

#### IV. SOCAVACION EN PUENTES.

Es difícil precisar el concepto de socavación, aún cuando puede decirse que es una forma especial de erosión, donde las partículas que se mueven constituyen la base o el apoyo sobre el que gravitan otros materiales, que pueden ser naturales o resultado de la acción del hombre.

En el diseño de los puentes, es importante la determinación de las profundidades de desplante de los elementos de apoyo, ya que una falla de juicio puede llevar a la destrucción total de la estructura o a profundidades excesivas que compliquen los procedimientos constructivos o encarezcan el costo de la obra.

Con la construcción de un puente, se reduce el área hidráulica del cauce, lo que provoca un aumento en la velocidad de la corriente y, en consecuencia una mayor capacidad de arrastre de los sólidos. En esas condiciones, el perfil de socavación desciende, incrementándose el costo de la obra debido a que las cotas de desplante de la cimentación se profundizan.

A través de los sondeos que se realizan para elaborar el corte geológico del cruce, se obtienen los datos que permiten delinear el perfil de socavación. Se ha podido observar, que después de la socavación producida por las avenidas máximas, el material del fondo se recupera formando una capa suelta. Esta circunstancia permite, que durante la prueba de penetración estándar se pueda delimitar la frontera entre la capa de material suelto y aquél que no sufrió perturbaciones durante la avenida. Es necesario tener cuidado en la interpretación de los datos obtenidos, pues con frecuencia los resultados se desvirtúan ante la presencia de gravas y boleos, comunes en el subsuelo de los cauces.

La socavación que una corriente de agua produce en el cauce por el que circula, puede presentar diversas formas, de las cuales las más interesantes para el ingeniero son las que brevemente se describen a continuación.

##### IV.1. SOCAVACIÓN NORMAL O GENERAL.

Se entiende por socavación normal el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad. La erosión general puede llegar a producirse inclusive cuando el lecho del río es rocoso, con tal de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

---

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua de esa sección; en avenida, aumenta la velocidad del agua y, por lo tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión.

A continuación se presentan el criterio que existe para determinar la profundidad de socavación general de un puente.

**IV.1.1. METODO DE L.L. LISCHTVAN-LEBEDIEV.**

El criterio propuesto por L. L. Lischtván - Lebediev , hace una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos, como se indican :

	Cauce	Material de Fondo	Distribución de materiales en el fondo
<b>Socavación General</b>	Definido	Cohesivo	Homogénea
			Heterogénea
		No cohesivo	Homogénea
			Heterogénea
	Indefinido	Cohesivo	Homogénea
			Heterogénea
	No cohesivo	Homogénea	
		Heterogénea	

Tabla IV.1

A continuación se describen los criterios de cálculo para cada condición:

**IV.1.1.1. Socavación General en cauces definidos.**

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la constante aportación de material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado. Al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce lo que trae consigo un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que empieza a degradar el fondo. Al aumentar el gasto también aumenta la socavación, incrementándose el área hidráulica y la velocidad del agua, 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 la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.

La condición para que haya arrastre en las partículas en un punto del fondo es que la velocidad media de la corriente sobre ese punto, denominada velocidad real,  $V_r$ , sea más que la velocidad media que se requiere para que el material existente en tal punto sea arrastrado, denominada velocidad erosiva  $V_e$ . Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. De tratarse de un suelo cohesivo, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas. Según lo explicado la erosión cesa cuando  $V_e = V_r$ . La velocidad real está dada principalmente en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La velocidad erosiva, en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente.

En la determinación de la profundidad de la erosión, tanto en cauces definidos como indefinidos, se distinguen dos casos diferentes según que la rugosidad sea o no la misma en toda la sección transversal del cruce.

**a) Análisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme.**

El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar en una sección al pasar una avenida con un gasto de diseño  $Q_d$ , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los cálculos subsecuentes se requiere conocer el gasto  $Q_d$  y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección en estudio.

La magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso, el valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dado por la expresión:

$$V_e = 0.60\gamma_d^{1.18}\beta H_s^x; \quad m/seg \quad \text{Ec. IV.1}$$

en donde:

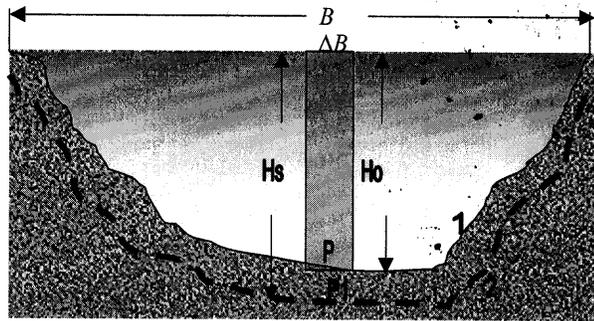
$\gamma_d$  = peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad  $H_s$ , en  $ton/m^3$ ,

$\beta$  = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor está presentado en la Tabla IV.1.

$H_s$  = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de  $V_r$  se requiere para arrastrar y levantar al material, en  $m$ .

