



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE  
ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLÁN"

EFFECTOS DE LA SOCAVACIÓN  
EN EL DISEÑO DE PUENTES



T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :

DAVID MUÑOZ VIZUET

ASESOR: DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ.

MARZO DEL 2000





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**

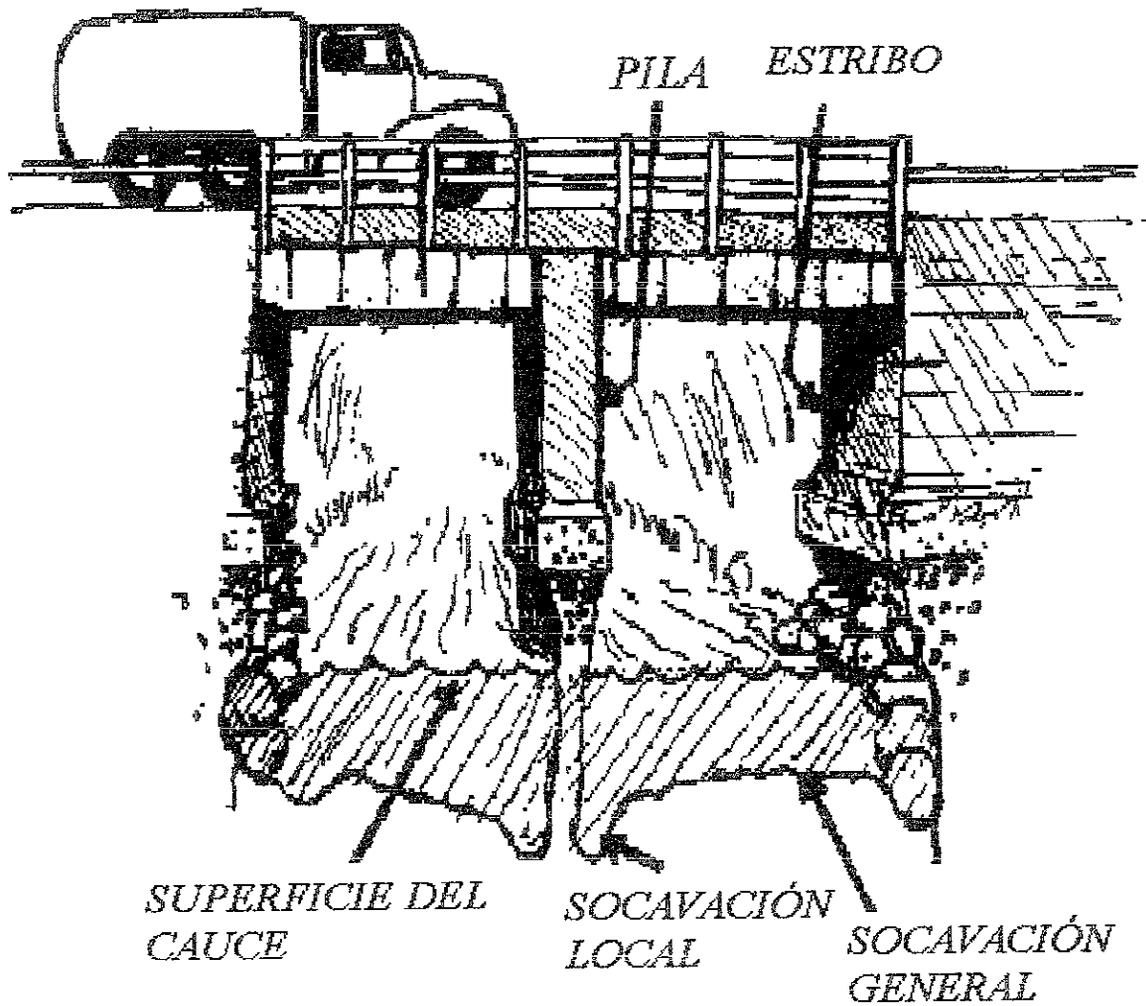


**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



*La historia de la construcción de puentes es la historia de la civilización; por ella podemos medir gran parte del progreso humano.*

**Franklin D. Roosevelt**



## AGRACEDIMIENTOS

Este trabajo es la culminación de una meta en mi vida, lograda gracias a la colaboración de:

mi familia; por el apoyo incondicional, la confianza y la paciencia que tienen para conmigo,

mis amigos y compañeros de clase; por su amistad,

el Dr. Roberto Gómez; por haberme involucrado en el interesante mundo de la Ingeniería en Puentes, por su orientación y consejos y por su tiempo para la elaboración de esta tesis,

los ingenieros Claudia Pérez y Pedro Hernández; por el material que me proporcionaron en la realización de este trabajo

y de mis profesores; por los conocimientos que me brindaron.

# I N D I C E

<b>Resumen.</b>	I
<b>Abstract.</b>	II
<b>Lista de símbolos.</b>	III
<b>Introducción.</b>	1
<b>Capítulo 1. Socavación.</b>	3
1.1.- Socavación General.	3
1.2.- Socavación Local.	4
1.2.1.- Socavación Local en Pilas.	5
1.2.2.- Socavación Local en Estribos.	9
1.3.- Otros tipos de Socavación en Cauces.	9
1.3.1.- Socavación Transversal o en Estrechamientos.	9
1.3.2.- Socavación en Curvas.	10
1.4.- Socavación en Puentes de Regiones Costeras.	10
<b>Capítulo 2. Reseña Histórica.</b>	11
2.1.- Antecedentes.	11
2.2.- Presentación de Casos de Falla.	13
2.2.1.- Casos en el Extranjero.	13
2.2.2.- Casos en México.	16
2.3.- Comentarios.	18

## RESUMEN

Se resalta la importancia que tiene el cálculo de la socavación en el diseño de la cimentación de puentes. Ejemplos de casos de fallas en puentes debidos a la socavación son comentados. Se describen métodos para determinar el tamaño del foso de socavación en pilas y estribos. Se aplican a las características del Puente Papaloapan los Métodos de Lischtván-Lebediev, Yaroslavtziev y los recomendados por la Administración Federal de Autopistas de los Estados Unidos (FHWA), se comparan los resultados y se determina su grado de vulnerabilidad ante una avenida con periodo de retorno de 50 años. Se ilustran los procedimientos para monitorear la profundidad de socavación.

## LISTA DE SÍMBOLOS.

A	área hidráulica del cauce, en m <sup>2</sup> .
A <sub>c</sub>	área hidráulica obstruida por el estribo y/o terraplén de aproximación, en m <sup>2</sup> .
A <sub>e</sub>	área hidráulica efectiva, en m <sup>2</sup> .
B	ancho total de cauce, en m.
B <sub>e</sub>	ancho efectivo en la sección, en m.
B <sub>r</sub>	proyección de un plano de la sección de la pila perpendicular a la dirección de la corriente, en m.
B <sub>r</sub>	ancho real, en m.
C	parámetro que depende de la región considerada.
F <sub>r</sub>	número de Froude.
F <sub>r1</sub>	número de Froude aguas arriba de la pila.
G <sub>a</sub>	grado de saturación del aire, en %.
G <sub>w</sub>	grado de saturación del suelo, en %.
H	tirante de la corriente frente a la pila después de haber ocurrido la socavación general, en m.
H <sub>m</sub>	tirante medio de toda la sección antes del proceso erosivo, en m.
H <sub>o</sub>	tirante inicial, antes de comenzar el proceso erosivo, en cm.
H <sub>o</sub>	tirante inicial aguas arriba del estribo, en m.
H <sub>s</sub>	tirante del río cuando se presenta la socavación calculada, en m.
K	ancho inferior del foso de socavación, en m
K	coeficiente de corrección por forma del estribo.
K	coeficiente de número adimensional de Shields.
K <sub>f</sub>	coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y de su ángulo de esviajamiento
K <sub>h</sub>	coeficiente que depende del tirante.
K <sub>s</sub>	rugosidad media del lecho del canal.
K <sub>t</sub>	factor de corrección por forma del borde de ataque de la pila.
K <sub>r</sub>	coeficiente que depende de la relación del tirante entre el ancho de la pila.
K <sub>1</sub>	coeficiente de corrección por forma del estribo.

$K_2$	factor de corrección por esviajamiento.
$K_2$	coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila.
$K_2$	factor de corrección por esviajamiento del estribo.
$K_3$	factor de corrección por configuración del material del lecho.
$K_3$	coeficiente que depende del ángulo $\phi$ y de la relación ancho entre largo de la pila.
$K_4$	factor de corrección por presencia de material grueso en el lecho del río.
$K_4$	coeficiente que depende de la velocidad del cauce.
$L$	claro entre dos pilas, en m.
$L'$	longitud del estribo proyectada en dirección normal al flujo.
$N$	numero de pilas o estribos considerados en B.
$P$	perímetro mojado, en m.
$P$	presión de flujo.
$P_i$	peso en porcentaje de la fracción de suelo considerada.
$P_q$	coeficiente que depende de la relación de gastos del área obstruida por el estribo entre el gasto total.
$P_\alpha$	coeficiente que depende del ángulo de esviajamiento del estribo con respecto a la corriente.
$Q$	gasto, en $m^3/s$ .
$Q_c$	gasto obstruido por el estribo y/o terraplén de aproximación, en $m^3/s$ .
$Q_d$	gasto de diseño, en $m^3/s$ .
$Q_i$	gasto i-ésimo máximo anual de registro de n años.
$Q_{m\acute{a}x}$	gasto máximo esperado para un periodo de retorno, en $m^3/s$ .
$Q_{m\acute{a}xTr}$	gasto máximo para cierta frecuencia, en $m^3/s$ .
$Q_p$	media de los gastos máximos anuales de registro, en $m^3/s$ .
$R_h$	radio hidráulico, en m.
$S$	pendiente del cauce en m/m.
$S_m$	peso específico de la masa de suelo.
$S_m'$	peso específico de la masa de suelo sumergido.
$S_s'$	peso específico de la materia sólida sumergida.
$T_r$	periodo de retorno, en años.
$V$	velocidad media de la corriente, en m/s.
$V_a$	volumen de la fase gaseosa de la muestra.
$V_a$	velocidad media aguas arriba, en m/s.
$V_{c50}$	velocidades crítica de arrastre para el $d_{50}$ del material del fondo, en m/s.
$V_{c90}$	velocidades crítica de arrastre para el $d_{90}$ del material del fondo, en m/s.
$V_e$	velocidad media erosiva, en m.
$V_f$	velocidad media del flujo en la zona por debajo del paño superior de la zapata, en m/s.
$V_i$	velocidad de aproximación cuando las partículas del fondo tienen movimiento incipiente.
$V_m$	volumen total de la muestra de suelo.
$V_R$	relación de velocidades.
$V_r$	velocidad real del flujo, en m.
$V_s$	volumen de la fase sólida de la muestra
$V_v$	volumen de vacíos de la muestra.
$V_1$	velocidad media del flujo aguas arriba de la pila, en m/s.
$W$	contenido de humedad del suelo, en %.
$W$	ancho máximo del foso de socavación referido al paño lateral de la pila o zapata, en m.
$W_a$	peso de la fase gaseosa de la muestra.
$W_m$	peso total de la muestra.
$W_s$	peso de la fase sólida de la muestra.
$W_w$	peso de la fase líquida de la muestra.
$W_1$	ancho de la sección del canal principal aguas arriba, en m.
$W_2$	ancho de la sección del canal principal de la sección contracta, en m.
$X$	exponente variable en función del peso volumétrico del material seco o del diámetro seco del suelo.
$X$	coeficiente utilizado en el método de Creager.
$Y$	tirante del flujo bajo el puente, en m.

$Y_a$	tirante medio del flujo en los canales secundarios, en m.
$Y_f$	distancia desde el lecho del río hasta el paño superior de la zapata, en m.
$Y_i$	logaritmos naturales de $Q_i$ .
$Y_o$	tirante medio en la sección contracta antes de la socavación, en m.
$Y_s$	profundidad de socavación tomada desde el lecho del cauce, en m.
$Y_1$	tirante aguas arriba de la pila, en m.
$Y_1$	tirante aguas arriba de la pila incluyendo la profundidad de socavación por contracción, en m.
$Y_2$	tirante medio en la sección contracta, en m.
$Z_n$	variable aleatoria estándar
$a$	longitud de la pila, en m.
$a$	parámetro que se estima a partir de los datos de registro de las estaciones hidrométricas.
$b$	ancho de la pila, en m.
$b_i$	ancho de la pila considerada, en m.
$b_{\text{proy}}$	proyección del ancho de la pila con respecto a la dirección del flujo, en m.
$c$	número de caras de las pilas o estribos dentro de los límites de B.
$c$	parámetro que se estima a partir de los datos de registro de las estaciones hidrométricas.
$d_i$	diámetro de la fracción de suelo considerada, en mm.
$d_m$	diámetro medio del suelo perteneciente al estrato estudiado.
$d_{\text{max}}$	diámetro máximo, en mm.
$d_n$	diámetro n, en mm.
$d_{16}$	diámetro de la muestra de suelo en la cual el 16% del peso de la misma es menor a ese tamaño, en mm.
$d_{84}$	diámetro de la muestra de suelo en la cual el 84% del peso de la misma es menor a ese tamaño, en mm.
$e$	relación de vacíos.
$e$	base de los logaritmos naturales.
$e$	coeficiente de corrección que depende de la ubicación de la pila.
$g$	aceleración de la gravedad, igual a $9.81 \text{ m/s}^2$ .
$h_f$	pérdidas de energía.
$h_o$	tirante aguas debajo de la pila, en m.
$n$	porosidad del suelo, en %.
$n$	coeficiente de rugosidad de Manning.
$n$	porcentaje de suelo que pasa por una criba.
$n$	número de años de registro.
$q$	gasto unitario, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ .
$t$	ancho de la pila.
$z$	variable de la curva normal.
$\Delta a$	diferencial de área.
$\Delta h$	pérdida de carga.
$\Sigma b_i$	suma de los anchos de las pilas, en m.
$\alpha$	coeficiente que relaciona la pendiente del cauce y el coeficiente de rugosidad de Manning.
$\alpha$	coeficiente de corrección por altura del tirante.
$\alpha$	ángulo de esviajamiento
$\beta$	coeficiente que depende del periodo de retorno.
$\gamma$	peso específico, en $\text{kg}/\text{m}^3$ .
$\gamma$	peso específico del agua, $9.810 \text{ N}/\text{m}^3$ .
$\gamma_d$	peso volumétrico del material seco, en $\text{ton}/\text{m}^3$ .
$\gamma_m$	peso específico del material, en $\text{kg}/\text{m}^3$ .
$\gamma_{\text{sat}}$	peso específico saturado de la muestra de suelo.
$\theta$	ángulo de reposo del material del lecho del río.
$\mu$	coeficiente de contracción.
$\mu_y$	media de los logaritmos de los gastos máximos anuales mostrados.
$\rho$	densidad del agua, $1000 \text{ kg}/\text{m}^3$ .
$\rho_s$	densidad del sedimento, $2647 \text{ kg}/\text{m}^3$ para el cuarzo.

$\sigma$	desviación estándar.
$\sigma_a$	desviación estándar de los gastos máximos anuales, en $m^3/s$ .
$\sigma_n$	desviación estándar granulométrica.
$\tau_c$	esfuerzo tangencial crítico en el lecho del cauce, en Pa.
$\tau_o$	esfuerzo tangencial promedio en el lecho del cauce, sección contracta, en Pa.
$\phi$	ángulo de esviajamiento del puente con respecto a la corriente.
$\psi$	coeficiente que depende del peso específico.
$\epsilon$	coeficiente que depende de la forma de la pila.
$\omega$	velocidad media de sedimentación del material del fondo., en m/s.

## INTRODUCCIÓN.

La necesidad de vías de comunicación ha provocado que el hombre haga uso de su ingenio para hacerlas más rápidas y eficientes. Ejemplo de ello son los puentes, estructuras que se construyen para cruzar barrancas, salvar ríos, etc., pero estas son susceptibles de ser afectadas por sismos, la acción del viento, y en el caso de que se encuentren construidos sobre corrientes de agua será el fenómeno de la socavación el principal problema.

La socavación no sólo se presenta en puentes, también ocurre en vertedores de presas, alcantarillas y muelles, entre otros sitios. Este fenómeno es el resultado del proceso de arrastrar y transportar en suspensión partículas del fondo del cauce, debido al incremento de la velocidad del agua durante una avenida y al posterior depósito de las mismas cuando la velocidad disminuye. Al descender el fondo del cauce la falta de suelo en la subestructura provoca la inestabilidad del puente.

El presente trabajo se compone de 4 capítulos complementados por seis apéndices y un anexo de planos.

El capítulo 1 presenta una descripción del fenómeno de la socavación, su proceso y los tipos de socavación que existen de acuerdo al sitio donde ocurre.

El capítulo 2 resalta la importancia del fenómeno de la socavación, en el se presenta un estudio comparativo de causas de fallas en puentes, así como el impacto económico que representa para las entidades responsables de su funcionamiento; también se muestran algunos casos de falla en puentes construidos en México, Estados Unidos y Europa.

En el capítulo 3 se presentan criterios empíricos y metodologías de cálculo de la profundidad de socavación general, socavación local en pilas y estribos y socavación por contracción; también se presenta la aplicación de algunas de estas metodologías para las condiciones existentes en el Puente Papaloapan.

Las técnicas más usuales para medir la profundidad de socavación se discuten en el capítulo 4. Estas se dividen en técnicas de medición en tiempo real, es decir, durante el tiempo que ocurre el proceso de la socavación, y en técnicas post-avenida en las cuales las mediciones se realizan después de ocurrido el proceso erosivo y el posterior depósito.

El propósito de los apéndices 1,2,3 y 5 es el de explicar algunos de los conceptos básicos para comprender el análisis de la socavación, mientras que el apéndice 4 se resumen los principios de la hidráulica fluvial, así como el análisis granulométrico en muestras de suelo. En el apéndice 6 se presenta la corrida realizada para el análisis hidráulico y el cálculo de la profundidad de socavación del ejemplo desarrollado en el capítulo 3 con base en el programa de computo WSPRO (Water Surface PROfile), en el desarrollo de este trabajo se tiene como principal propósito el proveer al ingeniero civil los métodos adecuados para:

- Diseñar las cimentaciones de puentes nuevos y reparar las existentes para resistir los efectos de la socavación, y
- Refinar los métodos matemáticos desarrollados hasta la fecha, lo cual, posiblemente dará como resultado una estimación de profundidad de socavación más confiable.

Cabe señalar que en el presente trabajo sólo se abordan los efectos de la socavación, no así las medidas preventivas y las alternativas de protección.

## CAPÍTULO 1.- SOCAVACIÓN.

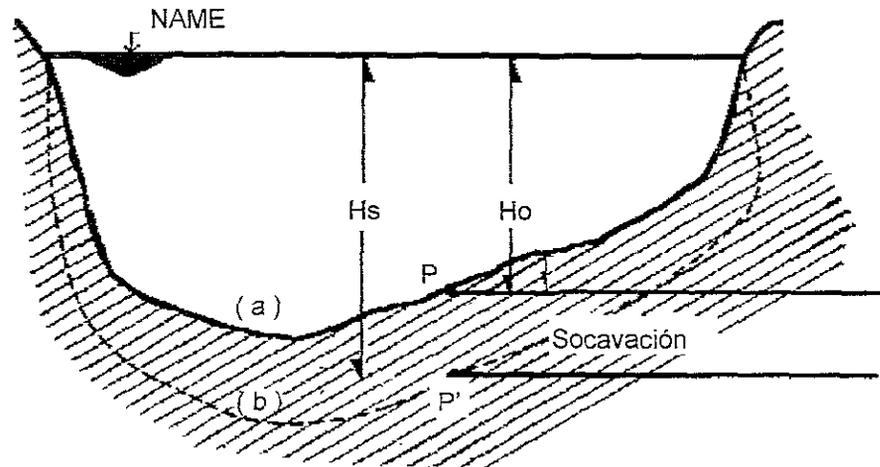
Un aspecto importante durante el diseño de un puente es la definición de la profundidad de desplante de sus apoyos (pilas y estribos). Para determinarla es indispensable conocer el efecto que la interacción agua-suelo produce en el fondo del cauce de cualquier corriente de agua. La corriente produce un arrastre de partículas de suelo, cuya magnitud depende básicamente de la velocidad del agua y del peso de las mismas. El efecto de la socavación en el fondo de las márgenes de los ríos y en el fondo marino, es la pérdida de la estabilidad causada por la consecuente falta de suelo al pie de los taludes, por lo que la construcción de estructuras que eviten este efecto, como lo son estribos en puentes, permiten mantener estable el ancho del cauce, pero no impiden el proceso de la socavación (Ref. 1). Este fenómeno está en función del equilibrio entre la capacidad de arrastre y el aporte de sólidos de la corriente, lo cual significa, que si existe equilibrio entre estos aspectos, el fenómeno de la socavación no se presentará.

Se estima que los ríos transportan al mar materiales con un peso de seis mil millones de toneladas cada año (Ref 1). El arrastre se realiza principalmente en las crecientes, lo que explica la característica barra que año con año se destruye y se vuelve a formar en la desembocadura de la mayoría de los ríos.

### 1.1.- Socavación General.

Se denomina Socavación General al descenso generalizado durante una creciente, del fondo de un cauce como consecuencia del incremento en la capacidad de arrastrar y transportar en suspensión el material del fondo, la cual provoca cambios en las condiciones hidráulicas del cauce (tirante, gasto, velocidad, etc) El arrastre del material es posible por la inestabilidad del suelo existente en el fondo del cauce. En el caso de suelos cohesivos, las avenidas producen una degradación lenta por

el desplazamiento de las partículas de suelo; con el paso de un período de tiempo se notará que el fondo del cauce es más profundo (Fig.1.1); para el caso de suelos sueltos, será una velocidad mayor a la velocidad media<sup>1</sup> la que inicie el movimiento de algunas partículas del fondo, provocando así la socavación.



- a) Perfil antes de la socavación.  
b) Perfil de equilibrio al terminar la socavación.

Fig 1.1. Descenso en el fondo del cauce provocado por la socavación.

El material fino entra en suspensión y se mantiene allí por la turbulencia del agua, mientras que los elementos de tamaño medio se mueven a saltos y, en el caso de los elementos de tamaño mayor estos ruedan sobre el fondo del cauce. Debido a la variación en el gasto estos movimientos de las partículas de suelo varían de un río a otro e inclusive en el mismo río. Es importante considerar que al entrar las partículas en suspensión el agua se torna más densa y por lo tanto, el transporte de suelo aumentará.

En ocasiones, cuando la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste la socavación general puede llegar a producirse cuando el lecho del río es rocoso (Ref. 3).

## 1.2.- Socavación local.

Cuando se coloca un obstáculo al paso de una corriente se produce la remoción del suelo en el lado aguas arriba del mismo obstáculo. A este fenómeno se le conoce como Socavación Local. En este caso, los huecos o depresiones que se forman también se rellenan al disminuir la velocidad del agua, aunque en general, quedan pequeñas depresiones como testimonio de este fenómeno.

Los tipos de obstáculos que nos interesan para el desarrollo de este trabajo son las pilas y los estribos de los puentes.

<sup>1</sup> Relación entre el gasto Q y el área hidráulica A<sub>v</sub>.

### 1.2.1.- Socavación local en pilas.

El efecto provocado por una pila al cruce de un cauce es el que aguas arriba de la misma el agua se levanta, y posteriormente, por debajo del puente, el nivel del agua baja para volver a levantarse una vez que ha salido del puente (Fig. 1.2). Al aumento de la altura del agua por efecto de la presencia de la pila se le denomina sobre-elevación hidráulica. Este efecto es muy notable si la corriente es rápida. Su magnitud puede calcularse aplicando el *Teorema Bernoulli* (Ver apéndice N° 1), el cual no es más que otra expresión del *Principio de la Conservación de la Energía*.

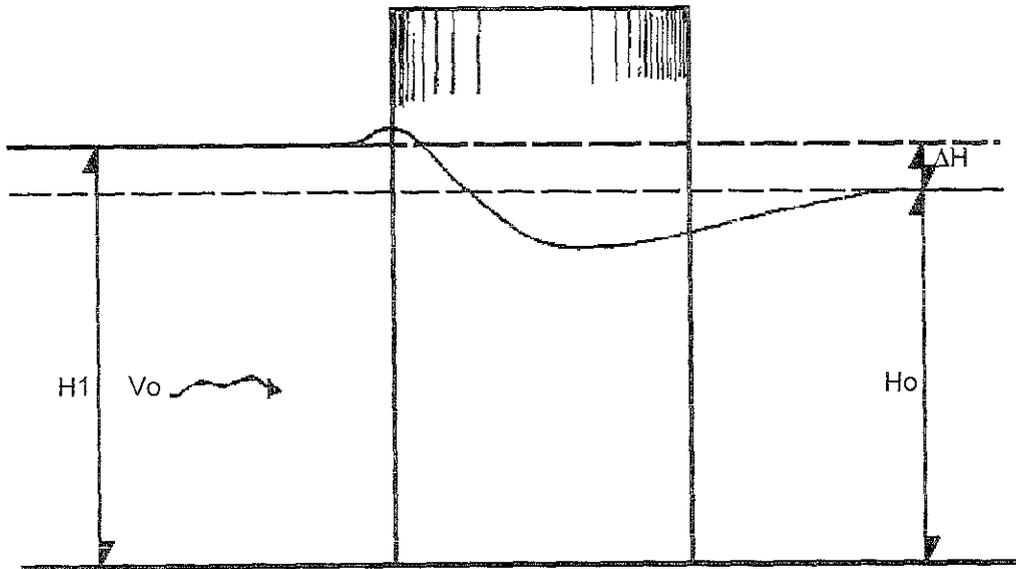


Fig. 1.2 Comportamiento de la superficie de un cauce al chocar contra una pila.

En el fondo del cauce sucede que al sobre-elevarse el agua, ésta escurre lateralmente alrededor de la pila descendiendo en forma de cascadas turbulentas, las que causan el levantamiento de los materiales del fondo del cauce provocando así socavación en la vecindad de la pila (Ref. 1). Esta socavación depende de la sección transversal de las mismas (Figs. 1.3 y 1.4).

Los factores que influyen en la socavación al pie de las pilas son los siguientes (Ref. 4):

- Velocidad del cauce. Se dice que la socavación aparece cuando existe un flujo subcrítico o supercrítico, no obstante las investigaciones se realizan con flujos subcríticos, es decir, que el Número de Froude<sup>2</sup> del cauce es menor a uno.

<sup>2</sup> Número de Froude. Se representa con la raíz cuadrada de la relación de las fuerzas de inercia y la fuerza gravitacional, es decir

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

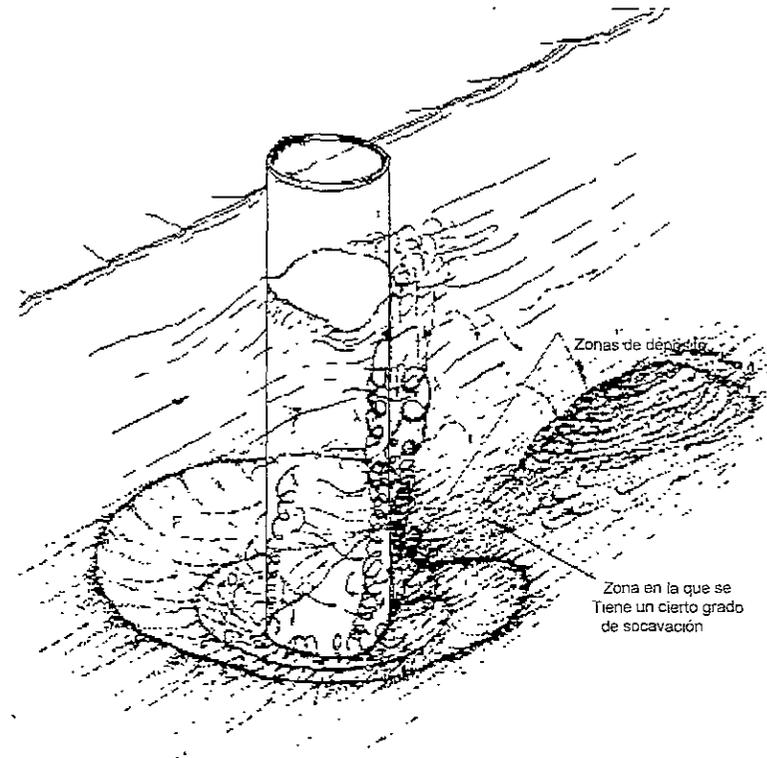
donde

V= Velocidad del flujo

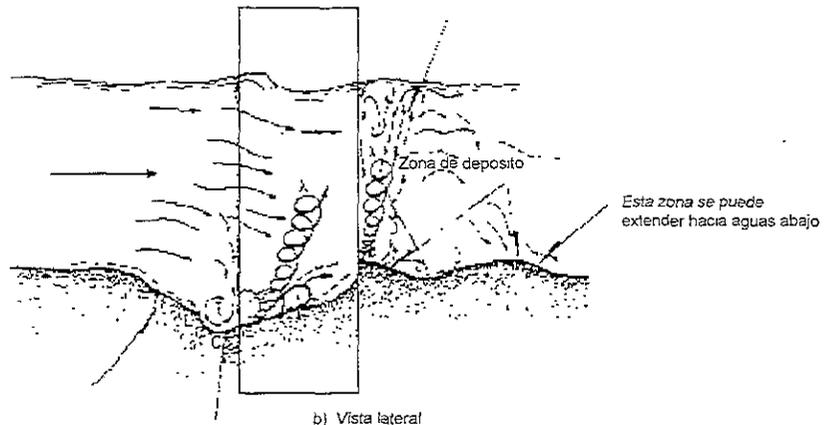
g= Gravedad

y= Tirante del flujo

Por lo consiguiente si el N° de Froude es igual a uno, existe flujo crítico, si este es mayor a uno, es flujo supercrítico, y si es menor a uno el flujo es subcrítico



a) Isométrico



b) Vista lateral

Fig. 1.3 Socavación en Pilas de Sección Circular.

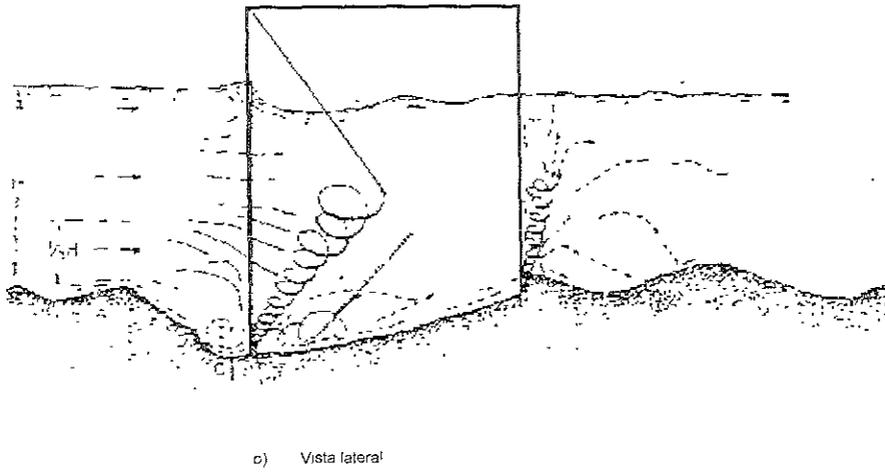
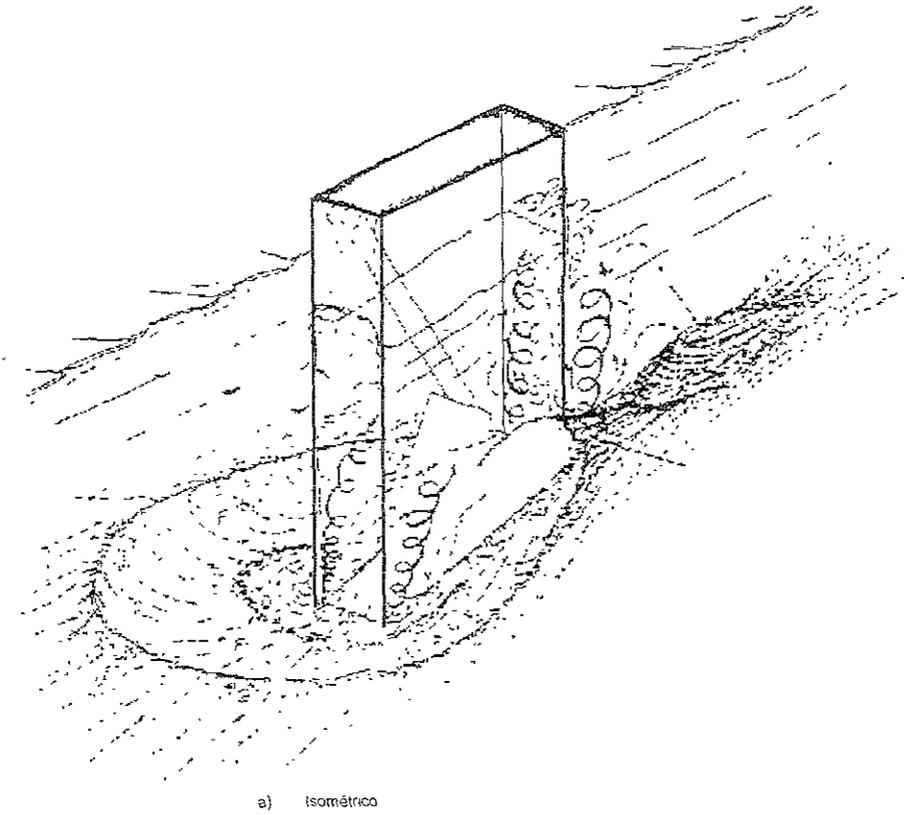


Fig. 1.4 Socavación en Pilas de Sección Rectangular.

- b) Tirante. El aumento en el tirante del cauce puede incrementar la profundidad de socavación en el orden de 2 o más.
- c) Ancho de las pilas. Una pila considerada ancha (de más de 10 m.) aumenta la profundidad de socavación, además de que no existen ecuaciones apropiadas para calcular dicha profundidad.
- d) Longitud de las pilas. Si se duplica la longitud de la pila, la profundidad de socavación se verá incrementada entre un 30% y un 60% (dependiendo de su forma geométrica y del ángulo que el eje de la pila forme con la dirección del flujo).
- e) Materiales del fondo. Entre las características importantes del material que deben tomarse en cuenta al calcular la profundidad de socavación son: el diámetro de los granos, su distribución granulométrica, el grado de cohesión o cementación, el peso específico sumergido<sup>3</sup> del suelo y la estratificación del suelo.
- f) Ángulo con el cual incide la dirección de la corriente sobre el eje de la pila (esviajamiento). Como se citó en el inciso *d* éste ángulo influye en la profundidad de socavación.

### 1.2.2. Socavación Local en Estribos.

La socavación local en los estribos de puentes es análoga a la ocurrida en pilas. Sin embargo, ésta se distingue por los métodos para calcularla, tanto teóricos como experimentales.

### 1.3. Otros tipos de socavación en cauces.

La socavación debida al estrechamiento del cauce (también llamada socavación transversal) o la socavación en la curva de un cauce son otros tipos de socavación que deben tomarse en cuenta al definir el cruce de un cauce.

#### 1.3.1. Socavación transversal o en estrechamientos.

Esta se produce en aquella sección en la cual el ancho del río se ve reducido debido a factores naturales o humanos (la presencia de un puente). Las alteraciones que se presentan en el cauce debido a la reducción son las siguientes:

- a) Cambio de la velocidad del flujo de agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
- b) Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, arriba y abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Esto da origen al incremento de arrastre de material del fondo en la sección del cauce y, en ocasiones a un ensanchamiento del cauce, hasta que se cumpla el Principio de Continuidad<sup>4</sup> del líquido y del sedimento entre la zona estrecha y las que no lo son. Es decir, hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre las secciones antes mencionadas (Ref. 3).

<sup>3</sup> Peso Específico Sumergido. En suelos sumergidos el peso específico se considera como saturado, dado que en la gran mayoría de los casos, estos se encuentran por debajo del nivel freático (Ver apéndice 2)

<sup>4</sup> Principio de continuidad. La velocidad media  $V$  en una sección de un escurrimiento es aquella que al multiplicarla por el área hidráulica  $A$  da por resultado el gasto  $Q$  que pasa por ese instante por la sección, es decir

$$VA=Q$$

Tómese un flujo permanente de gasto  $Q$  constante en una sección cualquiera de dos secciones escogidas al azar 1 y 2 de un mismo escurrimiento es válida la relación

$$V(1) A(1) = V(2) A(2)$$

La primera ecuación se cumple solo que no haya entradas o salidas entre las secciones 1 y 2, debido a que si esto sucediera, el gasto  $Q$  no sería el mismo entre dichas secciones

### 1.3.2. Socavación en curvas.

Cuando un río describe una curva en su trayectoria, éste experimenta un incremento en la profundidad del fondo, la cual es mayor en la zona cercana a la orilla exterior, debido a la mayor velocidad del agua en esa zona. Este efecto es importante y debe ser tomado en cuenta en la construcción de puentes localizados en la curva de un río o en la construcción de enrocamientos de protección en los mismos lugares. La profundidad de socavación se ve incrementada si la orilla exterior del cauce es estabilizada por medio de revestimiento o protección marginal. Normalmente las mayores profundidades se observan en la segunda mitad aguas abajo de las curvas regulares (Ref. 3)

### 1.4.- Socavación en puentes de regiones costeras.

La necesidad de vías de comunicación terrestre entre islas, el paso de un lado a otro a través de una bahía y la unión de los márgenes de la desembocadura de un río, ha provocado la construcción de puentes. Al igual que los que cruzan cauces naturales éstos puentes también son afectados por la socavación en sus pilas y estribos, socavación que es provocada por las corrientes submarinas las que causan el transporte de material de manera semejante a la ocurrida en los cauces naturales. Las corrientes marinas aumentan su intensidad debido a la acción de la marea (pleamar<sup>5</sup> y bajamar<sup>6</sup>), los nortes, los huracanes y los maremotos<sup>7</sup>.

La mayor densidad del agua marina, el suelo del fondo marino constituido por material fino (arena) y la baja cohesión existentes en el mismo, son factores que afectan directamente la profundidad de socavación (Ref. 5).

<sup>5</sup> La marea es el movimiento alternativo y diario de las aguas del mar, que cubren o abandonan sucesivamente la orilla producida por las acciones del sol y la luna. Se ha observado que las mareas son más fuertes cuando la luna está más cerca de la tierra, así como en las épocas de la luna nueva o la luna llena. Cuando llegan las aguas a su mayor altura, permanecen paradas durante algún tiempo, es el momento de la pleamar;

<sup>6</sup> Llegando a su posición más baja, permanecen igualmente inmóviles durante algún tiempo, es la bajamar.

<sup>7</sup> Maremoto. Agitación violenta y brusca del mar a consecuencia de una sacudida del fondo del mismo

## CAPÍTULO 2.- RESEÑA HISTÓRICA.

### 2.1. Antecedentes.

Desde tiempos remotos la socavación ha provocado numerosas fallas en puentes. Es admirable que puentes construidos en las épocas del imperio Romano y Medieval en Europa, así como algunos construidos durante el Virreinato en México se mantengan en pie y en muchos casos continúen actualmente en servicio. La causa de que estos puentes se mantengan en buen estado es por que están cimentados sobre roca, lo cual no sucedió con otros puentes construidos y cimentados en terrenos inestables, los cuales constituyeron la mayoría en su época y que han desaparecido por efectos de la socavación en sus apoyos. De acuerdo con documentos existentes, es sabido que cuando los Romanos emprendieron algunas de sus conquistas tuvieron la necesidad de construir puentes, los que cruzaban ríos fueron provistos de Tajamares<sup>1</sup> en sus pilas, lo cual hace suponer que el conocimiento del efecto de la Socavación puede ser de gran antigüedad.

Por otra parte refiere en cierta ocasión que Luis XIV<sup>2</sup> de Francia preguntó a uno de sus ministros: ¿Qué noticias me tiene sobre el puente que estamos construyendo sobre el Loira<sup>3</sup> en las cercanías de París? A lo que este último respondió: "Señor, no he recibido noticias de él desde que partió pero con la velocidad con que se puso en movimiento durante la creciente, se estima que debe haber llegado al mar" (Ref. 2).

<sup>1</sup> Tajamar: El espolón en las pilas de los puentes.

<sup>2</sup> Luis XIV. (1638-1715) El rey Sol, hijo de Luis XIII y de Ana de Austria, rey de Francia de 1643 a 1715. Su reinado, largo y glorioso para Francia coincidió con el máximo esplendor de las letras y de las artes francesas, por lo cual se ha llamado a su periodo siglo de Luis XIV.

<sup>3</sup> Loira. El río más largo de Francia; pasa por Orleans, Tours y Nantes, y desemboca en el Atlántico; 1012 kms. En el valle de Loira existen numerosos castillos entre los siglos XV y XVI.

De acuerdo con estudios realizados en Estados Unidos, de ciento cuarenta y tres colapsos de puentes importantes, tanto ferroviarios como carreteros, ocurridos entre 1847 y 1975, las causas de falla fueron las siguientes:

N° DE FALLAS	CAUSAS DE LA FALLA
70	Por socavación
22	Por materiales deficientes
14	Por sobrecarga
12	Por cimbras inadecuadas
11	Por terremotos
5	Por proyecto inadecuado
4	Por viento
4	Por fatiga
1	Por corrosión

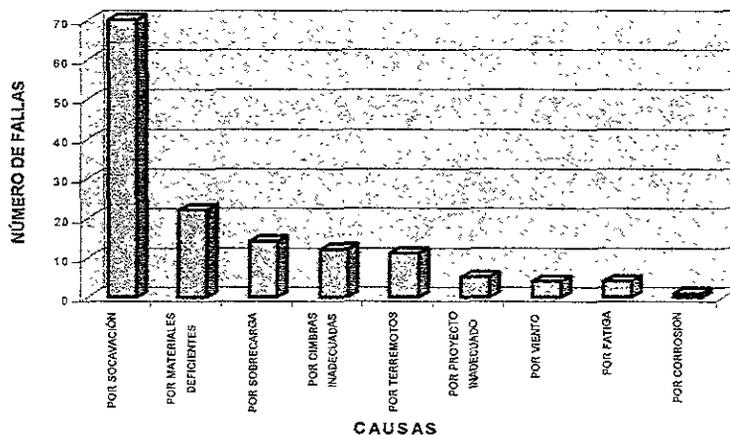


Fig. 2.1.- Causas de falla en puentes entre 1847 y 1975.

Los estudios revelan que la socavación es la causa predominante de las fallas de puentes, alrededor del 50 por ciento de ellas (Ref. 2).

En los estados Unidos, durante las crecientes de 1987, 17 puentes de Nueva York y Nueva Inglaterra fueron dañados o destruidos por la Socavación. En las crecientes de 1985, 73 puentes fueron destruidos en Pensylvania, Virginia y Virginia del Oeste. Las crecientes de 1993 en el Bajo Missisipi causaron 23 fallas en puentes provocando daños estimados en 15 millones de dólares. En 1994, la tormenta Alberto causó daños en más de 150 puentes por aproximadamente 130 millones de dólares, sólo en el estado de Georgia (Ref. 4.)

Considerar los efectos de la Socavación en el proyecto de un puente es fundamental, ya que sólo en los Estados Unidos el 84% de los 575,000 puentes existentes, según el *National Bridge Inventory 1998*, están construidos sobre corrientes de agua, aproximadamente el 39% de éstos son susceptibles a los efectos de Socavación, y el 17% de los últimos necesitan ser monitoreados, reparados o protegidos, es decir, se encuentran en situación crítica ante una avenida (Ref. 7).

## 2.2. Presentación de casos de falla.

A continuación se presentan algunos casos estudiados de colapsos de puentes como consecuencia de la Socavación. Cabe señalar que a pesar de la frecuencia de fallas por este fenómeno, pocos casos en el mundo han sido estudiados con suficiente amplitud para resultar provechosos. Esto se debe principalmente a los altos costos que implica realizar éstos estudios, así como a la presión por parte de los gobiernos para poner en operación rápidamente una carretera después del colapso de un puente. A continuación se hará referencia a algunas fallas en puentes resultado de la Socavación y cuyo mecanismo de falla ha sido estudiado y por lo tanto las acciones correctivas adoptadas son adecuadas al problema en particular.

### 2.2.1. Casos extranjeros.

#### a) Puentes gemelos sobre el río Sioux, cerca de la Ciudad de Siuox, Iowa, E.U.A.

Dos puentes gemelos de 150 m de longitud de una autopista sobre el río Sioux fallaron por socavación durante la creciente del primero de abril de 1962. La causa de la falla se atribuyó al hecho de que el río Sioux inmediatamente aguas abajo del puente se une al río Missouri, y en la creciente de 1962 creció al primero pero no el segundo, causando un gradiente hidráulico de aproximadamente 1.80 m y un aumento excesivo de la velocidad. Los factores que contribuyeron a la falla fueron los siguientes:

- Las pilas no estaban orientadas en la dirección de la corriente, la cual incidía con un ángulo entre 25 y 30 grados con respecto a su eje mayor en planta. Este grave defecto, que reducía considerablemente el área hidráulica bajo el puente, se originó debido al que en el diseño se consideraba emplear una canalización, la cual finalmente no se realizó.
- El gasto del diseño original se estimó en 1190 m<sup>3</sup>/s; y durante la avenida de 1962, el gasto real fue de 1530 m<sup>3</sup>/s.

