

68
24.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS DE PUENTE

TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA
Francisco Núñez González
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

DIRECTOR DE TESIS
M.I. Humberto Gardea Villegas



"por mi raza hablará el espíritu"

CIUDAD UNIVERSITARIA
SEPTIEMBRE 1998

TESIS CON
FALLA DE CUBRIR

266946



Universidad Nacional
Autónoma de México



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
FING/DCTG/SEAC/UTTT/102/98

Señor
FRANCISCO NUÑEZ GONZALEZ
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**.

"PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS DE PUENTE"

INTRODUCCION

- I. DESCRIPCION GENERAL DE LOS PROCESOS DE SOCAVACION EN PUENTES. ASPECTOS HIDRAULICOS Y GEOTECNICOS**
- II. CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE PROTECCION CONTRA SOCAVACION LOCAL EN PILAS DE PUENTE**
- III. PROCEDIMIENTOS DE PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS DE PUENTE AUMENTANDO LA CAPACIDAD DEL LECHO PARA RESISTIR LA EROSION**
- IV. PROCEDIMIENTOS DE PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS DE PUENTE REDUCIENDO EL PODER DE LOS AGENTES EROSIVOS**
- V. MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PILAS SOCAVADAS**

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 a 3 de julio de 1998.

EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
IMCS/GMP*lmf

En virtud de la empresa que culmina, trayendo a cuevas el acopio de los rigurosos formalismos y acatamientos propios de la academia -en ocasiones fecundos y en otras no-, a la sazón de la eminente clausura de la labor postrera de este prudente y no menos modesto trabajo de disertación, es menester que el que suscribe la presente obra rinda los debidos agradecimientos y dedicatorias a tanto cuanto le parece pertinente. Tras esto, el ahora pasante dedica este compendio de estudio y exiguo conocimiento recién aprehendido, a sus carísimos padres, Emir y Francisco, a sus irremplazables hermanas, Karla y Karina, y a la entrañable jovencita de alentadora sonrisa, Dulce Vargas, de quienes estima su apoyo tenaz sin el cual no habría sido posible culminar tan ardua empresa. A su vez, considera es imperioso otorgar humildes agradecimientos al diligente Dr. Thomas y a los Maestros en Ingeniería Víctor Franco, Humberto Gardea Villegas y José Antonio Maza Álvarez, de quienes aprecia enormemente sus comentarios y valiosas recomendaciones. Asimismo, le es oportuno al sustentante, agradecer al Instituto de Ingeniería y a la Universidad Nacional Autónoma de México su desprendido y grato acogimiento durante el desarrollo de los estudios de carrera y de este proyecto terminal. A sabiendas de que habrá otros muchos tantos a quienes injustamente y de manera no deliberada se ha omitido en esta breve apostilla, el suscriptor brinda también este trabajo a ellos, a todos aquellos más quienes han dado algo de sí mismos para hacer de él la persona que es, y de manera enfática a su distinguida familia y a sus más entrañables amigos. A conciencia de ya haberse proferido demasiado cuando es menester delegarse a otros asuntos de mejor materia, no queda más que manifestar la fe del que suscribe la presente tesis en el aforismo alguna vez articulado por el célebre estadista y físico estadounidense Benjamín Franklin, a partir del cual se justifica la más profunda esencia de este trabajo: "Invertir en conocimientos produce siempre los mejores intereses"; constátese en mi proceder y beneficios la veracidad de tal sentencia.

Francisco Núñez González

México, D.F. , a 9 de setiembre de 1998.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	5
-------------------	---

CAPÍTULO I

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PROCESOS DE SOCAVACIÓN EN PUENTES. ASPECTOS HIDRÁULICOS Y GEOTÉCNICOS

I.1 Generalidades.....	9
I.2 Socavación Total.....	10
I.3 Socavación General.....	11
I.3.1 Degradación y Acreción.....	11
I.3.2 Socavación General durante Avenidas.....	12
I.4 Socavación por Contracción.....	13
I.4.1 Socavación en Flujo a Presión.....	15
I.5 Socavación Local.....	15
I.5.1 Socavación de Agua Clara y de Lecho Vivo.....	16
I.5.2 Socavación Local en Estribos.....	18
I.5.3 Socavación Local en Pilas.....	19
I.5.3.1 Parámetros que Intervienen en la Socavación Local en Pilas.....	20
I.5.3.2 Métodos para el Cálculo de la Socavación Local en Pilas.....	23
I.6 Inestabilidad del Cauce.....	36
I.6.1 Parámetros de Estabilidad.....	37
I.6.2 Clasificación de las Corrientes por su Geometría.....	38
I.6.3 Socavación por Confluencia.....	40
I.6.4 Socavación en Curvas.....	41

CAPÍTULO II

CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE PROTECCIÓN CONTRA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE

II.1 Clasificación Propuesta.....	43
II.2 Medidas de Protección en Puentes Nuevos.....	45
II.2.1 Procedimiento General de Diseño de Puentes Resistentes a la Socavación.....	49
II.2.2 Recopilación de Información.....	51
II.3 Medidas de Protección en Puentes ya Existentes.....	52
II.4 Inspección y Monitoreo de Puentes en Busca de Socavación.....	54

CAPÍTULO III

PROCEDIMIENTOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE AUMENTANDO LA CAPACIDAD DEL LECHO PARA RESISTIR LA EROSIÓN

III.1	Introducción	57
III.2	Factores Determinantes en el Desempeño de un Dispositivo de Protección	58
III.2.1	El Mecanismo de la Socavación Local.....	58
III.2.2	Inicio de Arrastre en el Transporte de Sedimentos.....	59
III.3	Pedraplenes	63
III.3.1	Métodos para el Diseño de Pedraplenes.....	64
III.3.2	Posibles Modos de Falla en Pedraplenes.....	66
III.3.3	Comparación de los Métodos para Dimensionamiento de Pedraplenes en Pilas.....	69
III.3.3.1	Evaluación de las Fórmulas de Diseño.....	74
III.3.4	Recomendaciones Finales para el Diseño de Pedraplenes en Pilas.	76
III.4	Alternativas al Pedraplón	77
III.4.1	Colchones con Mortero.....	77
III.4.2	Sacos con Mortero.....	78
III.4.3	Gaviones.....	80
III.4.4	Partículas de Alta Densidad.....	82
III.4.5	Anclas.....	82
III.4.6	Bloques de Concreto Prefabricados.....	83
III.4.6.1	Bloques de Concreto Articulado.....	83
III.4.6.2	Tetrápodos.....	86
III.4.6.3	Toscanos.....	87

CAPÍTULO IV

PROCEDIMIENTOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE REDUCIENDO EL PODER DE LOS AGENTES EROSIVOS

IV.1	Introducción	90
IV.2	Protección con Acciones sobre la Posición, la Geometría y la Rugosidad de la Pila	90
IV.3	Construcción de Estructuras de Protección Adyacentes a la Pila	93
IV.3.1	Tablestacas.....	93
IV.3.2	Postes y Pantallas Aguas Arriba de la Pila.....	93
IV.3.3	Veletas Sumergidas.....	95
IV.4	Uso de Medidas de Protección Sobre la Pila	97
IV.4.1	Collares, Placas y Pantallas Inclinadas.....	97
IV.4.2	Ranuras.....	100
IV.4.3	Defensas o Tajamares.....	101
IV.5	Cimentaciones Expuestas	102
IV.6	Estructuras para Control del Flujo	104

CAPÍTULO V

MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE PILAS SOCAVADAS

V.1 Introducción	106
V.2 Reparaciones en Pilas Dañadas por Socavación	106
V.2.1 Recalce de la Cimentación	106
V.3 Mejoramiento de la Capacidad de Cimentación Existente	109
V.3.1 Construcción de Caballetes con Pilotes	109
V.3.2 Uso de Micropilotes	110
V.3.3 Encamisados de la Pila	110
V.3.4 Estabilización del Suelo	112
V.4 Reconstrucción de la Cimentación	112
CONCLUSIONES	115
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117

APÉNDICES

APÉNDICE I

Ejemplo de Aplicación de Siete Diferentes Métodos de Diseño para Pedraplenes en Pilas .124

APÉNDICE II

Ejemplo de Diseño para la Protección de Pilas Usando Bloques de Concreto Articulado .129

APÉNDICE III

Ejemplo de Diseño para la Protección de Pilas Usando Toscanos 131

APÉNDICE IV

Factores de Conversión para el Sistema Internacional de Unidades de Medición 134

INTRODUCCIÓN

Millones de usuarios se desplazan diariamente a través de las vías de comunicación terrestre de nuestro país, ya sean autopistas, carreteras, caminos de terracería, o vías férreas y caminos secundarios que unen poblaciones lejanas en las serranías con la red nacional de carreteras. La intrincada ramificación de las vías terrestres es parte fundamental del desarrollo económico nacional. Se dice que con el arribo de un acceso carretero a una comunidad llega también el progreso, pues se incrementan las oportunidades de intercambio tanto comercial como cultural, y aunque esto implique ciertos riesgos para regiones acostumbradas al aislamiento, los beneficios lo justifican.

De cualquier forma, no es posible poner en duda la importancia de mantener unidas todas las regiones del país con accesos terrestres, los cuales, es condición necesaria se encuentren en buen estado para así cumplir cabalmente su función de enlace y vinculación del territorio nacional. Garantizar que esta condición se cumpla es responsabilidad de los organismos gubernamentales y empresas privadas concesionarias, quienes se encargan de diseñar y procurar el mantenimiento y conservación adecuados.

Los puentes son una componente indispensable de los sistemas de comunicación terrestre; son las estructuras encargadas de unir tramos separados por algún obstáculo, ya sea un río, un barranco o alguna depresión natural. Su importancia radica en la continuidad que ofrecen al sistema, por lo que un desperfecto que implique la suspensión del servicio brindado por un solo puente en algún tramo, puede suspender el servicio en todo el sistema o incrementar los tiempos de traslado al usarse vías alternas de menor capacidad. Por tal motivo la suspensión del servicio en un puente debe evitarse a toda costa, sobretodo en vías de mayor importancia.

Uno de los principales problemas (quizá el de mayor relevancia por los daños causados hasta la fecha) que enfrenta el ingeniero a cargo del diseño o mantenimiento de puentes, es el de la socavación en las pilas y estribos, pues este fenómeno es capaz de poner en riesgo la estabilidad de un puente, e incluso ocasionar su falla total. Datos de todo el mundo han puesto de manifiesto la importancia del fenómeno, pues se observa que la causa más común de falla en puentes es la socavación, ya sea en pilas o estribos.

En una investigación en los Estados Unidos, realizada por Smith en 1977, se estudiaron los ciento cuarenta y tres colapsos de puentes importantes, tanto ferroviarios como carreteros, ocurridos entre 1847 y 1975 para determinar la causa de la falla⁽¹⁾. La distribución de los casos estudiados entre nueve causas probables de falla se muestra en la Tabla 1, donde se observa que el 60% de las fallas estudiadas fueron causadas por fenómenos naturales, la mayor parte de ellos por avenidas en ríos, siendo la causa predominante la socavación. Otros estudios en los que se incluyen puentes y obras menores elevan el porcentaje de falla por socavación a un 90 % del total de los casos.

<i>Causa de falla</i>	<i>Número total de fallas</i>	<i>Observaciones</i>
Avenidas y movimiento de la cimentación	70	Dos por deslizamiento de taludes Una por escombros flotantes 66 por socavación Una por movimiento de la cimentación
Materiales deficientes	22	19 por fracturas en las barras de anclaje
Sobrecarga o accidente	14	10 por impacto de barcos
Cimbras o procedimientos constructivos inadecuados	12	
Temblores	11	
Proyecto inadecuado	5	
Viento	4	
Fatiga	4	
Corrosión	1	

Tabla 1 Diferentes causas de falla en puentes, según Smith (1977)⁽¹⁾.

La Unidad Estatal de Protección Civil informó que ya quedó restablecido el tránsito de vehículos en la carretera Oaxaca-Chiapas y fue cortado totalmente en la carretera Oaxaca-Pochutla esta madrugada al desplomarse el puente Chacalapa, con el cual ya van once los dañados; la carretera costera del Pacífico que comunica a Guerrero con el Istmo de Tehuantepec sigue obstruida por deslaves y derrumbes.

el aeropuerto de Acapulco mantendrá operaciones durante esta semana de 7 a 10 horas.

En cuanto a las vías terrestres se informó que el único acceso rumbo a Huixtla es por la ruta Oaxaca-Tehuantepec-Huixtla Cruz-Huixtla.

Por otro lado se dio a conocer que en la carretera Puerto Escondido-Puerto Nacional por tres puentes: Las Armas, Barrá Prieta y Los Tigres Hayan colapsado de las calzadas y la reparación será inmediata ya se facilita el pasajero a base de rampas y desviaciones.

teral en el área costera de Acapulco, salieron dados por unos 25 millones de pesos.

Habló sobre los cortes y derrumbes y expuso que sólo se podrá recomendar por carretera con Peñoles Nacional, en donde ocurrieron los cortes. Algunos puentes se volaron abajo en la zona de Cerro Grande, Cerro Zahuatlán, pero que en forma preventiva se había solucionado el problema.

A Oaxaca cierta ninguna autoridad ha manejado cifras para que se forma prevención se había solucionado el problema.

Figura 1 Notas del periódico Excelsior del día 11 de octubre de 1997, donde se reportan daños a puentes a causa del huracán Paulina.

En México se carece de algún estudio sistemático como el antes mencionado, sin embargo, de acuerdo con la experiencia de los casos atendidos por las dependencias relacionadas con puentes en nuestro país, es posible estimar que la socavación es la causante del 90% de los colapsos, y si se omiten las fallas durante la construcción o por deficiencia de la obra falsa, prácticamente la totalidad de los colapsos ha sido a causa de la socavación⁽²⁾. Los casos más recientes de que se tiene noticia en nuestro país se presentaron en octubre de 1997 con el huracán Paulina en las regiones costeras de Guerrero y Oaxaca, y más recientemente en septiembre de 1998 por las grandes precipitaciones en el estado de Chiapas. En ambos casos ocurrieron graves daños e incluso la falla de diversos puentes presumiblemente por socavación (Figuras 1 y 2).

La Dirección General de Conservación de Carreteras administra 6300 puentes en nuestro país, de los cuales se estima que el 40% sufre de socavación. Suponiendo que 15% de todos estos puentes son susceptibles a la socavación (en los Estados Unidos el estado de Texas cuenta con 39 000 puentes con 7 800 de ellos susceptibles a la socavación, lo que es un 20% de los puentes), entonces podemos decir que aproximadamente 1000 puentes en México necesitan atención profesional para evitar daños por socavación⁽³⁾. Si además de esto se considera que el costo de falla en un puente puede ser de 2 a 10 veces mayor que el costo del puente mismo⁽⁴⁾, como lo refiere la Federal Highway Administration (FHWA) organismo del gobierno de los Estados Unidos, se aprecia la relevancia que el fenómeno implica y la atención urgente que merece para evitar mayores pérdidas, tanto económicas, como incluso humanas.

Debido al colapso de varias decenas de puentes en los últimos diez años en países como Estados Unidos, (tan solo en 1987 diecisiete puentes resultaron dañados en los estados de Nueva York y Nueva Inglaterra), Gran Bretaña, Austria, Japón y Nueva Zelandia, en muchos países del mundo se ha realizado una nueva revisión de la seguridad de puentes contra la socavación durante avenidas, investigando la validez de los métodos de predicción de la profundidad de socavación, métodos para la inspección y monitoreo de puentes, medidas de protección y prevención, así como el análisis de modelos matemáticos y el desarrollo de investigación básica con nuevas tendencias.

Los estudios de socavación a los que actualmente se presta mayor atención son aquellos orientados a la recolección y análisis de datos de campo principalmente en tiempo real, es decir, justo cuando el fenómeno está actuando con mayor fuerza en la subestructura del puente, lo cual usualmente ocurre durante las avenidas de mayor magnitud. Este enfoque resulta de gran importancia, debido a que la mayor parte de las investigaciones realizadas anteriormente únicamente tenían fundamento en modelos de laboratorio, donde era necesario despreocuparse algunas de las diversas variables que intervienen en el fenómeno. Por lo que en el desarrollo del conocimiento del complejo fenómeno de la socavación aún existen ciertos rescoldos en espera de mejores teorías y modelos que los describan adecuadamente, de tal forma que la evaluación de la socavación probable y de los efectos relacionados con ésta deje de ser un arte más que una ciencia.

La mayor parte de la información existente acerca de la socavación se encuentra dispersa en artículos de revistas y congresos, son pocos los libros que contienen criterios y recomendaciones amplias y confiables, como son requeridas por el Ingeniero Civil con especialización en Hidráulica, para tomar decisiones en el diseño hidráulico y el mantenimiento de puentes con respecto a la socavación. Si nos remitimos únicamente a textos en nuestro idioma, la información se reduce enormemente a una bibliografía muy limitada. Si bien se han realizado trabajos sobre este tema en países como Venezuela y Colombia, las principales y escasas aportaciones con trabajos e investigación sobre socavación en nuestra lengua han sido realizados en el Instituto de Ingeniería de nuestra Universidad, principalmente a cargo del profesor José Antonio Maza Álvarez, quien ha aportado importante información al conocimiento del fenómeno, y cuyos textos y recomendaciones son utilizados en varios países de Latinoamérica.

Con la presente tesis se intenta contribuir aunque mínimamente al estudio del problema de la socavación en puentes. El principal propósito es el de aportar un texto en español con información actualizada sobre los estudios de socavación en todo el mundo; el siguiente objetivo de esta tesis se encuentra relacionado con la apremiante necesidad de controlar los efectos de la socavación en puentes, describiendo los métodos que han sido propuestos hasta la fecha, tanto los más recientes como los más antiguos, para la instalación de dispositivos que eliminen, protejan, o por lo menos reduzcan los efectos de la socavación en la cimentación de pilas de puentes existentes y por construirse.

La importancia de proteger los puentes y de evaluar la utilización de nuevos métodos de protección alternativos es grande, debido principalmente a los grandes costos que una falla implica, y en segunda instancia a los costos de sistemas de protección definitivos. Los sistemas alternativos pueden, si no evitar totalmente la presencia del fenómeno, sí reducirlo y controlarlo para evitar fallas pero con un costo mucho más económico. Estas ideas han sido estudiadas desde hace quizá 50 años, pero pocas veces han sido puestas en práctica. Para la presente tesis se realizó una exhaustiva revisión bibliográfica para detectar todos aquellos métodos y dispositivos que hasta la fecha han sido propuestos en la literatura para proteger pilas de puente contra la socavación, tratando de dar énfasis en aquellos métodos que ya han sido probados satisfactoriamente en campo durante los últimos años, y sin embargo también haciendo mención de aquellos otros métodos que tan solo han sido probados en laboratorio.

Chiapas: 41 muertos y 60 desaparecidos



La caídas del puente, cerca de Tapachula, después de fuertes lluvias en Chiapas el 10 de septiembre de 1998.

- Zedillo evalúa los estragos en la entidad; se aplica el plan D-111
- Cientos de damnificados por el desbordamiento de ríos en cinco estados
- Sigue el cierre de puertos en el Golfo de México y el Pacífico

Figura 2 Imagen del periódico *La Jornada* del día 10 de septiembre de 1998, donde aparece un puente fallado debido a las grandes precipitaciones pluviales en el estado de Chiapas.

La tesis se encuentra organizada de la siguiente forma, en principio el primer capítulo describe los conceptos básicos y definiciones de socavación necesarios para entender la naturaleza del fenómeno, junto con criterios y recomendaciones para el cálculo de la socavación en pilas. Posteriormente, el capítulo II presenta la clasificación de los tipos de protección de acuerdo con las diferentes tendencias existentes para controlar los efectos del fenómeno; de igual forma en este capítulo se describe la distinción de enfoques cuando se trata de proteger puentes nuevos o puentes existentes, así como una breve reseña de algunos de los dispositivos desarrollados para la inspección y monitoreo de puentes en busca de socavación.

En los capítulos III y IV se comentan y exponen los diversos procedimientos de protección encontrados en la literatura sobre el tema, junto con las recomendaciones para su instalación cuando éstas existen. De igual forma en estos capítulos se presentan algunos de los principios de hidráulica fluvial en los que se fundamenta el diseño y desempeño de estos dispositivos.

Por último, en el capítulo V aparece una breve descripción de los trabajos de mantenimiento y reparación de pilas atacadas por la socavación, y algunas de las técnicas usadas para llevar a cabo estos trabajos.

Al final del desarrollo de la tesis se presentan las Conclusiones y las referencias bibliográficas citadas en el texto.

En la parte final de este trabajo se incluyen cuatro apéndices. Los tres primeros incluyen ejemplos de aplicación para algunos de los dispositivos descritos en el capítulo III, como son los pedraplenes, colchones con mortero y elementos precolados. En el Apéndice IV se presentan los factores de conversión más usuales para el Sistema Internacional de Unidades, ya que a pesar de que la mayoría de las metodologías que aparecen en esta tesis emplean este sistema, para otras tantas es necesario utilizar las unidades del Sistema Inglés.

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PROCESOS DE SOCAVACIÓN EN PUENTES. ASPECTOS HIDRÁULICOS Y GEOTÉCNICOS.

I.1 GENERALIDADES.

La socavación es un fenómeno natural que se puede definir someramente como la acción erosiva de un flujo de agua en cualquier corriente, la cual remueve y acarrea material del lecho y de las márgenes⁽⁵⁾. A diferencia con el término erosión, que se refiere a una multitud de procesos físicos tales como la erosión de suelos, de una playa o de la margen de un río, el término socavación se utiliza para fenómenos locales⁽⁶⁾.

La socavación en una estructura puede ocasionar su falla. La física de la socavación en estructuras es particularmente compleja, porque adicionalmente a la complejidad de procesos que intervienen en el transporte de sedimentos, el patrón de flujo es normalmente de tres dimensiones con zonas de aceleración y desaceleración, vórtices locales, etc.

El fenómeno se presenta de manera abrupta cuando ocurre un evento extraordinario (avenida) en un cauce, y aunque también se observa en situaciones de flujo normal, en éstas no llega a tener condiciones tan críticas. De igual manera, la presencia de algún obstáculo que interfiera el libre flujo del agua, como pueden ser las pilas o estribos de un puente o escombros acumulados en el cauce, incrementa el efecto de la socavación. En tiempos recientes la añadidura de diversos tipos de estructuras en algunos ríos ha alterado severamente su régimen, lo que ha originado impactos significantes en el transporte y depósito de sedimentos, lo que en ciertas ocasiones agrava el problema⁽⁷⁾.

Cuando el material del lecho es granular, la socavación tiene mayores efectos que cuando se trata de material cohesivo, la diferencia tan solo estriba en el tiempo que tarda la corriente en erosionarlos, pues la profundidad última de socavación en ambos casos llegará a ser igual, e incluso podría ser hasta más profunda en suelos cohesivos que en suelos granulares sueltos. La máxima profundidad de socavación en lechos compuestos de arena o grava se alcanzará en cuestión de horas; en lechos de material cohesivo en días; en morrena glacial, arenisca y esquisto en meses; en piedra caliza en años; y para granito de alta densidad en centurias⁽⁸⁾.

Aunque el efecto erosivo es más significativo en materiales aluviales, la roca profundamente intemperizada también puede ser vulnerable en ciertas circunstancias, por tanto al diseñar una estructura sobre un cauce se debe tener en cuenta este efecto y también estimar cuándo es despreciable, pues las formaciones masivas de roca con pocas discontinuidades pueden ser altamente resistentes a la socavación y erosión durante la vida útil de un puente típico. Por lo que la socavación en sí misma comúnmente no es un problema, éstos se originan cuando la socavación pone en riesgo la integridad estructural de los cimientos.

El fenómeno se toma insidioso y difícil de evaluar debido a que se puede presentar incluso en un puente sin previas manifestaciones de socavación. Esto puede ocurrir debido a una crecida excepcional o como resultado de algún cambio natural o inducido por el hombre en las características del curso del agua. Durante una avenida, la socavación se puede desarrollar hasta un nivel muy cercano a ocasionar inestabilidad estructural. A medida que el nivel de la crecida desciende, el área socavada se rellena para no dejar ningún rastro obvio apreciable durante subsecuentes inspecciones⁽⁹⁾. Al término de una creciente el río recupera muy aproximadamente el nivel del fondo de su cauce original, pues cuando las aguas tienden a bajar el río pierde gasto y velocidad, disminuyendo su capacidad de arrastre.

Lo anterior demuestra que no existe ninguna relación entre los materiales que se observan en el lecho de un cauce en la época de sequía, con la potencia de socavación durante la creciente, pues estos materiales han sido depositados por una corriente debilitada. La potencia socavadora de la corriente depende entonces de las características topográficas de aguas abajo para la determinación de la velocidad y de la altura del agua, y sólo depende de la cuenca aguas arriba por el gasto. En cambio el material acumulado depende de las características geológicas, geográficas e hidrológicas de la cuenca aguas arriba del cruce.

Esta situación pone de manifiesto parte de la complejidad del fenómeno, pues las características de la socavación varían de un río a otro, dentro de un mismo río varían de un cruce a otro y aún para un mismo cruce varían en función del gasto y de la distribución de velocidades en la sección transversal. Dada esta complejidad en los factores que intervienen, la estimación de la socavación no puede hacerse únicamente con bases teóricas, sino que debe basarse en la experiencia, la cual debe ser guiada por diferentes fuentes de aprendizaje, de las cuales las más dramáticas y quizá más útiles son las fallas que ocurren como resultado de un diseño inadecuado contra la socavación.

A pesar de existir numerosos estudios en los que se desarrollan ecuaciones y modelos para predecir la profundidad de socavación, los principios de análisis no están bien establecidos, y los resultados de varias investigaciones frecuentemente ofrecen diferentes tendencias. Esto se debe al carácter empírico que aún tiene la hidráulica fluvial, si bien ya se dispone de algunos modelos matemáticos de predicción, la investigación en esta rama es incipiente.

En cuanto a la socavación en regiones costeras, los mecanismos de socavación son los mismos que afectan a los ríos, únicamente se alteran las condiciones del flujo debido a las mareas, por lo que las ecuaciones usadas para determinar la socavación en ríos son aplicables si los parámetros hidráulicos (tirante, gasto, velocidad media, etc.) son evaluados cuidadosamente.

1.2 SOCAVACIÓN TOTAL.

Como se mencionó en el apartado anterior, la socavación en una corriente o en las inmediaciones de una estructura se debe a diferentes causas que actúan en mayor o menor grado dependiendo de las características propias del cauce y de la estructura. Conceptualmente, la socavación es separada en diferentes componentes para poder entender mejor la totalidad del problema, la suma del efecto de éstas resulta en lo que se denomina *socavación total*.

Es necesario tener en claro que estas componentes no son independientes unas de otras, debido a que el patrón de socavación es resultado del patrón de flujo y la variación en la capacidad de transporte de sedimento de un punto a otro en la corriente.

La clasificación de las componentes o tipos de socavación que se pueden presentar en el cruce de un puente en un río es la siguiente:

- *Socavación general*. Es la socavación que ocurre en un río o corriente como resultado de procesos naturales o inducidos por el hombre sin importar si hay o no una estructura.
- *Socavación por contracción*. Ocurre generalmente cuando una estructura causa el estrechamiento de un curso de agua y por consiguiente el incremento en la velocidad del flujo.
- *Socavación local*. Es resultado directo de la distorsión que se provoca en el patrón de flujo en la inmediata vecindad con una estructura.

En una clasificación alterna propuesta por Maza (1968)⁽¹⁰⁾, a los anteriores se agregan otros tipos de socavación que no deben ser pasados por alto, como son la socavación en curvas y la socavación aguas abajo de presas. Asimismo, es necesario considerar el desplazamiento lateral del cauce debido a su inestabilidad, pues este desplazamiento también puede erosionar las aproximaciones a un puente o alterar la socavación total al cambiar la alineación de la corriente con respecto al puente.

Adicionalmente a la clasificación anterior, se debe considerar la socavación con respecto a diferentes condiciones de transporte para los casos de socavación local y por contracción; estas condiciones son las siguientes:

· *Socavación de agua clara*, ocurre si el material del lecho en la corriente natural aguas arriba del área de socavación está en reposo. De este modo los esfuerzos cortantes en el lecho a cierta distancia de la estructura no son mayores que el esfuerzo cortante crítico para el inicio del movimiento de una partícula.

· *Socavación de lecho vivo*, también referida como socavación con transporte de sedimento del material del fondo, ocurre cuando la corriente induce un movimiento general del material del lecho. Esto significa que los esfuerzos cortantes en el fondo son generalmente mayores que el crítico. Las profundidades de socavación de equilibrio son alcanzadas cuando la cantidad de material removido del foso de socavación por el flujo, se igualan a la cantidad de material arrastrado al foso desde aguas arriba⁽⁷⁾.

En los siguientes apartados se describirán con mayor detalle cada una de las componentes de la socavación total por separado.

1.3 SOCAVACIÓN GENERAL

La *socavación general* se refiere a los cambios en la elevación del fondo verificados en una extensa área del cauce; cobra mayor importancia durante el paso de una avenida, pues es en estos eventos extraordinarios cuando el arrastre se incrementa por la inestabilidad generada en el fondo. También puede ocurrir en un largo periodo de tiempo, manifestada a través de la degradación y acreción del lecho, lo que se relaciona con los cambios a largo plazo en la profundidad del cauce debidos al hecho de que normalmente la socavación en un sitio va acompañada por la sedimentación en otro. Por tanto, el fondo de un cauce puede estar en estado de acreción, degradación o en relativo equilibrio en la vecindad del cruce de un puente⁽⁴⁾.

1.3.1 Degradación y Acreción.

Los cambios a largo plazo en la elevación del fondo de una corriente, degradación y acreción, son el resultado de modificaciones al cauce o a la cuenca que lo alimenta. Estas modificaciones pueden ser ocasionadas tanto por procesos naturales como por actividades humanas durante la vida útil de un puente.

La degradación ocurre por causas naturales al tenerse a la corriente como constante agente geológico de erosión; también puede ocurrir debido a la bifurcación del flujo o al desvío de agua fuera del cauce, entre otras; a su vez el material arrastrado en este proceso origina acreción en otro punto.

En cuanto a los factores humanos que afectan los niveles del lecho del río se tienen: la reducción o aumento en el abastecimiento de sedimento por la presencia de presas (aguas arriba o aguas abajo del puente), los cambios en el uso de suelo de la cuenca (urbanización, deforestación), la canalización y los trabajos de rectificación del cauce, y la extracción de grava del fondo; éste último factor puede incluso llevar a un puente hasta una situación crítica de socavación, si la explotación de material es exhaustiva y no regulada adecuadamente por organismos gubernamentales⁽¹¹⁾ (ver Figura 1.1).

La acción opuesta a la degradación, la acreción, en la cual hay depósito de material en el canal de un río, puede también acarrear problemas subsecuentes. El inconveniente obvio es la elevación de la superficie del agua debido al ascenso del fondo en una amplia extensión, lo cual parecería no ser un problema de socavación; sin embargo, el ascenso de la superficie libre del agua puede ocasionar el enganchamiento de escombros en las partes más bajas del puente, restringiendo el área de la corriente fluvial y aumentando la capacidad del flujo localmente para transportar sedimento. La socavación local resultante podría ser mayor que la acreción general. El depósito en el canal del río también puede llevar a que un mayor porcentaje del flujo durante una avenida tenga que pasar los límites de la llanura de inundación, lo cual incrementaría la socavación local en los estribos de un puente.

El análisis de los cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce debe realizarse usando los principios de la mecánica fluvial. Tal análisis requiere de la consideración de todos los factores influyentes sobre el cruce de un puente, como son los escurrimientos de la cuenca al canal (hidrología), la aportación de

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PROCESOS DE SOCAVACIÓN EN PUENTES. ASPECTOS HIDRÁULICOS Y GEOTÉCNICOS.

I.1 GENERALIDADES.

La socavación es un fenómeno natural que se puede definir someramente como la acción erosiva de un flujo de agua en cualquier corriente, la cual remueve y acarrea material del lecho y de las márgenes⁽⁵⁾. A diferencia con el término erosión, que se refiere a una multitud de procesos físicos tales como la erosión de suelos, de una playa o de la margen de un río, el término socavación se utiliza para fenómenos locales⁽⁶⁾.

La socavación en una estructura puede ocasionar su falla. La física de la socavación en estructuras es particularmente compleja, porque adicionalmente a la complejidad de procesos que intervienen en el transporte de sedimentos, el patrón de flujo es normalmente de tres dimensiones con zonas de aceleración y desaceleración, vórtices locales, etc.

El fenómeno se presenta de manera abrupta cuando ocurre un evento extraordinario (avenida) en un cauce, y aunque también se observa en situaciones de flujo normal, en éstas no llega a tener condiciones tan críticas. De igual manera, la presencia de algún obstáculo que interfiera el libre flujo del agua, como pueden ser las pilas o estribos de un puente o escombros acumulados en el cauce, incrementa el efecto de la socavación. En tiempos recientes la añadidura de diversos tipos de estructuras en algunos ríos ha alterado severamente su régimen, lo que ha originado impactos significantes en el transporte y depósito de sedimentos, lo que en ciertas ocasiones agrava el problema⁽⁷⁾.

Cuando el material del lecho es granular, la socavación tiene mayores efectos que cuando se trata de material cohesivo, la diferencia tan solo estriba en el tiempo que tarda la corriente en erosionarlos, pues la profundidad última de socavación en ambos casos llegará a ser igual, e incluso podría ser hasta más profunda en suelos cohesivos que en suelos granulares sueltos. La máxima profundidad de socavación en lechos compuestos de arena o grava se alcanzará en cuestión de horas; en lechos de material cohesivo en días; en morrena glacial, arenisca y esquisto en meses; en piedra caliza en años; y para granito de alta densidad en centurias⁽⁸⁾.

Aunque el efecto erosivo es más significativo en materiales aluviales, la roca profundamente intemperizada también puede ser vulnerable en ciertas circunstancias, por tanto al diseñar una estructura sobre un cauce se debe tener en cuenta este efecto y también estimar cuándo es despreciable, pues las formaciones masivas de roca con pocas discontinuidades pueden ser altamente resistentes a la socavación y erosión durante la vida útil de un puente típico. Por lo que la socavación en sí misma comúnmente no es un problema, éstos se originan cuando la socavación pone en riesgo la integridad estructural de los cimientos.

El fenómeno se toma insidioso y difícil de evaluar debido a que se puede presentar incluso en un puente sin previas manifestaciones de socavación. Esto puede ocurrir debido a una crecida excepcional o como resultado de algún cambio natural o inducido por el hombre en las características del curso del agua. Durante una avenida, la socavación se puede desarrollar hasta un nivel muy cercano a ocasionar inestabilidad estructural. A medida que el nivel de la crecida desciende, el área socavada se rellena para no dejar ningún rastro obvio apreciable durante subsecuentes inspecciones⁽⁹⁾. Al término de una creciente el río recupera muy aproximadamente el nivel del fondo de su cauce original, pues cuando las aguas tienden a bajar el río pierde gasto y velocidad, disminuyendo su capacidad de arrastre.

Lo anterior demuestra que no existe ninguna relación entre los materiales que se observan en el lecho de un cauce en la época de sequía, con la potencia de socavación durante la creciente, pues estos materiales han sido depositados por una corriente debilitada. La potencia socavadora de la corriente depende entonces de las características topográficas de aguas abajo para la determinación de la velocidad y de la altura del agua, y sólo depende de la cuenca aguas arriba por el gasto. En cambio el material acumulado depende de las características geológicas, geográficas e hidrológicas de la cuenca aguas arriba del cruce.

Esta situación pone de manifiesto parte de la complejidad del fenómeno, pues las características de la socavación varían de un río a otro, dentro de un mismo río varían de un cruce a otro y aún para un mismo cruce varían en función del gasto y de la distribución de velocidades en la sección transversal. Dada esta complejidad en los factores que intervienen, la estimación de la socavación no puede hacerse únicamente con bases teóricas, sino que debe basarse en la experiencia, la cual debe ser guiada por diferentes fuentes de aprendizaje, de las cuales las más dramáticas y quizá más útiles son las fallas que ocurren como resultado de un diseño inadecuado contra la socavación.

A pesar de existir numerosos estudios en los que se desarrollan ecuaciones y modelos para predecir la profundidad de socavación, los principios de análisis no están bien establecidos, y los resultados de varias investigaciones frecuentemente ofrecen diferentes tendencias. Esto se debe al carácter empírico que aún tiene la hidráulica fluvial, si bien ya se dispone de algunos modelos matemáticos de predicción, la investigación en esta rama es incipiente.

En cuanto a la socavación en regiones costeras, los mecanismos de socavación son los mismos que afectan a los ríos, únicamente se alteran las condiciones del flujo debido a las mareas, por lo que las ecuaciones usadas para determinar la socavación en ríos son aplicables si los parámetros hidráulicos (tirante, gasto, velocidad media, etc.) son evaluados cuidadosamente.

1.2 SOCAVACIÓN TOTAL.

Como se mencionó en el apartado anterior, la socavación en una corriente o en las inmediaciones de una estructura se debe a diferentes causas que actúan en mayor o menor grado dependiendo de las características propias del cauce y de la estructura. Conceptualmente, la socavación es separada en diferentes componentes para poder entender mejor la totalidad del problema, la suma del efecto de éstas resulta en lo que se denomina *socavación total*.

Es necesario tener en claro que estas componentes no son independientes unas de otras, debido a que el patrón de socavación es resultado del patrón de flujo y la variación en la capacidad de transporte de sedimento de un punto a otro en la corriente.

La clasificación de las componentes o tipos de socavación que se pueden presentar en el cruce de un puente en un río es la siguiente:

- *Socavación general.* Es la socavación que ocurre en un río o corriente como resultado de procesos naturales o inducidos por el hombre sin importar si hay o no una estructura.
- *Socavación por contracción.* Ocurre generalmente cuando una estructura causa el estrechamiento de un curso de agua y por consiguiente el incremento en la velocidad del flujo.
- *Socavación local.* Es resultado directo de la distorsión que se provoca en el patrón de flujo en la inmediata vecindad con una estructura.

En una clasificación alterna propuesta por Maza (1968)⁽¹⁰⁾, a los anteriores se agregan otros tipos de socavación que no deben ser pasados por alto, como son la socavación en curvas y la socavación aguas abajo de presas. Asimismo, es necesario considerar el desplazamiento lateral del cauce debido a su inestabilidad, pues este desplazamiento también puede erosionar las aproximaciones a un puente o alterar la socavación total al cambiar la alineación de la corriente con respecto al puente.

Adicionalmente a la clasificación anterior, se debe considerar la socavación con respecto a diferentes condiciones de transporte para los casos de socavación local y por contracción; estas condiciones son las siguientes:

· *Socavación de agua clara*, ocurre si el material del lecho en la corriente natural aguas arriba del área de socavación está en reposo. De este modo los esfuerzos cortantes en el lecho a cierta distancia de la estructura no son mayores que el esfuerzo cortante crítico para el inicio del movimiento de una partícula.

· *Socavación de lecho vivo*, también referida como socavación con transporte de sedimento del material del fondo, ocurre cuando la corriente induce un movimiento general del material del lecho. Esto significa que los esfuerzos cortantes en el fondo son generalmente mayores que el crítico. Las profundidades de socavación de equilibrio son alcanzadas cuando la cantidad de material removido del foso de socavación por el flujo, se igualan a la cantidad de material arrastrado al foso desde aguas arriba⁽⁷⁾.

En los siguientes apartados se describirán con mayor detalle cada una de las componentes de la socavación total por separado.

1.3 SOCAVACIÓN GENERAL

La *socavación general* se refiere a los cambios en la elevación del fondo verificados en una extensa área del cauce; cobra mayor importancia durante el paso de una avenida, pues es en estos eventos extraordinarios cuando el arrastre se incrementa por la inestabilidad generada en el fondo. También puede ocurrir en un largo periodo de tiempo, manifestada a través de la degradación y acreción del lecho, lo que se relaciona con los cambios a largo plazo en la profundidad del cauce debidos al hecho de que normalmente la socavación en un sitio va acompañada por la sedimentación en otro. Por tanto, el fondo de un cauce puede estar en estado de acreción, degradación o en relativo equilibrio en la vecindad del cruce de un puente⁽⁴⁾.

1.3.1 Degradación y Acreción.

Los cambios a largo plazo en la elevación del fondo de una corriente, degradación y acreción, son el resultado de modificaciones al cauce o a la cuenca que lo alimenta. Estas modificaciones pueden ser ocasionadas tanto por procesos naturales como por actividades humanas durante la vida útil de un puente.

La degradación ocurre por causas naturales al tenerse a la corriente como constante agente geológico de erosión; también puede ocurrir debido a la bifurcación del flujo o al desvío de agua fuera del cauce, entre otras; a su vez el material arrastrado en este proceso origina acreción en otro punto.

En cuanto a los factores humanos que afectan los niveles del lecho del río se tienen: la reducción o aumento en el abastecimiento de sedimento por la presencia de presas (aguas arriba o aguas abajo del puente), los cambios en el uso de suelo de la cuenca (urbanización, deforestación), la canalización y los trabajos de rectificación del cauce, y la extracción de grava del fondo; éste último factor puede incluso llevar a un puente hasta una situación crítica de socavación, si la explotación de material es exhaustiva y no regulada adecuadamente por organismos gubernamentales⁽¹¹⁾ (ver Figura 1.1).

La acción opuesta a la degradación, la acreción, en la cual hay depósito de material en el canal de un río, puede también acarrear problemas subsecuentes. El inconveniente obvio es la elevación de la superficie del agua debido al ascenso del fondo en una amplia extensión, lo cual parecería no ser un problema de socavación; sin embargo, el ascenso de la superficie libre del agua puede ocasionar el enganchamiento de escombros en las partes más bajas del puente, restringiendo el área de la corriente fluvial y aumentando la capacidad del flujo localmente para transportar sedimento. La socavación local resultante podría ser mayor que la acreción general. El depósito en el canal del río también puede llevar a que un mayor porcentaje del flujo durante una avenida tenga que pasar los límites de la llanura de inundación, lo cual incrementaría la socavación local en los estribos de un puente.

El análisis de los cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce debe realizarse usando los principios de la mecánica fluvial. Tal análisis requiere de la consideración de todos los factores influyentes sobre el cruce de un puente, como son los escurrimientos de la cuenca al canal (hidrología), la aportación de

sedimento al canal (erosión), la capacidad de transporte de material del canal (hidráulica), así como la respuesta del canal a estos factores (geomorfología y mecánica fluvial). Este análisis requiere de un estudio de la historia pasada del río y de las actividades humanas en él, un estudio del actual uso del agua y del terreno, así como de las actividades de control del cauce, y finalmente el contactar a todas las entidades o agencias relacionadas con el río para determinar posibles cambios a futuro en éste.

Para evaluar los efectos que la degradación y la acreción pueden tener en un cauce, se recomienda consultar las referencias (6),(10),(12),(13) y (14).

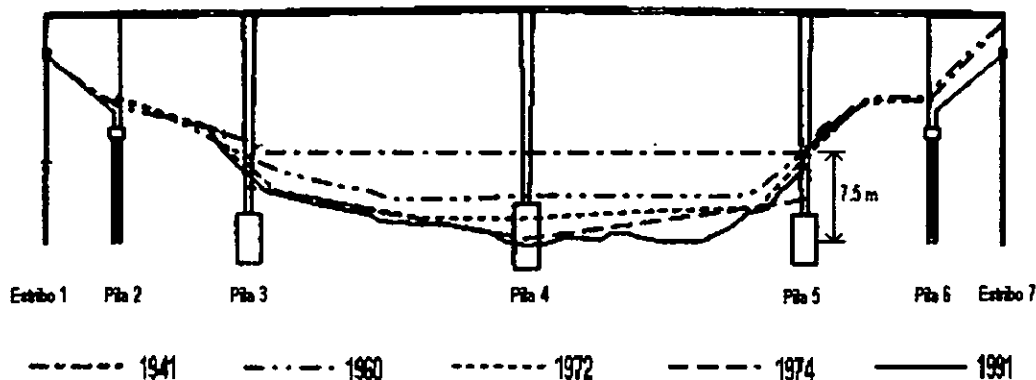


Figura I.1 Degradación de un cauce debido a la extracción excesiva de material del lecho, poniendo en riesgo la estabilidad de un puente, según Crosssett (1993)⁽¹¹⁾.

I.3.2 Socavación General Durante Avenidas.

En el proceso de socavación general durante avenidas todo el fondo de un río sufre un descenso eventual; esto sucede debido a la mayor capacidad de la corriente para arrastrar material sólido en suspensión, al cual toma del fondo y lo levanta. Este fenómeno ocurre a lo largo de todo el río y no es privativo de las secciones con estructuras.

Si el material es granular, una vez que empieza a disminuir la creciente, los granos descienden al fondo de tal forma que al llegar el estiaje prácticamente el nivel del fondo del río es el mismo que tenía antes de las avenidas de no haber alguna obra o corte de algún meandro cercano que influyera en la zona. Si el material es muy fino no alcanzan a depositarse grandes cantidades de material inmediatamente al descender las avenidas y por tanto al volver el estiaje o al menos después de algunos días de pasar los gastos máximos, el fondo se encuentra a profundidades mayores que las observadas originalmente⁽¹⁵⁾.

Como ya se mencionó, un tramo determinado de un río se encuentra en equilibrio cuando el nivel medio del fondo es casi constante en todos los estiajes, bajo proceso erosivo o de degradación cuando el nivel medio del fondo se encuentra cada año en un nivel inferior y en proceso de sedimentación o acreción al suceder lo contrario. Al tratar la erosión general en avenidas se presupone la condición de equilibrio, y por tanto, la socavación que se calcula al presentarse un gasto Q_d dado ocurrirá en el futuro, en cualquier año en que dicho gasto se presente.

Si el tramo de río está sujeto a procesos de degradación y acreción, el cálculo de la socavación general sólo será válido para el período de avenidas que sigue al estiaje en que se obtuvo la sección transversal utilizada en el cálculo⁽¹⁰⁾.

Para el cálculo de la socavación general se dispone del método propuesto por Lischvan-Lebediev que se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima

necesaria para no erosionar el material del fondo. En las referencias (10),(15) y (16), se muestran los procedimientos para aplicar este método.

Por último, es importante mencionar la tendencia que tienen muchos ríos, especialmente ríos amplios que fluyen sobre grava, a desarrollar canales como se muestra en la Figura 1.2. La parte más baja del fondo en un canal de este tipo puede estar muy por debajo del nivel medio del fondo. Si esta parte del canal llegara a coincidir con la localización de una pila de puente, los dos efectos se combinarían para producir fosos de socavación aún mayores⁽⁷⁾.

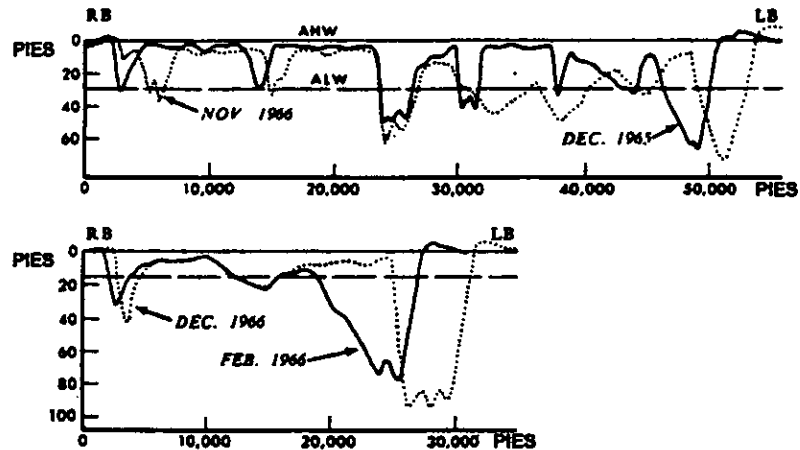


Figura 1.2 Canal desarrollado en la sección transversal de un río, según Breusers y Raudkivi (1991)⁽⁷⁾.

1.4 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN.

La socavación por contracción ocurre cuando el ancho del canal es reducido por causas naturales o por la presencia de un puente. También es referida como socavación transversal⁽¹⁰⁾ debido a que se presenta en la sección bajo un puente a todo lo ancho del cauce.

La reducción del área hidráulica en una sección obliga a la corriente a aumentar su velocidad para que pueda fluir el mismo gasto (ecuación de continuidad), lo que origina un aumento en la capacidad del flujo para arrastrar sedimento y por consiguiente un descenso en la profundidad de la sección. Mientras la profundidad del lecho decrece, el área hidráulica aumenta y tanto la velocidad como el esfuerzo cortante disminuyen hasta que se alcanza el equilibrio entre el gasto y el sedimento que entran; para la condición de socavación de lecho vivo, el equilibrio se presenta cuando el material que es transportado al tramo en estudio es igual al que es transportado hacia afuera, y en el caso de socavación de agua clara se presenta cuando el esfuerzo cortante y la velocidad disminuyen hasta una magnitud tal que es menor a los valores críticos para el tamaño del material del lecho.

La reducción del área hidráulica puede ocurrir debido a cualquier combinación de los siguientes factores:

- 1) un estrechamiento natural de la corriente;
- 2) largas aproximaciones al puente sobre la llanura de inundación o incluso sobre el canal;
- 3) la presencia de pilas de puente;
- 4) la acumulación de escombros o crecimiento de vegetación en la sección del canal o en la llanura de inundación;
- 5) la convergencia de secciones transversales del río (confluencias).

Estos factores probablemente han causado la mayor parte de las fallas de pilas de puente y desafortunadamente son difíciles de evaluar⁽¹⁷⁾.

Con el objeto de reducir los costos de construcción a menudo son usadas las contracciones geomorfológicas de los ríos para instalar los puentes, sin considerar que durante grandes avenidas existe una concentración considerable del flujo bajo la sección del puente, lo que resulta en socavación por contracción.

La contracción en un puente puede ocurrir tanto en lo que es considerado el canal normal de la corriente, como en cualquier llanura de inundación adyacente donde el flujo no es frecuente. La contracción puede variar con el tirante del agua y la severidad de una avenida, por ejemplo, los cimientos como pilas o cajones pueden causar un incremento significativo en la velocidad media a través de la sección con bajos tirantes, pero el efecto en la velocidad media puede ser despreciable con tirantes grandes. Un estribo puede afectar solamente a la sección transversal durante el paso de flujos extraordinarios, mientras que una pila de ancho variable, tal como un arco, tendrá un mayor efecto de contracción con el aumento del tirante.

El efecto de cualquier restricción en la llanura de inundación solamente llegará a ser apreciable cuando sean excedidos los niveles de flujo máximos en los taludes del canal principal. Si una llanura de inundación es atravesada por un terraplén continuo, el potencial de socavación por contracción será mucho mayor, a que si la llanura fuese atravesada por un puente de alivio o por un terraplén con aberturas de desahogo adecuadas para avenidas, asumiendo que éstas no están bloqueadas con vegetación o escombros.

La presencia de escombros tales como troncos y material vegetal en la sección del puente puede ser un grave problema que resultará en socavación por contracción y socavación local, por lo que debe evitarse su acumulación excesiva (Figura 1.3).



Figura 1.3 Acumulación de escombros en la sección de un puente.

Existen diversas aproximaciones para valuar la socavación debido a la reducción del área hidráulica, en las que contrariamente a la socavación local, donde todos los análisis están basados en resultados experimentales, las investigaciones dependen mucho más de análisis basados en suposiciones. En las referencias (4), (7) y (10) se pueden encontrar procedimientos para valuar la socavación por contracción, siendo las aproximaciones de Laursen (1960,1980)⁽⁴⁾ las más comúnmente usadas; aunque hay que considerar que el diseño real debe estar basado en la experiencia con el río en estudio o con situaciones similares.

1.4.1 Socavación en Flujo a Presión.

Un caso muy particular de socavación por contracción ocurre cuando la elevación de la superficie libre del agua en la cara aguas arriba de un puente, es mayor o igual a la elevación del paño inferior de la superestructura del puente. Esta contracción vertical del flujo puede presentarse durante una avenida extraordinaria, por lo que es muy poco común, sin embargo no debe dejarse de tomar en cuenta.

Quando los puentes son sobrepasados por el nivel del agua los principios hidráulicos que gobiernan el sitio del puente son dramáticamente alterados, cambiando las condiciones de flujo a superficie libre a condiciones de flujo a presión, también conocido como flujo a través de un orificio. En estas condiciones de flujo las profundidades de socavación en pilas y estribos son mayores que las que se presentan para flujo a superficie libre con tirantes y velocidades de aproximación similares.

El flujo a presión bajo un puente, es el resultado de una acumulación de agua en la cara aguas arriba, y una inmersión del flujo hacia abajo y debajo del puente. Cuando se presentan tirantes de aproximación aún mayores, el puente puede quedar totalmente sumergido, resultando un flujo muy complejo que combina flujo a presión bajo el puente y flujo a superficie libre sobre la superestructura del puente, el cual se puede comparar con el flujo a través de un vertedor de pared gruesa⁽⁴⁾.

En estudios realizados por la FHWA (1993), se hizo la distinción entre dos componentes que intervienen en este fenómeno, éstas son: la debida a la cubierta del puente y la debida a la pila. La primera es una forma de socavación por contracción vertical, por lo que puede valuarse con el mismo criterio que una contracción horizontal; la segunda componente, la debida a la pila, llega a tener mayor importancia, pues en estudios de laboratorio se ha observado que la socavación local en las pilas puede llegar a incrementarse hasta en un 200 a 300% por flujo a presión⁽¹⁸⁾. El incremento de la socavación local en una pila sujeta a flujo a presión, resulta de la inmersión del flujo hacia el lecho del río por el choque con la superestructura del puente, y de manera secundaria, por el aumento en la intensidad de los vórtices.

Aunque para el análisis de este caso particular de socavación, los efectos acumulativos del flujo a presión pueden ser incorporados en la estimación de la socavación en pilas por medio de una burda corrección, las dos componentes antes mencionadas pueden y deben ser estimadas por separado y después sumadas. Para mayores detalles sobre la evaluación de dichas componentes, se recomienda consultar la referencia (18).

El caso de socavación inducida por flujo a presión ha sido poco estudiado, pues la mayoría de las investigaciones de socavación en puentes han sido realizadas bajo condiciones de flujo a superficie libre relativamente ideales, las ecuaciones de predicción están basadas en el uso de las profundidades y velocidades de aproximación representativas. Estudios más amplios se están llevando a cabo para desarrollar procedimientos que consideren la socavación de lecho vivo, pues en las investigaciones de la FHWA tan solo se consideró el caso de socavación de agua clara.

1.5 SOCAVACIÓN LOCAL.

La socavación local se produce en pilas y estribos de puentes debido al cambio en el patrón de flujo que estas obstrucciones generan, lo cual origina aceleraciones y la aparición de sistemas de vórtices muy eficaces en la remoción de material.

En general, las erosiones localizadas constituyen un fenómeno tridimensional y variable, extremadamente complejo y difícil de abordar por vía analítica, por lo que los estudios experimentales realizados en laboratorios, constituyen la mejor vía para aproximarse al estudio del problema.

El fenómeno se explica por el cambio de energía cinética a potencial que ocurre en la superficie frontal a la obstrucción; este cambio forma una onda en la superficie del agua llamada sobreelevación hidráulica o espiral superficial, bajo la cual existe una mayor presión hidrostática que logra que las líneas de corriente de aproximación desciendan hasta el fondo, donde crean sistemas de vórtices conocidos como vórtices de

herradura (Figura I.4). El flujo descendente causa la socavación, mientras que el flujo ascendente de los vórtices remueve la mayor parte del material socavado y lo amontona en los extremos. A medida que el foso de socavación se desarrolla, dentro de éste se forman otros vórtices en espiral, también capaces de extraer el material fuera del foso para que sea barrido por la corriente principal. Como resultado de estos fenómenos, generalmente aguas abajo en las inmediaciones de una pila se presenta una zona de sedimentación.

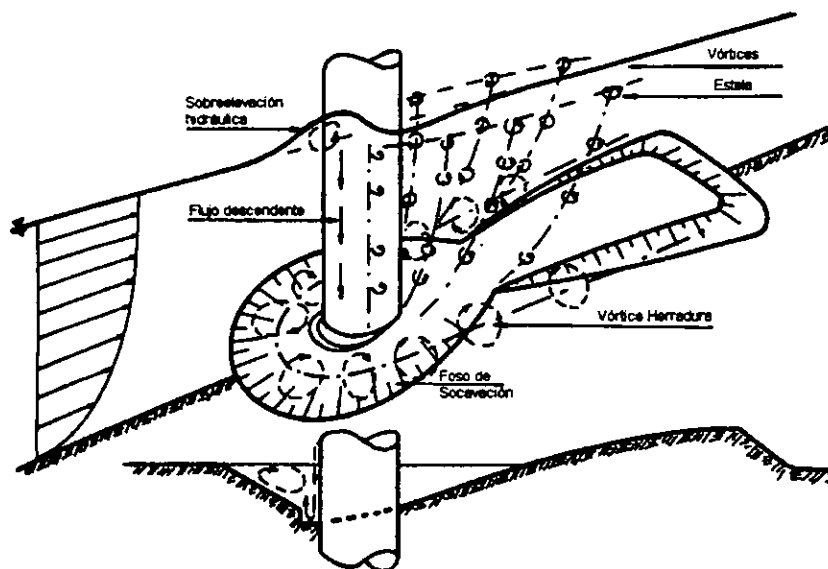


Figura I.4 Representación esquemática de la socavación local en una pila cilíndrica, según Raudkivi (1991)⁽⁷⁾.

Los factores que afectan la magnitud de la socavación local en pilas y estribos son los siguientes⁽⁴⁾: la velocidad del flujo de aproximación, el tirante, el ancho de la pila, el gasto interceptado por el estribo, el cual es encauzado nuevamente al canal principal en el sitio del estribo, el largo de la pila (si ésta forma cierto ángulo con respecto al flujo), el tamaño y granulometría del material del fondo, el ángulo de ataque del flujo de aproximación con respecto a la pila o estribo, la forma de la pila o estribo, la configuración estratigráfica del fondo del cauce, y en ciertos casos las formaciones de hielo, obstáculos y/o desechos arrastrados.