$x$  = exponente variable que está en función del peso volumétrico  $\gamma_d$  del material seco en  $ton/m^3$ , el cual se encuentra consignado en la Tabla IV.2.

La variación de la velocidad media real de la corriente  $V_r$ , en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede ser obtenida analizando una franja vertical de la sección transversal, como la mostrada en la Fig. IV.1. La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.



- (1) Perfil antes de la erosión.  
(2) Perfil de equilibrio tras la erosión.

Fig. IV.1. Variación de la velocidad media real de la corriente con la profundidad

Se toma la franja de espesor  $\Delta B$  y en forma hipotética se considera que el fondo se encuentra en su nivel inicial antes de que se produzca la erosión. El gasto que pasa por esa sección se puede expresar según Manning por:

$$Q = V\Delta A = \frac{1}{n} S^{1/2} H_o^{5/3} \Delta B \quad \text{Ec. IV.2}$$

En este caso, por ser  $\Delta B$  pequeño, el radio hidráulico es igual al tirante.

donde:

$s$  = pendiente hidráulica,

$H_o$  = profundidad antes de la erosión,

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning.

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección, el valor de  $1/n s^{1/2}$  es constante para cualquier punto de la sección y se denomina  $\alpha$  entonces:

$$Q = \alpha H_o^{5/3} \Delta B \quad \text{Ec. IV.3}$$

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

$$Q_d = \frac{1}{n} s^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad \text{Ec. IV.4}$$

donde:

$H_m$  = tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho efectivo  $B_e$ .

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal; es decir, del ancho total se descuenta el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es  $0^\circ$ . En caso de que la corriente incida con un cierto ángulo  $\phi$ , con el eje de las pilas, la expresión más general para calcularlo, es:

$$B_e = (B - \Sigma b_i) \text{Cos} \phi - (n + 1 - N) a \text{Sen} \phi \quad \text{Ec. IV.5}$$

en la cual:

$a$  = largo de la pila

$\Sigma b_i$  = suma de los anchos de las pilas dentro del tramo indicado por  $B$ ,

$n$  = número de las caras de las pilas y/o estribos dentro del intervalo  $B$ ,

$N$  = número de pilas y/o estribos considerados al tomar en cuenta  $n$ .

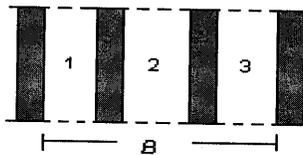


Fig. IV.2

Cuando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente, la corriente del agua forma remolinos cerca de las pilas y estribos del mismo, por lo que se hace necesario afectar el valor del gasto de diseño  $Q_d$  por un coeficiente  $\mu$  llamado de contracción, el cual se encuentra en la Tabla IV.3.

$$Q_d = \frac{\mu}{n} s^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad \text{Ec. IV.6}$$

$$Q_d = \alpha \mu H_m^{5/3} B_e \quad \text{Ec. IV.7}$$

despejando  $\alpha$ , tenemos:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu} \quad \text{Ec. IV.8}$$

En la franja en estudio, al incrementarse  $H_o$  y alcanzar un valor cualquiera  $H_s$ , la velocidad disminuye a un valor  $V_r$ , esto en función de la velocidad y el tirante.  $\Delta Q$  en la franja  $\Delta B$ , esta expresado por:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B \quad \text{Ec. IV.9}$$

Considerando que el gasto permanece constante durante todo el proceso e igualando esta última expresión con la ecuación IV.3, se tiene:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} \Delta B \quad \text{Ec. IV.10}$$

de donde la velocidad real de la corriente vale:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad \text{Ec. IV.11}$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de  $V_r$  velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y  $V_e$  velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, lleguen a ser iguales:

$$V_e = V_r \text{ es la condición de equilibrio} \quad \text{Ec. IV.12}$$

**b) Análisis de la socavación general para suelos no cohesivos, en cauces definidos con rugosidad uniforme.**

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos formados por granos gruesos (arena, gravas finas, etc.),  $V_r$  tiene el mismo valor que en el caso anterior:

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

en cambio  $V_e$  está expresada en la teoría que se analiza por:

$$V_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x; \quad m/seg \quad \text{Ec. IV.14}$$

donde:

$H_s$  = tirante para que se desee conocer  $V_e$ , en  $m$ ,

$x$  = exponente variable que depende del diámetro del material; se encuentra en la Tabla IV.2,

$d_m$  = es el diámetro medio en milímetros de los granos del fondo obtenido con la ecuación IV.15:

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i \quad \text{Ec. IV.15}$$

TABLA IV.1.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coefficiente $\beta$
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 IV.2. VALORES DE  $x$  y  $1/(1+x)$  PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS.

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
$\gamma_m$ (mm)	$x$	$1/(1+x)$	$\gamma_m$ (mm)	$x$	$1/(1+x)$	$d$ (mm)	$x$	$1/(1+x)$	$d$ (mm)	$x$	$1/(1+x)$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

TABLA IV.3. COEFICIENTE DE CONTRACCION  $\mu$ .