La reconstrucción se realizó empleando claros mayores para aumentar el área hidráulica bajo el puente; también se emplearon cimientos más profundos y pilas de sección circular para las cuales es indiferente el ángulo de incidencia de la corriente. El gasto de diseño en esta ocasión se estimó en 2294 m<sup>3</sup>/s; y durante la creciente del 9 de abril de 1969 el gasto real fue muy cercano a los 2200 m<sup>3</sup>/s y el puente no sufrió daño alguno (Ref. 8).

#### b) Puente sobre el río John Day, Oregon, E.U.A.

Este puente tenía un claro principal de 60 m librado por una armadura libremente apoyada. Las pilas bajo este claro debían cimentarse sobre roca. Durante la construcción se tuvieron grandes dificultades para excavar un conglomerado de gravas cementadas por encima del desplante de proyecto. Este conglomerado tenía una apariencia similar a la del concreto. En obra, se tomó la decisión de desplantar las pilas sobre zapatas en el conglomerado y suspender la excavación antes de llegar a la roca. Esta decisión estuvo en parte fundamentada en que al mismo tiempo se construía una presa aguas abajo y en que el puente quedaría localizado dentro del vaso de la presa, lo que reduciría el problema de socavación al mínimo una vez que el vaso se llenara.

El puente se concluyó en septiembre de 1963 y se esperaba que la presa se terminaría tres años después. Desafortunadamente, un año después, el río John Day tuvo una avenida extraordinaria antes de que se concluyera la construcción de la presa. El material que parecía concreto fue susceptible a la socavación y el puente se colapsó. Posteriormente el puente fue reconstruido como se especificaba en el proyecto original, es decir, la cimentación fue sobre roca y el costo de reconstrucción fue altísimo (Ref. 8).

c) Paso a desnivel, Irwins, Nueva York, E.U.A.

Este paso a desnivel fue diseñado sin ninguna consideración de tipo hidráulico. Sin embargo, en 1973 durante la entrada del ciclón Ana se produjo una avenida extraordinaria del río Canisteo, lo que provocó que el paso a desnivel funcionara como un aliviadero. Los estribos se socavaron rápidamente y ocasionaron el derrumbe de la estructura. No obstante las autoridades decidieron reconstruir la estructura exactamente con las características previas al derrumbe, ya que en la creciente provocada por el huracán Ana era mayor que la correspondiente a un período de retorno de 100 años (Ref. 8).

Este caso pone de manifiesto otro de los problemas que presenta el enfoque racional de la socavación: las avenidas máximas, a las que se asocian las socavaciones máximas, ocurren raras veces por lo que la selección de la avenida de diseño debe quedar determinada por un estudio de riesgo aceptable en función de la economía de la obra.

d) Puente sobre el río Pearl, Lousiana, E.U.A.

Durante la creciente de 1983 ( $6370 \text{ m}^3/\text{s}$ ) el asentamiento de una de sus pilas fue de aproximadamente medio pie (15 cm), como consecuencia de la socavación local que varios años después de la puesta en operación del puente, como consecuencia del incremento del tráfico naval, la dejó sin apoyo en una parte del desplante. Como causa de este problema se identificó el hecho de que para proteger las pilas de los golpes de los barcos, se colocaron defensas del lado aguas arriba. Estas defensas acumularon objetos y materiales arrastrados por el río, reduciendo el área hidráulica disponible y por lo tanto incrementando la velocidad y la socavación local.

El puente se reparó apoyando la superestructura en caballetes provisionales y perforando la losa de la calzada para hincar pilotes adicionales más profundos. Se hicieron estudios en modelos bidimensionales para determinar el efecto de las defensas y el de posibles puentes auxiliares en la llanura de inundación, los que, de acuerdo con los resultados de estudios estas alternativas se determinaron innecesarias (Ref. 8).

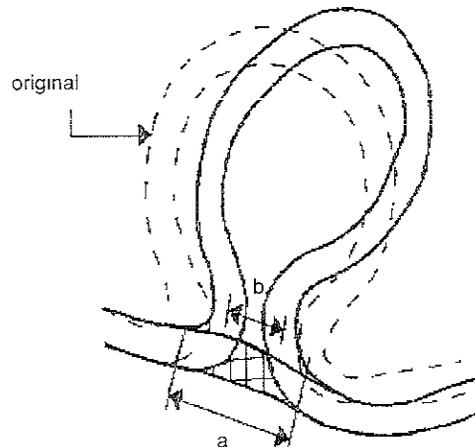
e) Río Homochito, Rosetta, Mississipi, E.U.

En este río se realizaron obras de canalización para rectificar su cauce, cortando meandros, de tal modo que, un tramo del río con longitud original de 20 millas (unos 30 km), quedó reducido a 9 millas (unos 14 km.) Fig. 2.2. El río respondió degradando su cauce hasta 19 pies (unos 6 m.) bajo el nivel original. En un punto del río sobre material arcilloso, que era de una corriente lenta de 96 pies de ancho (unos 30 m.) se transformó en un canal sobre arena de 328 pies (unos 100 m.) de ancho. Esto trajo como consecuencia grandes daños en las carreteras que cruzaban el río y sus tributarios y por lo tanto grandes gastos de conservación (10 millones de dólares). En 1974 uno de los puentes que cruzaban el río se colapsó y tuvo que ser reemplazado por un puente mucho más largo para tomar en cuenta los efectos de degradación y divagación del cauce (Ref. 8).

Lo anterior, ilustra que los cambios en el régimen de escurrimiento de una corriente no son convenientes, sobre todo, si se implica un incremento en la pendiente hidráulica.

f) Río Gila, Phoenix, Arizona, E.U.A.

En el estado de Arizona, en octubre de 1983 ocurrieron lluvias extraordinarias que causaron inundaciones y el colapso de algunas estructuras. El del cruce de la autopista N° 10 sobre el río Gila resulta de interés porque muy probablemente su falla fue causada por la degradación general



- a) Separación original.  
b) Separación al momento del corte (estrangulamiento).

 Corte (rectificación).

Fig. 2.2. Cambios en un cauce debido a cortes en los meandros

del cauce en la zona, motivada por la explotación de los bancos de arena y grava del río. Este problema es frecuente por lo que es necesario tomar acciones legales (Ref. 8).

g) Puente sobre el río Saona, Francia.

Un puente ferrocarrilero de gran longitud falló por socavación poco tiempo después de haber sido puesto en operación, a pesar de que las pilas estaban cimentadas en macizos de concreto colados dentro de una ataguía de pilotes de gran profundidad. La razón de esta falla se atribuyó al hecho de que inmediatamente aguas abajo del cruce, el río Saona desemboca en el río Ródano y durante la creciente crítica creció el Saona, pero el Ródano se mantuvo en un nivel bajo, por lo cual las aguas del Saona tenían durante la creciente una caída de aproximadamente dos metros para compensar el desnivel entre ambos ríos; por ello la velocidad tomó valores inesperados que determinaron socavaciones mucho mayores que las calculadas bajo la hipótesis de una crecida simultánea de los ríos (Ref. 2)

h) Puente sobre el río Drác, Grenoble, Francia.

Este puente fue construido para reemplazar una estructura destruida durante la guerra. La superestructura original, un arco metálico atirantado, quedó derrumbada en el fondo del cauce bajo la estructura nueva que se apoyó en la subestructura original cimentada nueve metros bajo el fondo del cauce, en una roca aparente.

Al presentarse la avenida, la primera estructura represó las aguas sobreelevándolas hasta que alcanzaron una velocidad inesperada y fue arrastrada por ellas junto con los materiales del cauce

(Ref. 2). Este accidente muestra la importancia de retirar del fondo del cauce los puentes desechados, que pueden convertirse en bombas de tiempo.

### 2.2.2. Casos en México.

Muchas fallas ocurridas en nuestro país corresponden a puentes pequeños construidos sin estudios y hasta sin proyectos por dependencias ajenas a los gobiernos estatales. Las estructuras cimentadas de esta manera y cuya longitud es estimada con base en la amplitud de la lámina de agua en estiaje, quedan naturalmente en condiciones muy precarias de estabilidad y expuestas a derrumbarse con la primera avenida. Estos casos, desgraciadamente no son raros y representan pérdidas económicas para el país que compensarían de sobra el costo de los estudios necesarios para mejorar nuestros conocimientos sobre el problema.

Los casos que a continuación se presentan son ejemplos de puentes que cuentan con la información necesaria para determinar el tipo de falla ocurrida en cada caso.

#### a) Puente Teapa, Tabasco.

El puente Teapa permitía el paso simultáneo del ferrocarril del Sureste y de la carretera Teapa-Villahermosa. La estructura estaba formada por una armadura metálica de 80 m. de claro apoyada en dos estribos. Cabe señalar que aproximadamente 30 años atrás el puente había estado formado por tres claros de aproximadamente 27 m cada uno, con dos pilas en el cauce. Sin embargo, una creciente extraordinaria provocó en la época el colapso de esas dos pilas, dejando en pie los estribos, los que fueron aprovechados en la reconstrucción para apoyar la armadura ya descrita. La creciente que causó el segundo colapso socavó uno de los estribos provocando el derrumbe de la superestructura. Aguas arriba del cruce, una de las márgenes del río presenta una nariz rocosa que desvía la corriente de aguas máximas y la dirige con una inclinación desfavorable contra el estribo que falló.

La reconstrucción de este puente se efectuó con una cimentación profunda de cilindros. Además se el recortó la nariz en la margen mencionada, a fin de que la corriente incidiera normalmente al puente en toda su longitud (Ref. 2).

Este caso nos muestra la complejidad de la socavación, que se ve afectada por accidentes topográficos en los márgenes de carácter muy particular para cada cruce. Este puente se analiza con mayor detalle en la referencia 15.

#### b) Puente sobre el río Papaloapan, Alvarado, Veracruz.

Aguas arriba del cruce se encuentra la Laguna de Alvarado y aguas abajo la desembocadura en la que normalmente se forma una barra. El puente de 500 m de longitud está desplantado en una arena arcillosa muy compacta, a 30 m del fondo del cauce, por medio de cilindros. Hace años, una creciente del río Papaloapan inundó las poblaciones ribereñas al desbordarse el cauce. Con objeto de mitigar los daños se decidió volar la barra para provocar un rápido desalojo de las aguas. La voladura ocasionó un inusitado aumento de la velocidad del agua bajo el puente y por lo tanto una de las pilas empezó a vibrar notoriamente, es decir, el puente perdía estabilidad debido a la socavación (Ref. 2).

Lo anterior, ilustra que la modificación brusca del régimen hidráulico puede ocasionar el colapso de un puente aún estando apoyado sobre cimientos profundos.

## c) Puentes Cuates, Playa Azul, Michoacán.

En Septiembre de 1984, un temporal de lluvias extraordinarias ocasionó crecientes en ríos de la región del sur del estado de Michoacán, las que a su vez provocaron la falla de varias estructuras en las carreteras de Cuatro Caminos - Playa Azul y Cuatro Caminos - La Huracana. Especial interés reviste la falla de los llamados "Puentes Cuates" a poca distancia de la confluencia del río Cupuanicillo con el río Tepalcaltepec.

El primer puente formado inicialmente por tres tramos, sufrió el derrumbe de una pila, el desplome de un estribo y la caída de dos tramos; en el segundo, sólo se desplomó el alero aguas arriba del estribo en la margen izquierda, pero la corriente cortó un tramo importante de terraplén. Es interesante mencionar que los daños de 1984 representaron la segunda ocasión en que los puentes resultaban dañados por socavación, ya que anteriormente habían sido parcialmente destruidos en 1975. La reconstrucción posterior a esta primera creciente se realizó con cajones de cimentación de sección rectangular que tuvieron muchos problemas para hincarse a través de boleos, por lo que se dejaron por arriba de la cota de proyecto y se rigidizaron con colados masivos periféricos.

Las fallas recurrentes en estos puentes pueden quizá explicarse porque se alojan en un gran cauce único del río Cupuanicillo, el cual escurre la mayor parte del tiempo en forma divagante en ese cauce de gran amplitud. La longitud sumada de ambos puentes es una fracción menor que el ancho del cauce. Las divagaciones del río erosionan los terraplanes del camino al intentar el río pasar por donde no había puente. Para terminar con este problema se encauzó la corriente mediante bordos aguas arriba de camino para orientar al río a reconocer los puentes.

El problema se agrava porque además el río tiene una fuerte pendiente en el cruce (Ref. 2).

## d) Puente Baridaguato, Sinaloa.

Falló por socavación dos años después de haber sido construido. El puente estaba formado por cinco tramos continuos, apoyados en dos estribos y cuatro pilas sobre cilindros. Los cilindros no pudieron hincarse hasta el desplante previsto en el proyecto, porque durante el descenso tropezaron con boleos de gran tamaño. En obra se estimó que estos boleos ya no podrían ser arrastrados por la corriente y por ello se suspendió el hincado. Además los cilindros 3 y 4 se inclinaron de manera notable durante el hincado. Por lo que se emplearon explosivos para ablandar el terreno de desplante, enderezarlos y profundizarlos más. Los resultados fueron negativos.

La creciente del 8 de octubre de 1981 ocasionó el incremento del tirante del río en unos varios metros en muy pocos minutos. El nivel de las aguas máximas rebasó en 1.10 m la altura de la rasante. Árboles con troncos de 2 m de diámetro formaron una planta del lado de aguas arriba, incrementando el empuje del agua. El puente falló al socavarse los cilindros 3, 4 y 5 y el estribo 6; el estribo 1 perdió el alero de aguas abajo y el cilindro 2 quedó en su posición original, con la pila degollada en su base y derrumbada. La estructura fue arrastrada en su totalidad por la corriente. Una losa se encontró 100 m aguas abajo el cruce (Ref. 2).

## e) Puente Juquiaquí, Guerrero.

El puente está ubicado en el Km 101+560 de la carretera Acapulco-Zihuatanejo, en el estado de Guerrero, fue construido originalmente en el año de 1965. Por problemas de azolve se elevó la rasante en el año de 1971. En el año de 1996, durante las crecientes originadas por el huracán "Boris", una pila falló, lo que provocó la caída de un tramo de la superestructura

El puente estaba formado por tres claros simplemente apoyados de 15 m cada uno. La superestructura se formó con una losa soportada por tres nervaduras de concreto presforzado y, la subestructura por estribos de concreto ciclópeo y mampostería con dos pilas centrales del mismo material, éstas tenían un esviajamiento de 6.5 grados con respecto a la dirección de la corriente. El ancho de la calzada era de 9.40 m, para dos carriles de circulación (Ref. 6).

### 2.3. Comentarios.

La socavación es un fenómeno complejo por numerosas variables que dificultan extraordinariamente la observación directa de campo, que ocurre raras veces y por lo tanto no proporciona la información suficiente para evaluar las decisiones de proyecto. Para la correcta realización de un diseño es necesario programar los estudios necesarios de carácter Hidráulico y de Mecánica de Suelos como lo muestra la figura 2.3.

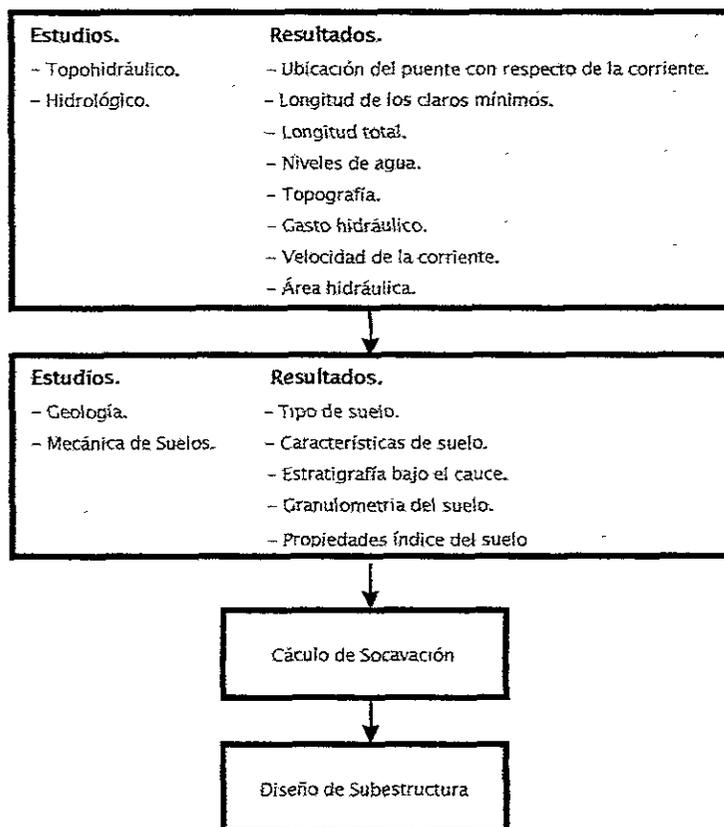


Fig. 2.3. Programa General de Trabajo

## CAPÍTULO 3. MÉTODOS DE CÁLCULO.

La determinación de la profundidad de socavación es uno de los problemas más complejos a los que se enfrenta el ingeniero de puentes. Esta es provocada por el incremento en la velocidad de la corriente, y desaparece cuando la corriente vuelve a su estado normal no quedando huella alguna del fenómeno. Existen diversos métodos para calcular dicha profundidad, entre los cuales encontramos algunos criterios a los que el ingeniero recurre frecuentemente para hacer un cálculo rápido y sencillo. Estos criterios están basados en la experiencia (Métodos Empíricos); y que se apoyan en estudios realizados en laboratorio o mediante un análisis de los resultados de observaciones en campo (Métodos Numéricos).

### 3.1. Métodos Empíricos.

Como su nombre lo dice, estos métodos son resultado de la experiencia y por lo tanto para poder hacer uso de ellos es necesario poseerla ampliamente. Estos métodos permiten un cálculo rápido y sencillo de la profundidad de Socavación, ignorando un gran número de factores que influyen en la determinación de la profundidad.

#### 3.1.1.- Diferencia de tirantes.

Este método es el más sencillo pero también el menos confiable. Establece que la profundidad de socavación es del orden de la diferencia de tirantes en condiciones ordinarias y en avenidas máximas: la inseguridad de este dato radica en que en algunos casos la profundidad de Socavación alcanza más de tres veces esta diferencia y en otros este dato resulta exagerado.

**3.1.2.- Con ayuda de la Prueba de penetración estándar.**

Para aplicar este método se recurre a la Prueba de Penetración Estándar (Ver apéndice N° 3). Según este criterio en los lugares de terreno firme se notará un aumento en el número de golpes necesarios para la penetración a conseguir en la prueba; el criterio del proyectista establece un número indicativo de golpes en zonas ya fuera de peligro: 30 o 40 golpes son números que se mencionan para tal efecto (fig. 3.1). Sin embargo, la presente frecuencia de boleos y gravas en los cauces también aumentan el número de golpes, lo cual no es indicativo de que se tenga la compacidad supuesta.

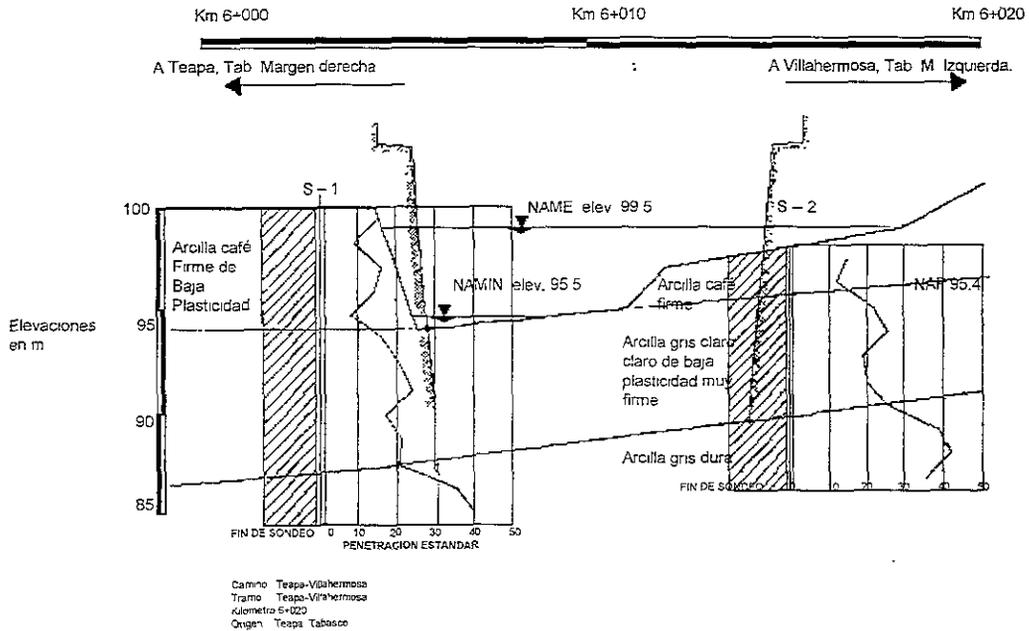


Fig. 3 1 Perfil de suelos para el sitio del puente "El Nanche" Teapa, Tabasco.

**3.2.- Métodos Numéricos.**

Durante el presente siglo muchos investigadores se han interesado en el estudio y análisis de la socavación. En los años cincuentas y sesentas se le dio gran importancia a estas investigaciones, principalmente a las relacionadas con la socavación local en pilas, ya que se suponía que esta era la causa principal de las fallas en puentes. Con este estudio se llegó a entender la forma en que el agua levanta las partículas y erosiona el fondo del cauce adyacente a las pilas y se obtuvieron fórmulas que permiten calcular este fenómeno con bastante precisión. Sin embargo, hoy en día es sabido que la socavación general y la socavación por contracción contribuyen en gran medida al deterioro de las subestructuras de los puentes.

**3.2.1.- Socavación General.**

**3.2.1.1.- Método de L. L. Lischtvan-Lebediev.**

Este método se basa en el criterio siguiente. Al presentarse una avenida aumenta la velocidad del cauce; este aumento trae consigo un incremento en la capacidad de arrastre de las partículas del fondo del cauce, provocando el aumento en la profundidad de Socavación, hasta que se llega a la Socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir la avenida se reduce

paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende de la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito. Es decir, este método se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media necesaria para erosionar el material del fondo del cauce (Fig. 3.2), como se muestra en la siguiente expresión:

$$V_r = V_e \quad (3.1)$$

donde:  $V_r$  Velocidad real del flujo  
 $V_e$  Velocidad media que se necesita para erosionar el material dado del fondo.

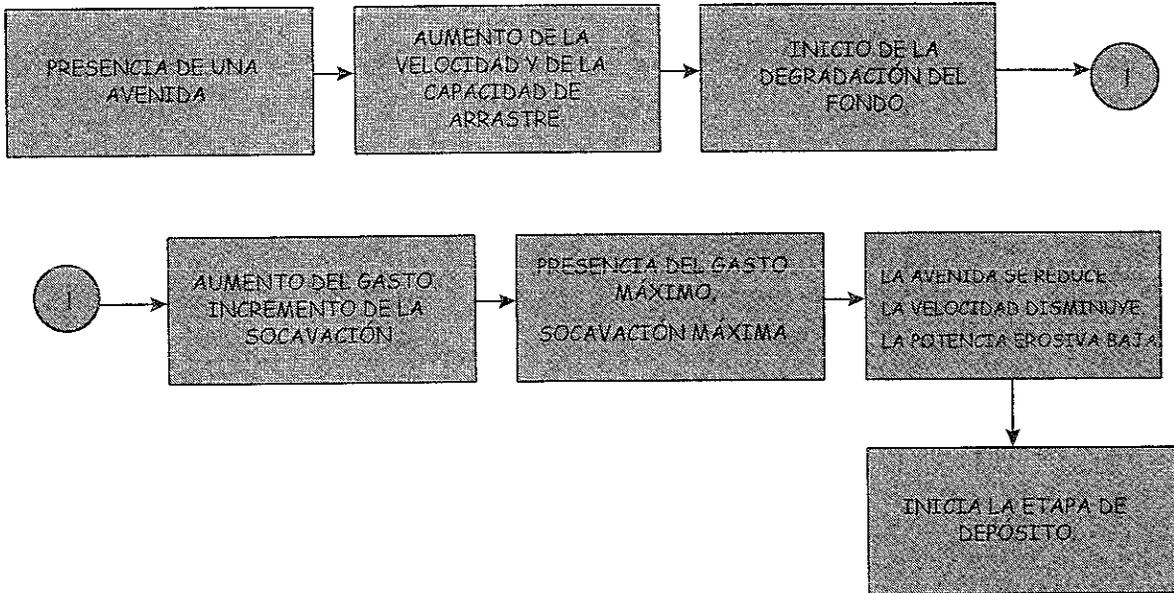


Fig 3.2 Proceso de socavación general, (Ref. 6)

Para determinar la Socavación General es necesario conocer los siguientes datos:

- Sección transversal del cauce. Se obtiene mediante un levantamiento topográfico y es recomendable realizarlo en época de aguas bajas.
- Características físicas del fondo inicial y de los diferentes estratos debajo de este que pueden llegar a ser descubiertos durante el paso de una avenida.
- Gasto del cauce. Este siempre está asociado a un período de retorno.

Además de tomar en cuenta las siguientes hipótesis para su correcta aplicación.

- El gasto permanece constante durante el proceso erosivo para cada franja escogida en la sección.
- El gasto en las márgenes es nulo por lo tanto, por lo tanto el método no es posible aplicarlo en estos puntos.
- Como el gasto se consideró constante, en zonas menos resistentes este aumentará y por ende la profundidad; en zonas más resistentes sucederá lo contrario,. Por lo tanto, los valores reales difieren de los calculados.
- La teoría no toma en cuenta el tiempo necesario para que cada material sea erosionado. Para el caso de suelos granulares la erosión es rápida y el método resulta adecuado. En el caso de suelos cohesivos la erosión es lenta y el tiempo que tomaría erosionar la zona de un cierto material calculado en ocasiones es mayor al tiempo que dura la avenida.
- La rugosidad del fondo del cauce es uniforme.

Para la aplicación de esta metodología es necesario clasificar el tipo de suelo que existe en el cauce, como se observa en la tabla 3.1. En el presente trabajo, sólo se analiza la socavación general en cauces definidos.

CAUCE	MATERIAL DEL FONDO	DISTRIBUCIÓN DEL MATERIAL DEL LECHO
Definido	Cohesivo	Homogénea
Definido	Cohesivo	Heterogénea
Definido	No cohesivo	Homogénea
Definido	No cohesivo	Heterogénea
Indefinido	Cohesivo	Homogénea
Indefinido	Cohesivo	Heterogénea
Indefinido	No cohesivo	Homogénea
Indefinido	No cohesivo	Heterogénea

Tabla 3.1

De acuerdo con la tabla 3.1 en la distribución de materiales del fondo existen dos condiciones: homogénea y heterogénea. La distribución de condición homogénea existe cuando la erosión se produce en un mismo y único material (es decir, en un sólo estrato), mientras que la heterogénea ocurre cuando el proceso erosivo descubre dos o más capas de material distinto (dos o más estratos). El material cohesivo está constituido por limos o arcillas principalmente, mientras que el no cohesivo lo constituyen suelos arenosos. Cuando un cauce es indefinido la corriente siempre tiende a escurrir por varios lugares, por ejemplo, aquellos ríos donde se tienen varias corrientes pequeñas que se entrecruzan y en donde esas corrientes cambian de posición.

a) *Velocidad real.*

La hipótesis de que en la franja el gasto permanece constante durante el tiempo que dura el proceso erosivo se ilustra con la figura 3.3.

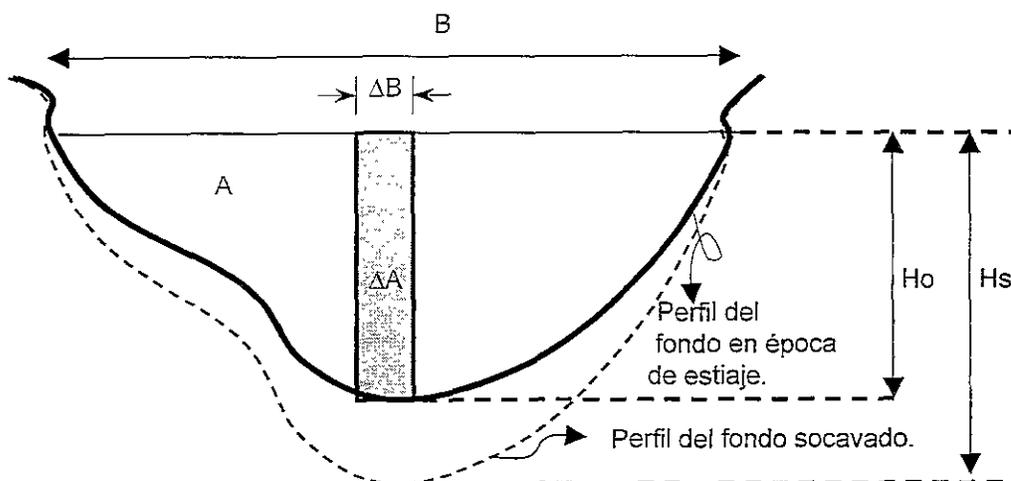


Fig. 3.3. Corte transversal del cauce antes y después del proceso erosivo.

Tómese la franja de ancho  $\Delta B$  (Fig. 3 3) y considere que el  $H_0$  es la profundidad inicial antes de comenzar el proceso erosivo, el gasto según la ecuación de continuidad (ec. 3.2) se puede expresar como lo muestra la ecuación 3.3.

$$Q=VA \tag{3.2}$$

$$Q=V \Delta A \tag{3.3}$$

donde:  $Q$  gasto que pasa por el área de la franja  
 $\Delta A$  área de la franja

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \text{ velocidad del flujo de acuerdo a la ecuación de Manning}^1 .$$

donde:  $n$  coeficiente de rugosidad de Manning.  
 $R_h$  radio hidráulico de la sección; se obtiene del cociente del área de la sección entre el perímetro mojado ( $P$ ) de la misma.  
 $S$  pendiente del cauce.

Si tomamos,

$$R_h = \frac{A}{P} \tag{3.4}$$

y a su vez,

$$A = H_0 \Delta B \tag{3.5}$$

$$P = 2H_0 + \Delta B \tag{3.6}$$

entonces:

$$R_h = \frac{H_0 \Delta B}{2H_0 + \Delta B} \tag{3.7}$$

Aplicando la regla de L'Hopital<sup>2</sup> a esta expresión:

$$R_h = \lim_{\Delta B \rightarrow 0} \frac{H_0 \Delta B}{2H_0 + \Delta B} = H_0 \tag{3.8}$$

Por lo tanto,

$$R_h = H_0 \tag{3.9}$$

y la fórmula de Mannig resulta:

$$V = \frac{1}{n} H_0^{2/3} S^{1/2} \tag{3.10}$$

<sup>1</sup> Irlandés que simplificó la fórmula de Ganguillet y Kutter en 1890. Su nombre se le dió a esta expresión conocida en América y en los países de habla inglesa como la fórmula de Manning, en la Europa continental es conocida como fórmula de Stricler. Fueron Gauder en 1868 y Hagen en 1881 quienes la obtuvieron independientemente, y fue Flamant quien equivocadamente la atribuyó a Manning. La comodidad que implica el uso de esta fórmula, sobre todo cuando la regla de cálculo era un instrumento imprescindible para el ingeniero le dio tal popularidad que terminaron olvidando la paternidad del coeficiente  $n$  y aún en nuestros tiempos se le llama coeficiente de rugosidad de Manning

<sup>2</sup> En 1696, Guillaume Francis Antoine de L'Hopital publicó el primer libro de cálculo diferencial que incluyó la siguiente regla aprendida a su maestro Johann Bernoulli.

Regla de L'Hopital. Supongamos que el  $\lim_{x \rightarrow u} f(x) = \lim_{x \rightarrow u} g(x) = 0$  si el  $\lim_{x \rightarrow u} (f'(x)/g'(x))$  existe un sentido finito o infinito (es decir, si su límite es un número finito, 0,-00, o bien +00), entonces:

$$\lim_{x \rightarrow u} \frac{f(x)}{g(x)} = \lim_{x \rightarrow u} \frac{f'(x)}{g'(x)}$$

Aquí  $u$  puede sustituir a cualquiera de los símbolos  $0, u^-, u^+, -\infty, +\infty$

Sustituyendo las ecuaciones 3.5 y 3.10 en la ecuación 3.3, se obtiene:

$$Q = \frac{1}{n} Ho^{2/3} S^{1/2} Ho \Delta B = \frac{1}{n} Ho^{5/3} S^{1/2} \Delta B \quad (3.11)$$

Como se ha considerado la rugosidad constante en el fondo del cauce podemos decir:

$$\frac{1}{n} S^{1/2} = \alpha$$

entonces:

$$Q = \alpha Ho^{5/3} \Delta B \quad (3.12)$$

El valor de  $\alpha$  puede ser expresado en forma general como función del tirante medio Hm de toda la sección transversal antes de la erosión y del gasto de diseño Qd ya que:

$$Qd = \frac{1}{n} S^{1/2} Hm^{5/3} Be \quad (3.13)$$

donde:

- Be ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal; descontando el ancho de las pilas; si el ángulo de incidencia de la corriente con respecto a la pila es 0°.
- Hm tirante medio de la sección, se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva (el área total menos el área de las pilas) entre el ancho Be.

Si la sección en estudio corresponde al cruce de un puente, como es el caso de este estudio, es necesario afectar el valor de Qd por un coeficiente  $\mu$  llamado de contracción, tabla 3.4, ya que la corriente de agua forma vórtices cerca de las pilas y estribos. Por lo tanto, afectando la ecuación 3.13 obtenemos:

$$Qd = \frac{\mu}{n} S^{1/2} Hm^{5/3} Be \quad (3.14)$$

o

$$Qd = \alpha \mu Hm^{5/3} Be \quad (3.15)$$

de la que podemos despejar:

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{5/3} Be \mu} \quad (3.16)$$

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse Ho y alcanzar un valor cualquiera Hs por continuidad la velocidad disminuye a un valor Vr, por lo tanto, en función de esta velocidad y del tirante podemos decir:

$$\Delta Q = Vr Hs \Delta B \quad (3.17)$$

Igualando esta ecuación con la 3.13:

$$Vr Hs \Delta B = \alpha Ho^{5/3} \Delta B \quad (3.18)$$

de donde la velocidad real Vr resulta:

$$Vr = \frac{\alpha Ho^{5/3}}{Hs} \quad (3.19)$$

b) *Socavación General en cauces definidos con suelos cohesivos y distribución homogénea.*

La magnitud de la socavación en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco (Ver apéndice 2). En este caso, el valor de la velocidad erosiva

que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dada por la siguiente expresión:

$$Ve = 0.60\gamma_d^{1.18} \beta Hs^x \tag{3.20}$$

- donde:  $\gamma_d$  peso volumétrico del material seco que se encuentre a la profundidad que se desea conocer la socavación.  
 $\beta$  coeficiente que depende de la frecuencia con que se repita la avenida en estudio. Tabla 3.2.  
 $x$  exponente variable y función del peso volumétrico del material seco ( $\gamma_d$ ) según la tabla 3.3.  
 $Hs$  tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de  $Ve$  se requiere para arrastrar y levantar el material.

Probabilidad anual (en %) de que se presente la avenida de diseño	Coficiente $\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 3.2

$\gamma_d$ Ton/m <sup>3</sup>	$x$	$\gamma_d$ Ton/m <sup>3</sup>	$x$
0.80	0.52	1.20	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.50	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.90	0.48	1.40	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1.00	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.30
1.08	0.42	1.80	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.40	2.00	0.27

Tabla 3.3

De acuerdo con el criterio que sigue este método, podemos obtener la condición de equilibrio:

$$V_e = V_r$$

$$o \quad 0.60\gamma_d^{1.18} \beta H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad (3.21)$$

en donde:

$$H_s^{1+x} = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60\gamma_d^{1.18} \beta} \quad (3.22)$$

Entonces:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60\gamma_d^{1.18} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (3.23)$$

y la profundidad de la socavación la obtenemos de la diferencia entre el tirante  $H_s$  menos el tirante inicial  $H_o$ .

Velocidad media En la sección en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.0 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 3.4

c) Socavación General en cauces definidos con suelos no cohesivos y distribución homogénea.

En suelos granulares (arenas y gravas finas) el valor de la velocidad real  $V_r$ , es el mismo que para suelos cohesivos.

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

y en cambio la velocidad media erosiva está expresada de acuerdo a los estudios realizados por L. Lischtván-Lebediev por:

$$V_e = 0.68 \beta d m^{0.28} H_s^x; (en m / s) \tag{3.24}$$

donde: Hs Tirante en el que se desea conocer Ve, en metros  
 X exponente variable que depende del diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenidos según la expresión.

$$dm = 0.01 \sum di Pi$$

donde: di diámetro medio en mm, de una fracción de la curva granulométrica que se analiza.  
 Pi peso en porcentaje de esa misma porción comparada con el peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser necesariamente iguales entre sí.

d mm	x	d mm	x
0.05	0.43	40.0	0.30
0.15	0.42	60.0	0.29
0.50	0.41	90.0	0.28
1.00	0.40	140.0	0.27
1.50	0.39	190.0	0.26
2.50	0.38	250.0	0.25
4.00	0.37	310.0	0.24
6.00	0.36	370.0	0.23
8.00	0.35	450.0	0.22
10.00	0.34	570.0	0.21
15.00	0.33	750.0	0.20
20.00	0.32	1000.0	0.19
25.00	0.31		

Tabla 3.5

Aplicando la condición de equilibrio:

$$V_e = V_r$$

tenemos:

$$0.68 d m^{0.28} \beta H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \tag{3.25}$$

entonces:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 d m^{0.28} \beta} \right]^{1/x} \tag{3.26}$$

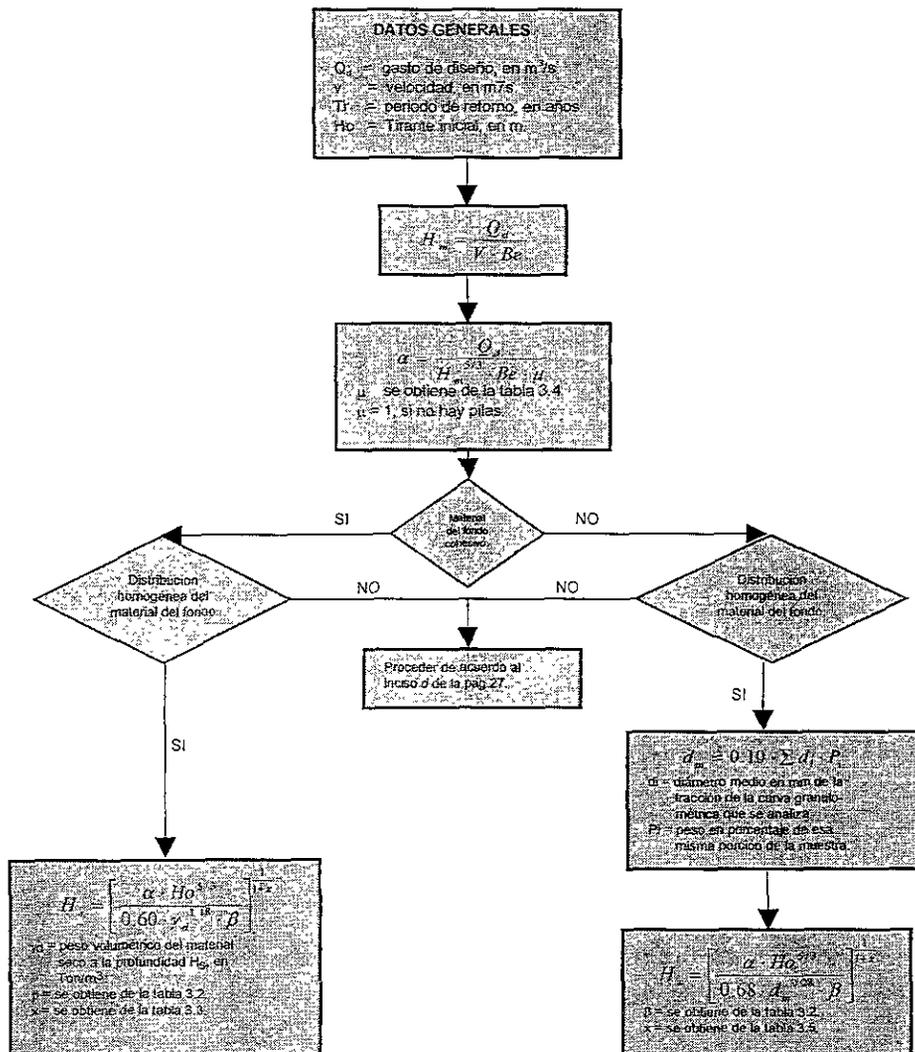
de donde podemos deducir la profundidad de socavación como la diferencia entre la profundidad media inicial Ho y la profundidad calculada Hs.

Conocido el perfil transversal de la sección del río bajo el puente antes del paso de la avenida, se eligen algunos puntos donde se desea conocer la profundidad de socavación y ya calculada Hs se traza el perfil teórico de socavación uniendo los puntos resultantes

d) Socavación General en cauces definidos con suelos cohesivos y no cohesivos y distribución no homogénea.

Los suelos no homogéneos son aquéllos en los que la socavación se produce en estratos o capas diferentes. Si se desea conocer la socavación en un punto  $P_i$  y conocemos la estratigrafía bajo el punto, se procede de acuerdo al estrato encontrado a aplicar las ecuaciones 3.23 y 3.26 según el material que forma el estrato en estudio (cohesivo o no cohesivo). El cálculo se inicia del manto superior y se continúa hacia los estratos más profundos el estrato donde la  $H_s$  calculada se cumpla, se suspenden los tanteos y unimos el perfil de la socavación uniendo los puntos de la  $H_s$  calculadas.

En resumen conocidas las características generales de la sección del cauce (fig. 2.3) y aceptando que la rugosidad es constante en todo el ancho de la sección, podremos calcular la profundidad de socavación con ayuda del siguiente diagrama (fig. 3.4) el cual simplifica todas las consideraciones establecidas para este método.



Nota: Este diagrama debe aplicarse para varios puntos de la sección del cruce. Las profundidades de cada una de ellas es una función de la profundidad inicial  $H_o$ . Al unir todas las profundidades  $H_s$  se obtiene el perfil de la sección teórica socavada

Fig. 3.4 Diagrama para el cálculo de la socavación General por el método de L.L. Lischvan-Lebediev.

### 3.2.1.2 Simplificación del Método de Lischvan-Lebediev por el Ing. Maza Alvarez (Ref. 9).

Recordando que para evaluar la Socavación General se dispone del método propuesto por Lischvan-Lebediev, el cual se basa en la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media necesaria para erosionar un material dado del fondo, Maza Alvarez ha simplificado el método haciendo uso de fórmulas las cuales nos permiten no recurrir al uso de tablas tan frecuentemente como se pudo observar en el inciso anterior. Ya conocida la metodología que sigue este método sólo se mencionarán las fórmulas que han sido modificadas.

a) Velocidad media del flujo,  $V_r$ .

De acuerdo a la ec. 3.19 la velocidad real es:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

en donde según la ec 3.16.

$$\alpha = \frac{Q_d}{Hm^{5/3} B_e \mu}$$

cuyas componentes se describieron en el punto anterior. El coeficiente  $\mu$  que toma en cuenta la contracción del flujo y su valor lo obtenemos de la tabla 3.4; es función de la velocidad media del flujo y del claro entre las pilas y lo podremos obtener con la ecuación propuesta por Maza como:

$$\mu = 1 - \frac{0.387V}{L} \quad (3.27)$$

donde:  $V$  Velocidad media de agua en la sección del puente, en m/s dada por la relación.

$$V = \frac{Q_d}{A_e}$$

$Q_d$  Gasto de diseño en m<sup>3</sup>/s.  
 $A_e$  Área hidráulica efectiva, en m<sup>2</sup>.  
 $L$  Claro entre dos pilas, en m.

En la misma ecuación el ancho efectivo  $B_e$  lo podemos obtener como:

$$B_e = (B - \sum b_i) \cos \phi - (c + 1 - N) \cdot a \cdot \sin \phi \quad (3.28)$$

donde:  $B$  Claro total del puente o del tramo en estudio, en m.  
 $a$  Largo de las pilas  
 $\sum b_i$  Suma del ancho de las pilas en el tramo  $B$ , en m.  
 $c$  Número de caras de las pilas o estribos dentro y en los límites de  $B$ .  
 $N$  Número de pilas o estribos considerados al tomar en cuenta a  $B$ .  
 $\phi$  Ángulo que forma la dirección del flujo con el eje longitudinal de las pilas.

Nótese la importancia de que, en el sitio del cruce, el flujo sea paralelo al eje mayor de las pilas, ya que de otra manera el ancho real se ve notablemente reducido (Figs. 3.5 y 3.6)

b) Velocidad media erosiva,  $V_e$ .

La velocidad mínima necesaria para erosionar el material del fondo se obtiene de las expresiones que a continuación se indican de acuerdo a la simplificación propuesta por Maza.