1.5.1 Socavación de agua clara y de lecho vivo.

La socavación local ocurre cuando la capacidad del flujo para remover o transportar material del cauce es mayor a la proporción en que se suministra material de reemplazo a la zona de socavación. Con esta base se puede categorizar a la socavación local en las dos condiciones de transporte de sedimento ya antes mencionadas en la sección 1.1: la socavación de agua clara y la socavación de lecho vivo, lo cual es válido también para la socavación por contracción.

El caso de socavación de agua clara puede presentarse cuando no hay transporte o cuando el material en el foso de socavación es menos susceptible al arrastre que el material de suministro, algunas situaciones típicas de este caso se presentan cuando arena muy fina es suministrada a un foso de socavación acorazado con grava, cuando el canal es revestido o contiene vegetación, o cuando la pendiente es horizontal con gastos bajos (los pedraplenes para protección del lecho son un caso especial de socavación de agua clara).

Durante una avenida los puentes sobre cauces con lechos de material grueso, usualmente son sometidos en un inicio a socavación de agua clara con gastos pequeños, después, para gastos mayores, a socavación de lecho vivo, y de nueva cuenta a socavación de agua clara en la etapa de descenso del hidrograma. La

diferencia entre ambas condiciones de transporte durante el desarrollo del foso de socavación, tan sólo estriba en el tiempo en que se alcanza una profundidad de equilibrio, o para el caso de lecho vivo una profundidad promedio, pues en este último la socavación se desarrolla rápidamente y sus profundidades fluctúan en respuesta a los rasgos del fondo, mientras que la socavación de agua clara se aproxima a un equilibrio asintóticamente en un periodo de días, o hasta pasadas varias avenidas (Figura 1.5).

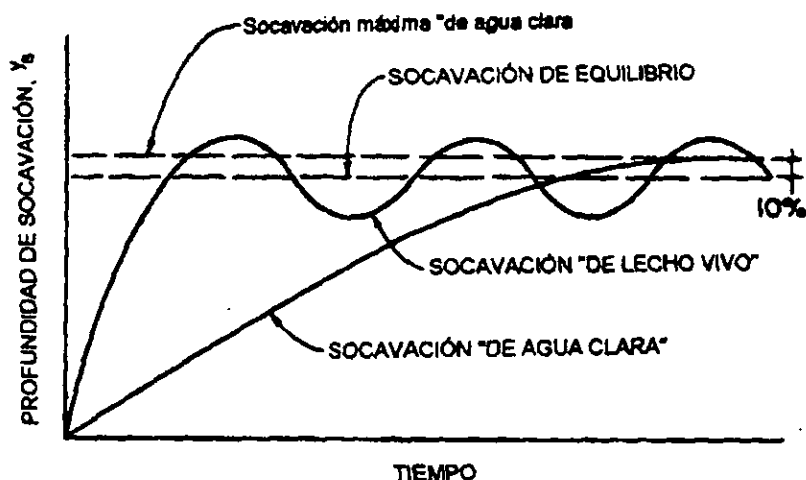


Figura 1.5 Profundidad de Socavación en lechos arenosos como función del tiempo, según Raudkivi (1991)⁽⁷⁾.

Las profundidades máximas en socavación de agua clara son aproximadamente diez por ciento mayores que las profundidades de equilibrio en la socavación de lecho vivo. La socavación de equilibrio en el caso de agua clara, se alcanza cuando la capacidad de transporte hacia fuera del foso es cero. A esta condición se llega cuando el flujo ya no es capaz de remover el material del fondo, o sea, cuando el esfuerzo tangencial límite se hace igual a la fuerza tractiva crítica del material del lecho. El esfuerzo tangencial límite es función de la velocidad del flujo; de la geometría del caso en particular, incluyendo la profundidad de socavación; y de las características de rugosidad de la superficie límite. La fuerza tractiva crítica es función de las características del material del fondo (tamaño de la arena, cohesión de la arcilla, etc.). De este modo, la profundidad de socavación de agua clara puede suponerse como función de la geometría, la velocidad del flujo, y del tamaño del sedimento (o de otras características comparables).

Para el caso de socavación de lecho vivo la profundidad de equilibrio se alcanza cuando la capacidad de transporte de sedimento fuera del foso de socavación, se hace igual al suministro del material hacia dentro de éste. Si se considera que la geometría de un caso específico permanece constante, incluyendo el tirante y la profundidad de socavación, un cambio en la velocidad promedio del flujo resultará en un cambio proporcional en la velocidad de todos los puntos y un cambio similar en el esfuerzo tangencial límite en todos ellos. Por lo que la nueva capacidad para extraer material del foso de socavación, así como la nueva proporción a la que el sedimento es suministrado a éste debería ser diferente a los valores anteriores al cambio de velocidad, en la misma proporción que esta variación. Lo mismo pasaría con el cambio en el tamaño de sedimento; por lo que se puede concluir que ni la velocidad del flujo ni el tamaño del sedimento afectarían la profundidad de socavación en este caso. La validez de esta conclusión se verifica si se cumplen las siguientes consideraciones implícitas en el argumento: (1) el número de Reynolds debe ser lo suficientemente alto para que no haya cambios apreciables en el patrón de flujo (esto se cumple incluso en la mayoría de los modelos de laboratorio); (2) el número de Froude no debe ser demasiado grande de tal forma que no se produzca un cambio apreciable en la configuración de la superficie del agua, ni tampoco en el patrón de flujo; (3) el esfuerzo tangencial límite debe ser lo suficientemente mayor a la fuerza tractiva crítica para que el cambio en el esfuerzo tangencial sobre la partícula dentro del foso de socavación así como en el flujo de aproximación resulte en cambios similares en el transporte de sedimentos. Debe hacerse notar, especialmente para el caso de socavación de lecho vivo, que durante una creciente en un río, la geometría y el patrón de flujo cambian tanto como la velocidad.

1.5.2 Socavación Local en Estribos.

En general, el escurrimiento que se presenta en la vecindad de un estribo, suele ser más complejo que el existente alrededor de una pila. Esto se debe a la necesidad de considerar la capa límite que se desarrolla junto a la margen y la influencia que ejerce a su vez el obstáculo sobre esa capa límite.

En el caso de los estribos, al igual que en las pilas de puentes, los gradientes verticales de velocidades de escurrimiento, dan origen a escurrimientos secundarios que intervienen en la socavación local. El gradiente de presiones inducido por el estribo provoca la separación de la capa límite junto al fondo, lo que a su vez determina la aparición de un vórtice que suele llamarse vórtice principal.

La socavación en las inmediaciones de un estribo se debe, fundamentalmente, a la acción combinada del vórtice principal y de vórtices de estela vertical. El primero comienza en el extremo aguas arriba del estribo y se desarrolla a lo largo del pie del mismo, mientras que el de estela aparece en el extremo aguas abajo (Figura 1.6). Junto al borde del obstáculo el vórtice principal produce desprendimiento del material del fondo que es arrastrado hacia aguas abajo. Esta acción es particularmente sensible aguas arriba del estribo y en el borde de éste, donde las velocidades tangenciales son máximas, y se reduce hacia aguas abajo, a medida que el vórtice principal pierde intensidad.

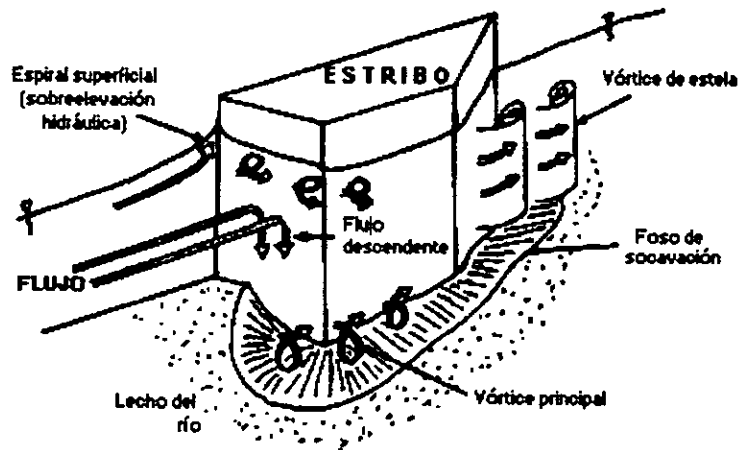


Figura 1.6 Patrón de flujo en un estribo de puente, según Raudkivi (1991)⁽⁷⁾.

Los vórtices de estela también colaboran en el transporte de material, generando un efecto de succión que provoca la proyección del sedimento hacia aguas abajo para que luego sea transportado por la corriente. Los vórtices de estela, cuya intensidad aumenta a medida que lo hace el caudal, tienen importancia secundaria frente a la acción del vórtice principal.

Las ecuaciones para predecir las profundidades de socavación en estribos están basadas casi enteramente en datos de laboratorio, debido a que existen muy pocos datos de campo. Estas ecuaciones consideran que el gasto interceptado por el estribo está directamente relacionado con su longitud, mientras que en condiciones naturales de campo, esto no ocurre, por lo que las profundidades de socavación son sobreestimadas⁽⁴⁾.

En las referencias (4),(19),(20) y (21) se pueden encontrar diferentes criterios para estimar la socavación en estribos de puente, aunque como siempre, la experiencia del ingeniero proyectista es fundamental para definir las elevaciones de desplante de las cimentaciones en estribos; los resultados obtenidos con estos criterios deben utilizarse como un cálculo preliminar para tener una idea del orden de magnitud de las profundidades de socavación.

1.5.3 Socavación Local en Pilas.

La obstrucción ocasionada por una pila de puente en una corriente origina cambios en los patrones de flujo junto a ella, lo que genera profundidades de socavación alrededor de la pila más allá del nivel que naturalmente ocurriría debido a la socavación general. Por lo que los efectos de la socavación local deben ser sumados a los de la socavación general y socavación por contracción para obtener la máxima profundidad de socavación, es decir, la socavación total que será usada en el diseño de las pilas.

Generalmente, las profundidades de socavación para socavación local son mucho mayores que las de los otros dos tipos, a menudo por un factor de hasta diez⁽²²⁾; pero si existen cambios mayores en las condiciones de la corriente, tales como la construcción de una gran presa aguas arriba o aguas abajo del puente, o la abrupta rectificación del cauce, los cambios a largo plazo en la elevación del fondo pueden ser los mayores contribuyentes en la socavación total.

En el análisis de socavación local debe hacerse la distinción entre la socavación de agua clara y de lecho vivo (como se definió en la sección 1.5.1) ya que de esta clasificación depende tanto el desarrollo del foso de socavación con respecto al tiempo, como la relación entre la profundidad del foso y la velocidad de aproximación del flujo.

El mecanismo que provoca la socavación local en pilas es muy complejo, y a medida que se desarrolla el foso de socavación la complejidad aumenta. Esto se debe principalmente a los sistemas de vórtices formados al alterarse el patrón de flujo en la vecindad de la pila, los cuales dependiendo de las características de ésta y de la corriente serán más o menos intensos. Shen (1979)⁽¹⁷⁾ admite la existencia de dos tipos de pilas con respecto a la formación de los vórtices: las pilas de nariz embotada y las de nariz afilada; las primeras son aquellas que inducen un gradiente de presión lo suficientemente grande para que se inicie una separación tridimensional de la capa límite, la cual ondula al frente de la pila para formar el sistema de vórtices de herradura justo después de iniciada la socavación (Figura 1.7); las segundas, pilas de nariz afilada, no crean ninguna clase de vórtices. De tal modo, la geometría de la pila es importante para determinar la fuerza del vórtice de herradura, el cual, a pesar de no ser la causa, sino la consecuencia de la socavación, pues el inicio de la socavación se debe principalmente al flujo descendente aguas arriba de la pila, sí la intensifica hasta cierto grado en que su fuerza disminuye con la profundidad del foso.

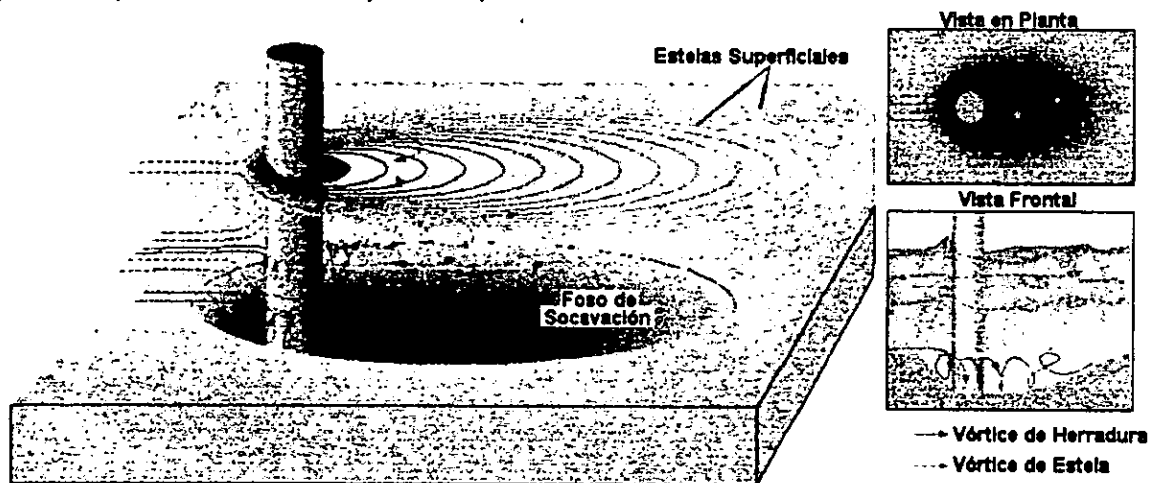


Figura 1.7 Sistema de vórtices de herradura y de estela alrededor de una pila cilíndrica, según el USGS (1993)⁽²³⁾.

Algunos tipos de pilas, como son aquellas con forma triangular o lenticular, pueden ser o de nariz embotada o afilada, dependiendo del ángulo del prisma frontal y del ángulo de ataque del flujo imperturbado. Según Shen⁽¹⁷⁾ una pila con frente triangular con un ángulo de 30° en un lecho plano, puede ser considerada de nariz afilada, aunque, si una duna asimétrica que se mueve fuera de ella cambia el ángulo de ataque local, la pila puede llegar a actuar como una de nariz embotada. En este caso un gran foso de socavación se desarrolla en la nariz de la pila.

Adicionalmente al vórtice de herradura alrededor de la base de la pila, existen vórtices verticales aguas abajo de la pila llamados *vórtices de estela* (Figura I.7). La vorticidad concentrada en el sistema de vórtices de estela es generada por la misma pila, contrariamente al caso del vórtice de herradura. Este sistema de vórtices de estela se forma debido a la ondulación de las capas inestables de cortante generadas en la superficie de la pila, y aun cuando el sistema de vórtices de herradura no se forme o sea controlado adecuadamente, se desarrollan grandes fosos de socavación aguas abajo de la pila debido a ellos, pues actúan en cierta forma como una aspiradora removiendo material y acarreándolo hacia aguas abajo. De igual forma que para el vórtice de herradura, la fuerza de los vórtices de estela o la estela de vórtices, varía enormemente dependiendo de la forma de la pila y de la velocidad del flujo.

1.5.3.1 Parámetros que Intervienen en la Socavación Local en Pilas.

Los parámetros que tienen un efecto en la profundidad de socavación al pie de una pila de puente, pueden ser agrupados, de acuerdo a su naturaleza, en cinco diferentes clases de la siguiente forma⁽²⁴⁾:

a) Parámetros hidráulicos

1. Velocidad media de la corriente
2. Tirante frente a la pila
3. Distribución de las velocidades
4. Dirección de la corriente con respecto al eje de la pila

b) Parámetros del fondo

5. Tamaño del grano (o diámetro)
6. Distribución granulométrica
7. Forma de los granos
8. Grado de cohesión
9. Peso específico sumergido
10. Espesor de los estratos en el subsuelo
11. Configuración del lecho

c) Parámetros geométricos

11. Ancho de la pila
12. Relación del largo al ancho
13. Forma de la sección transversal de la pila
14. Rugosidad de la superficie de la pila
15. Número y espaciamiento entre pilas
16. Protecciones en la pila (por ejemplo tajamares)

d) Características que dependen de la ubicación del puente

17. Contracción en la sección del puente
18. Forma del río en planta (recta, curva, etc.)
19. Obras de control del gasto que se hayan construido aguas arriba o aguas abajo del puente (diques)
20. Obstáculos o desechos atrapados en las pilas

e) Parámetros de tiempo

21. Tiempo que dura el pico de las avenidas
22. Tiempo que se requiere para que el material del fondo sea removido y se alcance una condición estable

a) Parámetros hidráulicos.

La profundidad de socavación se incrementa significativamente debido a las condiciones hidráulicas de la corriente. La velocidad y posiblemente el tirante en la corriente, tienen un efecto directo en la profundidad de socavación y en la tasa de erosión, pues un incremento en la velocidad y en la profundidad aguas arriba son responsables del aumento en la velocidad descendente junto a la pila⁽²⁵⁾.

El incremento en el tirante puede aumentar al doble o aún más la profundidad del foso⁽⁴⁾, aunque se ha observado que esta influencia sólo es notable en flujos poco profundos, para mayores tirantes, la profundidad de socavación es casi independiente de la magnitud de éstos⁽⁷⁾. De igual forma entre más fino sea el sedimento en relación al tamaño de la pila, menor será el grado de influencia del tirante.

Neill (1964)⁽⁷⁾ intentó demostrar que la profundidad de socavación es una función del tirante para gastos constantes; su argumento consistía en que al aumentar el tirante la velocidad al nivel del lecho disminuye, disminuyendo a su vez la capacidad de transporte de material en la corriente, mientras que la fuerza del vórtice de herradura es afectada muy poco por el aumento de profundidad y las velocidades en el foso de socavación permanecen invariables; este cambio de condiciones de socavación de lecho vivo a agua clara originan un aumento en la profundidad de socavación, pues el suministro de sedimento al foso se reduce.

Otras observaciones para explicar la influencia del tirante en la profundidad de socavación, hacen referencia a la sobreelevación hidráulica aguas arriba de la pila; esta sobreelevación tiene un sentido de rotación opuesto al del vórtice de herradura, por lo que al haber tirantes pequeños la sobreelevación hidráulica es dominante, e interfiere con el flujo descendente debilitándolo, sin que el vórtice de herradura desaparezca, únicamente se aminora su efecto.

La dirección del flujo con respecto a la alineación de la pila es también importante, ya que a medida que el ángulo aumenta también crece el ancho efectivo de la pila, lo cual causa un incremento en la profundidad de socavación en todo tipo de pilas, excepto cilíndricas. El ángulo de ataque del flujo a la pila puede cambiar si el tramo de la corriente se altera. De igual forma si el ángulo del vector de velocidad del flujo cambia durante una avenida, se origina un gran incremento en la socavación.

b) Parámetros dependientes de las características del fondo.

Las características del material del fondo del río, tales como tamaño, granulometría, forma y cohesión, pueden afectar a la socavación local. El tamaño del sedimento es importante principalmente en velocidades bajas, cuando el gasto de entrada acarrea material en suspensión y poco o nada de material del canal. Para sedimentos más grandes la profundidad de socavación es menor debido a la dificultad para la corriente de levantar y acarrear partículas mayores, pero si la corriente o los vórtices y la turbulencia son capaces de mover los sedimentos más grandes, no se afectará la profundidad de socavación máxima, sino sólo el tiempo que tomará en alcanzarse; de igual forma el efecto de la cohesión de las partículas 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 .

La distribución granulométrica del material del fondo resulta importante, pues para ciertas condiciones dadas, la profundidad de socavación para sedimentos no uniformes será menor que para sedimentos con el mismo tamaño medio. Durante el proceso de erosión de sedimentos no uniformes, los sedimentos más pequeños son desplazados del foso, mientras que los mayores permanecen dentro, lo cual puede resultar eventualmente en un acorazamiento del lecho dentro del foso de socavación, haciendo más lento o deteniendo incluso el proceso de erosión al incrementar la porosidad y con esto la dispersión de la corriente descendente, hasta que una velocidad mayor del flujo socave el acorazamiento. En investigaciones recientes realizadas por A. Molinas para la FHWA⁽⁴⁾, se encontró la siguiente relación entre el tamaño y la granulometría del sedimento: cuando la velocidad de aproximación es menor que la velocidad crítica de arrastre 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.

La configuración estratigráfica de las capas del subsuelo en que la pila se encuentra cimentada, afecta la profundidad de socavación, debido a que al aparecer el foso de socavación y removerse el material, las nuevas capas al descubierto resienten directamente el impacto de las fuerzas socavadoras; si las capas subsecuentes son de material más grueso o cohesivo, los efectos serán aminorados, más sin embargo, si las nuevas capas al descubierto son de materiales arenosos más finos y fácilmente erosionables, los efectos se incrementarán drásticamente.

La configuración del lecho arenoso de algunos canales afecta la magnitud de la socavación local; esta configuración se refiere, según Richardson et al. (1993)⁽⁴⁾, a la forma del lecho, ya sea ondulada o rizada, en dunas, plana o antidunas, y depende de la granulometría de la arena del fondo, de características hidráulicas del cauce y de la viscosidad del fluido. Esta configuración podrá cambiar de dunas a fondo plano o antidunas durante un incremento en el gasto en una sola avenida, y asimismo volver a sus condiciones normales con una disminución en el caudal. De igual manera, un cambio en la temperatura del agua o en la concentración de sedimentos arcillosos y/o limosos la afectará. La conformación del fondo es importante para la socavación, debido a que se relaciona con la velocidad del flujo y el transporte de sedimento, además de que grandes dunas en las inmediaciones de una pila, pueden alterar la dirección de aproximación del flujo e incrementar la magnitud del foso.

c) Parámetros geométricos de la pila.

La profundidad de socavación se ve afectada por las características geométricas de la pila, tales como el tamaño, forma y largo; de éstos factores el más importante en determinar la profundidad a la que un foso será socavado es el ancho de la pila. Si el ancho aumenta, aumentará la profundidad de socavación, aunque existe un límite a esta proporcionalidad, pues se ha observado que para pilas con anchos mayores a 10 metros no se presentan profundidades de socavación local iguales a las calculadas con las ecuaciones existentes⁽⁴⁾. De igual manera, se ha observado que la relación y_w/b (profundidad del foso de socavación local entre el ancho de la pila) nunca llega a ser mayor de 3 para números de Froude grandes (régimen supercrítico) en pilas con bordes redondeados y alineadas con la dirección del flujo.

El largo de la pila tiene un efecto despreciable, a menos que la pila no esté alineada con la dirección del flujo, como se mencionó en el inciso a). Cuando esto sucede, el largo de la pila tiene una influencia significativa en la profundidad de socavación, e incluso, al duplicar el largo de la pila, se incrementa la profundidad del foso de un 30 a 60%, dependiendo del ángulo de ataque⁽⁴⁾.

La profundidad de socavación varía un tanto debido a la forma de la sección transversal de la pila, como ya se mencionó al inicio de la sección I.5.3 con la distinción entre pilas de nariz embotada o nariz afilada, pues dando una forma hidrodinámica a la cara aguas arriba, se reduce la fuerza del vórtice herradura, lo cual redundaría en una menor profundidad de socavación; asimismo, si se le da una forma hidrodinámica a la cara aguas abajo de la pila, se reducen los efectos de los vórtices de estela. La socavación en una pila circular es aproximadamente 90% de la que se presenta en una pila rectangular, y en el caso de una pila con nariz afilada es del orden del 80%⁽²⁵⁾, pero el efecto de la forma se hace despreciable para ángulos de flujo mayores de 5°, a excepción de las pilas circulares, y también en el caso de que la forma cambie debido a escombros atrapados durante avenidas.

La rugosidad en la superficie de la pila parecería tener cierta influencia durante el desarrollo del foso de socavación debido al efecto que podría causar en el flujo descendente aguas arriba, más sin embargo los intentos por disminuir la socavación mediante el uso de superficies muy rugosas no ha sido exitoso.

El número de pilas usadas, o en su defecto de grupos de pilotes, determina rasgos diferentes en el proceso de socavación local, pues en el caso de grupos de pilotes, actúan otro tipo de agentes ausentes cuando se trata de pilas aisladas. La colocación, separación y número de pilotes son factores importantes a considerar que han sido poco estudiados.

d) Parámetros que dependen de la ubicación del puente.

Los factores relacionados con la situación del puente con respecto al río, serán tratados con mayor detalle en el apartado 1.6. Con respecto a los desechos o escombros de cualquier naturaleza acumulados bajo un puente, es importante recalcar el riesgo que representan, pues pueden incrementar el ancho efectivo de las pilas o cambiar su forma, y con esto provocar que el flujo se sumerja directamente contra el lecho del cauce, lo que conduce a un aumento tanto en la socavación local como en la socavación por contracción. La contribución de los despojos en la magnitud de la socavación puede ser considerada en las ecuaciones de cálculo estimando qué tanto hacen que se incremente el ancho efectivo de la pila.

e) Parámetros de tiempo.

La duración de una avenida es un parámetro que ha sido poco considerado en el estudio de la socavación en pilas; por lo general al aplicar las ecuaciones de socavación a lo que se llega es a una profundidad máxima, sin siquiera mencionarse intervalos de tiempo necesarios para que tal profundidad se presente. Según la duración del pico de las avenidas, puede llegar a alcanzarse la profundidad máxima con el paso de una sola, o a través de la acción cíclica de varias de ellas. Aquí intervienen también las características del material, en cuanto al tiempo necesario para que sea erosionado, pues incluso, como ya se ha mencionado, los lechos de roca son susceptibles a la socavación pero a través de largos periodos de tiempo.

1.5.3.2 Métodos para el Cálculo de la Socavación Local en Pilas.

La socavación local en pilas ha sido estudiada ampliamente en modelos de laboratorio y con algunos datos de campo durante los últimos cincuenta años. Como resultado de tantos estudios, existen también diversas ecuaciones para el cálculo de las profundidades de socavación. Copp et al. (1988)⁽²²⁾ reportaron en una revisión a la literatura sobre el tema, el recuento de más de 35 fórmulas desarrolladas para predecir la profundidad anticipada de socavación local en pilas de puente intermedias. El desarrollo de la gran mayoría de estas ecuaciones fue a partir de experimentos de laboratorio donde se medían las profundidades de socavación de equilibrio o máximas.

Debido a la complejidad, las dificultades y los costos para reproducir, medir, analizar, y evaluar todas las variables ya mencionadas que intervienen en el fenómeno, Copp et al. encontraron que muchos investigadores deliberadamente hicieron las siguientes suposiciones y restricciones para reducir la larga lista de parámetros que afectan a la profundidad de socavación:

1. asumieron que las diferencias entre los valores de campo y de laboratorio para la densidad, viscosidad y aceleración de la gravedad pueden ser despreciadas;
2. restringieron el estudio a campos de flujo permanente uniforme, no constreñidos por los terraplenes de aproximación del puente;
3. consideraron a los materiales del lecho solamente aluviales, no cohesivos, de tamaño uniforme; o
4. consideraron solamente pilas aisladas, perfectamente lisas y perfectamente alineadas con el flujo de aproximación, sin contar con sistemas de protección contra la socavación como pedraplenes.

A causa de estas diferencias esenciales entre las consideraciones particulares para el desarrollo de cada fórmula y a otros factores, como son probablemente las condiciones limitadas y únicas asociadas con cada investigación, la predicción de socavación basada en las diversas ecuaciones disponibles produce un amplio rango de profundidades para la misma serie de variables. A su vez, las profundidades de socavación pronosticadas difieren de las medidas en campo, probablemente debido a la extensión de las variables determinísticas en campo que son difíciles de reproducir o medir en el laboratorio y a la disimilitud dimensional dinámica entre las condiciones de campo y las investigaciones de laboratorio. Así, por ejemplo, para un puente en particular sobre el río Brazos en Texas, Hopkins et al. (1980)⁽²⁵⁾ calcularon la profundidad máxima de socavación usando 12 ecuaciones diferentes y encontraron que el rango de profundidades variaba de 0.74 a 7.20 m, siendo que la profundidad de socavación observada que se reportó media aproximadamente 2.28 m.

Otro problema importante de las ecuaciones para el cálculo de las profundidades de socavación, es que la mayoría de estos modelos proporcionan un simple valor máximo de la profundidad de socavación, en lugar de una profundidad como función del tiempo. Esto significa que los modelos independientes del tiempo no pueden estimar el número de años requeridos para que se produzca la profundidad de socavación calculada, luego entonces, estos modelos no sugieren una vida de diseño segura.

Sin embargo, a pesar de la problemática todavía existente en la predicción de la socavación local en pilas, mucho se ha avanzado desde que Terzaghi y Peck (1948)⁽²⁶⁾ formularan como regla colocar la base de la cimentación a una profundidad por debajo de la base del cauce en aguas ordinarias, igual a no menos de 4 veces la elevación máxima conocida del nivel del río. A pesar de que aún predominan los criterios empíricos, en el estado de conocimiento actual el entendimiento del fenómeno es mucho más amplio.

A continuación se describirán algunas de las ecuaciones y métodos más frecuentemente usados para el cálculo de la profundidad de socavación local en pilas (y_{sp}). Las ecuaciones se presentarán de manera abreviada, su descripción completa se encuentra en las referencias citadas para cada ecuación o método. Las variables son definidas la primera vez que se presentan y si una ecuación no es adimensional, las unidades aparecen con la ecuación en la que son requeridas.

Criterios de Maza-Sánchez.

Los criterios más utilizados en México han sido los dos desarrollados por Maza Álvarez y Sánchez Bribiesca (1964)⁽²⁷⁾⁽²⁴⁾ en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El primero de ellos se basa en el estudio de los métodos propuestos por Laursen y Toch (1953) y Yaroslavtziev (1959)⁽²⁷⁾, así como en estudios de laboratorio adicionales. En estos estudios Maza y Sánchez encontraron que los métodos estudiados son antagónicos en cuanto a las variables consideradas, pero complementarios, pues el procedimiento de Laursen-Toch determina el intervalo sobre el cual el método de Yaroslavtziev es aplicable. Maza y Sánchez modificaron la ecuación de Yaroslavtziev y sugirieron que la profundidad de socavación de equilibrio fuera calculada de dos formas, primero con la ecuación:

$$\frac{y_{sp}}{b} = K_1 K_4 F_p^2 - \frac{30d_m}{b} \quad (1)$$

donde:

- b = ancho de la pila (m)
- h = tirante de la corriente de aproximación (m)
- K_1 = coeficiente en función de la relación h/b , como aparece en la Figura 1.8.
- K_4 = coeficiente en función de h/b y F_p^2 , como se muestra en la Figura 1.9.
- F_p = número de Froude de la pila, definido como V_0/\sqrt{gb}
- V_0 = velocidad media de la corriente (m/s)
- d_m = diámetro medio del material del fondo (cm)

posteriormente, un segundo cálculo se realiza con el criterio de Laursen y Toch, que será presentado más adelante; el valor más pequeño de ambos resultados se considera como el más próximo a la realidad. La aplicación de este método queda comprendida dentro del rango: $h/b > 1.5$ y $F_p^2 < 0.28$.

El segundo criterio propuesto por Maza y Sánchez se presenta en forma gráfica en los diagramas de las Figuras 1.10, 1.11 y 1.12, con ellos se puede determinar la socavación local como una función de la relación entre el ancho de la pila al tirante del agua y el número de Froude de la corriente. Cuando la pila no está alineada con el flujo, el número de Froude debe corregirse por un factor f_c si su valor es mayor que 0.25; el valor de este factor también se presenta en las Figuras 1.10, 1.11 y 1.12.

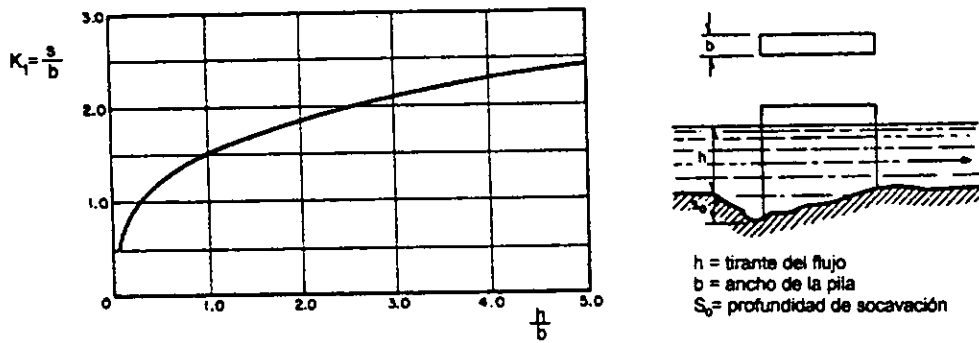


Figura I.8 Gráfica para encontrar el coeficiente K_1 .

Existen dos limitaciones al aplicar este método, una es que los diagramas sólo son para tres formas diferentes de pilas, y que una de ellas, la rectangular, nunca se usa en la práctica, pues es la que da las máximas socavaciones. La segunda limitación, es que en los experimentos llevados a cabo para obtener dichas Figuras se usaron únicamente materiales granulares de diámetro medio de 0.17 y 0.56 mm, o sea, que el diámetro de las partículas no fue considerado como variable importante. Pero a pesar de que el diámetro de los sedimentos tiene una influencia directa en el valor de la socavación, esta influencia disminuye mientras que F_r^2 aumente; en general, cuando este parámetro es mayor de 0.1, el efecto del diámetro es despreciable. Tan solo queda la incertidumbre del efecto que sedimentos mayores puedan tener en la reducción de la profundidad de socavación máxima, sobretodo cuando el foso se pueda acorazar.

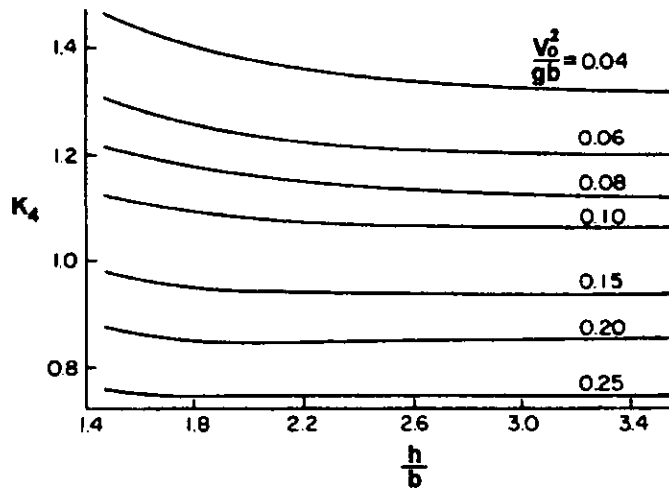


Figura I.9 Gráfica para encontrar el coeficiente K_4 , para la fórmula modificada de Yaroslavtziev.

Método de Laursen-Toch.

Basado en experimentos realizados por estos investigadores en el Hydraulic Research Institut of Iowa, el método fue corroborado con mediciones realizadas en el río Skunk por Hubbard, del mismo laboratorio. Según Laursen y Toch, cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación es:

$$y_{sp} = K_1 K_2 b \tag{2}$$

donde:

K_2 = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila, como se muestra en la Figura I.13.

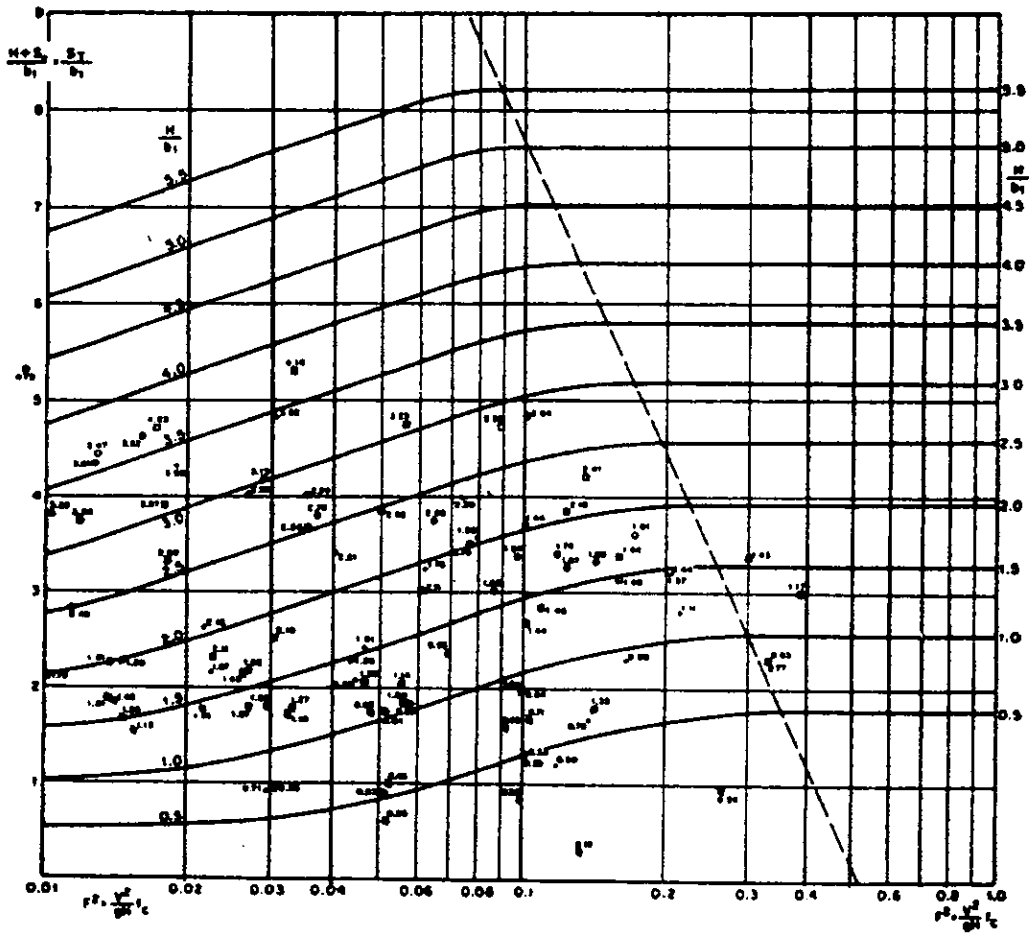
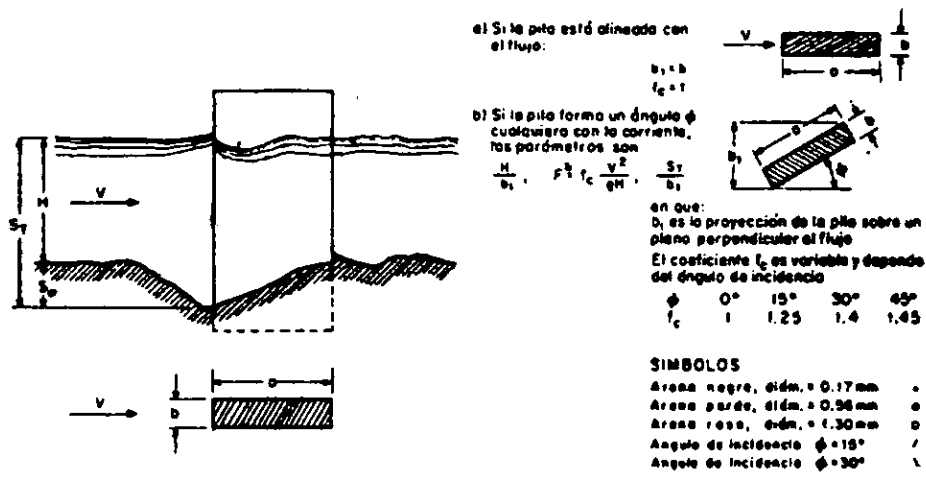
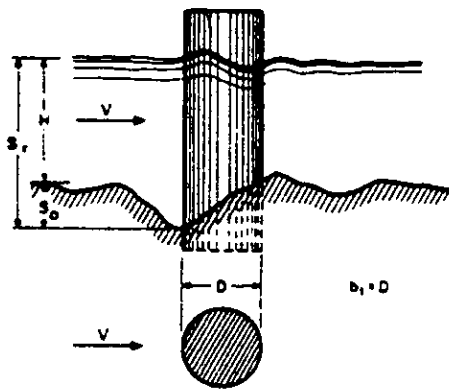


Figura I.10 Método de Maza-Sánchez para pilas rectangulares.



SÍMBOLOS
 Arena negra, diám. = 0.17mm -
 Arena gorda, diám. = 0.86mm o
 Arena rasa, diám. = 1.30mm ●

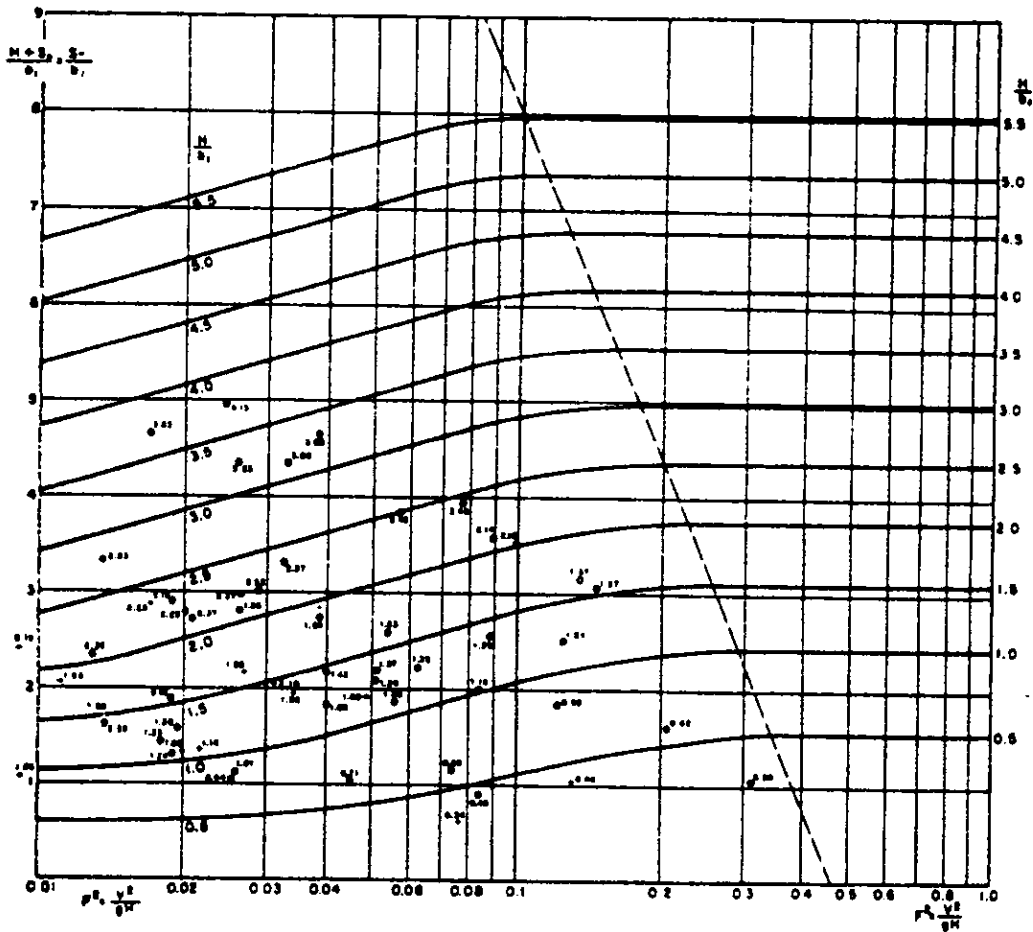
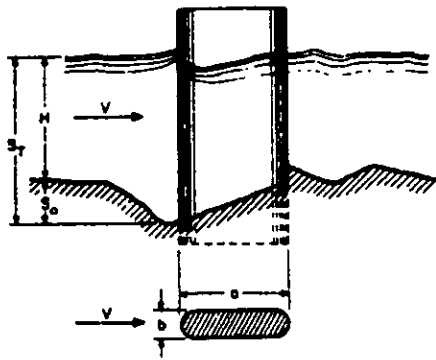


Figura I.11 Método de Maza Sánchez para pilas circulares.



a) Si la pila está alineada con el flujo:

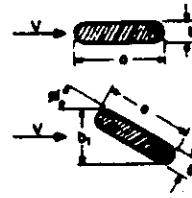
$$b_1 = b$$

$$f_c = 1$$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{H}{b_1} = F^2 f_c \frac{V^2}{gH}$$

$$\frac{b_1}{b} = \frac{1}{\cos \phi}$$



en que:
 b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SÍMBOLOS

- Arena negra, diám. = 0.17 mm
- Arena fina, diám. = 0.56 mm
- ◊ Arena rasa, diám. = 1.30 mm
- / Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$
- \ Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$

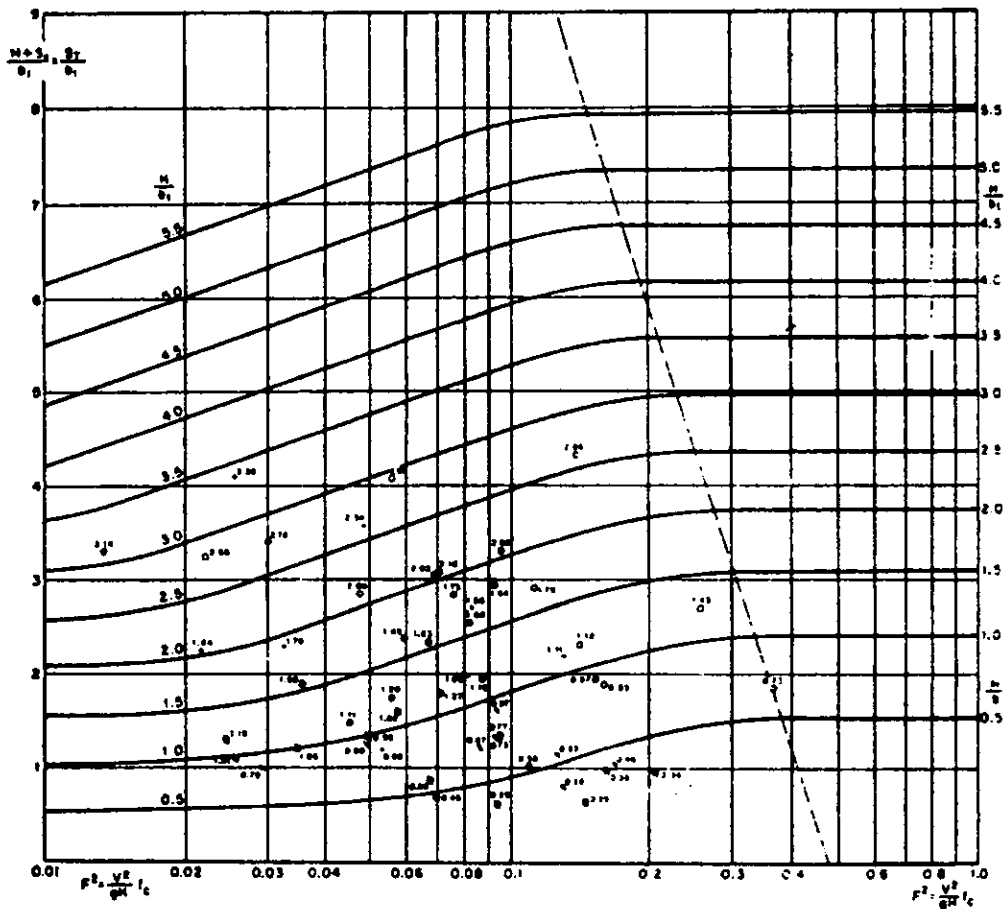


Figura I.12 Método de Maza-Sánchez para pilas con extremos redondeados.

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 0.81
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 0.75
LENTICULAR		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 0.81
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 0.69

FORMA DE LA NARIZ		SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$		0.75

Figura I.13 Método de Laursen-Toch. Coeficiente de corrección K_2 que depende de la forma de la pila. Sólo es aplicable a las pilas orientadas según la corriente.

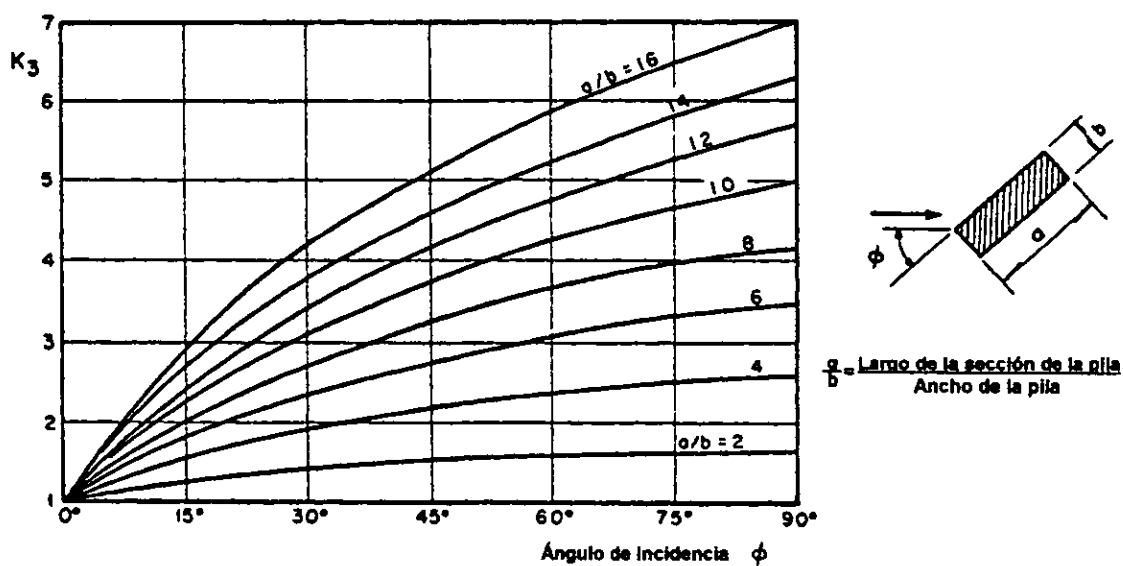


Figura I.14 Método de Laursen-Toch. Coeficiente de corrección K_3 cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.

Si la corriente incide oblicuamente con la pila, la socavación es:

$$y_{sp} = K_1 K_3 b \quad (3)$$

donde:

K_3 = coeficiente que depende del ángulo de incidencia de la corriente contra la pila, como se muestra en la Figura I.14.

Este fue uno de los primeros métodos de predicción para la socavación en pilas, y ha sido usado ampliamente debido a la gran aceptación que históricamente ha recibido y a la simplicidad de su aplicación.

Ecuaciones usadas en la República Popular de China.

Gao et al.⁽²⁸⁾ presentaron ecuaciones para el cálculo de la socavación en pilas, que han usado ingenieros de caminos y vías férreas en China por más de 20 años. Estas ecuaciones fueron desarrolladas a partir de datos de laboratorio y de campo tanto para socavación de lecho vivo como de agua clara. Gao et al. definieron un coeficiente simplificado para la forma de la pila y desarrollaron dos ecuaciones simplificadas para las condiciones de agua clara y de lecho vivo. Ambas ecuaciones difieren únicamente en las constantes y en el exponente para la intensidad del flujo variable (1.0 para agua clara y definido por una ecuación para lecho vivo). La ecuación china simplificada, para condiciones de agua clara es:

$$y_{sp} = 0.78 K_s b^{0.6} h^{0.15} d_m^{-0.07} \left(\frac{V_0 - V_c'}{V_c - V_c'} \right) \quad (4)$$

y la ecuación china simplificada, para condiciones de lecho vivo es:

$$y_{sp} = 0.65 K_s b^{0.6} h^{0.15} d_m^{-0.07} \left(\frac{V_0 - V_c'}{V_c - V_c'} \right)^c \quad (5)$$

donde:

K_s = coeficiente simplificado para la forma de la pila (adimensional)
 d_m = diámetro medio del material del fondo (estimado como el d_{50})
 V_c' = velocidad de aproximación de la corriente que induce a la velocidad de movimiento incipiente en la pila; se calcula como una función de b , d_m y V_c con la siguiente relación:

$$V_c' = 0.645 \left(\frac{d_m}{b} \right)^{0.053} V_c$$

V_c = velocidad crítica para el movimiento incipiente del d_{50} del material del fondo

c = exponente del factor de intensidad de flujo, definido como una función de V_0 , V_c y d_m ; se calcula con:

$$c = \left(\frac{V_c}{V_0} \right)^{9.35 + 2.23 \lg d_m}$$

Los factores de las ecuaciones chinas tienen unidades en metros y metros por segundo.

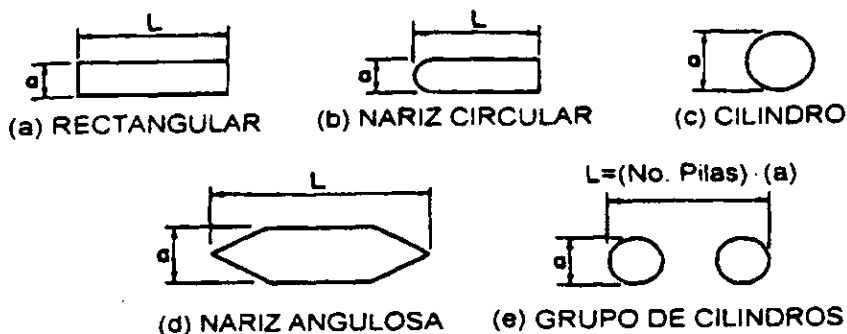


Figura I.15 Formas comunes de pilas en puentes.

Tipo de Pila	K_{S2}
a) Borde Cuadrado	1.1
b) Borde Redondeado	1.0
c) Cilindro	1.0
d) Nariz Angulosa	0.9
e) Grupo de Cilindros	1.0

Tabla I.1 Coeficiente K_{S2} en función de la forma del borde de ataque de la pila al flujo.

Configuración del Fondo	Altura Media (H) de las Dunas	K_5
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 I.2 Coeficiente K_5 en función de la configuración del fondo.

Ecuación de la Universidad de Colorado.

La Federal Highway Administration, principal organismo a cargo de los puentes carreteros en los Estados Unidos, recomienda en su circular HEC-18, Evaluating Scour at Bridges⁽⁴⁾, el uso de la ecuación desarrollada en la Universidad del Estado de Colorado (CSU) por Richardson et al. (1975 y 1988), por lo que en este país esta ecuación es actualmente la más aceptada y difundida dentro de los organismos gubernamentales que se encargan del mantenimiento y custodia de los puentes federales. La ecuación fue desarrollada a partir de una recopilación de datos de laboratorio para socavación en pilas circulares. La ecuación es:

$$y_{sp} = 2K_{S2}K_fK_5b^{0.65}h^{0.35}F_r^{0.43} \tag{6}$$

donde:

K_{S2} = coeficiente en función de la forma de la nariz de la pila. Se obtiene con la Figura I.15 y la Tabla I.1

K_f = coeficiente que considera el ángulo de ataque al flujo. Se obtiene con la ecuación: $K_f = (\cos \phi + \frac{1}{6} \sin \phi)^{0.65}$

K_5 = coeficiente que depende de la configuración del fondo del cauce. Se obtiene de la Tabla I.2.

F_r = número de Froude, V/\sqrt{gh}

En la ecuación de la CSU, también denominada ecuación de la HEC-18, deben usarse unidades consistentes, métricas o inglesas.

Ecuación de Froehlich.

Froehlich (1988)⁽²¹⁾ colectó mediciones de campo de socavación local en pilas de los reportes de diversos investigadores. Analizó únicamente las mediciones que fueron hechas bajo condiciones de lecho vivo basándose en una relación para la velocidad crítica media. Froehlich seleccionó variables adimensionales y usó un análisis de regresión lineal para desarrollar la siguiente ecuación, que tiene la particularidad de ser la única hasta la fecha, derivada solamente de mediciones de campo:

$$y_{sp} = 0.32bK_{S3}F_r^{0.2} \left(\frac{b_e}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{h}{b}\right)^{0.46} \left(\frac{b}{d_m}\right)^{0.08} \quad (7)$$

donde b_e es el ancho de la pila proyectado normal al flujo de aproximación, y K_{S3} es un coeficiente basado en la forma de la nariz de la pila, en el que $K_{S3}=1.3$ para una pila de borde rectangular, 1.0 para pilas de borde redondeado o circulares y 0.7 para pilas de nariz angulosa, valores muy cercanos a los presentados para la ecuación CSU.

Froehlich recomienda que para propósitos de diseño, la profundidad de socavación calculada con la ecuación 7 sea incrementada el ancho de la pila (b), es decir, el cálculo se realiza sumando b y y_{sp} de la ecuación 7; tomando en cuenta esta consideración, la ecuación de Froehlich recibe el nombre de Ecuación de Diseño de Froehlich.

Se deben usar unidades métricas o inglesas consistentes.

Ecuación de Larras.

Larras (1963)⁽²⁹⁾ colectó datos de socavación de investigaciones de campo en diversos ríos de Francia después del paso de una avenida, y de investigaciones en modelos a escala para desarrollar la siguiente ecuación:

$$y_{sp} = 1.42K_{S4}b^{0.75} \quad (8)$$

donde K_{S4} es un coeficiente relacionado con la forma de la nariz de la pila, el cual vale 1 para pilas cilíndricas y 1.4 para pilas rectangulares alineadas con el flujo. Se requieren unidades en pies (1 ft = 0.3048 m).

La ecuación de Larras es función únicamente del ancho de la pila y de su forma, pero no considera el ángulo de incidencia del flujo con respecto a la pila ni las condiciones de arrastre de sedimento, ya que Larras explicó que en las mediciones las pilas generalmente estaban alineadas con el flujo y el lecho permanecía inmóvil. Debido a que las mediciones de campo de Larras fueron solamente mediciones puntuales de la profundidad de socavación ocasionada después del paso de una avenida, esos datos es posible que no representen la profundidad de socavación de equilibrio, como observaron Shen et al.⁽³⁰⁾

Ecuaciones de Shen-Maza.

Shen et al.(1969)⁽³⁰⁾ intentaron estimar la fuerza del vórtice de herradura, considerado uno de los principales agentes en el desarrollo de la profundidad de socavación. Modelando su comportamiento encontraron que la intensidad de este vórtice es función del número de Reynolds de la pila: $R_o = V_o b / \nu$, y con base en esta hipótesis fundamentaron sus experimentos en el análisis de este parámetro. Realizaron experimentos de laboratorio y el análisis de sus propios resultados de profundidades de equilibrio de socavación junto con otros datos presentados por diversos investigadores; graficaron los datos de profundidades de socavación de equilibrio contra el número de Reynolds de la pila y de esta gráfica obtuvieron una envolvente de ajuste representada por la ecuación:

$$y_{sp} = 0.00073R_o^{0.619} \quad (10)$$

Debido a que la temperatura del agua, de la que es función la viscosidad y de ésta a su vez el número de Reynolds de la pila, es un parámetro difícil de determinar, Shen propuso un valor constante para la viscosidad y obtuvo una gráfica con los mismos datos analizados en función de R_e , pero ahora relacionados con el número de Froude de la pila F_p , para así probar la validez de la correlación propuesta por Maza y Sánchez⁽²⁷⁾ al usar al parámetro F_p como una variable explicativa de la profundidad de socavación. De esta última gráfica Shen obtuvo dos líneas envolventes representadas por dos ecuaciones, referidas como las ecuaciones de Shen-Maza. La primera ecuación, obtenida para $F_p > 0.2$, es equivalente a la ecuación 10, y queda representada de la siguiente forma:

$$y_{sp} = 3.4bF_p^{0.67} \quad F_p > 0.2 \quad (11)$$

La segunda ecuación, obtenida para $F_p < 0.2$, es esencialmente la misma que la ecuación 1, la cual fue presentada por Maza y Sánchez⁽²⁷⁾, y es la siguiente:

$$y_{sp} = 11.0bF_p^2 \quad F_p < 0.2 \quad (12)$$

Shen encontró que para números de Froude de la pila menores que 0.2 y arenas finas ($D_{50} < 0.52$ mm), la profundidad de socavación aumenta rápidamente a medida que F_p también se incrementa. Sin embargo, para F_p mayores de 0.2 y arenas acorazables, la profundidad de socavación aumenta moderadamente para los incrementos en F_p .

Las unidades para y_{sp} son en pies (1 ft = 0.3048 m).

Aproximación de Melville.

Melville (1997)⁽³¹⁾ resumió muchos de los resultados de estudios de laboratorio de un extensivo programa de investigación sobre socavación en puentes, llevado a cabo por la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda durante un periodo de 25 años, y presentó una ecuación que tiene la particularidad de estimar la profundidad de socavación local de equilibrio tanto en pilas como en estribos de puente. Esta ecuación, quizá la de más reciente aparición en la literatura sobre el tema hasta la fecha, es consistente con los métodos de diseño anteriormente presentados por Melville y Sutherland (1988)⁽³²⁾ para pilas, y Melville (1992)⁽¹⁹⁾ para estribos, sólo que en esta nueva aproximación los datos presentados en los artículos anteriores fueron aumentados con datos más recientes para complementarlos, y detallar los efectos de parámetros específicos antes no estudiados. La ecuación de Melville está estructurada a partir de diversos coeficientes K , que son expresiones empíricas que consideran los diversos factores que afectan a la profundidad de socavación. La ecuación es la siguiente:

$$y_{sp} = K_{yw} K_I K_d K_{SS} K_\theta K_G \quad (13)$$

donde:

K_{yw} = coeficiente que depende de la profundidad del flujo;
para pilas: $K_{yw} = K_{yb}$

$$K_{yb} = 2.4b, \quad b/h < 0.7 \quad (14a)$$

$$K_{yb} = 2\sqrt{hb}, \quad 0.7 < b/h < 5 \quad (14b)$$

$$K_{yb} = 4.5h, \quad b/h > 5 \quad (14c)$$

K_I = coeficiente que depende de la velocidad del flujo

K_d = coeficiente que depende del tamaño del sedimento

K_{SS} = coeficiente que depende de la forma de la pila

K_θ = coeficiente que depende de la alineación de la pila

K_G = coeficiente que depende de la geometría del canal

Todos los coeficientes son adimensionales, a excepción de K_{yw} que tiene dimensiones de longitud. Este último coeficiente representa la máxima profundidad de socavación posible que puede desarrollarse en pilas circulares cilíndricas, siendo que la máxima profundidad de socavación posible es aquella que ocurre sin la

influencia de factores como la velocidad de la corriente, el tamaño y granulometría del sedimento, y la geometría del canal. Por lo que el resto de los coeficientes aumentan o disminuyen el valor obtenido para K_{yw} según las condiciones particulares de cada caso.

En años recientes ciertos investigadores han tratado de comparar el comportamiento de los diferentes métodos de predicción de la profundidad de socavación local en pilas, contra mediciones hechas en campo. Posada y Nordin (1989)⁽³³⁾ compararon 83 datos de campo compilados por Froehlich y 194 reportados por Zhuravijov, contra diversos métodos para predicción de socavación local; entre los métodos revisados se encuentran el criterio de Laursen-Toch, la ecuación de la CSU, la ecuación de Melville y la ecuación de Froehlich. Posada y Nordin encontraron que las ecuaciones más conservadoras son las recientemente propuestas por Froehlich y Melville, en ese orden, seguidas por la ecuación de la CSU, y por último por el criterio de Laursen y Toch, que resultó el método menos conservador, ya que cerca del 10% de las profundidades observadas fueron mayores que las profundidades de diseño.

Landers y Mueller (1996)⁽³⁴⁾ realizaron un estudio más detallado, comparando cinco de las ecuaciones ya descritas, contra 139 mediciones de campo en condiciones de socavación de lecho vivo y de agua clara, obtenidas durante eventos de flujo en avenidas. Estos investigadores encontraron que ninguna de las ecuaciones seleccionadas estima con precisión la profundidad de socavación para todas las condiciones medidas; sin embargo, algunas ecuaciones, como la de la CSU y la ecuación de Diseño de Froehlich, se comportaron bien como ecuaciones de diseño conservadoras, aunque sobrestiman muchas de las profundidades de socavación observadas por grandes cantidades, lo que puede resultar en cimentaciones de puente sobrediseñadas.

Los resultados obtenidos por Landers y Mueller se resumen en la Figura I.16, donde es posible observar que la ecuación de la CSU sobrestima las profundidades observadas por poco más que la ecuación de Diseño de Froehlich. Las ecuaciones de la República Popular China y de Larras subestiman casi todas las profundidades observadas mayores de 3 metros, en condiciones de lecho vivo. La ecuación de Shen-Maza subestima muchas de las profundidades observadas en agua clara, sin mostrar alguna tendencia a subestimar profundidades mayores o menores.

Landers y Mueller apuntan que probablemente los métodos que pudieran predecir la profundidad de socavación para el amplio rango de condiciones medidas, necesitarían ser más complejos que los revisados en este estudio y tendrían que incluir consideraciones que tomaran en cuenta la dependencia con el tiempo en los procesos de socavación.

Ante la disparidad de resultados obtenidos al comparar las diversas ecuaciones para estimar la profundidad de socavación local en pilas, se presenta la incertidumbre de cuál de las ecuaciones utilizar para el diseño de una cimentación. En 1970, una síntesis de la información disponible y prácticas usadas para tratar el problema de socavación en puentes, presentada por el organismo estadounidense Highway Research Board⁽³⁵⁾, concluía en la discusión de 12 ecuaciones de predicción citadas, que era prácticamente imposible dar un voto de confianza a cualquiera de estos métodos, o aún comparar los métodos o establecerles límites de validez, debido a la falta de mediciones de campo confiables con las cuales confrontar las predicciones. En esta síntesis se recomendaba, quizá como única guía disponible para el diseñador, el cotejar la situación de diseño específica con las circunstancias bajo las cuales una fórmula en particular fue deducida, o si no, comparar las ecuaciones con datos de campo para determinar cuál pronostica mejor las condiciones medidas. Actualmente se cuenta con mayor cantidad de registros confiables de mediciones de socavación en campo, lo que nos permite realizar una mejor comparación de los métodos de predicción; aún así, prevalece la incertidumbre debido a que ningún método estima acertadamente las observaciones de campo, por lo que la primera recomendación en cuanto a la comparación de cada caso en particular con la deducción de las ecuaciones, sigue siendo válida.

En cuanto a la aplicación de las ecuaciones de predicción, es importante mencionar que el factor de forma de la pila que interviene en la mayoría de las ecuaciones, pierde su efecto y no debe ser usado cuando la pila no esté alineada con el flujo. Asimismo, se debe evitar la sobreposición del ancho superior de los fosos de socavación, pues las ecuaciones presentadas para estimar la profundidad de socavación local en pilas no

contemplan ni son aplicables a estos casos. Para fines prácticos, Richardson y Abed⁽³⁷⁾ recomiendan emplear en lechos de río con material no cohesivo un ancho superior de foso de socavación igual a dos veces la profundidad de socavación máxima y_{sp} , medido desde el paño lateral de una pila o zapata.

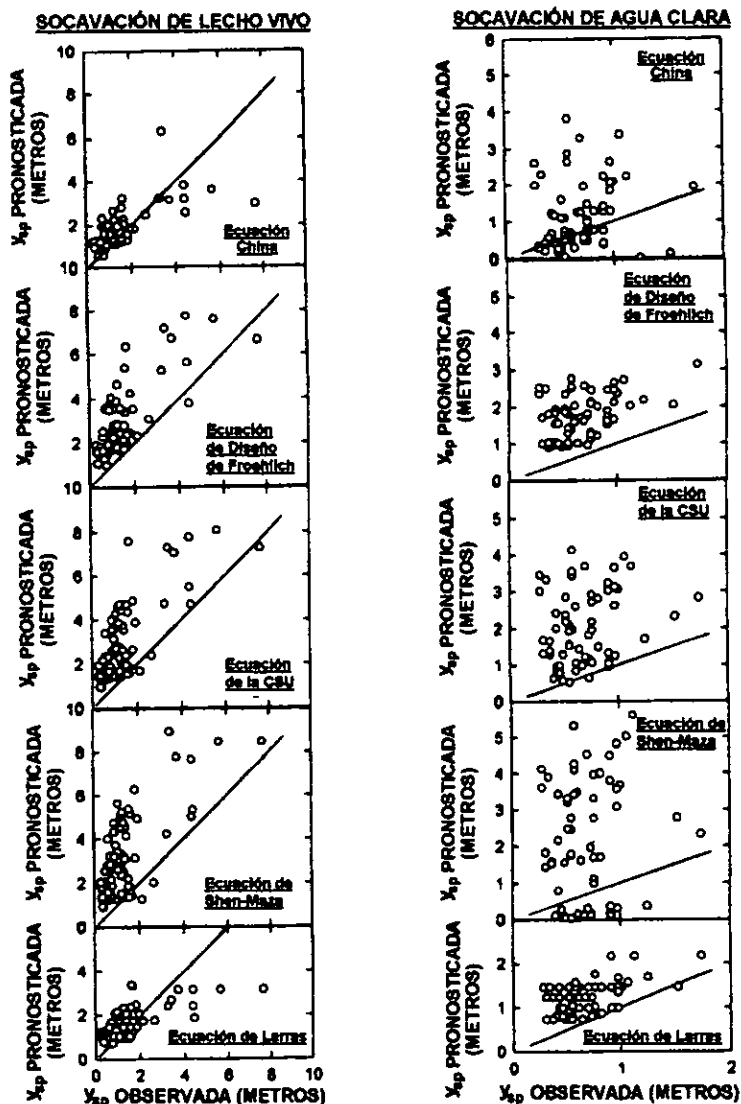


Figura 1.16 Gráficas de profundidades de socavación local en pilas, observadas y pronosticadas con cinco ecuaciones diferentes, para condiciones de transporte de sedimento de agua clara y de lecho vivo, según Landers y Mueller.

Una consideración aún más importante que los factores como la forma de la pila e incluso qué ecuación usar, es la manera en la que el ingeniero selecciona los parámetros de diseño. La mayoría de las ecuaciones están basadas en condiciones de flujo uniforme, unidimensionales, mientras que en la realidad las secciones son irregulares y de flujo no uniforme. Por lo que para usar una ecuación eficazmente, de alguna manera el diseñador debe visualizar las condiciones de campo, de tal forma que se asemejen a las condiciones experimentales. La tendencia es usar profundidades y velocidades promedio para una sección transversal irregular. Jones⁽³⁶⁾ sugiere que una aproximación más razonable puede ser el usar la profundidad y velocidad en una banda de flujo justo aguas arriba de la pila. De esta manera la velocidad es más difícil de predecir, pero se puede asumir que sigue una distribución logarítmica.

I.6 INESTABILIDAD DEL CAUCE.

Los puentes son estructuras estáticas construidas sobre canales fluviales que típicamente están propensos a sufrir deformaciones en su alineación en planta, lo cual sugiere que el alineamiento del río con las aproximaciones del puente en el momento de su construcción, no será mantenido indefinidamente; por el contrario, la alineación se deteriorará con el tiempo simultáneamente con la migración del canal aguas arriba. Por tanto, la deformación y el desvío del canal son consideraciones importantes en el diseño del cruce de un puente (Figura I.17)⁽³⁸⁾.

El desplazamiento lateral del río, así como el ensanchamiento del canal, pueden ocasionar socavación excesiva en estribos y en pilas con cimentaciones poco profundas que originalmente no fueron diseñadas para estar en el canal principal, esto en gran parte debido a la alteración en la socavación total al cambiar la alineación de la corriente con respecto a la estructura, lo cual incrementa el potencial de socavación local como se vió en el apartado anterior. Los desplazamientos laterales, a su vez, pueden poner en riesgo las aproximaciones a un puente y empeorar los problemas con escombros.

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 las avenidas, y las características de los materiales del fondo y de las márgenes.

La morfología o geomorfología de ríos es en sí misma una vasta rama de la ciencia encargada del estudio de la estructura y forma de los ríos, incluyendo la configuración del cauce en planta, la geometría de las secciones transversales, la forma del fondo y las características del perfil. Principalmente es tratada por geólogos, en términos mayormente cualitativos y en escalas de tiempo de miles de años, siendo que para propósitos ingenieriles se requiere información cuantitativa y de periodos de tiempo relativamente cortos como décadas. La información disponible es casi exclusivamente empírica y para fines de predicción es de muy bajos niveles de confianza. La razón por la cual prevalece este empirismo, se debe a que la morfología de ríos involucra los aspectos más complejos de la hidrodinámica simultáneamente con límites de erosión y transporte de sedimento⁽⁶⁾.

La morfología de un cauce llega a ser tan compleja, que no es posible encontrar alguna rígida ecuación general que se pueda aplicar directamente, ni tampoco un conjunto de reglas prescritas a seguir. Por ello, con el fin de comprender las tendencias probables del río a cambiar su forma y su localización, el ingeniero debe coleccionar y estudiar una variedad de información relevante, incluyendo particularmente la experiencia con construcciones anteriores en situaciones comparables y el empleo de su criterio personal.

I.6.1 Parámetros de Estabilidad.

En condiciones normales todos los tramos de todos los ríos han alcanzado un cierto grado de equilibrio, el cual permanecerá si no son modificados los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad. Estos parámetros son el gasto tanto líquido como sólido, las características del material del fondo y el de las orillas, la pendiente longitudinal del río y la geometría de la sección transversal del escurrimiento. Una modificación a cualquiera de ellos repercutirá en los demás, y los modificará hasta alcanzar un nuevo estado de equilibrio.

Las modificaciones pueden ser bruscas o lentas y naturales o debidas al factor humano; las causas de modificación brusca más comunes se deben a⁽¹⁴⁾:

- Cambios en el río debido a cortes de meandros.
- Movimientos telúricos que cambien la configuración del terreno y el trazo del río.
- Factores humanos como la construcción de presas, deforestación, rectificación de cauces y la presencia de puentes con reducida capacidad hidráulica.

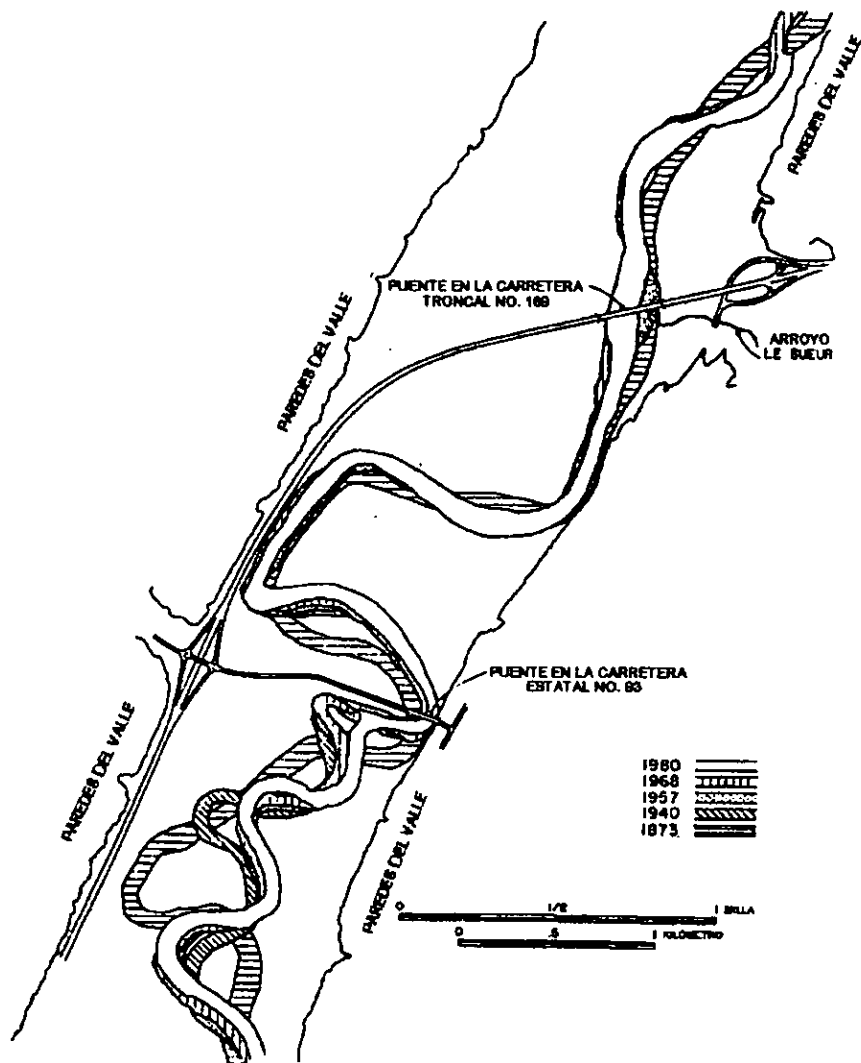


Figura I.17 Migración del cauce en el río Minnesota en el cruce de dos puentes, según Voigt et al. (1997)⁽³⁸⁾.

Los cambios lentos más comunes se deben a:

- Cambios de pendiente o de la elevación del fondo por degradación o acreción a lo largo de un tramo.
- Cambios de granulometría al llegar las erosiones a reconocer estratos con nuevos materiales.
- Cambio de pendiente debido a corrimientos laterales de las márgenes exteriores de las curvas como consecuencia de erosiones de dichas márgenes y sedimentación en el intradós de las curvas.
- Cambios de pendiente por aumentos de la longitud del río al avanzar los depósitos de sedimentos dentro de lagunas o del mar.
- Cambios en el gasto líquido debido a modificaciones del micro o macroclima.

Los cambios de equilibrio debidos a factores humanos pueden tener consecuencias tan dramáticas en muchos ríos, que incluso tramos completos han dejado de existir, como la desembocadura del río Colorado⁽¹⁴⁾.

De acuerdo al número de parámetros que pueden ajustarse libremente con el tiempo al pasar gastos líquidos y sólidos preestablecidos en un río, Maza y García (ref. 14) proponen una clasificación de acuerdo al número de grados de libertad que se pueda tener en una corriente fluvial; de esta manera cuando al variar el gasto en un cauce o canal sólo varía el tirante, se dice que existe un grado de libertad; cuando sólo pueden variar el tirante

y la pendiente, el cauce tiene dos grados de libertad; y si además del tirante y la pendiente, también pueden alterarse las márgenes y ajustarse el ancho, se dice que el cauce tiene tres grados de libertad.

Esta clasificación permite entender la naturaleza de un río para la aplicación de los diferentes criterios para determinar las características estables en una corriente. En la referencia (14) pueden encontrarse diversos métodos como los de Lacey, Blench, Altunin y Maza-Cruickshank para valorar las condiciones de equilibrio en cauces.

1.6.2 Clasificación de Ríos por su Geometría.

Para facilitar el estudio de la morfología de ríos, éstos se clasifican de acuerdo a diferentes características de la siguiente manera⁽³⁹⁾: según su edad, por su condición de estabilidad, por tramos, por grados de libertad, por el material de las márgenes y el fondo, por su geometría y, por la condición de transporte. Para el tema de que se ocupa esta tesis se usará la clasificación geométrica, aunque se harán notar las relaciones que ésta mantiene con el resto. La clasificación de acuerdo a los grados de libertad ya ha sido tratada en el apartado 1.6.1, de igual manera la clasificación por la condición de transporte fue expuesta en el apartado 1.3.1. Se recomienda consultar la referencia (39) para mayores detalles sobre la clasificación de ríos.

De acuerdo a su geometría los ríos pueden ser clasificados en⁽³⁹⁾:

- *Rectos*. Se presentan tan solo en pequeños tramos que son transitorios, pues cualquier irregularidad en el cauce origina disturbios locales capaces de formar curvas y meandros.
- *Sinuosos*. Se considera que un río es sinuoso cuando se cumple que el parámetro P de sinuosidad que relaciona la longitud del valle con ciertas longitudes del cauce, queda comprendido entre 1.2 y 1.5.
- *Con meandros*. Los cauces presentan curvas alternadas unidas por tramos rectos y cortos en forma de "S" en planta; normalmente la pendiente es baja.
- *Trenzados*. Son aquellos en los que no existe un cauce único, sino que continuamente a lo largo del recorrido del río existen varios cauces que se entrelazan y se vuelven a separar. Estos ríos están sujetos a un proceso de sedimentación, por lo que en cada época de estiaje se forman diferentes cauces entrelazados. A su vez, en el interior de estos cauces pueden aparecer islas susceptibles de desplazarse hacia aguas abajo y que si permanecen uno o más años en su mismo sitio son cubiertas por vegetación.
- *En estuario*. Se encuentran en las desembocaduras al mar, por lo que están altamente influenciados por las mareas.
- *En pantano*. La pendiente es muy pequeña o nula, por lo que los cauces son muy amplios y los tirantes reducidos. El ambiente es favorable para el crecimiento de vegetación.
- *Deltas*. Se presentan en las desembocaduras cuando los ríos arrastran gran cantidad de sedimento formando un abanico de sedimentación dentro del mar.

Usando la clasificación según la edad del río o también por tramos, se aprecia que los ríos con meandros y los trezados, son ríos maduros de las planicies. En especial los ríos trezados se presentan inmediatamente después de la zona de montaña donde la topografía controla la geometría de los ríos, pues en el valle el aporte de materiales es mayor que la capacidad de arrastre del cauce, lo que facilita la formación de islas; en cambio, los ríos con meandros se presentan en tramos más bajos con tamaños de sedimento más pequeños, por tanto más fácilmente transportables, pues con la distancia aguas abajo el tamaño disminuye.

El carácter morfológico de un río puede cambiar debido a regulaciones de flujo, como por ejemplo un embalse aguas arriba. Un caso de este tipo es el mencionado por Schumm (1977) en el río South Plate, el cual cambió de trezado a meandros debido a una disminución en las descargas durante las avenidas⁽⁷⁾.

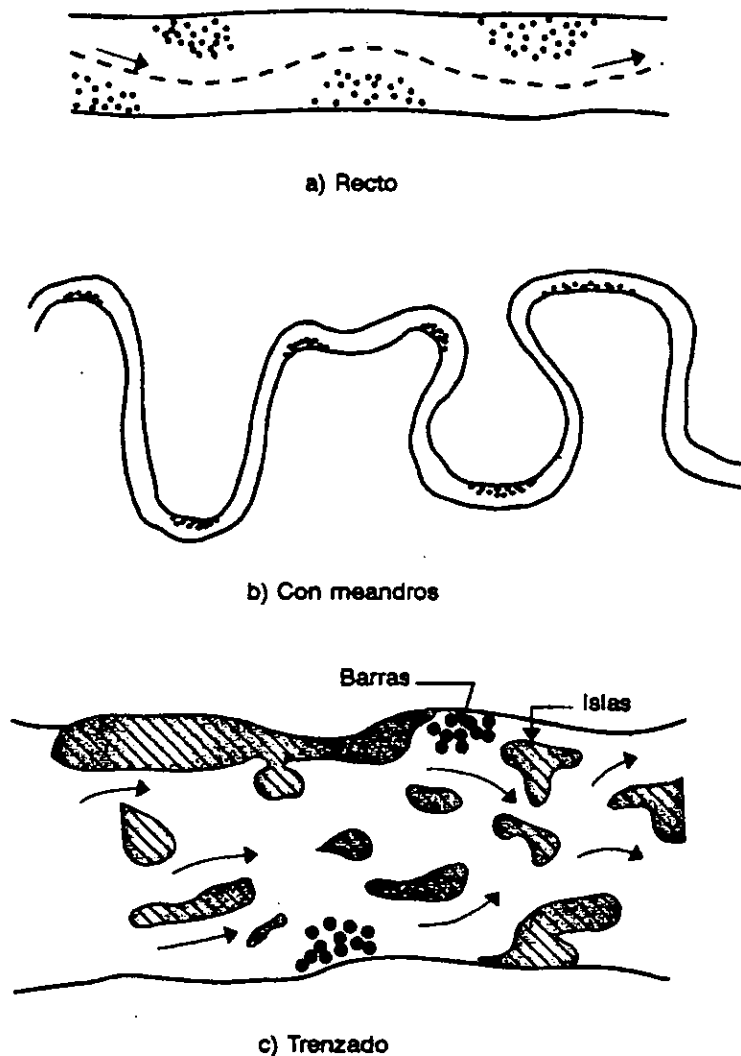


Figura I.18 Configuración de ríos, según Gracia y Maza (1996)⁽³⁹⁾.

El análisis de socavación en puentes de acuerdo al desplazamiento del cauce es importante en ríos con meandros y en ríos trezados, en algunos casos puede ser incluso la consideración más importante en el diseño de pilas. Por el contrario, en otros casos como los ríos de montaña bien confinados, el desplazamiento del cauce puede ser despreciable.

Un río con meandros se mueve tanto lateralmente como hacia aguas abajo, lo que a largo plazo - usualmente en un río de este tipo el problema en el sitio de un puente es aparente por primera vez dos o tres décadas después de la construcción del puente⁽³⁸⁾ - puede erosionar los taludes de apoyo y afectar la socavación por contracción y local debido a los cambios en la dirección del flujo. En ríos trezados, adicionalmente a los cambios de dirección del flujo, pueden presentarse socavaciones profundas cuando dos canales confluyen o cuando el flujo se une después de una isla o banco de materiales junto a una pila o estribo.

Los cauces con meandros pueden clasificarse de acuerdo al tipo de curvas que se presenten, éstas pueden ser curvas superficiales y curvas en trinchera. Los ríos con curvas superficiales cambian su curso en el transcurso del tiempo, mientras que los ríos con curvas en trinchera permanecen fijos ya que generalmente son excavados en materiales resistentes. De acuerdo a su movimiento hacia aguas abajo y si los cortes ocurren en una misma zona, los ríos con meandros también pueden ser clasificados en estables o muy estables.

Dos fenómenos relacionados con la socavación en puentes son la socavación en curvas y la socavación por confluencia, estos fenómenos son producidos por flujos secundarios generados por la curvatura de la línea de corriente. El primero, la socavación en curvas, esta ligado al desplazamiento de ríos con meandros, mientras que el segundo al desplazamiento de ríos trenzados. Los ríos con meandros presentan el mayor tirante en el lado exterior de las curvas, pues este sitio tiende a socavarse durante crecientes, mientras que el interior de las curvas sufre sedimentación. Asimismo, en los ríos trenzados la socavación en la confluencia de dos canales o después de una isla puede presentar profundidades de hasta 2 veces el tirante medio. La socavación en curvas y por confluencia serán descritas en los apartados siguientes.

Es extremadamente complejo y difícil el anticipar cuándo un cambio en el trazo del río en planta ocurrirá. Puede ser gradual o el resultado de una avenida de características extraordinarias. 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 existentes. La probabilidad de que un puente sufra serios daños debido a los cambios morfológicos de un río, puede ser reducida con ayuda de ciertas metodologías para la determinación del mejor sitio para su colocación. En la referencia (7) se describe la metodología propuesta por Neill (1975) para valuar los factores más importantes que deben ser considerados en la selección de un sitio para un puente u otra estructura que atraviese un río.

1.6.3 Socavación por Confluencia.

Los ríos trenzados usualmente están conformados por lechos de grava muy susceptibles a tener largos desplazamientos en sus márgenes, lo que puede producir al menos una bifurcación parcial del flujo y el desarrollo de los canales preferentes característicos de estas corrientes. Cuando tales sistemas de canales se reúnen, el resultante movimiento del flujo en espiral origina una fuerza socavadora capaz de producir una región de socavación muy profunda en poca distancia (Figura 1.19)⁽⁴⁰⁾.

La experiencia en Nueva Zelanda sugiere que los puentes en escurrimientos trenzados tienen mayores probabilidades de falla cuando una confluencia se forma en una pila⁽³⁸⁾, ya que la confluencia del flujo por la unión de dos canales o debido a la presencia de una isla o banco de materiales de formación reciente durante alguna avenida, originan profundidades de socavación excesivas para las cuales la cimentación no fue diseñada. Por tanto, es necesario estimar si es factible la formación de islas y de sistemas de canales en las proximidades del cruce del puente, y si es así estimar los posibles efectos de confluencia.

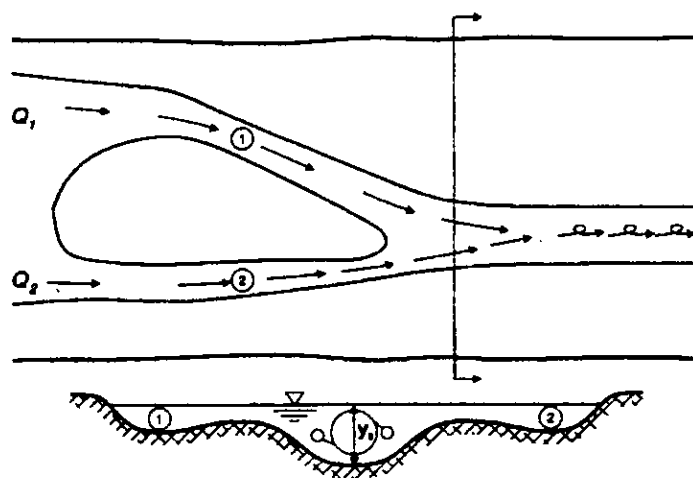


Figura 1.19 Efecto de la socavación por confluencia en la unión de dos canales, según CCERC⁽⁴⁰⁾.

En general, no existen métodos confiables para la estimación de los cambios en el nivel del lecho de un río en una sección causados por la confluencia del flujo, por lo que un diseño debe estar basado en las observaciones del río en cuestión.

Ashmore y Parker (1983) colectaron datos de campo sobre socavación por confluencia en ríos con lechos de grava, de igual manera Klaassen y Vermeer (1988) lo hicieron para el río Jamuna en Bangladesh. Un extenso estudio de los datos de campo en el caso del río Jamuna, llevó a la conclusión de que la máxima profundidad del agua en una confluencia (y_s) puede ser expresada como una función del tirante promedio (y_{av}) de los canales aguas arriba y del ángulo de incidencia (ω , en grados) entre los canales del río:

$$y_s/y_{av} = 2.24 + 0.0308 \omega \quad (15)$$

Es necesario enfatizar que las fórmulas de socavación por confluencia no dan más que una primera idea acerca de la magnitud de la socavación esperada. En un diseño final debe ser tomada en cuenta la naturaleza estocástica de una multitud de parámetros.

1.6.4 Socavación en Curvas.

Este tipo de socavación se presenta en la parte exterior de los meandros, como consecuencia de la corriente helicoidal que se forma en las curvas por la sobreelevación del agua que produce la fuerza centrífuga (Figura 1.20)⁽⁴¹⁾; no se debe a factores humanos, sin embargo, la profundidad en la parte externa de las curvas aumenta cuando se fija y estabiliza la orilla exterior con un revestimiento o protección marginal⁽¹⁶⁾.

Los desplazamientos laterales observables en ríos con material aluvial se deben principalmente a este mismo proceso de socavación y depósito en curvas, en el cual las orillas exteriores son erosionadas, sobre todo durante la época de crecientes, y las márgenes interiores desplazadas hacia dentro del río por efecto de la sedimentación del material que el río transporta (Figuras 1.20 y 1.21)⁽⁴¹⁾. Este desplazamiento lateral del cauce hacia la parte cóncava de la curva, puede llegar a ser de hasta 1000 metros por año como en el río Kosi en la India, y aún en ríos menos activos del orden de 10-100 metros por año⁽⁷⁾.

La sobreelevación en la parte externa de las curvas debida a la fuerza centrífuga, genera una corriente transversal de retorno por el fondo hacia la orilla interior, la cual, sumada a la corriente normal del río forma una corriente helicoidal en las curvas, con la que las partículas de la superficie son desplazadas hacia aguas abajo y lentamente hacia la margen exterior; de igual forma las partículas del fondo son desplazadas hacia aguas abajo pero hacia la margen interior. De esta manera el arrastre de partículas del fondo genera una socavación en el extradós de la curva y un depósito en el intradós de la misma (Figura 1.21)⁽⁴¹⁾. Por ello, en las curvas las secciones transversales tienen mayores profundidades cerca de la orilla exterior en la segunda mitad de aguas abajo, y disminuyen hacia la orilla interior.

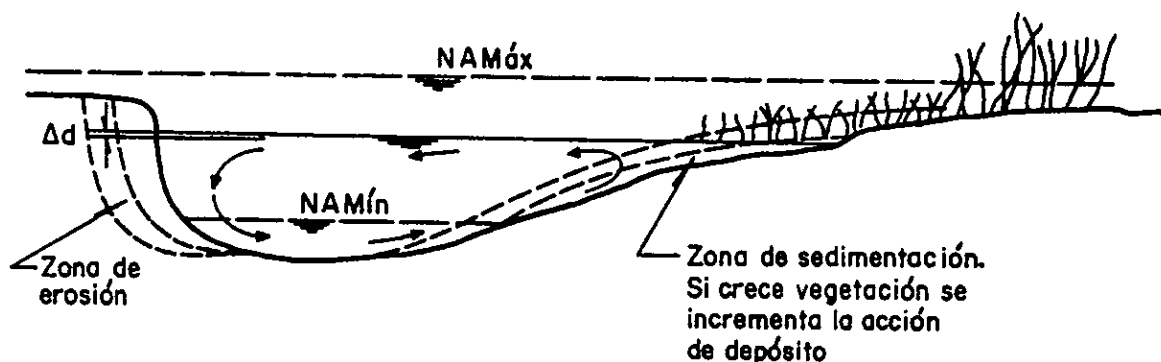


Figura 1.20 Erosión y sedimentación en curvas, según Maza y García (1996)⁽⁴¹⁾.

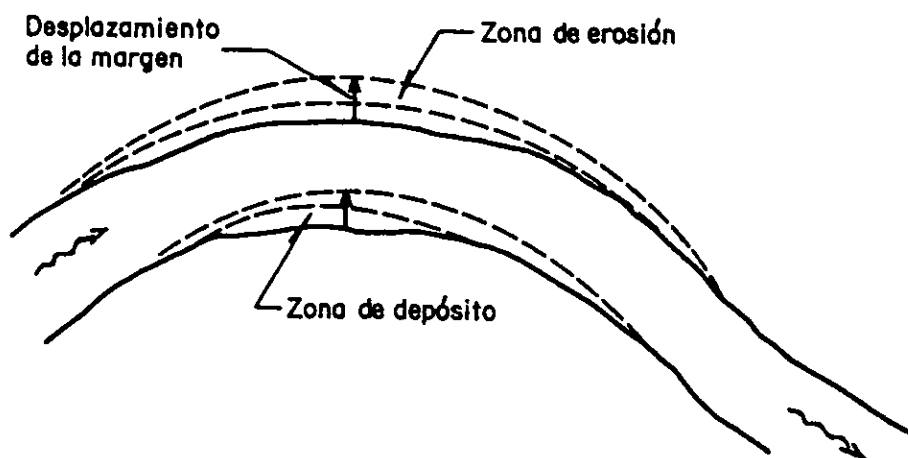


Figura 1.21 Desplazamientos laterales de un cauce, según Maza y García (1996)⁽⁴¹⁾.

En general, el perfil de la sección transversal en una curva depende de parámetros locales (curvatura, tirante, tamaño del material) y de influencias aguas arriba (redistribución del flujo, transporte de sedimento). Pero debido a la complejidad del flujo en una curva y de la socavación que éste produce, no se dispone de aproximaciones teóricas confiables para predecir los niveles del fondo, ni las profundidades máximas. Algunos métodos para valuar estas socavaciones se muestran en las referencias (7) y (16).

Odgaard (1981,1982,1984) resumió la información disponible sobre socavación en curvas y expresó la pendiente transversal del lecho, β , por medio de la ecuación:

$$\text{sen } \beta = K_c (F_r)^\alpha \left(\frac{h}{r} \right) \quad (16)$$

en la cual K_c es una constante, F_r es el número de Froude en la sección y h/r es la relación entre el tirante medio y el radio de la curva. Aunque han sido propuestos otros valores para el exponente α , él concluyó que un valor unitario representa con mayor precisión la información disponible de laboratorio y estudios de campo.

Cuando el cruce de un puente quede inicialmente localizado sobre un tramo recto del río, y exista la posibilidad de que una curva o meandro avance y lo cruce, o bien, en el caso de que por la rectificación del río, quede el puente sobre una curva, se deberán calcular las nuevas profundidades debidas a la presencia de ésta. A su vez, será necesario estimar los posibles desplazamientos laterales del cauce en curvas, para prever la socavación adicional debida a la desalineación del flujo con el puente.

II. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE PROTECCIÓN CONTRA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE.

II.1 CLASIFICACIÓN PROPUESTA.

La suma de los efectos de cada una de las componentes de la socavación total, o la acción extraordinaria de una sola de ellas cuyos efectos hayan sido acrecentados excepcionalmente por la alteración de alguna condición particular a causa de un factor externo, (como sucede con la alteración de las condiciones de transporte de sedimento al construirse un embalse, o con el aumento de la socavación local y por contracción cuando se acumulan grandes cantidades de escombros en el cauce), puede poner en riesgo la estabilidad de las pilas, estribos o terraplenes de aproximación de un puente, y por consiguiente de toda la estructura en conjunto. Sin embargo, se ha observado que la mayor parte de daños y fallas en puentes debido a la socavación han ocurrido en pilas intermedias, lo que se explica debido a que adicionalmente a las profundidades de socavación general y socavación por contracción que aparecerían normalmente en la sección transversal del cruce, se presentan los efectos de la socavación local como consecuencia de la alteración directa en el patrón de flujo (Figura II.1).

A pesar de que la componente de socavación local no siempre es la de mayor contribución en la profundidad de socavación total en pilas de puente, la depresión adicional que se produce debido a ella hace más vulnerables a estos elementos. Como consecuencia de ello, y a que adicionalmente resulta más sencillo y económico controlar la socavación localmente, que estabilizar el cauce o controlar el flujo en el tramo de interés permitiendo hasta cierto punto el desarrollo de las otras dos componentes, la socavación local en pilas ha recibido especial atención en cuanto al estudio de sistemas de predicción y protección capaces de inhibir sus efectos.

La principal medida para contrarrestar los efectos de la socavación consiste en desplantar la cimentación de las pilas hasta una profundidad tal, en la que la máxima socavación posible no produzca daños en su estabilidad estructural. Más sin embargo, este método normalmente resulta muy costoso, y adicionalmente, como se hizo notar en el capítulo anterior, los métodos de predicción aún presentan cierta incertidumbre por lo complicado de valorar todos los factores incidentes. En consecuencia, en sitios de mayor riesgo, o donde resulta privativo económicamente desplantar la cimentación hasta una profundidad segura, es adecuado utilizar sistemas de protección adicionales.

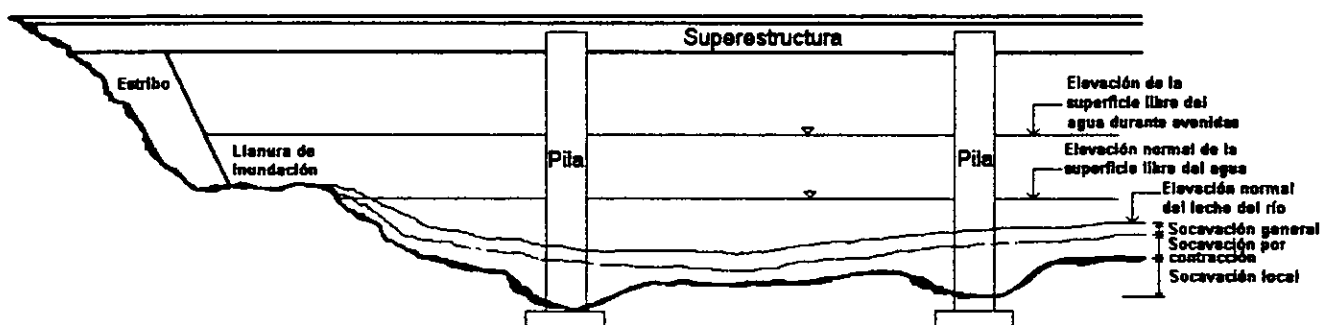


Figura II.1 Sección transversal de un río bajo un puente, con la profundidad de socavación total separada en sus tres componentes.

Los agentes más importantes en la socavación local son el flujo descendente y el vórtice de herradura, por lo que cualquier dispositivo de protección contra este tipo de socavación deberá contemplar una acción directa o indirecta sobre ellos, con el fin de reducir su intensidad o de proteger convenientemente las zonas donde su contribución sea más intensa. En la sección 1.5.3.1 se enumeraron varios de los factores que condicionan la socavación local, comparando su respectiva influencia; estos factores son los que fundamentalmente determinan las características del flujo descendente y del vórtice de herradura, es por eso, que una de las formas para reducir la socavación local consiste en actuar sobre uno o más de los factores condicionantes, debiendo escogerse naturalmente aquellos cuya influencia sea más importante y lo menos complicada posible.

Otra forma de reducir la socavación local pero de manera directa, es la de sustituir el material en la base de la pila por un material fijo o de mayor densidad para que sea más resistente a la socavación. De esta manera es posible clasificar los procedimientos para protección de las cimentaciones de puentes, de acuerdo a las dos aproximaciones básicas en que ha sido estudiado el problema por numerosos investigadores. Estas aproximaciones son las siguientes:

1. Proveer de protección aumentando la capacidad del material del lecho para resistir la erosión, lo cual normalmente se logra colocando una capa de materiales granulares o un pedraplén en la base de la pila, e incluso estabilizando el lecho.
2. Proveer de protección reduciendo el poder de los agentes erosivos, como por ejemplo, el flujo descendente y el vórtice de herradura. Esto normalmente se logra colocando estructuras adyacentes a la pila, estructuras sobre la pila, o actuando sobre su posición, geometría o rugosidad en la superficie.

En la Tabla II.1 se muestra la clasificación y los tipos de protección contra la socavación local en pilas, los cuales serán descritos con mayor detalle en los capítulos III y IV.

Algunas de las medidas de protección que tienen que ver con la sustitución del material del lecho, como son los pedraplenes, son consideradas por ciertos autores como medidas temporales, pues comúnmente requieren de reemplazo continuo al ser muy susceptibles a sufrir daños en condiciones extraordinarias, y más aún cuando no han sido instaladas adecuadamente. Por lo que este tipo de métodos requieren de monitoreo durante e inspección después de grandes avenidas.

Por otra parte, las medidas de protección aumentando la capacidad del lecho para resistir la acción erosiva, son adecuadas en el sentido de que, en cierta forma, proporcionan defensa sin importar el tipo de factores predominantes en la socavación del fondo, a diferencia de aquellos procedimientos que atacan a los agentes erosivos actuantes en la socavación local, con los que únicamente se controla la acción de ciertos parámetros específicos, que en otras condiciones pueden no ser los principales responsables de los daños.

En caso de que el puente lo justifique, ya sea por su importancia regional o por el continuo riesgo ante la incidencia de la socavación total, y se cuente con los recursos económicos necesarios, resulta apropiado proteger al puente integralmente y no sólo localmente en cada elemento, usando medidas permanentes o de mediano plazo.

Las medidas de protección a mediano plazo incluyen la construcción de estructuras para control del flujo, tales como diques de encauzamiento o espigones, las cuales controlan la dirección, velocidad o tirante de la corriente, con lo que reducen los efectos de la socavación por contracción y socavación local. Otras medidas comprenden una amplia variedad de obras de mejoramiento del cauce, como son la construcción de presas o bordos, espolones, vertedores, etc.

Las medidas de protección permanentes o definitivas implicarían el diseño de puentes de alivio o la construcción de tramos extra en el puente principal, para aumentar el área hidráulica del cauce y aliviar condiciones desfavorables de flujo. Dentro de este tipo de medidas debe incluso considerarse la de reemplazar el puente por otra estructura menos vulnerable a la socavación.

Procedimientos de Protección contra la Socavación Local en Pilas de Punte	Aumentando la capacidad del lecho para resistir la erosión	Pedraplenes		
		Procedimientos de Protección contra la Socavación Local en Pilas de Punte	Aumentando la capacidad del lecho para resistir la erosión	Alternativas al pedraplén
- Sacos con mortero				
- Gaviones				
- Partículas de alta densidad				
- Anclas				
Reduciendo el poder de los agentes erosivos	Acciones sobre la posición, geometría o rugosidad de la pila		Estructuras de protección adyacentes a la pila	- Bloques de concreto precolado
				Bloques articulados
				Tetrápodos
				Toscanos
Procedimientos de Protección contra la Socavación Local en Pilas de Punte	Reduciendo el poder de los agentes erosivos	Estructuras de protección sobre la pila	- Alineación de la pila	
			- Forma de la pila	
			- Rugosidad de la pila	
			- Grupos de pilas	
	Reduciendo el poder de los agentes erosivos	Cimentaciones expuestas		- Tablestacas
				- Postes y pantallas aguas arriba
				- Veletas sumergidas
				- Collares y placas planas
				- Pantallas inclinadas
Procedimientos de Protección contra la Socavación Local en Pilas de Punte	Reduciendo el poder de los agentes erosivos		- Ranuras	
			- Defensas o tajamares	
			- Cajones	
			- Cajones con tablestacas	
			- Cimientos extendidos	

Tabla II.1 Clasificación de los tipos de protección contra socavación local en pilas de puente.

Al seleccionar las medidas de protección para reducir los efectos de la socavación, es necesario identificar el tipo de socavación dominante en el proceso y los factores de mayor influencia para cada caso en particular. De esta manera podrá elegirse un cierto tipo de procedimiento, o la combinación de dos o varios sistemas, de tal forma que se logre reducir el poder de los agentes erosivos o se aumente la resistencia del lecho.

A su vez, al aplicar medidas para mejorar la seguridad de puentes sobre cauces susceptibles a socavación, éstas se deben orientar en dos direcciones: para *puentes nuevos* y para *puentes ya existentes*, pues de acuerdo a esta distinción las medidas de disminución del efecto de la socavación tendrán diferentes enfoques.

Las obras de protección contra la socavación local en pilas nuevas son útiles para reducir la profundidad de cimentación, mientras que en estructuras ya construidas, sirven para evitar la falla por socavación de las cimentaciones con escasa profundidad de desplante. En ambos casos se deben evitar posibles daños en la estabilidad del puente, la diferencia estriba en que para puentes nuevos se tiene un problema de diseño y prevención, mientras que para puentes ya existentes se trata de un problema de revisión, corrección y prevención.

II.2 MEDIDAS DE PROTECCIÓN EN PUENTES NUEVOS.

Las observaciones de daños causados en puentes debido a la socavación han demostrado que es más económico y técnicamente efectivo proveer a los puentes de una cimentación que no falle, incluso en condiciones de flujo muy severas⁽⁴⁾, pues adicionalmente a los enormes costos que causa al Estado reemplazar o reparar el puente, así como 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, a la incomodidad provocada por las desviaciones, y hasta a la pérdida de oportunidades de intercambio comercial. Por tanto, es indispensable implementar medidas preventivas seguras desde que se inicia el diseño del puente, y más aún, desde que se selecciona el sitio donde será construido, pues un diseño adecuado será la mejor protección posible.

Entre las medidas preventivas apropiadas para el diseño de puentes resistentes a la socavación, Thomas⁽³⁾ recomienda las siguientes consideraciones:

1. Encontrar un sitio para el nuevo puente que permita el libre flujo de grandes avenidas por el canal;
2. Los elementos del puente deben estar alineados con la corriente, por la misma razón que en el punto anterior;
3. La cimentación del puente debe ser lo suficientemente profunda para que no se vea afectada por la socavación, y no requiera pedraplenes u otro tipo de medidas de protección;
4. La cimentación de las pilas del puente en la llanura de inundación debe ser tan profunda como la de las pilas en el canal principal;
5. Evitar que el puente quede situado en una curva del cauce, y si esto no es posible las pilas no deben encontrarse cerca o dentro del extradós;
6. La elevación de la superestructura del puente debe situarse lo suficientemente elevada sobre el máximo nivel del agua, para evitar flujo a presión a través de los claros del puente;
7. Cuando no sea posible garantizar la alineación de la velocidad del agua frente al puente con el eje horizontal de las pilas, durante la vida útil del puente, dentro de un ángulo de 5 a 10 grados, deben usarse pilas de sección transversal circular o un conjunto de ellas;
8. En corrientes con escombros flotantes y transporte de hielo, el uso de pilas de armadura o múltiples pilotes debe ser evitado;
9. Los puentes deben ser diseñados para avenidas con periodo de retorno de 100 años, y en vías importantes, para superavenidas con periodo de retorno de 500 años, las cuales deben ser resistidas sin falla.

El análisis del potencial de socavación en un diseño llevará a la consideración de diseños alternativos, que se espera sean menos costosos. Una pila angosta presentará menos problemas de socavación, pero requerirá mayor refuerzo que una pila ancha, por lo que se debe realizar un análisis de optimización de costos para seleccionar la alternativa más adecuada.

Naturalmente, como ya se ha mencionado, la mejor protección en un puente nuevo implicaría el realizar el diseño del puente con cimentaciones demasiado profundas para evitar que la máxima socavación posible le cause algún daño. Sin embargo, un diseño de este tipo resultaría demasiado costoso y poco práctico, por lo que deben estudiarse ciertas alternativas para protección de los cimientos, comparando el costo de la protección contra el costo que implicaría aumentar el largo de la cimentación por debajo de la profundidad de socavación esperada, y el riesgo de que tal socavación llegue a ocurrir.

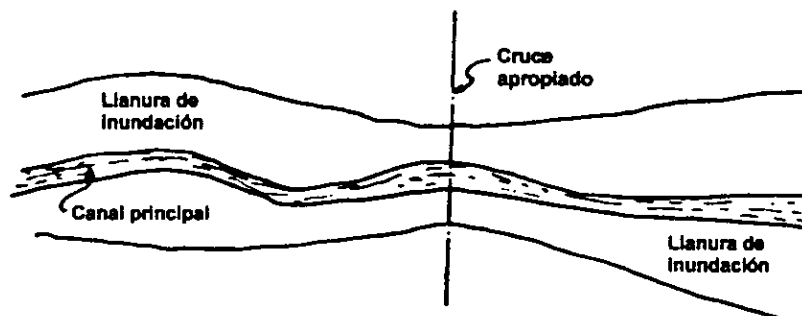


Figura II.2 Cruce del canal principal y las llanuras de inundación, según Troitsky (1994)⁽⁴²⁾.

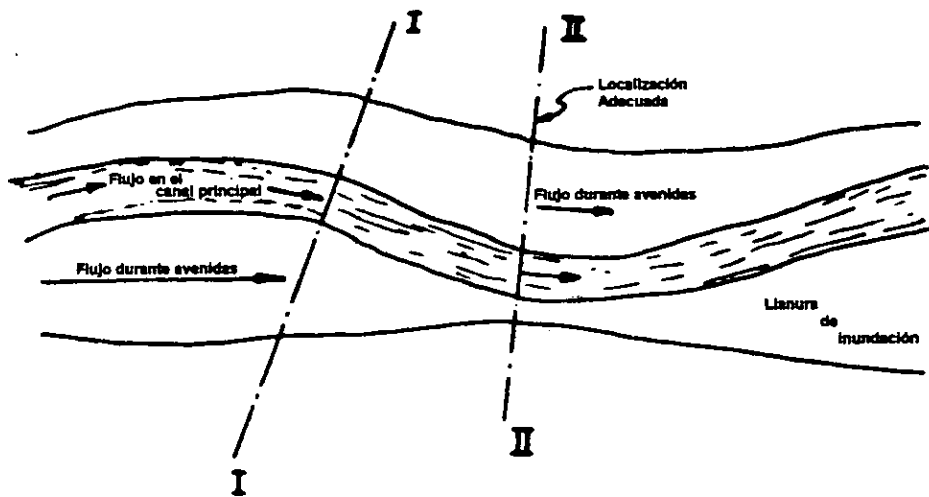


Figura II.3 Cruce del río con respecto al canal principal y las llanuras de inundación, según Troitsky (1994)⁽⁴²⁾.

Un aspecto importante en el diseño del puente es la selección del sitio más adecuado, teniendo en cuenta que el trazo de la carretera en cuestión no debe ser alterado significativamente al tratar de situar al puente en un cruce con las condiciones más favorables.

En general el sitio elegido debe satisfacer las siguientes condiciones hidráulicas⁽⁴²⁾:

1. Asegurar el paso de la descarga de agua a través del claro con el menor disturbio posible del régimen de la corriente.
2. Permitir a los barcos o barcazas pasar convenientemente y con seguridad bajo el puente en ríos navegables.

Para lograr que la primera condición se cumpla deben evitarse los sitios donde el cauce se estreche demasiado, pues si bien esto resulta económico al disminuirse la longitud del puente, se pueden generar grandes problemas de socavación por contracción, por lo que es necesario encontrar un cruce no tan estrecho o uno donde los costos de una cimentación segura y la longitud del puente sean los mínimos. Como regla, es recomendable que las llanuras de inundación sean atravesadas en su punto más estrecho, mientras que el canal principal en el más amplio (Figura II.2).

Asimismo, el sector de la corriente seleccionado debe facilitar el diseño de una ruta perpendicular tanto al canal principal como a la llanura de inundación. El claro del puente debe ser situado de tal forma que permita que la corriente principal pase por la abertura central del claro principal (Figura II.3). En caso de que se sitúe el puente en la sección I-I, la dirección de la corriente de avenidas quedará desalineada con respecto a las pilas, lo que incrementaría la socavación. Por tanto, es mejor situar el puente a lo largo del eje II-II, aproximadamente perpendicular al flujo de avenidas en las llanuras de inundación.

Considerando la posibilidad de acumulación de sedimento, un puente no debe ser localizado directamente debajo de la descarga de un tributario (sección I-I, Figura II.4); tampoco debe situarse muy cerca aguas arriba de la descarga en la corriente principal (sección II-II, Figura II.4). Por lo que el sitio debe ser aquél donde no haya ramificaciones laterales, de tal forma que sólo sea necesario construir un puente.

A su vez, al seleccionarse el sitio para el cruce de un puente, debe tomarse en cuenta si se trata de una corriente migratoria de meandros, para lo cual debe estudiarse la estabilidad del cauce y los factores que podrían intervenir en su desplazamiento, como se mencionó en la sección I.6. Para este tipo de corrientes frecuentemente se necesita de un cruce más largo que el necesario para conducir la descarga de la avenida máxima, por lo que los cruces sobre ríos de este tipo usualmente son costosos, pues son necesarios largos tramos y la construcción de pilas profundas de lado a lado de la llanura de inundación.

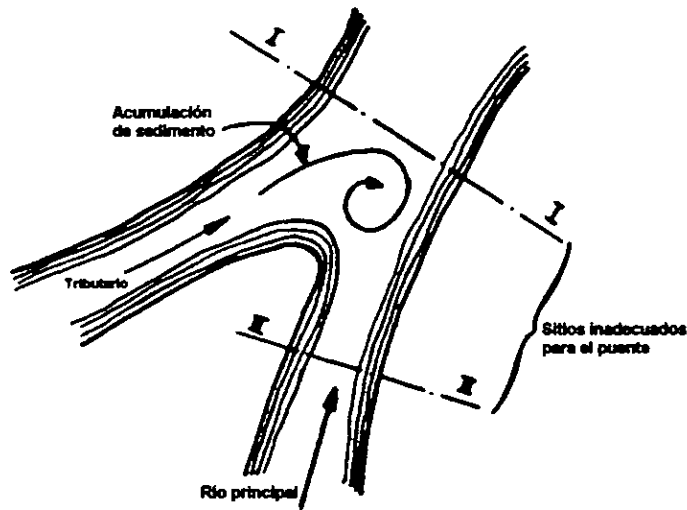


Figura II.4 Cruce considerando al canal principal y un tributario, según Troitsky (1994)⁽⁴²⁾.

En la Figura II.5 se muestran un par de esquemas típicos (A y B) considerando diferentes condiciones del río y del canal. En el esquema A aparece una sección típica de un canal principal con su margen derecha estable y la totalidad de su llanura de inundación en el otro lado. Si el canal principal es estable y permanente, serán usados dos tramos sobre el río y la parte de la llanura de inundación podrá ser puenteadada con la construcción de un viaducto a un costo considerablemente menor por metro lineal. Si en cambio es posible que el canal principal se desvíe de lado a lado de la llanura de inundación durante la vida útil del puente, es necesario construir la opción del esquema B. En este caso, se requieren tres pilas en el cauce y cuatro tramos, comparados a las dos pilas y dos tramos del esquema A.

Debido a que en un río en su estado natural, no es factible encontrar un lugar que llene todos los requerimientos indicados anteriormente, las condiciones adecuadas deben conseguirse en lo posible, a través de medios artificiales, tales como la construcción de estructuras de rectificación, reforzando las márgenes del río, etc.