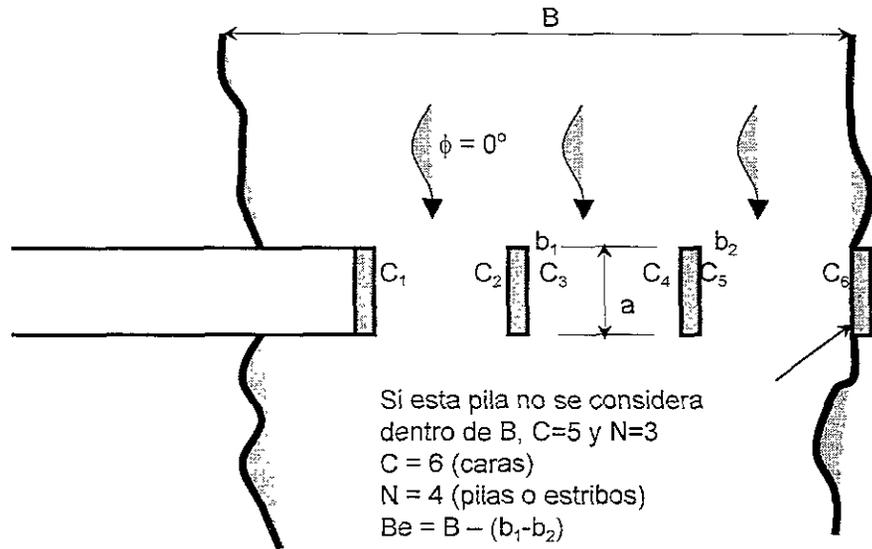


Fig. 3.5. Ancho efectivo  $Be$  en puentes cuando las pilas están alineadas con el flujo.

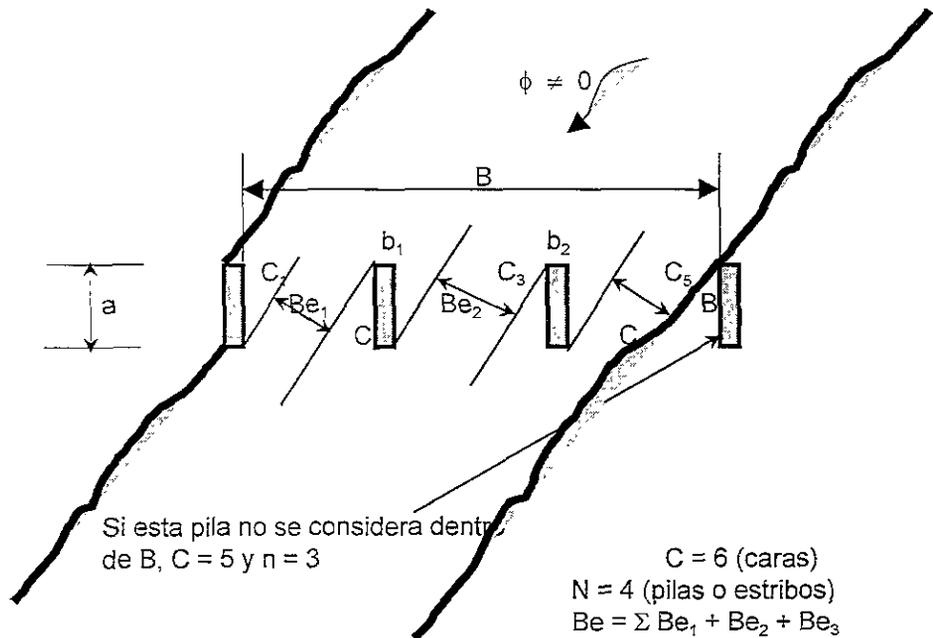


Fig. 3.6 Ancho efectivo  $Be$  en puentes cuando las pilas están esviadas con respecto a la dirección del flujo.

Para suelos no cohesivos  $V_e$  se obtiene con una de las siguientes, ecuaciones según sea el diámetro de la partícula;

Si  $0.00005 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.0028 \text{ m}$ , es decir, para arenas, se utiliza:

$$V_e = 4.7 \beta d_{84}^{0.28} H_s^{0.322/d_{84}^{0.05}} \quad (3.29)$$

Si  $0.0028 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.182 \text{ m}$ , se usa

$$V_e = 4.7 \beta d_{84}^{0.28} H_s^{0.223/d_{84}^{0.092}} \quad (3.30)$$

y finalmente, si  $0.182 \text{ m} \leq d_{84} \leq 1.0 \text{ m}$ , se utiliza

$$V_e = 4.7 \beta d_{84}^{0.28} H_s^{0.191/d_{84}^{0.187}} \quad (3.31)$$

Los exponentes de  $H_s$  aquí propuestos y los de Lischvan-Lebediev no difieren en más de 1.5 por ciento, por lo que el error máximo alcanzado en  $V_e$  es menor de 0.55 por ciento para tirantes mayores de 12 m.

Para suelos cohesivos  $V_e$  vale:

$$V_e = 0.000173 \beta \gamma_d^{1.18} H_s^{66.28/\gamma_d^{0.725}} \quad (3.32)$$

En las ecuaciones 3.29, 3.30, 3.31 y 3.32  $V_e$  está en m/s y  $H_s$  en m,  $d_{84}$  significa el diámetro de la muestra de sedimento en la cual el 84 por ciento en peso es menor que ese tamaño, en metros (ver el apéndice 4). Se sugiere utilizar ese diámetro y no el diámetro medio, debido al acorazamiento que puede tener el lugar en el fondo sobre todo en materiales con granulometría extendida o bien graduada. El  $d_{84}$  de la muestra original corresponde aproximadamente al diámetro medio de la coraza.

En la ecuación 3.32,  $\gamma_d$  es el peso específico seco (ver apéndice N° 2) conocido en hidráulica fluvial como el peso volumétrico seco, en unidades de  $\text{Kg/m}^3$ . En la ecuación 3.32 el valor de  $\gamma_d$  está comprendido entre los valores 800 y 2000  $\text{kg/m}^3$ . En las ecuaciones anteriores  $\beta$  es un coeficiente que toma en cuenta el período de retorno,  $Tr$ , del gasto de diseño, en años. Para obtener su valor Maza propone la expresión:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \text{ Ln } Tr \quad (3.33)$$

la cual es válida para períodos de retorno comprendidos entre 15 y 1500 años;  $\beta$  no tiene unidades.

### c) Socavación para suelos homogéneos.

Para suelos granulares no cohesivos, y utilizando las ecs. 3.19 y 3.29, se obtiene:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{4.7 \beta d_{84}^{0.28}} \right]^{0.322 + d_{84}^{0.05}} \quad (3.34)$$

Con las ecs. 3.19 y 3.30

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{4.7 \beta d_{84}^{0.28}} \right]^{0.223 + d_{84}^{0.092}} \quad (3.35)$$

Por último, con las ecs. 3.19 y 3.31

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{4.7 \beta d_{84}^{0.28}} \right]^{0.191 + d_{84}^{0.187}} \quad (3.36)$$

Para suelos cohesivos utilizando las ecs. 3.19 y 3.32 se llega a

$$H_s = \left[ \frac{5780 \alpha H_o^{5/3}}{\beta \gamma_d^{1.18}} \right]^{0.6628 + \gamma_d^{0.725}} \quad (3.37)$$

Las ecuaciones 3.34, 3.35, 3.36 y 3.37 deben aplicarse para varias líneas verticales de la sección del cruce. La profundidad de cada una de ellas es una función de la profundidad inicial  $H_o$ . Al unir todas las profundidades  $H_s$  se obtiene el perfil de la sección teórica socavada.

*d) Socavación para suelos heterogéneos.*

Cuando la distribución del material en el suelo es heterogénea, la profundidad de la socavación se puede obtener ya sea por un método semigráfico o analíticamente por tanteos. Sólo este último se explica en este trabajo debido a su mayor confiabilidad, y consiste en lo siguiente. Conocida la estratigrafía en una vertical, se inicia el procedimiento escogiendo el material de la capa superior y, de acuerdo a su naturaleza, se calcula la profundidad  $H_s$  utilizando las ecs. 3.34 a 3.37 según sea el caso. Recuérdese que  $H_s$  está medido desde la superficie del agua. Si la profundidad resultante, cae dentro del estrato analizado, está es la profundidad de la socavación y se termina el cálculo. No hay socavación si la profundidad  $H_s$  es menor o igual a  $H_o$  y por lo tanto queda sobre la profundidad de la frontera superior del primer estrato, es decir, del fondo del río. Por último, si la profundidad de socavación cae por debajo de la frontera inferior del estrato en estudio significa que todo el material del primer estrato es socavado y la socavación, al continuar, depende ahora de las propiedades del siguiente estrato hacia abajo. Conocidas las propiedades de este nuevo material se elige la fórmula adecuada y (ecs.3.34 a 3.37) se obtiene el valor de  $H_s$  conservando en las fórmulas el  $H_o$  original.

Nuevamente si  $H_s$  cae dentro del estrato considerado, esa es la profundidad de erosión y se termina el cálculo. Si  $H_s$  cae arriba de la frontera entre el estrato considerado y el anterior, la socavación llega hasta la frontera del estrato en estudio y se termina el cálculo. En cambio si  $H_s$  cae por debajo del estrato considerado se pasa al siguiente inferior y se repite el cálculo en la forma ya descrita.

*e) Socavación cuando la rugosidad no es uniforme en la sección.*

Lo expresado hasta el inciso anterior se aplica a cauces con rugosidad uniforme a todo lo ancho de la sección. La rugosidad uniforme existe con seguridad en aquellos ríos en donde el ancho de la superficie del agua es bastante similar durante el estiaje como en la época de lluvias, es decir que se trata de ríos perenes.

Cuando el ancho de la sección existe con diferente rugosidad, como puede ocurrir entre el cauce principal y el de avenidas y en zonas con diferente vegetación, el procedimiento de cálculo es similar a lo indicado. La principal diferencia estriba en que los cálculos se hacen por separado para cada una de las zonas con igual rugosidad, porque para cada una de ellas se obtiene un coeficiente  $\alpha_i$  en función de un gasto  $Q_{di}$  que pasa por ellas.

Una forma de obtener el gasto por cada zona con rugosidad similar consiste en utilizar la siguiente expresión:

$$Qd_i = \frac{A_i dm_i^{2/3} / n_i}{\sum_{i=1}^n (A_i dm_i^{2/3} / n_i)} Qd \quad (3.38)$$

donde:  $A_i$  área hidráulica en cada zona de la sección transversal total con igual rugosidad, en  $m^2$ .  
 $Hm_i$  tirante medido en cada zona; se obtiene con el tirante medio de la sección:

$$Hm_i = \frac{A_i}{Be_i}$$

$n_i$  coeficiente de rugosidad de Manning para cada zona.  
 $Qd_i$  gasto de diseño o total del río.

Se debe cumplir además que el área completa de la sección y el gasto que pasa por ella sean iguales a  $\Sigma A_i$  y  $\Sigma Qd_i$ , respectivamente

Conocidos los gastos  $Qd_i$  que pasan por cada zona y el material del fondo en ellas se obtiene la socavación general utilizando las ecs 3.16, 3.34, 3.35, 3.36 y 3.37, según sea el caso.

Lo aquí señalado también se aplica a la sección compuesta, aún con rugosidad uniforme, que pudiera ser formada por un cauce principal o de estiaje y dos de avenidas delimitadas con bordos, uno a cada lado del cauce principal variable sería  $dm_i$ ,

#### f) Reducción de la socavación cuando el flujo transporta mucho sedimento.

Cuando por las características de la cuenca la corriente transporta mucho material fino o de lavado en suspensión, se reduce la profundidad de la socavación general del fondo. Esto ocurre porque se requiere una cierta cantidad de energía para mantener en suspensión y transportar ese material. Al aumentar el sedimento en suspensión, la viscosidad y el peso específico  $\gamma_m$  de la mezcla agua-sedimento se incrementan y tienden a reducir la turbulencia del flujo. Por lo tanto, si se desea el mismo grado de erosión que con agua clara, la velocidad media debe incrementarse. Esto se logra introduciendo en las ecuaciones 3.29 a 3.32 el coeficiente  $\psi$ , el cual depende del peso específico de la mezcla agua-sedimento. Así dichas ecuaciones toman la forma.

De la ec. 3.29.

$$Ve = 4.7\beta \psi d_{84}^{0.28} Hs^{\frac{0.522}{d_{84}^{0.05}}} \quad (3.39)$$

De la ec. 3.30.

$$Ve = 4.7\beta \psi d_{84}^{0.28} Hs^{\frac{0.223}{d_{84}^{0.092}}} \quad (3.40)$$

De la ec. 3.31

$$Ve = 4.7\beta \psi d_{84}^{0.28} Hs^{\frac{0.223}{d_{84}^{0.187}}} \quad (3.41)$$

De la ec. 3.32

$$Ve = 0.000173 \beta \psi \gamma_d^{1.18} Hs \frac{66.28}{\gamma_d^{0.725}} \quad (3.42)$$

El valor de  $\psi$  se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$\psi = 0.38 + 0.618 \left[ \frac{\gamma_m}{1000} \right]^2 \quad (3.43a)$$

o bien

$$\psi = 0.38 + (6.18 \times 10^{-7}) \gamma_m^2 \quad (3.43b)$$

donde:  $\gamma_m$  es el peso específico de la mezcla agua sedimento, en Kg/m<sup>3</sup>.

Con lo anterior, la profundidad de la socavación general para el material no cohesivo se obtiene con las siguientes expresiones:

Si  $0.00005 \leq d_{s4} \leq 0.0028$  m.

$$Hs = \left[ \frac{\alpha Ho^{5/3}}{4.7 \beta \psi d_{s4}^{0.28}} \right] \frac{d_{s4}^{0.05}}{0.322 + d_{s4}^{0.05}} \quad (3.44)$$

Si  $0.0029 \leq d_{s4} \leq 0.182$  m.

$$Hs = \left[ \frac{\alpha Ho^{5/3}}{4.7 \beta \psi d_{s4}^{0.28}} \right] \frac{d_{s4}^{0.092}}{0.322 + d_{s4}^{0.092}} \quad (3.45)$$

Si  $0.182 \leq d_{s4} \leq 1.00$  m.

$$Hs = \left[ \frac{\alpha Ho^{5/3}}{4.7 \beta \psi d_{s4}^{0.28}} \right] \frac{d_{s4}^{0.167}}{0.322 + d_{s4}^{0.167}} \quad (3.46)$$

y para el material cohesivo con

$$Hs = \left[ \frac{5780 \cdot \alpha \cdot Ho^{5/3}}{\beta \cdot \psi \cdot \gamma_d^{1.18}} \right] \frac{\gamma_d^{0.725}}{66.28 - \gamma_d^{0.725}} \quad (3.47)$$

Con el método descrito se obtiene la profundidad de la socavación general en cualquier tramo de un río, incluso en aquellos en los que el ancho se reduce en forma natural o artificial y, además, en cualquier sección localizada en una curva, protegida o no. Es decir, permite no sólo cuantificar la socavación general sino la transversal y también aquella que se produce en las curvas.

Para la aplicación de este método se requieren los mismos datos que en el anterior y además:

- Si la sección es compuesta y con diferentes rugosidades se deberán conocer además de la geometría total de la sección, el ancho y la rugosidad en cada zona o tramo.
- El peso específico de la mezcla agua-sedimento, durante el paso de la avenida. Este dato es el más difícil de obtener si no existe una estación hidrométrica cercana al sitio en estudio.

### 3.2.2.- Socavación Local.

Este fenómeno ha sido más estudiado, porque afecta directamente a la cimentación de las pilas desplantadas sobre el cauce. Existe un gran número de investigaciones realizadas en distintas partes del mundo. El problema de estas investigaciones radica en la diferencia de condiciones entre su calibración y las existentes al momento de aplicarlas. Cada investigador maneja un horizonte de las características de variables que afectan el fenómeno, las cuales son difíciles de repetir, para su correcta aplicación en una situación específica; además, la corrección entre ellas varía para cada caso. La socavación local, desarrollada en los estribos de los puentes con más de un claro, al parecer es menos crítica, los puentes colapsados muestran principalmente fallas de pilas y pocos en estribos; para estos elementos se utilizarán los criterios de Artamonof y de la HIRE..

Por lo anterior, el criterio de elección de las expresiones para el cálculo de la socavación local en pilas, se basa en la experiencia obtenida en el diseño para cierta región, con características específicas para identificarla. En la República Mexicana se han utilizado los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtiev. Estos dos procedimientos tienen la característica de acotarse mutuamente y descartan aquellos valores que pueden ser absurdos, un tercer método para valorar los datos proporcionados por los dos anteriores es el propuesto por Maza Alvarez, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. En los Estados Unidos la FHWA (Federal Highway Administration) recomienda la utilización del método desarrollado por la CSU (Colorado State University). Investigaciones recientes como las realizadas por Melville en la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda proponen modificaciones al método propuesto por Laursen-Toch, resultado de 20 años de investigación en la misma universidad e investigaciones de campo.

A continuación se presentan los métodos considerados para el cálculo de socavación local en pilas y en estribos.

#### 3.2.2.1.- En pilas.

##### 3.2.2.1.1.- Método de Laursen-Toch.

Este método se basa en experimentos de laboratorio realizados en el Estado de Iowa, E.U.A. Las funciones fueron elaboradas con datos de estos modelos experimentales.

Laursen-Toch distingue dos procesos generales:

- la corriente es paralela al eje longitudinal de la pila, o
- existe esviamiento.

Para el primer caso, la profundidad de socavación es:

$$Y_s = K_1 K_2 b \quad (3.48)$$

donde:  $Y_s$  profundidad de socavación medida desde el fondo del cauce al inicio del proceso erosivo, en m  
 $K_1$  coeficiente que depende de la relación entre el tirante y el ancho de la pila (figura 3.7).  
 $K_2$  coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila (tabla 3.6).  
 $B$  ancho de la pila, en m

Como puede observarse, para Laursen – Toch la socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de esta; no toma en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material

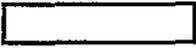
del fondo. Este se considera únicamente arenoso, por lo que el método no es aplicable si existen boleos en el cauce.

En el caso de incidir oblicuamente a la corriente y formar un ángulo  $\phi$  con el eje de la pila, la socavación puede determinarse con la expresión:

$$Y_s = K_1 K_3 b \tag{3.49}$$

donde:  $K_3$  coeficiente que depende del ángulo  $\phi$  y de la relación  $a/b$  el cual se determina con ayuda de la figura 3.8.

En este caso la socavación no depende de la nariz de la pila. Esta metodología no es muy clara para el caso de contar con suelos de boleos.

FORMA DE LA NARIZ.	COEFICIENTE $K_2$ DE SCHEIBLE.
Rectangular $a/b = 4$ 	1.0
Semicircular 	0.90
Elíptica  $P/r = 2$	0.81
	$P/r = 3$ 0.75
Lenticular  $P/r = 2$	0.81
	$P/r = 3$ 0.69

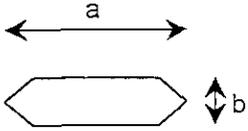
FORMA DE LA NARIZ.	SEGUN TISON.
Biselada $a/b=4$ 	0.78
Perfil Hidrodinámico	0.75

Tabla 3.6. Coeficiente que depende de la forma de la pila.  
(Es sólo aplicable a pilas orientadas según la corriente).

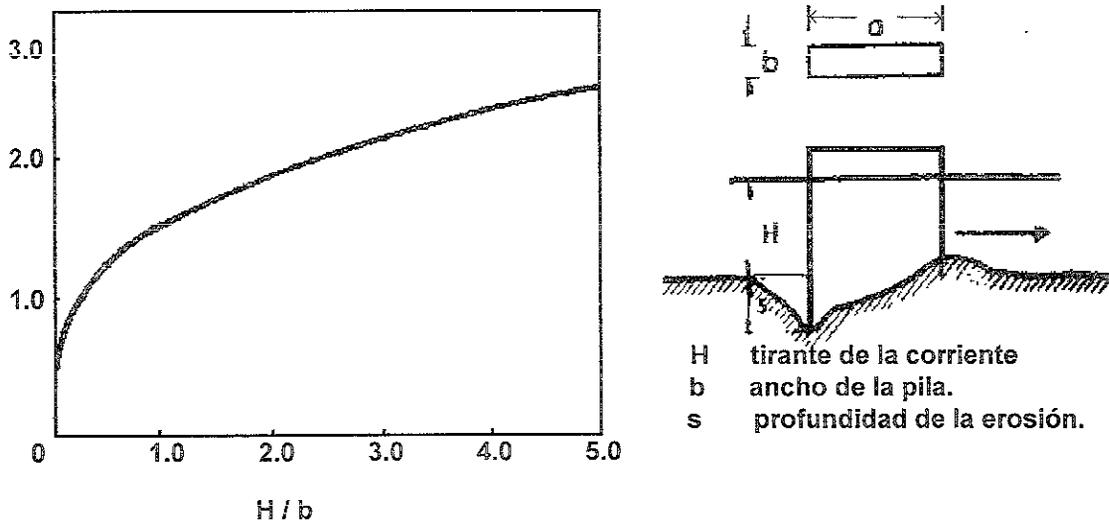


Figura 3.7. Relación entre la erosión y la profundidad relativa.

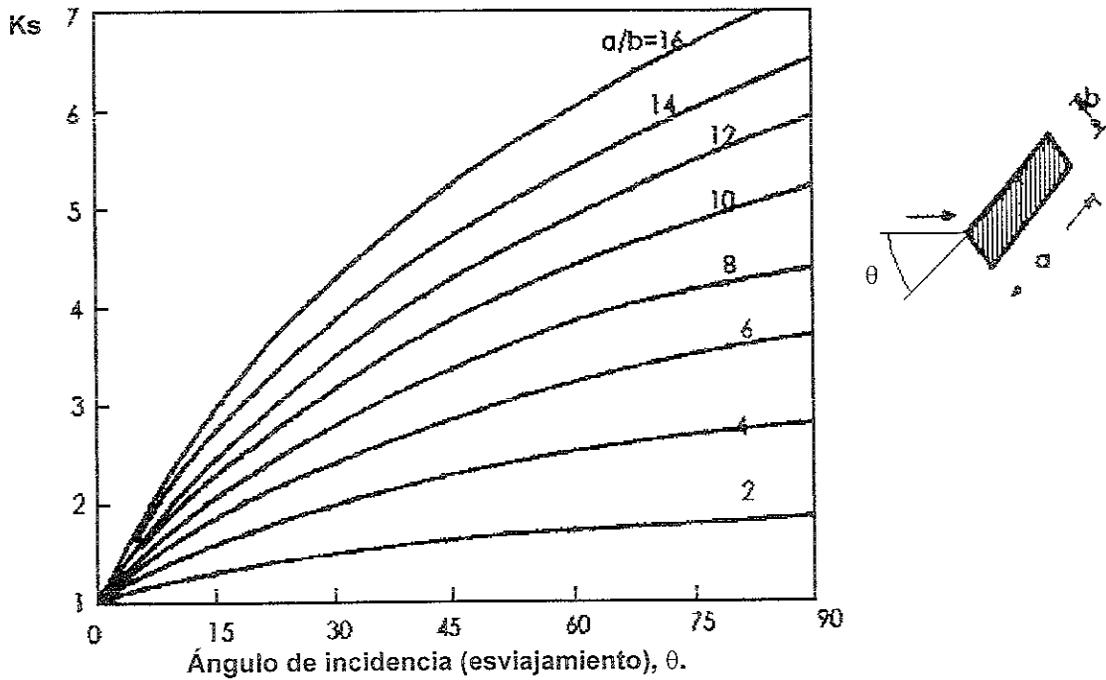


Figura 3.8. Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.

### 3.2.2.1.2.- Método de Yaroslavtziev.

Este método distingue dos casos:

- Cuando el cauce está formado por materiales no cohesivos,
- Cuando esta formado por materiales cohesivos.

Las expresiones propuestas por Yaroslavtziev fueron obtenidas a través de la observación directa en varios puentes de la Ex-Unión Soviética (Ref. 3).

a) Método para suelos granulares sin cohesión.

La profundidad de socavación en este tipo de suelo esta dada por la siguiente ecuación:

$$Y_s = K_f \cdot K_v \cdot (e + K_H) \cdot \frac{V_a^2}{g} - 30 \cdot d_{84} \quad (3.50)$$

donde:  $Y_s$  profundidad de socavación, en m.  
 $K_f$  coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma, (figura 3.9).  
 $K_v$  coeficiente definido por la expresión:

$$\log K_v = -0.283 \sqrt[3]{v^2 / gb_f} \quad (3.51)$$

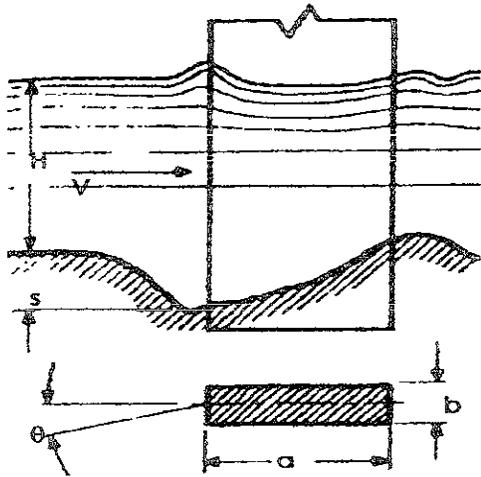
el cual puede calcularse también con ayuda de la figura 3.10.  
 $V_a$  velocidad media aguas arriba de la pila, después de producirse la socavación general.  
 $g$  aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>  
 $b_f$  proyección de un plano de la sección de la pila perpendicular a la dirección de la corriente, cuando el esviajamiento de la pila con respecto a la corriente es de 0°,  $b$  toma el valor del ancho  $b$  de la pila.  
 $e$  coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; toma el valor de 0.6 si estas se encuentran en el cauce principal y de 1.0 si están construidas en las llanuras de inundación.  
 $K_H$  coeficiente que toma en cuanto el tirante, definido por la expresión.

$$\log k_h = 0.17 - 0.35H / b_f \quad (3.52)$$

y de la fig. 3.11.  
 $H$  tirante de la corriente frente a la pila después de haber ocurrido la socavación general.  
 $d_{84}$  diámetro en la muestra de suelo en la cual el 84% en peso es menor que ese tamaño.

Se toma el  $d_{84}$  debido a que al formarse el vórtice producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. Cuando el diámetro del material del fondo es menor de 0.5 cm se recomienda no considerar el segundo término de la fórmula.

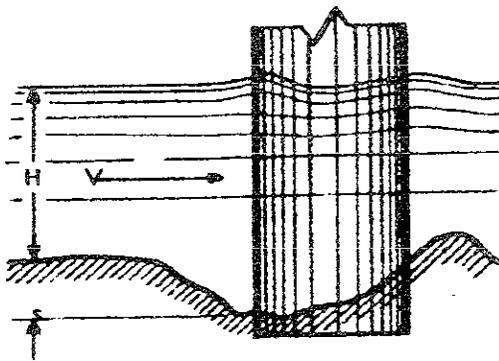
Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el esviajamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, pero que incida con ángulo de esviajamiento máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo de esviajamiento menor.



PILA TIPO I

$$K_f = 12.4$$

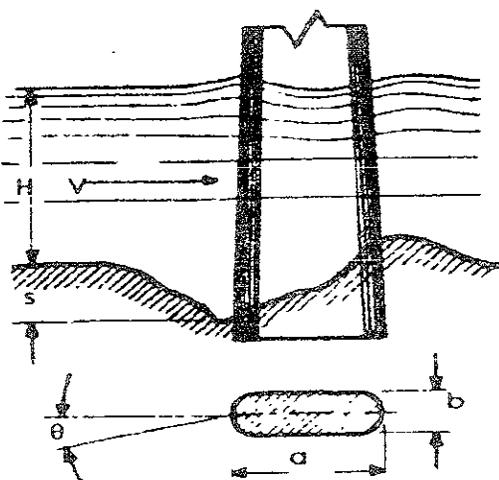
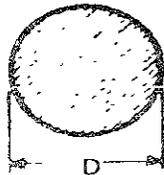
$$b_1 = a \operatorname{sen}\theta + b \operatorname{cos}\theta$$



PILA TIPO II

$$K_f = 10.0$$

$$b_1 = D$$



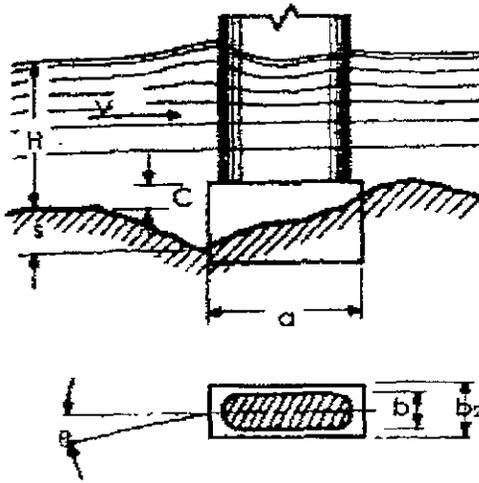
PILA TIPO III

$\theta$	0	10	20	30	40
$K_f$	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$$b_1 = (a-b)\operatorname{sen}\theta + b$$

Fig 3 9a. Valores de  $K_f$  y  $b_1$ .

PILA TIPO IV



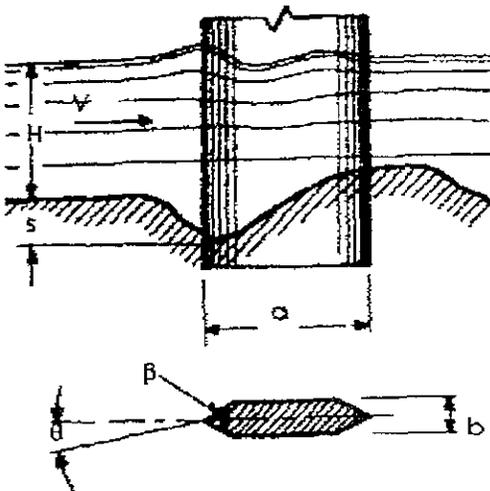
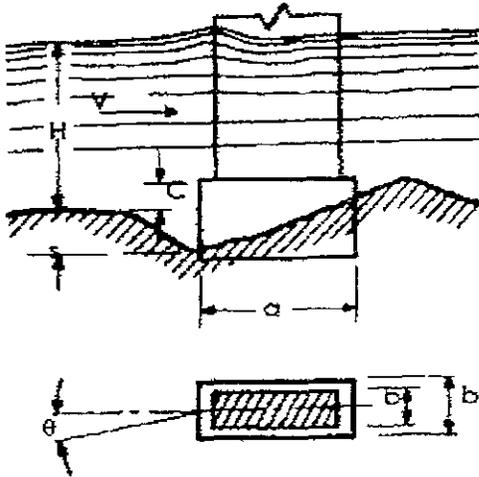
$\theta$	COEFICIENTE $K_f$					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.4	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b_0) \sin \theta + b_0$  para  $C/H \leq 0.3$   
 $b_1 = a \sin \theta + b_0 \cos \theta$  para  $C/H > 0.3$   
 donde:  $b_0 = b + (b_2 - b)$

PILA TIPO V

Coeficiente  $K_f = 12.4$

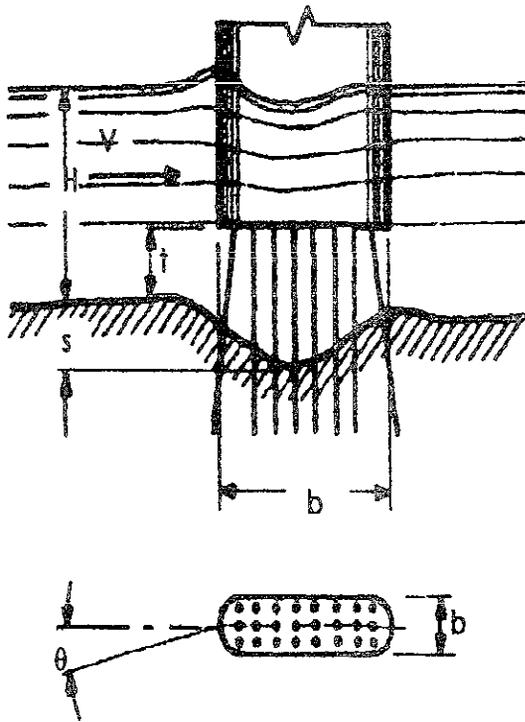
$b_1 = a \sin \theta + b_0 \cos \theta$   
 en donde  $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



PILA TIPO VI

$\beta$	120	90	60
$K_f$	12.2	10.0	7.3

Fig. 3.9b. Valores de  $k_f$  y  $b_f$



PILA TIPO VII

θ	COEFICIENTE $K_f$				
	t/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \theta + b$$

Fig 3 9c Valores de  $K_f$  y  $b_f$ .

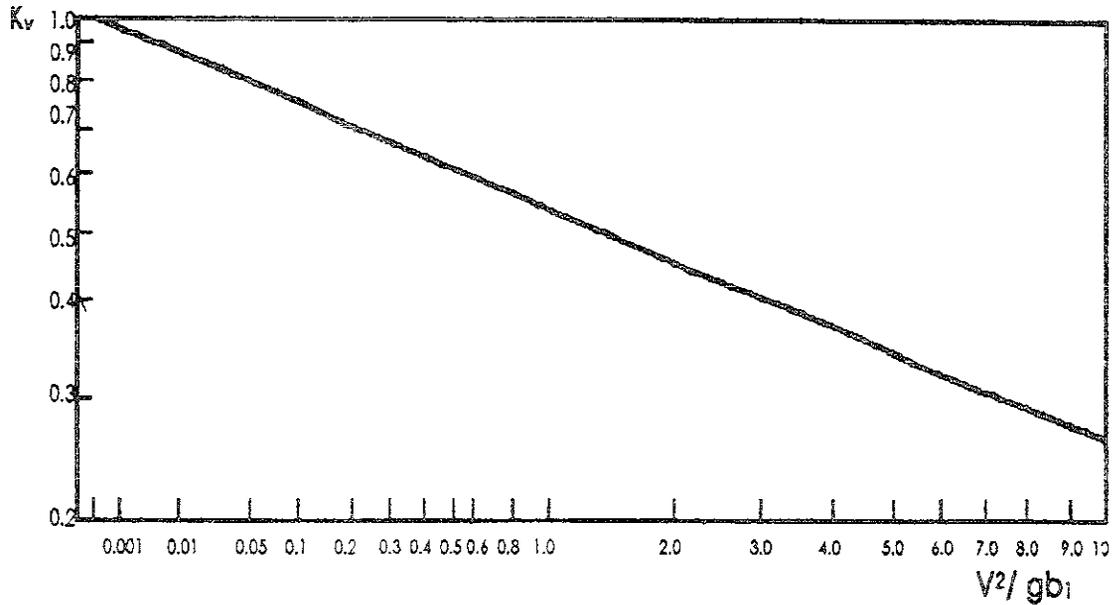


Fig. 3 10 Grafica para el cálculo de  $K_v$

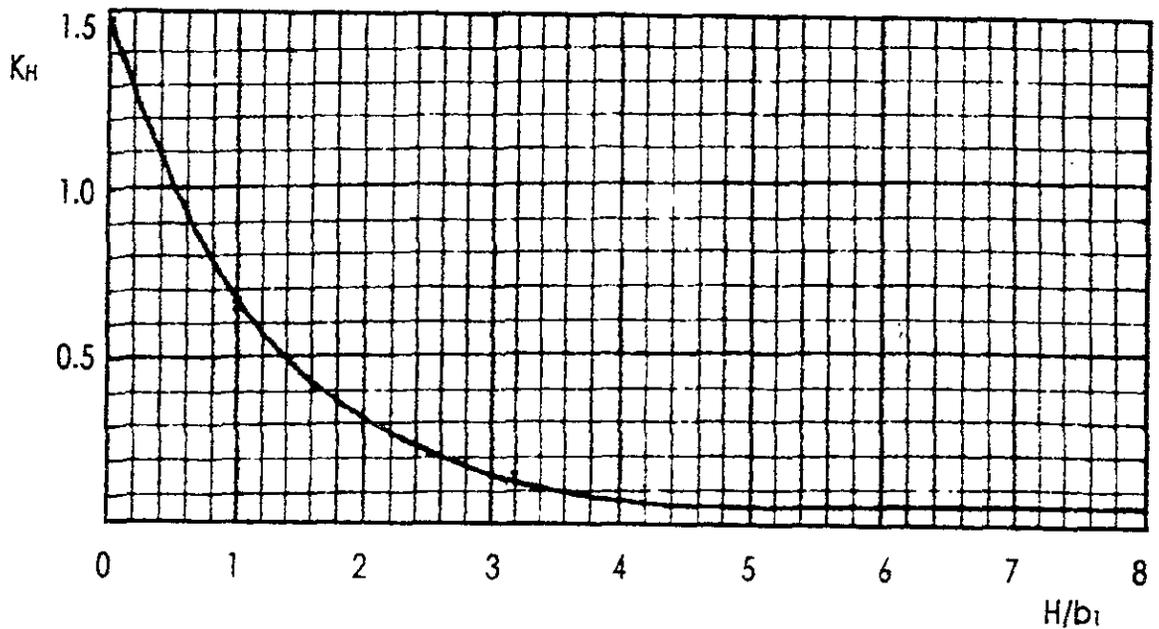


Fig. 3.11. Gráfica para el cálculo de  $K_H$

b) Método para suelos cohesivos.

La expresión que define la profundidad es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia de un suelo granular. El término  $30d_{84}$  se mantiene igual, pero el diámetro citado ahora se supone equivalente con un cierto peso específico seco del suelo como se muestra en la tabla 3.7.

$\gamma_d$ ton/m <sup>3</sup>	DIMENSIONES DEL DIÁMETRO EQUIVALENTE EN SUELOS GRANULARES cm		
	ARCILLAS Y SUELOS ALTAMENTE PLÁSTICOS	SUELOS MEDIANAMENTE PLÁSTICOS	SUELOS DE ALUVIÓN Y ARCILLAS MARGOSAS
1.2	1	0.5	0.5
1.2 - 1.6	4	2	2
1.6 - 2.0	8	8	3
2.0 - 2.5	10	10	6

Tabla 3.7 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos.

Cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en uno arenoso.

En este método la profundidad de socavación depende principalmente de la velocidad media del tirante, de las características de la pila y del material de que está formado el fondo, pero no existe un límite en dicha profundidad

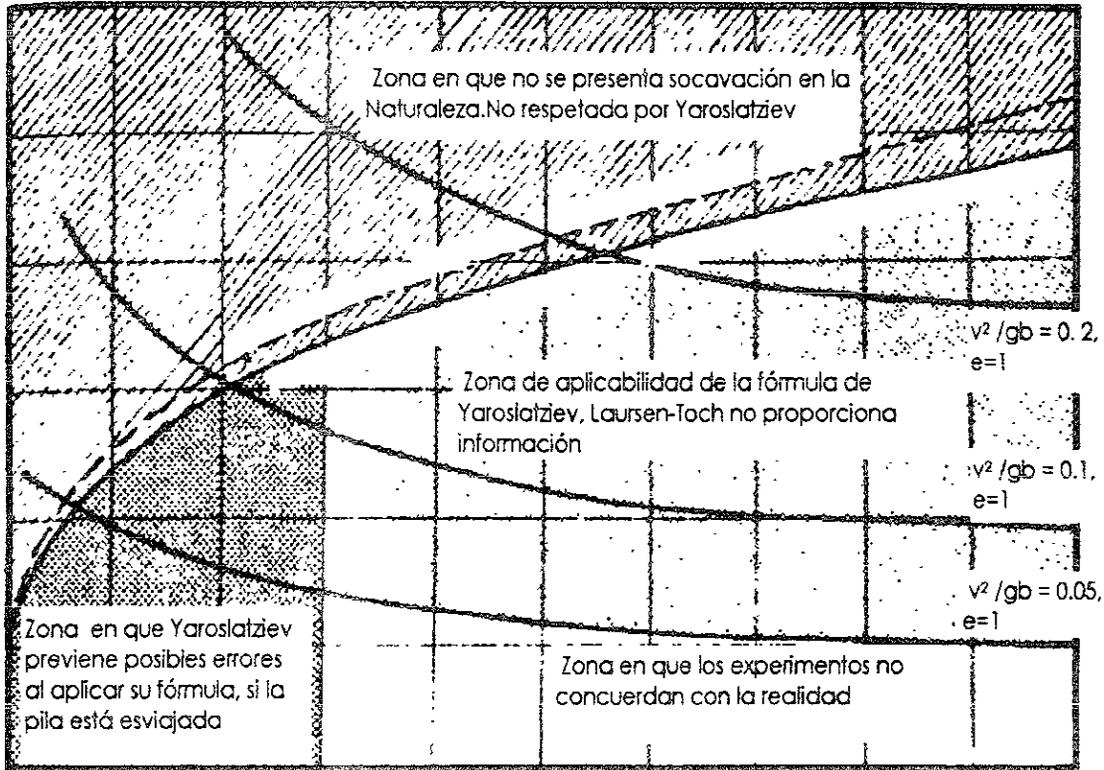
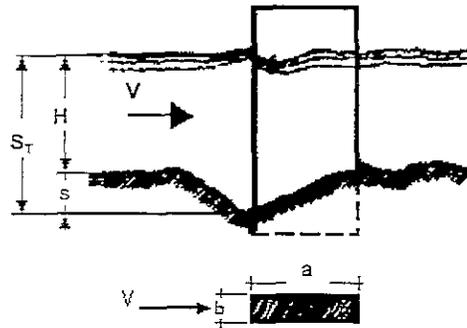


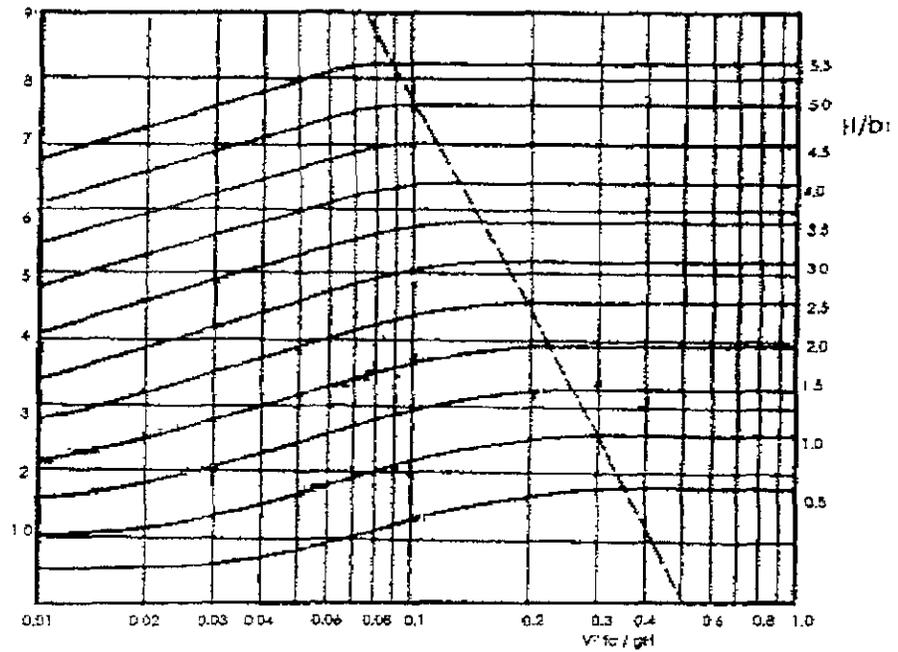
Fig 3.12 Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Loursen-Touch y Yaroslvtziev.

### 3.2.2.1.3.- Método de Maza Alvárez.

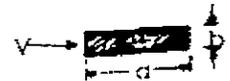
De experimentos realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, fue posible constituir gráficas para tres tipos de pilas: rectangular, circular y pila rectangular con nariz circular; en el eje de la abscisa, se tiene el número de Froude modificado por esviamiento, en la ordenada se tiene la relación entre el tirante total contra el ancho de la pila; se tienen curvas para distintos valores de tirante inicial contra proyección de la pila, en dirección normal al eje de la corriente, figura 3.13. Así, al restar el tirante total menos el tirante inicial, es posible conocer la profundidad de la socavación local al pie de la pila. Este método, aún cuando fue calibrado en sólo tres experimentos tiene una exactitud parecida a los anteriores.



$(H+s)/b_1 = S_T/b_1$



a) si la pila está alineada con el flujo:  
 $b_1 = b, fc = 1$



b) Si la pila forma un ángulo  $\theta$  cualquiera con la corriente los parámetros son:  
 $H/b_1, fc = V^2 / gH, S_T / b_1$



Donde:

$b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo.

El coeficiente  $fc$  es variable, depende del ángulo de esviaje

$\theta$	$0^\circ$	$15^\circ$	$30^\circ$	$40^\circ$
$fc$	1	1.25	1.4	1.45

Fig. 3.13a. Método de Maza Alvarez.