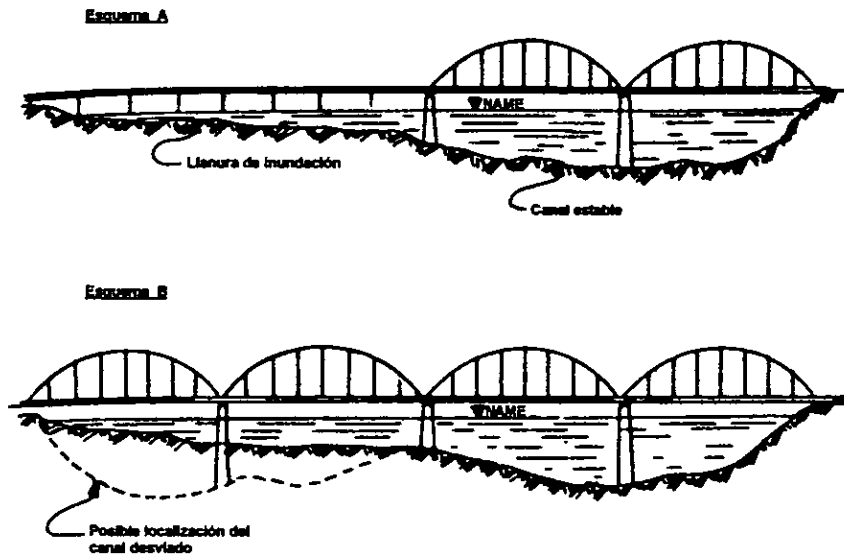


Figura II.5 Esquemas alternativos para el cruce de un puente considerando la permanencia del canal, según Troitsky (1994)⁽⁴²⁾.

11.2.1 Procedimiento General de Diseño de Puentes Resistentes a la Socavación.

Una vez determinado el cruce donde será construido el puente, es necesario definir el tipo de puente apropiado al sitio, así como el tamaño y localización de las pilas y estribos. La FHWA (ref. 4) propone un procedimiento general de diseño enfocado a la socavación, para determinar estas características; este procedimiento se resume en los siguientes 8 pasos:

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

Es necesario verificar si otras avenidas menores pueden causar una socavación mayor que las anteriores. La avenida de desborde es aquella en la que el flujo supera el nivel máximo de agua en el cauce, al mismo puente, o ambos.

2. Desarrollar los perfiles de flujo para las avenidas seleccionadas en el paso 1, valuando los rasgos de la posible pérdida de energía bajo el puente la cual podría ocurrir durante la avenida de diseño. Existen algunos paquetes de cómputo que sirven a estos propósitos, como son el WSPRO, el HEC-2 o el Sistema de Análisis Fluvial RAS.
3. Empleando los siete pasos del Proceso Específico de Diseño que será descrito más adelante, estimar la socavación total para la condición más desfavorable evaluada en los pasos anteriores. La profundidad de socavación resultante para la avenida de diseño seleccionada, 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.
4. Se procederá entonces al trazo de las profundidades de socavación obtenidas en el paso 3, sobre un trazo de la sección transversal bajo el cruce del puente.
5. Evaluar los resultados obtenidos en los pasos 3 y 4. 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, basada claro, en la experiencia y buen juicio del proyectista.
6. Determinar el tipo de puente, y el tamaño y localización de las pilas y estribos, basándose en el análisis de socavación realizado en los pasos 3,4 y 5, realizando modificaciones tantas veces como sea necesario.

a) Será necesario visualizar el patrón de flujo en el tramo del puente para las condiciones de diseño, de tal forma 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 sobre costo de hacer un puente menos vulnerable a la socavación. *El diseño que incorpore medidas de protección en la construcción original será, casi siempre, menos costoso que ajustarle al puente protecciones adicionales contra socavación.*

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 sobre la línea de socavación total (paso 4), ha sido removido y no contribuye al apoyo y/o soporte lateral de la misma. 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 en 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 actuará sobre ella.

8. Repetir el procedimiento desde el paso 2 al 6, y calcular la socavación provocada por una "superavenida" o avenida de revisión, es decir, una avenida que exceda a aquella con un periodo de retorno de 100 años. Es deseable que dicha avenida tenga un periodo de retorno del orden de 500 años o una de magnitud 1.7 veces la de 100 años, cuando la primera se desconozca.

De cualquier forma, pueden emplearse avenidas mayores o menores que las sugeridas, dependiendo de las consideraciones hidrológicas que se hayan tomado y las consecuencias asociadas al daño provocado al puente. Una avenida con periodo de retorno menor a 500 años podrá reproducir la más desfavorable situación para revisar el diseño de la cimentación.

El diseño de la cimentación realizado en el paso 7 deberá ser revalorado 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 de 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 optimizar el proceso de diseño.

Los pasos del Procedimiento Específico de Diseño aplicable en el paso 3 del Procedimiento General de Diseño son los siguientes:

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

II.2.2 Recopilación de Información.

Para poder realizar el diseño adecuado de un puente resistente a la socavación, es necesario contar con tanta información sobre el cruce del puente como sea posible. Para ello, es recomendable recopilar datos y registros de estudios de campo previos que hayan sido obtenidos para otros fines, y hasta no haber reunido la mayor cantidad de información por este medio, solicitar datos adicionales de los que no se pueda prescindir. Este procedimiento resulta útil, sobretodo cuando es posible aprovechar datos de campo existentes, pues es sabido, que la recolección de cualquier tipo de información es costoso y de labor intensa, mucho más cuando es necesario desplazarse al sitio en cuestión.

Los estudios convencionales para el trazo de una vía terrestre incluyen el mapeo fotogramétrico y análisis de fotografías aéreas. Ambos estudios pueden ser de gran utilidad para el ingeniero hidráulico en el diseño de un puente por socavación, pues es muy posible que se disponga de fotografías con diferentes gastos en la corriente, lo que indica cómo varía la dirección del flujo con el gasto; adicionalmente, este tipo de información muestra evidencias sobre la migración lateral de la corriente, la estabilidad de la corriente, los impactos que pueden ser asociados con rasgos naturales o humanos y la degradación y acreción general de la corriente.

Es necesario obtener perfiles de la sección transversal del cruce por medio de sondeos manuales o electrónicos, procedimientos que resultan laboriosos y largos, por lo que debe procurarse minimizar el número de perfiles requeridos. Como regla general, el número mínimo de perfiles solicitado, debe ser el mínimo requerido para el estudio del efecto de remanso bajo el puente.

Otro tipo de datos obtenidos para estudios paralelos en el diseño del puente que pueden aprovecharse en el estudio de socavación, son los colectados para el diseño de la cimentación. Las muestras de perforaciones de suelo para el diseño de cada pila proporcionan información geotécnica detallada, extremadamente importante para cualquier investigación y análisis de socavación. De las perforaciones de suelo pueden realizarse curvas granulométricas y adicionalmente analizar el perfil de suelos, el cual debe ser usado para determinar si existe un estrato resistente capaz de inhibir el desarrollo de la socavación, y por tanto hacer el problema como uno de socavación de agua clara; a su vez, con el perfil es posible identificar la existencia de material propenso a la socavación que podría ser erosionado muy fácilmente.

La información que debe recabarse en lo posible para un estudio de socavación, es la siguiente:

Investigación Preliminar

- Elevaciones del agua durante avenidas, incluyendo la elevación de una avenida crítica.
- Sección transversal del cauce, tanto en su sección principal, como en los canales secundarios o llanuras de inundación, en el tramo donde se localice el puente.
- Trazo en planta del río en el tramo de análisis.
- Localización de estructuras de control y/o confluencias con otros cauces cercanos al puente, tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio en análisis.
- Tipo de cauce: perenne, efímero, intermitente, etc.
- Geomorfología del sitio, así como obras existentes o propuestas para rectificación del cauce.
- Vegetación.

Información Hidrológica

- Características hidrológicas de la cuenca.
- Registros históricos de avenidas.

Información Hidráulica

- Pendiente hidráulica aguas arriba y aguas abajo del sitio.
- Velocidades medias en la corriente para diferentes descargas.
- Datos de socavación de puentes cercanos (si es que existen).

Información Geológica

- Registros de perforaciones o sondeos para definir los estratos geológicos en el sitio del río.
- Tamaño del material del lecho del río, así como su granulometría y distribución en el tramo en estudio.
- Registros históricos de erosión del lecho del cauce.
- Registros históricos del desarrollo del cauce 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.
- Investigar el uso del cauce en el sitio en cuestión, como banco de materiales, tanto en su canal principal, como en las llanuras de inundación.

Previamente a la adquisición de datos de campo específicos, resulta muy adecuado que el ingeniero hidráulico realice una evaluación en el sitio de análisis, pues de esta forma tendrá la oportunidad de determinar la localización y alineación de las secciones transversales, de asignar valores "n" de rugosidad al canal y llanuras

de inundación, de observar evidencias de la estabilidad de la corriente y de las características geotécnicas y de transporte de sedimento en el lecho.

Debido a las restricciones administrativas y económicas para la recolección de información, el ingeniero hidráulico debe aprender a diseñar y evaluar el riesgo de falla de un puente contra socavación de manera cómoda, con una cantidad limitada de datos originales; siempre que sea posible, una manera de lograr este objetivo, será el uso extensivo de datos recopilados por otros.

II.3 MEDIDAS DE PROTECCIÓN EN PUENTES YA EXISTENTES.

En los puentes ya construidos la selección de medidas a tomar para prevenir daños por socavación resulta en ocasiones más complicada que en puentes nuevos, pues a diferencia de éstos en los que las medidas deben tomarse desde el diseño del puente, en los puentes ya existentes la geometría, ubicación y características de la cimentación ya son fijas, lo que reduce el número de parámetros controlables para disminuir la socavación.

En los estudios de socavación de puentes ya existentes es indispensable determinar si la cimentación del puente en estudio 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.

Los puentes catalogados como susceptibles a socavación son⁽⁴⁾:

- 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 colapso 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 acreción activa del lecho del cauce.
 - Movimiento lateral significativo y/o erosión excesiva en los taludes.
 - Pendiente pronunciada o altas velocidades de flujo.
 - 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 próximos a su confluencia con un cauce principal.
 - Cruces sobre curvas horizontales muy cerradas.
 - Cruces sobre abanicos aluviales.

Los puentes con cimentación desconocida también deben ser considerados como susceptibles a socavación mientras no se tengan indicios o sondeos que den muestra de la profundidad de desplante. Algunos métodos para averiguar la profundidad de la cimentación han sido probados⁽⁹⁾, como por ejemplo la excavación adyacente a una pila o estribo, la cual sólo es adecuada cuando se sospecha que las cimentaciones son cortas

y cuando el río está seco en la zona de la excavación. La única alternativa práctica es la exploración a través de la extracción de corazones, ya sea, verticalmente hacia abajo desde la cubierta del puente, o de forma inclinada dentro de la pila o estribo desde el lecho del río. Este método tiene la ventaja de no sólo determinar el nivel de la cimentación, sino que también brinda información de los materiales de apoyo. La extracción de corazones puede ser de muy alto costo, pero esto dependiendo del acceso y las condiciones del río. Hasta el momento es el método más seguro para cimentaciones de roca, tabique y concreto, pero no es práctico para estructuras con pilotes o con hierro moldeado o subestructuras de acero.

Para determinar si en un puente ya existente que se considera susceptible a la socavación es necesaria la instalación de medidas correctivas, debe evaluarse la cimentación y averiguar si la profundidad de desplante es la conveniente para que no ocurran daños. El procedimiento de evaluación recomendado por la FHWA⁽⁴⁾ es estimar la socavación debida a una "superavenida", es decir, una avenida que exceda a aquella con un periodo de retorno de 100 años, para posteriormente analizar la cimentación en cuanto a su estabilidad vertical y lateral para esta condición de apoyo. Se recomienda el uso de una avenida con periodo de retorno de 500 años, o una de magnitud 1.7 veces la de 100 años, cuando la primera se desconozca. En esta evaluación deben llevarse a cabo los mismos pasos empleados para calcular la socavación en las pilas y estribos de un puente nuevo.

Una vez valuada la socavación máxima posible, ésta debe ser comparada con la socavación máxima que la cimentación puede soportar, para averiguar si la cimentación del puente puede resistir la socavación total sin colapsarse. Con estos resultados junto con el análisis de otros datos de campo de inspecciones u observaciones en busca de socavación, es posible identificar a aquellos puentes catalogables como de socavación crítica.

En los puentes identificados como de socavación crítica o alto riesgo, es necesario implementar un programa de instalación de medidas preventivas y/o correctivas, el cual deberá incluir entre otros aspectos:

- Instalación oportuna de medidas correctivas temporales, tales como pedraplenes y/o monitoreo programado durante el paso de grandes gastos o avenidas.
- Planeación del monitoreo y las inspecciones después de avenidas, para determinar si es necesario o no el cierre al tráfico hasta la instalación de medidas correctivas.
- Reemplazo total del puente, o instalación de medidas de protección permanentes, tanto correctivas como preventivas, dependiendo del tipo de riesgo.

Las alternativas para proteger la cimentación de puentes ya existentes, son las siguientes:

- monitoreo, o en su defecto inspección, de profundidades de socavación, y cierre del puente, si éstas son excesivas,
- proveer con pedraplenes y/u otro tipo de protección a las pilas o estribos, y realizar un monitoreo constante,
- construcción de espigones,
- construcción de mejoramientos al canal,
- reforzamiento de las cimentaciones del puente,
- construcción de silleas o represas en la corriente,
- construcción de puentes de alivio, o alargamiento del puente,
- construcción de barreras para escombros, en corrientes con excesivos escombros flotantes.

Debe tenerse en cuenta, que a medida que el grado de socavación o desplazamiento del cauce se incrementa, la cantidad disponible de medidas de protección alternativas disminuye, y el costo correspondiente a su instalación, consecuentemente aumenta.

Lo mejor es que las medidas correctivas sean a la vez preventivas, lo cual se logra con algunos de los sistemas que serán descritos en los capítulos siguientes. Las medidas correctivas constituyen parte del mantenimiento y reparación que serán descritos en el capítulo V.

II.4 INSPECCIÓN Y MONITOREO DE PUENTES EN BUSCA DE SOCAVACIÓN.

La mejor medida de prevención contra la posible socavación en puentes, que en cierta forma también es una medida de protección, y relativamente la más económica, es la inspección periódica y/o monitoreo de la cimentación y del cauce sobre el que cruza el puente, para registrar de manera exacta su condición actual, e identificar condiciones que sean indicativas de problemas potenciales de socavación.

La inspección en busca de socavación debe formar parte de los programas de mantenimiento rutinario en puentes, ya que de esta forma será posible instalar a tiempo las medidas correctivas necesarias o cerrar el puente si éste se encuentra en riesgo inminente. Los puentes considerados como susceptibles a socavación deben recibir especial atención en cuanto a la periodicidad de las inspecciones; se recomienda que las inspecciones sean anuales en sitios donde se sepa existe riesgo, y bianuales o cada tres años en sitios más estables. En puentes considerados susceptibles a socavación o de socavación crítica, y particularmente en estructuras nuevas en las que no exista un historial sobre su desempeño, se recomienda que las inspecciones se realicen incluso durante y después de grandes avenidas.

La diferencia entre el monitoreo de la socavación y una inspección, se encuentra en que el primero generalmente implica la determinación de la elevación del lecho del cauce mientras la socavación está ocurriendo. Idealmente el monitoreo sería la medida preventiva más eficaz, ya que con la ayuda de sistemas de instrumentación capaces de monitorear el lecho del cauce durante las avenidas, el inspector podría evaluar en tiempo real el desarrollo de la socavación, y determinar el momento en que la cimentación se encuentre en riesgo, para así tomar a tiempo las medidas preventivas y correctivas adecuadas, evitando severos daños e incluso la pérdida de vidas humanas. A su vez, el monitoreo en tiempo real resulta de gran utilidad para determinar la profundidad de socavación máxima alcanzada, pues la evidencia de ésta desaparece cuando el hidrograma de la avenida desciende debido al proceso de relleno que se presenta en el foso de socavación local.

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, así como turbulencia, y es debido al ambiente agresivo que existe alrededor de las pilas y estribos de un puente durante las avenidas, que hasta hace pocos años estuvieran disponibles sólo unos pocos instrumentos y técnicas para medir la socavación durante avenidas. Actualmente se cuenta con más opciones de instrumentación, pero los sistemas aún resultan muy costosos.

Es posible diferenciar entre dos categorías de métodos de medición de profundidades de socavación:

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

Algunos ejemplos de dispositivos de medición indirecta son los siguientes⁽⁴³⁾:

- El *sistema RIS* (Radar de Interfaz Subsuperficial), el cual es un radar de penetración que puede ser usado en aguas dulces de poca profundidad (menos de 6 m de profundidad), para obtener perfiles subsuperficiales, continuos y de alta resolución.
- El *sistema PSC* (Perfilado Sísmico Continuo), es un sistema sísmico marino que transmite ondas acústicas a través del agua y los sedimentos del lecho del cauce; es capaz de describir el perfil del fondo dentro de un amplio rango de área en vez de tan solo el área directamente debajo de una línea transversal específica, como sucede con otros equipos.
- El *fatómetro en blanco y negro* proporciona información clara y fácil de interpretar acerca de la profundidad del agua y de la morfología del fondo del cauce. Tiene la desventaja de que es vulnerable a las obstrucciones, por lo que pierde efectividad cuando hay acumulación de escombros en las pilas, y además es incapaz de mostrar el relleno de fosos de socavación viejos.

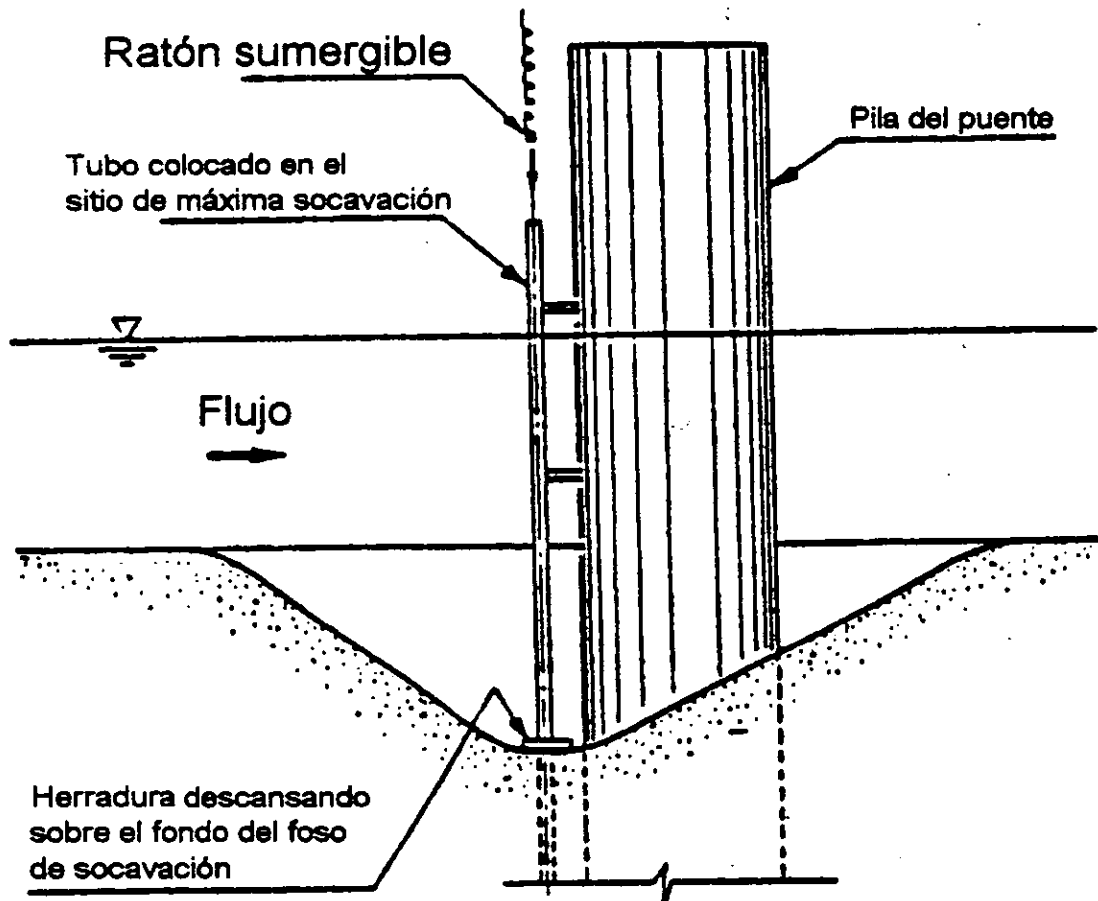


Figura II.6 Arreglo esquemático del método del espectrómetro gamma, según Sanden.

- Un *fatómetro a color* adecuadamente calibrado, provee una mayor resolución en los perfiles de sedimentos en el lecho del cauce a niveles profundos, donde el sistema RIS no puede llegar. Este equipo distingue entre diferentes materiales, desplegando diferentes colores en un monitor.
- Un *transductor sintonizado* puede lograr una penetración del subsuelo desde algunos centímetros, hasta decenas de metros en materiales gruesos, y varios cientos de metros en materiales finos.

En materiales finos puede ser suficiente el uso de un transductor, mientras que en material grueso se puede emplear un transductor o un fatómetro a color para perfiles profundos, y un sistema RIS para perfiles superficiales.

Los dispositivos de monitoreo directo se caracterizan por proporcionar datos del desarrollo de la socavación en tiempo real. Este tipo de instrumentación puede ser fija o portátil, aunque los sistemas portátiles aún son muy poco conocidos y presentan grandes dificultades al tener que enfrentarse a las condiciones climáticas reinantes durante una avenida. Los sistemas fijos son sujetos directamente a cada elemento de la subestructura en el punto en que se sospecha o se ha observado socavación; su mayor desventaja consiste en que sólo proporcionan información del punto o puntos donde fueron instalados los dispositivos detectores. Adicionalmente, los sistemas fijos pueden ser dañados severamente por escombros y cascajo arrastrado por una avenida.

Uno de los sistemas de monitoreo directo en tiempo real más desarrollados y empleados en la práctica actual, es el conocido como Método del Espectrómetro Gamma, cuyo arreglo se muestra en la Figura 11.6 Este instrumento trabaja de la siguiente forma: se fija un tubo a la unidad de la subestructura, el cual cuenta con un collar metálico (carcaza en forma de herradura) fijado en su parte externa. El collar descansa en la base del foso de socavación, y mientras ésta se desarrolla, el collar desciende junto con el nivel del fondo. Cuando la avenida disminuye y se presenta el relleno del foso de socavación, el collar permanece en la base del foso alcanzado en la avenida. Entonces puede introducirse un detector metálico dentro del tubo para determinar la profundidad a que se encuentra el collar metálico. Adicionalmente, una fuente radioactiva de cobalto 60 (no más radioactiva que un reloj de pulsera) es alojada dentro del collar, de esta forma es posible detectar su elevación por medio de una sonda de rayos gamma introducida a través del tubo.

Otro dispositivo de monitoreo directo, ya patentado y que ha sido instalado en 5 puentes en el estado de Nueva York en los Estados Unidos, consiste en una varilla de acero colocada dentro de un tubo de PVC fijado a la unidad de la subestructura, y a su vez protegido con un ángulo también de acero. La varilla desciende mientras ocurre la socavación.

Equipos de medición en tiempo real adicionales, están siendo desarrollados actualmente por diversos investigadores, por lo que a futuro se espera tener equipos más versátiles y económicos para instrumentar puentes con riesgo de socavación. A su vez, el desarrollo de mejores equipos y métodos de medición de la socavación, permitirá tener una mejor comprensión del fenómeno y así poder mejorar las fórmulas de predicción existentes, a través de mejores correlaciones entre lo que sucede en campo con los modelos de laboratorio.

III. PROCEDIMIENTOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE AUMENTANDO LA CAPACIDAD DEL LECHO PARA RESISTIR LA EROSIÓN.

III.1 INTRODUCCIÓN.

La manera más sencilla de proteger las pilas de puente contra socavación consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva. Esto normalmente se logra utilizando revestimientos o colocando rocas de mayor tamaño y peso que el del material original del fondo. De esta forma es posible evitar que el sedimento que rodea a la pila sea arrastrado, sin importar qué parámetros sean los de mayor influencia en el proceso erosivo.

Los sistemas de protección de este tipo han sido probados desde hace largo tiempo. Ya en el siglo XVI, en Francia, se intentaba prevenir la falla de pilas por socavación a través de la construcción de estructuras conocidas como "pesebres". El sistema de "pesebre" consistía en un anillo de pequeños postes casi continuos colocado alrededor de la pila del puente. Los postes contenían una gruesa capa de rocas, algunas veces aplanada con mampostería (Fig. III.1). El procedimiento fue abandonado a principios del siglo XVII, seguramente porque los pequeños postes eran arrancados del lecho debido a la socavación, a la vez que eran vencidos por el peso de las rocas y del suelo que contenían. La necesaria renovación de las rocas, naturalmente condujo a desechar el uso del "pesebre" y proteger únicamente con pedraplenes, cuyo uso fue predominante durante el siglo XVIII y la primera mitad del siglo XIX⁽⁴⁴⁾.

Más tarde, durante el siglo XIX y principios del XX, para prevenir la socavación alrededor de los cajones usados en la construcción de pilas en el río Mississippi y otros grandes ríos, fue una práctica estándar la de colocar gruesos colchones que eran elaborados con ramas de sauce tejidas o amarradas y lastrados con piedras, alrededor de los cajones. Según Waddell⁽⁴⁵⁾, cuando los bordes externos fueran socavados, los pesados colchones se encorvarían y prevendrían socavaciones subsecuentes.

Actualmente, el procedimiento más ampliamente usado es el pedraplén, ya que es la alternativa más sencilla y económica; sin embargo, el desempeño de otro tipo de materiales y revestimientos está siendo extensamente probado tanto en campo como en estudios de laboratorio, pues no siempre es posible tener acceso a los tamaños y tipo de material requeridos por el pedraplén.

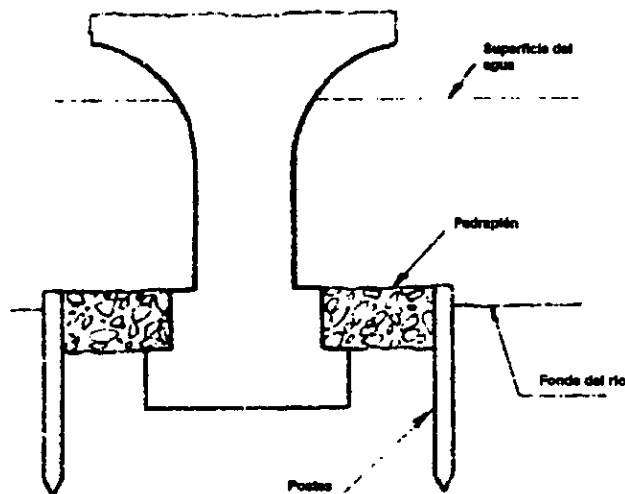


Figura III.1 Sistema de "pesebre", utilizado en el siglo XVI para proteger pilas contra socavación, según Robinson (1958)⁽⁴⁴⁾.

III.2 FACTORES DETERMINANTES EN EL DESEMPEÑO DE UN DISPOSITIVO DE PROTECCIÓN.

El buen funcionamiento de los dispositivos de protección contra la socavación local, depende de la correcta interacción de sus atributos individuales con el aprovechamiento de éstos en una aplicación adecuada para contrarrestar la acción de los agentes erosivos. Si se logra entender adecuadamente esta interacción es posible proponer recomendaciones de diseño prácticas y confiables. Sin embargo, cada alternativa presenta diferentes características y actúa de diferente forma dependiendo de su aplicación y las características del sitio.

Adicionalmente al desempeño de los dispositivos *in situ* contrarrestando la acción erosiva, los sistemas deben cumplir con otros requisitos que conjuntamente con la problemática particular relacionada con el fenómeno de la socavación, permitirá al ingeniero decidir qué alternativa es la mejor. Como base, el que suscribe esta tesis considera que un dispositivo de protección contra socavación local en pilas, de preferencia debe cumplir con los siguientes requerimientos generales para poder ser considerado como una opción adecuada:

1. El dispositivo debe ser capaz de inhibir totalmente el desarrollo de la socavación local alrededor de la pila.
2. Debe ser económico.
3. De fácil acceso, es decir, tener disponibilidad en la región.
4. Contar con recomendaciones de diseño probadas en campo.
5. Instalación rápida y sencilla, a bajo costo.
6. Tener flexibilidad para resistir asentamientos o ajustes del cauce.
7. Contar con filtros o el espesor adecuado para evitar "tubificación".
8. Versatilidad en situaciones adversas poco comunes.
9. Duradero y resistente a intemperismos.
10. No fallar y proveer de protección incluso en situaciones extremas.

Es necesario considerar que cada procedimiento tendrá sus ventajas y desventajas dependiendo del sitio en particular donde se requiera proteger. Pero en general, la protección aumentando la capacidad de resistencia del lecho es la opción más apropiada cuando la necesidad de protección es apremiante, a pesar de que aún se carece de recomendaciones de diseño para gran cantidad de materiales y dispositivos que al parecer ofrecen buenas perspectivas.

Para entender el éxito o falla de un dispositivo de protección, es útil entender primero el mecanismo de la socavación local, así como la influencia de las fuerzas hidráulicas que afectan su estabilidad. En los siguientes apartados se describirán estos procesos junto con algunos conceptos y criterios relacionados con la estabilidad de los sistemas de protección a que se refiere este capítulo.

III.2.1 El Mecanismo de la Socavación Local.

En la sección 1.5 se describió la manera en que el vórtice de herradura juega un papel muy importante en el desarrollo de la socavación local en una pila, actuando conjuntamente con el flujo descendente aguas arriba y con los vórtices estela que acarrean el material hacia aguas abajo fuera del foso de socavación. Paralelamente con estas componentes, un elemento adicional que actúa en el proceso, pero muy pocas veces mencionado, es el *flujo ascendente*.

De acuerdo con Posey (1974)⁽⁴⁶⁾ el flujo ascendente es el resultado de puntos de alta y baja presión en las pilas de puente. En el punto de estancamiento del flujo en la cara aguas arriba de la pila, la presión del agua es alta, mientras que en las esquinas de la pila donde el flujo se acelera y se presentan las máximas velocidades, la presión es baja. La corriente de agua penetra al fondo del cauce en el punto de alta presión en la cara aguas arriba de la pila, fluye bajo el cauce paralela a la superficie del fondo, y emerge en el cauce en los puntos de baja presión en las esquinas de la pila. El cortante ocasionado por el flujo que emerge en sentido vertical, arrastra pequeñas partículas a la superficie del fondo, lo que se conoce como "tubificación". Adicionalmente, el cortante vertical del flujo ascendente neutraliza a la fuerza gravitacional en las partículas de la superficie del fondo (Fig. III.2), lo que permite que se produzca movimiento en ellas.

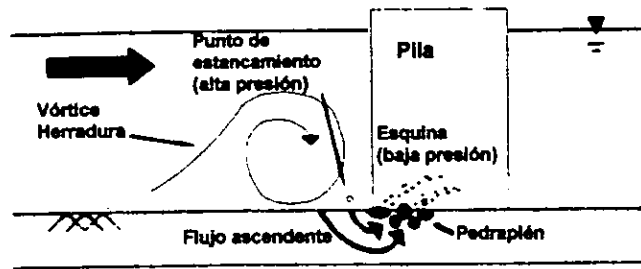


Figura III.2 Formación del flujo ascendente en pedraplenes.

La combinación del vórtice de herradura y el flujo ascendente, produce los estados más incipientes de la socavación en las esquinas de una pila. El foso de socavación principal se desarrolla a partir de los puntos en las esquinas, hasta que crece para tener su máximo justo al frente de la pila. Después de que el foso principal se ha formado, la acción erosiva del vórtice de herradura juega un papel más importante que el flujo ascendente en la expansión del foso de socavación.

Cuando se instala un pedraplén u otro tipo de protección sobre la base del cauce alrededor de una pila, éste reduce el área permeable del fondo, lo que origina que en la zona de baja presión el flujo ascendente se concentre en el área dejada por los intersticios entre rocas o elementos protectores. En consecuencia, se producen grandes esfuerzos cortantes y los efectos de la tubificación, así como la erosión, se magnifican, dejando que las partículas se escapen por los huecos de la protección. La capa protectora se asienta en el lecho, mientras que el material a su alrededor se erosiona. Para contrarrestar este tipo de asentamientos, resulta adecuado que la capa protectora sea flexible y que se utilicen filtros en la base.

III.2.2 Inicio de Arrastre en el Transporte de Sedimentos

Al diseñar medidas de protección colocadas en el lecho del cauce para aumentar su capacidad de resistencia, un factor determinante para el buen desempeño de ésta es su estabilidad en relación con las fuerzas hidráulicas actuantes sobre ella. A pesar de que la estabilidad de algún dispositivo de protección no necesariamente determina su potencial para contrarrestar la socavación, este análisis resulta un buen parámetro en la mayoría de los casos.

Los criterios que pueden ser usados para caracterizar la estabilidad de algún dispositivo dependen en gran parte del modo de falla posible. Si el modo de falla es por volteo a lo largo del borde delantero, la manera más simple de caracterizar un criterio de estabilidad es la de especificar un coeficiente de arrastre. Si por el contrario, el modo de falla es a través de la erosión de las partículas o el desprendimiento vertical en las partes internas de la coraza, la manera más común de caracterizar un criterio de estabilidad es a través de aproximaciones al inicio de arrastre de partículas.

El inicio de arrastre en el transporte de sedimentos se refiere a las condiciones bajo las cuales la corriente de agua es capaz de iniciar el movimiento o acarreo de algún material. Para establecer dichas condiciones hay que comparar el esfuerzo cortante que el escurrimiento de agua (perturbado o no por un obstáculo como una pila) produce en el lecho, τ_o , con el esfuerzo cortante crítico del material, τ_c , o sea con el esfuerzo cortante máximo que las partículas del cauce pueden resistir sin ser arrastradas o transportadas por el agua.

El esfuerzo cortante debido a las fuerzas cinemáticas que un flujo de agua provoca en el lecho sobre el que fluye, se estima mediante:

$$\tau_o = \gamma R S_0 \quad (17)$$

donde:

- τ_o = esfuerzo cortante debido a la fuerza del agua (N/m^2)
- γ = peso específico del agua ($9789 N/m^3$ a $20^\circ C$)
- R = radio hidráulico de la sección transversal (m)
- S_o = pendiente del cauce

Rigurosamente, la ecuación (17) rige en canales prismáticos con flujo uniforme. Por tanto, en el caso de canales naturales o ríos, los cuales son no prismáticos y con flujo variado, hay que trabajar con la pendiente y la sección transversal representativas del tramo de río que interesa estudiar.

Por otro lado, existen numerosos criterios para calcular el esfuerzo cortante crítico de un material, sin embargo, las experiencias son más abundantes en materiales no cohesivos.

Criterio de Shields.

El transporte de sedimentos no cohesivos de granulometría uniforme ha sido objeto de estudio desde hace varios siglos. La contribución más importante sucede en nuestro tiempo con el trabajo de Shields, quien fue el primero en considerar las fuerzas que actúan sobre una partícula y en aplicar principios de similitud⁽⁴⁷⁾. Los resultados de sus experimentos los presentó en un diagrama (Fig. III.3), expresándolos en función de dos parámetros adimensionales:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad (18)$$

$$R_* = \frac{V_{*c}D}{\nu} \quad (19)$$

donde:

- τ_{*c} = parámetro de Shields (adimensional)
- D = diámetro representativo de las partículas (m)
- γ_s = peso específico de las partículas (N/m^3)
- R_* = número de Reynolds (adimensional)
- ν = viscosidad cinemática del agua (m^2/s)
- V_{*c} = velocidad asociada al esfuerzo cortante crítico (m/s), también denominada velocidad de fricción, la cual se define como:

$$V_{*c} = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \quad (20)$$

ρ = densidad del fluido (Kg/m^3)

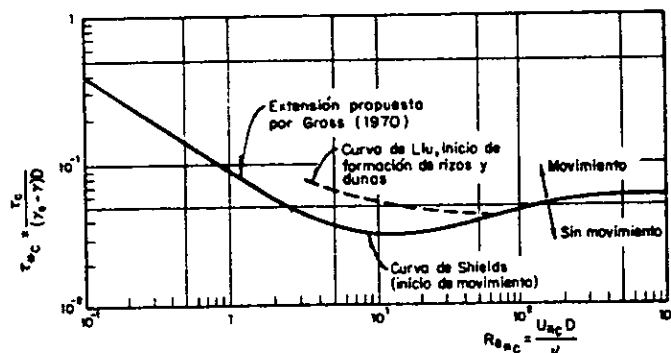


Figura III.3 Diagrama de Shields para el inicio del movimiento de partículas en el fondo⁽⁴⁷⁾.

La densidad de sólidos o gravedad específica (adimensional) de una partícula es:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma} \quad (21)$$

donde γ_s y γ son el peso específico del material y del agua a 4°C, respectivamente.

Si despejamos γ_s de la ecuación anterior y lo sustituimos en la ec. (18), podemos expresar al parámetro de Shields de la siguiente manera:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_c}{\gamma(S_s - 1)D} \quad (22)$$

El peso específico del fluido puede expresarse en términos de su densidad y de la aceleración debida a la gravedad como sigue:

$$\gamma = \rho g \quad (23)$$

Si de la ec. (20) despejamos el esfuerzo cortante crítico del material, τ_c , éste nos queda en función de la densidad del fluido y de la velocidad de fricción crítica:

$$\tau_c = \rho V_{*c}^2 \quad (24)$$

por lo que sustituyendo las ecuaciones (23) y (24) en la ecuación (22), el parámetro de Shields queda representado de la siguiente forma:

$$\tau_{*c} = \frac{V_{*c}^2}{g(S_s - 1)D} \quad (25)$$

Aproximación de Izbash.

Para determinar la velocidad crítica del flujo para un diámetro dado de rocas de un pedraplén en corrientes sobre un fondo horizontal y sin estructuras, Izbash propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{V_0^2}{g(S_s - 1)D_{50}} = 2C^2 \quad (26)$$

donde:

- V_0 = velocidad media de aproximación (m/s)
- D_{50} = tamaño medio de la roca del pedraplén (para calcular el número de estabilidad esférico se utiliza el D_{50} esférico) (m)
- C = coeficiente de Izbash (0.86 para rocas que no se moverán y 1.20 para rocas que pueden rodar ligeramente hasta que se asienten)

De acuerdo con la ecuación (26), es posible introducir el número de estabilidad, N_c , para medir la estabilidad de las rocas del pedraplén como sigue:

$$N_c = \frac{V_0^2}{g(S_s - 1)D_{50}} \quad (27)$$

La mayor dificultad que se presenta al aplicar los criterios de Shields o de Izbash en dispositivos que no sean rocas como en los pedraplenes, es la selección de un diámetro representativo. Esta dificultad se puede sortear utilizando un diámetro esférico equivalente, lo que representa una burda estimación del diámetro de una esfera que tendría la misma masa y gravedad específica que la partícula.

Coefficiente de Arrastre.

Las aproximaciones de Shields y de Izbash proporcionan criterios para definir el movimiento de partículas. Sin embargo, en ciertas condiciones para algunos dispositivos el modo de falla no es por erosión, sino por volteo inducido por la saliente del dispositivo dentro del campo de flujo. Este tipo de falla no puede ser modelado usando criterios para el movimiento de partículas, por lo que otro criterio para determinar las características de estabilidad es la de utilizar el coeficiente de arrastre, C_D , asociado con el volteo del elemento. Esta aproximación provee de un criterio para la falla de varios dispositivos, tomando en cuenta su geometría y posición relativa en el campo de flujo. El coeficiente de dragado se obtiene determinando la fuerza a la cual el cuerpo comienza a voltearse. Esta relación está dada por:

$$F_D = C_D A_o \rho \frac{V_o^2}{2g} \quad (28)$$

donde:

- F_D = fuerza de arrastre (N)
- C_D = coeficiente de arrastre
- A_o = área de obstrucción (m^2)

Se asume que la fuerza de arrastre, F_D , actúa en el centroide del elemento. En la Figura III.4 se muestra una ilustración de las fuerzas que actúan en un cuerpo orientado perpendicular al flujo.

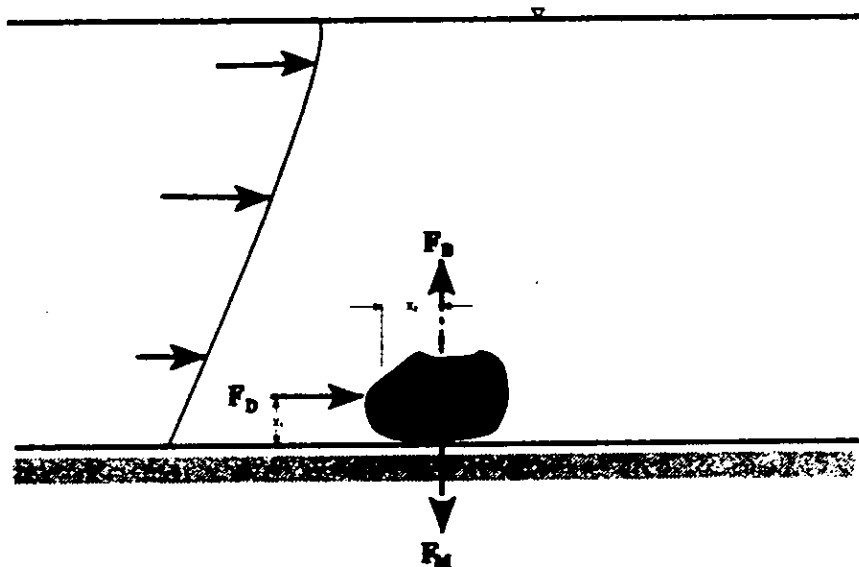


Figura III.4 Fuerzas actuantes en un cuerpo orientado perpendicular a la corriente.

III.3 PEDRAPLENES.

Los pedraplenes o enrocados ("riprap" en inglés) son el método más comúnmente usado para proteger pilas y estribos de puente contra socavación (Fig. III.5). Su principio es muy simple, si la socavación ocurre cuando los sedimentos que constituyen el cauce son lo suficientemente pequeños como para ser arrastrados por las corrientes de avenidas, entonces una capa de rocas arrojadas alrededor de la pila, con cada elemento (guijarros, boleos o cantos rodados) lo suficientemente pesados por sí mismos como para no ser desplazados por la corriente más violenta, puede evitar que los materiales del lecho no sean arrastrados y el lecho del río no sea erosionado dentro del área protegida.

El uso de pedraplenes como protección contra erosiones ha tenido una larga tradición tanto en la ingeniería fluvial como costera, pues adicionalmente a su instalación más sencilla y el costo más económico que el de otros procedimientos, se ha demostrado que después de la colocación de las pilas a una profundidad segura, este método es el único capaz de prevenir eficazmente la socavación⁽⁴⁸⁾.

Sin embargo, a pesar de su gran peso, las capas protectoras de enrocado alrededor de pilas llegan a ser removidas en condiciones de flujo extraordinarias. Son numerosos los casos en todo el mundo, en los que se han perdido puentes debido a la remoción de pedraplenes en la base de pilas, resultado de turbulencia y altas velocidades de flujo. Uno de los casos más recientes es el de la catastrófica falla del puente Schoharie Creek en el estado de Nueva York en los Estados Unidos, en abril de 1987, donde 10 personas perdieron la vida; la falla se atribuyó al mantenimiento inadecuado del pedraplén alrededor de las pilas y al efecto acumulativo de socavación local en éstas, particularmente en los 10 años anteriores, más que en la gran avenida de 1987 por sí sola⁽⁴⁹⁾.

La falla de pedraplenes usualmente no ocurre durante una sola tormenta, sino que 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 e inspeccionado continuamente, durante y después de avenidas considerables, para verificar si el pedraplén es aún estable.

Algunas de las ventajas que sobre otros sistemas de protección ofrecen los pedraplenes, son las siguientes:

- Son recubrimientos de suelo flexibles que se pueden ajustar al movimiento o hundimiento del material subyacente.
- Son más fáciles de colocar y de reparar que los sistemas rígidos.
- Tienen un costo de diseño e instalación comparativamente bajo.

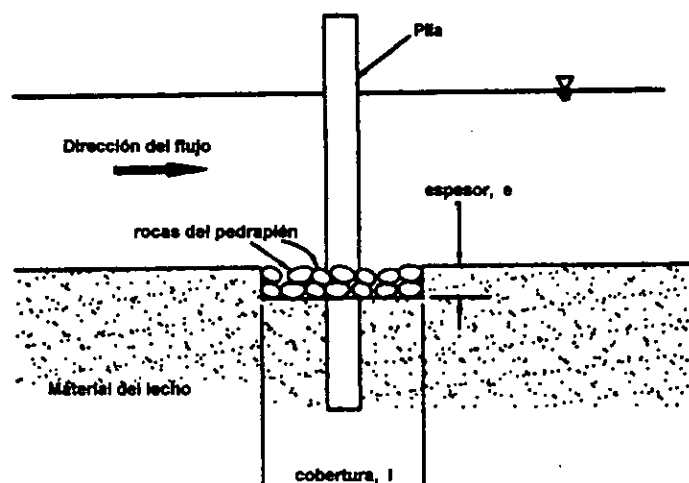


Figura III.5 Esquema del arreglo de un pedraplén para protección de pilas, según Chiew (1995)⁽⁵²⁾.

Entre las desventajas que presentan los pedraplenes se encuentran las siguientes:

- Los tamaños grandes pueden ser difíciles de conseguir, transportar o colocar.
- Una capa de pedraplén puede restringir la sección efectiva del canal o causar mayor turbulencia.
- Enrocados grandes pueden restringir opciones de protección futuras.

III.3.1 Métodos para el Diseño de Pedraplenes.

A pesar de que los pedraplenes han sido utilizados por largo tiempo para proteger pilas de puente, los criterios de diseño aún presentan claras diferencias entre sí, tal como sucede con los métodos de predicción de socavación presentados en la sección I.5.3.2 de esta tesis. De igual forma, el desarrollo de los métodos ha sido predominantemente empírico, a partir de modelos de laboratorio o aprovechando algunas de las experiencias de fallas en puentes.

La Tabla III.1 muestra siete diferentes métodos de diseño de pedraplenes para protección en pilas, propuestos por Maza y Sánchez (1966)⁽¹⁰⁾, Bonasoundas (1973)⁽⁵⁰⁾, Posey (1974)⁽⁴⁶⁾, Bresusers et al. (1977)⁽⁴⁸⁾, Richardson et al. (1991)⁽⁴⁾, Parola (1993)⁽⁵¹⁾ y Chiew (1995)⁽⁵²⁾ (en el Apéndice I se presenta un ejemplo de aplicación de cada método). El desarrollo de todos estos procedimientos ha sido con base en los principios del inicio de arrastre de partículas sólidas en una corriente. Por tanto, muchas de las fórmulas encontradas en la literatura están fundamentadas en los estudios de Izbash para la construcción de presas a base de pedraplenes. En este tipo de ecuaciones tan solo se aproximan coeficientes para considerar el efecto de la pila en la velocidad de aproximación. Así, por ejemplo, en las ecuaciones de Breusers, Richardson y Parola, el número de estabilidad, N_c , deducido de la ecuación de Izbash, tiene un valor de 1.445, 1.285 y 1.4, respectivamente, para pilas cilíndricas. Otras ecuaciones como la de Parola para pilas rectangulares y la de Maza-Sánchez, incluyen también el concepto del número de estabilidad de Izbash, pero dejando a éste en función del ancho de la pila o del tirante.

La diferencia entre los diferentes valores propuestos para el número de estabilidad, N_c , está relacionada con las consideraciones hechas acerca de la socavación incipiente al pie de pilas. La hipótesis prevaleciente en la mayor parte de la literatura, indica que la velocidad del flujo necesaria para el inicio de la socavación en la base de una pila cilíndrica, es la mitad de la que se requiere para el inicio de arrastre de las partículas que conforman el lecho⁽⁴⁸⁾, es decir, $V_0/V_c = 0.5$. Sin embargo, contrariamente a esta creencia, Chiew encontró que el umbral de la socavación en pilas circulares ocurre cuando $V_0/V_c = 0.3$, por lo que los métodos basados en la primera consideración tienden a subestimar el tamaño mínimo de las rocas del pedraplén, lo cual generalmente se compensa al no haber considerado los efectos del ancho de la pila y el tirante, como se verá más adelante.

En pocas de las ecuaciones propuestas hasta la fecha, intervienen otras variables que no sean la velocidad media del flujo y la densidad de sólidos de las rocas del pedraplén. En este sentido, la ecuación de Chiew resulta más apropiada, pues considera más parámetros que cualquier otra, al introducir un par de factores de ajuste para involucrar el efecto del ancho de la pila y el tirante.

La ecuación propuesta por Chiew para calcular el tamaño mínimo de las rocas del pedraplén en pilas cilíndricas, fue deducida a partir del criterio de Shields y de datos experimentales. Los factores de corrección del efecto del tirante y del diámetro de la pila, K_a y K_b , respectivamente, están relacionados directamente con la relación V_0/V_c que representa a la velocidad crítica de inicio de socavación en la pila, V' . Dichos factores actúan como reductores del efecto de esta velocidad al asumir que con tirantes y anchos de pila menores, la acción de las fuerzas erosivas se reduce. Los coeficientes fueron obtenidos a partir de un ajuste a la solución gráfica propuesta por Chiew y Melville (1987)⁽⁵³⁾ para determinar el efecto del tirante y el ancho de la pila en la profundidad de socavación; las ecuaciones simplificadas para su cálculo se encuentran en el Apéndice I, junto con un ejemplo para su aplicación.

Adicionalmente a la ecuación descrita para el cálculo del tamaño mínimo de los elementos, Chiew presentó en el mismo estudio, un criterio para dimensionar la cobertura y el espesor de la capa protectora en función de la velocidad crítica de inicio de socavación en la pila, V' (Fig. III.8); este fue el primer estudio experimental en que

se investigó sistemáticamente la influencia del flujo en la estabilidad del pedraplén con una variación en el espesor y la extensión horizontal, pues anteriormente los criterios prevaecientes tan solo proponían dimensiones en función del ancho de la pila o del tamaño del material, como se observa en la Tabla III.1.

En cuanto a la colocación de la capa protectora con relación al nivel del fondo, los criterios también son variados. Antiguamente era práctica usual colocar el pedraplén en forma de montículo alrededor de la pila, alcanzando una elevación igual a la de la superficie libre del agua, para de esta manera facilitar el reemplazo de los elementos arrastrados por la corriente desde la parte superior⁽⁴⁴⁾. Sin embargo, este tipo de arreglo propicia la reducción del área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente, con un consecuente aumento de la socavación local y por contracción, haciendo cierta la aseveración de Breusers⁽⁴⁸⁾ en cuanto a que la mala colocación del pedraplén puede provocar socavación.

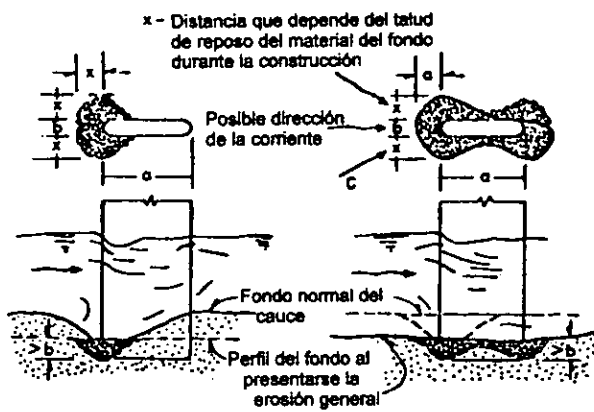
Actualmente la práctica más difundida consiste en colocar el nivel superior del pedraplén, a la misma elevación que el fondo del cauce. Maza y Sánchez recomiendan colocar el boleo a partir del nivel inferior que pueda alcanzar el fondo durante la socavación general, lo cual se puede lograr si se colocan las piedras durante una avenida cuando ha descendido el nivel del lecho, o después de ésta rellenando el hueco dejado por la socavación local. Sin embargo, este tipo de instalación dificulta la inspección del estado del pedraplén después de una avenida. Por otra parte, Maza et al. consideran que si la erosión general no es muy grande y se coloca una cantidad extra de piedras que ocupen la parte inmediata a la protección, es posible situar el pedraplén directamente sobre el fondo original, pues este procedimiento, aunque poco recomendado como se ha mencionado, resulta más económico.

Método	Tamaño mínimo del enrocado	Cobertura de la capa de pedraplén		
		Largo	Ancho	Espesor
Maza y Sánchez (1964) (válido para $V_0 \leq 4.5$ m/s)	$D_{50} = \frac{13500V_0}{\gamma_s^{1.0} (h^0 - 0.15V_0)}$ $\alpha = \frac{1}{2.5h}$ si $h < 4.00$ m $\alpha = \frac{1}{6}$ si $h > 4.00$ m	Ver Figura III.6	Ver Figura III.6	$>3D_{50}$
Bonasoundas (1973)*	$D_{50} = 6 - 3.3V_0 + 4V_0^2$ ($S_r = 2.65$)	7b, del cual 2.5b es hacia aguas arriba de la cara aguas arriba de la pila	6b	b/3
Posey (1974)	No especificado	Extendido 1.5-2.5b en todas las direcciones desde la cara de la pila	Extendido 1.5-2.5b en todas las direcciones desde la cara de la pila	No especificado
Breusers et al. (1977)*	$\frac{69.2V_0^2}{(S_r - 1)g}$	No especificado	$>2b$ desde la cara de la pila	$>3D_{50}$
Richardson et al.(1991)	$\frac{34.6(KV_0)^2}{(S_r - 1)g}$	No especificado	$>2b$ desde la cara de la pila	$>3D_{50}$
Parola (1993)	$\frac{7143V_0^2}{(S_r - 1)g}$	No especificado	No especificado	No especificado
Chiew (1995)*	$\frac{64.1V_0^{1.63} b^{0.11}}{(S_r - 1)^{0.22} g^{0.22}}$ $\frac{16.80}{\sqrt{h}} \left(\frac{V_0 K_h K_b}{V' \sqrt{(S_r - 1)g}} \right)^3$	En función de V' , ver Figura III.8	No especificado	En función de V' , ver Figura III.8

Nota: D_{50} es el tamaño medio del material del pedraplén en cm; V_0 (velocidad media de aproximación) en m/s; h (tirante) en m; $K=1.5$ para pilas de nariz redondeada y $K=1.7$ para pilas rectangulares; el valor de V' y los coeficientes K_h y K_b se calculan con las ecuaciones (40),(41),(42),(43) y (44) que aparecen descritas en el Apéndice I.

*Métodos desarrollados para pilas cilíndricas.

Tabla III.1 Procedimientos de diseño para pedraplenes alrededor de pilas de puente.



- a. Ángulo de incidencia de cero grados. La línea gruesa del fondo indica que sólo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general.
- b. Ángulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición de máxima erosión general.

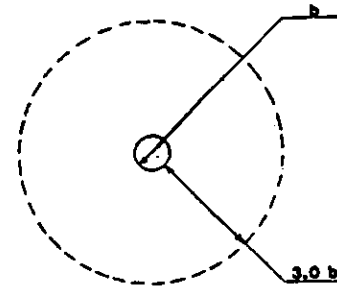
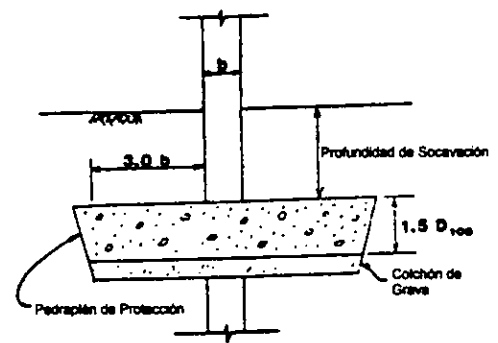


Figura III.6 Recomendaciones de Maza y Sánchez para la colocación de pedraplenes en pilas de puente, cuando el ángulo de ataque es nulo y cuando es variable⁽¹⁰⁾.

Figura III.7 Colocación del pedraplén alrededor de una pila cilíndrica, según la FHWA (1989)⁽⁵³⁾.

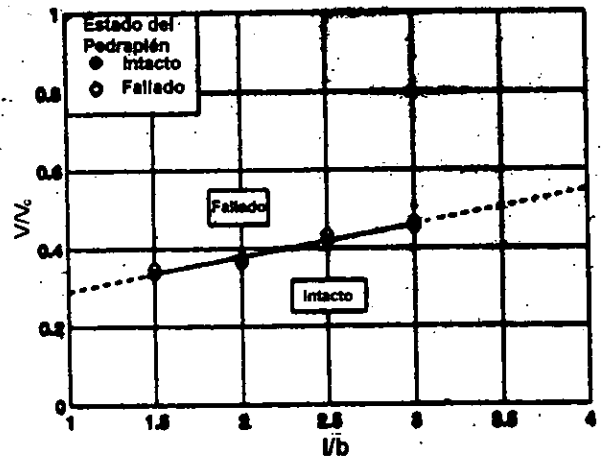
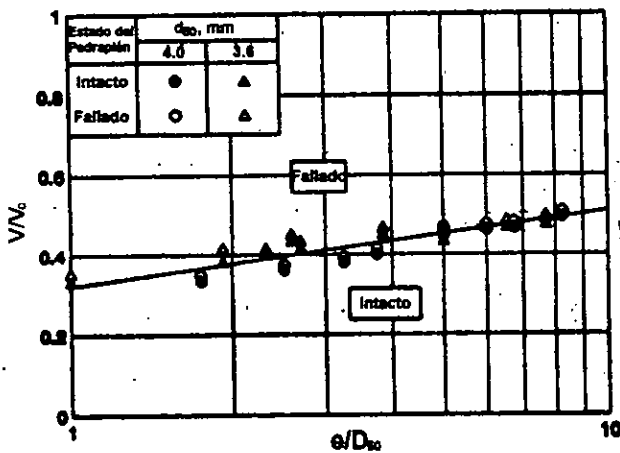


Figura III.8 Efecto de la cobertura y espesor del pedraplén en el umbral de falla, según Chiew (1995)⁽⁵²⁾.

III.3.2 Posibles Modos de Falla en Pedraplenes.

El método para diseño de pedraplenes en pilas propuesto por Chiew fue desarrollado a partir del análisis experimental de la estabilidad y los distintos modos de falla en pedraplenes. A través de observaciones experimentales, Chiew encontró que la falla de una capa de pedraplén puede ocurrir debido a alguna de las siguientes causas, o a la combinación de ellas:

1. **Falla por cortante:** ocurre cuando las rocas del pedraplén ya no son lo suficientemente grandes o pesadas como para contrarrestar al flujo descendente y al vórtice de herradura asociado con el mecanismo de socavación en la pila bajo la condición de flujo dada.

2. *Falla por tubificación o lixiviación*: se presenta cuando el material fino sobre el que yace el pedraplén se escapa a través de los huecos o intersticios de las rocas gruesas del enrocado.
3. *Falla de borde*: la inestabilidad en el borde de la capa de rocas del enrocado y en el material más fino del lecho inician la formación de un foso de socavación, el cual afecta la estabilidad de la capa del pedraplén.

Un cuarto tipo de falla posible es el descrito por Lim et al. (1997)⁽⁵⁵⁾ y verificado en un estudio posterior por Melville et al. (1997)⁽⁵⁶⁾; éste es el debido al cambio de las formas en la configuración del fondo, el cual puede ocasionar grandes asentamientos de toda la capa de enrocado.

Falla por cortante.

La falla por cortante se encuentra directamente relacionada con el tamaño y peso del material protector, en relación con la velocidad de aproximación del flujo. De acuerdo con la hipótesis de Chiew para pilas cilíndricas, si la velocidad de aproximación del flujo es mayor que un 30% de la velocidad crítica de arrastre del material del pedraplén, éste perderá su estabilidad, y fallará. Por lo que para evitar este tipo de falla, es necesario seleccionar una ecuación adecuada para el cálculo de las dimensiones del material del enrocado.

Falla por tubificación o lixiviación.

La tubificación ocurre en ríos aluviales cuando una capa de partículas gruesas descansa sobre otra capa con partículas más finas; el material fino es erosionado a través de los huecos del material grueso. El inicio de la tubificación depende de la magnitud de la velocidad del flujo y de la relación entre el tamaño de los dos materiales, si esta relación es muy grande la lixiviación ocurre.

Koloseus (1984)⁽⁵⁷⁾ reportó que en el caso de pedraplenes el proceso de lixiviación se ve magnificado, debido a que este dispositivo tiende a aumentar los gradientes piezométricos al reducir el área permeable del fondo, y originar que en la zona de baja presión el flujo ascendente se concentre en el área dejada por los intersticios entre rocas o elementos protectores, como se describió en la sección III.2.1.

Chiew describió cómo en la falla por lixiviación la capa de enrocado puede permanecer intacta mientras un foso de socavación se desarrolla en la capa de material fino subyacente, hasta que toda la capa de pedraplén se hunde dentro de éste. Esta peculiaridad es de gran riesgo debido a que la situación de falla inminente de un enrocado, provocada por el efecto de la lixiviación a través de varias avenidas, puede pasar inadvertida durante una inspección.

La prevención de la tubificación, en condiciones que actualmente se consideran esencialmente similares, es un problema que perturbó a los diseñadores de presas hasta que Terzaghi (1948)⁽²⁶⁾ inventó el filtro invertido. El filtro invertido de Terzaghi consiste en una o más capas de material progresivamente más grueso que cumple con ciertas especificaciones granulométricas. Su principio se encuentra basado en el razonamiento de que los intersticios en una capa protectora deben ser lo suficientemente pequeños para prevenir que el material subyacente más fino se escape por ellos, pero también lo suficientemente grandes como para permitir que el flujo ascendente de agua circule sin crear una fuerza de empuje muy grande.

Chesley J. Posey (1974)⁽⁴⁶⁾, gran promotor del uso de filtros para el control de la tubificación desde hace largo tiempo, citó experimentos realizados en la U.S. Waterways Experiment Station (1948), que resultaron en las siguientes especificaciones para un filtro a prueba de tubificación:

$$D_{15} < 5 d_{85} \quad (29)$$

$$4d_{15} < D_{15} < 20 d_{15} \quad (30)$$

$$D_{50} < 25 d_{50} \quad (31)$$

donde "d" representa al material a ser protegido y "D" al material del filtro protector; 15% por peso del material de la capa protectora es más fino que el tamaño indicado por D_{15} , y 85% por peso del material de la capa protegida es más fino que el tamaño d_{85} , etc.

Se ha observado que el uso de filtros en sistemas de protección de pilas contra socavación es muy efectivo en experimentos sobre modelos de laboratorio. Sin embargo, ya en campo, la colocación adecuada de los filtros en aguas profundas de acuerdo con las especificaciones, es difícil. Según Wörman (1989)⁽⁵⁸⁾, en investigaciones de campo se ha encontrado que la protección con pedraplenes frecuentemente es deficiente debido a la mala colocación de los filtros.

Otra forma que se ha observado puede ser efectiva para contrarrestar la posible falla de pedraplenes por tubificación, es la de conformar el enrocado con varias capas del mismo material de diseño. Maza y Sánchez sugirieron que si las partículas del fondo tienen un diámetro veinte veces menor que el de la protección, ésta tendrá que estar formada por más de tres capas de espesor para así evitar que el material del cauce sea extraído por los huecos, lo que coincide con la recomendación de Richardson como se aprecia en la Tabla III.1. Por otra parte, en sus estudios, Chiew encontró que para los revestimientos de pedraplén compuestos por más de una capa del material de diseño, es posible prevenir eficazmente la tubificación; sin embargo, este comportamiento fue atribuido por él mismo al hecho de que en sus experimentos la relación entre las rocas del pedraplén y las del fondo era bastante pequeño, por lo que hasta no realizar estudios adicionales, sería posible averiguar el comportamiento con relaciones mayores.

Falla de borde.

La estabilidad de una capa de pedraplén no depende únicamente del tamaño y peso de sus elementos, sino que también se relaciona con su extensión a lo largo y lo ancho de la pila, así como con su espesor. De este último depende en gran parte la ocurrencia de una falla de borde.

Chiew encontró que la iniciación de la falla de un pedraplén normalmente ocurre en los bordes, donde se encuentra la interfase entre las rocas del pedraplén y el material original sin protección. La interfase se encuentra expuesta a un aumento en el esfuerzo cortante en el lecho, causado por la aceleración del flujo mientras éste pasa por la pila. Para condiciones de flujo con velocidades bajas, las rocas del pedraplén permanecen estables, mientras que el material subyacente más fino, después de cierto límite, no puede resistir la erosión. Esto origina la formación de un pequeño orificio en ambos lados de la pila en la parte posterior, en un proceso análogo a la iniciación de la socavación cuando no hay pedraplén. A medida que las depresiones se ensanchan, las rocas del pedraplén quedan expuestas y se deslizan o ruedan dentro de éstas.

La falla de borde depende principalmente del espesor del pedraplén. Si el espesor es muy delgado, la pérdida de algunas rocas del pedraplén permitirá que el material subyacente quede expuesto y sea erosionado, hasta que toda la capa de pedraplén falle. Si por el contrario, la capa de pedraplén es lo suficientemente gruesa la pérdida de algunas rocas del pedraplén no dejará expuestas a las partículas del material subyacente. Adicionalmente, las rocas más gruesas pueden deslizarse dentro de las depresiones creando una nueva coraza protectora, lo que evita erosiones subsecuentes. A pesar de que se produce un adelgazamiento y reajuste parcial del pedraplén, gracias a su flexibilidad permanece esencialmente intacto y sigue protegiendo el foso de socavación contra erosiones futuras, esto si las condiciones de flujo no se vuelven mucho más adversas.

Falla debido al cambio de las formas en la configuración del fondo (falla por incrustación).

El asentamiento de una capa de pedraplén se puede producir debido al paso de una forma de grandes dimensiones en la configuración del fondo. La fluctuación del nivel del fondo al paso de alguna forma, como son las dunas y algunos rizados formados en condiciones de lecho vivo, origina pérdida de soporte y por lo mismo de estabilidad en las rocas del pedraplén. Asimismo, a medida que las formas en la configuración se aproximan a la pila, se inducen grandes niveles de turbulencia y grandes esfuerzos cortantes por periodos cortos, lo que puede ocasionar la remoción de algunas de las rocas del pedraplén y hacerlo más vulnerable.

A través de experimentos de laboratorio, Lim y Chiew (1997)⁽⁵⁵⁾ encontraron que este tipo de falla a la que ellos denominan "falla por incrustación" (embedment failure), ocurre cuando las rocas del pedraplén son grandes en comparación con el material del lecho, y cuando la velocidad en la corriente ha excedido por un gran margen su velocidad crítica de arrastre, pero no necesariamente la de las rocas del pedraplén. En estas condiciones de lecho vivo se inicia el transporte de sedimentos y la configuración del fondo cambia constantemente; los sedimentos del cauce se mueven más rápido que las rocas gruesas del pedraplén, y entonces la erosión local alrededor de las rocas del enrocado hace que éstas se entierren en el lecho. Al mismo tiempo, la propagación de las formas en la configuración del lecho origina una variación en el nivel medio del fondo, lo que causa que las rocas del pedraplén pierdan su estabilidad y caigan en los valles de las dunas. Entonces la capa de pedraplén se desintegra, y rocas individuales quedan dispersas tanto aguas arriba como aguas abajo de la pila.

Antes de que ocurra una falla por incrustación o una falla total, Lim et al. demostraron que los pedraplenes son capaces de resistir velocidades aún mayores que la velocidad de inicio de arrastre pronosticada. Esta habilidad se debe a la propia flexibilidad de las rocas del pedraplén, las cuales son capaces de ajustarse y formar una nueva coraza protectora, evitando así que se presente la falla aun cuando varios de los elementos ya hayan sido desplazados.

La flexibilidad del pedraplén permite la formación de una coraza protectora cuando éste tiene un espesor adecuado, sin embargo, Lim et al. encontraron que cuando se tienen velocidades aún mayores en la corriente, el poder erosivo aumenta hasta vencer el proceso de la coraza protectora y un foso de socavación se desarrolla alrededor de la pila. Con velocidades todavía mayores, los tres primeros modos de falla descritos (por cortante, por tubificación y de borde) se combinan para ocasionar una falla ya sea por desintegración total de la capa de pedraplén o por incrustación. La falla por desintegración total se produce con muy altas velocidades al igual que la falla por cambio de formas, pero se caracteriza de ésta por la completa desintegración de la capa del pedraplén.

Melville et al. (1997)⁽⁵⁶⁾ analizaron el efecto de la profundidad de colocación del pedraplén con respecto a la falla por incrustación. En sus experimentos encontraron que el nivel de colocación del pedraplén juega un papel importante en la protección proporcionada a la pila, pues a mayor profundidad de colocación inicial de la capa de enrocado, éste es más estable y por consiguiente se reduce la profundidad de socavación local en la pila. Sin embargo, cuando el pedraplén se entierra debajo del lecho de tal forma que la parte superior del enrocado queda por debajo del fondo del cauce, se tiene la desventaja de que durante las inspecciones será difícil determinar si todo el pedraplén o parte de él ha sido removida. Por lo que en la práctica se recomienda colocar la parte superior del pedraplén a la misma elevación que el fondo.

III.3.3 Comparación de los Métodos para Dimensionamiento de Pedraplenes en Pilas.

Los métodos para el diseño de pedraplenes en pilas mostrados en la sección III.3.1, muestran claras diferencias en cuanto a los parámetros considerados y la manera en que se relacionan éstos entre sí, por lo que los resultados que se obtienen con los diferentes criterios son variados, como se observa en el ejemplo presentado en el Apéndice I, y adicionalmente en la Tabla III.3 y la Figura III.9, donde se muestran los diámetros de diseño calculados con las diferentes fórmulas de la Tabla III.1, a partir de los datos de campo que se muestran en la Tabla III.2 obtenidos de la referencia (59). Los datos fueron colectados durante el paso de avenidas en puentes, por lo que pueden considerarse como de condiciones extraordinarias para las cuales ocurre la mayor socavación.

En la Figura III.9 se aprecia como la discrepancia entre los valores más extremos obtenidos con los diferentes métodos se mantiene relativamente constante en porcentaje. Para las velocidades mayores, la diferencia entre el diámetro de diseño mayor obtenido con la fórmula de Richardson, y el diámetro de diseño menor obtenido con la de Maza, es de un 80%; mientras que para la menor velocidad, 0.5 m/s, la discrepancia entre los métodos de Chiew y Bonasoundas, que son los más extremos, es de poco más del 85%. Estas discrepancias son más notables si se comparan los resultados numéricos; para valores de la velocidad bajos, menores de 1 m/s que es lo que normalmente se tiene en modelos de laboratorio, la diferencia entre los diámetros calculados puede ser menor de 5 cm, mientras que para velocidades mayores de 3 m/s la diferencia llega a ser de hasta

50 cm. Es importante hacer notar, que algunas de las fluctuaciones en los resultados de la Figura 1 se deben a que las fórmulas desarrolladas únicamente para pilas cilíndricas fueron utilizadas en los cálculos donde también intervenían pilas rectangulares.

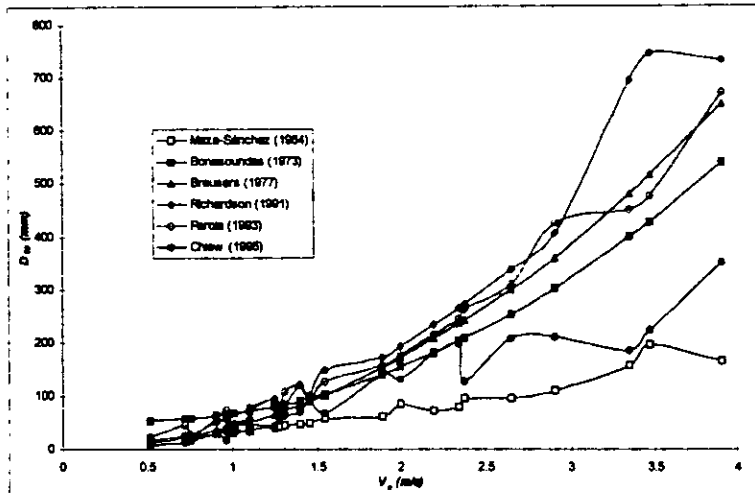


Figura III.9 Diámetros de diseño con respecto a la velocidad de la corriente, calculados con diferentes métodos para dimensionar el tamaño medio de las rocas del pedraplén con la utilización de datos de campo.

Registro No.	Año del registro	Tipo de pila	Ancho de la pila (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)
1	1980	circular	2.44	3.80	2.00
2	1980	circular	2.50	10.40	1.10
3	1984	circular	3.14	13.40	2.20
4	1987	circular	0.94	9.11	0.76
5	1987	rectangular	0.91	9.45	1.25
6	1987	circular	0.46	3.78	1.01
7	1987	circular	1.83	8.75	1.28
8	1957	rectangular	1.40	7.25	1.40
9	1985	rectangular	1.22	5.97	0.91
10	1985	rectangular	1.22	5.09	1.10
11	1990	rectangular	2.59	2.38	0.97
12	1990	angulosa	0.91	6.10	2.38
13	1990	circular	2.13	12.31	2.65
14	1990	circular	2.13	13.04	3.90
15	1969	angulosa	1.37	6.28	1.31
16	1961	rectangular	0.79	5.79	1.55
17	1968	rectangular	0.79	2.68	3.47
18	1968	rectangular	0.79	6.46	3.35
19	1990	angulosa	2.13	10.76	2.90
20	1990	angulosa	1.98	8.14	0.73
21	1990	circular	3.05	11.73	1.89
22	1990	circular	3.05	13.47	2.35
23	1990	circular	3.05	9.11	1.46
24	1969	circular	0.43	2.56	0.98
25	1987	rectangular	1.16	3.20	0.52

Tabla III.2 Descripción de condiciones de flujo y características de los puentes colectadas durante avenidas en Arkansas, según Rodney (1993)⁽⁵⁹⁾.

Registro No.	Velocidad de Aproximación (m/s)	Maza-Sánchez (1964)	Bonasondas (1973)	Breusers (1977)	Richardson (1991)	Parola (1993)	Chiew (1995)
1	2.00	84	154	171	192	176	132
2	1.10	34	72	52	58	90	39
3	2.20	73	181	207	233	290	178
4	0.76	23	58	25	28	41	14
5	1.25	40	81	67	97	92	44
6	1.01	37	67	44	49	58	30
7	1.28	41	83	70	79	109	60
8	1.40	48	92	84	121	120	69
9	0.91	30	63	35	51	58	30
10	1.10	39	72	52	75	79	46
11	0.97	36	66	40	58	74	16
12	2.38	96	208	242	272	264	128
13	2.65	95	253	300	338	367	208
14	3.90	165	540	650	732	688	351
15	1.31	45	85	73	83	107	63
16	1.55	56	105	103	148	128	68
17	3.47	195	427	515	744	476	222
18	3.35	156	398	480	693	450	184
19	2.90	111	301	360	404	425	211
20	0.73	22	57	23	26	44	13
21	1.89	62	141	153	172	226	139
22	2.35	79	203	236	266	322	197
23	1.46	48	97	91	103	148	93
24	0.98	36	66	41	46	54	30
25	0.52	18	54	12	17	23	7

Tabla III.3 Diámetros de diseño calculados con diferentes métodos para el dimensionamiento del tamaño medio de las rocas del pedraplén (D_{50} en mm).

El principal parámetro que interviene en todas las ecuaciones para el cálculo del tamaño mínimo del enrocado, es la velocidad de aproximación del flujo, mientras que otros factores, como el ancho de la pila y el tirante, son ignorados parcial o totalmente, o incluso, como lo demostraron Yoon et al. (1997)⁽⁶⁰⁾ en un estudio comparativo de ocho fórmulas de diseño para pilas cilíndricas, en algunas son tomados en cuenta inadecuadamente. Debido a esta discrepancia y omisión en las fórmulas, Yoon et al. encontraron que los valores de diseño generalmente son sobrestimados o subestimados en comparación con datos experimentales.

En la Figura III.10 se muestran los resultados obtenidos por Yoon et al. para las fórmulas de diseño de Richardson, Parola y Chiew; en esta Figura se aprecia como la fórmula de Chiew, en la cual se involucran el tirante y el ancho de la pila, proporciona valores más aproximados a los experimentales, mientras que las de Richardson y Parola tienden a sobrestimar los valores. Para otras fórmulas de diseño como son la de Breusers y Bonasondas, Yoon et al. encontraron que los valores son sobrestimados excesivamente, como se observa en la Tabla III.4 que presenta la relación entre los diámetros medidos experimentalmente y los diámetros calculados con las diferentes fórmulas, $r_p = D_{50}(\text{medido})/D_{50}(\text{calculado})$.

La excesiva discrepancia entre los valores experimentales y los calculados con la fórmula de Breusers, se debe principalmente a que Breusers presentó dos fórmulas diferentes en el mismo estudio, derivadas ambas de la fórmula de Izbash pero con distintos valores para el número de estabilidad. La primera de ellas es la mostrada en la Tabla III.1, para la cual $N_c = 1.445$, y que es equivalente a la ecuación (26) con un valor del coeficiente de Izbash de $C = 0.85$, aplicable a rocas que se considera no tendrán deslizamientos. La segunda fórmula presentada por Breusers, que es la utilizada en el estudio de Yoon et al., incorpora la hipótesis de que la socavación al pie de una pila cilíndrica inicia cuando la velocidad de la corriente de aproximación es igual a la

mitad de la velocidad crítica de arrastre del material alrededor de la pila; con esta consideración el número de estabilidad disminuye hasta $N_c = 0.3528$, dando valores muy por encima de los experimentales.

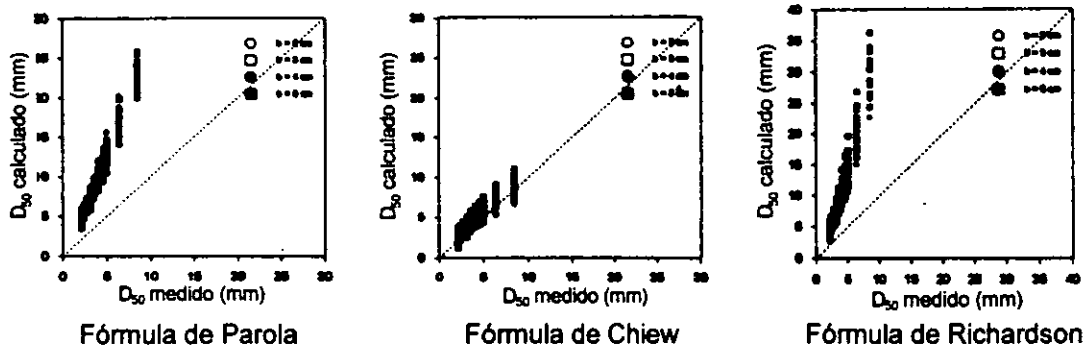


Figura III.10 Comparación gráfica de diámetros de diseño medidos y calculados, según Yoon et al. (1997)⁽⁶⁰⁾.

De igual forma, la sobrestimación de diámetros obtenida por Yoon et al. para la ecuación de Parola, en gran parte es debida a que se utilizaron las consideraciones hechas por Parola para pilas rectangulares, siendo que las experimentaciones de Yoon et al. se realizaron únicamente en pilas cilíndricas. Las ecuaciones sobrestiman los diámetros del material ya que para pilas rectangulares las condiciones de flujo al pie de la pila son más severas que para pilas cilíndricas, sin embargo, Yoon et al. utilizaron las consideraciones para pilas rectangulares debido a que se pretendía analizar si el efecto del ancho de la pila, no incluido en las fórmulas de Parola para pilas cilíndricas, se encuentra bien representado.

De manera similar al estudio de Yoon et al., en las Figuras III.11 y III.12 se presentan gráficamente las relaciones entre los diámetros calculados con las diferentes ecuaciones descritas en la Tabla III.1, contra los diámetros obtenidos experimentalmente por Parola (1993)⁽⁵¹⁾, quien realizó diversas pruebas de laboratorio para evaluar la influencia de los distintos parámetros que intervienen en la estabilidad de un pedraplén. En los experimentos de Parola el pedraplén fue colocado siempre en tres capas, sobre el lecho horizontal, y adicionalmente dentro de tres diferentes fosos de socavación en la base de la pila; la capa intermedia del pedraplén se pintó de color anaranjado fluorescente antes de su colocación, de tal forma que pudiera notarse fácilmente cuando esta capa quedara expuesta, que era cuando se consideraban las condiciones críticas para ese material. Parola repitió el procedimiento con diferentes relaciones de velocidad, tamaño del material, y modelos de pilas (rectangulares y cilíndricas), utilizando un material con densidad relativa de 2.92.

Algunas de las variaciones apreciables en las Figuras III.11 y III.12, se deben a que en los experimentos de Parola se probaron diferentes profundidades de colocación del pedraplén para averiguar su influencia en la estabilidad del mismo, lo cual no puede ser representado con ninguna de las fórmulas existentes; no obstante, aun con las variaciones debidas a la profundidad de colocación es posible obtener algunas conclusiones en cuanto al desempeño de los diferentes métodos sin considerar esta variable adicional.

Método	r_p promedio	Rango de r_p
Bonasoundas (1973)	15.42	6.34 - 14.93
Breusers (1977)	7.72	4.41 - 15.62
Richardson (1991)	2.12	1.21 - 4.30
Parola (1993)	2.16	1.45 - 3.56
Chiew (1995)	1.16	0.61 - 1.90

Tabla III.4 Relaciones entre diámetros medidos y diámetros calculados, según Yoon et al. (1997)⁽⁶⁰⁾.

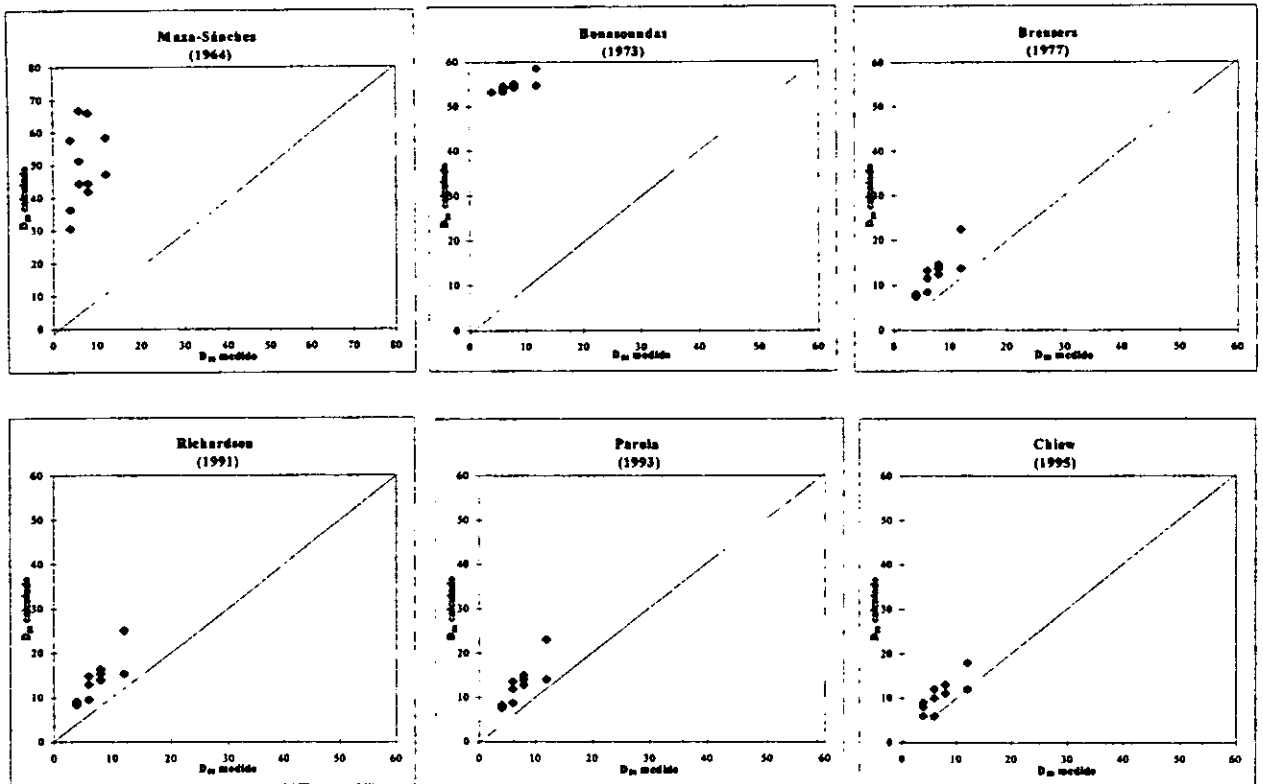


Figura III.11 Comparación del D_{50} calculado y el experimental para seis diferentes fórmulas de diseño de pedraplenes en pilas cilíndricas.

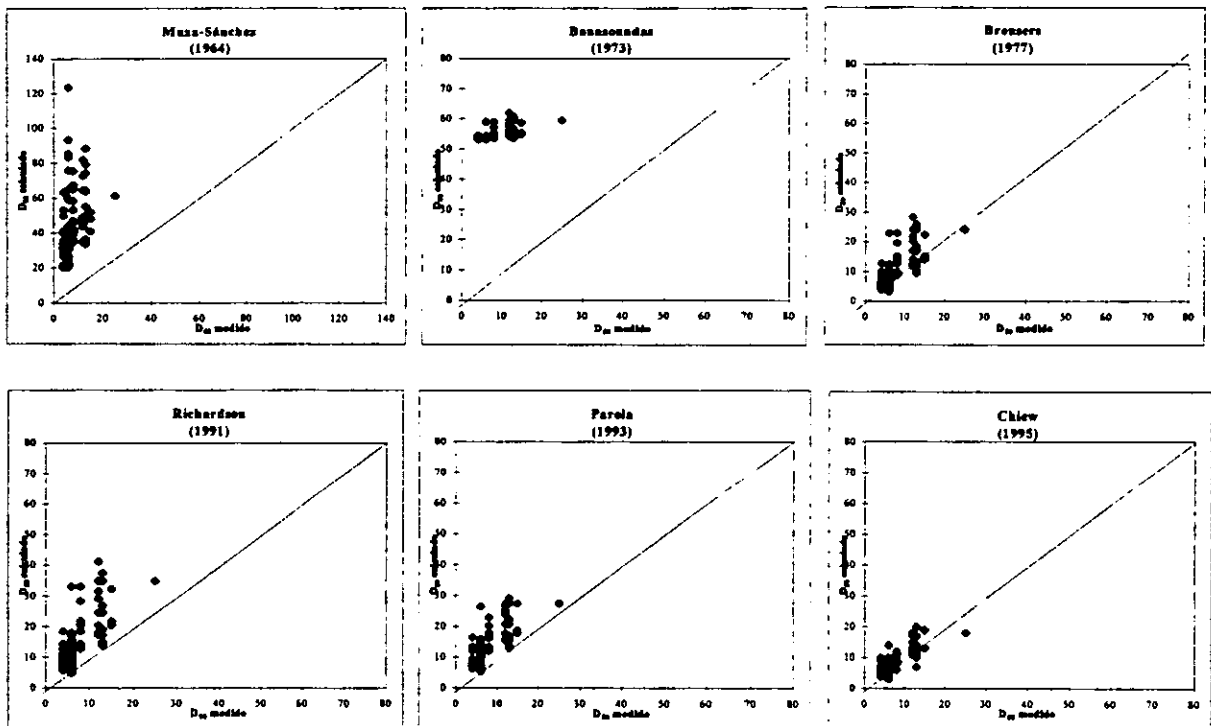


Figura III.12 Comparación del D_{50} calculado y el experimental para seis diferentes fórmulas de diseño de pedraplenes en pilas cilíndricas y rectangulares.

Método	r_p promedio	Rango de r_p
Maza-Sánchez (1964)	7.82	3.93 - 14.43
Bonasoundas (1973)	8.81	4.56 - 13.33
Breusers (1977)	1.77	1.14 - 2.20
Richardson (1991)	1.99	1.28 - 2.48
Parola (1993)	1.82	1.18 - 2.28
Chiew (1995)	1.57	1.00 - 2.25

Tabla III.5 Relaciones entre diámetros medidos y diámetros calculados utilizando los datos experimentales de Parola (1993) para pilas cilíndricas.

Al igual que en el trabajo de Yoon et al., se han obtenido las relaciones entre los diámetros medidos y los calculados, las cuales se muestran en la Tabla III.5 para pilas cilíndricas y en la Tabla III.6 para pilas rectangulares. Al comparar los resultados de la Tabla III.5 para pilas cilíndricas, se aprecia que éstos son muy similares a los mostrados en la Tabla III.4 del estudio de Yoon et al., las discrepancias podrían deberse al menor número de puntos utilizados en el presente trabajo.

Método	r_p promedio	Rango de r_p
Maza-Sánchez (1964)	6.78	2.45 - 20.58
Breusers (1977)	1.41	0.55 - 3.82
Richardson (1991)	2.03	0.80 - 5.52
Parola (1993)	1.85	0.91 - 4.40
Chiew (1995)	1.19	0.50 - 2.50

Tabla III.6 Relaciones entre diámetros medidos y diámetros calculados utilizando los datos experimentales de Parola (1993) para pilas rectangulares.

III.3.3.1 Evaluación de las Fórmulas de Diseño.

La fórmula de Maza y Sánchez involucra al tirante de la corriente de aproximación como una variable que contribuye a la estabilidad de las piezas del pedraplén, a mayor tirante los diámetros obtenidos son menores para una misma velocidad del flujo. Esta consideración se contrapone a las hipótesis presentadas por otros autores, como Chiew y Melville (1987)⁽⁵³⁾, quienes consideran que la fuerza del sistema de vórtices y del mecanismo de socavación actuantes al pie de la pila se incrementan a medida que el tirante crece; Chiew (1995)⁽⁵²⁾ aplicó esta hipótesis en su ecuación de diseño de pedraplenes involucrando un coeficiente dependiente de la relación entre el tirante y el ancho de la pila. Debido a que en la fórmula de Maza y Sánchez el efecto del tirante es considerado de manera opuesta, los resultados de las Figuras III.11 y III.12 presentan cierta dispersión, además de que se aprecia una gran sobrestimación para los diámetros de las piezas del pedraplén, como se observa en las Tablas III.5 y III.6, donde las relaciones entre diámetros medidos y calculados son grandes.

Resulta importante hacer notar que para datos de laboratorio como los de Parola, en los cuales se tienen tirantes pequeños (menores de 1 metro), la fórmula de Maza y Sánchez sobrestima los diámetros de diseño hasta por casi siete veces en promedio como se ve en las Tablas III.5 y III.6, mientras que al aplicar la misma fórmula en datos de campo como los de la Tabla III.2, para los cuales los tirantes son grandes (del orden de 2 a 13 metros), los resultados siguen una tendencia que se coloca por debajo del resto de las fórmulas, es decir, diámetros de diseño menores que los obtenidos con cualquiera de las otras fórmulas. Esta tendencia se explica debido a la misma consideración descrita en el párrafo anterior, acerca de que el tirante se encuentra representado de manera inversamente proporcional al diámetro de las piezas, lo que obliga a que con tirantes grandes los diámetros de las piezas tiendan a ser menores, y viceversa.

La fórmula presentada por Bonasoundas para pilas cilíndricas utiliza únicamente la velocidad de la corriente de aproximación como variable. Los resultados son sobrestimados excesivamente en relación con los

experimentales, sin embargo, en el caso de los datos de campo de la Tabla III.2, en los cuales intervienen velocidades de aproximación grandes (mayores de 1 m/s), los diámetros calculados con ella quedan comprendidos dentro de la envolvente que forman los seis métodos usados, incluso colocándose aproximadamente en una franja media, como se observa en la Figura III.9.

Los resultados obtenidos con la aplicación de la fórmula de Breusers para pilas cilíndricas son muy similares a aquéllos encontrados con la de Parola, ya que el número de estabilidad, N_c , en ambos métodos es casi el mismo, 1.445 para el primero y 1.4 para el segundo. A diferencia de los resultados obtenidos por Yoon et al. con la fórmula de Breusers para $N_c = 0.3528$, en los cuales los diámetros eran sobrestimados excesivamente como se observa en la Tabla III.4, en el presente trabajo se encontró una buena aproximación de los valores calculados con relación a los experimentales, como se ve en la Figura III.11. Al aplicar el criterio de Breusers con los datos de pilas rectangulares se obtienen relaciones menores a la unidad, por lo que su aplicación no es recomendable para este tipo de pilas, a menos que se ajuste un número de estabilidad menor que permita que los valores mínimos se eleven hasta una franja de seguridad.

Al igual que la fórmula de Breusers y la de Parola para pilas cilíndricas, la fórmula por Richardson involucra un número de estabilidad constante, despreciando el efecto del tirante y del ancho de la pila. Las aproximaciones encontradas con este método son conservadoras para el caso de pilas cilíndricas, mientras que para rectangulares algunos puntos son incluso subestimados, pero en general los resultados son razonables. En la Figura III.9 se observa que el criterio de Richardson se encuentra en la parte superior de la envolvente formada por los seis criterios probados, por lo que esta fórmula da un rango de seguridad conservador.

Las ecuaciones propuestas por Parola se obtuvieron a partir del análisis de los mismos datos experimentales usados en el presente trabajo para la evaluación de seis diferentes métodos. Para el caso de pilas cilíndricas los resultados son poco más aproximados que los obtenidos con la fórmula de Breusers, la cual utiliza un número de estabilidad muy similar al de Parola, como se mencionó anteriormente. Al utilizar la fórmula de Parola para pilas rectangulares (la cual sí involucra el ancho de la pila como variable a diferencia de su fórmula para pilas cilíndricas) con los datos experimentales obtenidos en pilas cilíndricas, como lo hicieron Yoon et al., se encontró una relación r_p promedio de 2.32 dentro de un rango que oscila entre 1.44 y 2.81, lo cual es muy similar a los resultados mostrados en la Tabla III.4. Estas relaciones denotan cierta sobrestimación en los diámetros calculados, sin embargo, como se observa en las relaciones para pilas rectangulares, no existe gran dispersión en los datos y la tendencia se aproxima mucho a la experimental, por lo que el efecto del tirante en la fórmula de Parola para pilas rectangulares se encuentra bien representado.

Ya que la aproximación obtenida con la ecuación de Parola para pilas rectangulares es bastante buena, es de esperarse que si se incluyera el efecto del tirante los resultados podrían mejorar. A su vez, si se contara con mayor número de datos experimentales, sería posible ajustar un coeficiente que permitiera validar su uso en pilas cilíndricas.

La fórmula propuesta por Chiew para pilas cilíndricas es la que mayor número de variables involucra, por lo que en este sentido es la más apropiada. Al igual que en el trabajo de Yoon et al., se encontró que las mejores aproximaciones fueron arrojadas por este método, incluso para el caso de pilas rectangulares, donde algunos diámetros calculados quedan por debajo de los experimentales, por lo que sería adecuado ajustar algún coeficiente que permitiera validar la ecuación en pilas rectangulares.

La ecuación de Chiew aún necesita ciertas mejoras en cuanto a que fue desarrollada a partir de datos experimentales de socavación, y que los factores de corrección debidos al tirante y al ancho de la pila se basan en la situación de que la rugosidad de los materiales alrededor de la pila y en el lecho es la misma. Aún así, se puede considerar que la fórmula de Chiew es la que actualmente proporciona mejores resultados para el diseño de pedraplenes.

De la comparación sobre el desempeño de las seis diferentes fórmulas para el diseño de pedraplenes en pilas utilizando los datos experimentales publicados por Parola para pilas cilíndricas y rectangulares, y a su vez utilizando datos de campo reales, es posible concluir lo siguiente:

1. La gran mayoría de fórmulas existentes utilizan como variables únicamente la velocidad de la corriente de aproximación y la densidad relativa del material, despreciando otros factores como el tirante y el ancho de la pila, en este sentido la fórmula de Chiew es la más adecuada al poner el diámetro medio de los elementos en función de la velocidad, el tirante, la densidad relativa y el ancho de la pila.
2. La expresión de Chiew demostró ser la más exacta y precisa para pilas cilíndricas. Para poder validar su uso en rectangulares es necesario realizar mayor número de ensayos que permitan ajustar algún factor de corrección. De igual forma, debido a su buena aproximación con los resultados experimentales, es necesario considerar algún factor de seguridad que desplace los diámetros de diseño a un valor más conservador.
3. Las fórmulas de Maza-Sánchez y Bonasoundas sobrestiman por mucho los valores experimentales, más sin embargo, al compararse con el resto de las fórmulas utilizando datos de campo, los resultados se aproximan más a los arrojados por los métodos restantes.
4. Los diámetros obtenidos con las ecuaciones de Breusers, Richardson y Parola dan resultados conservadores que pueden considerarse aceptables, en este sentido resultan más adecuadas que la fórmula de Chiew, ya que ofrecen un rango de seguridad adecuado si se requiere asegurar que los elementos del pedraplén nunca se desplacen, a diferencia de la fórmula de Chiew donde los resultados se encuentran en la frontera de falla.

III.3.4 Recomendaciones Finales para el Diseño de Pedraplenes en Pilas.

De las diversas recomendaciones propuestas por diferentes autores para la instalación de pedraplenes en pilas, a continuación se resumen algunas de las que el que suscribe la presente tesis considera las más adecuadas e importantes:

1. La cobertura horizontal del pedraplén debe ser de mínimo dos veces el ancho de la pila medida desde su cara.
2. Se recomienda que el espesor del pedraplén no sea menor de tres veces el diámetro medio de sus elementos, esta medida permite el reacomodo de las piezas aun cuando hayan sido removidas de su posición original; adicionalmente, un espesor adecuado contrarresta los efectos de la tubificación, la cual se magnifica si la relación entre el diámetro de las piezas del enrocado y el diámetro del material del lecho es mayor que 20.
3. La parte superior del enrocado debe coincidir con la superficie del lecho. Entre más profundo se coloque menos probabilidad existe de que sea removido, sin embargo, la colocación e inspección se vuelve más difícil. Maza⁽²³⁾ recomienda situar el pedraplén a partir del nivel inferior alcanzado por la socavación general, lo cual es posible si el pedraplén es colocado durante una avenida cuando se ha producido un foso de socavación local. No es recomendable apilar el enrocado alrededor de la pila, pues en este caso ésta actúa como una pila de mayor diámetro.
4. Para evitar los efectos de la tubificación es recomendable que en algunos casos se coloque en la base un geotextil o un filtro de grava con las especificaciones de las ecuaciones (29), (30) y (31), sobretodo cuando se tengan relaciones grandes entre el diámetro de las piezas del enrocado y el diámetro del material del lecho. No obstante, debido a que en ocasiones los filtros son difíciles de colocar por las condiciones del flujo, el uso de filtros se evita si el material es bien graduado o si el espesor del enrocado es el adecuado; es preferible que se satisfagan estas dos condiciones.
5. Para el diseño del tamaño medio de los elementos del pedraplén se recomienda usar la fórmula de Chiew para pilas cilíndricas y la de Parola para pilas rectangulares; si se desean valores más conservadores con un rango de seguridad aceptable se recomienda usar el criterio de Richardson para pilas rectangulares y cilíndricas.
6. El tamaño máximo de la roca no debe exceder a dos veces el tamaño medio del material, a su vez, es recomendable que el material sea bien graduado.

7. La roca debe rodear las pilas excepto cuando se tenga la certeza de que van a estar alineadas con la corriente durante toda la vida útil de la obra, caso en el cual, el enrocado puede colocarse solamente en el extremo aguas arriba de cada pila.
8. Considerar que el pedraplén no es una medida permanente, es necesario un monitoreo e inspección regular para que los elementos que sean desplazados puedan ser restituidos a tiempo. Aún es necesaria mayor investigación y experiencia para que los pedraplenes puedan ser colocados con confianza y seguridad.

III.4 ALTERNATIVAS AL PEDRAPLÉN.

Como se ha mencionado anteriormente, la forma más práctica y comúnmente utilizada para proteger pilas de puente contra la socavación es el uso de pedraplenes. Sin embargo, en ciertas circunstancias la mejor solución para disminuir los efectos erosivos al pie de la pila no es el uso de enrocados, ya que en algunos sitios su instalación puede ser complicada o la roca necesaria puede ser escasa en la región, o incluso, en corrientes de altas velocidades los tamaños de diseño pueden resultar irreales. En tales circunstancias es apropiado buscar otras alternativas con materiales y sistemas diferentes para la protección de la pila.

A diferencia del pedraplén, el proceso de diseño para materiales de protección alternativos ha recibido poca atención. Fue hasta años recientes que aparecieron algunos estudios donde se analizan las capacidades y se da información de diseño para otro tipo de materiales, tales como elementos prefabricados, revestimientos flexibles con mortero, sacos de mortero, gaviones o partículas de alta densidad.

Adicionalmente a los sistemas que serán descritos en esta sección, resultaría adecuado probar la eficiencia de otro tipo de dispositivos menos costosos para la protección en puentes, tales como revestimientos con llantas usadas y concreto o sistemas de suelo-cemento.

III.4.1 Colchones con Mortero.

Los colchones con mortero son revestimientos flexibles formados con una doble capa continua de tela nylon, tejida en una cuadrícula para dar forma a una serie de comportamientos o celdas. Los comportamientos se rellenan completamente con mortero de cemento, tomando la apariencia de almohadas, las cuales quedan interconectadas por la tela y por un refuerzo de cables de acero entrelazados que pasan a través de ellas (Figura III.13). La flexibilidad de las celdas dentro de la estructura, da gran tolerancia para los posibles ajustes en la elevación del fondo del cauce.

Los colchones con mortero son fabricados comercialmente en diferentes medidas (Tabla III.7), y han sido usados desde hace varios años para proteger las márgenes de ríos y regiones costeras. Sin embargo, fue hasta hace algunos años que se iniciaron pruebas para determinar su eficacia como alternativa para la protección de pilas de puente, siendo los trabajos de Fotherby⁽⁶¹⁾ y Jones et al.⁽⁶²⁾ los más importantes a este respecto.

Fotherby y Jones encontraron que los colchones con mortero pueden reducir la socavación en un grado muy similar al de otro tipo de dispositivos como el pedraplén. A su vez, ambos autores coinciden en la necesidad de usar sistemas de anclaje para mejorar el desempeño de este revestimiento, así como en la importancia de tener un buen sello entre la pila y el colchón en el momento de la instalación, pues la separación entre el colchón y las caras de la pila contribuye enormemente en la capacidad de protección.

A pesar de que Jones et al. encontró que con una extensión de 1.5 veces el ancho de la pila se protege significativamente, Fotherby recomienda extender el colchón más de dos veces el ancho de la pila en todas direcciones, con el fin de evitar alguna falla eventual por exceso de socavación en las orillas del colchón.

La elevación de la superficie del colchón debe ser la misma que la del lecho original alrededor de la pila, y los anclajes en las esquinas deben ser enterrados por debajo de la profundidad de socavación general esperada.

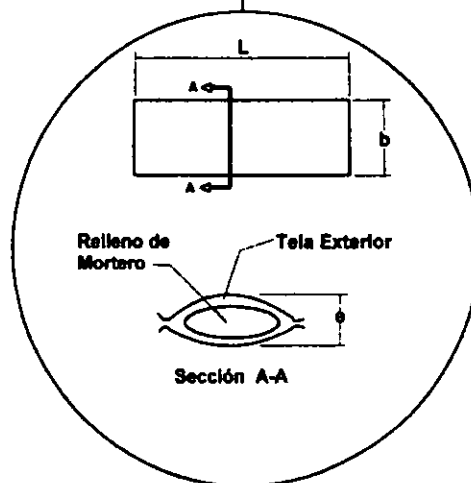
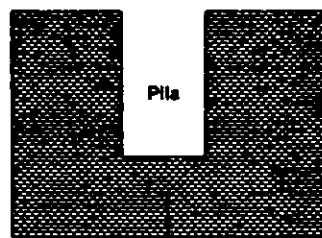
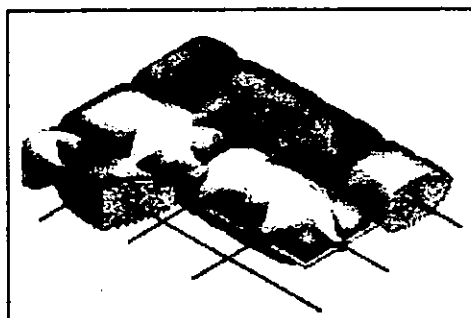
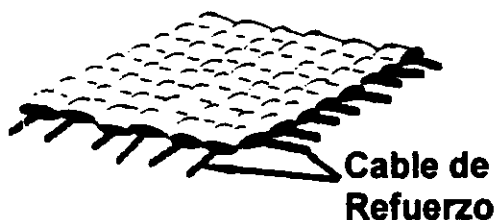


Figura III.13 Colchones con mortero.

Colchón con Mortero	Espesor promedio e (mm)	Largo de la celda L (mm)	Ancho de la celda b (mm)	Masa por celda (kg)
1	102	508	305	35
2	152	508	457	79
3	203	610	508	141

Tabla III.7 Pesos y dimensiones típicas para colchones con mortero manufacturados por Hydrotex.

Los colchones con mortero ofrecen las siguientes ventajas, entre otras:

- Son revestimientos continuos, con gran flexibilidad para resistir cambios en la elevación del fondo.
- La cubierta de tela trabaja como filtro, evitando cualquier falla por tubificación.

Los inconvenientes que presentan este tipo de dispositivos son las siguientes:

- Su instalación debe ser cuidadosa, sobretodo en la junta entre la pila y el revestimiento, pues si en este sitio no existe un buen sellado la eficiencia del dispositivo disminuye enormemente.
- El bombeo del mortero en ríos con grandes profundidades puede ser muy problemático.
- El material textil se puede deteriorar o sufrir daños al contacto con despojos que arrastre el río.
- Son necesarios sistemas de anclaje adicional.

III.4.2 Sacos con Mortero.

Los sacos con mortero son elementos individuales fabricados con nylon o acrílico en bloques rectangulares. Han sido utilizados ampliamente alrededor de estructuras hidráulicas como medida de protección de emergencia contra avenidas.

Normalmente los sacos se rellenan con el mortero seco y se colocan en el sitio necesario para que cuando se expongan al agua el mortero se hidrate y se endurezca. También es posible que los sacos sean llenados después de ser colocados bajo el agua.

Cada elemento debe ser lo suficientemente grande como para resistir la acción del flujo, por lo que no existe ningún tamaño estándar de fabricación. Los sacos se colocan como tejas alrededor de la pila, formando un revestimiento resistente a la erosión, como se muestra en la Figura III.14.

Los sacos con mortero fueron patentados inicialmente por Johann Steere en 1922 en Noruega, pero en los E.E.U.U. fueron usados hasta 1968, donde han sido probados en campo satisfactoriamente, incluso en obras de mantenimiento de puentes socavados⁽⁶³⁾. Al igual que los colchones con mortero, los sacos con mortero fueron también ensayados en los trabajos de Fotherby y Jones et al. Ambos autores coinciden en la necesidad de usar tela como filtro en la base del revestimiento, pues de lo contrario el material subyacente se escapa a través de los huecos entre los sacos. El filtro debe ser anclado en las esquinas, o enterrado hasta una profundidad mayor que la degradación del cauce esperada.

La extensión lateral de la protección debe ser de 2 veces el ancho de la pila en todas direcciones, aunque si se toman precauciones adecuadas, tales como el instalar los sacos con la parte superior al nivel del lecho y la colocación de anclajes al filtro, es aceptable que la extensión sea de 1.5 veces el ancho de la pila.

Por otra parte, Jones et al. encontraron que la posición al frente de la cara y las esquinas de la pila juega un papel importante en la estabilidad de los sacos. El arreglo de la parte izquierda mostrado en la Figura III.15, probó ser el de mayor probabilidad de falla debido a que su posición coincide con los niveles de vorticidad más altos esparcidos por la pila.

Las dimensiones de un saco con mortero deben ser tan grandes como para desarrollar un peso adecuado, pero adicionalmente resulta útil tomar en consideración los siguientes criterios establecidos por Fotherby:

1. Un saco rectangular con menor ancho tiende a resistir mejor el volteo.
2. Cuando un saco se expone al campo de flujo, un ancho menor produce menos socavación.
3. Los sacos de gran longitud colocados en sentido perpendicular a la corriente, tienden a fallar más rápido.
4. Los sacos de mayor longitud tienen dificultades de ajuste con los cambios en la elevación del lecho.
5. Un saco de grandes dimensiones reduce los costos de mano de obra y de instalación cuando cubre un área extensa.
6. El aumento en el espesor ayuda a reducir el volteo.
7. Un saco de grandes dimensiones no es capaz de ajustarse a los cambios en la elevación del lecho

Los sacos con mortero ofrecen las siguientes ventajas:

- Son versátiles en cuanto al tamaño y su aplicación.
- Son adecuados para una cuadrilla de trabajo pequeña con equipo limitado, ya que pueden ser manejados y colocados de manera relativamente fácil bajo agua.

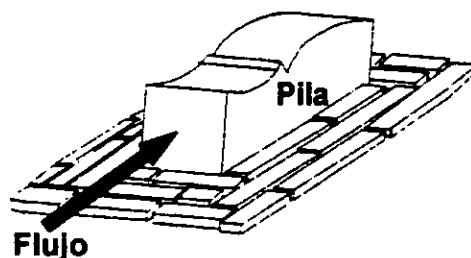
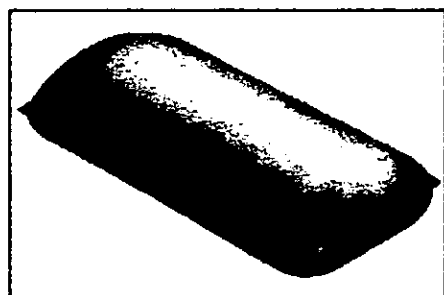


Figura III.14 Sacos con mortero.

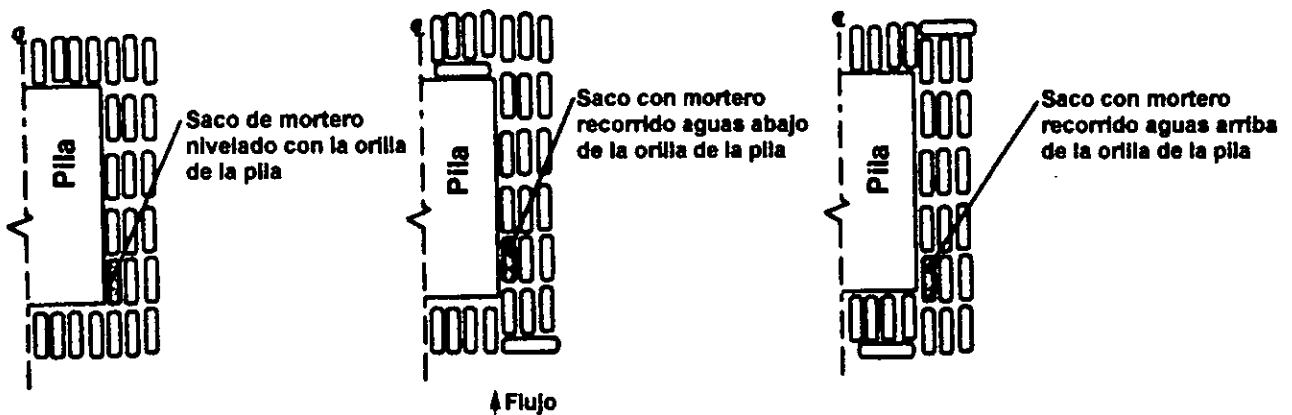


Figura III.15 Diferentes arreglos para colocación de los sacos con mortero en relación con la pila, según Jones et al. (1995)⁽⁶²⁾.

Algunas de las posibles desventajas que ofrecen los sacos con mortero son las siguientes:

- Debido a que los ingredientes secos usualmente son mezclados a mano y no es posible controlar la relación agua-cemento, la fuerza y durabilidad puede que no sea tan buena como la del concreto convencional.
- Los sacos rellenos deben almacenarse y mantenerse secos antes de ser usados.

III.4.3 Gaviones.

Los gaviones son obras temporales o semi-permanentes que consisten en bloques usualmente de forma cúbica protegidos por mallas de alambre y rellenos de piedra, formando cajones unidos entre sí. La facilidad en la colocación y la flexibilidad del gavión hacen que sea una estructura muy utilizada para la protección de márgenes de canales y ríos.

Los gaviones han sido utilizados principalmente en muros de retención para vías terrestres y como protecciones marginales de cauces, usos para los que usualmente existen recomendaciones de diseño. Para el caso de pilas de puente han sido utilizados menos frecuentemente, por lo que no se cuenta aún con recomendaciones específicas.

Las mallas se hacen usualmente de alambre galvanizado siendo de tres tipos:

- Malla hexagonal o de triple torsión.
- Malla de eslabón simple.
- Malla electrosoldada.

El espaciamiento entre alambres es de 5 a 14 cm.

Algunas especificaciones mencionan que la malla de gavión debe rellenarse con piedras o cantos rodados de tamaño mínimo de 10 cm, sin embargo, la elección de las rocas debe hacerse con base en las condiciones de diseño. El tamaño de los cantos que quedan próximos a las mallas no deben ser menor de 1.5 veces la separación entre alambres.

Cada bloque se rigidiza por medio de diafragmas que ayudan también a conservar su forma durante el llenado.

El tamaño usual de los bloques es de $1 \times 1 \times 1 \text{ m}^3$, pudiéndose usar dimensiones mayores como las mostradas en la Tabla III.8 para un cierto fabricante.

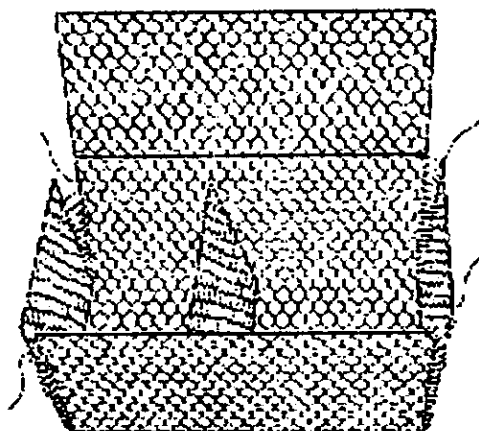


Figura III.16 Malla para gavión.

Entre las ventajas que presentan los gaviones están las siguientes:

- Alivio de presiones en el suelo.
- Soportan asentamientos menores sin exponer al material subyacente.
- Pueden ser usados donde sólo se disponga de rocas de tamaño limitado o baja calidad.
- Los bloques son más resistentes al movimiento y pueden ser apilados en pendientes más pronunciadas.

Los inconvenientes que presentan los gaviones son los siguientes:

- Tienen flexibilidad limitada.
- Posibilidades de corrosión para gaviones en contacto permanente con aguas negras y pH bajos, o en caso de impactos o abrasión. Para su protección puede usarse una malla recubierta con asfalto o con PVC u otro material plástico.
- Posibilidad de que la malla se rompa y de que el gavión quede inoperante especialmente en mallas eslabonadas que quedarían completamente abiertas.
- Se requiere mucha mano de obra.
- Las rocas dentro de las canastas pueden moverse en la dirección aguas abajo, exponiendo el material de filtro o causando la pérdida del material subyacente si no existe filtro.

Malla	Electrosoldada	Electrosoldada	Entrelazada
tipo	estándar	reforzado	triple torsión
calibre (BWG)	12	11	13
diámetro del alambre (mm)	2.77	3.05	2.40
apertura de la malla (mm)	75 x 75	75 x 75	100 x 80
sección del alambre (mm ²)	5.7	7.1	4.3
resistencia del alambre (kg/mm ²)	40 (mín)	40 (mín)	40 (mín)
Peso por m ² de malla (kg)	1.325	1.61	1.20

gaviones	2m·1m·0.5m	2m·1m·1m	3m·1m·0.5m	3m·1m·1m
estándar	x	x	x	x
reforzado	x	x		
triple torsión	x	x	x	x

Tabla III.8 Datos técnicos para gaviones "Ideal".

III.4.4 Partículas de Alta Densidad.