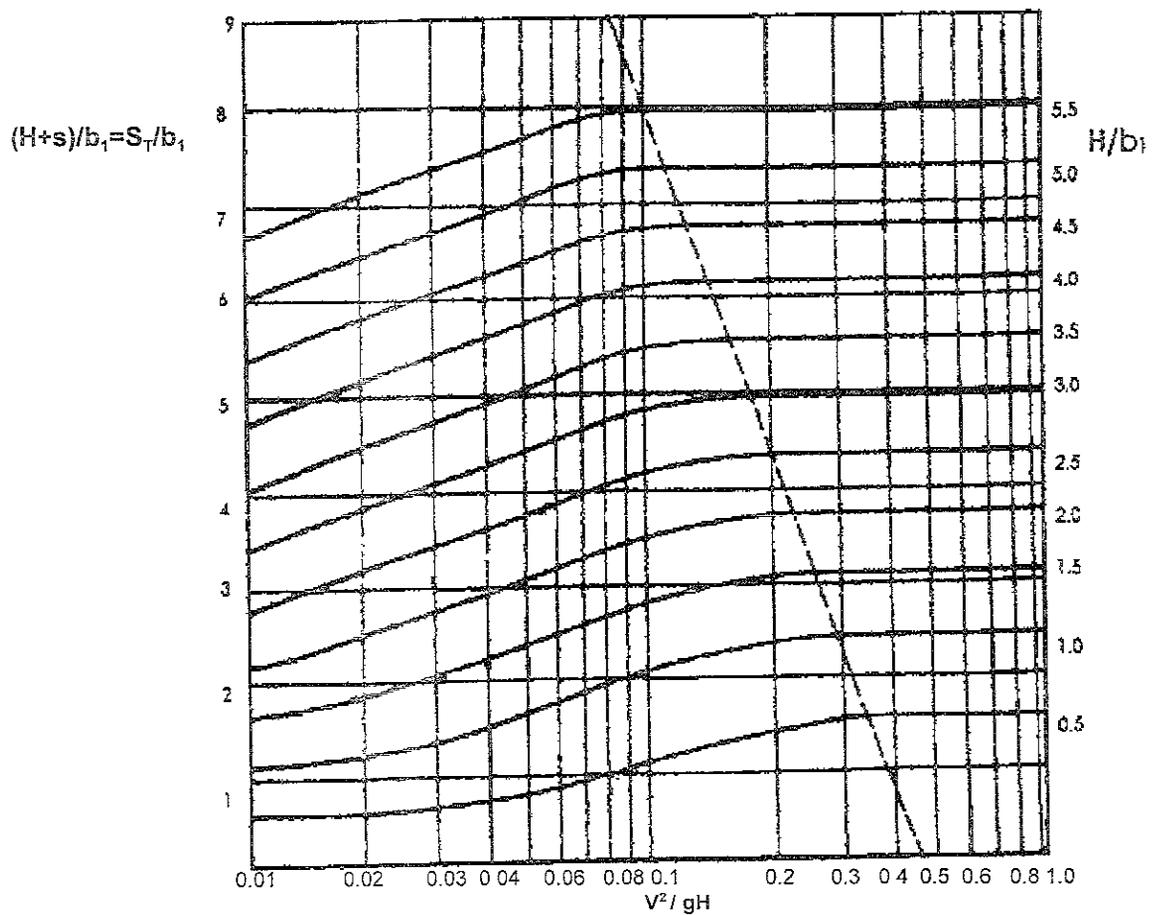
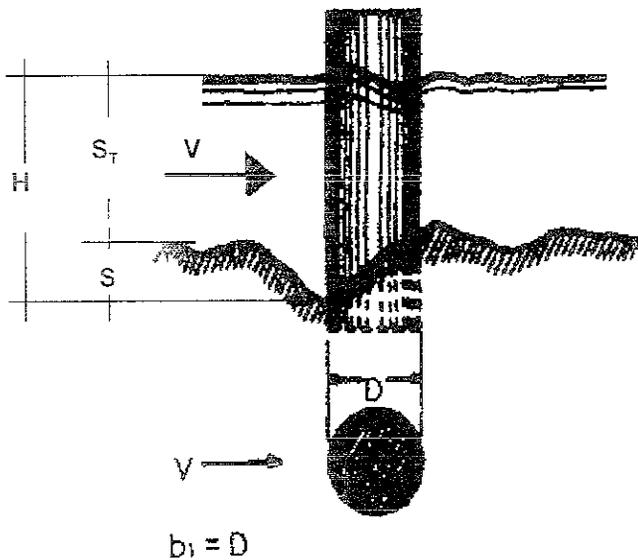
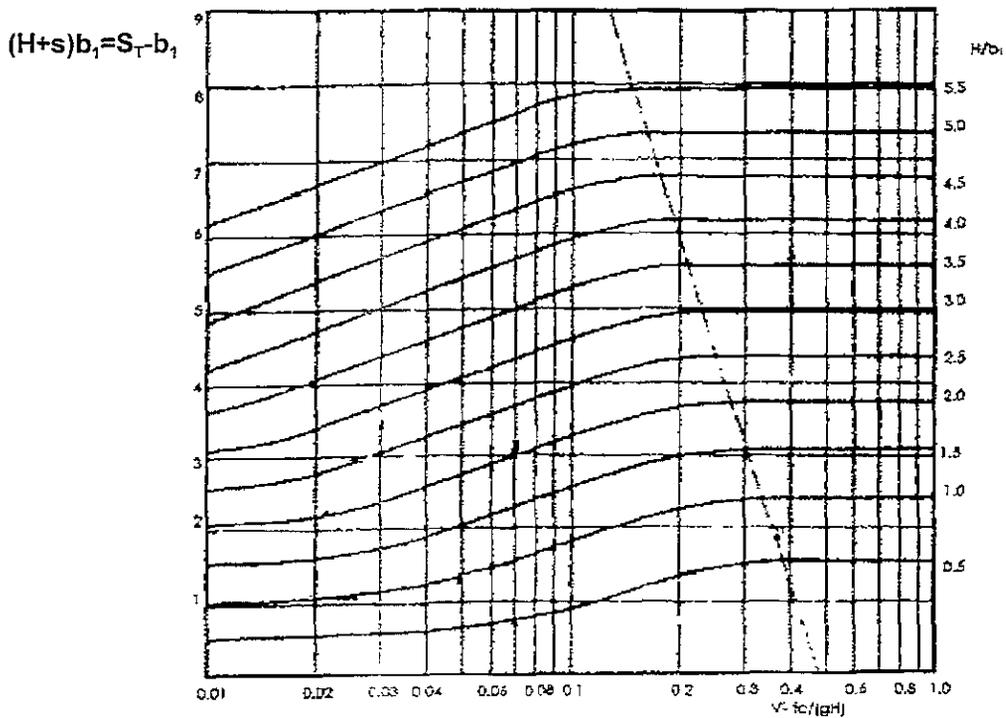
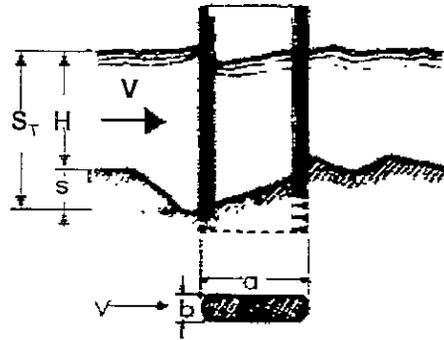


Fig. 3.13b. Método de Maza Alvarez.



a) si la pila está alineada con el flujo:  
 $b_1 = b, f_c = 1$

b) si la pila forma un ángulo  $\theta$  cualquiera con la corriente los parámetros son:  
 $H/b_1, f_c = V^*/(gH), S_T / b_1$   
 Donde,

$b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo.  
 El coeficiente  $f_c$  es variable, depende de ángulo de esvije

$\theta$	0°	15°	30°	40°
$f_c$	1	1.25	1.4	1.45

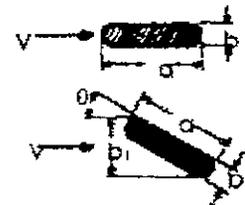


Fig. 3.13c. Método de Maza Alvarez.

**3.2.2.1.4.- Método recomendado por la FHWA (con base en la ecuación desarrollada por la CSU).**

Para la determinación de la profundidad del foso de socavación en la base de una pila, la FHWA recomienda el uso de la siguiente ecuación basada en la ecuación de la CSU (Colorado State University), para las condiciones de "lecho vivo" y de "agua clara" (Ref. 4). Esta ecuación proporciona el valor máximo de la profundidad de socavación en la pila de un puente.

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{b}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.45} \tag{3.53}$$

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

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

$$Y_s \geq 3.0 \text{ veces el ancho (b) de la pila para } Fr > 0.8$$

En términos de la relación  $Y_s/b$ , la ecuación 3.52 se escribe:

$$\frac{Y_s}{b} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{y_1}{b} \right)^{0.35} Fr_1^{0.45} \tag{3.54}$$

- donde:
- $Y_s$  profundidad del foso de socavación local, en m.
  - $Y_1$  tirante aguas arriba de la pila, en m
  - $K_1$  factor de corrección por forma de borde de ataque de la pila, se obtiene de la tabla 3.7
  - $K_2$  factor de corrección por esviajamiento, se obtiene con la ecuación 3.55 o de la tabla 3.8.
  - $K_3$  factor de corrección por configuración del fondo del cauce, se obtiene de la tabla 3.9.
  - $K_4$  factor de corrección por presencia de material grueso en el lecho del río, se obtiene de la ecuación 3.56 o con la tabla 3.10.
  - $b$  ancho de la pila, en m.
  - $Fr_1$  número de Froude aguas arriba de la pila.
  - $V_1$  velocidad media del flujo aguas arriba de la pila, en m/s.
  - $g$  aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>.

El factor de corrección por forma de borde de ataque al flujo de la pila  $K_1$ , tiene una variación entre 0.9 y 1.1 como se muestra en siguiente tabla.

FORMA DEL BORDE DE ATAQUE AL FLUJO.	FACTOR DE CORRECCIÓN. $K_1$
Borde cuadrado	1.1
Borde redondeado.	1.0
Cilindro.	1.0
Grupo de cilindros	1.0
Borde muy anguloso	0.9

Tabla 3.7. Factor de corrección  $K_1$

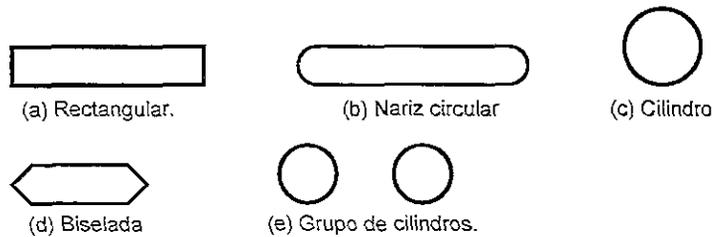


Figura 3 14 Formas comunes de pilas en puentes.

El factor de corrección por esviajamiento  $K_2$ , puede ser calculado con la siguiente ecuación, o tomarse de la tabla 3.8 presentada a continuación.

$$K_2 = \left( \cos \theta + \frac{L}{b} \operatorname{sen} \theta \right)^{0.65} \quad (3.54)$$

donde:  $L$  longitud de la pila, en m.

Si la relación  $L/b$  es mayor que 12, deberá usarse  $L/b=12$  como el máximo valor tanto en la ecuación 3.55 como de la tabla 3.8.

ÁNGULO DE ESVIAJAMIENTO	$L/b=4$	$L/b=8$	$L/b=12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Tabla 3 8. Factor de corrección  $K_2$ .

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

CONFIGURACIÓN DEL FONDO	ALTURA MEDIA (H) DE LAS DUNAS	$K_3$
Socavación de agua clara.	No aplica	1.1
Fondo plano y flujo con antidunas	No aplica	1.1
Dunas pequeñas	$3 > H > 0.6$	1.1
Dunas medianas	$9 > H > 3$	1.2 a 1.1
Dunas grandes	$H > 9$	1.3

Tbla 3.9. Factor de corrección  $K_3$ .

El factor de corrección  $K_4$ , disminuye las profundidades del foso de socavación, por protección del mismo debido a la presencia de material grueso en el fondo del río ( $d_{50} > 0.06$  m). Este factor de corrección es el resultado de las más recientes investigaciones de A. Molinas, para la FHWA por medio de la CSU. Sus resultados mostraron que cuando la velocidad de aproximación ( $V_1$ ) es

menor que la velocidad de arrastre ( $V_{c90}$ ) del  $d_{90}$  del material del lecho del río y dicho material cuenta con una graduación aceptable, el  $d_{90}$  limitara la profundidad de socavación local.

La ecuación desarrollada por Jones (Ref 4) a partir de datos de laboratorio es:

$$K_4 = (1 - 0.89(1 - V_R)^2)^{0.5} \tag{3.56}$$

donde:

$$V_R = \frac{V_1 - V_i}{V_{c90} - V_i} \tag{3.57}$$

- donde:
- $V_R$  relación de velocidad.
  - $V_1$  velocidad aguas arriba de la pila, en m/s.
  - $V_i$  velocidad de aproximación cuando la partículas del fondo en la pila tienen movimiento incipiente. en m/s
  - $V_{c90}$  velocidad crítica de arrastre para el  $d_{90}$  del material del fondo, en m/s.
  - $V_{c50}$  velocidad crítica de arrastre para el  $d_{50}$  del material del fondo, en m/s.
  - $b$  ancho de la pila, en m.

Los valores límite para el factor de corrección  $K_4$ , y el tamaño del material del lecho del río se muestran en la tabla 3.10.

FACTOR	TAMAÑO MÍNIMO DEL MATERIAL DEL FONDO DEL LECHO DEL RÍO.	VALOR MÍNIMO PARA $K_4$	$V_R > 1.0$
$K_4$	$d_{50} > 0.06 \text{ m}$	0.70	1.0

Tabla 3.10 límites para tamaño del material del fondo y el factor de corrección  $K_4$ .

Cabe mencionar que el factor de corrección  $K_1$  debera determinarse utilizando la tabla 3.7, para ángulos de ataque del flujo de hasta  $5^\circ$ . Para ángulos mayores, el factor  $K_2$  regirá y  $K_1$  se deberá considerarse igual a 1.0.

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

- a) Una porción de la pila esta protegida del choque directo del flujo, ya sea por un estribo o por otra pila; o
- b) Si un estribo u otra pila desvian el flujo en una dirección paralela a la orientación de la pila en análisis.

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

En lo concerniente al factor de corrección  $K_3$ , éste resulta del hecho de que para condiciones de configuración del lecho plano del río (la cual es típica para la mayoría de los sitios donde hay puentes y para las frecuencias de avenidas empleadas en el diseño por socavación) la profundidad de socavación máxima será 10% mayor que la calculada con la ecuación 3.53.

Durante una avenida en el caso poco usual donde se presente una configuración del lecho con dunas grandes, la profundidad de socavación local máxima en la pila puede ser hasta un 30%

mayor que el valor proporcionado por la misma ecuación (3.53). Esta situación puede llegar a presentarse en ríos muy grandes como el río Grijalva.

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

**Socavación local en pilas muy anchas.** Estudios de socavación en pilas muy anchas realizados en canales artificiales para flujos poco profundos, muestran, que inclusive la ecuación de la CSU sobrevalora las profundidades en estos casos. Las observaciones en campo corroboran estos resultados. Sin embargo, hasta la fecha la información con que se cuenta es insuficiente para estimar un factor de corrección a la ecuación de la CSU para este tipo de situaciones.

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

Los cálculos de profundidades de socavación local en pilas con zapatas o cabezales expuestos, basados en el ancho de los mismos elementos, parecen ser demasiado conservadores. Por ejemplo, las estimaciones para fosos de socavación en puentes dañados en la realidad, son más cercanas a las mediciones hechas en modelos físicos cuando se emplea el ancho de la pila en el lugar del ancho de la zapata; estos estudios demostraron que, al parecer, la zapata expuesta disminuye la profundidad de socavación local en la pila.

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

En un estudio, se encontró que en una zapata extendida hacia aguas arriba de la pila, reduce la socavación, cuando el paño superior de la pila se localiza sobre o bajo el nivel del lecho del cauce, pero los fosos de socavación incrementaron su profundidad y ancho a medida que la zapata se proyectaba dentro del campo de flujo (Ref. 18).

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

*“Si el paño superior de la zapata (o cabezal) se encuentra sobre o bajo el nivel del fondo del cauce (después de haber tomado en cuenta la socavación por contracción), se recomienda que el ancho de pila sea usado como el valor de  $b$  en las ecuaciones de socavación en pilas.*

*Si la zapata de la pila se proyecta por encima del nivel del fondo, será necesario realizar otro cálculo, utilizando el ancho de la zapata como el valor de  $b$ , y el tirante y velocidad media en la zona de flujo obstruida por la zapata, como los valores  $Y$  y  $V$ , respectivamente en la ecuación correspondiente. Se deberá usar el mayor de los resultados obtenidos (ver figura 3.15)”*

Si el paño superior de la zapata o cabezal se localiza en la elevación correspondiente a la degradación a largo plazo del lecho y/o de la socavación por contracción, entonces solo será necesario calcular la profundidad del foso considerando el ancho de la pila. Para determinar la velocidad media del flujo en la sección de la zapata expuesta ( $V_z$ ), se emplea la siguiente ecuación:

$$\frac{V_f}{V_1} = \frac{\text{Ln}\left(10.93 \frac{Y_f}{K_s} + 1\right)}{\text{Ln}\left(10.93 \frac{Y_1}{K_s} + 1\right)} \quad (3.58)$$

- donde  $V_f$  velocidad media del flujo en la zona por debajo del paño superior de la zapata, en m/s.  
 $V_1$  velocidad media en la vertical del flujo aproximándose a la pila, en m/s.  
 $Y_f$  distancia desde el lecho del río (después de la socavación por contracción), hasta el paño superior de la zapata, en m.  
 $K_s$  rugosidad media del lecho del canal (usualmente el  $d_{84}$  del material del fondo), en m  
 $Y_1$  tirante aguas arriba de la pila incluyendo la socavación por contracción, en m

Los valores obtenidos de  $V_f$  y  $Y_f$  deberán ser usados en las ecuaciones 3.53 y 3.54 antes mencionadas.

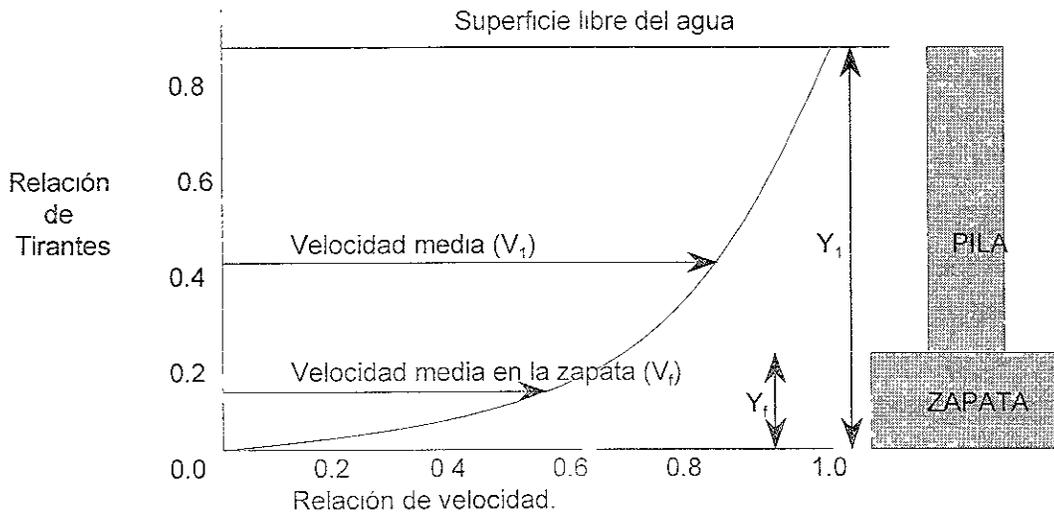


Figura 3 15. Definiciones de velocidades de flujo y tirantes para zapatas expuestas

**Socavación local en pilas con grupos de pilotes expuestos al flujo.** Jones condujo experimentos para llegar a recomendaciones para definir un ancho característico de un grupo de pilotes (ver fig. 3.16), que está o puede quedar expuesto al flujo (como resultado de la degradación a largo plazo del lecho del cauce y/o socavación por contracción) cuando los pilotes se encuentran espaciados tanto lateralmente como longitudinalmente en la dirección del flujo.

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

*“ Debe también tomarse en cuenta la acumulación de escombros debido a que dichos grupos de pilotes tienden a coleccionar grandes cantidades de cascajo que*

*pueden llegar a obstruir por completo los espacios entre pilotes y provocar con esto que el grupo de pilotes actúe con una masa mucho mayor a la que realmente tiene."*

Si el grupo de pilotes es expuesto al flujo como resultado de socavación local, entonces no será necesario considerar los pilotes para calcular la socavación local en la base de la pila. Por ejemplo, con cinco pilotes cilíndricos de 0.41 m de ancho, espaciados a cada 1.8 m, (figura 3.16), b tendrá un valor de 2.05 m. Este valor equivalente de pilote, se empleará en la ecuación 3.52 para determinar la profundidad del foso de socavación local, el factor de corrección  $K_1$ . En dicha ecuación para el grupo de pilotes, deberá ser igual a 1.0 independientemente de su forma. Si el grupo de pilotes es un cuadrado, como el de la figura siguiente o un rectángulo, se deberán usar las dimensiones como si el grupo de pilotes fuera una sola pila y el valor apropiado para la relación  $L/b$  para determinar el factor de corrección  $K_2$  de la tabla 3.8, o calcularlo con la ecuación 3.55.

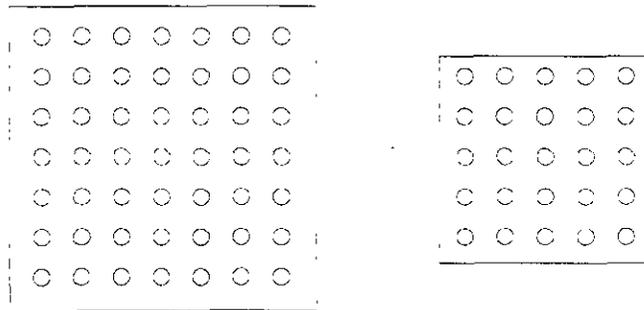


Fig. 3.16. Grupos de pilotes

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

**Cabezales de pilotes sobre la superficie del agua o dentro del campo de flujo..** Para este caso (figura 3.17), se recomienda que el análisis de socavación incluya cálculos de las diversas socavaciones causadas por:

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

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

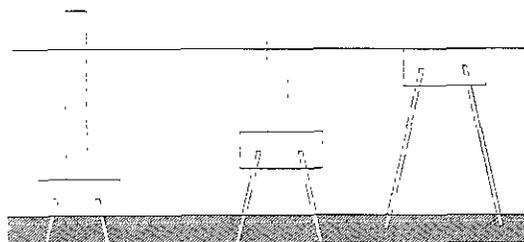


Figura 3.17. Cabezal de pilotes sobre lecho, en el flujo, o en la superficie libre

Cuando se lleve a cabo el cálculo de la socavación provocada por el cabezal de los pilotes, se deberá asumir que dicho cabezal descansa sobre el lecho del río; posteriormente se determinará  $V_R$  de la ec.3.58. Conocido este parámetro y  $Y_f$  se deberán sustituir ambos en la ec. 3.53. Se deberá aplicar esta última ecuación para el fuste de la pila y para el grupo de pilotes expuestos.

**Columnas múltiples esviadas.** Para pilas múltiples (mostradas como un grupo de cilindros en la (fig. 3.18) anguladas al flujo, la profundidad de socavación depende del espaciamiento entre ellas. El factor de corrección por el ángulo de ataque al flujo  $K_2$ , debe ser menor del que se adoptaría para una sola pila, aunque no se han hecho estudios para determinar el grado de disminución que tendría dicho factor para esta condición.

Raudkivi (Ref. 14), al discutir los efectos del alineamiento de las pilas con respecto al flujo señala:

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

La aplicación de la ec. 3.53 para las pilas múltiples espaciadas a una distancia igual o menor a 5 veces el diámetro de una de ellas, el ancho  $b$  es el ancho total proyectado de todas las pilas de una sola hilera, normal a un ángulo de ataque del flujo (ver figura 3.18). Por ejemplo, tres pilas de 2.0 m. de diámetro, espaciadas a 10.0 m., tendrán un valor de  $b$  que variará entre 2.0 y 6.0 m., dependiendo del ángulo de ataque al flujo. Este ancho equivalente de pila deberá emplearse en la ec. 3.53 para determinar la profundidad de socavación local en la pila equivalente.

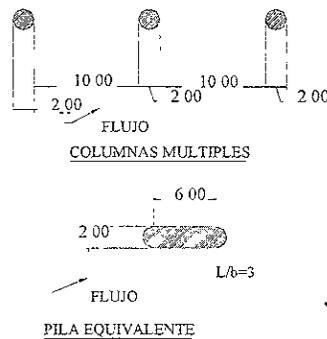


Fig 3.18. Múltiples pilas anguladas al flujo.

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

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

En el caso de que el efecto de los escombros y despojos sea notable, se deberán considerar la recomendaciones señaladas en el punto anterior, es decir tomar el grupo de pilas como una sola. Los valores apropiados de  $L/b$  y el ángulo de esviamiento, deberán entonces ser empleados para determinar el coeficiente  $K_2$  de la tabla 3.8, o la ecuación 3.55.

Futuros estudios de laboratorio deberán estar enfocados para dar lineamientos acerca de los límites de los ángulos de ataque al flujo, para distancias determinadas entre pilas múltiples, bajo las cuales dichos grupos pueden funcionar como miembros independientes con una mínima influencia en las pilas adyacentes.

**Socavación en flujo a presión.** El flujo a presión, también denominado flujo a través de un orificio, ocurre cuando a través de la superficie libre del agua en la cara aguas arriba del puente, si la elevación del cauce es igual o mayor a la elevación del paño inferior de la superestructura del puente (ver fig 3.19).

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

En la mayoría de los casos, cuando un puente es sumergido, el flujo también sobrepasará los terraplenes de aproximación adyacente al puente. Este flujo también es una clase de flujo sobre pared gruesa. Por lo tanto, para cualquier caso en que sobrepase el nivel del paño superior de la superestructura del puente, el flujo sobre el puente puede ser subdividido en flujo sobre el puente y flujo sobre los terraplenes de los caminos sobre el puente. En algunos casos, cuando el nivel de los terraplenes de las aproximaciones está por debajo del cordón inferior del puente, el alivio que se obtiene del rebase del agua sobre dichos terraplenes, será suficiente para prevenir que el puente llegue a sumergirse.

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

El programa WSPRO es particularmente útil para analizar el problema de socavación cuando el puente es sobrepasado por el flujo (Ref. 19), tanto en el caso de que exista, o no, derrame sobre los terraplenes del camino de aproximación al puente.

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

En la CSU, y en el centro de investigaciones Turner-Fairbank de la FHWA han realizado estudios en este tópico, los cuales indican que la socavación local en las pilas puede llegar a incrementarse hasta de un 200 a un 300% por flujo a presión. Los anteriores estudios se realizaron en canales artificiales y para condiciones de socavación de agua clara (Ref. 4).

Los estudios realizados por la FHWA indican que la socavación local en pilas para flujo a presión es la suma de dos componentes: la componente debida a la superestructura, y la debida a la pila. La primera es una forma de socavación por contracción vertical; y se observó que la segunda componente era aproximadamente igual a las mediciones de socavación en la pila. Con flujo a superficie libre, para las mismas condiciones de aproximación del flujo; esta segunda componente puede ser calculada con la ec. 3.53 empleando el tirante y la velocidad media de aproximación.

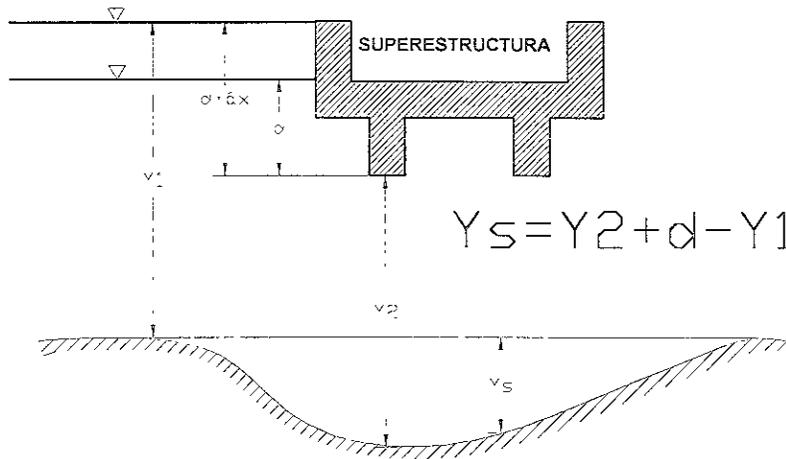


Fig. 3.19 Croquis de una contracción vertical producto de flujo a presión

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

El problema consiste ahora en determinar la razón de aumento en el ancho de la pila, a usar en la ec. 3.53. Existen muy pocos estudios documentados sobre esta materia, como los conducidos por Melville (Ref. 26). Además, para tirantes grandes, el efecto de atascamiento de escombros en las pilas disminuye considerablemente la profundidad de socavación, debido a que se crea una coraza e impide el transporte de material.

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

- Los despojos y cascajo están alineados con la dirección del flujo, y se detienen en el borde aguas arriba de la pila. El ancho de acumulación,  $W$ , en cada lado de la pila es normal a la dirección del flujo.
- El borde de salida de una pila larga y esbelta, no contribuye a la socavación en la pila, para una longitud mayor a 12 veces el ancho de la pila. Esto es congruente con la tabla 3.8 para limitar el coeficiente  $K_2$  para una relación  $L/b=12$ .
- El efecto de los despojos en el aumento de las profundidades de socavación se toma en cuenta añadiendo un ancho  $W$  a los lados y frente de la pila. El juicio y experiencia del proyectista es fundamental para determinar dicho parámetro.

El procedimiento sugerido por la FHWA cuenta con los siguientes tres pasos:

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

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

- 3.- Aplicar los factores  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$ ,  $K_4$  y  $b_{\text{proy}}$  en la ecuación 3.53, como sigue.

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_3 K_4 \left( \frac{b_{proy}}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.45} \quad (3.59)$$

donde:  $b_{proy} = 2W + b \cos \theta$       ó      (3.60)

$$b_{proy} = 2W + b \cos \theta + L' \operatorname{Sen} \theta \quad (3.61)$$

La mayor de ambas  $b_{proy}$  deberá emplearse en los cálculos.

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

$$W = Y_s (b + \operatorname{Cot} \theta) \quad (3.62)$$

- donde:  $W$       ancho máximo del foso de socavación referenciado al paño lateral de la pila o zapata, en m.  
 $Y_s$       profundidad de socavación local, en m.  
 $b$       ancho inferior del foso de socavación, como una fracción de la profundidad de socavación.  
 $\theta$       ángulo de reposos del material del lecho del río.

El ángulo de reposo de un material no cohesivo en el aire, varía de  $30^\circ$  a  $40^\circ$ . Por lo tanto, si el ancho inferior del foso de socavación es igual a la profundidad  $Y_s$  del mismo,  $b$  será igual a 1.0 y el ancho superior del foso en arena no cohesiva variará de 2.0 a 2.8 veces  $Y_s$ .

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

Bajo el agua, al ángulo de reposo de un material no cohesivo es menor que los proporcionados para aire, por lo que es recomendable emplear un ancho superior de foso igual a 2.0 veces  $Y_s$  para fines prácticos ingenieriles (ver Fig.3.20).

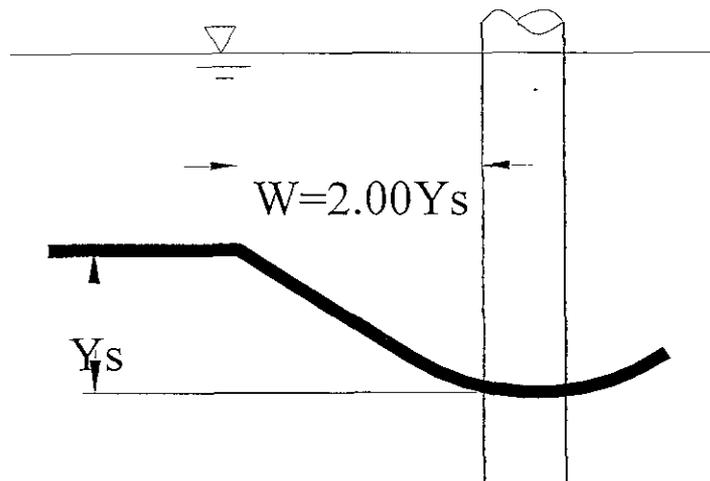


Fig. 3.20. Ancho superior del foso de socavación.

3.2.2.2.- En estribos.

3.2.2.2.1.- Método de Artamonov.

Este método no sólo permite estimar la profundidad de socavación al pie de los estribos, sino también al pie de diques de encauzamiento o espigones (Ref. 3).

La profundidad de socavación a partir de la superficie libre esta dada por la siguiente ecuación:

$$y_s = P_\alpha P_q P_R H_o \tag{3.63}$$

- donde:  $P_\alpha$     coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del espigón con la corriente, como se indica en la fig. 3.21; y cuyo valor se puede encontrar en la tabla 3.11.
- $P_q$         coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ , en donde  $Q_1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$ , el gasto total que escurre por el río. El valor de  $P_q$  puede encontrarse en la tabla 3.12.
- $P_R$         coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede encontrarse en la tabla 3.2
- $H_o$         tirante inicial en la zona cercana al espigón antes de la erosión, en m.

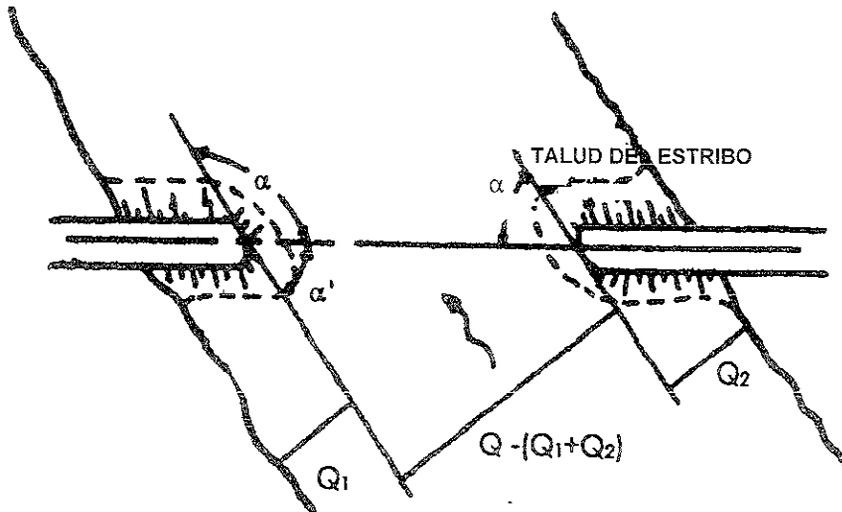


Fig 3 21 Disposición de los estribos

$\alpha$	20°	60°	90°	120°	150°
$P_x$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.888

Tabla 3 11 Coeficiente  $P_\alpha$

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla 3.12 Coeficiente  $P_q$

Talud R	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$P_R$	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Tabla 3.13 Coeficiente  $P_R$

Todo lo anterior se aplica en forma semejante en el caso de espigones. Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones construidos en ambas orillas y unos frente a otros, la profundidad de socavación ya se puede reducir a un 75%, es decir, la expresión anterior puede escribirse como:

$$y_s = 0.75 P_\alpha P_q P_R H_o \tag{3.64}$$

**3.2.2.2.2.- Método recomendado por la FHWA.**

Como ayuda para determinar la profundidad potencial de socavación, para diseño del estribo, así como para la colocación de pedraplenes o espigones, se empleará la ecuación de Froehlich para socavación de lecho vivo. Froehlich analizó datos recopilados en 170 experimentos realizados en canales artificiales de prueba, y por medio de un análisis de regresión (Ref. 4), obtuvo la siguiente ecuación:

$$\frac{Y_s}{Y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left( \frac{L'}{Y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1 \tag{3.65}$$

donde:  $K_1$       coeficiente de corrección por forma del estribo (ver tabla 3.14)  
 $K_2$       coeficiente de corrección por esviajamiento,

$$K_2 = \left( \frac{\theta}{90} \right)^{0.13} \tag{3.66}$$

0 < 90° si el estribo apunta hacia aguas abajo,  
 y  
 0 > 90° si el estribo apunta hacia aguas arriba.  
 (ver figura 3.22 para definir el ángulo  $\theta$ ).

$L'$       longitud del estribo proyectada en dirección normal al flujo, en m.  
 $Fr$       Número de Froude aguas arriba del sitio del estribo.

$$Fr = \frac{Q_e}{A_e (g Y_a)^{0.5}} \tag{3.67}$$

$Q_e$       gasto obstruido por el estribo y/o terraplén de aproximación, en m/s.  
 $A_e$       área hidráulica en la sección obstruida por el estribo, en m/s.  
 $Y_a$       tirante medio del flujo en los canales secundarios, en m.  
 $Y_s$       profundidad de socavación local en el estribo, en m.

DESCRIPCIÓN DEL ESTRIBO	COEFICIENTE $K_1$
Pared vertical	1.00
Pared vertical biselada	0.82
Derramante	0.55

Tabla 3.14 Coeficiente de corrección por forma de estribo.

Existe otra ecuación desarrollada por el USACOE (U. S. Army Corps of Engineers), la cual también puede ser usada para estimar la socavación local en estribos. Esta ecuación, llamada de aquí en adelante como la ecuación HIRE, es aplicada cuando la relación entre la longitud del estribo  $L'$ , y el tirante de aproximación,  $Y_1$ , es mayor que 25.

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 4Fr^{0.33} \frac{K_1}{0.55} \tag{3.68}$$

- donde: Fr      número de Froude basado en la velocidad y tirante aguas arriba del estribo.
- $K_1$       coeficiente de corrección por forma del estribo (ver tabla 3.14).
- $Y_s$       profundidad de socavación, en m.
- $Y_1$       tirante aguas arriba, adyacente al estribo, en m.

Para corregir la ecuación anterior por ángulo de ataque al flujo del estribo, deberá emplearse la figura siguiente:

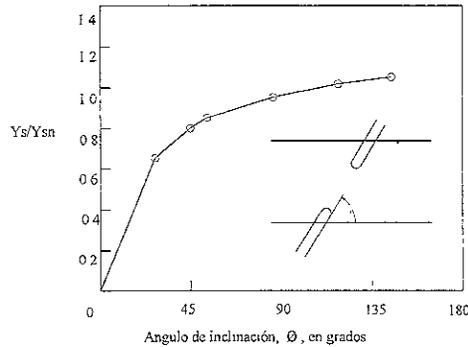


Fig. 3.22 Ajuste de la profundidad de socavación en estribos por ángulo de ataque al flujo.

**Socavación local de agua clara en estribos.** Es este caso, las ecuaciones 3.65 y 3.68 son aplicables. Debido a que las ecuaciones de socavación de agua clara tienden a obtener resultados de socavación menores, por la presencia de material grueso en el lecho del cauce. Esta disminución en los resultados está respaldada por datos obtenidos en campo.

**3.2.3.- Socavación en estrechamientos.**

La socavación por estrechamiento o contracción ocurre cuando, durante una avenida el área de flujo (área hidráulica) del cauce se reduce ya sea por una contracción natural o por un puente. También ocurre cuando el flujo se derrama por encima del nivel máximo del canal y es forzado de nuevo hacia él por terraplene de ferrocarril o de carreteras en la proximidad del puente (fig. 3.23).

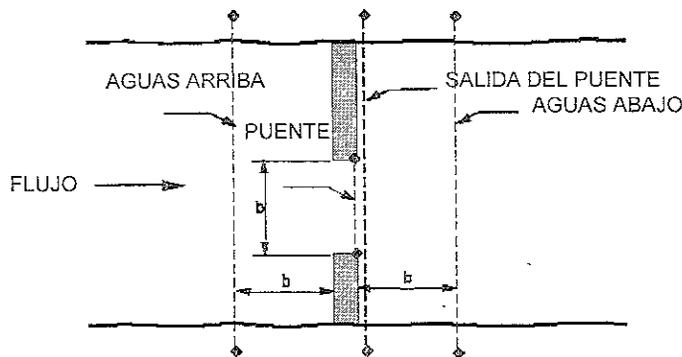


Fig. 3.23. Contracción en el río causada por la presencia de un puente.

**3.2.3.1.- Método recomendado por la FHWA.**

Con este tipo de socavación, el área de la sección bajo el puente (sección contracta) se incrementa hasta que, en el límite, el transporte de sedimento aguas abajo del cruce iguala al que entra a la misma. Normalmente, el ancho de la sección contracta disminuye y la profundidad aumenta hasta que la condición de límite es alcanzada.

Laursen derivó la siguiente ecuación para socavación por contracción de lecho vivo (Clear-Water contraction scour), basado en una función de transporte simplificada.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{w_1}{w_2}\right)^{K_1} \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^{K_2} \tag{3.69}$$

$$Y_s = Y_2 - Y_0$$

- donde:  $Y_s$  profundidad media del foso de socavación, en m.  
 $Y_1$  tirante medio del canal principal aguas arriba, en m.  
 $Y_2$  tirante medio en la sección contracta, después de la socavación, en m.  
 $Y_0$  tirante en la sección contracta, antes de la socavación, en m.  
 $Q_1$  gasto en el canal aguas arriba, transportando sedimento, en m<sup>3</sup>/s.  
 $Q_2$  gasto en el canal contraído, en m<sup>3</sup>/s. Usualmente igual al gasto total, a menos de que el gasto sea reducido por desbordamiento.  
 $W_1$  ancho de la sección del canal principal, aguas arriba, en m.  
 $W_2$  ancho de la sección del canal principal, sección contracta, en m.  
 $n_1$  coeficiente de rugosidad de Manning para la sección contracta.  
 $n_2$  coeficiente de rugosidad de Manning para la sección aguas arriba.  
 $K_1$  &  $K_2$  exponentes de transporte de sedimento (ver siguiente tabla).  
 $V$   $(g \text{ y } S_1)^{0.5}$ , velocidad de fricción en la sección aguas arriba, en m/s.  
 $\omega$  velocidad media de sedimentación del material del fondo, basado en el  $d_{50}$  en m/s, ver fig. 3.24.  
 $g$  aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>.  
 $S_1$  pendiente de la línea de energía del canal principal, en m/m.  
 $d_{50}$  diámetro cincuenta del material del lecho del río, en m.

$V/\omega$	$K_1$	$K_2$	MODO DE TRANSPORTE DEL FONDO
< 0.50	0.50	0.066	Gasto con material de contacto
0.50 a 2.00	0.64	0.210	Gasto con poco material suspendido
> 2.00	0.69	0.370	Gasto con mucho material suspendido.

Tabla 3 15. coeficiente  $K_1$  y  $K_2$

La localización de la sección aguas arriba del puente para los datos  $Y_1$ ,  $Q_1$ ,  $Q_1$  y  $n_1$ , estarán a juicio y experiencia del ingeniero calculista. Se recomienda tomar dicha sección a una distancia igual a una abertura entre pilas del puente, desde la cara aguas arriba del mismo.

La socavación por contracción de agua clara ocurre en una contracción larga cuando:

1. No hay transporte de material del fondo del tramo aguas arriba del puente hacia el tramo aguas abajo.
2. El material es transportado hacia aguas abajo, casi en su totalidad, en suspensión y a una capacidad menor a la total del flujo.

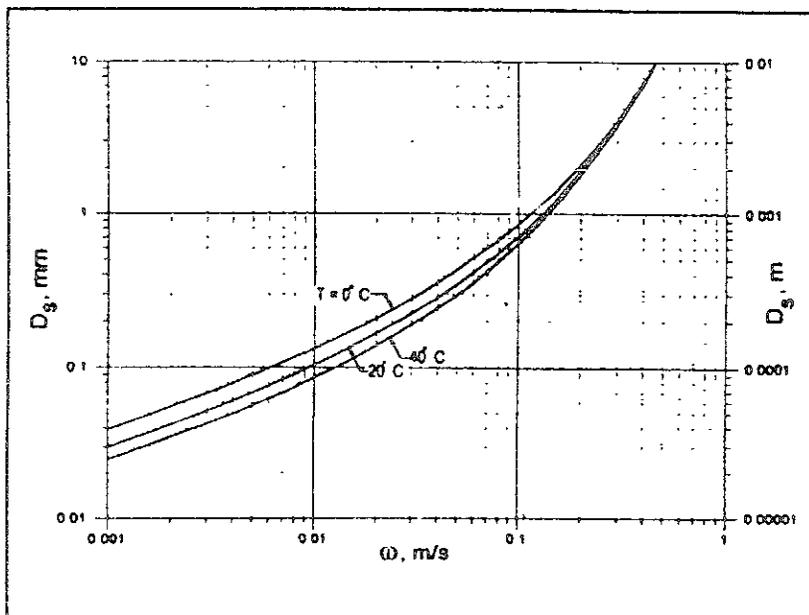


Figura 3.24. Velocidad media de sedimentación de partículas arenosas de cuarzo.

En este tipo de socavación, el área de la sección contracta se incrementa hasta que, en el límite, la velocidad del flujo  $V_o$ , o el esfuerzo de arrastre  $\tau_c$  de una partícula del material de fondo de diámetro  $d$ . normalmente, el ancho  $W$  de la sección contracta se reduce y el tirante  $Y$  se incrementa hasta que las condiciones límite se alcanzan.