En el estudio realizado por Jones et al. se analizó la posibilidad de usar partículas individuales de alta densidad como dispositivos de protección alrededor de pilas. Este tipo de partículas podrían proporcionar protección estable sin tener que ser mucho más grandes que las partículas en el material subyacente.

En el estudio se probaron partículas de plomo con una densidad de más de cuatro veces la de pedraplenes convencionales. Se esperaba que este tipo de partículas fueran menos propensas a la turbulencia alrededor de la pila debido a su tamaño reducido y a su alta gravedad específica. Se encontró que efectivamente, las partículas de alta densidad son una buena alternativa de protección, aunque el tamaño y el peso específico parecen tener un impacto importante en su eficiencia, pues si las partículas de alta densidad son más chicas que el material al que se intenta proteger, la protección resulta inadecuada. Cuando no se utiliza algún filtro textil, el tamaño de las partículas debe ser mayor que el tamaño del material del lecho, pero lo suficientemente pequeño para cerrar el espacio entre cada partícula para de esta forma prevenir que la corriente de agua penetre entre los huecos y socave el lecho.

La idea de usar partículas de alta densidad como dispositivos de protección contra socavación había sido propuesta anteriormente, a través del uso de estructuras de automóviles viejos⁽³⁵⁾; a partir de estos desechos y de desperdicios de metal se pueden manufacturar las partículas de alta densidad en formas casi esféricas.

Las principales ventajas que presentarían el uso de partículas de alta densidad son las siguientes:

- Poca necesidad de un filtro.
- Reducción del tamaño de las partículas requeridas.
- La posibilidad de que las partículas sean fabricadas.

Entre las desventajas se encuentra principalmente el problema ambiental que podría representar la corrosión de las partículas, por lo que a pesar de que se realizaron estudios con este dispositivo, los autores no recomiendan su uso debido a este último inconveniente.

III.4.5 Anclas.

Las anclas no son por sí solas una medida de protección, sino que normalmente se recomiendan como un dispositivo auxiliar para agregar estabilidad a los bordes de ataque de algunos sistemas continuos como colchones y sistemas de bloques con cables.

Las anclas mejoran el desempeño del dispositivo, ya que sujetan los bordes donde es más fácil que ocurra alguna falla del sistema con el lecho por medio de cables que unen al dispositivo con el ancla enterrada a una profundidad adecuada, como se muestra en la Figura III.17. Entre más profunda se coloque el ancla, mayor será su fuerza resistente.

Al usar las anclas con otros dispositivos, la fuerza requerida para desalojar al ancla del lecho puede combinarse con la fuerza requerida para volcar al dispositivo: la fuerza de arrastre requerida para volcar al dispositivo se puede recalcular usando una fuerza mayor sujetándolo al lecho, lo cual puede aplicarse al dimensionar dispositivos para eventos con grandes avenidas. El procedimiento para dimensionar dispositivos con anclajes involucraría la estimación de las velocidades de aproximación deseadas y los coeficientes de arrastre relacionados con el dispositivo para grandes avenidas. A su vez, el ancla necesaria se puede determinar a partir del coeficiente de arrastre para un dispositivo específico ya dimensionado.

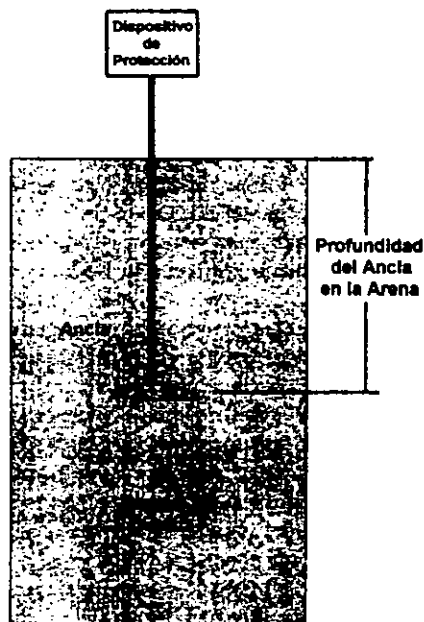


Figura III.17 Colocación de anclas para mejorar la estabilidad de algunos dispositivos de protección, según Jones et al. (1995)⁽⁶²⁾.

III.4.6 Bloques de Concreto Prefabricados.

En años recientes se ha hecho extensivo el uso de elementos de concreto prefabricados como sistemas de control de la erosión en márgenes de ríos. Existen numerosas compañías fabricantes de diferentes tipos de revestimientos de concreto, por lo que al igual que con las piezas utilizadas para la construcción de estructuras marítimas, ha surgido un gran mercado donde el uso de ciertas piezas implica un pago adicional al fabricante que ostenta la patente.

En el mercado existen una gran variedad de elementos de concreto prefabricados que se ofrecen como sistemas de protección contra erosiones o para la construcción de estructuras marítimas, cualquiera de ellos podría adecuarse a la protección de pilas contra socavación, sin embargo, aquí se describirán únicamente aquellos elementos que ya han sido probados para la protección de pilas.

III.4.6.1 Bloques de Concreto Articulados.

Los bloques de concreto articulados son dispositivos continuos, usados desde hace por lo menos 15 años como alternativa al pedraplén para la protección de cauces, canales, márgenes de ríos, y estribos y pilas de puente contra erosiones. Consisten de elementos de concreto precolado, unidos o interconectados por medio de cables de acero inoxidable o cuerdas de polipropileno, para formar una capa protectora continua (Figura III.18). La forma de los bloques puede ser hexagonal o trapezoidal con sección en forma de pirámide truncada.

Los revestimientos de bloques de concreto articulados se colocan directamente sobre la superficie del lecho, con la utilización de algún filtro en la base, por lo que ciertos fabricantes incorporan un geotextil a los bloques. De acuerdo con el trabajo de Jones et al., para mejorar la eficiencia del revestimiento resulta adecuado utilizar algún sistema de anclaje en los bordes de ataque, así como algún sello entre la pila y los bloques contiguos.

En la Figura III.19 se presentan algunos de los tamaños y especificaciones estándares para un fabricante específico de bloques de concreto articulados.

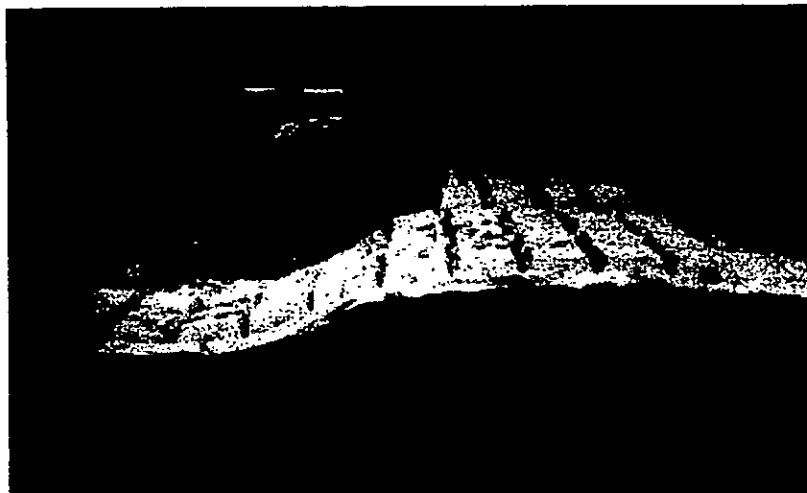


Figura III.18 Bloques de concreto articulados para la protección de una pila de puente contra la socavación.

Para el diseño de revestimientos con bloques de concreto articulados de forma trapezoidal, McCorquodale et al.⁽⁶⁴⁾ propusieron algunas recomendaciones para el dimensionamiento del revestimiento alrededor de pilas cilíndricas. La Figura III.20 muestra los tamaños de los bloques sugeridos por McCorquodale et al. para la protección en pilas circulares a partir de la velocidad de aproximación del flujo, con el peso obtenido es posible seleccionar el bloque más adecuado de acuerdo con los tamaños estándares mostrados en la Figura III.19. En cuanto a las dimensiones del revestimiento alrededor de la pila, McCorquodale et al. sugirieron las siguientes:

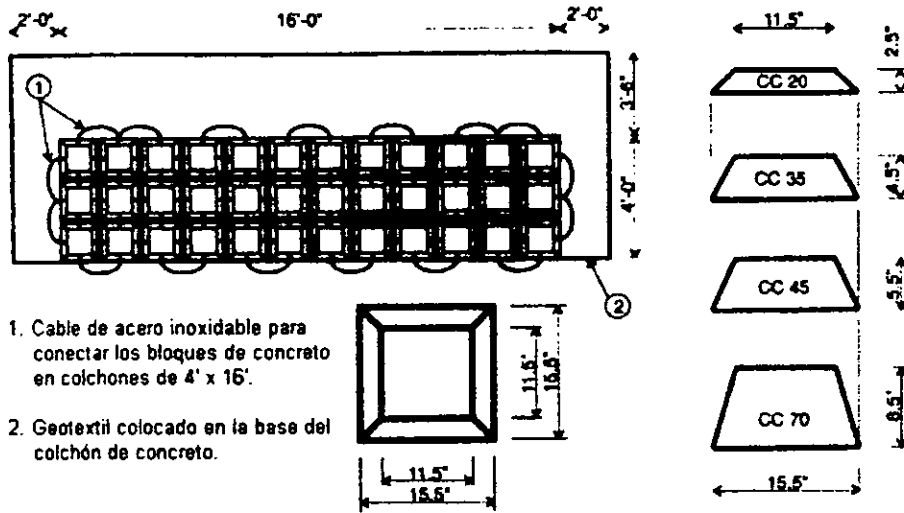
- a) Ancho de la protección, $W_s = 2.5y_{sp} + b$
- b) Extensión de la protección hacia aguas arriba, $X_1 = 1.25y_{sp}$
- c) Extensión de la protección hacia aguas abajo, $X_2 = 3y_{sp}$

en donde W_s , X_1 y X_2 se muestran en la Figura III.21 y y_{sp} es la profundidad de socavación al pie de la pila sin protección, estimada con la fórmula de la Universidad del Estado de Colorado, CSU, que se explica en la sección I.5.3.2 de esta tesis. La Figura III.21 también muestra el sistema de anclaje sugerido para los bordes de ataque del revestimiento. En el Apéndice II se muestra un ejemplo para la protección de una pila con bloques de concreto articulados.

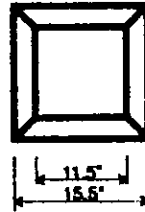
Algunas de las ventajas que los bloques de concreto articulados ofrecen son las siguientes:

- Los bloques sujetos a las fuerzas dinámicas más altas son estabilizados por los bloques circundantes, de tal forma que actúan como un sistema en conjunto más que como partículas individuales como sucede con los pedraplenes.
- La forma de los bloques y su unión por medio de cables dan gran flexibilidad al sistema.
- La permeabilidad en el área abierta del recubrimiento permite suficiente transferencia de agua.
- La instalación es relativamente rápida con poco equipo.

Una de las desventajas de este tipo de sistemas es que su manufactura puede ser costosa, sobretodo en nuestro país donde no existen fabricantes especializados.



1. Cable de acero inoxidable para conectar los bloques de concreto en colchones de 4' x 16'.
2. Geotextil colocado en la base del colchón de concreto.



Modelo		CC 20 20 lbs./ft ²		CC 35 35 lbs./ft ²		CC 45 45 lbs./ft ²		CC 70 70 lbs./ft ²	
COLCHÓN	Área	64 ft ²		64 ft ²		64 ft ²		64 ft ²	
	Peso	1280 lbs.		2240 lbs.		2880 lbs.		4480 lbs.	
	Bloques por colchón	36		36		36		36	
BLOQUES	Espaciamiento en la base	0.5 in		0.5 in		0.5 in		0.5 in	
	Espaciamiento superior	4.5 in		4.5 in		4.5 in		4.5 in	
	Peso	36.0 lbs.		62.2 lbs.		80 lbs.		124.0 lbs	
CABLE		Largo	Ancho	Largo	Ancho	Largo	Ancho	Largo	Ancho
	Diámetro	1/8 in	1/8 in	5/32 in	1/8 in	5/32 in.	1/8 in.	3/16 in.	5/32 in.
	Construcción	1 x 19	1 x 19	1 x 19	1 x 19	1 x 19	1 x 19	1 x 19	1 x 19
	Fuerza de rotura	2100 lb.	2100 lb.	3300 lb.	2100 lb.	3300 lb.	2100 lb.	4700 lb.	3300 lb.

Figura III.19 Especificaciones para el diseño de revestimientos con bloques de concreto articulados.

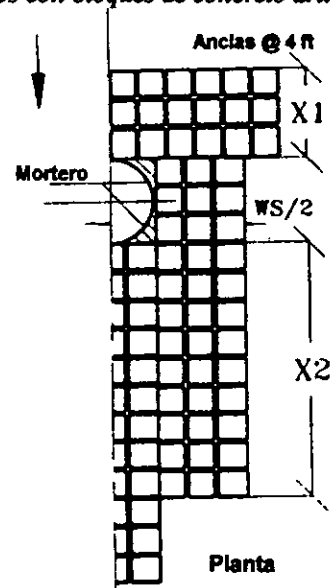
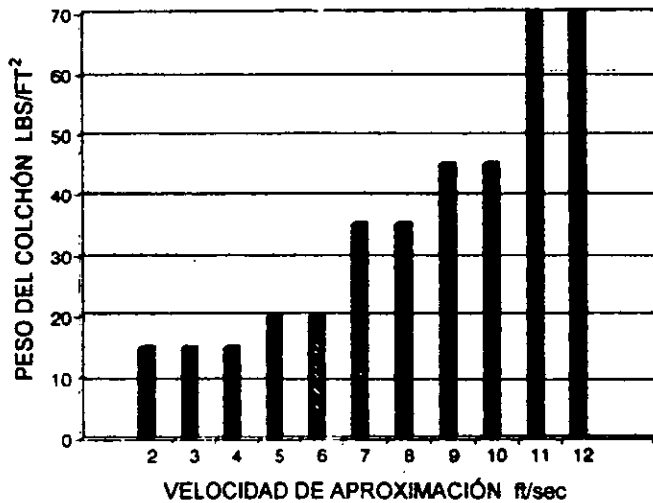


Figura III.20 Gráfica para la selección del tamaño de los bloques de concreto articulados para la protección de pilas cónicas, según McCorquodale et al. (1993).

Figura III.21 Arreglo para la colocación de un colchón de bloques de concreto articulado, según McCorquodale et al. (1993)⁽⁶⁴⁾.

III.4.6.2 Tetrápodos

Los tetrápodos son elementos de concreto precolados, que originalmente fueron desarrollados para proteger líneas de costa marinas, donde han sido utilizados desde hace largo tiempo debido a su alta eficiencia en la disipación de la energía producida por el oleaje. Nunca han sido aplicados en sistemas fluviales o usados como protección contra socavación en pilas de puente, sin embargo, en años recientes se han realizado estudios para probar su eficiencia en estas situaciones, tal es el caso de los trabajos ya mencionados de Fotherby y Jones et al., y el trabajo de Bertoldi et al. (1993)⁽⁶⁵⁾ específico para el uso de tetrápodos como protección contra socavación en ríos y puentes.

Los tetrápodos cuentan con cuatro brazos a 120 grados uno del otro, como se muestra en la Figura III.22, dependiendo de su tamaño pueden ser fabricados fácilmente en obra usando moldes de metal (normalmente de acero), y así evitando los costos adicionales por flete. Su geometría les permite presentar mayor resistencia al movimiento y trabajar mejor en conjunto por la alta capacidad de trabazón entre piezas.

Fotherby encontró que los tetrápodos más ligeros que las rocas del pedraplén pueden proporcionar la misma estabilidad que estas últimas, la comparación fue posible con el uso de los valores del diámetro de una esfera equivalente, es decir, una esfera que tendría la misma masa y gravedad específica que el tetrápodo a falta de un D_{50} para poder aplicar algún criterio de estabilidad. Por otro lado, al usar una rugosidad relativa D_{50}/h y el número de estabilidad de Izbash como parámetros de comparación entre el pedraplén y los tetrápodos, Jones et al. y Bertoldi et al. encontraron gran dispersión en los datos, los cuales tuvieron un mejor ajuste al usar el parámetro de Shields y el número de Froude, con lo cual se encontró que el parámetro de Shields en los tetrápodos es mayor, en promedio, que el del pedraplén, como se observa en la Figura III.23; sin embargo, en estos datos aún se presentaba gran dispersión como para poder asegurar que la capacidad de trabazón de los tetrápodos representa un verdadero incremento en la estabilidad.

Por otra parte, Jones et al. y Bertoldi et al. encontraron que la forma en que se colocan los tetrápodos tiene gran influencia en la estabilidad del conjunto. Cuando se utilizan dos capas, colocando los tetrápodos en la posición de trabazón más eficiente, se consigue mayor estabilidad que simplemente arrojándolos de manera arbitraria, por lo que la instalación de los tetrápodos en campo requeriría ser cuidadosa. Adicionalmente, resulta más eficiente el uso de solamente dos capas de tetrápodos, pues cuando se utilizan tres capas quedan menos huecos para que haya trabazón entre las piezas.

Además de la mayor estabilidad que ofrecen los tetrápodos, una ventaja más de su uso sobre el del pedraplén, es que el costo de fabricación in situ puede ser mucho menor al costo de transportación de las rocas del pedraplén en regiones donde el tamaño apropiado de los boleos no se pueda conseguir con facilidad. Sin embargo, en la elección entre el uso de tetrápodos o un pedraplén será necesario realizar una comparación entre el costo y la estabilidad de cada dispositivo, además de que para casos de avenidas extraordinarias será mejor realizar esta comparación con la reparación del daño estructural del puente y del reemplazo del pedraplén o los tetrápodos.

Algunos inconvenientes del uso de los tetrápodos se presentan en la colocación de la coraza, pues si los tetrápodos son de gran tamaño es necesario utilizar maquinaria para elevarlos y colocarlos en posición, a diferencia del pedraplén, el cual puede ser simplemente arrojado al cauce alrededor de las pilas, lo cual a pesar de no garantizar una coraza protectora estable, resulta mucho más económico. Adicionalmente, es necesario el uso de algún filtro textil en la base de cualquier coraza de tetrápodos.

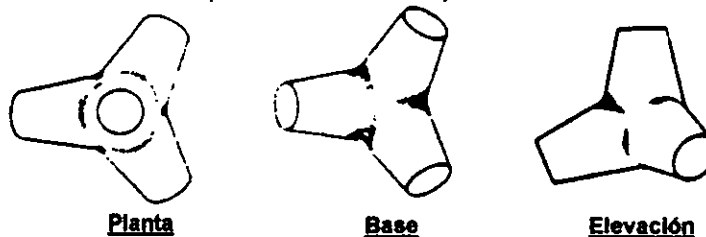


Figura III.22 Tetrápodos

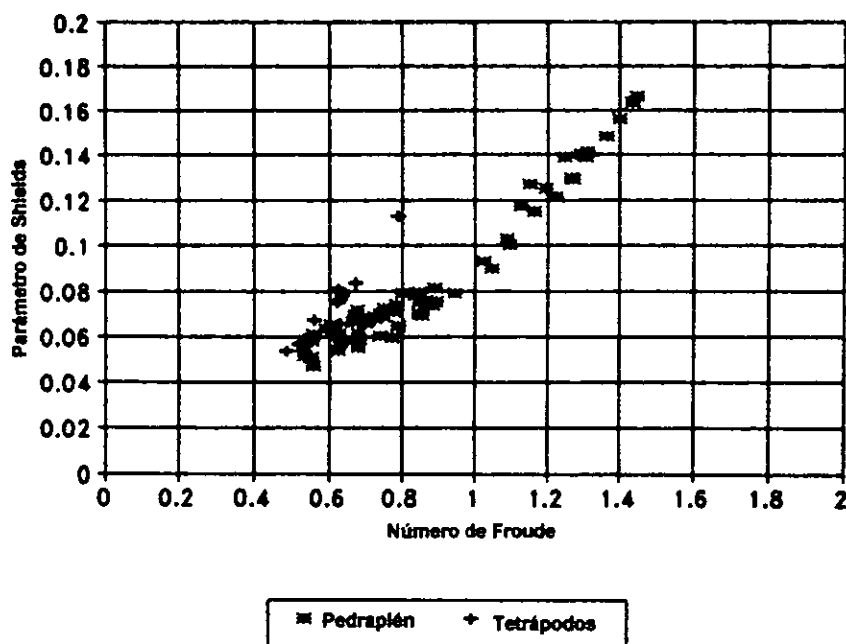


Figura III.23 Parámetro de Shields para pedraplén y tetrápodos, según Bertoldi y Kilgore (1993)⁽⁶⁵⁾.

III.4.6.3 Toscanos

La Universidad del Estado de Colorado (CSU), en los Estados Unidos, investigó el uso de un elemento de concreto como protección para la socavación local en puentes, para lo cual seleccionó una unidad conocida como toscano, desarrollada inicialmente en Sudáfrica para la protección costera. La CSU modificó la forma del toscano removiendo las esquinas puntiagudas que fácilmente podían romperse, como se observa en la Figura III.24.

El trabajo desarrollado en la CSU por Burns et al.⁽⁶⁶⁾ implicó el desarrollo de instrucciones prácticas para el uso de los toscanos, por lo que su reporte final incluyó criterios para la fabricación y colocación de los toscanos, además de ecuaciones y nomogramas para el dimensionamiento de las unidades y para diseñar la extensión de la protección.

La fabricación de los toscanos se recomienda en pesos de 100, 200, 350, 500, 700, o 900 kg, en el estudio de Burns et al. no se consideraron unidades de menos de 100 kg ya que en los costos de producción estimados resultaron poco efectivos. Adicionalmente se recomienda usar refuerzo de acero para una mayor duración de los toscanos.

La parte superior de la capa de toscanos debe ser colocada al mismo nivel de la superficie del lecho, además de que los toscanos deben descansar sobre un filtro granular o de geotextil para prevenir tubificación. El espesor de la capa de toscanos debe ser de un mínimo de dos veces el diámetro esférico equivalente del toscano, $2D_u$, y un número mínimo de toscanos por metro cuadrado (densidad) que se calcula usando $0.85 V^{2/3}$, donde V es el volumen de un toscano. El radio mínimo recomendado para la extensión de la capa protectora, medido desde la pila y proyectado horizontalmente en todas direcciones es de 1.5 veces el ancho ajustado de la pila, $1.5 \cdot b_a$.

Para el diseño de la protección de pilas y estribos con toscanos, Burns et al. desarrollaron el nomograma mostrado en la Figura III.25, el cual está basado en la siguiente ecuación:

$$(S_s - 1) \frac{D_u}{b_a} = 0.255 V_v \sqrt{\frac{b_a}{g}} \quad (32)$$

donde:

D_u = diámetro esférico equivalente del toscano

b_a = ancho de la pila ajustado

V_v = velocidad de aproximación ajustada

El uso del nomograma de diseño se limita a $b_a/D_u < 21$, pues se considera que el tamaño de la pila únicamente afecta la profundidad de socavación cuando esta relación es menor que 20 a 25. Como en los estudios de la CSU esta relación se varió de 2.9 a 21.1, se usó un valor límite de 21.

En el Apéndice III se presenta un ejemplo de diseño para la instalación de toscanos como medida de protección en una pila de puente.

Los toscanos son una alternativa viable para la protección de pilas. Operan independientemente como el pedraplén, por lo que una capa protectora cuenta con la capacidad de ajuste a cambios en la elevación del lecho. Una ventaja que presentan los toscanos sobre el pedraplén, es que, al igual que los tetrápodos y otros elementos prefabricados, pueden ser fabricados en áreas donde la disponibilidad de un tamaño específico o calidad de roca para el enrocado es limitada. Adicionalmente, los toscanos pueden ser construidos de acuerdo con el tamaño de diseño específico requerido en algún sitio.

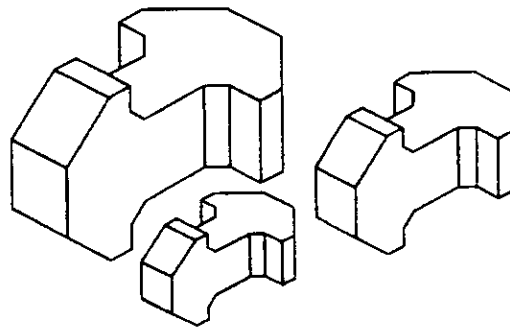


Figura III.24 Toscanos modificados por la CSU para la protección de pilas y estribos de puente.

V_v	$V_v = 1.5 C_l C_s C_h V_o$ donde V_o = velocidad media de aproximación del flujo
Corrección por la localización de la pila C_l	$C_l = 0.9$ Canal recto y uniforme, estructura cerca de la margen $C_l = 1.2$ Flujo en curva, estructura en el canal principal
Corrección por la forma de la pila C_s	$C_s = 0.9$ Pila alineada con el flujo ($\alpha \leq 5^\circ$) $C_s = 1.0$ Pila circular, o si $\alpha > 5^\circ$ $C_s = 1.1$ Pila rectangular ($\alpha \leq 5^\circ$)
Corrección por la elevación de la capa protectora C_h	Si la elevación de la parte superior de la capa protectora es: \leq el fondo del canal, $C_h = 1.0$. $>$ el fondo del canal y $\leq 2 \times D_u$, $C_h = 1.1$.
Ajuste del ancho de la pila b_a	Si el ángulo del flujo de aproximación, α , es mayor que 5° , aumentar el ancho de la pila, b , al ancho de la pila proyectado perpendicular al flujo.
Altura de la cimentación h_f	Solamente para condiciones existentes: si la cimentación se extiende arriba del fondo de la corriente, $h_f > 0$, usar el ancho de la cimentación como b_a .
Peso específico de los toscanos γ_u	$\gamma_{u \text{ min}} = 150 \text{ lbs/ft}^3$
Espesor de la capa e	$e_{\text{min}} = 2 \times D_u$
Extensión de la capa l	$l_{\text{min}} = 1.5 \times b_a$

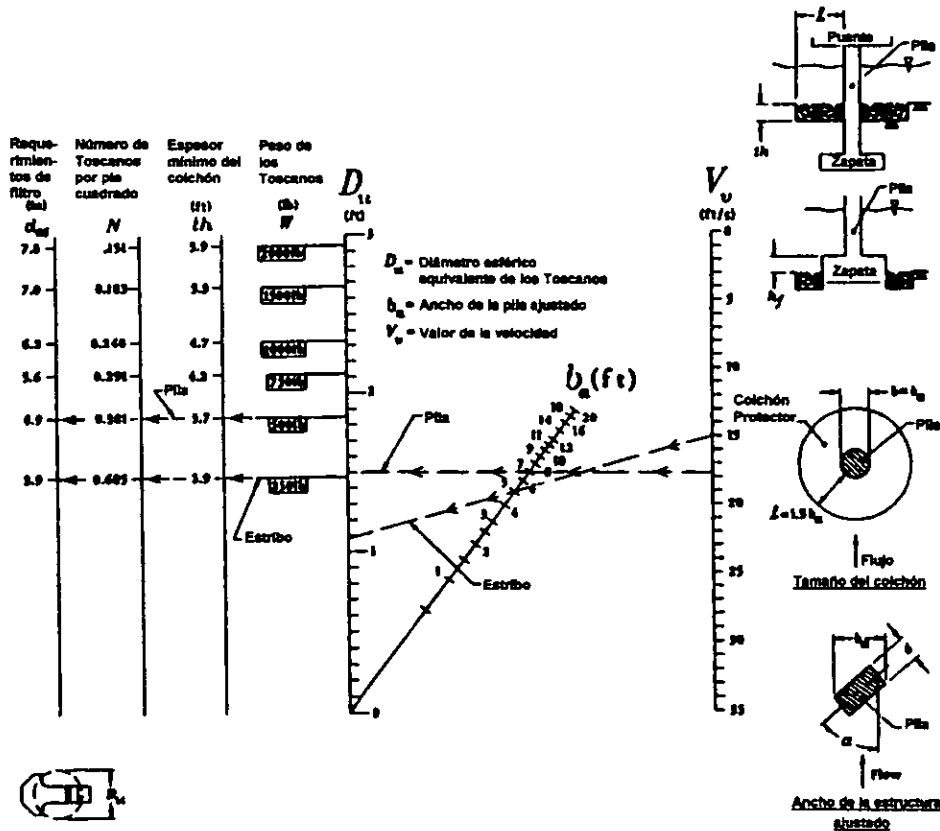


Figura III.25 Nomograma para el diseño de protección de pilas con toscanos, según Burns et al. (1997)⁽⁶⁶⁾.

IV. PROCEDIMIENTOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE REDUCIENDO EL PODER DE LOS AGENTES EROSIVOS.

IV.1 INTRODUCCIÓN.

Los métodos hasta ahora descritos para la protección de pilas contra la socavación no son muy sofisticados, sin embargo, actualmente son los de uso más extenso. Numerosos investigadores han estudiado otro tipo de sistemas cambiando el enfoque visto en el capítulo anterior, en lugar de proteger el lecho se busca reducir la influencia de ciertos parámetros que intervienen en el fenómeno, por lo que para el desarrollo de sistemas de protección de este tipo es necesario conocer el funcionamiento del mecanismo de la socavación al pie de una pila, de esta forma es posible reconocer los factores más importantes sobre los que se debe actuar.

Los principales elementos que intervienen en la socavación son la velocidad de la corriente, el flujo descendente en la pila y los sistemas de vórtices generados, por lo que los dispositivos descritos en este capítulo intentan aminorar la acción de estos agentes. El desarrollo de dispositivos que ataquen a los agentes erosivos ha tenido una larga tradición, los primeros intentos datan desde principios de la década de 1950, más sin embargo, pocos estudios han progresado como para ofrecer métodos alternativos prácticos y confiables. Los dispositivos hasta ahora estudiados son poco convencionales, y a pesar de que muchos de ellos muestran resultados alentadores aún se requiere de mayor experimentación y verificación antes de que puedan ser usados en aplicaciones reales.

Dentro de los métodos descritos en la literatura se encuentra una gran variedad de propuestas, de las que pocas tienen verdadera aplicación práctica. Cuhna (1973)⁽⁶⁷⁾ refiere algunos experimentos ingeniosos pero poco prácticos, tal es la propuesta de Knezevic (1960), quien utilizó un método consistente en aspirar el flujo a lo largo de la cara frontal de la pila para cortar la corriente descendente y de esta forma reducir la socavación. Este método al parecer es eficiente, más sin embargo, su aplicación práctica es muy reducida. Otro método referido por Cuhna, análogo al de Knezevic, es el de Kresser (1961), consistente en inyectar un líquido junto al flujo en la cara anterior de la pila con el fin de modificar la distribución de presiones.

Adicionalmente a los métodos que serán descritos en esta sección, en una visión futurista, Thomas (1997)⁽³⁾ sugiere la posibilidad de estudiar los siguientes sistemas:

- Burbujas de aire durante avenidas.
- Soluciones macromoleculares durante avenidas.
- La aplicación de campos electromagnéticos durante avenidas.

IV.2 PROTECCIÓN CON ACCIONES SOBRE LA POSICIÓN, LA GEOMETRÍA Y LA RUGOSIDAD DE LA PILA.

Como ya se ha mencionado anteriormente en la presente tesis, la geometría de la pila es un factor importante en el desarrollo del foso de socavación, por lo que una manera de reducir la socavación en puentes nuevos es la de seleccionar desde el diseño del puente una pila con geometría adecuada.

Se ha observado que las pilas con cara angulosa son las más eficaces en la disminución de la socavación, como se puede observar en los factores de la Figura I.13 y la Tabla I.1 (págs. 29 y 31, respectivamente) para reducir o aumentar la profundidad de socavación en el cálculo de acuerdo con el borde de ataque de la pila al flujo. Sin embargo, el efecto de la forma de la pila desaparece cuando existe un ángulo de incidencia de la corriente sobre la pila mayor de 5 grados, a medida que este ángulo se incrementa también crece la profundidad de socavación, y para este caso tiene mayor influencia el largo que el ancho de la pila.

Es importante tener en cuenta que el ángulo de ataque no siempre es el mismo para condiciones de aguas normales que durante avenidas con caudales poco frecuentes, por lo que si no es posible que el cruce del

puente se sitúe en un tramo del cauce como el mostrado en la Figura II.2 (pág. 46), resulta mejor utilizar pilas con forma cilíndrica, ya que éstas no se ven afectadas por la influencia del ángulo de incidencia de la corriente. Otra opción es la de situar el puente en un tramo donde el ángulo de incidencia del flujo de avenidas sea nulo, aun cuando en condiciones normales exista esviamiento, en este caso será necesario revisar si la mayor profundidad de socavación posible con las condiciones hidráulicas normales y el ángulo de incidencia no ponen en riesgo a la estructura.

En cuanto a la forma en la sección vertical de la pila, se ha observado que es posible reducir la socavación si se utiliza una pila con talud en el borde frontal de ataque al flujo, como se observa en la Figura IV.1. Raudkivi (1991)⁽⁷⁾ comparó los resultados obtenidos en laboratorio para pilas como las mostradas en la Figura IV.1, con una pila cilíndrica del mismo diámetro que el ancho de las pilas con talud ($b = 45$ mm), en el mismo lecho de arena y las mismas condiciones de flujo que se muestran en la Tabla IV.1. Para las pilas de talud que inician con mayor longitud en la superficie, se produjo un incremento en la profundidad de socavación, mientras que en aquellas pilas en las que el largo va aumentando con la profundidad, la profundidad de socavación se vio reducida.

Otra manera de reducir la socavación cambiando la geometría de la pila es la estudiada por Nandana et al. (1994)⁽⁶⁸⁾, quienes encontraron que es posible obtener una reducción de hasta el 40% de la socavación si en lugar de utilizar una sola pila, se utiliza un grupo de pilas de menor diámetro como los mostrados en la Figura IV.2. Este método se fundamenta en la influencia que ejerce el ancho de la pila y la profundidad del foso de socavación en la fuerza del flujo descendente y del vórtice de herradura, si la pila sólida se divide en pilas más pequeñas es posible reducir la fuerza del flujo descendente y romper la acción del vórtice de herradura.

Nandana et al. investigaron la mejor posición para un grupo de tres pilas con un espaciamiento angular de 120° entre ellas, con respecto al ángulo de incidencia del flujo, considerando dos opciones, una es la de un grupo de pilas denominado "grupo de pilas completo" que es aquél en el que las pilas de menor diámetro se extienden desde los cimientos hasta la parte inferior del puente; la otra opción es la denominada "grupo de pilas parcial", en la cual el grupo de pilas se extiende parcialmente dentro del tirante de la corriente, para después formar una sola pila, como se observa en la Figura IV.3. El desarrollo de la investigación con estas dos opciones, tenía la finalidad de contrarrestar el posible enganchamiento de escombros en la parte superior del grupo de pilas completo, lo cual se evita con el grupo de pilas parcial.

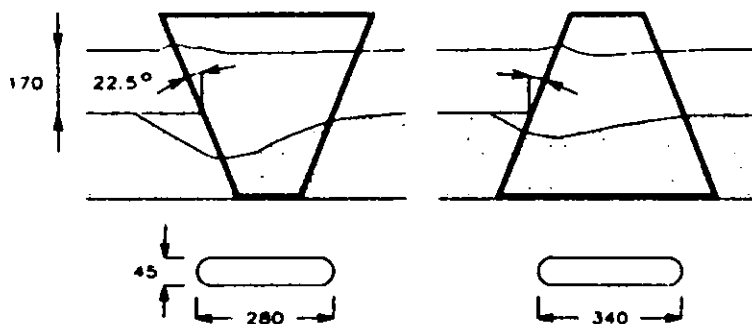


Figura IV.1 Socavación en pilas con talud, según Raudkivi (1991)⁽⁷⁾. Cotas en mm.



Forma de la pila	Velocidad (m/s)	y_{sv}/b	K
Cilíndrica	0.67	1.69	1.00
	0.81	1.71	
	0.67	2.03	1.20
	0.81	2.06	
	0.67	1.31	0.78
	0.81	1.26	0.74

Tabla IV.1 Factores de forma para pilas con pendiente, según Raudkivi (1991)⁽⁷⁾.

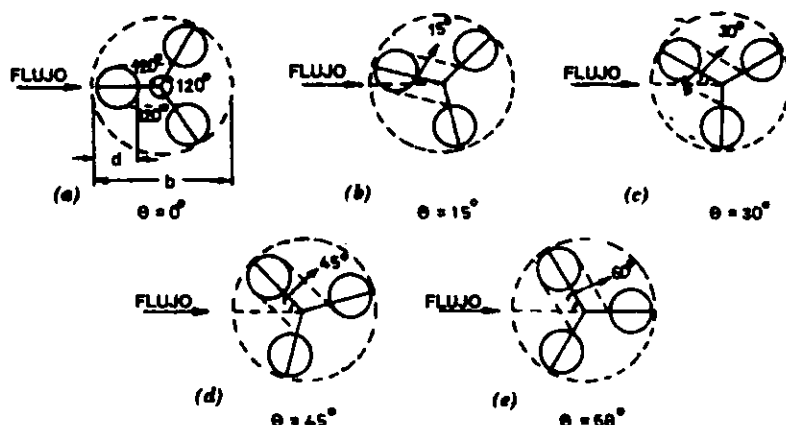


Figura IV.2 Grupos de pilas con diferentes ángulos de incidencia con respecto al flujo, según Nandana et al. (1994)⁽⁶⁸⁾.

El conjunto de pilas se comparó con una pila sólida de un diámetro igual a la circunferencia que circunscribe a las pilas pequeñas, teniéndose una relación entre una pila pequeña y la pila sólida de 0.302. Con estas condiciones se encontró que la orientación que produjo menor profundidad de socavación para un grupo de pilas completo fue la mostrada en la Figura IV.2 c), que forma un ángulo de 30° con respecto al flujo. Sin embargo, la máxima variación en la profundidad de socavación debido a la orientación del grupo de pilas fue de tan solo cerca del 6%, por lo que algún cambio en el curso del río aguas arriba del puente no alteraría demasiado el valor de la profundidad de socavación máxima.

Adicionalmente, Nandana et al. compararon los resultados para grupos de pilas en su mejor orientación, con los obtenidos en una pila sólida habilitada con otros métodos de protección de los que serán descritos más adelante en la sección IV.4, como son las ranuras rectangulares o los collares circulares. El grupo de pilas completo logró una reducción de cerca del 40%, siendo más eficaz en la reducción de la socavación, que una pila sólida con un collar de 3 veces su diámetro. Posteriormente se encontró que un collar en un grupo de pilas es más eficiente que en una pila sólida. En cuanto al grupo de pilas parcial, se concluyó que existe una reducción del 75% de la socavación ocasionada por un grupo de pilas completo si las pilas se extienden únicamente hasta la mitad del tirante de la corriente.

Las limitaciones que la protección con grupos de pilas implica en comparación con el uso de una sola pila sólida, es en principio que el efecto de la esbeltez se incrementa reduciendo la capacidad de carga; la otra limitación es la ya mencionada anteriormente con respecto a la posibilidad de que durante avenidas escombros flotantes bloqueen los huecos entre pilas, lo que en cierta forma puede controlarse usando un grupo de pilas parcial.

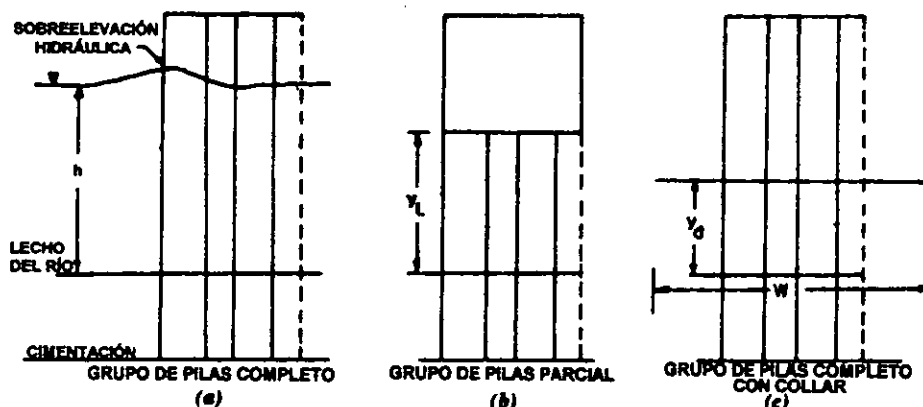


Figura IV.3 Grupos de pilas completo, parcial y parcial con collar circular, según Nanadana et al. (1994)⁽⁶⁸⁾.

Una medida adicional que se pensaba podría tener cierto efecto en la disminución del poder de los agentes erosivos, es la que consiste en aumentar la rugosidad de la superficie frontal de la pila con el objeto de elevar la fricción en la trayectoria del flujo descendente y de esta forma aminorar su fuerza. Sin embargo, como lo refiere Cunha (1973)⁽⁶⁷⁾ sobre los estudios de Shen et al. (1966), este tipo de protección es muy poco eficiente.

IV.3 CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN ADYACENTES A LA PILA.

IV.3.1 Tablestacas.

Las tablestacas han sido usadas frecuentemente para defender de la socavación al material al pie de pilas de puente, sobretodo cuando se trata de mantener en su sitio material que contiene pilotes de fricción. Las tablestacas deben ser hincadas hasta una profundidad donde exista una condición de suelo estable (Figura IV.4). En los Estados Unidos diversas agencias para el mantenimiento de carreteras utilizan este procedimiento para prevenir socavaciones subsecuentes⁽⁶⁹⁾.

Debido a la posibilidad de que al instalarse tablestacas la socavación aumente, debe analizarse cuidadosamente la aplicación de este sistema en cada caso específico.

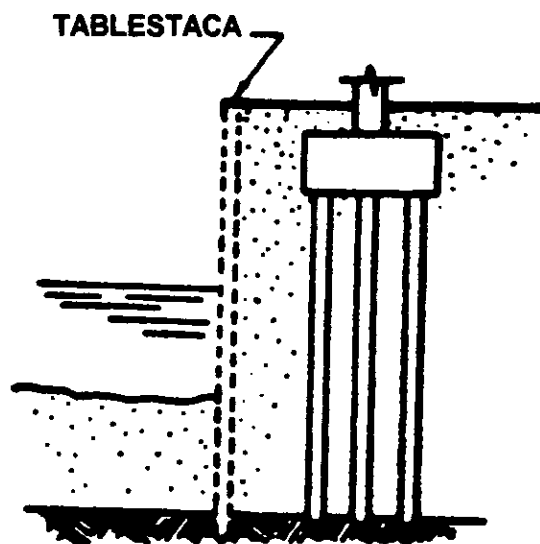


Figura IV.4 Tablestaca para la protección de pilas.

IV.3.2 Postes y Pantallas Aguas Arriba de la Pila.

Diversos investigadores han estudiado el efecto producido por estructuras colocadas aguas arriba de la pila con la finalidad de desviar la corriente incidente y disminuir el poder erosivo de los vórtices de herradura. Breusers et al. (1977)⁽⁴⁸⁾ reportan que Chabert y Engeldinger (1956) investigaron la instalación de una serie de postes pequeños sumergidos aguas arriba de la pila por proteger (Figura IV.5). A través de pruebas de laboratorio, estos investigadores encontraron que es posible reducir la socavación al pie de la pila hasta en un 50%, sin embargo, no formularon ningún método general para definir la gran cantidad de parámetros involucrados en una estructura de este tipo, como son: el número y diámetro de las pilas, el espaciamiento entre ellas, el ángulo de colocación y la distancia a la pila principal. El uso de postes aguas arriba no previene la socavación, sino que la traslada fuera de la pila de puente a los postes, ocasionando con esto que el material socavado al pie de éstos se deposite al pie de la pila principal.

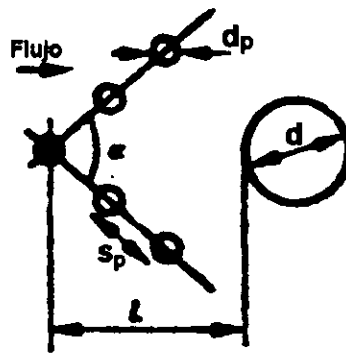


Figura IV.5 Postes al frente de una pila para la reducción de la socavación, según Breusers et al. (1977).

Más recientemente, Paice et al. (1993)⁽⁷⁰⁾ investigaron nuevamente la instalación de postes aguas arriba de la pila para intentar reducir la socavación de manera eficiente y económica en pilas de puentes ferroviarios en el Reino Unido. De manera muy similar a los resultados obtenidos por Chabert y Engeldinger, Paice et al. encontraron que la mejor colocación para contrarrestar la socavación es la de 4 postes en formación diamante, con lo cual se logró una reducción de hasta un 63% en la socavación. Paice et al. instalaron este tipo de dispositivos en tres puentes del Reino Unido, los cuales fueron equipados con instrumentos de monitoreo en tiempo real, sin embargo aún no se presentan los resultados sobre el comportamiento de estos dispositivos en campo.

Al igual que Chabert y Engeldinger, Paice et al. no obtuvieron recomendaciones generales para la instalación y dimensionamiento de los postes, sin embargo, definieron los arreglos y relaciones que se muestran en la Figura IV.6 para los casos particulares que serían probados en campo.

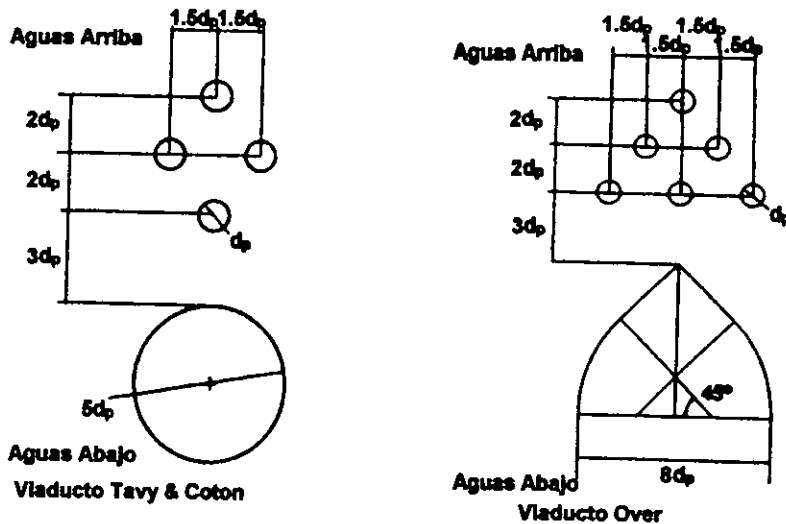


Figura IV.6 Relaciones para el diseño de los grupos de postes usados en campo por Paice et al. (1993)⁽⁷⁰⁾.

La mayor desventaja que presenta este sistema es que su eficiencia disminuye enormemente cuando la dirección del flujo incidente se modifica, de tal forma que el eje de simetría del grupo de postes deja de coincidir con el de la pila. A pesar de que Paice et al. encontraron cierta disminución en la socavación aún con esviamiento en el flujo y propusieron el uso de algún sistema de veletas direccionadoras de la corriente a lo largo de la pila, como las que serán descritas más adelante, aún se requieren mayores estudios para validar estos dispositivos y su desempeño en campo. Una desventaja más, es que el efecto de relleno puede ser temporal, cesando después de que se establece el equilibrio junto a los postes protectores.

Otro tipo de protección como los descritos anteriormente es el propuesto por Levi y Luna del Instituto de Ingeniería (1960)⁽⁷¹⁾, quienes investigaron el efecto producido por una estructura colocada aguas arriba de la pila de puente por proteger. En sus experimentos Levi y Luna encontraron que una pantalla plana de ancho igual al de la pila es capaz de reducir la socavación hasta en un 70%. La relación entre el ancho y largo de la pantalla debe ser igual a 20, y la separación entre la pantalla y la pila debe ser de 2.2 veces el ancho de la pila; la mayor reducción en la socavación se encontró para una pantalla con una altura libre del 35% del tirante del flujo, como se indica en la Figura IV.7.

La pantalla puede ser hecha de tablestacas o pilotes de concreto o metálicos, su uso es más apropiado como medida preventiva o correctiva, pues permite el relleno del foso socavado al pie de la pila. El principal inconveniente de este dispositivo es que al igual que con los postes, su eficiencia disminuye cuando el ángulo de incidencia del flujo es considerable, por lo que aún es necesaria mayor experimentación para estudiar estos casos. Una desventaja más es la encontrada por Cruickshank et al. (1970)⁽⁷²⁾ en un estudio para reducir los efectos erosivos en un puente sobre el río Tepeji en la Autopista México-Querétaro, quienes al probar este dispositivo en modelo hidráulico reportaron que aun cuando esta protección evita la socavación al frente de la pila, la zona protegida no es lo suficientemente larga y la socavación local subsiste de la mitad de la pila hacia aguas abajo; adicionalmente, otro inconveniente encontrado fue la excesiva socavación de la propia pantalla, la cual, debido a sus dimensiones, presentaría ciertos problemas de cimentación.

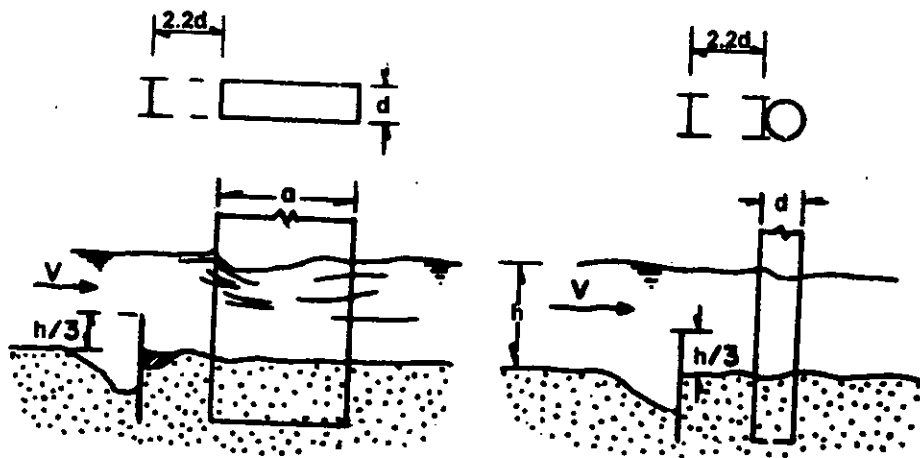


Figura IV.7 Colocación de pantallas planas para la protección de pilas, de acuerdo con Levi-Luna (1960)⁽⁷¹⁾.

IV.3.3 Veletas Sumergidas.

Cunha (1973)⁽⁶⁷⁾ reporta las estructuras sumergidas estudiadas por Potapov y Pychkine (1947) para cambiar la dirección del flujo del agua y los sedimentos con el fin de controlar los efectos erosivos; Odgaard et al. (1987)⁽⁷³⁾ aplicaron exitosamente estructuras similares, conocidas como "veletas lowa", para la protección de márgenes en ríos. Con base en los resultados obtenidos en esta aplicación, Odgaard et al. (1987)⁽⁷⁴⁾ consideraron que las veletas sumergidas podrían ser eficaces en la protección de pilas y estribos de puente contra la socavación.

Las veletas sumergidas son estructuras planas, en ocasiones con una parte curvada, que se colocan en grupos sumergidos aguas arriba de las márgenes o estructuras por proteger para guiar al flujo en direcciones predeterminadas. Tanto su costo como el mantenimiento requerido son mínimos. Funcionan como un generador de movimiento secundario modificando el patrón de flujo del lecho en la dirección de las flechas que aparecen en la Figura IV.8, lo que puede inducir la formación de barras de arena o reducir la erosión de las márgenes, haciendo, por ejemplo, que el agua y los sedimentos se muevan a través de la curva de un río como si éste fuera recto.

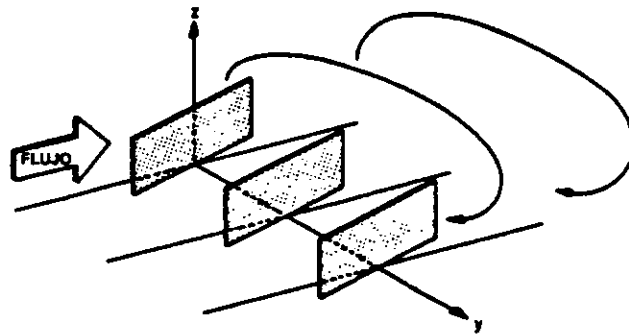


Figura IV.8 Direccionamiento del flujo por medio de veletas sumergidas, según Odgaard et al. (1987)⁽⁷³⁾.

Odgaard et al. probaron un arreglo de veletas sumergidas para la protección de pilas como el mostrado en la Figura IV.9. El ángulo de ataque de las veletas con respecto al flujo fue de 15 a 20 grados, mientras que la relación entre su altura y su longitud fue de aproximadamente 0.3. La altura de las veletas fue de 20% el tirante de la corriente. Con la presencia de veletas de este tipo, el fluido más en contacto con el lecho aguas abajo de la veleta consigue una componente de velocidad transversal, la cual persiste cierta distancia aguas abajo. Si la presión de frente es constante en la sección transversal, la componente de velocidad transversal es compensada por una componente casi superficial en la dirección opuesta. El movimiento helicoidal del flujo resultante aguas abajo de la veleta genera un patrón de flujo predecible de acreción y degradación.

Usando el arreglo de seis veletas como el mostrado en la Figura IV.9 se generan en el flujo entre los dos grupos de veletas dos hélices que rotan en sentidos opuestos, con lo que se produce una disminución del tirante en el área alrededor de la pila, incluyendo el foso de socavación, del orden del 15 al 20%. Con este sistema se logró reducir la socavación poco más del 30% comparando con una pila sin protección, como se observa en la Figura IV.12.

Los resultados obtenidos por Odgaard et al. aún son preliminares, sin embargo demuestran que estos dispositivos pueden ser una solución efectiva para el problema de la socavación, más aún si se combinan con otros dispositivos como los collares que serán descritos posteriormente. Por lo pronto, antes de que sean presentados procedimientos de diseño más específicos, el sistema puede utilizarse como medida adicional contra la socavación, ya que al parecer el costo de estas medidas adicionales es mínimo.

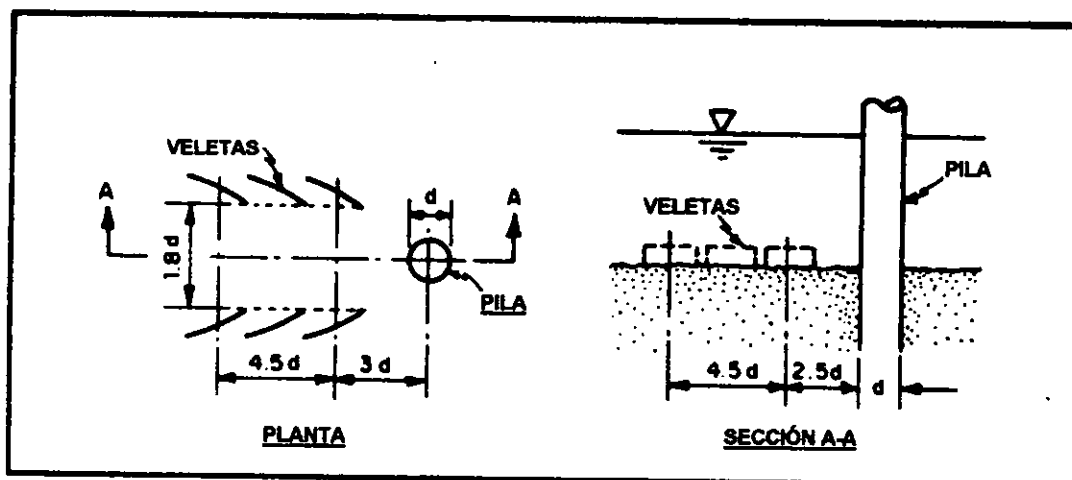


Figura IV.9 Veletas sumergidas para la protección de pilas, según Odgaard et al. (1987)⁽⁷⁴⁾.

IV.4 USO DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN SOBRE LA PILA.

IV.4.1 Collares, Placas y Pantallas Inclizadas.

Uno de los métodos de protección mencionados frecuentemente en la literatura consiste en la colocación de una placa plana horizontal con forma de collar alrededor de la pila, ya sea enterrada, a nivel del lecho o por encima de éste. La finalidad de este tipo de dispositivos es la de contrarrestar la formación del flujo descendente en la cara anterior de la pila para evitar que éste tienda a remover las partículas del lecho. Los collares dividen el campo de flujo en tres regiones: por encima del collar, por debajo de él, y en las proximidades al lecho del cauce. Si el collar se coloca enterrado la socavación se detiene cuando llega a su posición. La Figura IV.10 muestra los datos experimentales obtenidos por diferentes investigadores para estudiar el efecto del tamaño y la posición del collar en la profundidad de socavación de equilibrio, y_e es la profundidad de socavación obtenida al usar un dispositivo de protección, mientras que y_{sp} es la profundidad de socavación en una pila sólida sin proteger.

Thomas (1967)⁽⁷⁵⁾ encontró que la reducción en la socavación se incrementa a medida que el collar se coloca más cercano al fondo, teniéndose una reducción significativa cuando se encuentra dentro de una quinta parte del tirante desde el fondo. Asimismo, Thomas recomienda que el diámetro del collar sea de 2 a 3 veces mayor que el diámetro de la pila. Para la relación entre el diámetro de la pila y el collar igual a 2, Thomas obtuvo una reducción del 30% en la socavación comparada con la que se produce en una pila sin proteger. Para un incremento en el diámetro del collar de tres veces el diámetro de la pila, la socavación encontrada fue de hasta un 70%.

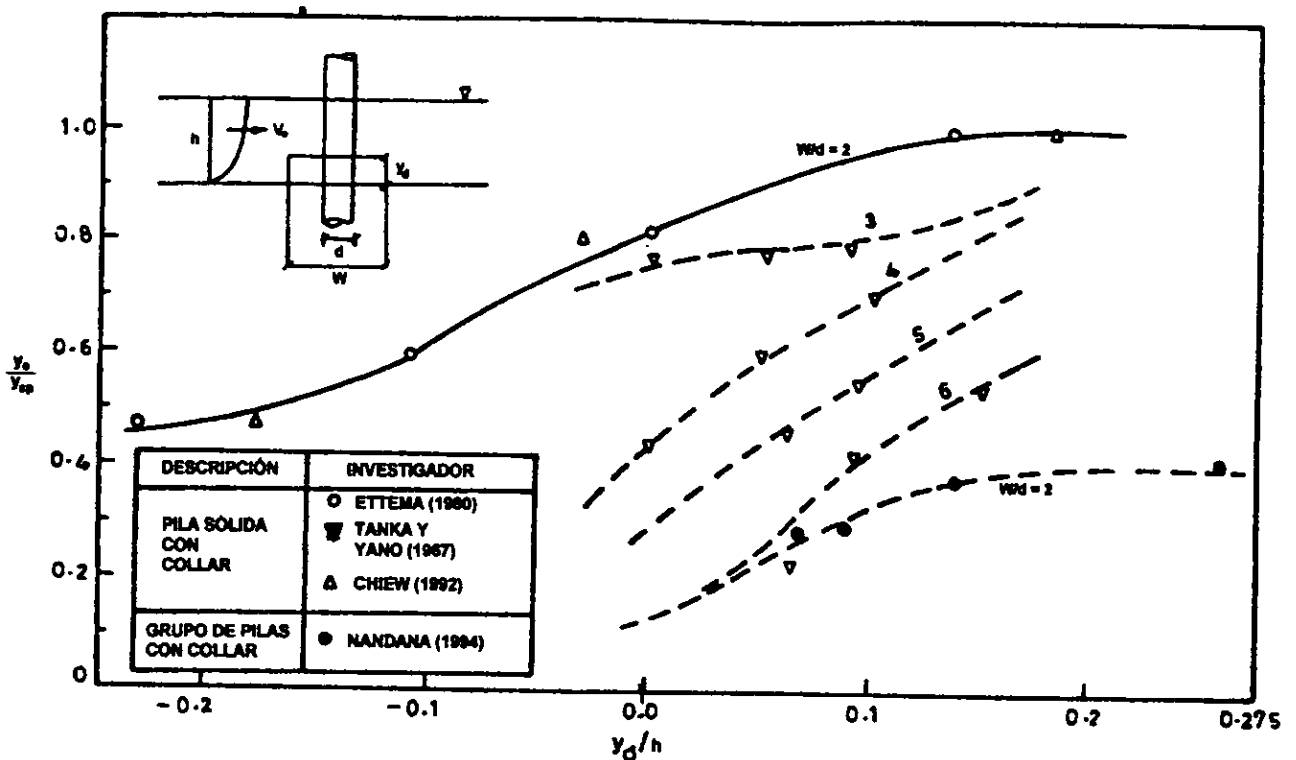


Figura IV.10 Reducción de la socavación en pilas aisladas y en grupos de pilas, con la utilización de collares, según Nandana (1994)⁽⁶⁸⁾.

Diferentes investigadores han estudiado el desempeño de los collares en combinación con otros dispositivos de protección. Odgaard et al. (1987)⁽⁷³⁾ estudiaron el efecto producido por un collar en conjunción con veletas sumergidas como las descritas en la sección IV.3, o con placas al pie de la pila como se muestra en la Figura IV.11. El espesor del collar usado por Odgaard et al. fue de 0.19 veces el diámetro de la pila, y fue colocado al

mismo nivel del fondo medio como se observa en la Figura IV.11. Las placas colocadas al pie de la pila se instalaron en ángulos de 30° , y su altura sobre el nivel medio del fondo fue menor del 10% del tirante, con una longitud aproximadamente igual al tirante. Este tipo de placas generan un intenso movimiento en espiral a lo largo del lado aguas abajo de la placa, dirigido hacia la pila, lo cual encauza al sedimento dentro del área de posible socavación. Adicionalmente, la espiral inducida por la placa elimina parte del vórtice de herradura generado por la pila en su base. En la Figura IV.12 se muestran los resultados experimentales preliminares obtenidos por Odgaard et al. para la protección de pilas con veletas sumergidas, placas, collares y con la combinación entre estos dispositivos.

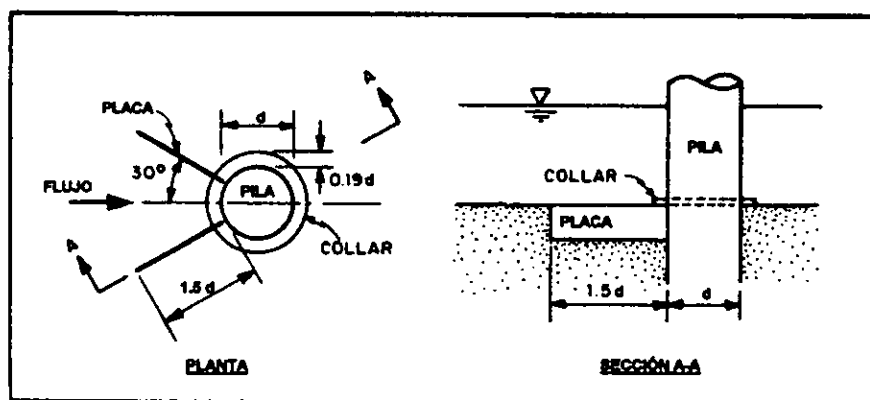


Figura IV.11 Placa y collar en una pila, según Odgaard et al. (1987)⁽⁷⁴⁾.

Como ya se mencionó anteriormente en la sección IV.2, Nandana et al. (1994)⁽⁶⁸⁾ compararon la reducción en la socavación obtenida por un grupo de pilas contra la obtenida con una pila sólida habilitada con un collar. A través de datos experimentales concluyeron que un grupo de pilas completo tiene una reducción de casi el 40% en la socavación, lo cual significa una eficiencia comparable a la que se obtiene con una pila sólida con un collar de 3.5 veces el diámetro de la pila y situado al nivel del fondo. Adicionalmente, Nandana et al. encontraron que un collar de dos veces el diámetro envolvente instalado en un grupo de pilas completo es equivalente a un collar de más de seis veces el diámetro de una pila sólida, como se observa en la Figura IV.10.

Chiew (1992)⁽⁷⁶⁾ utilizó los collares en combinación con ranuras rectangulares sobre la pila, con lo cual logró reducir totalmente la socavación si la ranura era de 0.25 veces el diámetro de la pila y el collar de 3 veces este mismo diámetro. Chiew menciona que los collares resultan efectivos bajo condiciones de agua clara, lo cual no es el caso común cuando se presenta una creciente.

Investigaciones anteriores a las de Chiew hechas por Dargahi (1990)⁽⁷⁷⁾, no mostraron un efecto favorable de los collares como reductores de la socavación si éstos se instalaban por encima del nivel original del fondo. Este investigador encontró que existía un sistema de vórtices en las tres regiones definidas por el collar, el cual era muy parecido al sistema de vórtices de la pila sin collar. Cuando el collar se colocaba enterrado 0.015 veces el tirante bajo el fondo, Dargahi obtuvo las máximas reducciones en las profundidades de socavación, siendo éstas del orden del 50 al 75%.

Un dispositivo de protección similar a los collares pero que no ha sido estudiado lo suficiente, es el propuesto por Maza (1968)⁽²⁴⁾ consistente en una pantalla inclinada alrededor de la base de la pila como se muestra en la Figura IV.13. La pantalla debe colocarse bajo el nivel del fondo de tal forma que cuando quede descubierta, la socavación ya no pueda desarrollarse más profundamente. El único material transportado es aquel que se encuentra junto a la pila, pues ésta es la única parte afectada por los vórtices de herradura.

La pantalla inclinada puede construirse de concreto, con un talud de 3:1. De acuerdo con Maza, la reducción de la socavación obtenida con este dispositivo es del orden del 70 al 80%, pero si el talud es menor de 1.5:1 no se logra ninguna reducción en la magnitud de la socavación.

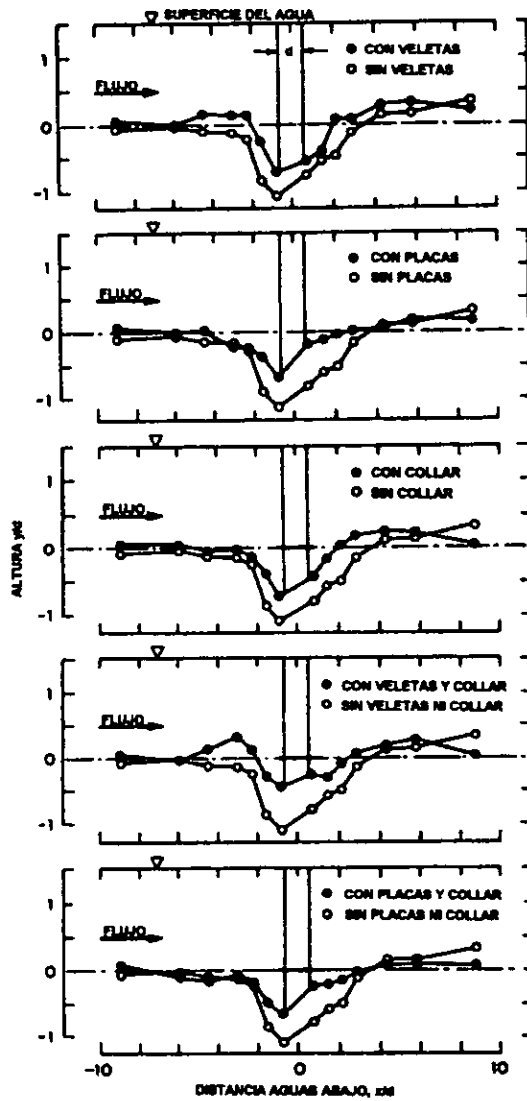


Figura IV.12 Resultados experimentales preliminares obtenidos por Odgaard et al. (1987)⁽⁷⁴⁾ para la protección de pilas con veletas sumergidas, placas y collares.

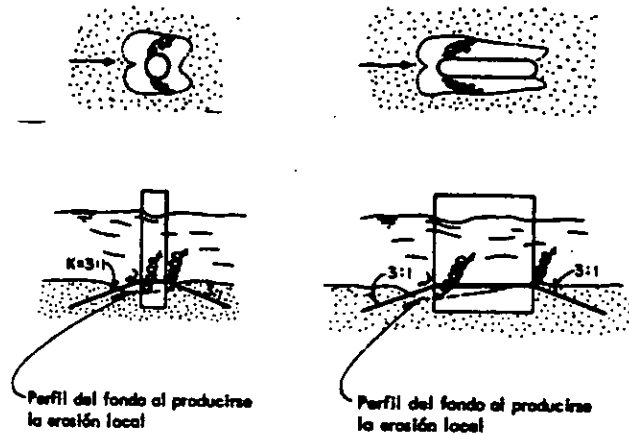


Figura IV.13 Protección con una pantalla inclinada, según Maza (1968)⁽²⁴⁾.

El uso de dispositivos como los collares debe ser estudiado más extensamente para diferentes condiciones de flujo antes de que puedan ser usados en aplicaciones prácticas. Representan una opción viable en cuanto al costo y la eficiencia en la reducción de la socavación, sobretodo cuando son usados en combinación con otros métodos. Adicionalmente podría estudiarse el efecto en la reducción de la socavación si el collar se diseñara con alguna forma hidrodinámica.

IV.4.2 Ranuras.

Chiew (1992)⁽⁷⁶⁾ refiere que en el Mar del Norte se han utilizado rompeolas con perforaciones con el fin de proteger plataformas de gravedad contra la socavación, por lo que consideró que el concepto de la perforación podía adaptarse a pilas de puente. En las pilas el objetivo de la perforación es desviar el flujo descendente a través de la abertura buscando reducir su poder erosivo, esto si la perforación se localiza cercana al fondo, si por el contrario ésta se sitúa cerca de la superficie libre del agua la abertura permite que el agua superficial pase a través de ella, lo que simula un tirante menor, el cual, como se mencionó en el Capítulo I, tiene una influencia importante en la profundidad de socavación (ver Fig. IV.14).

Chiew realizó pruebas donde los parámetros significativos experimentados fueron el ancho, la longitud y la posición de la perforación. Los anchos usados para la ranura fueron de un cuarto del diámetro de la pila, y para ranuras cerca de la superficie del agua adicionalmente se ensayaron anchos de la mitad del diámetro de la pila.

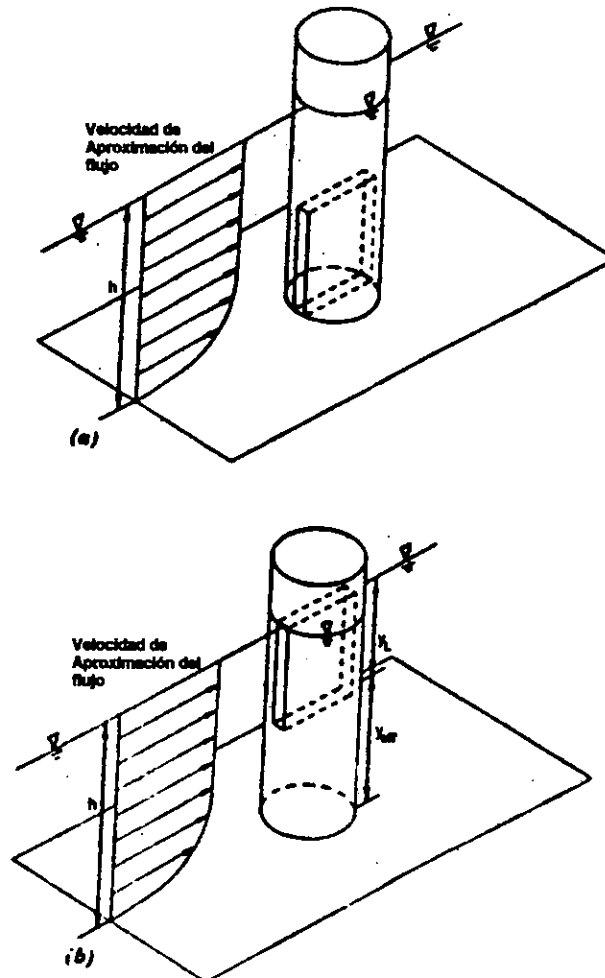


Figura IV.14 Protección con perforaciones en la pila, cerca del lecho y cerca de la superficie del agua, según Chiew (1992)⁽⁷⁶⁾.

Los resultados mostraron que la longitud de la ranura juega un papel importante en la profundidad de socavación, a medida que la longitud se incrementa la socavación se reduce. Para el caso de ranuras cerca del fondo la máxima reducción en la socavación se obtuvo con una ranura con ancho $b/4$ y una longitud mayor que $2b$, con lo que la socavación se redujo un 20%. En el caso de ranuras cerca de la superficie del agua, la máxima reducción en la socavación de equilibrio se obtuvo para ranuras de ancho $0.5b$ con una longitud de más de 5 veces el ancho de la pila, con lo cual la reducción fue del 30%.

Adicionalmente, Chiew realizó experimentos combinando el uso de ranuras con collares, donde encontró que una ranura cerca de la base de la pila actúa como agente reductor de la socavación y a su vez mejora la protección proporcionada por un collar. Chiew logró incluso eliminar totalmente la socavación al utilizar collares con diámetros entre $2b$ y $3b$ situados al nivel del fondo, junto con ranuras cercanas al fondo de ancho $b/4$ y longitudes mayores a una vez el diámetro de la pila.

Desde un punto de vista práctico, este tipo de solución no se considera conveniente, ya que puede presentar problemas de tipo estructural, y en corrientes con acarreo de despojos la abertura de la ranura puede verse bloqueada reduciendo su eficiencia.

IV.4.3 Defensas o Tajamares.

Abed y Richardson (1993)⁽⁷⁸⁾ realizaron experimentos de laboratorio para determinar el efecto sobre la profundidad de socavación alrededor de pilas cilíndricas, causado por las defensas para la protección de pilas de puente contra el impacto de embarcaciones.

Las defensas son estructuras abiertas, construidas de acero y compuestas de postes y armaduras que son sujetadas pero que también flotan alrededor de las pilas. La forma de la defensa usada en los experimentos fue la de una estructura cerrada (en forma de caja, pero abierta en la base), con cara angulosa, como se muestra en la Figura IV.15; este tipo de defensa se consideró como la más desfavorable en cuanto a los efectos erosivos.

Previamente a estos estudios se pensaba que la presencia de las defensas alrededor de las pilas era una de las causas por las que se desarrollaban profundos fosos de socavación al pie de las pilas de puentes en el río Nilo, sin embargo, a través de los resultados experimentales se encontró que contrariamente a la hipótesis inicial, las defensas actuaban como un agente reductor de la socavación.

La defensa se probó a diferentes profundidades bajo el nivel de la superficie libre del agua, encontrándose que la profundidad de socavación local disminuye con la presencia de la defensa, y aún más si se aumenta la profundidad de colocación. La mayor reducción en la socavación se obtuvo cuando la defensa fue sumergida 50% del tirante, con lo cual la profundidad de socavación disminuyó en un 50%.

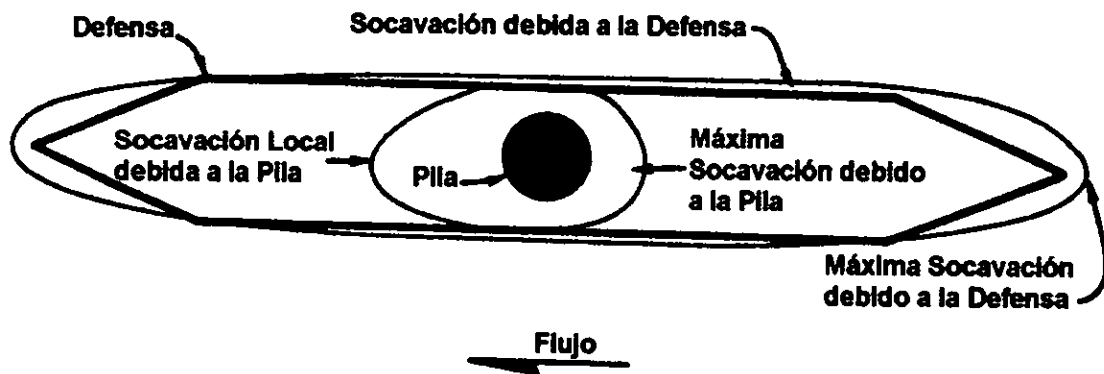


Figura IV.15 Localización y forma de la defensa y la socavación de la pila usada en los experimentos de Abed y Richardson (1993)⁽⁷⁸⁾.

A pesar de que las defensas para la protección de impactos no son dispositivos desarrollados para reducir la socavación en pilas, el efecto que producen es favorable, y si se instalan de manera adecuada podrán ser eficaces en un doble uso: la protección contra impactos de embarcaciones y la disminución de la socavación local. Por otra parte sería útil desarrollar protecciones similares a las descritas en este apartado, pero que tengan la función de evitar la acumulación de escombros flotantes, sería factible diseñar estructuras de este tipo que adicionalmente redujeran la socavación.

IV.5 CIMENTACIONES EXPUESTAS.

Numerosos investigadores han estudiado el efecto producido en el desarrollo de la socavación debido a la presencia de cimentaciones expuestas en la base de una pila. En general se ha encontrado que si la parte superior de la cimentación se encuentra al nivel del lecho, la estructura sirve para reducir la profundidad de socavación, si por el contrario la parte superior de la cimentación se encuentra por encima del nivel del fondo de tal forma que sobresale a la corriente, los efectos son desfavorables y la socavación puede incrementarse⁽⁷⁹⁾.

Fotherby (1993)⁽⁶¹⁾ realizó experimentos en una pila rectangular, concluyendo que para reducir totalmente la socavación con una cimentación extendida, es necesario que ésta se extienda 2.5 veces el ancho de la pila, sin embargo, si la cimentación sobresale al flujo ésta puede incrementar la socavación al introducir un efecto similar al de una pila de mayor anchura.

Breusers et al. (1977)⁽⁴⁸⁾ reportaron que Chabert y Engeldinger (1956) realizaron experimentos con una pila cilíndrica cimentada sobre un cajón también cilíndrico, con lo cual encontraron que el mejor sistema para reducir la socavación era el de un cajón con diámetro tres veces mayor que el diámetro de la pila y que el tope debía estar por debajo del lecho original a una distancia igual a la mitad del diámetro de la pila [Figura IV.16 (a)]. Este sistema reduce la socavación a una tercera parte de la que produciría la pila sola.



Figura IV.16 Pilas sobre cajones, según Breusers et al. (1977).

Breusers et al. también reportaron que Shen y Schneider (1970) investigaron una variante en la que a la parte superior del cajón se le adaptaba una tablestaca corta de tal forma que el vórtice de herradura fuera contenido dentro del encerramiento así formado y escapara hacia aguas abajo [Figura IV.16 (b)]. Los ensayos fueron realizados con pilas rectangulares. Este sistema hizo posible reducir la socavación a la mitad, sin embargo, los parámetros no fueron examinados de manera sistemática como para emitir reglas generales o formular las dimensiones válidas para casos generales.

Estudios más recientes se han enfocado a determinar el efecto de las pilas sobre cimentaciones extendidas tales como zapatas, cajones o pilotes con cabezal, en la profundidad de socavación de equilibrio bajo diferentes condiciones. Un problema frecuente y difícil de evaluar en estos casos, se presenta cuando la cimentación inicialmente se encuentra enterrada pero queda descubierta por la socavación general o por contracción, ante esta situación se identifican tres diferentes casos probables para la localización de la cimentación, para los cuales los mecanismos que producen la socavación varían significativamente (ver Fig. IV.17)⁽⁸⁰⁾.

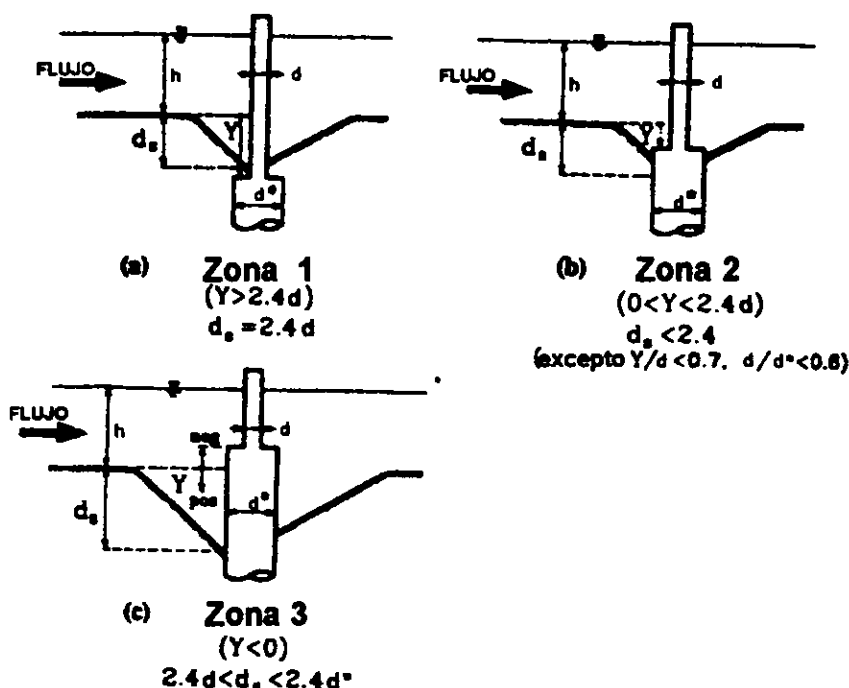


Figura IV.17 Pilas sobre cimentaciones extendidas, a) Zona 1: tope de la cimentación por encima del lecho, b) Zona 2: tope de la cimentación dentro del foso de socavación, c) Zona 3: tope de la cimentación por debajo del foso de socavación, según Melville y Raudkivi (1996)⁽⁸⁰⁾.

- a) El tope de la cimentación está por debajo del foso de socavación. En estas condiciones la socavación se debe solamente al efecto de la pila.
- b) El tope de la cimentación se encuentra dentro del foso de socavación. En este caso, los sistemas del vórtice de herradura y del vórtice de estela creados son sensiblemente más débiles que cuando la cimentación se encuentra por encima del lecho. Además el sistema de vórtices de herradura se puede presentar encima de la cimentación si ésta se extiende lo suficiente hacia aguas arriba; en otro caso, también es posible que el sistema de vórtices creados por la pila se combine con el sistema de vórtices inducidos por la cimentación y adquieran gran capacidad para acarrear material aguas abajo de la cimentación, extendiéndose este efecto hacia aguas arriba. Como ya se mencionó anteriormente, se ha encontrado que la socavación local se reduce cuando la cimentación queda un poco enterrada, pero que es riesgoso confiarse de este efecto a menos que se tenga absoluta seguridad sobre la posición del lecho ya que éste puede descender debido a la socavación general o por contracción.
- c) El tope de la cimentación está por encima del lecho del río. Para este caso, la velocidad del flujo y el tamaño de los sistemas de vórtices de herradura y de estela dependen de la geometría (ancho de la pila y ancho de la cimentación) y de la elevación de la cimentación con relación al tirante. La profundidad de la socavación es muy sensible a la elevación superior de la cimentación cuando ésta se encuentra cerca al lecho de la corriente.

En la Figura IV.18 se resumen los resultados de las investigaciones de Melville y Raudkivi (1996)⁽⁸⁰⁾ donde se aprecian las tres zonas que representan las condiciones de cimentación antes mencionadas.

Analizando la Figura IV.18, es posible obtener algunas conclusiones:

- La socavación aumenta en la zona 3, disminuye en la zona 2 y se mantiene estable en la zona 1 donde la línea horizontal ($y_{sp}/b = 2.4$) representa la máxima profundidad de socavación posible para pilas cilíndricas que no están afectadas por la posición de la cimentación.

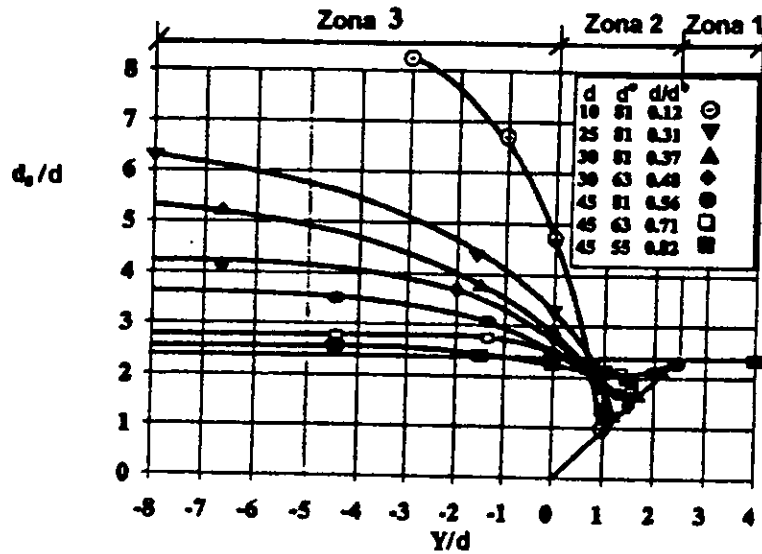


Figura IV.18 Profundidad de socavación como una función de la elevación de la cimentación, según Melville y Raudkivi (1996)⁽²⁰⁾.

- Los rápidos decrementos en la profundidad de socavación entre las zonas 3 y 2 muestran que es muy sensitiva a la posición de la cimentación.
- Las profundidades de socavación son mínimas para relaciones mínimas entre ancho de la pila/ancho de la cimentación y cuando la cimentación está enterrada una distancia de un vez el ancho de la pila. La tendencia general es que la profundidad de socavación disminuya para valores de profundidad de la cimentación/ancho de la pila entre 0 y 2.
- En la zona 3, las profundidades de socavación disminuyen a medida que se hace menos sensible la influencia del ancho de la cimentación.

IV.6 ESTRUCTURAS PARA CONTROL DEL FLUJO.

Las estructuras para control del flujo son usadas principalmente para la protección de los estribos y las aproximaciones de puentes, controlando la erosión y protegiendo el cruce del puente durante avenidas. Adicionalmente, al reducir el poder de ciertos agentes erosivos, su adecuada utilización permite reducir la socavación en pilas intermedias. Según el tipo de estructura ésta puede controlar el flujo, ya sea direccionándolo de tal forma que el ángulo de incidencia entre la corriente y las pilas o aproximaciones del puente sea nulo, o controlando la velocidad y el tirante de la corriente. Las estructuras se pueden colocar ya sea dentro o fuera del canal principal, o según su naturaleza, aguas arriba o aguas abajo del cruce. En la Figura IV.19⁽⁶¹⁾ se muestran varios tipos de estructuras que pueden ayudar a controlar el flujo, su uso normalmente es como se muestra en dicha Figura, pero su instalación debe adaptarse a cada situación en particular.

De las estructuras existentes para control del flujo, mencionaremos dos de ellas por ser éstas las que además de usarse para la protección del cruce del puente en conjunto, tienen efectos directos en la disminución de la socavación en pilas. El uso de este tipo de estructuras se ve reducido debido a su mayor costo en comparación con otro tipo de protecciones como el pedraplén, aunque los resultados obtenidos pueden ser mejores y de mayor duración.

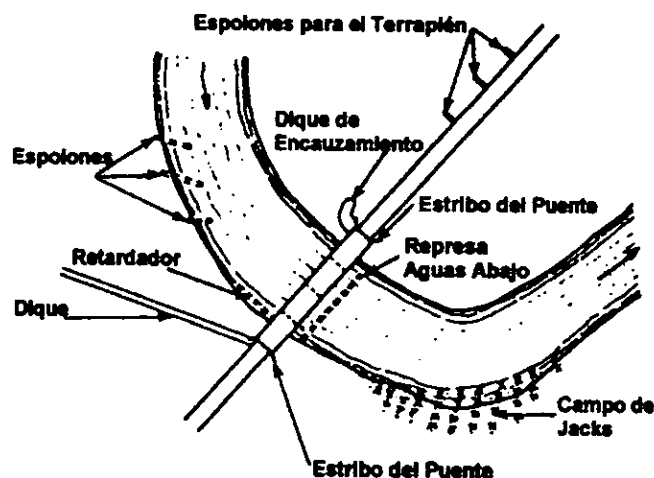


Figura IV.19 Colocación típica de diferentes estructuras para control del flujo, según la FHWA (1978)^(a).

Diques de encauzamiento.

Los diques de encauzamiento son estructuras que se construyen a partir de los estribos de un puente y se prolongan hacia aguas arriba siguiendo la forma de una cuarto de elipse. Los diques de encauzamiento deben cumplir con los siguientes propósitos:

- a. Obligar que la dirección del flujo en la sección del cruce sea aproximadamente constante para todos los gastos de la época de lluvias. Cuando hay pilas dentro del cauce, la dirección adecuada debe ser paralela al eje longitudinal de las mismas, con lo que se garantiza que la socavación local al pie de las pilas sea mínima y se produzca únicamente en el frente o cara aguas arriba.
- b. Evitar la socavación local al pie del estribo.
- c. Proteger el terraplén de la vía terrestre, al menos en la zona cercana al puente.

El primer objetivo se logra de inmediato si el dique de encauzamiento está unido al estribo, ya que así el dique obliga al flujo a escurrir tangencialmente a esa obra y no entorpecer los escurrimientos.

Represas aguas abajo del puente.

La construcción de una pequeña represa inmediatamente aguas abajo del puente permite un aumento del tirante en dicha sección, la disminución de la velocidad del flujo en el cruce y la generación de un depósito en las pilas. Su uso es favorable en ríos con gran pendiente, sin embargo corren el riesgo de fallar durante grandes avenidas, pues su base puede sufrir de socavación excesiva.

V. MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE PILAS SOCAVADAS.

V.1 INTRODUCCIÓN.

Como ya se ha mencionado anteriormente, el mantenimiento de un puente debe incluir inspecciones regulares al cauce en las inmediaciones de la estructura, para identificar y reportar problemas potenciales. La remoción de despojos y escombros acumulados en el canal puede reducir la turbulencia o prevenir que el flujo se vea obstruido. En las inspecciones regulares para mantenimiento de la estructura también deben identificarse cambios en el perfil del cauce o en su alineamiento antes de que el puente se vea amenazado, de manera que sea posible instalar algún sistema de protección a tiempo. Las inspecciones son importantes especialmente después de grandes avenidas.

Cuando se identifica que algún elemento de la subestructura de un puente se encuentra dañado por socavación, debe intentarse restablecer su funcionamiento adecuado y proteger el elemento contra posibles daños futuros por socavación. Usualmente, las medidas de rehabilitación utilizan una combinación de técnicas de reparación/protección. La solución al problema debe iniciarse con el estudio de las causas que lo originaron, lo cual debe comprender estudios hidráulicos, estructurales y de suelos en la zona del puente. Los estudios necesarios para hacer la rehabilitación de un puente son similares a los requeridos para evaluar su estabilidad.

En algunos casos cuando los fosos de socavación en la cimentación son locales la profundidad de los mismos puede encontrarse en el estado de equilibrio, y si la capacidad de carga de las pilas es suficiente, puede elegirse no realizar ningún trabajo de reparación, y tan solo practicar inspecciones regulares de rutina.

El daño por socavación en un puente puede ser corregido de la siguiente forma:

- Cambiando la estructura.
- Reemplazando el material que ha sido erosionado.

La primera solución implica realizar mejoras a la cimentación, lo cual se logra recalzando o alargando la cimentación, reforzando o agregando pilas, o con la provisión de una barrera de tablestacado alrededor de la cimentación de la pila. El reemplazo de material generalmente implica la instalación de material resistente a la erosión, como pedraplenes o dispositivos como los descritos en el capítulo III.

La solución a elegir dependerá en la gravedad del problema, así como del presupuesto y el material disponible. Si se cuenta con pocos recursos puede ser factible proveer a la pila sólo con protección temporal, en este caso la solución aceptada normalmente es la de reemplazar el material erosionado.

A continuación se describirán algunos métodos para la reparación de pilas socavadas, sin embargo, estos métodos no son los únicos existentes en la práctica usual.

V.2 REPARACIONES EN PILAS DAÑADAS POR SOCAVACIÓN.

V.2.1 Recalce de la cimentación.

Al reparar una pila descalzada por socavación debe calcularse la profundidad de socavación máxima para averiguar si el nivel calculado sobrepasa las profundidades posibles del recalce, si esto sucede se debe recurrir a otros métodos de mejoramiento de las condiciones de cimentación. Existen diferentes técnicas para la reparación de cimentaciones de pilas que han sido descalzadas parcialmente debido a la socavación. Una técnica usual en los Estados Unidos es la mostrada en la Figura V.1, consistente en utilizar nylon flexible en forma de tubo, llenado éste con mortero estructural. El tubo de tela se enrolla alrededor del área socavada de la cimentación y se extiende varios metros más allá de los límites del área del problema.

Antes de la colocación del tubo de tela deben removerse del área de reparación todos los escombros y materiales sueltos. Una vez que el tubo ha sido colocado en posición alrededor del área de la cimentación, se bombea mortero a su interior a través de aberturas en la capa superior del material. Después de que el tubo de tela ha sido llenado, todos los huecos entre él y la cimentación se tapan usando un tubo de tela más pequeño, como se muestra en la sección A-A de la Figura V.1. El hueco entre la cimentación y el lecho se llena bombeando mortero a través de tubos de inyección colocados previamente, como se muestra en la Figura V.1. Deben colocarse tubos adicionales para permitir que el agua escape del hueco durante la colocación del mortero. La intención de este procedimiento es que todo el trabajo se realice bajo el agua, y por lo mismo efectuando una reparación rápida y de bajo costo.

Otro procedimiento para reparar cimentaciones parcialmente socavadas es el mostrado en la Figura V.2. En esta técnica se colocan sacos con concreto alrededor del área dañada, hasta una altura poco menor que la de la cimentación existente. Los sacos se convierten en una especie de cimbra para el concreto tremie que es bombeado en el área dañada, como se muestra en las secciones A-A y B-B de la Figura V.2. Esta técnica de reparación se encuentra diseñada para completarse bajo agua, no obstante, se puede construir una atagüla y utilizar otro tipo de cimbra.

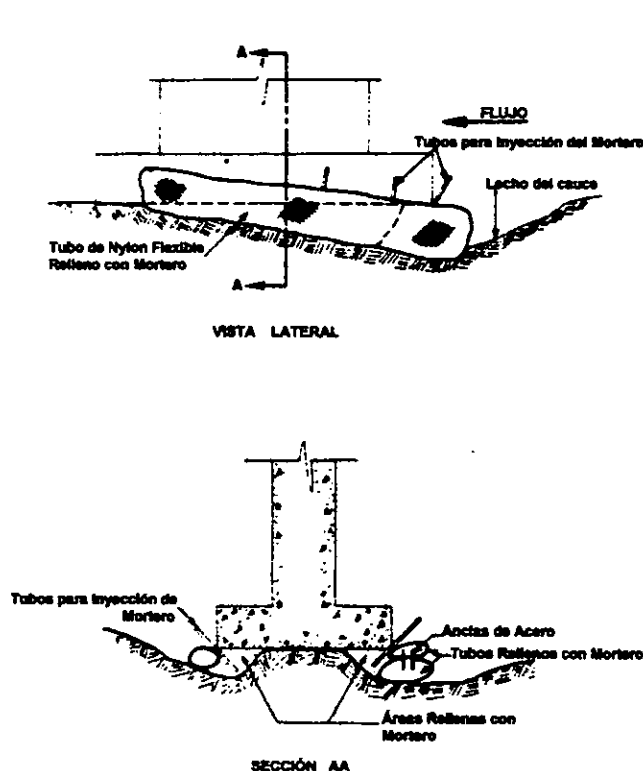


Figura V.1 Reparación de daños por socavación usando un tubo flexible de nylon llenado con mortero, según el TRB (1981)⁽⁸²⁾.

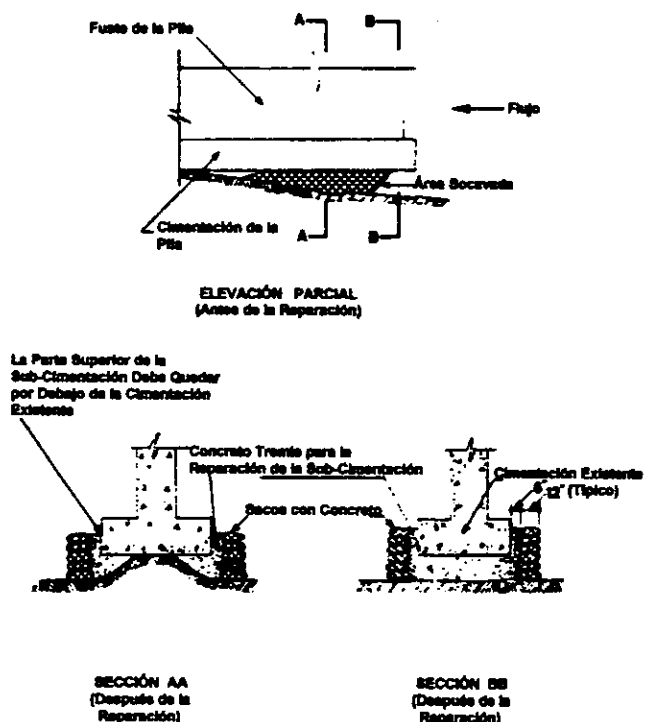


Figura V.2 Reparación de daños por socavación usando sacos con concreto y concreto tremie, según el TRB (1981)⁽⁸²⁾.

El recalce también puede realizarse apuntalando con concreto el cimientto socavado, previa la remoción del material suelto, la nivelación del fondo y la verticalidad de los lados. En casos en que la nivelación y la excavación del área socavada puedan reducir el apoyo del cimientto es necesario recalzar en etapas con bloques alternados, como se muestra en la Figura V.3. El concreto de recalce se proyecta como mínimo 25 cm más allá de las caras del cimientto socavado y se profundiza al menos 40 cm bajo el fondo del cimientto. El concreto de recalce debe vibrarse cuidadosamente para garantizar el contacto entre el concreto endurecido del fondo de la cimentación y el concreto nuevo.

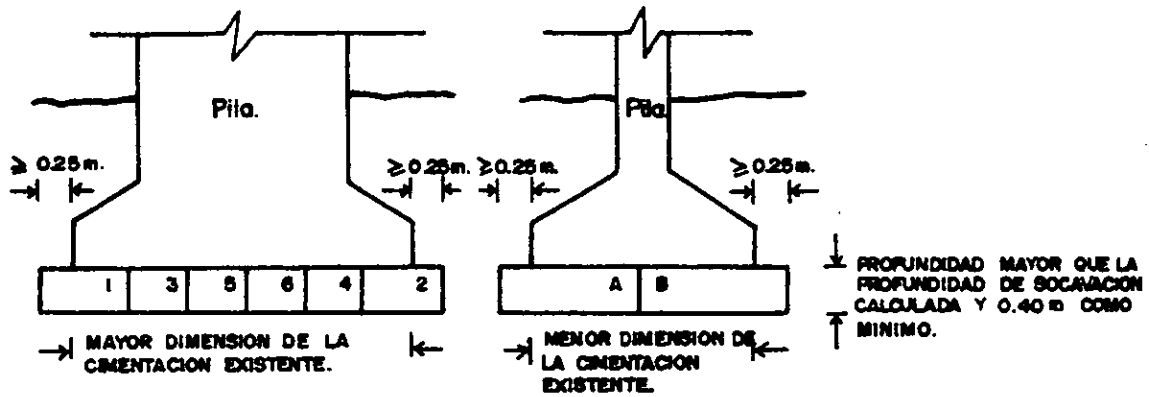


Figura V.3 Secuencia de recalce en etapas usando concreto, según Guevara (1998)⁽²³⁾.

En el caso de cimientos de pilas soportados por pilotes, descalzados por socavación, una reparación usual es la mostrada en la Figura V.4. Para proteger los pilotes expuestos se utiliza un cajón de concreto que envuelve la cimentación original y los pilotes. Esta reparación se puede realizar construyendo una atagüla alrededor de la pila, bombeando el agua y colocando cimbra para la construcción del cajón. El pedraplén, el cual normalmente se coloca después de haber removido la atagüla, se utiliza para proteger la nueva cimentación llenando el área socavada. Como ya se ha mencionado anteriormente en la presente tesis, debe tenerse cuidado al colocar el pedraplén para evitar daños en el cuerpo de la pila, y debe revisarse que el pedraplén no sobrecargue a los pilotes existentes. Todos los escombros y materiales de construcción deben removerse del área adyacente a la estructura antes de colocar el pedraplén.

En algunos casos cuando la cimentación ha sido descalzada ocurren desplazamientos y algunas veces hasta la falla de elementos de la subestructura, por lo que después de recalzar la cimentación es necesario renivelar los elementos. Como en los métodos de reparación antes descritos, en las pilas con desplazamientos laterales la técnica seleccionada para la reparación debe adaptarse a la situación enfrentada. Asimismo, debe tomarse en cuenta el aspecto estético cuando se aplica una técnica de reparación, si la apariencia no es un factor importante las reparaciones pueden orientarse únicamente a que la estructura sea funcional y no atractiva.

A manera de ejemplo, la Figura V.5 muestra una pila que se ha inclinado debido a la socavación, lo cual ha puesto en riesgo a la superestructura del puente ante una falla inminente. Asumiendo que la estabilidad en la estructura puede evaluarse, una aproximación posible a este problema es la de perforar una serie huecos a través de la cubierta del puente y dentro de la pila, e insertar anclajes de mortero y acero en las cavidades para que la pila resista desplazamientos subsecuentes hasta que pueda ser reparada completamente (Figura V.5(a)). En una primera etapa se construye una ampliación de la pila hasta una elevación por encima del nivel del agua. Después de que este concreto alcanza la resistencia necesaria puede ser utilizado como base para levantar la superestructura aproximadamente hasta su nivel original. Para auxiliarse en la colocación del concreto en una segunda etapa, se pueden realizar perforaciones adicionales a través de la cubierta para tener acceso a la parte superior de la pila. Estas perforaciones pueden cerrarse monóticamente durante la colocación del concreto de la etapa dos. Previo a la reparación de la pila debe repararse primero su cimentación, lo cual se puede hacer con alguna de las técnicas descritas anteriormente o como se sugiere en la Figura V.5 (a).

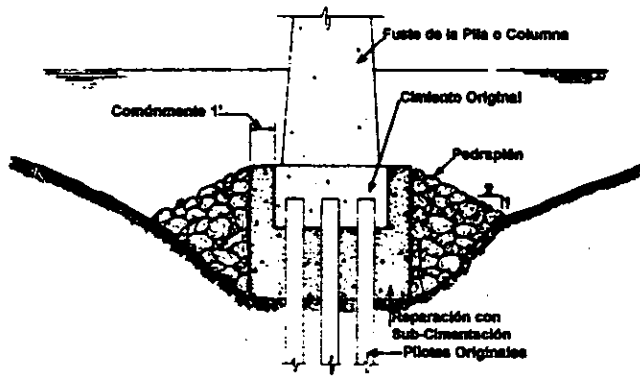
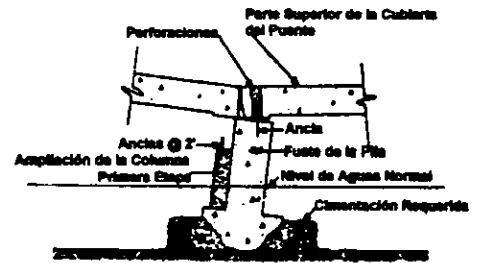
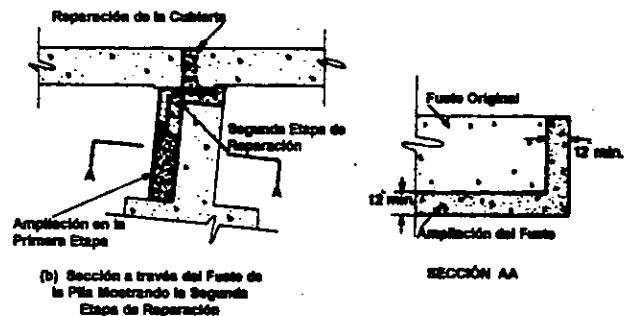


Figura V.4 Reparación de pilotes dañados por socavación, según el TRB (1981)⁽⁸²⁾.



(a) Sección a través del Fuste de la Pila Mostrando la Primera Etapa de Reparación



(b) Sección a través del Fuste de la Pila Mostrando la Segunda Etapa de Reparación

Figura V.5 Reparación de una pila y una cubierta de un puente que se ha desplazado o inclinado debido a la socavación según el TRB (1981)⁽⁸²⁾.

V.3 MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE CIMENTACIÓN EXISTENTE.

V.3.1 Construcción de Caballetes con Pilotes.

Los caballetes se forman mediante la construcción de pilotes pre-excavados, su construcción implica el uso de camisas para proteger la perforación durante los procesos de excavación, colocación de la armadura y el vaciado del concreto. El hincado de pilotes prefabricados debe evitarse puesto que la vibración producida puede causar mayores asentamientos de la cimentación.

Los pilotes deben quedar apoyados de forma que se garantice la capacidad de soporte necesaria durante el proceso de socavación. La cimentación o la sub-estructura deben cargarse sobre vigas transversales de dimensión suficiente para que se apoyen sobre los pilotes previamente construidos. Esto implica que la zapata o la viga de carga de la estructura deba ser ampliada y perforada para hundir los pilotes.

En la Figura V.6 se muestra la recimentación de una pila con un sistema conformado por dos dados o zapatas soportados por pilotes pre-excavados, encamisados y unidos estructuralmente a la pila mediante vigas de concreto reforzado, de tal forma que la pila transfiera la carga a los dados y éstos a su vez la transmitan al conjunto de pilotes los cuales la pasan al estrato resistente sobre el que se apoyan.

V.3.2 Uso de Micropilotes.

Los micropilotes se usan para recimentar la cimentación existente. Son perforados por rotación a través de la estructura existente y alrededor de la misma. En la Figura V.7 se ilustra el procedimiento de mejoramiento de las condiciones de cimentación de una pila usando micropilotes.

V.3.3 Encamisados de la Pila.

Esta solución consiste en excavar el material suelto alrededor de la pila y reemplazarlo por concreto ciclópeo de tal forma que se prolongue por debajo de la base de la cimentación; luego se coloca una camisa en concreto reforzado o en tablestaca metálica en forma de diamante preferiblemente, para disminuir el efecto de la socavación y buscar que el cuerpo de la pila quede protegido por esta camisa.

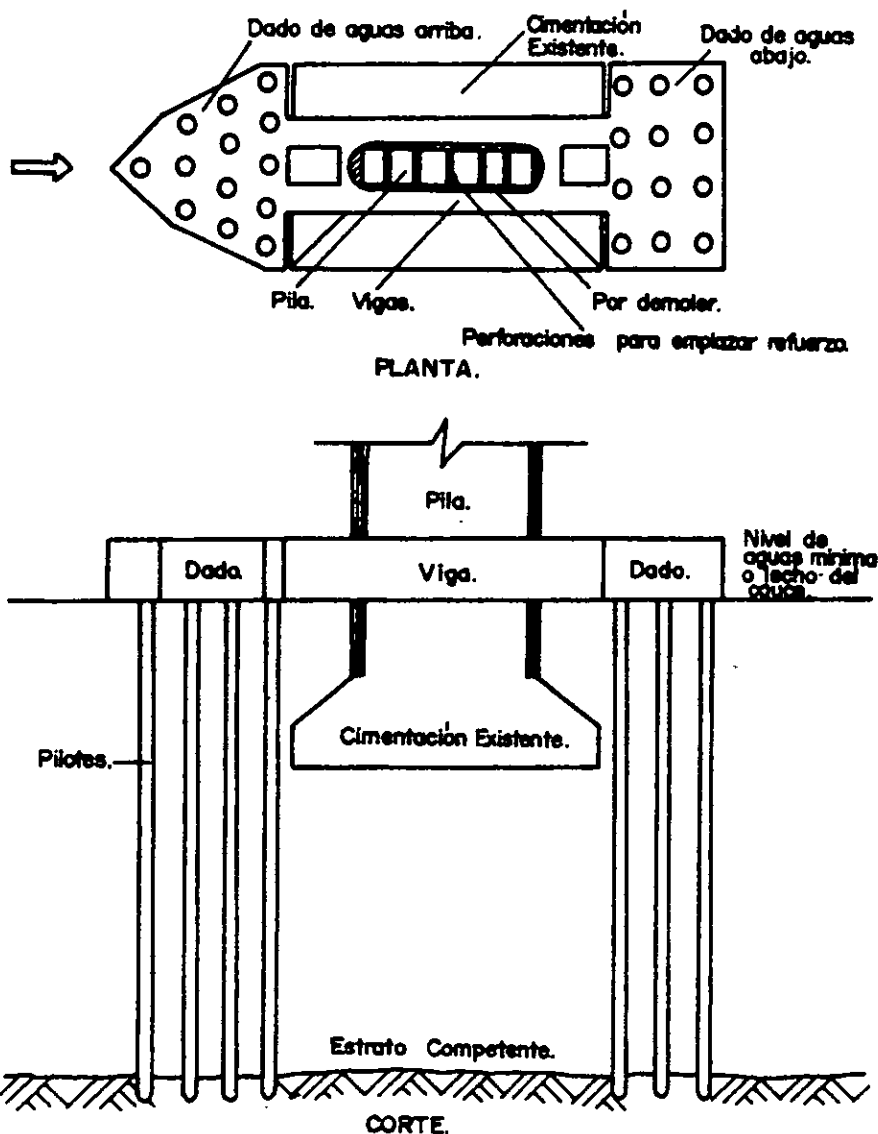
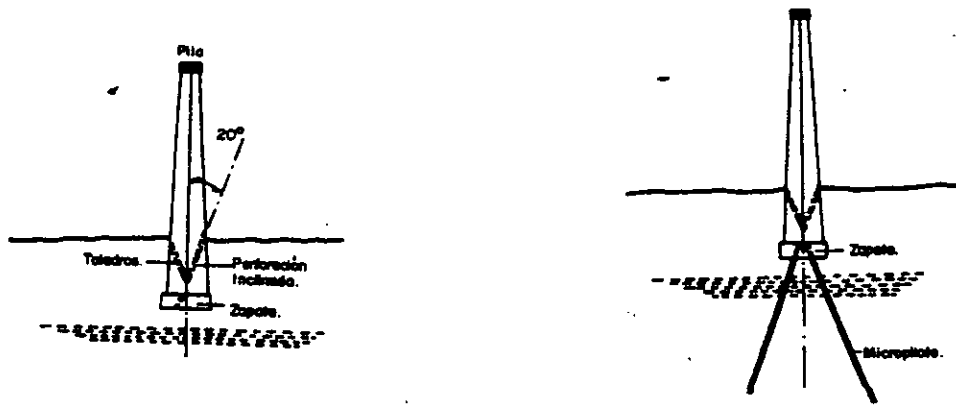
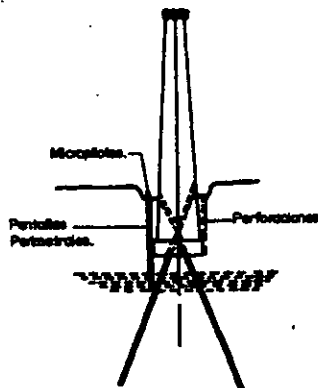


Figura V.6 Caballetes con pilotes, según Guevara (1998)⁽²³⁾.

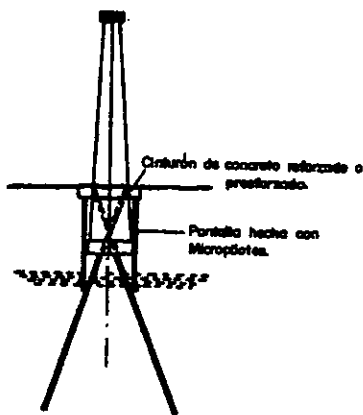


1) Perforación de la estructura existente.

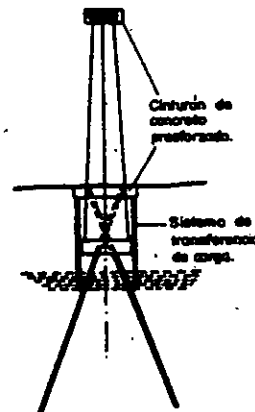
2) Realización de micropilotes de recimentación de la pila. Se usan inyecciones de lechada para asegurar la transferencia de carga entre la cimentación y los micropilotes



3) Protección de la estructura por medio de pantallas perimetrales de micropilotes. Esta pantalla perimetral puede hacerse también con tablestaca metálica.



4) Fundición de cinturones de concreto reforzado o presforzado en la pila para transferencia de cargas.



5) Colocación de cinturones de concreto presforzado en el cabezal de la pila.

Figura V.7 Procedimiento para el mejoramiento de las condiciones de cimentación de una pila usando micropilotes, según Guevara (1998)⁽⁸³⁾.

V.3.4 Estabilización del Suelo.

El método más común para estabilizar suelos es mediante la inyección de lechadas de cemento o mortero para conformar un gran bloque con material no erosionable bajo la cimentación existente y proporcionar un mejor apoyo que el original. El bloque se construye por medio de inyecciones verticales que se realizan alrededor del perímetro de la cimentación existente para conformar una pantalla que confine el bloque y luego, mediante inyecciones inclinadas se realiza el tratamiento del suelo existente bajo la cimentación. Las inyecciones se prolongan desde la base de la cimentación existente hasta un estrato competente y muy por debajo del nivel de socavación estimado, como se observa en la Figura V.8.

El método es aplicable cuando se requiere consolidar e impermeabilizar materiales sólidos porosos y permeables como rocas fisuradas, arenas y gravas. Arenas y gravas se pueden inyectar si tienen un gran porcentaje de huecos, si son gruesas y si no tienen más del 10% de su peso formado por partículas menores de 1 mm.

V.4 RECONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

Cuando en un puente ocurre la falla de un elemento de apoyo ya sea por socavación, asentamiento u otras causas y su reparación resulta casi imposible, se recurre entonces a reconstruir la cimentación.

El procedimiento para reconstruir pilas falladas es el siguiente:

- a) Colocar dos apoyos provisionales a una distancia que permita las labores de reconstrucción (pueden usarse gaviones colocados en los tercios de los claros adyacentes a la pila socavada).
- b) Levantar la superestructura por medio de gatos hidráulicos colocados en los apoyos provisionales y nivelarla dejando libre de carga a las pilas.
- c) Demoler la pila y remover los escombros.
- d) Reforzar si es necesario la cubierta del puente.
- e) Construir la cimentación de la pila nueva usando pilotes o cajones.
- f) Construir la nueva pila utilizando pilotes, pilas o cajones de cimentación, según sean las condiciones de diseño pero buscando siempre que tenga forma hidrodinámica y que la cimentación quede desplantada por debajo del nivel de socavación total estimado.
- g) Colocar dispositivos de apoyo de la superestructura para la pila.
- h) Apoyar la superestructura en la nueva pila.
- i) Retirar los apoyos provisionales.
- j) En caso de que se considere que sea necesario, construir obras de protección adicionales.
- k) Monitorear con regularidad las obras realizadas.