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

$$\tau_o = \tau_c \tag{3.70}$$

donde:  $\tau_o$       esfuerzo tangencial promedio en el lecho del cauce, sección contracta, en Pa.  
 $\tau_c$       esfuerzo tangencial crítico en el lecho del cauce, en Pa.

El esfuerzo tangencial promedio en el lecho del cauce, usando  $Y$  como el radio hidráulico  $R_h$  (valido para relaciones ancho tirante muy grandes) y la ecuación de Manning para determinar la pendiente hidráulica  $S_f$  se puede expresar como:

$$\tau_o = \gamma Y S_f = \frac{\rho g n^2 V^2}{Y^{1/3}} \tag{3.71}$$

Para materiales de fondo no cohesivos y socavación por contracción de agua clara totalmente establecida, el esfuerzo tangencial crítico se determina con la relación de Shields (Ref. 14).

$$\tau_c = Ks(\rho_s - \rho)g d \tag{3.72}$$

el lecho del río en una larga contracción se socavará hasta que se cumpla la igualdad  $\tau_o = \tau_c$  resultando en:

$$\frac{\rho g n^2 V^2}{Y^{1/3}} = Ks(\rho_s - \rho)g d \tag{3.73}$$

despejando el tirante Y

$$Y = \left( \frac{n_2 V_2}{K_s (S_s - 1) d} \right)^3 \quad (3.74)$$

En términos de gasto Q, la ecuación anterior se puede escribir como sigue.

$$Y = \left( \frac{n_2 Q_2}{K_s (S_s - 1) d W^2} \right)^{3/7} \quad (3.75)$$

donde: Y	tirante de la sección contracta despees de la socavación, en m.
S <sub>f</sub>	pendiente hidráulica, en m/m.
V	velocidad media en la sección contracta, en m/s.
d	diámetro de la partícula más pequeña no transportable del material de fondo, se recomienda el uso del d <sub>84</sub> , en m.
Q	gasto, en m <sup>3</sup> /s.
W	ancho de la sección contracta, en m.
g	aceleración de la gravedad, 9.81 m/s <sup>2</sup> .
n	coeficiente de rugosidad de Manning.
K <sub>s</sub>	coeficiente de número adimensional de Shields, el cual depende de los siguientes parámetros:
S <sub>s</sub>	densidad relativa de sólidos, 2.65 para el cuarzo.
γ	peso específico del agua, 9.810 N/m <sup>3</sup> .
ρ	densidad del agua, 1000 Kg/m <sup>3</sup> .
ρ <sub>s</sub>	densidad del sedimento, 2647 Kg/m <sup>3</sup> para el cuarzo.

Las dos ecuaciones anteriores son básicas para el cálculo de la profundidad de socavación de agua clara en una contracción larga. Laursen, en unidades inglesas, uso un valor de 4 para K<sub>s</sub>(ρ<sub>s</sub>-ρ)g en la ecuación 3.72; d<sub>50</sub> para el tamaño d de la partícula más pequeña en reposo del material del fondo, y para el coeficiente de rugosidad de Manning, empleo la aproximación de Strickler (n = 0.034 d<sub>50</sub><sup>1/6</sup>).

La anterior consideración de Laursen, con S<sub>s</sub> = 0.65 es equivalente a tomar un coeficiente de Shields: K<sub>s</sub> = 0.039.

Dos experimentos en canales artificiales y estudios en ríos naturales con lechos de arena, grava, cantos rodados y boleos, el coeficiente de Shields K<sub>s</sub> para iniciar el movimiento, varia de 0.01 hasta 0.25 y es función del tamaño de las partículas, de número de Froude y de la granulometria del suelo.

Algunos valores típicos de K<sub>s</sub>, para Fr > 0.8 y como función del tamaño del material del lecho son:

- K<sub>s</sub> = 0.047 para arena (d<sub>50</sub> de 0.065 a 2.0 mm),
- K<sub>s</sub> = 0.030 para material poco gravoso (d<sub>50</sub> de 2.0 a 40 mm); y
- K<sub>s</sub> = 0.060 para material grueso (d<sub>50</sub> mayor a 40 mm).

En sistema métrico, la ecuación de Strickler para n es 0.041d<sub>50</sub><sup>1/6</sup>, donde d<sub>50</sub> esta dado en m. se recomienda el uso del diámetro medio efectivo del material del lecho d<sub>m</sub> en lugar del d<sub>50</sub> cuya equivalencia aproximada según el HEC-18 de la FHWA es: d<sub>m</sub> = 1.25 d<sub>50</sub>.

Este cambio en la ecuación de Strickler proporciona un valor del coeficiente de rugosidad de Manning, n = 0.04 dm<sup>1/6</sup>. Sustituyendo K<sub>s</sub> = 0.039 en las ecuaciones 3.74 y 3.75 proporciona las siguientes ecuaciones:

$$Y = \left( \frac{V^2}{40 d_m^{2/3}} \right)^3 \quad (3.76)$$

$$Y = \left( \frac{Q^2}{40 d_m^{2/3} W^2} \right)^{3/7} \quad (3.77)$$

$$Y_s = Y - Y_o \quad (3.78)$$

donde:  $Y_s$  profundidad media del foso de socavación, en m  
 $Y_o$  tirante en la sección contracta, antes de la socavación, en m.  
 $Q$  gasto a través de la contracción, en  $m^3/s$ .  
 $d_m$  diámetro medio del material del fondo ( $1.25 d_{50}$ ) en la contracción, en m.  
 $W$  ancho de la sección contracta, en m.

Se observo en cuanto al diámetro medio del material del fondo  $d_m$  la recomendación proporcionada por la FHWA, puede no ser útil. En rigor, debe estudiarse la desviación estándar geométrica y la ley de distribución probabilística que siga la curva granulométrica del lecho, la cual puede variar (ver Apéndice 4).

Las ecuaciones para socavación por contracción de agua clara consideran materiales de fondo homogéneos. Pero se puede usar de modo secuencial para materiales de fondo con estratigrafía variada, como en el caso del método de L. L. Lischvan-Lebediev.

Las ecuaciones 3.76 y 3.77 no proporcionan la distribución de la socavación por contracción en la sección transversal en estudio, en muchos casos, el suponer una profundidad de foso de socavación uniforme en toda la sección del cruce del puente nos conduce a errores (por ejemplo: puentes pequeños, puentes de alivio auxiliares con secciones transversales simples o en tramos rectos). Por lo anterior, dichas ecuaciones son exclusivamente para determinar una profundidad de foso promedio en la sección.

Sin embargo, para puentes muy anchos, o localizados en curvas, puentes con llanuras de inundación, o en cruces con gran variación de materiales de fondo tanto en tamaño como en granulometría, las profundidades de socavación no se distribuirán uniformemente a lo largo de su sección transversal. Para estos casos, las ecuaciones 3.76 y 3.77 serán útiles si se conocen la distribución de la velocidad y/o del material del lecho del cauce en la sección.

Existen programas del computo como el WSPRO, los cuáles utilizan tubos de flujo para proporcionar tanto el gasto como la distribución de velocidad en la sección transversal. Usando dicha distribución, las ecuaciones 3.76 y 3.77 pueden ser empleadas para estimar la distribución de las profundidades de socavación en la sección. Este programa también puede ser utilizado para calcular la profundidad del foso de socavación empleando este mismo método para las condiciones de socavación de lecho vivo y de socavación por agua clara, como se mostrara en el siguiente inciso.

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

### 3.3.- Ejemplo de aplicación "PUENTE PAPALOAPAN".

A continuación se presenta el cálculo de la profundidad de socavación para las condiciones existentes en el Puente Papaloapan utilizando algunos de los métodos antes descritos.

Con la finalidad de comparar los resultados se realizarán dos cálculos de la profundidad de socavación, el primero se hará utilizando el método de L. L. Lischtvan Lebediev para obtener la profundidad de socavación general, mientras que para definir la profundidad de socavación local en pilas se utilizará el método de Yaroslavtziev; en el segundo cálculo se recurrirá a los métodos recomendados por la FHWA para obtener la profundidad de socavación por contracción y local en pilas.

#### 3.3.1.- Datos generales del puente y la zona donde este se ubica.

El puente se localiza sobre el río Papaloapan, en los límites de los estados de Veracruz y Oaxaca (ver fig. 3.25), a la altura del Km 2 + 760 del tramo Papaloapan-La Tinaja, de la carretera La Tinaja-Acayucan. En la zona donde se ubica el puente existe una amplia franja de terrenos contiguos al litoral del Golfo de México cuya altitud oscila entre los 200 y 250 m.s.n.m. que corresponde a las llanuras aluviales de algunos ríos muy importantes como el Papaloapan y el Coatzacoalcos (Ref. 21).

El puente tiene una longitud total de 286.60 m; esta formado por siete tramos simplemente apoyados de concreto presforzado a base de cuatro nervaduras que junto con la carpeta de rodamiento suman 1.98 m de peralte en la superestructura; el ancho total del es de 10.50 m con un ancho de calzada de 7.5 m; la subestructura esta formada por dos caballetes y seis pilas intermedias rectangulares con nariz redondeada construidas a base de concreto reforzado sobre cilindros del mismo material de 4.00 m de diámetro (ver plano No.2).

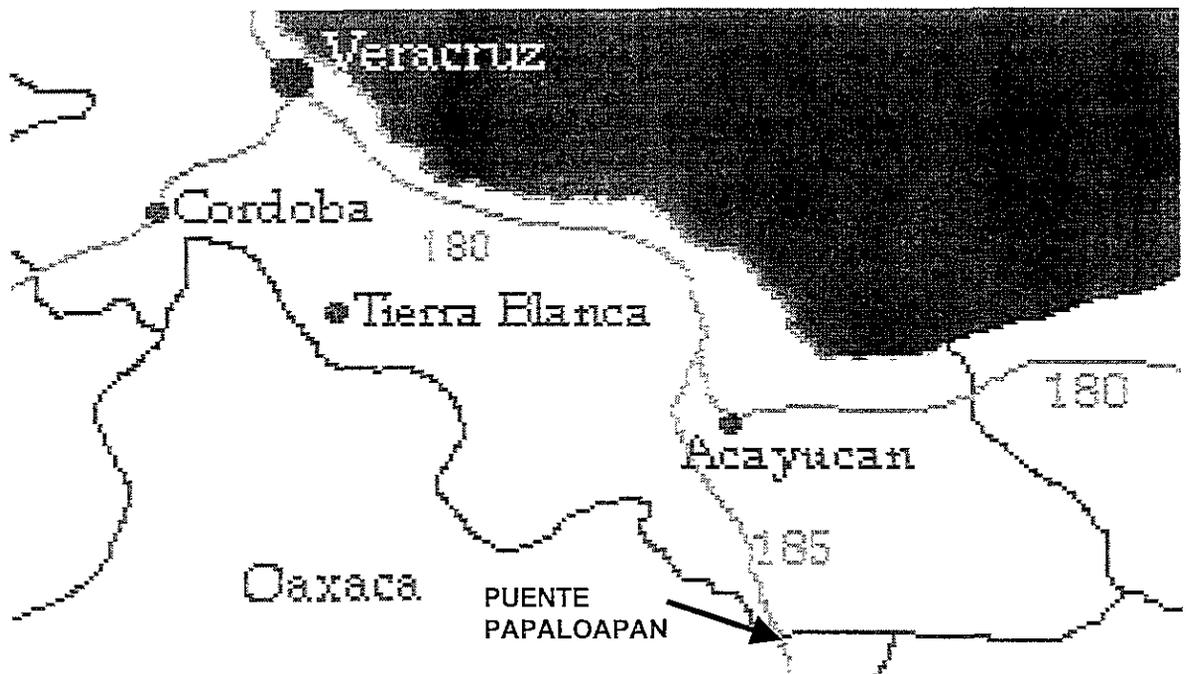


Fig. 3.25 Ubicación del puente Papaloapan

**3.3.2.- Hidrología.**

La cuenca Hidrológica que afecta al puente, es la que esta controlada por la Estación Papaloapan ubicada en el Puente Ferrocarrilero, localizado unos 500 m aguas abajo del puente en estudio. Esta cuenca es parte de la denominada Cuenca Hidrológica del Papaloapan y basicamente está determinada por los escurrimientos de los ríos El Tonto y Santo Domingo.

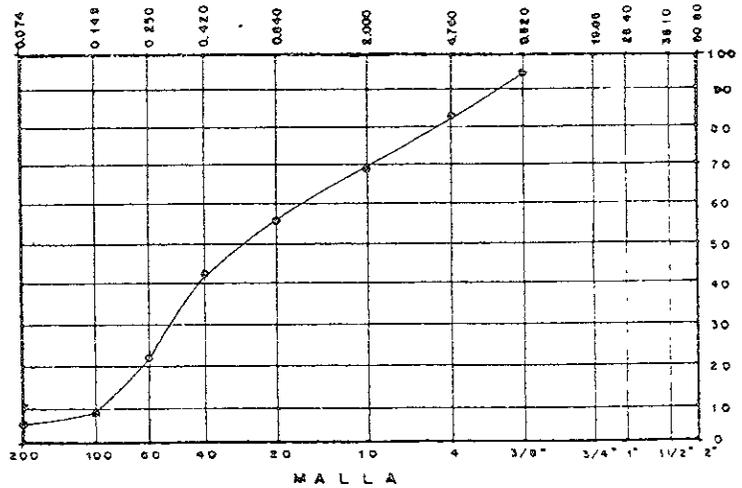
El área de la cuenca determinada por la Comisión Papaloapan de la CNA (Comisión Nacional del Agua), es de 21.236 Km<sup>2</sup> de un total de 39,189 Km<sup>2</sup> de la cuenca del Papaloapan. Dentro de la cuenca se encuentran dos de las presas más importantes de México la Miguel Alemán o Temazcal y la Miguel de la Madrid o Cerro de Oro (Ref. 21)

**3.3.3.- Mecánica de Suelos.**

En general los materiales encontrados en el sitio de estudio del cruce corresponden a formaciones de origen continental, constituidas superficialmente por depósitos aluviales en planicies. En la zona del cruce el subsuelo está constituido por dos estratos bien definidos; un estrato de espesor variable entre 8 y 13 m formado por arena fina arcillosa y arena bien graduada con poca arcilla de consistencia suelta (la gráfica granulométrica correspondiente a este estrato se muestra en la figura 3.26), le subyace otro estrato formado por arena arcillosa de baja compresibilidad de consistencia dura.

Respecto al Ensaye de Penetración Estándar realizado de 0 a 15 m. (respecto al lecho del río), el número de golpes varia entre 20 y 40 golpes, y el contenido de agua entre 31.4% y 64.1%. el segundo estrato arcilloso presenta un número de golpes superior a 40 golpes. En el plano No. 1 se presentan los perfiles estratigraficos antes señalados.

Peso volumétrica suelta kg/m<sup>3</sup> \_\_\_\_\_  
 Peso volumétrica máxima kg/m<sup>3</sup> \_\_\_\_\_  
 Peso volumétrica en el lugar kg/m<sup>3</sup> \_\_\_\_\_  
 Humedad óptima \_\_\_\_\_ 12.2  
 % Que pasa la malla:  
 2" \_\_\_\_\_  
 1 1/2" \_\_\_\_\_  
 1" \_\_\_\_\_  
 3/4" \_\_\_\_\_  
 3/8" \_\_\_\_\_ 95.0  
 No. 4 \_\_\_\_\_ 83.1  
 No. 10 \_\_\_\_\_ 68.9  
 No. 20 \_\_\_\_\_ 56.2  
 No. 40 \_\_\_\_\_ 43.0  
 No. 60 \_\_\_\_\_ 21.6  
 No. 100 \_\_\_\_\_ 9.7  
 No. 200 \_\_\_\_\_ 7.3  
 % Desperdicio en la muestra \_\_\_\_\_  
 Humedad del lugar % \_\_\_\_\_  
 Grado de compactación % \_\_\_\_\_  
 CBR (estandar) % \_\_\_\_\_  
 % Expansión \_\_\_\_\_  
 Valor cementante \_\_\_\_\_  
 Equiv. Arena % \_\_\_\_\_  
 Clasificación S.O.P. \_\_\_\_\_



**PRUEBAS MAT. MAYOR 3/8"**

ABSORCION \_\_\_\_\_  
 DENSIDAD \_\_\_\_\_

**PRUEBAS SOBRE MATERIAL QUE PASA LA MALLA No 40**

LIMITE LIQUIDO \_\_\_\_\_  
 LIMITE PLASTICO \_\_\_\_\_  
 INDICE PLASTICO \_\_\_\_\_  
 CONTRACCION LINEAL \_\_\_\_\_

Fig. 3.26 Gráfica granulométrica del primer estrato de suelo (0 - 13 m bajo el lecho)

### 3.3.4.- Estudio Topohidráulico.

El estudio realizado consistió en efectuar tres perfiles batimétricos, uno en el eje del puente, otro 300 m aguas arriba y otro 300 m aguas debajo de la zona del cruce, como se muestra en el plano No. 1. La recopilación necesaria de las estaciones hidrométricas de la región, el estudio de la cuenca que drena el río, y todos los datos se complementan con el estudio de Mecánica de Suelos para así permitir determinar el perfil de socavación para una avenida estimada con un periodo de retorno de 50 años que fue de 5,166 m<sup>3</sup>/s.

### 3.3.5.- Cálculo de la profundidad de Socavación General por el método de L. L. Lischvan-Lebediev y de la profundidad de socavación local en pilas por el método de Yaroslavtziev.

Utilizando el diagrama mostrado en la figura 3.4, procederemos a calcular de la profundidad de Socavación General por el Método de L. L. Lischvan-Lebediev.

Datos generales.

Qd	=	5 166 m <sup>3</sup> /s	de acuerdo al inciso 3.3.4.
V	=	4.54 m/s.	de PAPALO.LST línea 354 (Apéndice 6).
Tr	=	50 años.	de acuerdo al inciso 3.3.4.
Ho	=	variable, en m	de PAPALO.WSP líneas 23-31 (Apéndice 6).
B	=	228.0 m.	de PAPALO.WSP línea 390 (Apéndice 6).
Be	=	208.0 m.	Be = B - Σb = 228.0 - 20 = 208.0 m.
Ah	=	1137.92 m <sup>2</sup> .	de PAPALO.LST línea 353 (Apéndice 6).

$$Hm = \frac{Ah}{Be} = \frac{1137.92}{208.0} = 5.47m.$$

μ	=	0.96	según la tabla 3.4.
β	=	0.82	según la tabla 3.2.

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{5/3} Be \mu} = \frac{5166}{5.47^{5/3} \cdot 208.0 \cdot 0.96} = 1.523$$

d <sub>16</sub>	=	0.18 mm.	de acuerdo con la Fig.66.
d <sub>84</sub>	=	4.76 mm.	de acuerdo con la Fig.66.

Además de acuerdo con las ecuaciones A4.4 y A4.5.

$$\sigma_g = \left[ \frac{d_{84}}{d_{16}} \right]^{1/2} = \left[ \frac{4.76}{0.18} \right]^{1/2} = 5.14$$

$$d_m = d_{s0} \cdot e^{1/2(\ln \sigma_g)^2} = 0.756 \cdot e^{1/2(\ln 5.14)^2} = 2.887 \text{ mm.}$$

X	=	0.40	de acuerdo con la tabla 3.5.
---	---	------	------------------------------

$$Hs = \left[ \frac{\alpha Ho^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right]^{1/(1+X)}$$

Los resultados para diversos puntos se encuentran en la tabla 3.16.

PUNTO	COORD. X	ELEV. Yi	TIRANTE Ho	$\alpha H_o^{5/3}$	$\alpha H_o^{5/3} / 0.68 d_m^{0.28 \beta}$	Hs	Hs-Ho	ELEV. Ys
1	0.00	15.68	0.00					15.68
2	8.60	10.11	0.00					10.11
3	9.60	8.76	0.63	0.71		0.95	0.96	8.43
4	14.60	6.92	2.47	6.88		9.17	4.82	4.57
5	24.60	3.44	5.95	29.77		39.68	13.65	-4.26
6	40.55	2.35	7.04	39.41		52.52	16.65	-7.26
7	47.38	2.55	6.84	37.54		50.03	16.09	-6.70
8	54.21	3.65	5.74	28.03		37.35	13.07	-3.68
9	61.12	4.05	5.34	24.85		33.12	12.00	-2.61
10	67.96	3.85	5.54	26.42		35.21	12.54	-3.15
11	74.79	3.55	5.84	28.85		38.45	13.34	-3.95
12	81.54	1.85	7.54	44.16		58.85	18.05	-8.66
13	88.46	1.85	7.54	44.16		58.85	18.05	-8.66
14	95.29	4.45	4.94	21.82		29.09	10.95	-1.56
15	102.12	4.35	5.04	22.57		30.08	11.21	-1.82
16	108.96	4.05	5.34	24.85		33.12	12.00	-2.61
17	115.69	3.55	5.84	28.85		38.45	13.34	-3.95
18	122.52	3.75	5.64	27.22		36.28	12.80	-3.41
19	129.36	4.15	5.24	24.08		32.09	11.74	-2.35
20	136.19	3.95	5.44	25.63		34.16	12.27	-2.88
21	143.02	3.95	5.44	25.63		34.16	12.27	-2.88
22	149.86	3.65	5.74	28.03		37.35	13.07	-3.68
23	156.69	3.35	6.04	30.51		40.66	13.88	-4.49
24	163.52	4.35	5.04	22.57		30.08	11.21	-1.82
25	170.36	4.45	4.94	21.82		29.09	10.95	-1.56
26	177.19	5.15	4.24	16.92		22.55	9.13	0.26
27	184.02	5.65	3.74	13.73		18.29	7.87	1.52
28	190.86	6.06	3.33	11.31		15.07	6.86	2.53
29	197.69	6.15	3.24	10.81		14.40	6.64	2.75
30	204.52	6.15	3.24	10.81		14.40	6.64	2.75
31	211.05	6.46	2.93	9.14		12.18	5.90	3.49
32	215.00	7.34	2.05	5.05		6.73	3.87	5.52
33	218.34	7.44	1.95	4.64		6.18	3.64	5.75
34	223.15	7.73	1.66	3.54		4.72	3.01	6.38
35	224.30	8.19	1.20	2.06		2.75	2.05	7.34
36	231.57	8.86	0.53	0.53		0.70	0.78	8.61
37	245.55	10.79	0.00					10.79
38	256.15	10.73	0.00					10.73
39	260.83	11.60	0.00					11.60
40	273.40	11.97	0.00					11.97
41	278.71	13.90	0.00					13.90
42	286.60	14.67	0.00					14.67

Tabla 3.16 Cálculo de la profundidad de socavación por el Método de L. L. Lischtvan –Lebediev para varios puntos del cruce

La aplicación del método de Yaroslavtziev nos permite calcular la profundidad de socavación local en las pilas del puente.

Utilizando la ecuación 3.50:

$$Y_s = K_f K_v (e + K_h) \frac{V_a^2}{g} - 30d_{84}$$

$K_f = 10$  de acuerdo con la figura 3.9.  
 $V = 3.83 \text{ m/s.}$  de PAPALO.LST línea 3.84 (Apéndice 6).

$$\frac{V^2}{g b} = \frac{4.54^2}{9.81 \cdot 4.00} = 0.525$$

$K_v = 0.59$  de acuerdo con la figura 3.10.  
 $e = 6$  de acuerdo con lo descrito en la pagina 38.  
 $b = 4.00 \text{ m.}$  de acuerdo con el inciso 3.3.1.

$$Y_s = 10 \cdot 0.59 \cdot (0.6 + K_h) \frac{4.54^2}{9.81} - 30 \cdot (0.00625)$$

$$Y_s = 12.396 \cdot (0.6 + K_h) - 0.1875$$

PILA No.	TIRANTE CONSIDERANDO SOCAVACIÓN GENERAL (m)	H/b	$K_h$	$Y_s$ (m)
1	19.80	4.95	0.05	7.87
2	20.99	5.28	0.05	7.87
3	15.23	3.81	0.09	8.36
4	13.36	3.34	0.11	8.61
5	7.92	1.98	0.31	11.09

Tabla 3.17. Cálculo de la profundidad de socavación local en pilas por el método de Yaroslavtziev.

La profundidad  $Y_s$  obtenida se mide a partir de la profundidad del lecho del cauce una vez que ha ocurrido la socavación general, es decir, la suma de los resultados de profundidad por socavación general y por socavación local en las pilas es la socavación total de todo el proceso; el ancho del foso de socavación se toma como dos veces la profundidad de socavación local en cada pila

### 3.3.5.- Cálculo de la socavación por contracción y local en pilas considerando los métodos recomendados por la FHWA.

Las variables hidráulicas necesarias para realizar los cálculos de socavación por contracción y local, fueron determinadas con el programa WSPRO, tabla 3.18.

En primera instancia debe determinar la ocurrencia de alguno de los dos tipos de socavación por contracción (lecho vivo o agua clara) en el canal principal, por medio de la comparación de la velocidad crítica de arrastre del sedimento del lecho del cauce, con la velocidad media del flujo, ambas en la sección aguas arriba (APPR según el apéndice 6).

VARIABLE	VALOR	ORIGEN
$K_1$	207476.6	PAPALO.LST línea 408
$K_{a\text{total}}$	208645.0	PAPALO.LST línea 410
$A_a$	2120.0	PAPALO.LST línea 408
$Y_1$	5.037	PAPALO.LST línea 408
$P$	421.64	PAPALO.LST línea 408
$K_b$	112959.6	PAPALO.LST línea 388
$K_{b\text{total}}$	113494.7	PAPALO.LST línea 390
$K_1$	1.0	Tabla 3.7
$K_2$	1.0	Tabla 3.8
$K_3$	1.1	Tabla 3.9
$K_4$	1.0	Tabla 3.10
$Y_1$	7.784	PAPALO.LST línea 435
$F_{r1}$	0.64	PAPALO LST línea 435

Tabla 3.18.

El gasto en el canal principal  $Q_1$  en la sección aguas arriba, se relaciona por medio de la relación de factores de conducción tanto el total como el del canal principal, y con el gasto total en el río, como sigue:

$$Q_1 = Q \left[ \frac{K_1}{K_{a\text{total}}} \right] = 5166 \left[ \frac{207476.6}{208645.0} \right] = 5137.3 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

la velocidad media en el canal principal en esta misma sección se determina aplicando el principio de continuidad.

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_a} = \frac{5137.3}{2120} = 2.423 \text{ m / s}.$$

Ahora se debe calcular la velocidad crítica de arrastre del d50 del material del lecho, para determinar el tipo de socavación por contracción que se presentará.

$$V_c = 6.19 Y_1^{1/6} d_{50}^{1/3}$$

$$V_c = (6.19) (5.037)^{1/6} (0.00756)^{1/3} = 1.59 \text{ m / s}.$$

Finalmente como  $V_c > V_1$  se concluye que la socavación por contracción será de lecho vivo, por lo que se empleará la ecuación 3.69. Los siguientes cálculos determinan el modo de transporte de fondo y los factores  $K_1$  y  $K_2$ .

El radio hidráulico en la sección aguas arriba se obtiene con:

$$R_h = \frac{A_a}{P} = \frac{2120}{421.64} = 5.028 \text{ m}.$$

Debe hacerse notar que el radio hidráulico es casi igual al tirante medio previamente calculado, lo cual indica que el canal es muy ancho.

El esfuerzo tangencial promedio en el lecho según la ecuación 3.71 es:

$$\tau_o = \gamma R_h S = (9810) (5.028) (0.0042) = 207.16 \text{ N / m}^2.$$

En la sección aguas arriba la velocidad de fricción  $V$ , toma el valor de:

$$V = \left[ \frac{\tau_o}{\rho} \right]^{0.5} = \left[ \frac{207.16}{1000} \right]^{0.5} = 0.455 \text{ m/s.}$$

De la figura 3.24 se lee que para  $d_{50} = 0.00756 \text{ m}$  la velocidad de caída  $\omega$  es igual a  $0.35 \text{ m/s}$ , por lo tanto:

$$\frac{V}{\omega} = \frac{0.455}{0.35} = 1.30$$

De la tabla 3.15 se observa que el coeficiente  $K_1$  es igual a  $0.64$  y  $K_2$  es igual a  $0.21$ .

El gasto en el canal principal  $Q_2$  en la sección bajo el puente (BRDG según el apéndice No. 6) se determina análogamente al gasto  $Q_1$ .

$$Q_2 = Q \left[ \frac{K_b}{K_{btotal}} \right] = 5166 \left[ \frac{112959.6}{113494.7} \right] = 5141.64 \text{ m}^3/\text{s.}$$

De la ec. 3.69.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left[ \frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[ \frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1} \left[ \frac{n^1}{n^2} \right]^{K_2}$$

El último termino no se considera debido a que la rugosidad es constante en ambas secciones.

$$\frac{Y_2}{5.037} = \left[ \frac{5141.64}{5137.30} \right]^{6/7} \left[ \frac{421.0}{185.4} \right]^{0.64}$$

Finalmente, la profundidad de socavación por contracción en el canal principal.

$$Y_s = Y_2 - Y_o = 8.520 - 5.05 = 3.47 \text{ m.}$$

esta magnitud coincide con el dato obtenido en el cálculo de socavación por contracción en lecho vivo mediante el programa el cual es  $3.467$  y se puede observar entre las líneas 470 a 481 del archivo de resultados mostrado en el apéndice No. 6.

Se observa también que la socavación en la parte derecha del río es nula debido a que no existe contracción en esa zona ya que el tirante no invade la pila No. 6 como se muestra en las líneas 490 a 502 del archivo de resultados.

Para realizar el cálculo de la magnitud de socavación en las pilas se debe considerar que cualquiera de las pilas puede ser sujeta a la acción de la velocidad y tirante máximos, y por lo tanto, sólo se realizará un cálculo para la socavación local en las pilas, y la profundidad obtenida deberá aplicarse a cada una de las 5 pilas inundadas de las 6 que forman el puente.

Se emplea la ec. 3.53.

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left[ \frac{b}{Y_1} \right]^{0.25} Fr_1^{0.45}$$

$$\frac{Y_s}{7.784} = 2.0 (1.0) (1.0) (1.1) (1.0) \left[ \frac{4.0}{7.784} \right]^{0.25} 0.64^{0.45} = 9.169 \text{ m.}$$

Por lo que la socavación máxima en las pilas será de 9.169 m

El paso final es trazar los perfiles de socavación en la sección transversal del cruce del puente (plano No. 3). En este caso, se trazaron los anchos del foso de socavación local considerándolos igual a dos veces la profundidad del mismo. Como puede observarse en el plano los métodos recomendados por la FHWA arrojan menores profundidades de socavación. En las pilas No. 1 y No. 2 la situación es crítica, debido a que en los resultados arrojados por el método más conservador el desplante de los cilindros queda a sólo un metro a partir del lecho socavado.

Es importante señalar que si se toman en cuenta los ensayos de penetración estándar en elevaciones mayores a las calculadas el número de golpes es menor a 40. Si consideramos el criterio descrito en el inciso 3.2.1, esta zona es resistente a la socavación; es en este punto donde entra el criterio del ingeniero proyectista el cual podría considerar que estas condiciones son adecuadas o aplicar alguna obra de protección en las pilas No. 1 y No.2 como pueden ser enrocamientos, pantallas, colchones antisocavación, señaladas en la referencias 23, 24 y 25.

## CAPÍTULO 4.- EQUIPO DE MEDICIÓN Y MONITOREO DE SOCAVACIÓN.

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

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

Las investigaciones actuales realizadas en los Estados Unidos y Nueva Zelandia han resultado en el desarrollo de criterios de instrumentación fija y móvil para realizar mediciones de socavación durante avenidas (Ref. 22). Esta instrumentación ha probado ser de gran utilidad tanto para el monitoreo de socavación en tiempo real, como para llevar a cabo inspecciones de las condiciones generales del lecho del río para el mantenimiento de rutina y evaluaciones de daños, después de las avenidas.

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

En los Estados Unidos en eventos de grandes gastos, con la ayuda buzos se ha intentado sondear los fosos de socavación alrededor de las pilas. Este tipo de actividades resultan extremadamente peligrosas, dada la naturaleza de la turbulencia en la cimentación del puente, particularmente en estas condiciones.

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

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

Además se describirán las técnicas para la instalación de dispositivos de medición y monitoreo fijos y móviles, los que se clasifican en dos categorías: sistemas de medición post-avenida y sistemas en tiempo real (Ref. 26).

#### **4.1.- Instrumentación y equipos de medición post-avenida.**

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

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

Mientras que los sondeos y extracción de muestras pueden proporcionar información muy exacta, el proceso de recolección de datos es muy lento, caro y generalmente no se puede conformar un perfil continuo del subsuelo del lecho del río. En contraste, los métodos geofísicos tienen un costo menor y proporcionan perfiles continuos de la estratigrafía del lecho del río en el sitio del puente, con información cuantitativa de los materiales de fondo. Más aún, el uso de métodos de valoración geofísica, minimizan el número de muestreos requeridos para la conformación del perfil subsuperficial.

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

Cada sistema puede medir la socavación en el lecho del río causada por avenidas, cuando el cauce lleva gastos normales o bajos. Estos métodos son así mismo útiles para detectar el volumen de material redepositado en un foso de socavación después de una avenida. Este peligroso proceso llamado *infilling* puede causar que los inspectores subestimen la socavación real ocurrida.

##### **4.1.1.- Sistemas RIS ( Radares de Interfaz Subsuperficial ).**

Los sistemas RIS proporcionan perfiles subsuperficiales continuos de alta resolución y trabajan mejor en agua dulce con tirantes menores a 6 metros. Estos radares de penetración transmiten pulsos electromagnéticos cortos en el lecho del cauce desde una antena de banda ancha (80 a 800 MHz). Estas ondas se reflejan en las interfaces entre diferentes materiales, donde las propiedades dieléctricas cambian. La profundidad de localización de estos cambios son grabadas en el sistema, lo que permite al usuario mapear las condiciones del lecho. Las señales reflejadas del radar son recibidas por una antena y registradas por una unidad de control. Los datos son desplegados como un perfil continuo en un graficador y un monitor a color.

Estos sistemas pueden proporcionar datos hasta profundidades de 30 metros en materiales eléctricamente resistivos o de baja conductividad. Para el caso de materiales muy conductivos la señal puede sólo penetrar unos cuantos metros (Fig. 4.1).

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

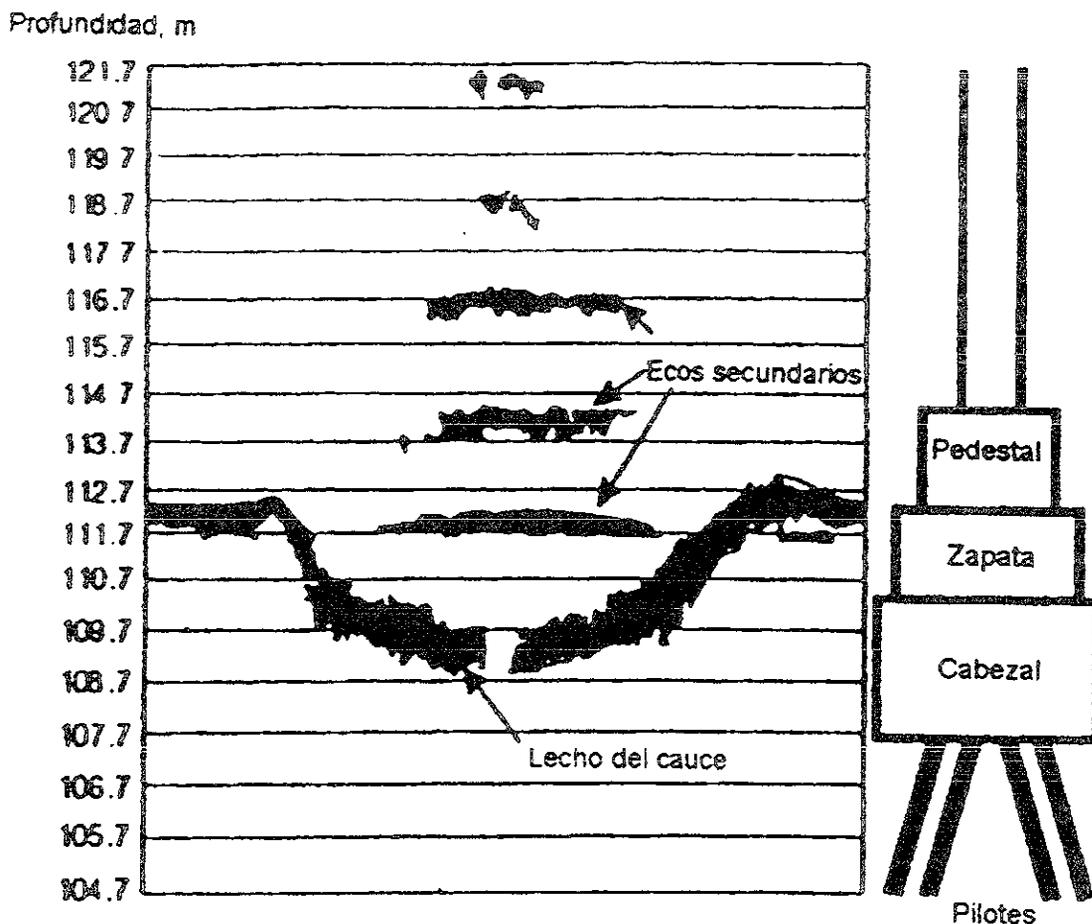


Fig. 4.1 Perfil típico proporcionado por un radar de penetración, según Landers y Mueller

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

**4.1.2.- Sistemas PSC (Perfilado Sísmico Continuo).**

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

Otro de estos sistemas, el fatómetro en blanco y negro, define fosos de socavación, proporcionando información clara y fácil de interpretar acerca de la profundidad del agua y de la morfología del fondo del cauce. Este dispositivo pierde efectividad cuando hay acumulación de escombros en las pilas, ya que es vulnerable a las obstrucciones. El fatómetro en blanco y negro es muy fácil de operar, y tiene la conveniencia de proporcionar copias impresas del perfil del lecho del cauce. Así mismo, es muy usado para determinar, de manera muy exacta, los tirantes de flujo, ya que su desempeño no se ve muy afectado por el eco secundario de las pilas del puente, debido a que el ángulo de transmisión de su transductor es muy estrecho (Fig. 4.2).

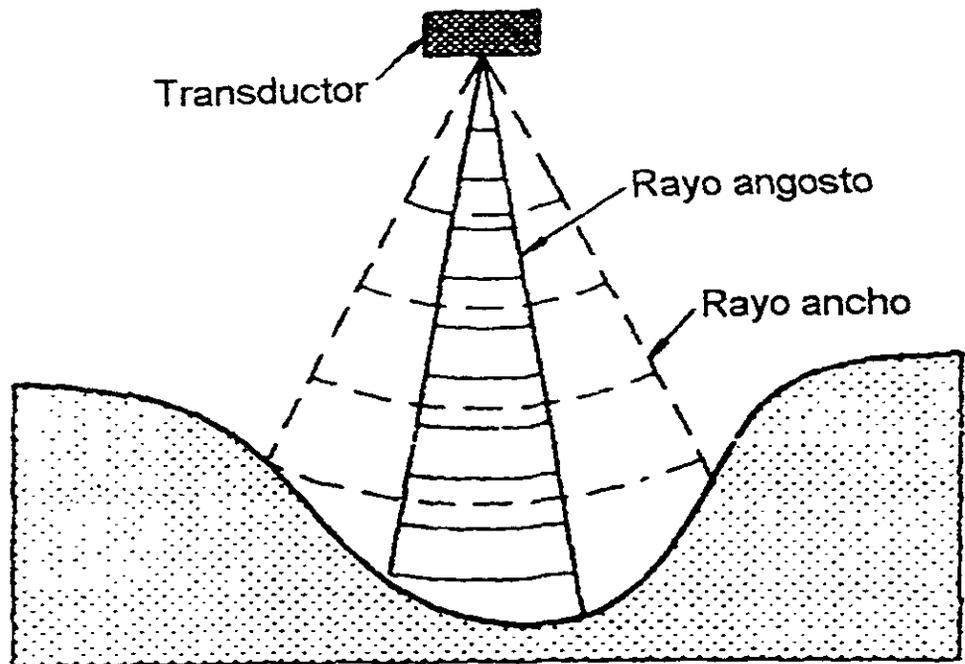


Fig. 4.2. Representación esquemática del campo de acción de un transductor, según Mueller.

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

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

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

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

Estos dispositivos se basan en la reflexión de ondas sísmicas donde hay variación en la impedancia acústica del material del lecho del cauce. La frecuencia de transmisión de ondas (3 a 14 KHz) es mas baja que en un fatómetro normal (20 KHz), lo cual le da una mayor penetración, pero menor resolución, en contraste con el primero que trasmite a 200 KHz lo que le proporciona alta resolución, pero restringe su penetración (Fig. 4.3).

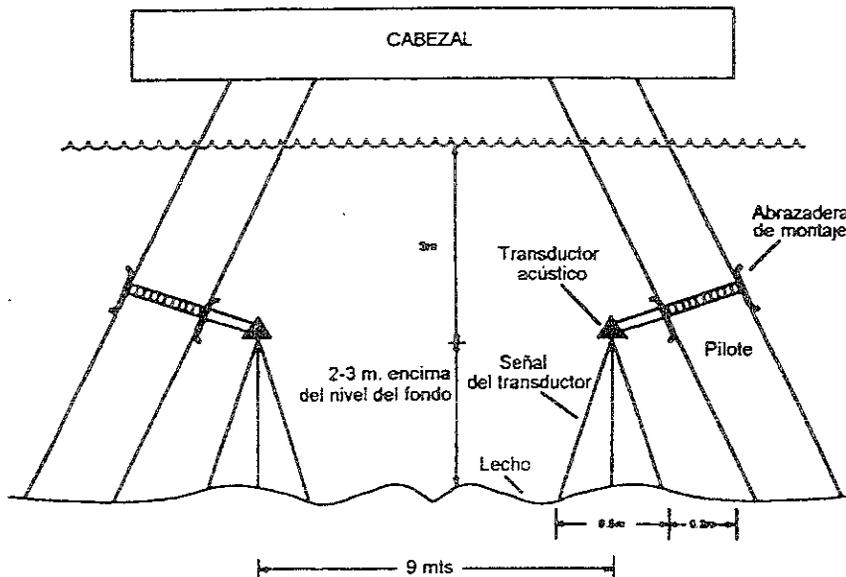


Fig. 4.3 Arreglo típico de monitoreo por medio de transductores sintonizados acústicos, según Mason.

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

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

#### 4.2.- Instrumentación y equipos de medición en tiempo real.

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

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

##### 4.2.1.- Sistemas TR fijos.

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

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

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

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

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

Uno de los sistemas más desarrollados y empleados en la práctica actual en pases desarrollados, es un arreglo como el mostrado a continuación (Fig. 4.4), y el cual se conoce como método del Espectrómetro Gamma.

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

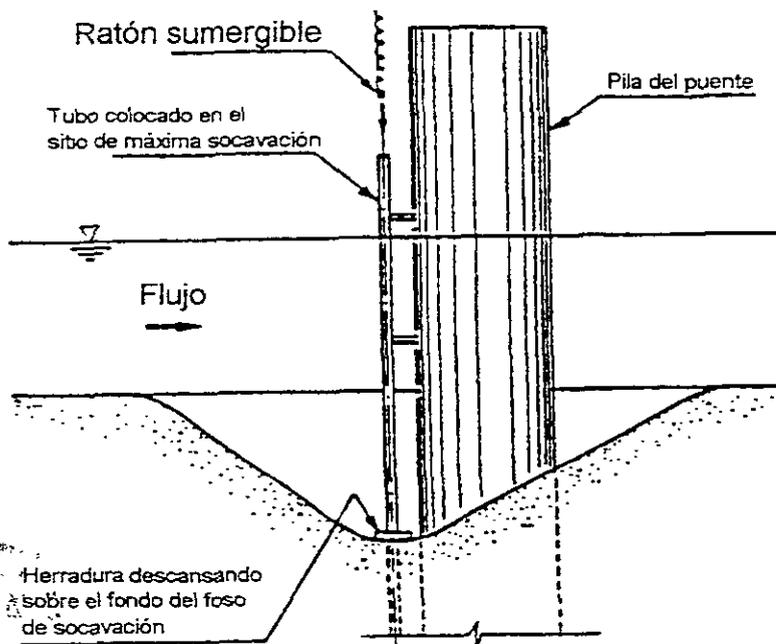


Fig. 4.4 Arreglo esquemático del método del espectrómetro gamma según Sanden.

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

Cuando la avenida disminuye su intensidad la herradura permanece en su elevación de la socavación máxima. Dicha elevación es registrada por el espectrómetro por medio de una señal audible. La mayor ventaja consiste en que la herradura está diseñada para no atascarse o atorarse en su camino ya que cuenta con guías de caucho, pesas de plomo, y aberturas para permitir el libre flujo del agua a través de ella (Fig. 4.5).