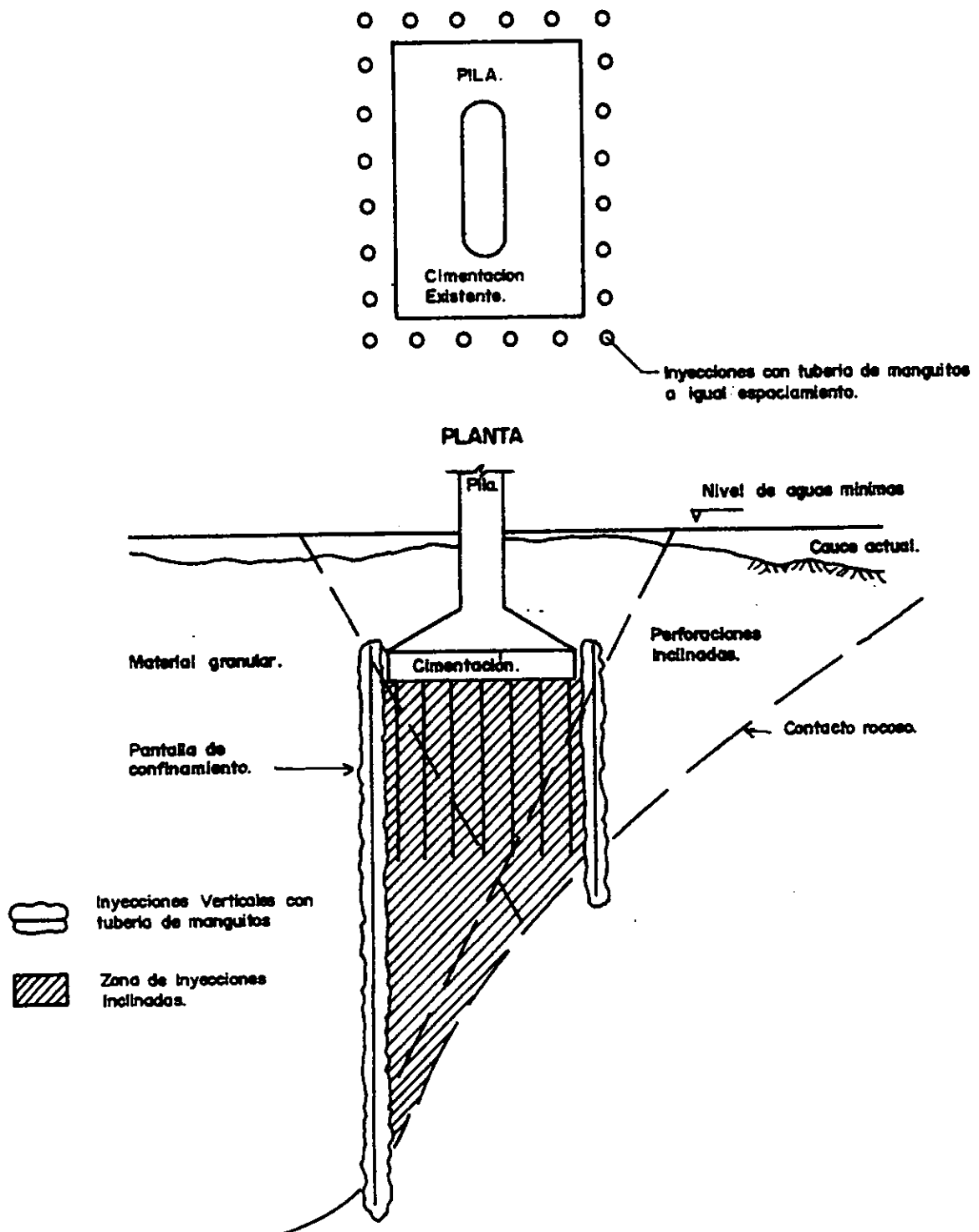


Figura V.8 Inyecciones para el tratamiento del suelo de la cimentación, según Guevara (1998)⁽²³⁾.

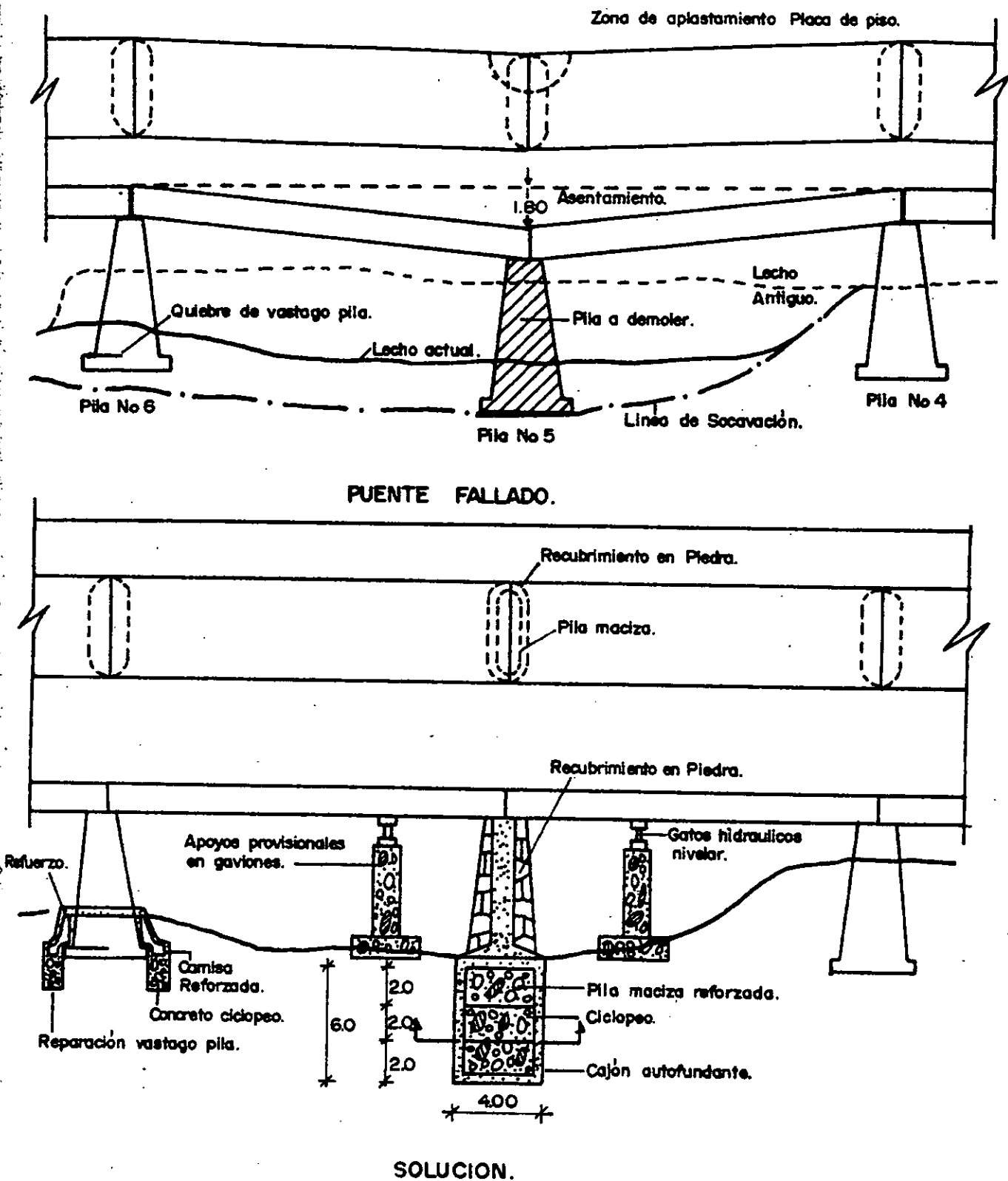


Figura V.9 Reconstrucción de la cimentación, según Guevara (1998)⁽⁸³⁾.

CONCLUSIONES

La socavación es un fenómeno complejo en el que intervienen múltiples factores muchas veces difíciles de evaluar en campo. Sus efectos son capaces de provocar graves daños e incluso la falla de puentes sobre corrientes fluviales, especialmente durante grandes avenidas. Para estudiar la socavación en puentes y los principales agentes que la provocan resulta útil separarla en tres componentes: socavación general, socavación por contracción y socavación local; ésta última resulta de mayor importancia para el ingeniero preocupado por la estabilidad de puentes, dado que es resultado directo de la alteración provocada en el flujo por algún obstáculo como las pilas y estribos, sin embargo, en condiciones especiales para las que ciertos parámetros del cauce han sido alterados, las otras dos componentes pueden tener mayor importancia y ser las principales causas del riesgo de falla por socavación.

La socavación local es resultado de la alteración en el patrón de flujo de una corriente, la cual origina un flujo descendente en la cara anterior del obstáculo y la aparición de sistemas de vórtices muy eficaces en la remoción de material del lecho. Las pilas de puente intermedias son elementos con gran susceptibilidad a sufrir los efectos de la socavación local, los principales parámetros que la afectan son la velocidad de la corriente, su tirante, su dirección con respecto al eje de la pila y la geometría de la pila, por lo que para aminorar el efecto erosivo al pie de una pila es necesario que desde el diseño del puente se incorporen criterios y medidas que disminuyan la acción de estos agentes. Una de estas medidas es la selección de una pila con sección hidrodinámica como la circular, ya que éstas presentan menos alteraciones en el libre flujo de la corriente.

La principal medida para prevenir la falla por socavación en pilas de puente es la de desplantar la cimentación por debajo de la máxima profundidad de socavación posible durante la vida útil del puente, sin embargo, los métodos existentes para el cálculo de socavación en pilas aún presentan cierta incertidumbre y no hay criterios para condiciones fuera de aquéllas para las que los métodos fueron desarrollados; esto se debe principalmente al desarrollo predominantemente empírico que ha tenido el estudio de la socavación, las ecuaciones para el cálculo de la profundidad de socavación por lo general han sido desarrolladas con base en modelos de laboratorio con las restricciones y deficiencias que esto implica. Dada la complejidad del fenómeno, en los modelos no es posible hacer intervenir la gran cantidad de parámetros involucrados, pues, por ejemplo, en ningún método se toma en cuenta el tiempo de duración de la avenida, el cual es muy importante, ya que si el tiempo es muy corto no se presentará socavación, sobretodo en suelos cohesivos.

Aunado a la incertidumbre y restricciones de los métodos de cálculo, se tienen las deficiencias de los métodos hidrológicos para la determinación del gasto de diseño, así como la problemática para la selección de otros parámetros de diseño tales como la velocidad de la corriente, el tirante, el ángulo de incidencia del flujo sobre la pila y el tamaño medio del material del lecho. Esto implica que los resultados obtenidos al aplicar alguno de los criterios para el cálculo de la socavación deban ser tomados con cierta reserva, y se recurra a la utilización de modelos hidráulicos para casos particulares, así como a mediciones en campo y correlaciones con puentes con características similares, teniéndose en consideración que el criterio final del ingeniero, basado en su experiencia y análisis profundo de la información disponible, será la mejor alternativa para proponer soluciones.

Debido a esta incertidumbre aún prevaleciente en los métodos de predicción y a lo costoso que en ciertos casos resultaría desplantar la cimentación hasta una profundidad segura, es adecuado utilizar sistemas de protección adicionales en puentes nuevos y en puentes ya existentes. En puentes nuevos es recomendable incluir desde el diseño medidas que aminoren los efectos erosivos, tales como la elección de un sitio donde se asegure que el paso de la descarga de agua a través del claro sea con el menor disturbio posible del régimen de la corriente, la utilización de pilas con sección circular si no es posible asegurar que el ángulo de incidencia del flujo sea nulo a lo largo de la vida útil del puente, etc. Si las condiciones son muy adversas en cuanto a socavación se refiere, será necesario incluir medidas adicionales para proteger al puente, como pedraplenes o mejoras al cauce que eviten que los agentes erosivos sean más desfavorables.

En puentes ya construidos debe determinarse si existe riesgo de daño por socavación en la estructura, y si es así implementar mejoras y dispositivos que contrarresten las fuerzas erosivas. En estos casos una medida de protección muy importante es el monitoreo e inspección durante y después de grandes avenidas para poder

identificar posibles daños y realizar las reparaciones necesarias e implementación de medidas preventivas a tiempo.

Los procedimientos de protección aplicables para reducir la socavación local en pilas pueden clasificarse en dos tipos: aquéllos que proveen de protección reduciendo el poder de los agentes erosivos y aquéllos que proveen de protección aumentando la capacidad del material del lecho para resistir la erosión. Existe gran cantidad de dispositivos propuestos por diferentes investigadores, sin embargo, la gran mayoría de éstos sólo han sido probados en laboratorio y se desconoce si su aplicación en cauces naturales sea efectiva.

El desarrollo de dispositivos de protección contra socavación local en pilas ha tenido mayor desarrollo en el enfoque que implica el aumento de la capacidad del material del lecho para resistir la erosión, siendo los pedraplenes el método más ampliamente usado debido a su bajo costo y sencilla instalación. Sin embargo, a pesar de su amplia aceptación y uso, los criterios para el diseño del tamaño medio de los elementos del pedraplén son variados y distintos, despreciando muchos de ellos importantes parámetros, tales como el ancho de la pila o el tirante de la corriente, mientras que otros los consideran inapropiadamente. En este sentido la fórmula propuesta por Chiew para el dimensionamiento de los elementos del pedraplén demostró ser la más adecuada al involucrar mayor número de variables; adicionalmente, esta última fórmula resultó ser la que mejores aproximaciones tuvo al compararse con datos experimentales.

En ciertas circunstancias la mejor solución para contrarrestar los efectos erosivos en pilas no son los pedraplenes, ya que en algunos sitios su instalación puede ser complicada o la roca necesaria puede ser escasa en la región, o incluso, en corrientes de altas velocidades los tamaños de diseño pueden resultar irreales. En tales circunstancias es necesario utilizar otro tipo de sistemas alternativos, como colchones con mortero, sacos con mortero, gaviones o bloques de concreto prefabricados. Muchos de estos dispositivos alternativos han sido probados satisfactoriamente en campo, mientras que otros aún necesitan de mayores experiencias en campo y laboratorio para validar su uso, y determinar recomendaciones de diseño adecuadas.

En cuanto a los procedimientos de protección reduciendo el poder de los agentes erosivos, éstos han recibido menor atención y por lo mismo han sido poco probados en campo, sin embargo, algunos de ellos han mostrado resultados alentadores, se requiere de mayor experimentación y verificación antes de que puedan ser usados en aplicaciones reales, pero no deben ser descartados como alternativas viables.

La protección de una pila contra socavación local debe hacerse tomando en cuenta todos los factores que inciden en el fenómeno, de tal forma que sea posible seleccionar un sistema de protección que si bien no elimine totalmente la socavación, sí reduzca sus efectos evitando daños a la estructura. Al seleccionar el tipo de protección a utilizar es necesario distinguir entre aquellos dispositivos permanentes y temporales; los primeros implican mejoras al cauce o la construcción de estructuras más costosas como diques de encauzamiento o represas aguas abajo del puente; los segundos son de menor costo y de instalación más rápida, pero las más de las veces necesitan de inspección y mantenimiento regular, como los pedraplenes.

Una opción admisible para proteger una pila es la de combinar distintos sistemas de protección como lo han hecho algunos investigadores, y con lo que incluso han logrado reducir totalmente la socavación en experimentos de laboratorio, como lo hizo Chiew al combinar el uso de collares alrededor de la pila con ranuras rectangulares cercanas al fondo. En este sentido es necesario realizar mayor investigación para analizar el desempeño de medidas de protección alternativas en conjunción con pedraplenes u otros sistemas como los collares o las veletas direccionadoras del flujo.

Los sistemas de protección alternativos aún en desarrollo necesitan ser probados bajo diferentes condiciones y en una etapa final en puentes reales, para poder validar su uso y obtener recomendaciones estándar para su aplicación. Estos sistemas han demostrado ser alternativas prácticas para proteger pilas a bajo costo, lo que en un país como el nuestro, donde la protección de la gran cantidad de puentes que se consideren en riesgo de sufrir daños por socavación, resultaría tremendamente laborioso y costoso. La instalación de medidas alternativas efectivas representaría un gran ahorro. Debe recordarse que la protección y prevención de daños es mucho más económica que reparar, reemplazar o reconstruir los puentes una vez afectados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Smith, D.W., (1977), **"Why Do Bridges Fall?",** Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, Noviembre, pp 58-62
2. Solares Díaz, C. (1987), **"La Socavación en Puentes y Obras Menores",** AMH, AMIVTAC, SMMS, Memoria de la Reunión Conjunta, México, D.F.
3. Thomas, Z., (1997), **"Collapse of Bridges due to Scouring, (a Review of Problems)",** Academia Mexicana de Ingeniería, Seminario de Evaluación de Riesgo en Estructuras para Puentes Carreteros, México
4. Richardson, E.V., Harrison, L.J., Richardson, J.R., y Davis, S.R. (1993), **"Evaluating Scour at Bridges",** Hydraulic Engineering Circular No. 18, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
5. The Construction Site, (1997), **"Erosion Control Dictionary",** página [www, http://www.constr.com/bx/terms.htm](http://www.constr.com/bx/terms.htm)
6. Raudkivi A.J., (1990), **"Loose Boundary Hydraulics",** Pergamon Press, 3rd Ed., Inglaterra
7. Breusers, H.N.C., y Raudkivi A.J. (1991), **"Scouring",** A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, IAHR, Hydraulic Structures, Design Manual 2, Holanda
8. Richardson, E.V., y Richardson, J.R. (1993), **"Scour Analysis at Highway Structures",** Hydraulic Engineering '93, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 400-405
9. Riddell, J. (1993), **"Problems Associated with Assessing Existing Bridge Structures for Scour Failure",** Thomas Telford, Bridge Management 2, Londres, Inglaterra, pp 465-474
10. Maza Álvarez, J.A. (1993), **"Introduction to River Engineering",** Università Italiana per Stranieri, Advanced Course on Water Resources Management, Perugia, Italia
11. Crossett, C.M. (1993), **"Overminig Causes Undermining (It's a Mad Mad River)",** Hydraulic Engineering '93, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 1876-1881
12. Army Corps of Engineers, (1991), **"Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs",** Hydraulic Engineering Circular No. 6, User's Manual, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA
13. Lagasse, P.F., Schall, J.D., Johnson, F., Richardson, E.V., y Chang, F., (1995), **"Stream Stability at Highway Structures",** Hydraulic Engineering Circular No. 20, Report No. FHWA-IP-90-014, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
14. Maza Álvarez, J.A., y García Flores, M., (1996), **"Estabilidad de Cauces",** Instituto de Ingeniería, Capítulo 12 del Manual de Ingeniería de Ríos, Series del Instituto de Ingeniería No. 582, México
15. Maza Álvarez, J.A., Porraz Jiménez M., y Rico A., (1970), **"Contribución al Cálculo de la Socavación General",** IV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxtepec, Morelos, México
16. Comisión Nacional del Agua, (1993), **"Erosión en Ríos",** Capítulo 13 del Manual de Ingeniería de Ríos, Subdirección General de Administración del Agua, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, México

17. Shen, H.W. (1979), "Scour Near Piers", H.W. Shen ed., River Mechanics, Chapter 23, Vol. 2, Fort Collins, Colo., E.E.U.U.
18. Jones, J.S., Bertoldi, D.A., y Umbrell, E.R. (1993), "Preliminary Studies of Pressure Flow Scour", Hydraulic Engineering '93, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 916-921
19. Melville, B.W., (1992), "Local Scour at Bridge Abutments", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. 4, pp 615-630
20. Pereira González, L.M., y Aguirre, Pe J., (1986), "Erosión Local en Estribos", IAHR, XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Guayaquil, Ecuador, pp 375-386
21. Richardson, E.V., y Richardson, J.R., (1989), "Bridge Scour", Subcommittee on Sedimentation, Proceedings of the Bridge Scour Symposium, Washington, D.C., pp 1-42
22. Copp, H.D., Johnson, J.P., y McIntosh, J.L., (1988), "Prediction Methods for Local Scour at Intermediate Bridge Piers", Transportation Research Board, Transportation Research Record 1201, NRC, Washington, D.C., pp 46-53
23. "Evaluation of Potential Bridge Scour in Missouri", (1993), U.S. Geological Survey, Missouri Department of Transportation, página www, <http://wwwdmorll.er.usgs.gov/projects/bscour/>
24. Maza Álvarez, J.A., (1968), "Socavación en Cauces Naturales", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 177, México
25. Johnson, P.A., (1991), "Advancing Bridge-Pier Scour Engineering", Journal of Professional Issues in Engineering Education and Practice, American Society of Civil Engineers, Vol. 117, No. 1, pp 48-55
26. Terzaghi, K. y Peck, R.B., (1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.
27. Maza Álvarez, J.A., y Sánchez Bribiesca, J.L., (1964), "Contribución al Estudio de la Socavación Local en Pilas de Puentes", Revista "Ingeniería", Volumen XXXIV, No. 1, Facultad de Ingeniería, UNAM, México
28. Gao, D., Lilian, P.G., y Carl, F.N., (1993), "Pier Scour Equations Used in the People's Republic of China. Review and Summary", FHWA, U.S. Department of Transportation, Publication No. FHWA-SA-93-076, Washington, D.C.
29. Larras, J., (1963), "Profondeurs Maxmales d'Erosion des Fonds Mobiles Autour des Piles en Riviere", Annales des Ponts et Chaussees, Vol. 133, No. 4, pp 411-424, Francia
30. Shen, H.W., Schneider, V.R., y Karaki, S., (1969), "Local Scour Around Bridge Piers", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. 6, pp 1919-1940
31. Melville, B.W., (1997), "Pier and Abutment Scour: Integrated Approach", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, No. 2, pp 125-136
32. Melville, B.W., y Sutherland, A.J., (1988), "Design Method for Local Scour at Bridge Piers", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No. 10, pp 1210-1226
33. Posada, G.L., y Nordin, C.F., (1989), "Testing Design Methods for Local Scour at Bridge Piers", Subcommittee on Sedimentation, Proceedings of the Bridge Scour Symposium, Washington, D.C., pp 101-111

34. Landers, M.N., y Mueller, D.S., (1996), "Evaluation of Selected Pier-Scour Equations Using Field Data", Transportation Research Board, Transportation Research Record 1523, NRC, Washington, D.C., pp 186-195
35. "Scour at Bridge Waterways", (1970), HRB, National Research Council, NCHRP Synthesis of Highway Practice 5, Washington, D.C.
36. Jones, J.S., (1983), "Comparison of Prediction Equations for Bridge Pier and Abutment Scour", Transportation Research Board, Transportation Research Record 950, Second Bridge Engineering Conference, Vol. 2, TRB, NRC, Washington, D.C., pp 202-208
37. Richardson, E.V., y Abed, L., (1993), "Top Width of Pier Scour Holes in Free and Pressure Flow", Hydraulic Engineering '93, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 911-915
38. Voigt, R.L., JR., Toro-Escobar, C.M., y Parker, G., (1997), "Research Needs in Geomorphology Pertaining to Bridge Scour", 27th Congress of the IAHR, Water for a Changing Global Community, San Francisco, CA, pp 141-145
39. Gracia Sánchez, J., y Maza Álvarez, J.A., (1996), "Morfología de Ríos", Instituto de Ingeniería, Capítulo 11 del Manual de Ingeniería de Ríos, México
40. Centre for Civil Engineering Research and Codes, (1995), "Manual on the Use of Rock in Hydraulic Engineering", A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, Holanda
41. Maza Álvarez, J.A., y García Flores, M., (1996), "Estabilización y Rectificación de Ríos", Instituto de Ingeniería, Capítulo 14 del Manual de Ingeniería de Ríos, Series del Instituto de Ingeniería No. 583, México
42. Troitsky, M.S., (1994), "Planning and Design of Bridges", John Wiley & Sons, Inc., Canada
43. Chanona Llano, R., (1997), "Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes", Facultad de Ingeniería, UNAM, Tesis de Licenciatura, México
44. Robinson, J.R., (1958), "Piles, Cullées et Cintres des Ponts", Dunod Editeur, Paris
45. Waddell, J.A.L., (1916), "Bridge Engineering", John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
46. Posey, C.J., (1974), "Tests of Scour Protection for Bridge Piers", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. 12, pp 1773-1783
47. García Flores, M., y Maza Álvarez, J.A., (1987), "Fundamentos de Hidráulica Fluvial para el Diseño de Puentes", AMH, AMIVTAC; SMMS, Socavación en Puentes y Obras Menores, Memoria de la Reunión Conjunta, México, D.F.
48. Breusers, H.N.C., Nicollet, G., y Shen, H.W., (1977), "Local Scour around Cylindrical Piers", Journal of Hydraulic Research, Vol. 15, No. 3, pp 211-252
49. Lagasse, P.F., Thompson, P.L., y Sabol, S.A., (1995), "Guarding against Scour", Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, Junio, pp 56-59
50. Bonaousondas, M., (1973), "Stromungsvorgang und Koikproblem", Report No. 28, Oskar von Miller Instut, Tech. Univ. of Munich, Alemania

51. Parola, A.C., (1993), "**Stability of Riprap at Bridge Piers**", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 10, pp 1080-1093
52. Chiew, Y.M., (1995), "**Mechanics of Riprap Failure at Bridge Piers**", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 121, No. 9, pp 635-643
53. Chiew, Y.M., y Melville, B.W., (1987), "**Local Scour around Bridge Piers**", Journal of Hydraulic Research, Vol. 25, No. 1, pp 15-26
54. Simons, Li and Associates, Inc., (1989), "**Sizing Riprap for the Protection of Approach Embankments and Spur Dikes and Limiting the Depth of Scour at Bridge Piers and Abutments**", Volume 2: Design Procedure, Prepared for Federal Highway Administration, Phoenix, AZ
55. Lim, F.H., y Chiew, Y.M., (1997), "**Failure Behavior of Riprap Layer around Bridge Piers**", 27th Congress of the IAHR, Water for a Changing Global Community, San Francisco, CA, pp 184-189
56. Melville, B.W., Lauchlan, C.S. y Coleman, S.E., (1997), "**Pier Riprap Protection**", 27th Congress of the IAHR, Water for a Changing Global Community, San Francisco, CA, pp 166-171
57. Koloseus (1984), "**Scour due to Riprap and Improper Filters**", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, No. 10, pp 1315-1324
58. Wörman, A., (1989), "**Riprap Protection without Filter Layers**", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 115, No. 12, pp 1615-1630
59. Rodney, E.S., (1993), "**Scour at Bridges on Selected Streams in Arkansas**", Transportation Research Board, Transportation Research Record 1420, TRB, NRC, Washington, D.C., pp 23-31
60. Yoon, T.H., y Yoon, S.B., (1997), "**Design Riprap to Protect Scour around Circular Piers**", 27th Congress of the IAHR, Water for a Changing Global Community, San Francisco, CA, pp 178-183
61. Fotherby, L.M., (1993), "**Alternatives to Riprap for Protection Against Local Scour at Bridge Piers**", Transportation Research Board, Transportation Research Record 1420, NRC, Washington, D.C., pp 32-39
62. Jones, J.L., Bertoldi, D., y Stein, S., (1995), "**Alternatives to Riprap as a Scour Countermeasure**", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Vol. 2, pp 261-278
63. Corda, D.N., Peel, R.B., y Vaysburd, A.M., (1991), "**Underwater Pier Repair**", Transportation Research Board, Transportation Research Record 1290, NRC, Washington, D.C., E.E.U.U., pp 93-100
64. McCorquodale, J.A., Moawad, A., y McCorquodale, A.C., (1993), "**Cable-tied Concrete Block Erosion Protection**", Hydraulic Engineering '93, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 1367-1372
65. Bertoldi, D., y Kilgore, R., (1993), "**Tetrapods as a Scour Countermeasure**", Hydraulic Engineering '93, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 1385-1390
66. Burns, R.S., Fotherby, L.M., Ruff, J.F., y Carey, J.M., (1996), "**Design Example for Bridge Pier Scour Measures Using Toskanes**", Transportation Research Board, Transportation Research Record 1523, NRC, Washington, D.C., pp 173-177
67. Cunha, L.V., (1973), "**Erosoes Localizadas junto de Obstáculos Salientes de Margens**", Ministério das Obras Públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Memoria Nº 428, Brasil

68. Nandana, V., Kothiyari, U.C., y Morteza, H., (1994), "Clear-Water Scour around Bridge Pier Group", *Journal of Hydraulic Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 120, No. 11, pp 1309-1318
69. Purvis, R.L., (1994), "NCHRP Synthesis of Highway Practice No. 200: Underwater Bridge Maintenance and Repair", Transportation Research Board, Washington, D.C.
70. Paice, C., Hey, R.D., y Whitbread, J., (1993), "Protection of Bridge Piers from Scour", *Thomas Telford, Bridge Management 2*, Londres, Inglaterra, pp 543-552
71. Levi, E., y Luna, H., (1960), "Protección contra la Socavación al Pie de las Pilas de Puentes", VIII Congreso Panamericano de Carreteras, Bogotá, Colombia
72. Cruickshank, V.C., Maza Álvarez, J.A., y Springall, G.R., (1970), "Estudio en Modelo Hidráulico del Cruce de la Autopista México-Querétaro con el Río Tepejí", Instituto de Ingeniería, Publicación No. 268, UNAM
73. Odgaard, A.J., y Masconi, C.E., (1987), "Streambank Protection by Submerged Vanes", *Journal of Hydraulic Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 113, No. 4, pp 520-536
74. Odgaard, A.J., y Wang, Y., (1987), "Scour Prevention at Bridge Piers", *Topics in Fluvial Hydraulics, Proceedings of the XXII Congress of the IAHR*, Lausanne, Francia, pp 523-527
75. Thomas, Z., (1967), "An Interesting Hydraulic Effect Occurring at Local Scour", *Proceedings of the 12th IAHR Congress*, Delft, the Netherlands, 3, pp 125-134
76. Chiew, Y.M., (1992), "Scour Protection at Bridge Piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. 9, pp 1260-1269
77. Dargahi, B., (1990), "Controlling Mechanism of Local Scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 116, No. 10, pp 1197-1213
78. Abed, L.M., y Richardson, E.V., (1993), "Effect of Fenders on Local Pier Scour", *Hydraulic Engineering '93*, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 1750-1755
79. Fotherby, L.M., y Jones, S., (1993), "The Influence of Exposed Footings on Pier Scour Depths", *Hydraulic Engineering '93*, American Society of Civil Engineers, Proceedings of the 1993 Conference, San Francisco, CA, pp 922-927
80. Melville, B.W., y Raudkivi, A.J., (1996), "Effects of Foundation Geometry on Bridge Pier Scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 122, No. 4, pp 203-209
81. Brice, J.C., y Blodgett, J.C., (1978), "Countermeasures for Hydraulic Problems at Bridges, Volume 1, Analysis and Assessment", Report No. FHWA-RD-78-162, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
82. Virginia Highway and Transportation Research Council, (1981), "Rehabilitation and Replacement of Bridges on Secondary Highways and Local Roads", NCHRP Report 243, TRB, Washington, D.C.
83. Guevara Álvarez, M.E., (1998), "Socavación en Puentes", Facultad de Ingeniería Civil, Universidad del Cauca, Popayan, Cauca, Colombia
84. Thomas, Z., (1998), Comunicación Personal

APÉNDICES

APÉNDICE I

EJEMPLO DE APLICACIÓN DE SIETE DIFERENTES MÉTODOS DE DISEÑO PARA PEDRAPLENES EN PILAS

En este apéndice se presentan nuevamente los criterios para el diseño de pedraplenes en pilas que aparecen en la Tabla III.1. Las fórmulas para el cálculo del tamaño mínimo de los elementos del enrocado se presentan en ciertos casos de manera más explícita, y con su aplicación en un ejemplo cuyos datos se muestran en la Tabla AI.1. Estos datos resumen las condiciones de flujo medidas bajo el puente de la Autopista 84, en el río Homochitto en Mississippi, fueron publicados por Hopkins et al. (1980) y referidos por Chiew (1995) con los mismos propósitos. Para este ejemplo se considera que las condiciones resumidas en la Tabla AI.1, son las condiciones de diseño para la protección de una pila cilíndrica contra la socavación local, por medio de un pedraplén con un peso específico de los elementos de 2,650 Kg/m³.

Los resultados obtenidos con cada método se encuentran resumidos en la Tabla AI.2

Método de Maza y Sánchez (1966).

$$D_{50} = \frac{13500V_0}{\gamma_s^{1.03}(h^\alpha - 0.15V_0)} \quad (33)$$

$$\alpha = \frac{1}{2+h} \text{ si } h < 4 \text{ m; } \alpha = \frac{1}{6} \text{ si } h > 4 \text{ m} \quad (34)$$

Como $h < 4$ m, entonces $\alpha = \frac{1}{2+3.8} = 0.172$

$$D_{50} = \frac{13500(2)}{(2650)^{1.03}[(3.8)^{0.172} - 0.15(2)]} \quad \underline{D_{50} = 8.39 \text{ cm}}$$

El espesor del pedraplén tendrá que ser:

$$e = 3(D_{50}) = 3(8.39) \quad \underline{e = 0.252 \text{ m}}$$

Tabla AI.1 Condiciones de campo en el cruce de puente seleccionado.

Sitio	Tirante del flujo de aproximación (m)	Velocidad del flujo de aproximación (m/s)	Ancho de la pila (m)	Tipo de pila
Río Homochitto	3.8	2.0	2.44	nariz redondeada

Método de Bonasoundas (1973).

$$D_{50} = 6 - 3.3V_0 + 4V_0^2 \quad (35)$$

$$D_{50} = 6 - 3.3(2) + 4(2)^2 \quad \underline{D_{50} = 15.40 \text{ cm}}$$

De acuerdo con las recomendaciones de este investigador, las dimensiones del pedraplén deben ser:

Largo:	$7b = 7(2.44)$	$\underline{L = 17.08 \text{ m}}$
Ancho:	$6b = 6(2.44)$	$\underline{A = 14.64 \text{ m}}$
Espesor:	$b/3 = 2.44/3$	$\underline{e = 0.82 \text{ m}}$

Recomendaciones de Posey (1974).

Este investigador tan solo propuso algunas recomendaciones para dimensionar el pedraplén.

Largo y ancho:	$2b = 2(2.44)$	$\underline{L = A = 4.88 \text{ m}}$
----------------	----------------	--------------------------------------

Método de Breusers (1977).

$$D = \frac{69.2V_0^2}{(S_s - 1)g} \quad (36)$$

$$D = \frac{69.2(2)^2}{(2.65 - 1)9.81} \quad \underline{D = 17.10 \text{ cm}}$$

El largo y ancho se considera que son los mismos si se coloca el pedraplén en círculo alrededor de la pila, por lo que el recubrimiento tendrá las siguientes dimensiones:

Largo y ancho:	$2b = 2(2.44)$	$\underline{L = 4.88 \text{ m}}$
Espesor:	$3(D_{50}) = 3(17.10)$	$\underline{e = 0.513 \text{ m}}$

Método de Richardson (HEC-18) (1991).

$$D = \frac{69.2(KV_0)^2}{(S_s - 1)2g} \quad (37)$$

Como se trata de una pila con nariz redondeada, el coeficiente K vale 1.5.

$$D = \frac{69.2[1.5(2)]^2}{(2.65 - 1)19.62} \quad \underline{D = 19.24 \text{ cm}}$$

Largo y ancho:
 $2b = 2(2.44)$
 Espesor:
 $3(D_{50}) = 3(19.24)$

$L = 4.88 \text{ m}$
 $e = 0.577 \text{ m}$

Método de Parola (1993).

La ecuación de Parola para pilas circulares es:

$$D = \frac{71.43V_0^2}{(S_s - 1)g} \quad (38)$$

$$D = \frac{71.43(2)^2}{(2.65 - 1)9.81} \quad D = 17.65 \text{ cm}$$

Método de Chiew (1995).

$$D_{50} = \frac{16.80}{\sqrt{h}} \left(\frac{V_0}{V' \sqrt{(S_s - 1)g}} \right)^3 \quad (39)$$

$$V' = \left(\frac{V_0}{V_c'} \right)' = \frac{0.3}{K_b K_h} \quad (40)$$

$$K_h = 0.783 \left(\frac{h}{b} \right)^{0.322} - 0.106, \quad 0 < \frac{h}{b} < 3 \quad (41)$$

$$K_h = 1, \quad \frac{h}{b} \geq 3 \quad (42)$$

$$K_b = 0.398 \ln \left(\frac{b}{D_m} \right) - 0.034 \left[\ln \left(\frac{b}{D_m} \right) \right]^2, \quad 1 \leq \frac{b}{D_m} < 50 \quad (43)$$

$$K_b = 1, \quad \frac{b}{D_m} \geq 50 \quad (44)$$

Para una primera aproximación usamos el valor de 0.3 para V' y comparamos el resultado con los intervalos de los factores de ajuste:

$$D_{50} = \frac{16.80}{\sqrt{3.8}} \left(\frac{2}{0.3 \sqrt{(2.65 - 1)9.81}} \right)^3 = 39.2 \text{ cm}; \quad \frac{h}{b} = \frac{3.8}{2.44} = 1.56 < 3$$

Como $h/b < 3$, el efecto del tirante debe ser considerado usando la ecuación (41) para encontrar el factor de ajuste para el tirante:

$$K_h = 0.783(156)^{0.322} - 0.106 = 0.80$$

Por otra parte:

$$\frac{b}{D_m} = \frac{2.44}{0.392} = 6.22 < 50$$

Como $b/D_m < 50$, el efecto del tamaño del material debe ser considerado usando la ecuación (43) para encontrar el factor de ajuste para el tamaño de material:

$$K_b = 0.398 \ln(6.22) - 0.034 [\ln(6.22)]^2 = 0.61$$

Estos dos efectos se deben combinar para dar una velocidad modificada para el inicio de la socavación. con la ecuación (40):

$$V' = \frac{0.3}{0.80 * 0.61} = 0.615$$

Sustituyendo el valor anterior en la ecuación (39) obtenemos un nuevo valor del D_{50} :

$$D_{50} = \frac{16.80}{\sqrt{3.8}} \left(\frac{2}{0.615 \sqrt{(2.65 - 1)9.81}} \right)^3 = 4.55 \text{ cm}$$

Se debe continuar iterando hasta que el D_{50} converja. En la tabla A1.2 se muestran las 20 iteraciones que fueron necesarias para llegar a un valor final de $D_{50} = 13.2$ cm.

En el caso de que la función no converja es necesario iniciar la iteración con valores de D_{50} diferentes, hasta que el valor propuesto se mantenga 5 iteraciones sin divergir.

Para dimensionar el pedraplén, Chiew propuso dos gráficas en función de V' (ver Figura III.8), obtenidas experimentalmente, en las que se debe fijar un valor del largo $L = 2b$, o el espesor $e = 2.5D_{50}$. Por tanto existen dos valores posibles para cada dimensión.

Para $e = 2.5D_{50} = 0.33$ m, y con $V' = 0.432$ (de la Tabla A1.2) se tiene que:

$$L/b = 3$$

$$L = 4.3b = 4.3(2.44)$$

$$L = 10.50 \text{ m}$$

Para $L = 2b = 4.88$ m, y con $V' = 0.432$ (de la tabla A1.2) se tiene que:

$$e/D_{50} = 5$$

$$e = 5D_{50} = 5(13.2)$$

$$e = 0.66 \text{ m}$$

Tabla A1.2 Resumen de los cálculos para encontrar el D_{50} mínimo para el pedraplén del ejemplo, con el método de Chiew.

Iteración	h/b	K_b	b/D_{50}	K_b	V'	D_{50} (m)
1	1.557	1.000	—	1.000	0.300	0.392
2	1.557	0.797	6.226	0.614	0.613	0.046
3	1.557	0.797	53.083	1.044	0.360	0.226
4	1.557	0.797	10.793	0.754	0.499	0.085
5	1.557	0.797	28.641	0.953	0.395	0.172
6	1.557	0.797	14.227	0.817	0.461	0.108
7	1.557	0.797	22.544	0.910	0.414	0.150
8	1.557	0.797	16.320	0.846	0.445	0.120
9	1.557	0.797	20.289	0.890	0.423	0.140
10	1.557	0.797	17.445	0.860	0.438	0.126
11	1.557	0.797	19.333	0.881	0.427	0.135
12	1.557	0.797	18.010	0.866	0.434	0.129
13	1.557	0.797	18.904	0.876	0.430	0.133
14	1.557	0.797	18.285	0.869	0.433	0.130
15	1.557	0.797	18.707	0.874	0.431	0.132
16	1.557	0.797	18.416	0.871	0.432	0.131
17	1.557	0.797	18.615	0.873	0.431	0.132
18	1.557	0.797	18.478	0.872	0.432	0.131
19	1.557	0.797	18.572	0.873	0.431	0.132
20	1.557	0.797	18.508	0.872	0.432	0.132

Tabla A1.3 Resumen de los resultados obtenidos con seis métodos diferentes para diseño de pedraplenes.

Fuente	Tamaño del Pedraplén (mm)	Extensión a lo largo (m)	Extensión a lo ancho (m)	Espesor (m)
Maza y Sánchez (1964)	84	—	—	0.25
Bonasoundas (1973)	154	17.08	14.64	0.82
Posey (1974)	—	4.88	4.88	—
Breusers et al. (1977)	171	4.80	4.80	0.51
Richardson et al. (HEC-18)(1991)	192	—	4.88	0.58
Parola (1993)	176	—	—	—
Chiew (1995)	132	10.50	—	0.33
	132	4.88	—	0.66

APÉNDICE II

EJEMPLO DE DISEÑO PARA LA PROTECCIÓN DE PILAS USANDO BLOQUES DE CONCRETO ARTICULADOS

En este ejemplo se utilizarán los mismos datos que aparecen resumidos en la Tabla A1.1 del ejemplo resuelto en el Apéndice I para la protección de una pila cilíndrica.

Procedimiento de diseño de la capa protectora.

1. Cálculo del tamaño de los bloques.

A partir de $V_o = 2.0 \text{ m/s} = 6.6 \text{ fps.}$, con la Figura III.20 (pág. 85) encontramos que el peso de los bloques debe ser de 35 lbs/ft^2 . De la Figura III.19 (pág. 85) encontramos que los bloques CC 35 cuentan con las características de peso necesarias, por lo que se usará este modelo para el diseño.

2. Cálculo de las dimensiones del revestimiento.

Para dimensionar el revestimiento es necesario primero estimar la profundidad de socavación sin protección, usando la ecuación de la CSU [ecuación (6), presentada en la sección I.5.3.2 de esta tesis]:

$$y_{sp} = 2K_{s2}K_fK_5b^{0.65}h^{0.35}F_r^{0.43}$$

a. Coeficientes para la ecuación de la CSU.

- De la Tabla I.1 para una pila cilíndrica tenemos que $K_{s2} = 1$
- Con un ángulo de ataque de cero grados, obtenemos que $K_f = (\cos 0 + \text{sen } 0)^{0.65} = 1$
- De la Tabla 2.1 para una configuración de fondo plano se obtiene que $K_5 = 1.1$
- El número de Froude para las condiciones dadas es: $F_r = 2/\sqrt{9.81 \times 3.8} = 0.327$

b. Sustituyendo los valores en la ecuación (6) tenemos que:

$$y_{sp} = 2(1)(1)(1.1)(2.44)^{0.65}(3.8)^{0.35}(0.327)^{0.43}$$

$$y_{sp} = 3.88m$$

3. Cálculo del ancho de la protección, $W_s = 2.5y_{sp} + b = 2.5(3.88) + 2.44 = 12.14m$

4. Cálculo de la extensión de la protección hacia aguas arriba, $X_1 = 1.25y_{sp} = 1.25(3.88) = 4.85m$

5. Cálculo de la extensión de la protección hacia aguas abajo, $X_2 = 3y_{sp} = 3(3.88) = 11.64m$

En la Figura AII.1 se muestra el arreglo propuesto como solución para proteger la pila con los datos de diseño utilizados, usando el modelo de la Figura III.21 (pág. 85).

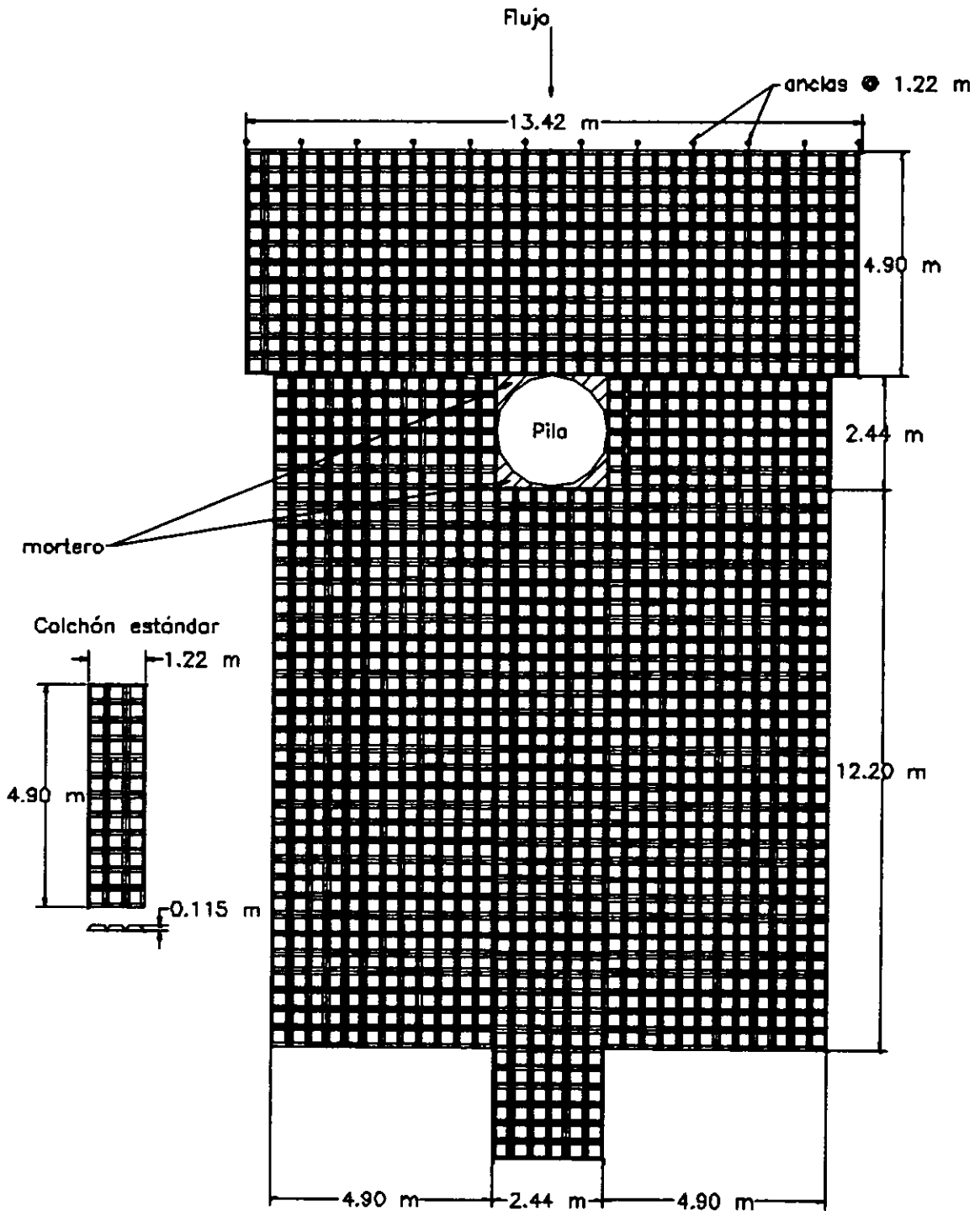


Figura AII.1 Arreglo propuesto para los colchones con bloques de concreto articulados, para la protección de la pila de puente del ejemplo.

APÉNDICE III

EJEMPLO DE DISEÑO PARA LA PROTECCIÓN DE PILAS USANDO TOSCANOS

Para este ejemplo se utilizarán los datos obtenidos en la inspección realizada a un puente existente en el estado de Pennsylvania en los Estados Unidos. Debido a que la información obtenida sobre el puente y de los reportes de inspección se presenta en unidades inglesas, el ejemplo se resolverá con estas mismas unidades. El puente Hare Creek es un puente de concreto reforzado con 16.5 m de largo, en dos tramos sobre una pila de concreto con nariz angular (Figura AIII.1). El claro vertical medido desde la elevación normal de la superficie del agua hasta la base de las traveses es de aproximadamente 2 m. El ancho del puente es de 7.62 m.

La pila está construida sobre una zapata de concreto soportada por pilotes de madera. Las inspecciones revelaron socavación en una cuarta parte de la cara aguas arriba de la zapata (25 m) a una profundidad de 1.7 m desde su superficie. El inspector de campo notó que para condiciones de flujo normales existe un ángulo de ataque de 20°, sin embargo, con condiciones de flujo extremas, el ángulo de ataque se estima que es nulo debido a que las márgenes de aproximación son altas y rectas.

Para el cruce del puente se calculó la siguiente información sobre la corriente:

	100-años	500-años
Velocidad (m/s)	4.0	4.5
Tirante (m)	2.1	2.7

Procedimiento de diseño de la capa protectora.

1. Cálculo del valor ajustado de la velocidad, $V_v = 1.5 C_i C_s C_h V_o$, usando las recomendaciones de la Figura III.20.

$$V_o = 4.0 \text{ m/s} = 13.1 \text{ fps.}$$

C_i : la pila se encuentra en el canal principal pero debido a que no se encuentra en una curva, se asigna un valor de uno a C_i .

C_s : la pila tiene una nariz angulada y el ángulo de ataque es cero, por lo que $C_s = 0.9$.

C_h : los toscanos serán instalados al nivel del lecho, nivelados $C_h = 1.0$.

$$V_v = 1.5 \times 1.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 4.0 = 5.4 \text{ m/s} = 17.7 \text{ fps.}$$

2. Cálculo del ancho de la pila ajustado, $b_{a..}$.

Debido a que la zapata sobresaldrá al flujo 0.61 m después de que el relleno con toscanos haya sido colocado, como se observa en la Figura A3.1, para este ejemplo se usará el ancho de la zapata como ancho total de la estructura. Ya que el ángulo de ataque se estima que es de cero grados, entonces el ancho es:

$$b_{a..} = 2.13 \text{ m} = 7.0 \text{ ft}$$

Determinación de la masa de toscanos necesaria para estas condiciones usando la V_v y $b_{a..}$ calculadas, junto con el nomograma de la Figura III.25 o la ecuación de diseño (32).

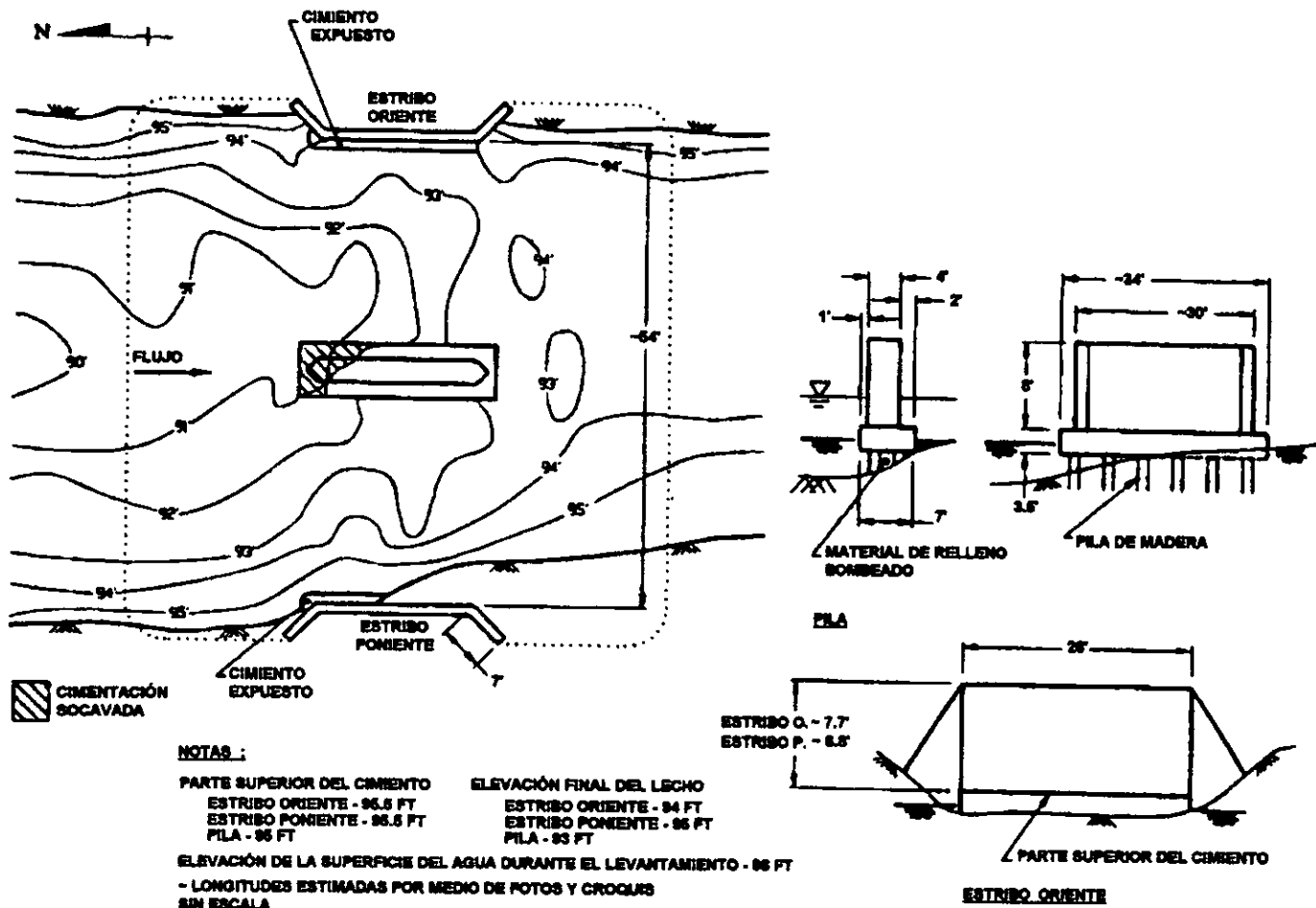


Figura AII.1 Características del puente seleccionado.

a. Nomograma (ver Figura III.25)-ecuación de diseño para toscanos:

$$(S_s - 1)D_u = 0.255V_v \sqrt{\frac{b_u}{g}}$$

El peso específico de los toscanos es el mismo que el del concreto: $\gamma_u = 150 \text{ lbs/ft}^3 = 2400 \text{ kg/m}^3$, por lo que $S_s = 2.4$:

$$(2.4 - 1)D_u = 0.255(5.4) \sqrt{\frac{2.13}{9.81}}$$

$$D_u = 0.46 \text{ m} = 1.50 \text{ ft}$$

Como se observa en el nomograma, para un toscano de 250 lb $D_u = 1.47 \text{ ft}$, así que elegimos un toscano de 500 lb = 227 kg, con $D_u = 1.85 \text{ ft} = 0.56 \text{ m}$.

b. Revisión de la relación b/D_u .

$$b/D_u = 2.13/0.46 = 4.63 < 21.$$

4. Determinación del radio del relleno, l (la distancia horizontal a la que se extiende la protección a partir de la pared de la pila).

$$l = 1.5 b_p = 1.5 \times 2.13 = 3.2 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de la protección} = 10.4 + 2(3.2) = 16.8 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la protección} = 2.13 + 2(3.2) = 8.53 \text{ m}$$

El área de la zapata no será cubierta con toscanos, por lo que restamos esta área al área de cobertura:

$$\text{Área de la zapata} = 2.13 \times 10.4 = 22.2 \text{ m}^2 = 239 \text{ ft}^2$$

$$\text{Área de la protección} = (16.8 \times 8.53) - 22.2 = 121.1 \text{ m}^2 = 1\,303.5 \text{ ft}^2$$

$$\text{Espesor} = 2 \text{ capas de toscanos de } 500 \text{ lb} = 1.12 \text{ m} = 3.7 \text{ ft}$$

5. Número de toscanos necesarios = $N = 4.1$ toscanos (227 kg) por $\text{m}^2 = 0.381$ toscanos (500 lb) por ft^2 .

$$4.1 \times 121.1 = 497 \text{ toscanos (227 kg)}$$

6. Debido a que el material en el sitio del puente es fangoso, debe utilizarse alguna tela o filtro granular. La capa superior del filtro granular más cercana al toscano, debe tener un máximo $d_{85} = 124 \text{ mm} = 4.9 \text{ in.}$

APÉNDICE IV

FACTORES DE CONVERSIÓN PARA EL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES DE MEDICIÓN

CONVERSIONES APROXIMADAS A UNIDADES SI (MÉTRICAS)

Símbolo	Cuando se conoce	Multiplicar por	Para encontrar	Símbolo
<u>LONGITUD</u>				
in	pulgadas	25.4	milímetros	mm
ft	pies	0.3048	metros	m
yd	yardas	0.914	metros	m
mi	millas	1.6093	kilómetros	km
<u>ÁREA</u>				
in ²	pulgadas cuadradas	645.2	milímetros cuadrados	mm ²
ft ²	pies cuadrados	0.093	metros cuadrados	m ²
yd ²	yardas cuadradas	0.836	metros cuadrados	m ²
ac	acres	0.405	hectáreas	ha
mi ²	millas cuadradas	2.59	kilómetros cuadrados	km ²
<u>VOLUMEN</u>				
gal	galones	3.785	litros	L
ft ³	pies cúbicos	0.0283	metros cúbicos	m ³
yd ³	yardas cúbicas	0.7645	metros cúbicos	m ³
<u>MASA</u>				
oz	onzas	28.35	gramos	g
lb	libras	0.454	kilogramos	kg
T	toneladas (2000 lb)	907.1847	kilogramos	kg
<u>UNIDADES COMPUESTAS</u>				
ft/s ó fps	pies por segundo	0.305	metros por segundo	m/s
lbs/ft ²	libras por pie cuadrado	4.88	kilogramos por metro cuadrado	kg/m ²
lbs/ft ³	libras por pie cúbico	16.0	kilogramos por metro cúbico	kg/m ³

CONVERSIONES APROXIMADAS DE UNIDADES SI (MÉTRICAS)

Símbolo	Cuando se conoce	Multiplicar por	Para encontrar	Símbolo
<u>LONGITUD</u>				
mm	milímetros	0.039	pulgadas	in
m	metros	3.28	pies	ft
m	metros	1.09	yardas	yd
km	kilómetros	0.6214	millas	mi
<u>ÁREA</u>				
mm ²	milímetros cuadrados	0.0016	pulgadas cuadradas	in ²
m ²	metros cuadrados	10.764	pies cuadrados	ft ²
ha	hectáreas	2.47	acres	ac
km ²	kilómetros cuadrados	0.386	millas cuadradas	mi ²
<u>VOLUMEN</u>				
L	litros	0.264	galones	gal
m ³	metros cúbicos	35.3146	pies cúbicos	ft ³
m ³	metros cúbicos	1.308	yardas cúbicas	yd ³
<u>MASA</u>				
g	gramos	0.035	onzas	oz
kg	kilogramos	2.205	libras	lb
kg	kilogramos	0.0011	toneladas (2000 lb)	T
<u>UNIDADES COMPUESTAS</u>				
m/s	metros por segundo	3.28	pies por segundo	ft/s ó fps
kg/m ²	kilogramos por metro cuadrado	0.205	libras por pie cuadrado	lbs/ft ²
kg/m ³	kilogramos por metro cúbico	0.0625	libras por pie cúbico	lbs/ft ³