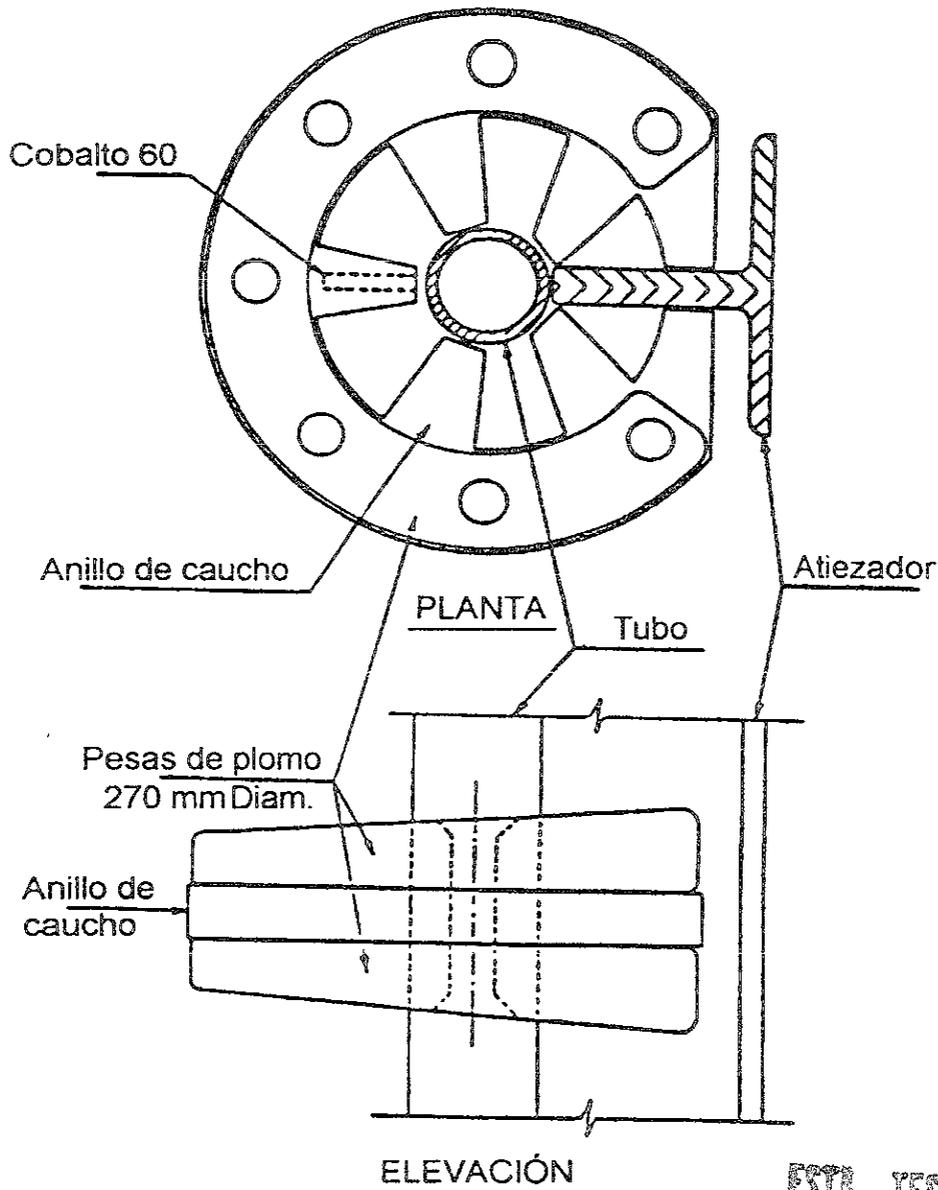


Fig. 4 5.- Detalle de la herradura, según Senden

ESTA TESIS NO PUEDE SALIR DE LA BIBLIOTECA

#### 4.2.2.- Sistemas TR portátiles.

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

1.- Lanzamiento o desplegado.

- Sistemas manuales con dispositivo de flotación,
- Sistemas mecánicos operados manualmente con o sin dispositivo de flotación y,
- Sistemas eléctricos montados sobre dispositivos de flotación (Fig. 5.6)

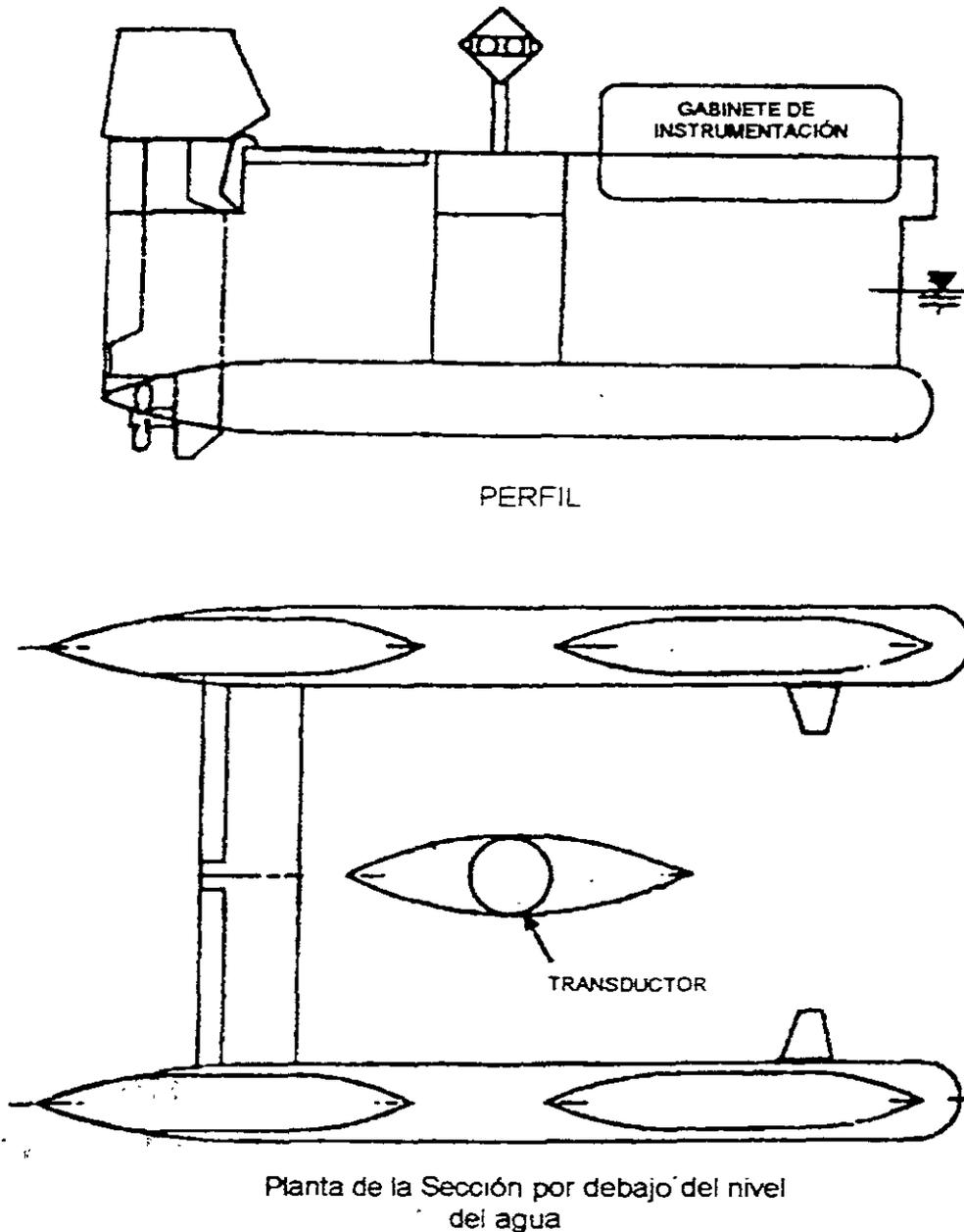


Fig. 4.6 Dispositivo de flotación para lanzamiento de instrumentación para monitoreo en tiempo real, según Landers y Mueller.

2.- Sondeo sobre / registro de datos; y

3.- Posicionamiento horizontal de los sensores o transductores:

- Por medio del sistema de Posicionamiento Global – GPS, o
- Métodos topográficos convencionales, con teodolitos electrónicos y distanciómetros.

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

#### **4.3.- Herramientas y procedimientos geofísicos.**

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

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

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

#### **4.4.- Técnicas emergentes para dispositivos de monitoreo.**

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

##### **4.4.1.- Balizas hincadas con sensores piezoeléctricos (Sistema HR Wallingford).**

Este instrumento consiste en una serie de sensores piezoeléctricos sujetos a un soporte vertical (tubo o baliza) el cual estará localizado en donde se espere ocurra la socavación. La socavación es indicada cuando uno de estos sensores es expuesto al flujo, como resultado del desarrollo de un foso de socavación, y en forma de una descarga eléctrica, la cual es registrada y almacenada por un dispositivo electrónico (Fig. 4.7). La ventaja de este instrumento es que puede ser automatizado tanto en funcionamiento como en registro de datos, para proporcionar una historia en el desarrollo de la socavación en la pila. Además de esto, es capaz de registrar el ciclo completo de socavación y rellenado del foso de socavación formado (*infilling*).

Este instrumento ha probado ser viable económicamente aunque se encuentra en etapa de prueba en cuestiones de resistencia al intemperismo y a condiciones de choque de escombros; así como de métodos de instalación en el puente, como orientación de los sensores al flujo, etc.

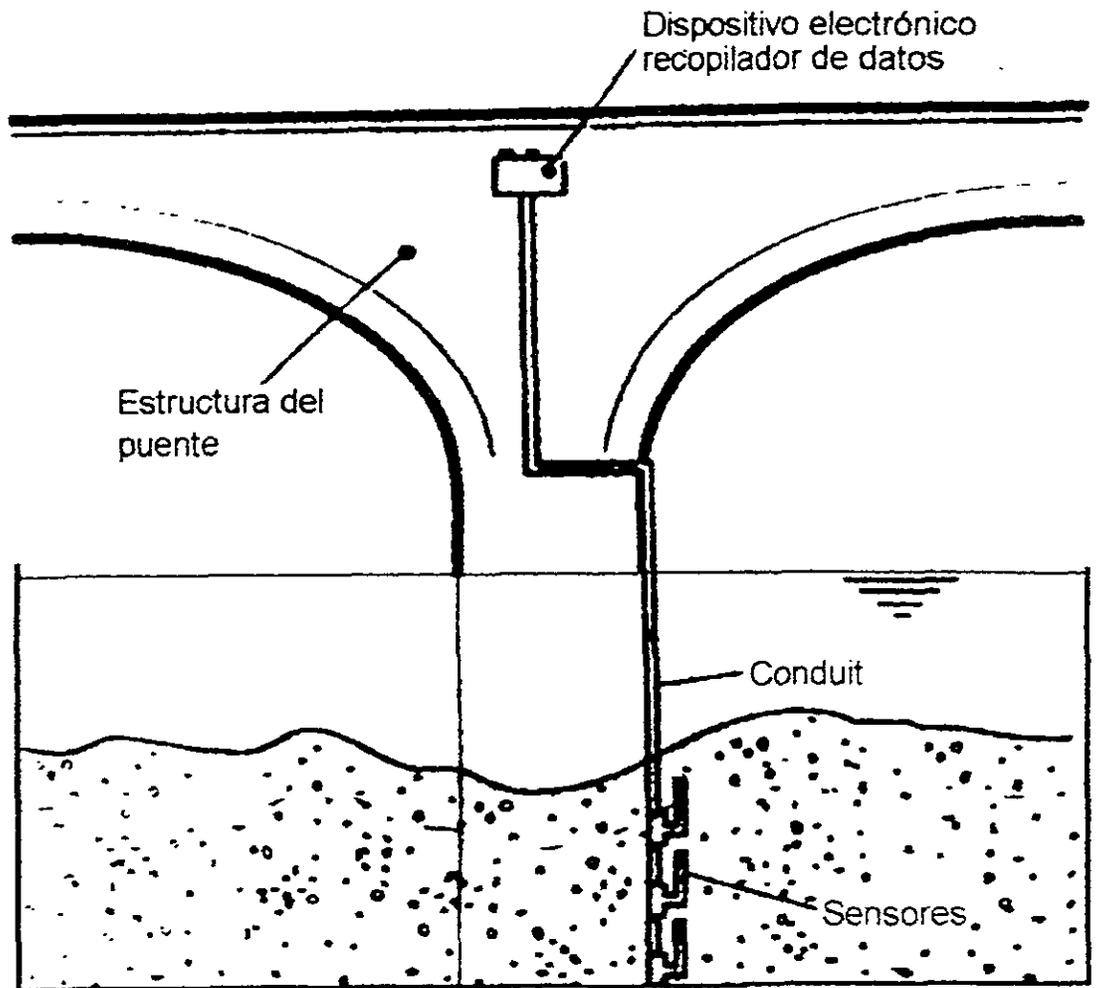


Fig. 4.7.- Arreglo típico del sistema Wallingford, según H. R. Wallingford.

#### 4.4.2.- Perfilado Acústico de Corriente tipo Doppler (PACD) de Banda Ancha.

El fundamento de operación de este sistema es la emisión de pulsos acústicos (a 300, 600 y 1200 KHz) dentro del agua, y su posterior lectura una vez reflejados en el lecho del cauce. Los resultados proporcionados por el dispositivo son las distribuciones verticales de velocidades alrededor de las pilas (en tres dimensiones), así como una batimetría completa por debajo del nivel del dispositivo (Fig. 4.8). Esto se logra a través de la emisión de ondas por cuatro transductores colocados en el extremo inferior del perfilador. Estos emisores están posicionados a ángulos conocidos ( $20^\circ$  a  $30^\circ$  de la vertical). El perfilador detecta y procesa los ecos recibidos para diferentes intensidades de onda (volumen). La variación en el tiempo de recepción de la onda y la diferencia en intensidad de onda, es proporcional a la velocidad relativa entre el dispositivo y el material suspendido en el agua. Este cambio de intensidad de onda es conocido como *Efecto Doppler* el cual es usado por el perfilador para calcular la velocidad del flujo a lo largo de cada rayo emitido.

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

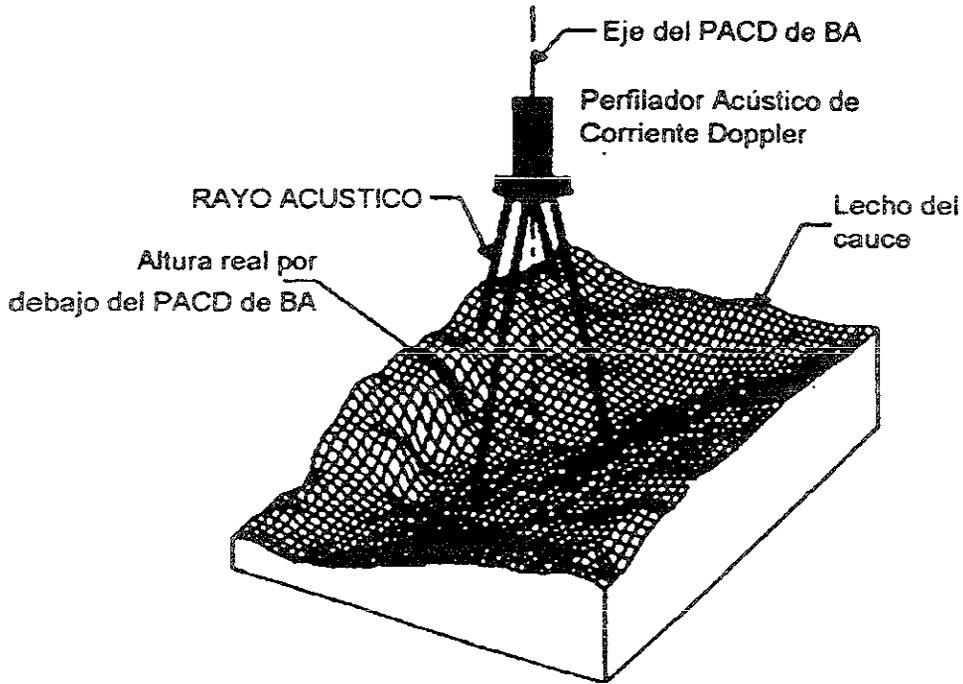


Fig 4 8 - Esquematzación del funcionamiento del perfilador acústico de corriente Doppler, según Oberg y Mueller.

El único inconveniente de este tipo de instrumentación es que las velocidades muy cercanas a la superficie libre del agua no pueden ser determinadas con mucha precisión, debido a que las cabezas de los transductores deben ser introducidas en el agua para evitar problemas de difracción de ondas (Fig. 4.9).

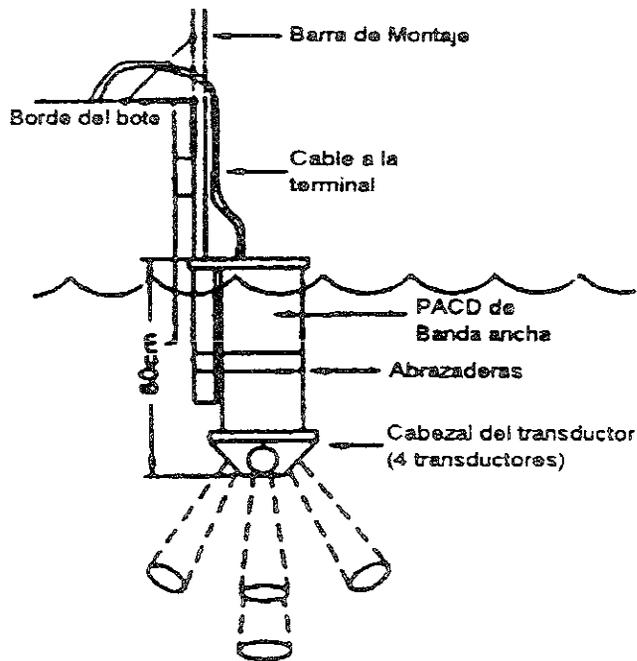


Fig. 4.9.- Arreglo esquemático del perfilador acústico de corriente doppler., según Chu y Metcalf.

#### 4.5.- Aspectos económicos técnicos.

El costo inicial de inversión para estos dispositivos de monitoreo no destructivos puede variar desde algunos cientos hasta algunos miles de dólares, dependiendo de las condiciones particulares del sitio donde se emplearan, y del número de diferentes sistemas a ser implementados en el proyecto de monitoreo. Pero el alcance y velocidad con que se obtiene la información, casi siempre justifican dicha inversión. En la tabla 5.1 se resumen algunos de los elementos que permiten escoger la instrumentación adecuada para cada caso en particular.

SISTEMAS	COSTO	EFICIENCIA / REQUERIMIENTOS	EFFECTIVIDAD GLOBAL	OTROS FACTORES
Sistemas RIS y PSC	Sistema completo: De 25 000 a 50 000 USD	Requiere dos o más operadores.	La combinación de ambos sistemas proporciona un análisis exacto, en casi todos los sitios, de la estratigrafía del lecho del cauce.	El costo de los requerimientos de entrenamiento pueden ser una solución económica si se le da uso extensivo al sistema.
Sistemas TR fijos	Variable entre 500 y 5 000 USD por sitio	Una vez instalado no requiere presencia de operadores; para recopilar la información se debe regresar al sitio a recogerla.	Descripción detallada en tiempo real de la erosión sólo en sitios de colocación. No proporcionan estratigrafía del lecho del cauce.	La instalación permanente significa que el número de dispositivos tendrá que ser, por lo menos, igual al número de puentes.
Sistemas TR portátiles	Variable entre 3 000 y 5 000 USD por sitio	Requiere de la presencia de operadores en el sitio, durante la avenida.	Si el equipo llega al sitio a tiempo y puede navegar las aguas, se obtendrán datos invaluable. No proporciona estratigrafía del lecho del cauce.	El acceso al sitio durante avenidas puede ser muy peligroso.
Sondeos físicos / inspecciones visuales	Bajo costo menos de 1 000 USD	Requiere de un equipo de profesionales en el sitio de 5 a 10 veces el tiempo que requiere un sistema RIS o PSC.	Los sondeos proporcionan excelentes datos superficiales y subsuperficiales en los puntos de instalación o inspección.	Los servicios especializados pueden ser más costosos que equipo que el equipo de alta tecnología.

Tabla 4 1.- Comparación de sistemas de monitoreo e instrumentación.

#### 4.6.- Comentarios.

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

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

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

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

## CONCLUSIONES

El fenómeno de la socavación provoca millones de dólares en pérdidas para las entidades encargadas de la construcción y operación de puentes, no solo en infraestructura, sino también en el aspecto comercial debido al cierre de vías de comunicación (carreteras y vías férreas). Es por ello que al estimar la profundidad de socavación se debe recurrir al método más adecuado, de acuerdo con las características del puente y el lugar donde se ubica. Así, en el caso de que el puente sea nuevo, se podrá lograr un diseño óptimo de la cimentación; de no ser así, se podrá elegir la obra de protección más adecuada para mantener en operación el puente.

Cada uno de los métodos existentes para determinar la profundidad de socavación tiene su rango de aplicación, es por ello que al utilizar alguno de estos el diseñador debe conocer sus limitaciones y no sustituir valores en las fórmulas o en los programas de cómputo imprudentemente ignorando de esta manera la veracidad de los resultados arrojados por el análisis.

Es importante señalar que las metodologías presentadas están basadas en algunas hipótesis y en consecuencia no toman en cuenta algunos aspectos tales como:

- El incremento que experimenta el área hidráulica al aumentar la profundidad de socavación. Al calcular los efectos de la socavación general y por contracción, de acuerdo al principio de continuidad <sup>pág. 8</sup> si el área hidráulica  $A_h$  se incrementa, la velocidad  $V$  tiende a disminuir, entonces, la velocidad que presentará el río durante la avenida será una velocidad menor a la calculada con alguno de los métodos señalados.
- El grado de cohesión en suelos finos (arcillas y limos) en el método propuesto por la CSU; cabe señalar que el comportamiento de este tipo de suelos es diferente al de los suelos granulares. Con este método tampoco se toma en cuenta la estratigrafía del suelo bajo el cauce y el consecuente cambio de las características físicas del suelo pertenecientes a cada estrato.

- El aspecto que considero más importante es el que en ninguno de los métodos se toma en cuenta el tiempo necesario para alcanzar la profundidad calculada, porque de acuerdo a lo mencionado en el capítulo tres <sup>pág. 21</sup> en algunas ocasiones el tiempo que dura la avenida es menor al que tomaría en alcanzar el valor de profundidad máximo principalmente si el material del lecho del río y de sus estratos inferiores esta compuesto por limos y arcillas de alta plasticidad.

En la actualidad en algunas universidades e institutos de investigación están en proceso de estudio modelos hidráulicos y matemáticos, en los cuales se toman en cuenta algunos de los aspectos antes mencionados, pero debido a su complejidad y su reducido rango de aplicación (sólo algunos casos en particular), resulta inviable su uso en la practica.

En los ejemplos presentados en el capítulo tres las profundidades de socavación calculadas podrían considerarse muy conservadoras, sobre todo las obtenidas con el método de L L Lischtván-Lebediev (utilizado para el cálculo de la profundidad de socavación general y por contracción) por este método se obtienen profundidades máximas de socavación de hasta 10.51 m para un tirante inicial de 7.54 m, contrastando notablemente con los 3.47 m de profundidad de socavación por contracción obtenidos con el método recomendado por la FHWA (desarrollado por la CSU), esto se debe a que en el método de L L Lischtván-Lebediev se realiza el cálculo para diversos puntos y en el método desarrollado en la CSU se toma en cuenta sólo el tirante inicial que para este caso fue de 5.037 m, este valor corresponde al tirante medio de toda la sección bajo el puente, pero aun considerando este aspecto el método resulta conservador arrojando en promedio profundidades mayores hasta en un 20 %. En lo que respecta a los resultados correspondientes a socavación local, estos no difieren en más de un 10 %, debido a que las metodologías utilizadas consideran algunos aspectos en común como: el factor de forma transversal de la pila, la granulometría del suelo bajo el río y el ángulo de esviajamiento de la pila; por lo que los resultados se pueden considerar adecuados para ambos métodos.

Los resultados obtenidos no se deben subestimar por encontrarse un estrato supuestamente resistente (de más de 40 golpes en la Prueba de Penetración Estándar), y la aplicación del método elegido debe estar respaldada por los correspondientes estudios de Mecánica de Suelos y Topohidráulico. Cabe señalar que la avenida de diseño se obtiene de manera probabilística por lo que el riesgo de error siempre estará presente. Es por ello que durante el diseño, construcción o reparación de un puente se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Evitar modificar el régimen de escurrimiento del cauce debido a cortes en meandros cercanos o sobre el puente o a la explotación de bancos de materiales pétreos aguas arriba o aguas abajo del sitio del cruce.
- Respetar el proyecto original; en el caso de que esto no sea posible analizar minuciosamente las alternativas tomadas.
- Evitar el esviajamiento del flujo con respecto a las pilas y estribos, en el caso de las pilas la mejor alternativa es utilizar pilas cuya sección transversal sea de forma hidrodinámica (secciones transversales lenticulares), pero debido a su elevado costo, el uso de pilas con sección transversal circular resulta la mejor opción, ya que para este tipo de pila el ángulo de esviajamiento es nulo para todos los casos
- Evitar en lo posible la disminución del área hidráulica utilizando claros mayores, siempre tomando en cuenta el aspecto costo-beneficio de la obra en conjunto, debido a que al utilizar mayores claros el costo de proyecto se incrementa notoriamente.
- En el caso de que el puente se ubique en la confluencia de dos ríos considerar el caso de que uno crezca y el otro no, para así considerar el aumento inusitado de velocidad debido al gradiente hidráulico que ocurre.

- La acumulación de escombros entre pilas debido a que se provoca la disminución del área hidráulica. El retirar los escombros acumulados entre las pilas en épocas de estiaje es una buena alternativa para combatir este problema.

La necesidad de actualizar los métodos de cálculo utilizados en México es inminente debido a que el estudio de la socavación se limita a pocas instituciones de investigación, por otro lado el monitoreo de puentes durante el proceso de la socavación es nulo y por lo tanto no se cuenta con información necesaria para el análisis del problema.

En México existen una gran cantidad de puentes vulnerables a los efectos de la socavación y es necesario crear conciencia en las autoridades para destinar una mayor cantidad de recursos al estudio de este problema.

**REFERENCIAS.**

- 1.- Flores Ramírez, A. y Rodríguez, F. G., "*La Socavación y su Relación con los Suelos*", Memoria de Reunión Conjunta A.M.H, A M I.V.T A.C. y S.M.M.S., México D. F., 1987
- 2.- Solares Díaz, C , "*La Socavación en Puentes y Obras Menores*", Memoria de Reunión Conjunta. A.M.H. A.M.I.V.T.A.C y S.M.M.S., México D. F., 1987.
- 3.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., "*Flujo de Agua en Suelos, Mecánica de Suelos, Tomo 3*", Ed. Limusa, México D. F., 1997.
- 4.- Hydraulic Engineering Circular N° 18. "*Evaluating Scour at Brgdes*", FHWA, 3ª. Ed. Washington D.C., U.S.A., 1995.
- 5.- Richarson, J. R., "*Bridge Scour in the Coastal Regions*", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A, 1995.
- 6.- Sánchez Tizapa, S., "*Inestabilidad en Puentes por efecto de la Socavación*", Tesis de Maestría, DEPMI UNAM, México D. F., 1997.
- 7.- Sterling Jones, J., Bertoldi, D. y Stein, S., "*Alternatives to Riprap as a Scour Contermeasure*" Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington D.C. U.S.A.
- 8.- Stanley, R.D., "*Case Histories of Scour Problems at Bridges*", Second Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington D.C. U.S.A., 1984.
- 9.- Maza Álvarez, J. A. y García Flores, M., "*Causas de Fallas en Puentes*", Memoria de Reunión Conjunta, AM.H., A M I.V.T.A C. y S.M.M.S , México D. F., 1987.

- 10.- Purcell, E. J. y Varberg, D., *"Cálculo con Geometría Analítica"*, 4a. Ed., Prentice Hall, México, D.F., 1987.
- 11.- Gardea Villegas, H., *"Hidráulica de Canales 2"* Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F., 1995.
- 12.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., *"Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Mecánica de Suelos, Tomo 1"*. Ed. Limusa, México, D.F., 1996.
- 13.- Maza Álvarez, J. A. y García Flores, M., *"Fundamentos de Hidráulica Fluvial para el Diseño de Puentes"*, Memoria de Reunión Conjunta, A.M.H., A.M.I.V.T.A.C. y S.M.M.S., México, D.F., 1987.
- 14.- Breusers, H.N.C. y Raudkivi, A. J., *"SCOURING"*, Hydraulic Structures Desing Manual 2., I.A.H.R., Ed. A.A. Balkema, Holanda Rotterdam, 1991.
- 15.- Martínez Paredes, G. y Nava Olguin, M. G., *"Estudio de Socavación en Puentes"*, Tesis de licenciatura, ENEP Acatlán, UNAM, Edo de Méx., 1988.
- 16.- Maza Álvarez, J. A. y García Flores, M., *"Manual de Ingeniería de Ríos, Capítulo 13, Erosión en Ríos y Obras de Protección"*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D. F., 1989.
- 17.- Melville, Bruce W., *"Pier and Abutment Scour: Integrated Approach"*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Auckland, N. Z., 1997.
- 18.- Jones, J. S., *"Comparison of Prediction Equations for Bridge Pier and Abutment Scour"* Transportation Research Board 95, Second Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Washington D. C., 1983.
- 19.- U. S. Department of Transportation, *"User's Manual for WSPRO - A Computer Model for Water Surface Profile Computations"*, Publication No. FHWA-SA-98-080, Federal Highway Administration, Washington D. C., 1998.
- 20.- Melville, B. W. y Dogol, D. M. *"Bridge Pier Scour With Debris Accumulation"*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 9, Auckland, Nueva Zelandia, 1992.
- 21.- Informe *"Puente Papalobapan"*, GECSA 1996.
- 22.- Richadson, E. V. Y Lagasse P. F., *"Instrumentation for Mesuring Scour at Bridge Piers and Abutments"*, Final Report Phase III, NCHRP Project No. 21-3, Transportation Research Board, Washington D. C., 1987.
- 23.- Neill, C. R., *"Guide to Bridge Hydraulics"*, Road and Transportation Research Board and Transportation Asociation of Canada, University of Toronto Press, Toronto Canada, 1973.
- 24.- M. Monforte Ocampo, *"Socavación Local en Pilas"*, Dirección General de Servicios Técnicos, SCT, México, D. F. 1996.
- 25.- Fenner, T J. *"Scopping out Scour"*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 63, No. 3, Washington D. C., 1993.

**BIBLIOGRAFÍA.**

- 1.- Breusers, H. N. C. y Raudkivi, A. J., "SCOURING", Hydraulic Structures Design Manual 2., I.A.H.R., Ed. A.A. Balkema, Holanda Rotterdam, 1991.
- 2.- Chatterje, S. S., Ghosh, S. S., y Chatterje, M., "Local Scour to Submerged Horizontal Jet", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 8, Washington D. C., 1994.
- 3.- Doehring, F. K. y Abi, S. R., "Drop Height Influence on Outlet Scour", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 120., No. 12, Washington D. C., 1994.
- 4.- Edge, B. L., Sheffner, N. W., y Fisher, S. N., "Determination of Velocity in Estuary for Bridge Scour Computations", Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 6, Washington D. C., 1998.
- 5.- Engineering Computer Graphics Laboratory, "Surface Water Modeling Systems Reference Manual", Brigham Young University, Arkansas, E. U., 1997.
- 6.- Ettema, R., Melville, B. W. y Barkdoll, B., "Scale Effect in Pier-Scour Experiments", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 6, Washington D. C., 1998.
- 7.- Fenner, T. J., "Scoping out Scour", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 63, No. 3, Washington D. C., 1993.
- 8.- Flores Ramírez, A. y Rodríguez, F. C., "La Socavación y su Relación con los Suelos", Memoria de Reunión Conjunta A.M.H., A.M.I.V.T.A.C. y S.M.M.S., México D. F., 1987.
- 9.- Froehlich, D. C., "Upper Confidence Limit of Local Pier-Scour Predictions", Transportation Research Board, Fourth Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Washington D. C.

- 10.- Galindo, G. L., Atala, B. G. y Monforte, O. A., "*Comentarios Acerca del Método de Lischtván-Lebediev para el Cálculo de la Socavación General*", D.G.S.T., S.C.T., México, D. F., 1985.
- 11.- Gardea Villegas, H., "*Hidráulica de Canales 2*" Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F., 1995.
- 12.- Harrison, L. J., "*Federal Highway Administration Bridge Scour Practice*", Transportation Research Board, Fourth Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Washington D. C.
- 13.- Hydraulic Engineering Circular N° 18. "*Evaluating Scour at Bridges*", FHWA, 3ª. Ed. Washington D.C., U.S.A., 1995.
- 14.- Informe "*Puente Papaloapan*", GECSA, 1996.
- 15.- Jones, J. S., "*Comparison of Prediction Equations for Bridge Pier and Abutment Scour*" Transportation Research Board 95, Second Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Washington D. C., 1983.
- 16.- Johnson, P. A., "*Reability-Base Pier Scour Engineering*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 10, Maryland, E. U., 1992.
- 17.- Johnson, P. A., "*Uncertainty of Hydraulic Parameters*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 2, Maryland, E. U., 1992.
- 18.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., "*Flujo de Agua en Suelos, Mecánica de Suelos, Tomo 3*", Ed. Limusa, México D. F., 1997.
- 19.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., "*Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Mecánica de Suelos, Tomo 1*". Ed. Limusa, México, D.F., 1996.
- 20.- Lagasse, P. F., Nordin, C. F., Shall, J. D. y Sabol, C. V., "*Scour Monitoring Devices For Bridges*", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington D.C. U.S.A.
- 21.- Lagasse, P. F., y Richardson, E. V., "*Florida Department of Transportation Bridge Scour Evaluation Program*", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington D.C. U.S.A.
- 22.- Lagasse, P. F., Thompson, P. L. y Sabol, S. A., "*Guarding Against Scour*", Civil Engineering Magazine, Washington, D. C. Junio de 1995.
- 23.- Martín-Vide, J. P., Hidalgo, C. y Bateman, A., "*Local Scour at Piled Bridge Foundations*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4, Barcelona, España, 1998.
- 24.- Martínez Paredes, G. y Nava Olguin, M. G., "*Estudio de Socavación en Puentes*", Tesis de licenciatura, ENEP Acatlán, UNAM, Edo de Méx., 1988.
- 25.- Maza Álvarez, J. A. y García Flores, M., "*Causas de Fallas en Puentes*", Memoria de Reunión Conjunta, AM.H., A.M.I.V.T.A.C. y S.M.M.S., México D. F., 1987.
- 26.- Neill, C. R., "*Guide to Bridge Hydraulics*", Road and Transportation Research Board y Transportation Association of Canada, University of Toronto Press, Toronto Canada, 1973.
- 27.- Maza Álvarez, J. A. y García Flores, M., "*Fundamentos de Hidráulica Fluvial para el Diseño de Puentes*", Memoria de Reunión Conjunta, A.M.H., A.M.I.V.T.A.C. y S.M.M.S., México, D.F., 1987.

- 28.- Maza Álvarez, J. A. y García Flores, M., "Manual de Ingeniería de Ríos, Capítulo 13, Erosión en Ríos y Obras de Protección", Instituto de Ingeniería, UNAM, México D. F., 1989.
- 29.- Melville, Bruce W., "Pier and Abutment Scour: Integrated Approach", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Auckland, Nueva Zelanda, 1997.
- 30.- Mellville, B. W. y Dogol, D. M. "Bridge Pier Scour With Debris Accumulation", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 9, Auckland, Nueva Zelanda, 1992.
- 31.- Monforte, O. A., "Socavación Local en Pilas", Dirección General de Servicios Técnicos, SCT, México, D. F. 1996.
- 32.- Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown, B. M. y El Khoury, A., "Effects of Rectangular Foundation Geometry on Local Pier Scour", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 1, Luoisville, E. U., 1996.
- 33.- Purcell, E. J. y Varberg, D., "Cálculo con Geometría Analítica", 4a. Ed., Prentice Hall, México, D.F., 1987.
- 34.- Richadson, E. V. Y Lagasse P. F., "Instrumentation for Mesuring Scour at Bridge Piers and Abutments", Final Report Phase III, NCHRP Project No. 21-3, Transportation Research Board, Washington D. C ., 1987.
- 35.- Richarson, J. R., y Richarson, E. V , "Estimating Scour at Bridges", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, D.C., U S A, 1995
- 36.- Richarson, J. R., "Bridge Scour in the Coastal Regions", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A, 1995.
- 37.- Richarson, J. R., y Richarson, E. V., "Countermeasures for Scour and Stream Instability at Bridges", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A, 1995
- 38.- Richarson, J. R y Panchang, V G., "Three-Dimensional Simulation of Scour-Inducing Flow at Bridges Piers", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 5, Maine, E. U., 1996.
- 39.- Riddell, J., "Problem Associated with Essessing Existing Bridge Structures for Scour Failure", Bridge Management 2, Londres, Inglaterra, 1993.
- 40.- Sánchez Tizapa, S., "Inestabilidad en Puentes por efecto de la Socavación", Tesis de Maestría, DEPMI UNAM, México D. F., 1997.
- 41.- Shall, J. D. y Lagasse, P. F., "Stepwise Procedure for Evaluating Stream Stability", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board. Washington D.C., U.S.A.
- 42.- Siow-Yong Lim y Nian-Sheng Cheng, "Prediction of Live-Bed Scour at Bridge Abutments", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 6, Nanyang, Singapore, 1998
- 43.- Solares Díaz, C., "La Socavación en Puentes y Obras Menores", Memoria de Reunión Conjunta. A.M.H, A.M.I.V.T A C. y S.M.M.S., México D. F., 1987.
- 44.- Stanley, R.D., "Case Histories of Scour Problems at Bridges", Second Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A., 1984.

- 45.- Sterling Jones, J., Bertoldi, D. y Stein, S., "*Alternatives to Riprap as a Scour Countermeasure*" Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A.
- 46.- Sturn, T. W., y Sadik, J. N., "*Clear-Water Scour Around Abutments in Floodplains*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 6, Nanyang, Singapore, 1998.
- 47.- Thomas, W. O. y Kirby, W. H., Atkins, J. B. y Jennings, M. E., "*Nationwide Estimation of Extreme Floods for Bridge-Scour Analysis*", Fourth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A.
- 48.- Trent, R. E. y Landers M., "*Chasing Floods and Measuring Scour*", Final Report Phase III, NCHRP Project No. 21-3, Transportation Research Board, Washington D. C., 1987.
- 49.- U. S. Corps of Engineers, "*HEC RAS, Hydrologic Analysis System, User's Manual, Version 1.0*", Hydrologic Engineering Center, Distribuido por Dodson and Associates Inc., Davis, California, E. U., 1995.
- 50.- U. S. Department of Transportation, "*User's Manual for WSPRO - A Computer Model for Water Surface Profile Computations*", Publication No. FHWA-SA-98-080, Federal Highway Administration, Washington D. C., 1998.

**APÉNDICE 1. TEOREMA DE BERNOULLI. ECUACIÓN DE LA ENERGÍA.**

Supongamos que tenemos un fluido perfecto de ancho unitario (elemento diferencial) cuyas coordenadas están referidas en un plano "N-S" como el de la Fig. A1.1. Este elemento se desplaza en dirección positiva del eje "S" a una velocidad "V" constante. El elemento está sometido a la acción de su propio peso y de las presiones indicadas. En estas condiciones aplicando la Segunda Ley de Newton ( $F = ma$ ) tenemos:

$$\sum F_s = \frac{\gamma}{g} dnds \frac{dV}{dt} \tag{A1.1}$$

donde:  $\frac{\gamma}{g} dnds$  masa del elemento

$\frac{dV}{dt}$  aceleración del elemento

$\gamma$  peso específico del elemento (fluido).  
 $g$  aceleración de la gravedad

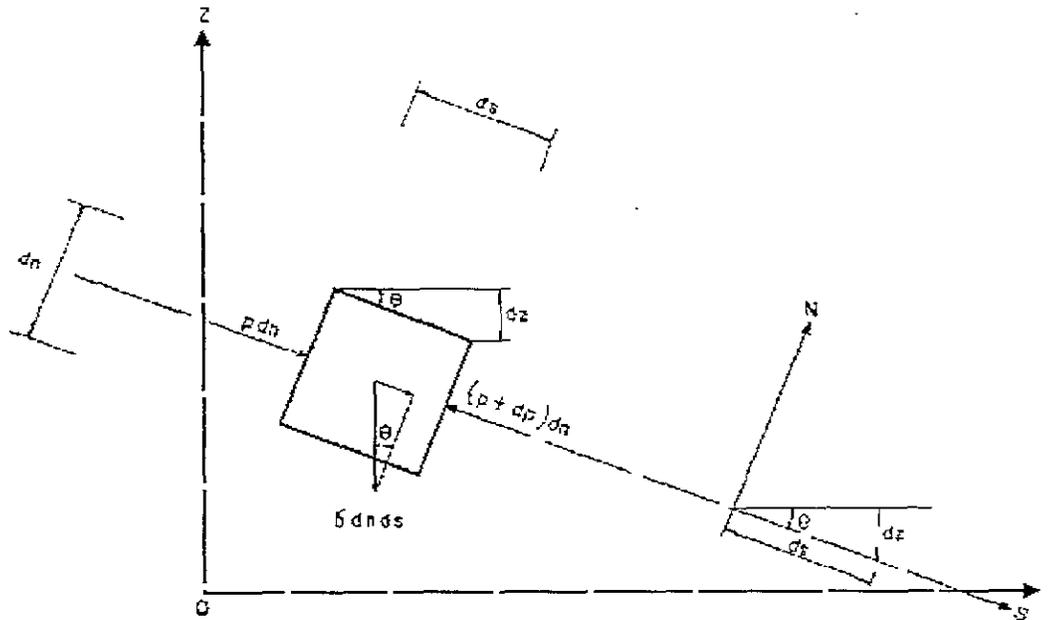


Fig. A1.1. Diagrama de cuerpo libre del elemento diferencial del fluido. (Ref, 10)

La ecuación A.1.1 y la figura A1.1 nos conducen a:

$$[p - (p + dp)]dn + \gamma dn ds \text{sen } \phi = \frac{\gamma}{g} dn ds \frac{dV}{dt} \quad (A1.2)$$

multiplicando por las inversas de dn y ds, obtenemos:

$$-\frac{dp}{ds} + \gamma \text{sen } \phi - \frac{\gamma}{g} \frac{dV}{dt} = 0 \quad (A1.3)$$

Según la figura A1.1:

$$\text{sen } \phi = -\frac{dz}{ds}$$

Por lo que la ecuación A1.3 equivale a:

$$\frac{dp}{ds} + \gamma \frac{dz}{ds} + \frac{\gamma}{g} \frac{dV}{dt} = 0 \quad (A1.4)$$

Puesto que la velocidad V del elemento es una función del tiempo t y su posición s, o sea,  $V=f(t,s)$ , por definición de derivada (Ref. 10) se tiene:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial V}{\partial s} \frac{ds}{dt} = \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial s} \quad (A1.5)$$

Por otra parte, supóngase que un observador se encuentra inmóvil frente a una sección de un escurrimiento de un canal abierto. Si al paso del tiempo, el área hidráulica "A" en la sección no cambia, se dice que el flujo es permanente o estacionario. Con base en la definición anterior podemos concluir lo siguiente: si el área hidráulica de la sección es constante necesariamente el

gasto "Q" será igual para cada período de tiempo y, por lo tanto, la velocidad "V", y el tirante h tampoco varían con el tiempo. Esto se puede expresar como:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

por lo tanto la igualdad de la ec. A1.5 nos queda como:

$$\frac{dV}{dt} = V \frac{\partial V}{\partial s} \tag{A1.6}$$

Cuando el flujo es en dirección positiva, se cumple la siguiente igualdad:

$$\frac{\partial V}{\partial s} = \frac{dV}{ds} \tag{A1.7}$$

Sustituyendo las dos expresiones anteriores en la ecuación A1.5, obtenemos:

$$\frac{dp}{ds} + \gamma \frac{dz}{ds} + \frac{\gamma}{g} V \frac{dV}{ds} = 0 \tag{A1.8}$$

dividiendo entre ds.

$$dp + \gamma dz + \frac{\gamma}{g} V dV = 0 \tag{A1.9}$$

Integrando esta ecuación, tenemos:

$$p + \gamma z + \frac{\gamma V^2}{2g} = cte \tag{A.10}$$

simplificando:

$$z + \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = cte \tag{A.11}$$

Esta ecuación se cumple para un número de secciones (1 a n) de un flujo permanente:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} = \dots = Z_n + \frac{P_n}{\gamma} + \frac{V_n^2}{2g} = cte$$

y se conoce como el teorema de Bernoulli, obtenido por el matemático suizo Daniel Bernoulli, en 1732.

A los términos de la expresión anterior se les denomina respectivamente carga de posición, carga de presión y carga de velocidad; estas corresponden respectivamente a las energías; potencial, de presión y cinética, por unidad de peso del elemento de flujo en estudio. Recordemos que se ha supuesto un flujo perfecto, pero haciendo referencia a un fluido real, es necesario considerar pérdidas de carga  $h_{f1-2}$  entre las secciones 1 y 2 y agregarlas al segundo miembro de la ecuación en la forma:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_{f1-2} \tag{A1.12}$$

conocida como la ecuación de la energía.

El término  $hf_{1,2}$  corresponde a las pérdidas de carga entre las secciones 1 y 2 como ya se citó, y son producidas por la presencia de las pilas de puentes.

Esta pérdida de carga que ahora llamaremos  $\Delta h$  (fig. A1.2), está ligada a la forma del frente y de la parte posterior de la pila y su valor ha sido obtenido experimentalmente por algunos investigadores como Nagler en 1918, Rehbock en 1921, D.L. Yarnell en 1934 y D'Aubuisson en 1940, entre otros. Estos experimentos se han orientado principalmente al caso de pilas simétricas y paralelas al flujo y en base en el estudio realizado por D. L. Yarnell se puede obtener la siguiente expresión:

$$\Delta h = h_o \left[ K F_{Ro}^2 (K + 5F_{Ro}^2 - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \right]$$

donde:  $h_o$  tirante aguas abajo de la pila

$F_{Ro}$  número de Froude

$\alpha = 1 - B_2 / B_1$  de acuerdo con la figura A2.1

K coeficiente que depende de la forma de las pilas y cuyos valores se indican en la Tabla A1.1

DISEÑO DE FRENTE DE LA PILA	K	$\epsilon$
Semicircular ( $r=t/2$ )	0.9	1.3
Cuadrado	1.25	2.1
Triángulo de $90^\circ$	1.05	—
Curva con $r=2t$	0.90	1.0

Tabla A1.1

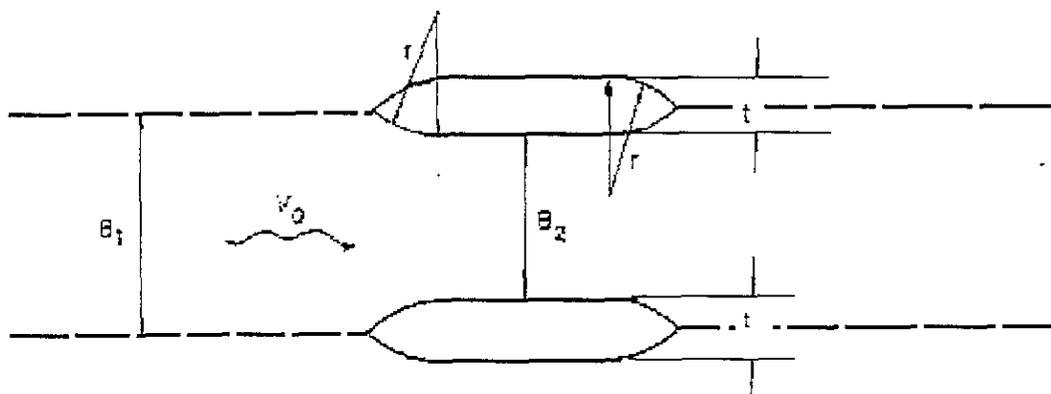


Fig. A1.2

Por otra parte, Rehbock propuso la siguiente expresión:

$$\Delta h = \epsilon \frac{t}{B_1} \frac{V_0^2}{2g} \quad (\text{A1.13})$$

donde.  $\epsilon$       valor según la Tabla A1.1  
           $g$       aceleración de gravedad  
           $t$       ancho de la pila  
           $V_0$      velocidad de la corriente

Los valores de remansos, calculados con cualquiera de los procedimientos anteriores, conducen a resultados distintos y en ocasiones con grandes diferencias. Por esta razón, dichas ecuaciones deben ser consideradas solo como una orientación para el proyecto y en casos importantes es recomendable utilizar un modelo hidráulico para analizar el problema (Ref. 11).

## APÉNDICE 2. RELACIONES VOLUMÉTRICAS DE LOS SUELOS.

Si extraemos una muestra de suelo se encontrará que está constituida por partículas minerales, las cuales constituyen la fase sólida del suelo; agua y otros líquidos menos significativos, constituyen la fase líquida; y por aire y otros gases como vapores sulfurosos, gas anhídrido y gas carbónico, los cuales constituyen la fase gaseosa de la muestra. Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Muchos por debajo del nivel freático son totalmente saturados (como los suelos del fondo de un río).

En los laboratorios de Mecánica de Suelos pueden determinarse fácilmente el peso y el volumen de los elementos que constituyen cada una de las fases. Partiremos del siguiente esquema de una muestra de suelo para determinar las siguientes de pesos y volúmenes fundamentales y formulas para suelos saturados:

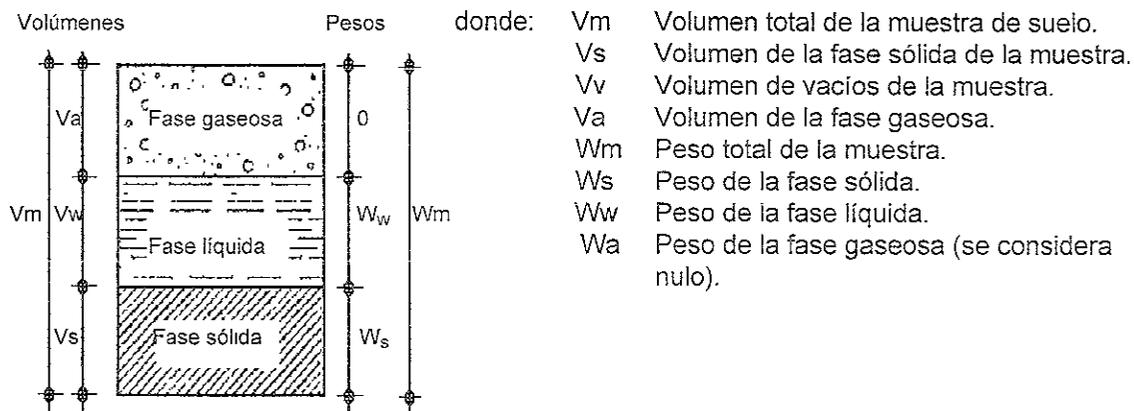


Fig A2 1 Esquema de una muestra de suelo

1.- Relaciones de pesos y volúmenes.

- a) Peso específico de la masa de suelo.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (A2.1)$$

- b) Peso específico de la fase sólida del suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (A2.2)$$

- c) Peso específico relativo de la masa de suelo.

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \quad (A2.3)$$

$\gamma_o$  Peso específico del agua destilada a 4° C, y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. En el sistema métrico su valor es 1 o una potencia entera de 10.

- d) Peso específico relativo de la fase sólida del suelo.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad (A2.4)$$

2.- Relaciones fundamentales.

- a) Relación de vacíos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad o \quad e = \frac{n}{1-n} \quad (A2.5 \text{ y } A2.6)$$

- b) Porosidad del suelo.

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad o \quad n = \frac{e}{1+e} \quad (A2.7 \text{ y } A.2.8)$$

- c) Grado de saturación del suelo.

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (A2.9)$$

- d) Contenido de agua o humedad del suelo.

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (A2.10)$$

- e) Grado de saturación de aire.

$$G_A(\%) = \frac{V_A}{V_v} \times 100 \quad (A2.11)$$

f) Peso específico seco.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{W_m} \quad (A2.12)$$

3.- Fórmulas para suelos saturados.

a) Peso específico relativo de la masa de suelo.

$$S_m = n + (1 - n)S_s \quad (A2.13)$$

b) Peso específico de la masa de suelo.

$$S_s = [n + (1 - n)]\gamma_o \quad (A2.14)$$

c) Peso específico saturado.

$$\gamma_{Sat} = \frac{W_s + W_w}{W_m} \quad (A2.15)$$

4.- Suelos sumergidos.

a) Peso específico de la materia sólida sumergida.

$$S_s' = S_s - 1 \quad (A2.16)$$

b) Peso específico de la masa sumergida.

$$S_m' = S_m - 1 \quad (A2.17)$$

Sus pesos específicos correspondientes son:

$$\gamma_s' = \gamma_s - \gamma_o \quad (A2.18)$$

y

$$\gamma_m' = \gamma_m - \gamma_o \text{ o } \gamma_m' = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_o \quad (A2.19 \text{ y } A2.20)$$

(Ref 12)

## APÉNDICE 3. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

La prueba de Penetración Estándar (Standar Penetration Test) es entre todos los Métodos Exploratorios Preliminares<sup>1</sup>, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más información útil en torno al suelo. En la práctica esta técnica de exploración es útil en suelos granulares (lechos de ríos), en los que el muestreo inalterado es casi imposible.

### 1.- Objetivo de la prueba.

- a) Estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número necesario de golpes para hincar el penémetro estándar, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.
- b) Identificar los suelos del sitio mediante la obtención de muestras alteradas.
- c) Conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: contenido de agua y límites de consistencia.

<sup>1</sup> Métodos Exploratorios Preliminares. Son procedimientos simples en los cuales se procura adquirir información suficiente respecto al suelo, la cual con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad permiten obtener la información necesaria para el proyecto en particular. Los Métodos Exploratorios Preliminares son:

- a) Pozos a cielo abierto, con muestras alteradas e inalteradas.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares
- c) Métodos de lavado
- d) Método de penetración Estándar
- e) Método de penetración Cónica.
- f) Perforaciones en boleas y gravas

2.- Equipo.

2.1.- Penetrómetro Estándar.

Es un tubo de acero con un extremo afilado Fig. A3.1; cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza permite la salida del azolve y evita que la muestra salga fácilmente del tubo; una vez hincado el muestreador, permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, logrando así muestras más limpias. Otra alternativa es un tubo cerrado con fondo de polietileno.

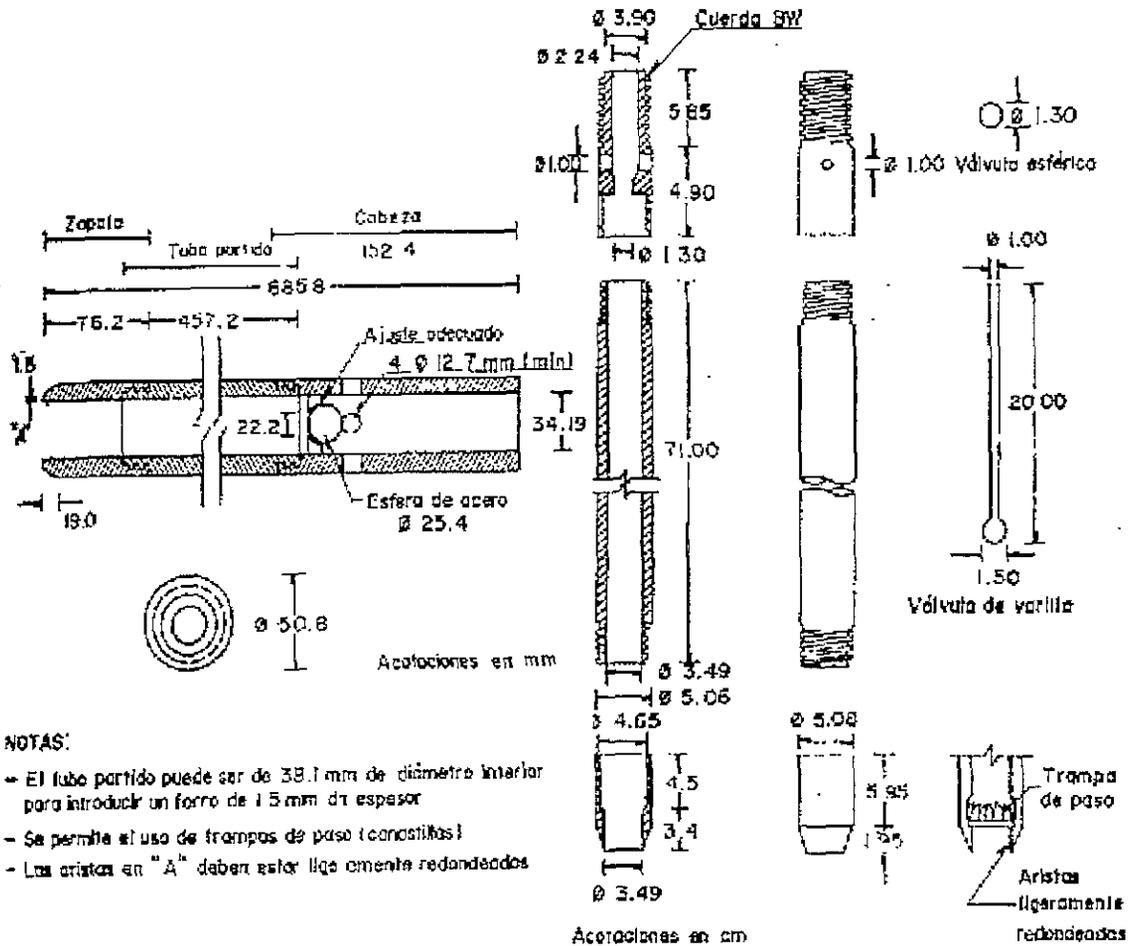


Fig. A3.1 Penetrómetro Estándar

2.2.- Equipo Auxiliar.

a) Columna de barras.

El Penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación de diámetro AW o BW.

BARRA	DIÁMETRO EXTERNO EN cm	DIÁMETRO INTERNO EN cm.	PESO EN kg/m	RECOMENDABLE EN SONDEOS
AW*	4.44	3.09	6.53	Menores de 15 m.
BW	5.40	4.45	6.22	Menores y mayores de 15 m.

\* Paredes paralelas.

Tabla A3.1 Barras de perforación.

b) Martinete golpeador.

El penetrómetro se hinca con los impactos del martinete de 63.5 kg (140 libras) y 76 cm de caída (30 pulgadas), es decir, aplicando un trabajo de 4,800 kg/cm (Fig. A3.2). Se ha extendido el uso del llamado martinete de seguridad Fig. A3.3., con los cuales se logra una mayor precisión en la altura de caída.

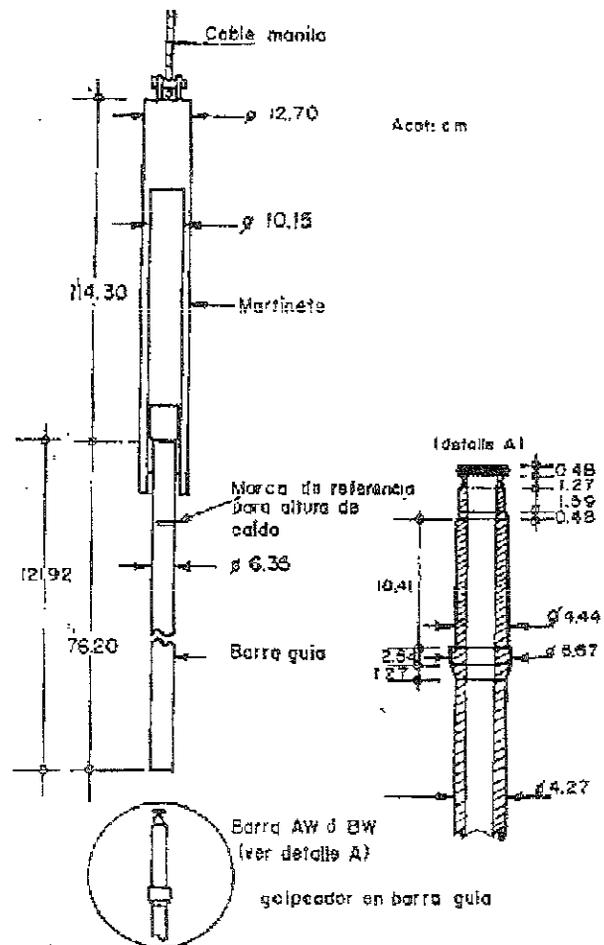
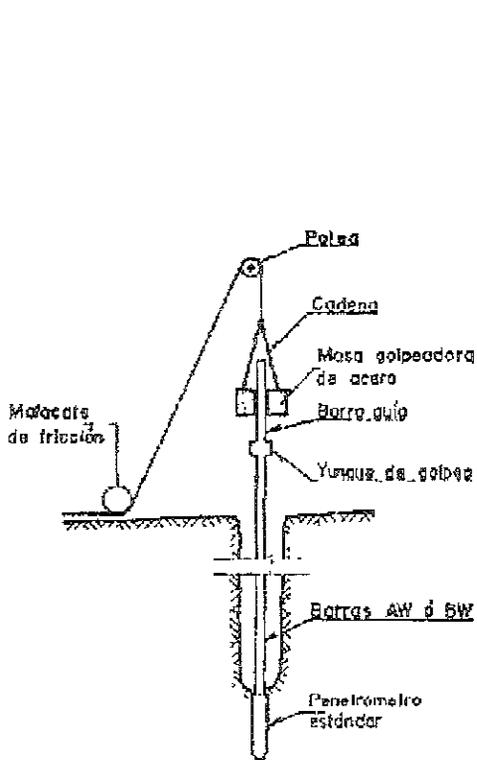


Fig. A3.2. Prueba de Penetración estándar

Fig A3.3. Martinete de seguridad

c) Cabeza de gato.

Es un malacate de fricción que con ayuda cable de manila de  $\frac{3}{4}$  de pulgada levanta el martinete a la altura de caída señalada; para sostener el cable se requiere de una torre equipada con una polea (Fig. A3.4).

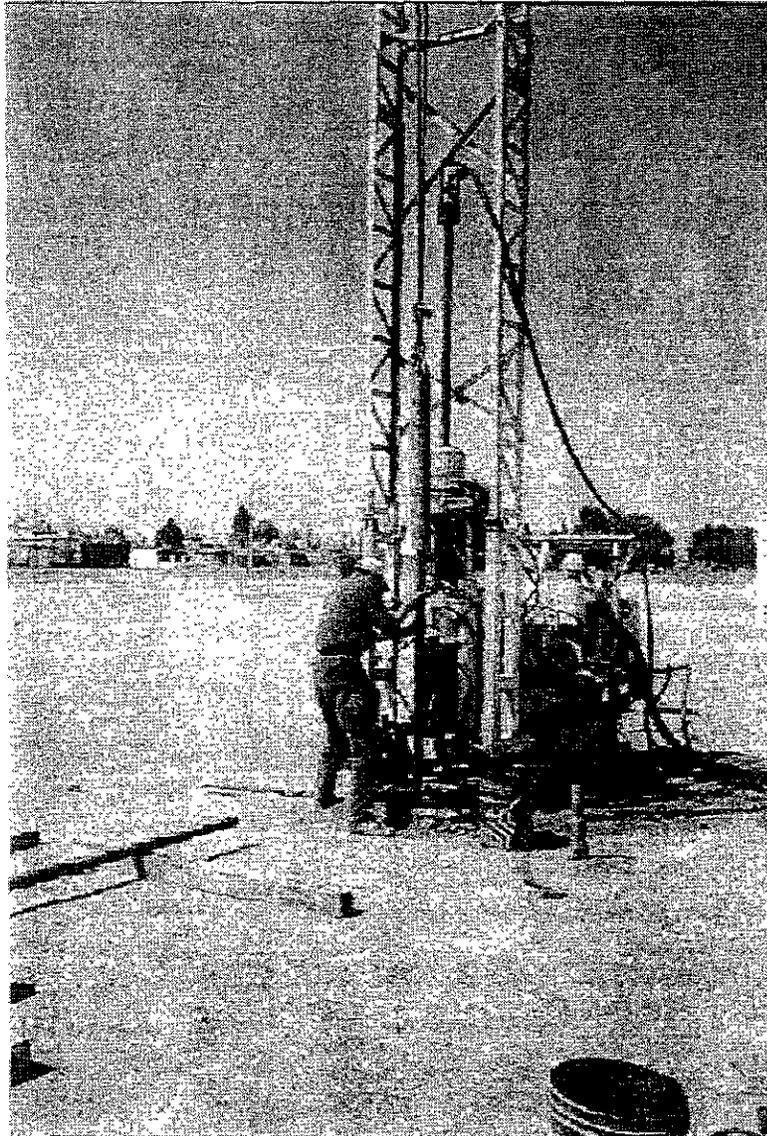


Fig. A3.4. Vista general de equipo.

3.- Procedimiento.

Esta prueba consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 63.5 Kg, dejando caer desde 76 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm): los golpes en los primeros 15 cm se desprecian. En el caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre, se suspenderá la prueba. Un procedimiento alternativo usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm en total); contando únicamente los golpes en los últimos 30 cm (de 30 a 60 cm); lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

Durante la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manilla tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción. La muestra debe conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocaran en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol. La información debe recopilarse en un registro como el de la Tabla A3.2; si se decide hincar el penetrómetro 60 cm. deberá agregarse otra columna al registro.

<b>REGISTRO DE CAMPO OBRA:</b>	SONDEO M-14	NIV FREÁTICO -----	HOJA 1 - 1
	COORDENADAS. X: Y: Z:	MAQUINA A	FECHA 27 JUN 95
		OPERADOR C. LÓPEZ..	SUPERVISIÓN Ing. CHAVEZ.

Prof m	CLASIFICACIÓN DE CAMPO	MUESTRA No.	NÚMERO DE GOLPES			MUESTREO		HORA
			1 15 cm.	2 15 cm.	3 15 cm.	Pre- sión	Rec.	
	CL café	F - 1	10	15	25	-	-	8:30
	CL café oscura	F - 2	10	20	30/4	-	-	9:00
	CH arenosa gris (1)	TS - 1	-	-	-	25/50	-	10:00
	CH arenosa gris	F - 3	10	35	35	-	-	10:30
	CH arenosa gris (2)	TR -2	-	-	-	30/50	-	11:00
	SW fina gris	F - 4	5	10	15	-	-	11:30
	SW fina gris	F - 5	5	20	30	-	-	11:50
	SW fina gris (3)	F - 6	5	25	25	-	-	12:10
	CL café (4)	F - 7	5	10	20	-	-	12:40
	CL café (5)	TR -3	-	-	-	40/50	-	13:00
		TR -9	-	-	-	-	-	13:20
		F - 8	-	-	-	-	-	13:50

- NOTAS:
- 1) La CH empezó a los 4.5 m.
  - 2) La parte inferior de 12.2 es SW.
  - 3) La CL empieza a los 12.1m, se perdió el agua de perforación.
  - 4) Se tira azolve y se decidió pasar ademe.
  - 5) Se perdió la muestra probablemente sea arena.

Tabla A3.2 Registro de campo.

4.- Resultados.

- a) Muestras alteradas. Las muestras obtenidas siempre sufren distorsiones geométricas por ello, solo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieren especímenes inalterados.
- b) Perfil estratigráfico. Mediante la clasificación de campo de los suelos se obtiene un perfil estratigráfico del sitio, el cual posteriormente se precisará en el laboratorio.
- c) Resistencia a la penetración. Cada una de las pruebas se representa gráficamente mediante puntos (valores de N) que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración con la profundidad.

5.- Interpretación de resultados.

Ésta se realizará a partir de relaciones empíricas (Tablas A3.3 y A3.4). Las correlaciones que se describen deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión y tampoco se sabe la tendencia del signo de cada correlación

CONSISTENCIA	MUY BLANDA	BLANDA	MEDIA	DURA	MUY DURA	DURÍSIMA
N	<2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	>30
$q_u$	<0.25	0.5 - 0.5	0.5 - 1	1 - 2	2 - 4	>4

N número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 $q_u$  resistencia a la compresión simple en Kg/cm<sup>2</sup>

Tabla A3.3. Correlación entre N  $q_u$  y consistencia relativa de suelo cohesivo.

NÚMERO DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	Muy sueita
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
50 <	Muy Densa

Tabla A3.4 Correlación entre compacidad relativa de arenas y número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar.

## APÉNDICE 4. HIDRÁULICA FLUVIAL.

Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño, forma y densidad. Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados y a su comportamiento al ser transportados por una corriente de agua, se distinguen dos clases de sedimentos: cohesivos y no cohesivos. El sedimento no cohesivo o friccionante, también denominado granular, está formado por granos gruesos o partículas sueltas, como las arenas y gravas. En los granos gruesos de los sedimentos, la fuerza predominante es la de gravedad; por ello, todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. El empuje que debe ejercer el flujo de agua para mover estas partículas está en función del peso de cada una de ellas y cuando se depositan lo hacen apoyándose directamente unas sobre otras, teniendo cada partícula varios puntos de apoyo y dejando vacíos entre ellas. Por lo tanto, el comportamiento mecánico e hidráulico de este tipo de sedimentos queda definido por la compacidad del depósito, y por la orientación de las mismas. El sedimento cohesivo es el formado por partículas muy finas, constituidas por minerales de arcilla, que se mantienen unidas entre sí por las fuerzas de cohesión; estas fuerzas se oponen a que las partículas sean separadas entre sí o arrancadas del conjunto del que forman parte. Esta fuerza de unión es considerablemente mayor al peso de cada grano, y de la misma forma que resiste las fuerzas de arrastre y de sustentación de debidas al flujo del agua, las partículas desprendidas pueden comportarse como las partículas no cohesivas, aunque siempre serán transportadas en suspensión con mayor facilidad.(Ref. 13).

Los límites del tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio para la clasificación descriptiva del mismo. Originalmente el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones, debido a lo complicado de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con la aparición de la técnica del cribado, fue posible efectuar un trazo de curvas granulométricas, contando con las agrupaciones de un mayor número de tamaños diferentes. En la actualidad con las técnicas de suspensiones es posible ampliar notablemente estas curvas.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños, son las siguientes:

a) Clasificación Internacional. Basada en otra desarrollada en Suecia (Ref. 12).

TAMAÑO EN mm.

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra-arcilla (coloides)

b) Clasificación M.I.T<sup>1</sup>. Propuesta por G. Gilboy (Ref. 12).

TAMAÑO EN mm.

2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina (coloides)
Arena			Limo			Arcilla		

c) Clasificación utilizada a partir de 1936 en Alemania, basada en una clasificación propuesta por Kopecky (Ref. 12).

MATERIAL	CARACTERÍSTICA	TAMAÑO EN mm.
Piedra		mayor a 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.02 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla		0.00002 a 0.0002

Abajo de 0.00002 mm las partículas constituyen verdaderas disoluciones y ya no se depositan.

<sup>1</sup> Massachusetts Institute of Technology.

d) Clasificación de acuerdo al British Standard BS1377 en 1975. (Ref. 14).

Material	Tamaño mm	Material	Tamaño mm
Arcilla muy fina	0.00024 - 0.0005	Grava muy fina	2 - 4
Arcilla fina	0.0005 - 0.001	Grava fina	4 - 8
Arcilla media	0.001 - 0.002	Grava media	8 - 16
Arcilla gruesa	0.002 - 0.004	Grava gruesa	16 - 32
Limo muy fino	0.004 - 0.008	Grava muy gruesa	32 - 64
Limo fino	0.008 - 0.016	Canto rodado pequeño	64 - 128
Limo medio	0.016 - 0.031	Canto rodado grande	128 - 156
Limo grueso	0.031 - 0.062	Piedras pequeñas	256 - 512
Arena muy fina	0.062 - 0.125	Piedras medianas	512 - 1024
Arena fina	0.125 - 0.250	Piedras grandes	1024 - 2048
Arena media	0.250 - 0.500	Piedras muy grandes	2018 - 4096
Arena gruesa	0.500 - 1.000		
Arena muy gruesa	1 - 2		

Una clasificación muy similar fue propuesta por el SSTAGU (Subcomitee of Sediment Terminology of the American Geophysical Union).

De acuerdo con las condiciones en que se encuentran los sedimentos en el lecho de un río se presenta una tendencia bastante definida hacia cierto tipo de distribución granulométrica, es decir, existen sedimentos que se ajustan más a una determinada distribución que a otra.

1.- Distribuciones teóricas.

A) Ley circular.

En las zonas montañosas, el fondo de los cauces se caracteriza por la abundancia de materiales gruesos o fragmentos rocosos que yacen a lo largo de su lecho. En este tipo de cauces, la distribución de tamaños tiende a seguir una ley circular, ya que si se dibuja la curva granulométrica en papel aritmético, adaptando escalas tales que las diferencias representativas de diámetro máximo y del cien por ciento sean iguales, el diagrama resultante puede ser un cuarto de circunferencia de radio igual al diámetro máximo en la escala respectiva; si ello ocurre, los tamaños de las partículas se distribuyen según la ley:

$$d_n = d_{max} [1 - [1 - \frac{n}{100}]^{1/2}] \tag{A4.1}$$

siendo  $d_{m\acute{a}x}$  el diámetro máximo y  $n$  el porcentaje que pasa. Sin embargo, la manera más fácil de ver si la granulometría sigue o no una ley circular es dibujándola en el papel llamado papel circular (en el cual las abscisas o diámetros crecen conforme a una ley aritmética, mientras que las ordenadas o porcentajes lo hacen con arreglo a la ley dada por la ecuación (A4.1), ya que si en dicho papel los puntos de la curva granulométrica quedan alineados, sobre una recta, significa que la ley de distribución de los tamaños de las partículas es circular. (Ref. 13).

B) Distribución log-normal.

Cuando los sedimentos de los cauces naturales están constituidos por gravas o arenas, se ha comprobado que los tamaños de sus partículas tienden a seguir una ley del tipo log-normal de probabilidades. Para discernir rápidamente si la granulometría de tales sedimentos se ajusta o no a una distribución log-normal, se dibujan los puntos de la curva granulométrica en papel log-probabilidad. Si los puntos quedan perfectamente alineados sobre una recta, es evidencia que los logaritmos de los diámetros se distribuyen según una distribución normal o gaussiana de probabilidades. Cuando esto acontece, se dice que la distribución granulométrica es del tipo log-normal y puede describirse mediante la ecuación:

$$d_n = d_{50}(\sigma_g)^{Z_n} \quad (A4.2)$$

donde:  $Z_n$  variable aleatoria estándar. Es una variable que tiene distribución normal, con media igual, a cero y desviación estándar igual a uno; esta variable puede asumir cualquier valor en el intervalo  $-\infty \leq Z_n \leq \infty$  según se satisfaga la probabilidad dada. El valor de  $Z_n$  para un porcentaje dado, se obtiene con ayuda de Tabla A4.1.

$\sigma_g$  desviación estándar geométrica y se define como:

$$\sigma_g = \frac{d_{84}}{d_{50}} \quad (A4.3)$$

Además, si la granulometría es log-normal, se verifica que:

$$\sigma_g = \frac{d_{84}}{d_{50}} = \frac{d_{50}}{d_{16}} = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}}\right)^{1/2} \quad (A4.4)$$

y de la ecuación A4.3 se llega a

$$d_{50} = \sqrt{d_{84}d_{16}} \quad (A4.5)$$

Por otro lado, como la distribución log-normal no es simétrica, la mediana ( $d_{50}$ ) y la media ( $d_m$ ) no son iguales. El diámetro medio se determina mediante la ecuación:

$$d_m = d_{50} \exp\left[\frac{1}{2}(\log \sigma_g)^2\right] \quad (A4.6)$$

C) Distribución normal.

Los sedimentos constituidos por granos finos, como los limos y las arenas finas, tienden a seguir una distribución de tamaños normal. Para saber rápidamente si la granulometría de tales sedimentos es o no gaussiana, se dibujan los puntos de la curva granulométrica en papel probabilidad, y si resulta que dichos puntos quedan alineados exactamente sobre una línea recta, significa que los diámetros de las partículas siguen una ley normal o gaussiana de probabilidad. Cuando esto acontece, se dice que la distribución granulométrica es normal y puede describirse por medio de la ecuación:

$$d_n = d_{50} + Z_n \sigma \quad (A4.7)$$

donde:  $Z_n$  variable aleatoria estándar.

$\sigma$  desviación estándar. Es una medida de dispersión que indica que tan alejados están los datos respecto a su valor central. Se define como:

$$\sigma = d_{84} - d_{50} \quad (A4.8)$$

Además, si la granulometría es normal, se cumple que:

$$\sigma = d_{84} - d_{50} = d_{50} - d_{16} = \frac{1}{2} [d_{84} - d_{16}] \quad (\text{A4-9})$$

y de la ecuación A4.9 se llega a:

$$d_{50} = \frac{1}{2} [d_{84} + d_{16}] \quad (\text{A4.10})$$

Así mismo, dado que la distribución normal es simétrica, media, mediana y moda coinciden; es decir:

$$d_{50} = d_m$$

Con rigor, cuando la distribución es normal o lognormal, en lugar de los diámetros  $d_{16}$  y  $d_{84}$ , deben utilizarse  $d_{15.87}$  y  $d_{84.13}$ , pero se han redondeado estos a diámetros para fines prácticos. Las probabilidades 15.87 Y 84.13 por ciento se satisfacen para  $Z_{15.87} = -1$  y  $Z_{84.13} = 1$ , respectivamente. Estos valores de la variable aleatoria corresponden a puntos de flexión de la curva de distribución normal estándar.

La concordancia entre una distribución real y una teórica difícilmente es perfecta. Las discordancias se tienen casi siempre en los extremos o colas de la distribución: las fracciones de material muy finos o muy gruesos son las que se alejan de la distribución. La mayoría de las veces éstas colas representan sólo una fracción pequeña o porcentaje de material, y en estos casos puede aceptarse totalmente la validez del modelo teórico, o bien se indica el intervalo en el que satisface el modelo.

EFFECTOS DE LA SOCAVACIÓN EN EL DISEÑO DE PUENTES.

$q_1 \beta_1$	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	1.010	$q_1 \beta_1$
0.00	$\infty$	3.09023	2.87816	2.74778	2.65207	2.57583	2.51214	2.45726	2.40892	2.36562	2.32635	0.99
0.01	2.32635	2.29037	2.26713	2.22621	2.19729	2.17009	2.14441	2.12007	2.09693	2.07485	2.05375	0.98
0.02	2.05375	2.03352	2.01409	1.99539	1.97737	1.95996	1.94313	1.92684	1.91104	1.89570	1.88079	0.97
0.03	1.88079	1.86630	1.85218	1.83842	1.82501	1.81191	1.79912	1.78661	1.77438	1.76241	1.75069	0.96
0.04	1.75069	1.73920	1.72793	1.71689	1.70604	1.69540	1.68494	1.67466	1.66456	1.65463	1.64485	0.95
0.05	1.64485	1.63523	1.62576	1.61644	1.60725	1.59819	1.58927	1.58047	1.57179	1.56322	1.55477	0.94
0.06	1.55477	1.54643	1.53820	1.53007	1.52204	1.51410	1.50626	1.49851	1.49085	1.48328	1.47579	0.93
0.07	1.47579	1.46838	1.46106	1.45381	1.44663	1.43953	1.43250	1.42554	1.41865	1.41183	1.40507	0.92
0.08	1.40507	1.39838	1.39174	1.38517	1.37866	1.37220	1.36581	1.35946	1.35317	1.34694	1.34076	0.91
0.09	1.34076	1.33462	1.32854	1.32251	1.31652	1.31058	1.30469	1.29884	1.29303	1.28727	1.28155	0.90
0.10	1.28155	1.27587	1.27024	1.26464	1.25908	1.25357	1.24808	1.24264	1.23723	1.23186	1.22653	0.89
0.11	1.22653	1.22123	1.21596	1.21072	1.20553	1.20036	1.19522	1.19012	1.18504	1.18000	1.17499	0.88
0.12	1.17499	1.17000	1.16506	1.16012	1.15522	1.15035	1.14551	1.14069	1.13590	1.13113	1.12639	0.87
0.13	1.12639	1.12165	1.11696	1.11232	1.10768	1.10306	1.09847	1.09390	1.08935	1.08482	1.08032	0.86
0.14	1.08032	1.07584	1.07138	1.06694	1.06252	1.05812	1.05374	1.04939	1.04505	1.04073	1.03643	0.85
0.15	1.03643	1.03215	1.02789	1.02365	1.01943	1.01522	1.01103	1.00686	1.00271	0.99858	0.99446	0.84
0.16	0.99446	0.99036	0.98627	0.98220	0.97815	0.97411	0.97009	0.96609	0.96210	0.95812	0.95416	0.83
0.17	0.95416	0.95022	0.94629	0.94238	0.93848	0.93458	0.93072	0.92686	0.92301	0.91918	0.91537	0.82
0.18	0.91537	0.91156	0.90777	0.90399	0.90023	0.89647	0.89273	0.88901	0.88529	0.88159	0.87790	0.81
0.19	0.87790	0.87422	0.87055	0.86689	0.86325	0.85962	0.85600	0.85239	0.84879	0.84520	0.84162	0.80
0.20	0.84162	0.83805	0.83450	0.83095	0.82742	0.82390	0.82038	0.81687	0.81336	0.80990	0.80642	0.79
0.21	0.80642	0.80296	0.79950	0.79606	0.79262	0.78919	0.78577	0.78237	0.77879	0.77557	0.77219	0.78
0.22	0.77219	0.76882	0.76546	0.76210	0.75875	0.75542	0.75208	0.74876	0.74545	0.74214	0.73885	0.77
0.23	0.73885	0.73556	0.73228	0.72900	0.72574	0.72248	0.71923	0.71599	0.71275	0.70952	0.70630	0.76
0.24	0.70630	0.70309	0.69988	0.69668	0.69349	0.69031	0.68713	0.68396	0.68080	0.67764	0.67449	0.75
0.25	0.67449	0.67135	0.66821	0.66508	0.66196	0.65884	0.65573	0.65262	0.64952	0.64643	0.64335	0.74
0.26	0.64335	0.64027	0.63719	0.63412	0.63106	0.62801	0.62496	0.62191	0.61887	0.61584	0.61281	0.73
0.27	0.61281	0.60979	0.60678	0.60376	0.60076	0.59776	0.59477	0.59178	0.58879	0.58581	0.58284	0.72
0.28	0.58284	0.57987	0.57691	0.57395	0.57100	0.56805	0.56511	0.56217	0.55924	0.55631	0.55338	0.71
0.29	0.55338	0.55047	0.54755	0.54464	0.54174	0.53884	0.53594	0.53305	0.53016	0.52728	0.52440	0.70
0.30	0.52440	0.52153	0.51866	0.51579	0.51293	0.51007	0.50722	0.50437	0.50153	0.49869	0.49585	0.69
0.31	0.49585	0.49302	0.49019	0.48736	0.48454	0.48173	0.47891	0.47610	0.47330	0.47050	0.46770	0.68
0.32	0.46770	0.46490	0.46211	0.45933	0.45654	0.45376	0.45099	0.44821	0.44544	0.44268	0.43991	0.67
0.33	0.43991	0.43715	0.43440	0.43164	0.42889	0.42615	0.42340	0.42066	0.41793	0.41519	0.41246	0.66
0.34	0.41246	0.40974	0.40701	0.40429	0.40157	0.39886	0.39614	0.39343	0.39073	0.38802	0.38532	0.65
0.35	0.38532	0.38262	0.37993	0.37723	0.37454	0.37186	0.36917	0.36649	0.36381	0.36113	0.35846	0.64
0.36	0.35846	0.35579	0.35312	0.35045	0.34779	0.34513	0.34247	0.33981	0.33716	0.33450	0.33185	0.63
0.37	0.33185	0.32921	0.32656	0.32392	0.32128	0.31864	0.31600	0.31337	0.31074	0.30811	0.30548	0.62
0.38	0.30548	0.30286	0.30023	0.29761	0.29499	0.29237	0.28976	0.28715	0.28454	0.28193	0.27932	0.61
0.39	0.27932	0.27671	0.27411	0.27151	0.26891	0.26631	0.26371	0.26112	0.25853	0.25594	0.25335	0.60
0.40	0.25335	0.25076	0.24817	0.24559	0.24301	0.24043	0.23785	0.23527	0.23269	0.23012	0.22754	0.59
0.41	0.22754	0.22497	0.22240	0.21983	0.21727	0.21470	0.21214	0.20957	0.20701	0.20445	0.20189	0.58
0.42	0.20189	0.19934	0.19678	0.19422	0.19167	0.18912	0.18657	0.18402	0.18147	0.17892	0.17637	0.57
0.43	0.17637	0.17383	0.17128	0.16874	0.16620	0.16366	0.16112	0.15858	0.15604	0.15351	0.15097	0.56
0.44	0.15097	0.14843	0.14590	0.14337	0.14084	0.13830	0.13577	0.13324	0.13072	0.12819	0.12566	0.55
0.45	0.12566	0.12314	0.12061	0.11809	0.11556	0.11304	0.11052	0.10799	0.10547	0.10295	0.10043	0.54
0.46	0.10043	0.09791	0.09540	0.09288	0.09036	0.08784	0.08533	0.08281	0.08030	0.07778	0.07527	0.53
0.47	0.07527	0.07276	0.07024	0.06773	0.06522	0.06271	0.06020	0.05768	0.05517	0.05266	0.05015	0.52
0.48	0.05015	0.04764	0.04513	0.04263	0.04012	0.03761	0.03510	0.03259	0.03008	0.02758	0.02507	0.51
0.49	0.02507	0.02256	0.02005	0.01755	0.01504	0.01253	0.01003	0.00752	0.00501	0.00251	0.00000	0.50

Tabla A4.1 Función de Probabilidades normal, valor de Z.

## APÉNDICE 5. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO.

Para la determinación del gasto diseño se dispone de diferentes métodos. A continuación se resumen algunos de los más recurridos para el diseño hidráulico de puentes.

### MÉTODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE.

Este método de campo se basa en la hipótesis de que el régimen es uniforme para el tramo en estudio, por lo que es necesario contar con un levantamiento topo-batimétrico a detalle en la sección de cruce, garantizando además que el tramo sea recto y cuya geometría de la sección transversal sea similar en dicho tramo; el gasto se puede calcular a partir de la ecuación de Manning:

$$Q = A \cdot n^{-1} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (\text{A5.1})$$

donde: n coeficiente de rugosidad de Manning.  
 R radio hidráulico de la sección (m).  
 S pendiente hidráulica en el tramo (m/m).  
 A área hidráulica de la sección (m<sup>2</sup>)

### MÉTODO DE CREAGER.

Creager graficó los gastos máximos por unidad de área observados en las cuencas de todo el mundo contra el área misma de la cuenca. Trazo una envolvente a todos los puntos graficados y obtuvo la siguiente ecuación.

$$q = 0.503 \cdot C \cdot (0.386A)^x \quad (\text{A5.2})$$

donde: q gasto unitario (m<sup>3</sup>/seg/km<sup>2</sup>)  
 A área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

C parámetro que depende de la región considerada .  
 X  $(0.984/(0.386A)^{0.048}-1)$

### MÉTODO DE LOWRY.

Para el método de Lowry la ecuación de la envolvente es más sencilla que la de Creager.

$$q = C / (A + 259)^{0.8} \quad (A5.3)$$

donde: q gasto unitario (m<sup>3</sup>/seg/km<sup>2</sup>)  
 A área de la cuenca en km<sup>2</sup>.  
 C parámetro que depende de la región considerada.

En general este método da resultados más bajos que con el método de Creager para cuencas menores de 10 o mayores de 10000 km<sup>2</sup>. Entre ese rango puede dar valores mayores.

### MÉTODOS ESTADÍSTICOS.

Con los datos de aforo de las estaciones que se localizan lo suficientemente cercanas a las zona del puente aguas arriba, es posible obtener el gasto de diseño. Con los datos de los gastos máximos anuales leídos en las estaciones con la vida útil del puente y el periodo de retorno, se obtiene el gasto de diseño.

Por lo anterior y debido a que estos métodos están relacionados con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia y su magnitud no se pueden prever, se debe recurrir a la distribución de probabilidad.

#### Distribución logarítmica de tres parámetros.

Con esta distribución no se trabaja con los gastos, sino con los logaritmos naturales de estos.

$$Q_{max} = e^{z\sigma_y} + \mu_y \quad (A5.4)$$

$$y_1 = LnQ_1$$

$$\sigma_y = \left[ \sum (y_1 - \mu_y)^2 / (n - 1) \right]^{1/2} \quad (A5.5a, A5.5b y A5.5c)$$

$$\mu_y = \sum y_1 / n$$

donde:  $Q_{m\acute{a}x}$  gasto máximo esperado para un cierto periodo de retorno Tr (m<sup>3</sup>/seg).  
 e base de los logaritmos naturales 2.718.  
 z variable de la curva normal.  
 $\sigma_y$  desviación estándar de los logaritmos de los gastos máximos anuales.  
 $\mu_y$  media de los logaritmos de los gastos máximos anuales mostrados.  
 n número de años de registro.  
 Yi logaritmos naturales de Qi.  
 Qi gasto i-ésimo máximo anual del registro de n años.

#### Distribución de Gumbel (valores extremos tipo 1).

La función de probabilidad de Gumbel se expresa de la siguiente manera.

$$F(Q) = FPC = P(0 < Q < Qi) = e^{-e^{-a/q-c}} \quad (A5.6)$$

además

$$P(Q > Qi) = 1 - 1/Tr \quad (A5.7)$$

igualando ambas expresiones y haciendo  $Q = Q_{\max Tr}$  tenemos que:

$$Q_{\max Tr} = c - (1 / Ln\alpha) Ln(Tr / (Tr - 1)) \quad (A5.8)$$

Aplicando el método de los momentos para una muestra infinita, se obtiene

$$\sigma_Q = \pi / (\alpha(6)^{1/7}) \quad (A5.9)$$

$$Q_p = c + 0.5772 / \alpha \quad (A5.10)$$

donde:  $Q_{\max Tr}$  gasto máximo para cierta frecuencia  $Tr$  ( $m^3/seg$ ).  
 $\sigma_Q$  desviación estándar de los gastos máximos anuales ( $m^3/seg$ ).  
 $Q_p$  media de los gastos máximos anuales del registro ( $m^3/seg$ ).  
 $c$  y  $a$  parámetros que se estiman a partir de los datos del registro.

### Método de las curvas envolventes.

La Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), determinó las curvas envolventes de la República Mexicana basándose en la fórmula general que expresa el gasto en una cuenca y en la experiencia de los investigadores Creager y Lowry. Dichas envolventes corresponden a cada región hidrológica y con esta se obtiene el gasto máximo instantáneo de acuerdo con el área de la cuenca.

**APÉNDICE 6. ARCHIVOS DE DATOS Y DE RESULTADOS DEL PROGRAMA WSPRO.**

Las características hidráulicas del sitio del puente, fueron determinadas con el programa de computo WSPRO. En este análisis se emplearon tres secciones transversales, y se denotarán en lo que sigue como EXIT a la sección 300 m aguas abajo, FULLV y BRDG a la sección bajo el puente y a la salida del puente en la dirección del flujo respectivamente y por último a la sección 300 m aguas arriba como APPR

Se presenta a continuación el archivo de datos PAPALO.WSP.

```

1. PUENTE PAPALOAPAN.
2. T1 PUENTE PAPALOAPAN
3. T2 ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN
4. T3 PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.
5. *
6. SI 1
7. Q 5166
8. SK 0.0042
9. *
10. XS EXIT 200 * * 0.0042
11. GR 0,11.595 1.87,10.095 7.27,7.27 17.86,5.68 28.39,3.58
12. GR 38.87,1.58 49.35,0.38 59.88,0.48 70.47,1.28 81.15,2.48
13. GR 91.94,3.98 102.89,4.58 114.01,5.08 125.35,6.48
136.93,5.88
14. GR 148.79,6.08 160.97,6.18 173.52,5.68 186.49,6.08 200,5.68
15. GR 213.86,5.48 228.49,6.38 243.73,7.27 248.47,8.36
250.96,7.27
16. GR 255.04,7.27 258.38,9.48 264.59,7.27 282.42,7.27 286,8.39
17. GR 296,8.39 296.1,11.39
18. N 0.065 0.03 0.065
19. SA 7.27 243.73
    
```

EFFECTOS DE LA SOCAVACIÓN EN EL DISEÑO DE PUENTES.

```

20. *
21. XS FULLV 500
22. GR -20.65,16.5 -13.19,16.26 -7.46,15.94
23. GR 0.00,15.68 8.6,10.108 9.6,8.756 14.6,6.918 24.6,3.438
24. GR 40.55,2.348 47.38,2.55 54.21,3.65 61.12,4.05 67.96,3.85
25. GR 74.79,3.55 81.54,1.85 88.46,1.85 95.29,4.45 102.12,4.35
26. GR 108.96,4.05 115.69,3.55 122.52,3.75 129.36,4.15 136.19,3.95
27. GR 143.02,3.95 149.86,3.65 156.69,3.35 163.52,4.35 170.36,4.45
28. GR 177.19,5.15 184.02,5.65 190.86,6.06 197.69,6.15 204.52,6.15
29. GR 211.05,6.46 215.00,7.338 218.34,7.44 223.15,7.73 224.3,8.19
30. GR 231.57,8.86 245.55,10.79 256.15,10.73 260.83,11.6 273.4,11.97
31. GR 278.71,13.9 286.6,14.67 296.28,15.23 312.83,15.96
32. N 0.065 0.03 0.065
33. SA 9.6 215.00
34. *
35. BR BRDG 500
36. BL 1 286.6 215 286.6
37. BC 18.96
38. CD 1 10.5 * * 45 30
39. PD 0 1.85 4 6
40. N 0.065 0.03 0.065
41. SA 9.6 215.00
42. *
43. XS APPR 810.5
44. GR -37.1,15.21 -30.5,14.03 -16.1,13.72 -13.4,12.15 -10.6,8.86
45. GR -7.9,8.73 -7,7.65
46. GR -6.00,7.6 3.72,6.41 14.31,5.61 24.84,5.41 35.32,5.31
47. GR 45.8,5.71 56.28,6.11 66.81,6.11 77.4,5.81 88.04,6.11
48. GR 98.83,6.31 109.78,6.01 113.25,5.61 120.90,5.41 132.48,5.71
49. GR 144.34,5.91 154.52,7.4 169.07,7.6 251.73,7.6 270.12,6.41
50. GR 310.66,6.11 333.18,6.21 357.53,6.01 383.98,5.51 398.45,4.81
51. GR 412.91,6.71 415.05,7.6 460.0,17.6
52. N 0.065 0.03 0.065
53. SA -6.00 415.0
54. *
55. *
56. DP BRDG 9.6 215 4 * * 1.1
57. DC 0 BRDG 9.6 215 -6 415 * 20
58. DC 1 BRDG 215 * 415 460 0.756 4
59. *
60. HP 1 BRDG 9.611 1 9.611
61. HP 1 APPR 11.419 1 11.419
62. *
63. EX
64. ER
    
```

Se presenta a continuación el archivo de resultados PAPALO.WSP.

```

1. ***** W S P R O *****
2. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey
3. Model for Water-Surface Profile Computations.
4. Run Date & Time: 3/12/99 3:24 pm Version V050196
5. Input File: PAPALO1.WSP Output File: PAPALO1.LST
6. *-----*
7. T1 PUENTE PAPALOAPAN
8. T2 ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN
9. T3 PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.
10. SI 1
11. Metric (SI) Units Used in WSPRO

12. Quantity SI Unit Precision
13. -----
14. Length meters 0.001
    
```

APÉNDICE 6. ARCHIVOS DE DATOS Y DE RESULTADOS DEL PROGRAMA WSPRO.

15. Depth meters 0.001  
 16. Elevation meters 0.001  
 17. Widths meters 0.001  
 18. Velocity meters/second 0.001  
 19. Discharge cubic meters/second 0.001  
 20. Slope meter/meter 0.001

21. Angles degrees 0.01

22. -----

23. Q 5166

24. \*\*\* Processing Flow Data; Placing Information into Sequence 1 \*\*\*

25. SK 0.0042

26. \*\*\*\*\* W S P R O \*\*\*\*\*

27. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey

28. Model for Water-Surface Profile Computations.

29. Input Units: Metric / Output Units: Metric

30. \*-----\*

31. PUENTE PAPALOAPAN

32. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN

33. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

34. \*-----\*

35. \* Starting To Process Header Record EXIT \*

36. \*-----\*

37. XS EXIT 200 \* \* 0.0042

38. GR	0,11.595	1.87,10.095	7.27,7.27	17.86,5.68	28.39,3.58
39. GR	38.87,1.58	49.35,0.38	59.88,0.48	70.47,1.28	81.15,2.48
40. GR	91.94,3.98	102.89,4.58	114.01,5.08	125.35,6.48	136.93,5.88
41. GR	148.79,6.08	160.97,6.18	173.52,5.68	186.49,6.08	200,5.68
42. GR	213.86,5.48	228.49,6.38	243.73,7.27	248.47,8.36	250.96,7.27
43. GR	255.04,7.27	258.38,9.48	264.59,7.27	282.42,7.27	286,8.39
44. GR	296,8.39	296.1,11.39			
45. N	0.065	0.03	0.065		
46. SA	7.27	243.73			

47. \*\*\* Completed Reading Data Associated With Header Record EXIT \*\*\*

48. \*\*\* Storing X-Section Data In Temporary File As Record Number 1 \*\*\*

49. \*\*\* Data Summary For Header Record EXIT \*\*\*

50. SRD Location: 200. Cross-Section Skew: .0 Error Code 0

51. Valley Slope: .00000 Averaging Conveyance By Geometric Mean.

52. Energy Loss Coefficients -> Expansion: .50 Contraction: .00

53. X,Y-coordinates (32 pairs)

54. X	Y	X	Y	X	Y
55. -----					
56. .000	11.595	1.870	10.095	7.270	7.270
57. 17.860	5.680	28.390	3.580	38.870	1.580
58. 49.350	.380	59.880	.480	70.470	1.280
59. 81.150	2.480	91.940	3.980	102.890	4.580
60. 114.010	5.080	125.350	6.480	136.930	5.880
61. 148.790	6.080	160.970	6.180	173.520	5.680
62. 186.490	6.080	200.000	5.680	213.860	5.480
63. 228.490	6.380	243.730	7.270	248.470	8.360
64. 250.960	7.270	255.040	7.270	258.380	9.480
65. 264.590	7.270	282.420	7.270	286.000	8.390
66. 296.000	8.390	296.100	11.390		
67. -----					

68. Minimum and Maximum X,Y-coordinates

69. Minimum X-Station: .000 ( associated Y-Elevation: 11.595 )  
 70. Maximum X-Station: 296.100 ( associated Y-Elevation: 11.390 )  
 71. Minimum Y-Elevation: .380 ( associated X-Station: 49.350 )  
 72. Maximum Y-Elevation: 11.595 ( associated X-Station: .000 )

EFFECTOS DE LA SOCAVACIÓN EN EL DISEÑO DE PUENTES.

73. Roughness Data ( 3 SubAreas )  
 74. Roughness Horizontal  
 75. SubArea Coefficient Breakpoint  
 76. -----  
 77. 1 .065 ---  
 78. --- 7.270  
 79. 2 .030 ---  
 80. --- 243.730  
 81. 3 .065 ---  
 82. -----

83. \*-----\*  
 84. \* Finished Processing Header Record EXIT \*  
 85. \*-----\*

86. \*\*\*\*\* W S P R O \*\*\*\*\*  
 87. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey  
 88. Model for Water-Surface Profile Computations.  
 89. Input Units: Metric / Output Units: Metric  
 90. \*-----\*  
 91. PUENTE PAPALOAPAN  
 92. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN  
 93. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

94. \*-----\*  
 95. \* Starting To Process Header Record FULLV \*  
 96. \*-----\*

97. XS FULLV 500  
 98. GR -20.65,16.5 -13.19,16.26 -7.46,15.94  
 99. GR 0.00,15.68 8.6,10.108 9.6,8.756 14.6,6.918 24.6,3.438  
 100. GR 40.55,2.348 47.38,2.55 54.21,3.65 61.12,4.05 67.96,3.85  
 101. GR 74.79,3.55 81.54,1.85 88.46,1.85 95.29,4.45 102.12,4.35  
 102. GR 108.96,4.05 115.69,3.55 122.52,3.75 129.36,4.15 136.19,3.95  
 103. GR 143.02,3.95 149.86,3.65 156.69,3.35 163.52,4.35 170.36,4.45  
 104. GR 177.19,5.15 184.02,5.65 190.86,6.06 197.69,6.15 204.52,6.15  
 105. GR 211.05,6.46 215.00,7.338 218.34,7.44 223.15,7.73 224.3,8.19  
 106. GR 231.57,8.86 245.55,10.79 256.15,10.73 260.83,11.6 273.4,11.97  
 107. GR 278.71,13.9 286.6,14.67 296.28,15.23 312.83,15.96  
 108. N 0.065 0.03 0.065  
 109. SA 9.6 215.00

110. \*\*\* Completed Reading Data Associated With Header Record FULLV \*\*\*  
 111. \*\*\* Storing X-Section Data In Temporary File As Record Number 2 \*\*\*

112. \*\*\* Data Summary For Header Record FULLV \*\*\*  
 113. SRD Location: 500. Cross-Section Skew: .0 Error Code 0  
 114. Valley Slope: .00000 Averaging Conveyance By Geometric Mean.  
 115. Energy Loss Coefficients -> Expansion: .50 Contraction: .00

116. X,Y-coordinates (47 pairs)  
 117. X Y X Y X Y  
 118. -----  
 119. -20.650 16.500 -13.190 16.260 -7.460 15.940  
 120. .000 15.680 8.600 10.108 9.600 8.756  
 121. 14.600 6.918 24.600 3.438 40.550 2.348  
 122. 47.380 2.550 54.210 3.650 61.120 4.050  
 123. 67.960 3.850 74.790 3.550 81.540 1.850  
 124. 88.460 1.850 95.290 4.450 102.120 4.350  
 125. 108.960 4.050 115.690 3.550 122.520 3.750  
 126. 129.360 4.150 136.190 3.950 143.020 3.950  
 127. 149.860 3.650 156.690 3.350 163.520 4.350  
 128. 170.360 4.450 177.190 5.150 184.020 5.650  
 129. 190.860 6.060 197.690 6.150 204.520 6.150  
 130. 211.050 6.460 215.000 7.338 218.340 7.440  
 131. 223.150 7.730 224.300 8.190 231.570 8.860  
 132. 245.550 10.790 256.150 10.730 260.830 11.600  
 133. 273.400 11.970 278.710 13.900 286.600 14.670  
 134. 296.280 15.230 312.830 15.960

```

135. -----
136. Minimum and Maximum X,Y-coordinates
137. Minimum X-Station:   -20.650 ( associated Y-Elevation:  16.500 )
138. Maximum X-Station:   312.830 ( associated Y-Elevation:  15.960 )
139. Minimum Y-Elevation:    1.850 ( associated X-Station:   88.460 )
140. Maximum Y-Elevation:   16.500 ( associated X-Station:  -20.650 )

141. Roughness Data ( 3 SubAreas )
142. Roughness Horizontal
143. SubArea Coefficient Breakpoint
144. -----
145. 1      .065      ---
146. ---      9.600
147. 2      .030      ---
148. ---     215.000
149. 3      .065      ---
150. -----

151. *-----*
152. *      Finished Processing Header Record FULLV      *
153. *-----*

154. ***** W S P R O *****
155. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey
156. Model for Water-Surface Profile Computations.
157. Input Units: Metric / Output Units: Metric
158. *-----*
159. PUENTE PAPALOAPAN
160. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN
161. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

162. *-----*
163. *      Starting To Process Header Record BRDG      *
164. *-----*

165. BR  BRDG  500
166. BL 1      286.6  215  286.6
167. BC      18.96
168. CD      1  10.5 * *  45  30
169. PD 0      1.85  4  6
170. N      0.065  0.03      0.065
171. SA      9.6      215.00

172. *** Completed Reading Data Associated With Header Record BRDG ***
173. +++072 NOTICE: X-coordinate # 2 increased to eliminate vertical segment.
174. +++072 NOTICE: X-coordinate #44 increased to eliminate vertical segment.
175. *** Storing Bridge Data In Temporary File As Record Number 3 ***

176. *** Data Summary For Bridge Record BRDG ***
177. SRD Location:      500. Cross-Section Skew: .0 Error Code 0
178. Valley Slope: ***** Averaging Conveyance By Geometric Mean.
179. Energy Loss Coefficients -> Expansion: .50 Contraction: .00

180. X,Y-coordinates (45 pairs)
181. X      Y      X      Y      X      Y
182. -----
183. .000      18.960      .100      15.680      8.600      10.108
184. 9.600      8.756      14.600      6.918      24.600      3.438
185. 40.550      2.348      47.380      2.550      54.210      3.650
186. 61.120      4.050      67.960      3.850      74.790      3.550
187. 81.540      1.850      88.460      1.850      95.290      4.450
188. 102.120      4.350      108.960      4.050      115.690      3.550
189. 122.520      3.750      129.360      4.150      136.190      3.950
190. 143.020      3.950      149.860      3.650      156.690      3.350
191. 163.520      4.350      170.360      4.450      177.190      5.150
192. 184.020      5.650      190.860      6.060      197.690      6.150
193. 204.520      6.150      211.050      6.460      215.000      7.338
194. 218.340      7.440      223.150      7.730      224.300      8.190
195. 231.570      8.860      245.550      10.790      256.150      10.730

```

EFFECTOS DE LA SOCAVACION EN EL DISEÑO DE PUENTES.

196. 260.830 11.600 273.400 11.970 278.710 13.900  
 197. 286.600 14.670 286.700 18.960 .000 18.960  
 198. -----

199. Minimum and Maximum X,Y-coordinates  
 200. Minimum X-Station: .000 ( associated Y-Elevation: 18.960 )  
 201. Maximum X-Station: 286.700 ( associated Y-Elevation: 18.960 )  
 202. Minimum Y-Elevation: 1.850 ( associated X-Station: 88.460 )  
 203. Maximum Y-Elevation: 18.960 ( associated X-Station: .000 )

204. Roughness Data ( 3 SubAreas )  
 205. Roughness Horizontal  
 206. SubArea Coefficient Breakpoint  
 207. -----  
 208. 1 .065 ---  
 209. --- 9.600  
 210. 2 .030 ---  
 211. --- 215.000  
 212. 3 .065 ---  
 213. -----

214. Discharge coefficient parameters  
 215. BRType BRWidth WWAnagl WWwidth EntRnd UserCD  
 216. 1 10.500 45.00 30.000 \*\*\*\*\* \*\*\*\*\*

217. Pressure flow elevations  
 218. AVBCEL PFElev  
 219. 18.960

220. Abutment Parameters  
 221. ABSLPL ABSLPR XTOELT YTOELT XTOERT YTOERT  
 222. \*\*\*\*\* \*\*\*\*\* .000 15.680 286.600 14.670

223. Bridge Length and Bottom Chord component input data  
 224. BRLEN LOCOPT XCONLT XCONRT BCELEV BCSLP BCXSTA  
 225. 286.600 1 215.000 286.600 18.960 .0000 143.300

226. Pier/File Data ( 1 Group(s) )  
 227. Code Indicates Bridge Uses Piers  
 228. Group Elevation Gross Width Number  
 229. -----  
 230. 1 1.850 4.000 6  
 231. -----

232. \*-----\*  
 233. \* Finished Processing Header Record BRDG \*  
 234. \*-----\*

235. \*\*\*\*\* W S P R O \*\*\*\*\*  
 236. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey  
 237. Model for Water-Surface Profile Computations.  
 238. Input Units: Metric / Output Units: Metric  
 239. \*-----\*  
 240. PUENTE PAPALOAPAN  
 241. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN  
 242. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

243. \*-----\*  
 244. \* Starting To Process Header Record APPR \*  
 245. \*-----\*

246. XS APPR 810.5  
 247. GR -37.1,15.21 -30.5,14.03 -16.1,13.72 -13.4,12.15 -10.6,8.86  
 248. GR -7.9,8.73 -7,7.65  
 249. GR -6.00,7.6 3.72,6.41 14.31,5.61 24.84,5.41 35.32,5.31  
 250. GR 45.8,5.71 56.28,6.11 66.81,6.11 77.4,5.81 88.04,6.11  
 251. GR 98.83,6.31 109.78,6.01 113.25,5.61 120.90,5.41 132.48,5.71  
 252. GR 144.34,5.91 154.52,7.4 169.07,7.6 251.73,7.6 270.12,6.41  
 253. GR 310.66,6.11 333.18,6.21 357.53,6.01 383.98,5.51 398.45,4.81

```

254. GR          412.91,6.71  415.05,7.6   460.0,17.6
255. N           0.065    0.03    0.065
256. SA          -6.00    415.0

257. ***    Completed Reading Data Associated With Header Record APPR    ***
258. ***    Storing X-Section Data In Temporary File As Record Number 4    ***

259. ***          Data Summary For Header Record APPR          ***
260. SRD Location:      811.    Cross-Section Skew:    .0    Error Code    0
261. Valley Slope:    .00000    Averaging Conveyance By Geometric Mean.
262. Energy Loss Coefficients -> Expansion:    .50    Contraction:    .00

263. X,Y-coordinates (35 pairs)
264. X            Y            X            Y            X            Y
265. -----
266. -37.100      15.210      -30.500      14.030      -16.100      13.720
267. -13.400      12.150      -10.600      8.860       -7.900       8.730
268. -7.000       7.650       -6.000       7.600        3.720        6.410
269. 14.310       5.610       24.840       5.410       35.320       5.310
270. 45.800       5.710       56.280       6.110       66.810       6.110
271. 77.400       5.810       88.040       6.110       98.830       6.310
272. 109.780      6.010      113.250      5.610      120.900      5.410
273. 132.480      5.710      144.340      5.910      154.520      7.400
274. 169.070      7.600      251.730      7.600      270.120      6.410
275. 310.660      6.110      333.180      6.210      357.530      6.010
276. 383.980      5.510      398.450      4.810      412.910      6.710
277. 415.050      7.600      460.000      17.600
278. -----

279. Minimum and Maximum X,Y-coordinates
280. Minimum X-Station:    -37.100 ( associated Y-Elevation:    15.210 )
281. Maximum X-Station:    460.000 ( associated Y-Elevation:    17.600 )
282. Minimum Y-Elevation:    4.810 ( associated X-Station:    398.450 )
283. Maximum Y-Elevation:    17.600 ( associated X-Station:    460.000 )

284. Roughness Data ( 3 SubAreas )
285. Roughness Horizontal
286. SubArea Coefficient Breakpoint
287. -----
288. 1          .065          ---
289. ---          -6.000          ---
290. 2          .030          ---
291. ---          415.000          ---
292. 3          .065          ---
293. -----

294. Bridge datum projection(s): XREFLT XREFRT FDSTLT FDSTRT
295. *****

296. *-----*
297. * Finished Processing Header Record APPR *
298. *-----*

299. ***** W S P R O *****
300. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey
301. Model for Water-Surface Profile Computations.
302. Input Units: Metric / Output Units: Metric
303. *-----*
304. PUENTE PAPALOAPAN
305. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN
306. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.
307. DP BRDG 9.6 215 4 * * 1.1
308. DC 0 BRDG 9.6 215 -6 415 * 20
309. DC 1 BRDG 215 * 415 460 0.756 4
310. HP 1 BRDG 9.611 1 9.611
311. HP 1 APPR 11.419 1 11.419
312. EX

313. *-----*
314. * Summary of Boundary Condition Information *

```

EFFECTOS DE LA SOCAVACION EN EL DISEÑO DE PUENTES.

```

315.  *=====*
316.  Reach      Water Surface  Friction
317.  #      Discharge      Elevation      Slope          Flow Regime
318.  --      -----
319.  1      5166.00      *****      .0042          Sub-Critical
320.  --      -----

321.  *=====*
322.  *          Beginning 1 Profile Calculation(s)          *
323.  *=====*

324.  ***** W S P R O *****
325.  Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey
326.  Model for Water-Surface Profile Computations.
327.  Input Units: Metric / Output Units: Metric
328.  *-----*
329.  PUENTE PAPALOAPAN
330.  ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN
331.  PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

332.  WSEL      VHD      Q      AREA      SRDL      LEW
333.  EGEL      HF      V      K      FLEN      REW
334.  CRWS      HO      FR #      SF      ALPHA      ERR
335.  -----
336.  Section: EXIT      8.665  1.488  5165.999  992.592 *****  4.602
337.  Header Type: XS      10.153 *****  5.204  79685.74 *****  296.008
338.  SRD:      199.999      8.353 *****      .929      *****  1.077      *****

339.  Section: FULLV      9.992  .949  5165.999  1225.576  299.999  8.684
340.  Header Type: FV      10.941  .788      4.215  127371.40  299.999  239.776
341.  SRD:      499.999      8.220  .000      .598      .0026  1.047      .000

342.  <<< The Preceding Data Reflect The "Unconstricted" Profile >>>

343.  Section: APPR      10.945  .363  5165.999  1960.137  310.500  -12.375
344.  Header Type: AS      11.309  .367      2.635  176883.50  310.500  430.090
345.  SRD:      810.500      8.870  .000      .405      .0012  1.026      .000

346.  <<< The Preceding Data Reflect The "Unconstricted" Profile >>>

347.  <<< The Following Data Reflect The "Constricted" Profile >>>
348.  <<< Beginning Bridge/Culvert Hydraulic Computations >>>

349.  WSEL      VHD      Q      AREA      SRDL      LEW
350.  EGEL      HF      V      K      FLEN      REW
351.  CRWS      HO      FR #      SF      ALPHA      ERR
352.  -----
353.  Section: BRDG      9.611  1.582  5165.999  1137.919  299.999  8.967
354.  Header Type: BR      11.193  1.040      4.539  113500.00  299.999  237.011
355.  SRD:      499.999      8.324  .000      .649      *****  1.505  -0.002

356.  Specific Bridge Information      C      P/A      PFELEV      BLEN      XLAB      XRAB
357.  Bridge Type 1      Flow Type 1
358.  Pier/Pile Code      0      .8152  .027  18.959  286.599      .000  286.599
359.  -----

360.  WSEL      VHD      Q      AREA      SRDL      LEW
361.  EGEL      HF      V      K      FLEN      REW
362.  CRWS      HO      FR #      SF      ALPHA      ERR
363.  -----
364.  Section: APPR      11.395  .300  5165.999  2159.796  300.000  -12.758
365.  Header Type: AS      11.696  .480      2.391  207069.10  360.018  432.113
366.  SRD:      810.500      8.870  .022      .352      .0012  1.030  -0.004

367.  Approach Section APPR      Flow Contraction Information
368.  M( G )      M( K )      KQ      XLKQ      XRKQ      OTEL
369.  -----

```

370. .478 .534 96591.2 108.763 336.811 11.395  
 371. -----

372. <<< End of Bridge Hydraulics Computations >>>

373. \*\*\*\*\* W S P R O \*\*\*\*\*  
 374. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey  
 375. Model for Water-Surface Profile Computations.  
 376. Input Units: Metric / Output Units: Metric  
 377. ^-----\*  
 378. PUENTE PAPALOAPAN  
 379. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN  
 380. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

381. \*\*\* Compute Cross-Section Properties For Header Record BRDG \*\*\*  
 382. SRD Location: 500.000 Header Record Number 3

Water Surface Elevation	S #	Cross Conveyance	Cross Area(s)	Cross Top Width	Wetted Pmtr	Bank Station Left	Bank Station Right	Hydrlic Depth	Critical Flow
387.	1	1.67	0.	.6	1.06		.427	.55	
388.	2	112959.60	1109.	205.4	207.45		5.397	8068.70	
389.	3	533.46	29.	22.0	22.19		1.318	104.31	
390.	9.611	113494.70	1138.	228.0	230.71	9.0	237.0	4.990	7812.69
391.	Velocity Head Correction Factor (alpha): 1.039								
392.	-----								

393. \*\*\*\*\* W S P R O \*\*\*\*\*  
 394. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey  
 395. Model for Water-Surface Profile Computations.  
 396. Input Units: Metric / Output Units: Metric  
 397. \*-----\*  
 398. PUENTE PAPALOAPAN  
 399. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN  
 400. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

401. \*\*\* Compute Cross-Section Properties For Header Record APPR \*\*\*  
 402. SRD Location: 810.500 Header Record Number 4

Water Surface Elevation	S #	Cross Conveyance	Cross Area(s)	Cross Top Width	Wetted Pmtr	Bank Station Left	Bank Station Right	Hydrlic Depth	Critical Flow
407.	1	398.76	17.	6.8	8.47		2.445	81.17	
408.	2	207476.60	2120.	421.0	421.64		5.037	14907.79	
409.	3	769.63	33.	17.2	17.64		1.915	142.93	
410.	11.419	208645.00	2170.	445.0	447.75	-12.8	432.2	4.876	14790.38
411.	Velocity Head Correction Factor (alpha): 1.030								
412.	-----								

413. \*\*\*\*\* W S P R O \*\*\*\*\*  
 414. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey  
 415. Model for Water-Surface Profile Computations.  
 416. Input Units: Metric / Output Units: Metric  
 417. \*-----\*  
 418. PUENTE PAPALOAPAN  
 419. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN  
 420. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

421. \*\*\* Pier Scour Calculations for Header Record BRDG \*\*\*

422. Constants and Input Variables

423. Pier Width: 4.000  
 424. ^-----\*  
 425. Pier Snape Factor (K1): 1.10

EFFECTOS DE LA SOCAVACIÓN EN EL DISEÑO DE PUENTES.

```

426. Flow Angle of Attack Factor (K2): 1.00
427. Bed Condition Factor (K3): 1.00
428. Bed Material Factor (K4): 1.00
429. Velocity Multiplier (VM): 1.00
430. Depth Multiplier (YM): 1.00
431. *-----*

432. Scour ---- Localized Hydraulic Properties ---- -- X-Stations --
433. # Depth Flow WSE Depth Velocity Froude # Left Right
434. -----
435. 1 9.17 5141.224 9.634 7.784 5.595 .640 9.600 215.000
436. -----

437. ***** W S P R O *****
438. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey
439. Model for Water-Surface Profile Computations.
440. Input Units: Metric / Output Units: Metric
441. *-----*
442. PUENTE PAPALOAPAN
443. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN
444. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

445. *** Live-Bed Contraction Scour Calculations for Header Record BRDG ***

446. Constants and Input Variables

447. *-----*
448. Bed Material Transport Mode Factor (k1): .64
449. Total Pier Width Value (Pw): 20.000
450. *-----*

451. Scour -- Flow -- -- Width -- --- X-Limits ---
452. # Depth Contract Approach Contract Approach Side Contract Approach
453. -----
454. 1 3.467 5141.638 5137.285 185.400 421.000 Left: 9.600 -6.000
455. .... Approach Channel Depth: 5.014 .... Right: 215.000 415.000
456. -----

457. ***** W S P R O *****
458. Federal Highway Administration - U. S. Geological Survey
459. Model for Water-Surface Profile Computations.
460. Input Units: Metric / Output Units: Metric
461. *-----*
462. PUENTE PAPALOAPAN
463. ESTIMACION DE SOCAVACION - SOCAVACION LOCAL, SOCAVACION LOCAL EN
464. PILAS Y ESTRIBOS. - SISTEMA METRICO DECIMAL SI.

465. *** Clear-Water Contraction Scour for Header Record BRDG ***

466. Constants and Input Variables

467. *-----*
468. Bed Material D50 Value (D50): .7560
469. Pier Width Value (Pw): 4.000
470. *-----*

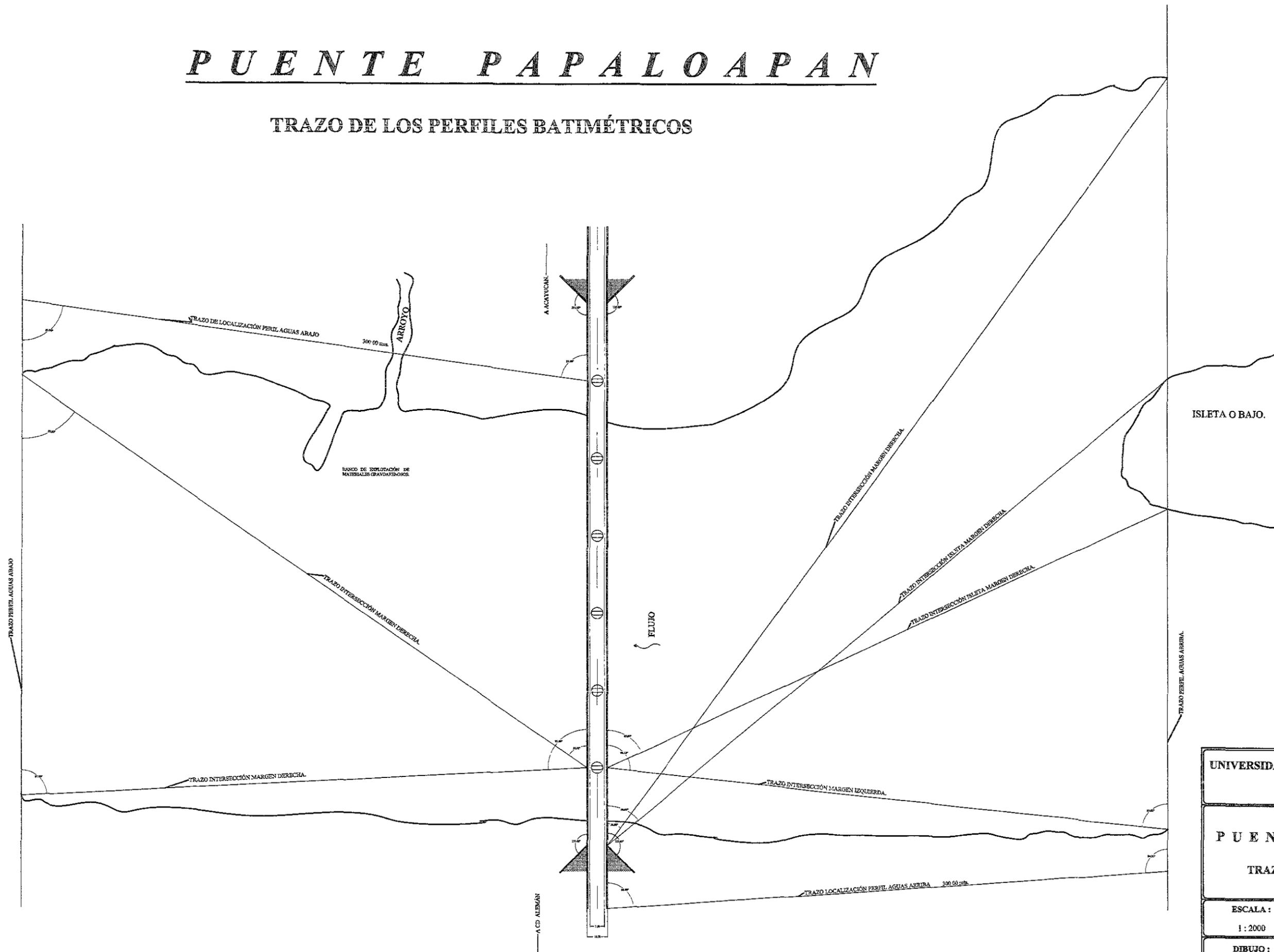
471. Scour -- Flow -- -- Width -- --- X-Limits ---
472. # Depth Contract Approach Contract Approach Side Contract Approach
473. -----
474. 1 -.383 24.284 18.898 67.600 45.000 Left: 215.000 415.000
475. .... Approach Channel Depth: .724 .... Right: 286.600 460.000
476. Negative Scour Depth Encountered - Check If Variables Are Reasonable *
477. -----
478. ER

479. ***** Normal end of WSPRO execution. *****
480. ***** Elapsed Time: 0 Minutes 1 Seconds *****

```

# P U E N T E P A P A L O A P A N

## TRAZO DE LOS PERFILES BATIMÉTRICOS

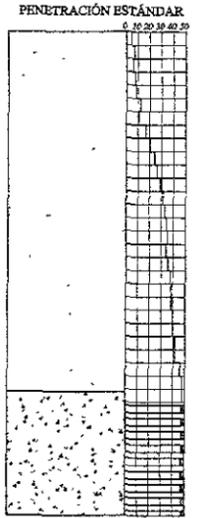


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ACATLÁN

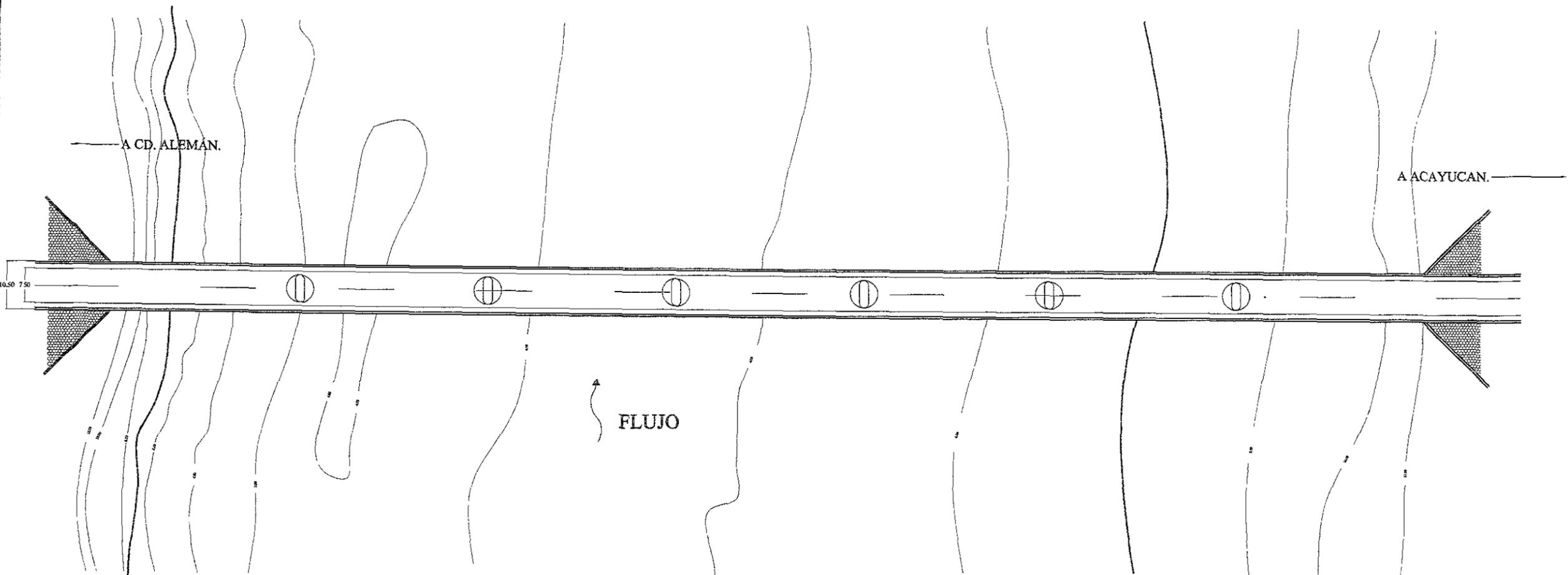
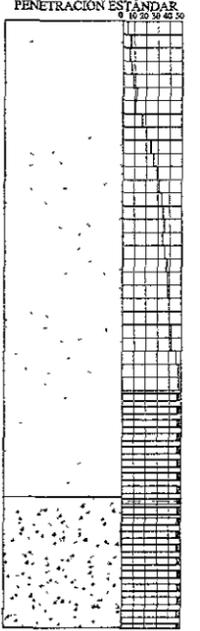
P U E N T E P A P A L O A P A N  
TRAZO DE PERFILES BATIMÉTRICOS

ESCALA : 1 : 2000	COTAS EN METROS	PLANO : 1 de 3
DIBUJO : DAVID MUÑOZ VIZUET	REVISO : Dr. ROBERTO GÓMEZ M.	FECHA : MARZO DE 1999.

**SONDEO No. 1**

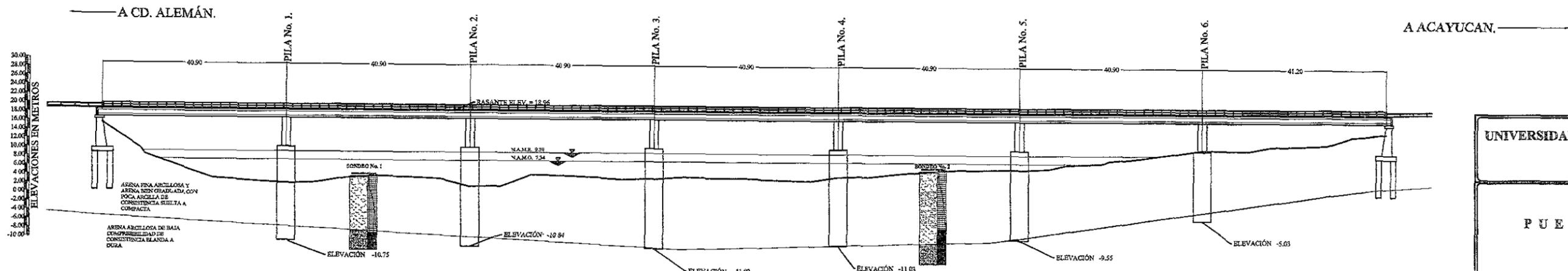


**SONDEO No. 2**



**PLANTA**

ESCALA: 1:1000



**CORTE ELEVACIÓN POR EL EJE DEL TRAZO**

ESCALA: 1:1000

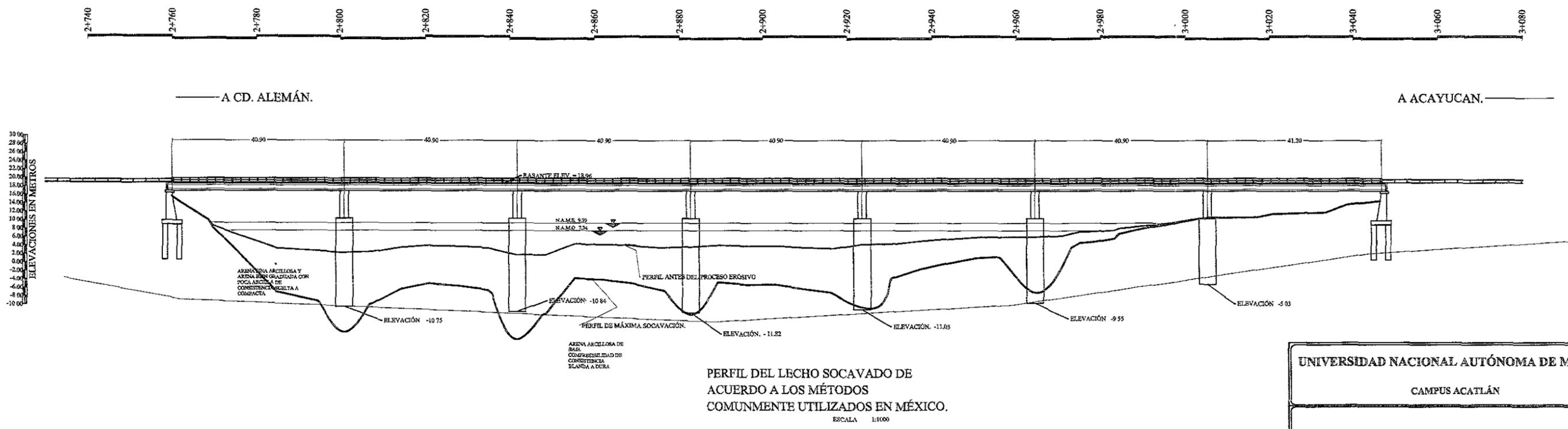
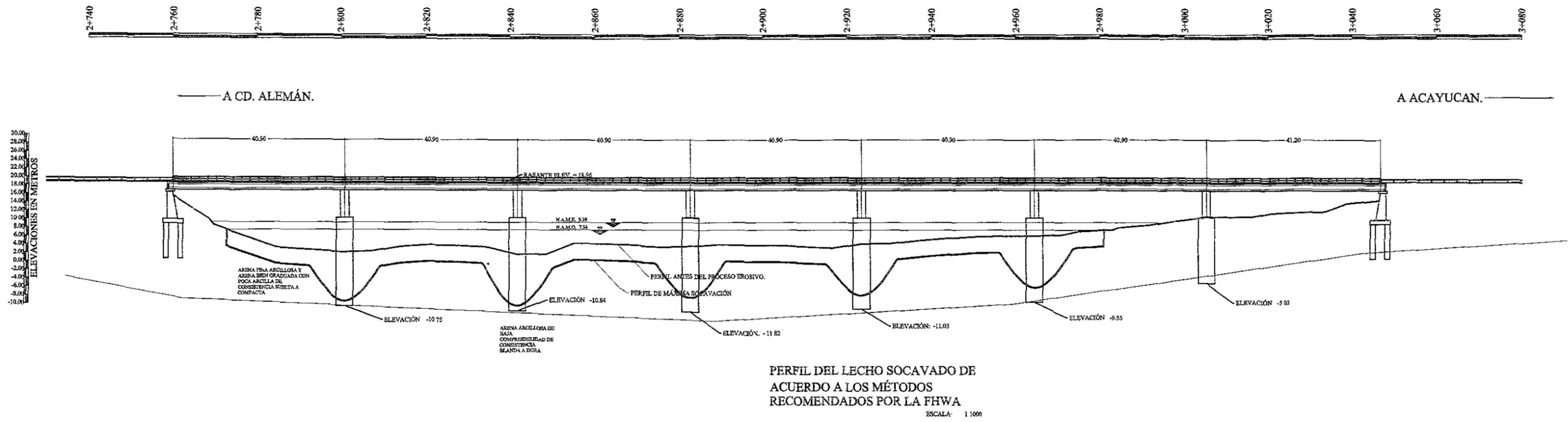
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

CAMPUS ACATLÁN

**PUENTE PAPALOAPAN**

PLANO GENERAL

ESCALA: 1:1000	COTAS EN METROS	PLANO: 2 de 3
DIBUJO: DAVID MUÑOZ VIZUET	REVISO: Dr. ROBERTO GÓMEZ M.	FECHA: MARZO DE 1999.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO		
CAMPUS ACATLÁN		
<b>P U E N T E P A P A L O A P A N</b> PLANO GENERAL		
ESCALA :	COTAS EN METROS	PLANO :
1 : 1000		3 de 3
DIBUJO :	REVISO :	FECHA :
DAVID MUÑOZ VIZUET	Dr. ROBERTO GÓMEZ M.	MARZO DE 1999.



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

**SR. DAVID MUÑOZ VIZUET.  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.  
PRESENTE.**

En atención a su solicitud presentada con fecha de 26 de mayo de 1998, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"EFECTOS DE LA SOCAVACIÓN EN EL DISEÑO DE PUENTES".**

**INTRODUCCIÓN**

- 1. SOCAVACIÓN**
- 2. RESEÑA HISTÓRICA**
- 3. MÉTODOS DE CÁLCULO**
- 4. EQUIPO DE MEDICIÓN Y MONITOREO DE SOCAVACIÓN**

**CONCLUSIONES**

Asimismo fue designado como asesor de tesis el **DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.  
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

**ATENTAMENTE.**  
**" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "**  
Acatlán Edo. de México a 16 de mayo del 2000.

Jefe del Programa

Ing. Enrique del Castillo Fragoso