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	1.00	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	1.00
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
4.00 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

siendo:

$d_i$  = diámetro medio en milímetros, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza,

$p_i$  = peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

La condición de equilibrio para la socavación será también:

$$V_e = V_r$$

### c) Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos.

En secciones homogéneas puede calcularse fácilmente la profundidad esperada de socavación dentro de la teoría de Lischvan - Lebediev, ya que la condición de equilibrio se presenta cuando la velocidad de arrastre de la corriente  $V_r$ , es igual a la velocidad que se necesita tener para arrastrar el material  $V_e$ .

Dentro de los suelos homogéneos únicamente se distinguen dos condiciones diferentes según sea el material cohesivo o no.

#### 1. Suelos cohesivos.

La condición de equilibrio es  $V_e = V_r$ , en que  $V_r$  está dada por la ecuación IV.11 y  $V_e$  por la ecuación IV.1, por lo que:

$$0.60\gamma_d^{1.18}\beta H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad \text{Ec. IV.17}$$

de donde:

$$H_s^{(1+x)} = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60\gamma_d^{1.18}\beta} \quad \text{Ec. IV.18}$$

y, por lo tanto el tirante total que se produce:

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60\gamma_d^{1.18}\beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}} \quad \text{Ec. IV.19}$$

al restarle el tirante inicial  $H_o$ , proporciona la socavación esperada.

$$S_G = H_s - H_o \quad \text{Ec. IV.20}$$

## 2. Suelos no cohesivos.

En este caso  $V_e$ , está dada por la ecuación IV.14, donde aplicando la ecuación de equilibrio  $V_e = V_r$ , se tiene:

$$0.68d_m^{0.28}\beta H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad \text{Ec. IV.21}$$

de donde:

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{(1+x)}} \quad \text{Ec. IV.22}$$

puediendo deducir la socavación, de la misma manera que los suelos cohesivos.

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en él algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuánto alcanza la profundidad erosionada. Uniendo éstos se tiene el perfil de socavación.

### d) Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos no homogéneos.

Por suelos no homogéneos se designan aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes. En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio, arriba de la cual los granos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente basándose en tanteos.

Escogido un punto  $P_i$  para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las ecuaciones IV.19 y IV.22 según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia las capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad  $H_s$  calculada cae dentro de él, esa " $H_s$ " es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección, que al unirse darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

#### IV.1.1.2. Socavación General en cauces indefinidos.

En el caso de un río carente de un cauce bien formado, por ejemplo aquellos en que se tienen varias corrientes pequeñas que se entrecruzan y en donde esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad, se tiene una cavidad erosiva más reducida. En estos ríos se cumplen por definición las siguientes condiciones:

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25 \quad \text{Ec. IV.23}$$

en que:

$Q_p$  = gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje que se denomina cruce principal,

$Q_a$  = gasto suma de los que pasan por los otros cauces.

Otra condición es que:

$$\frac{B_o}{B_r} \equiv 0.80 \quad \text{Ec. IV.24}$$

donde:

$B_o$  = anchura del cauce para un nivel normal del agua,

$B_r$  = ancho total del nivel de agua máximo comprendido entre los bordos del cauce de avenidas.

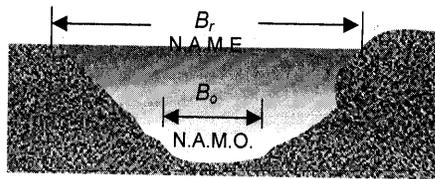


Fig. IV.3

En los cauces indefinidos la socavación se puede calcular dentro de la teoría de L. L. Lischtvan-Lebediev con una secuela igual a la que se usó en los definidos; sin embargo, la velocidad real  $V_r$ , se compara ahora no con  $V_e$ , sino con una velocidad que llaman no erosionante,  $V_c$ . La velocidad  $V_c$  depende de la naturaleza del material del fondo y del tirante de la corriente, en general:

$$V_c = V_{c1} H_s^{0.20} \quad \text{Ec. IV.25}$$

donde:

$V_c$  = velocidad no erosionante para el tirante  $H_s$ .

$H_s$  = tirante en metros, existente en el punto de estudio en el momento para el que se calcula la socavación,

$V_{c1}$  = velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de un metro.

Con estas ideas, la profundidad de la socavación puede calcularse para suelos cohesivos y no cohesivos, con tal de conocer  $V_{cl}$ ; el valor de ésta puede observarse en la Tabla IV.4 para suelos cohesivos y Tabla IV.5 para suelos no cohesivos.

TABLA IV.4. VALORES DE  $V_{cl}$  PARA SUELOS COHESIVOS, EN M/SEG.

Tipo de suelo	$1.20 < \gamma_d < 1.66$	$1.66 < \gamma_d < 2.04$	$2.02 < \gamma_d < 2.14$
	$T/m^3$	$T/m^3$	$T/m^3$
Arcilla francas	0.85	1.20	1.70
Suelos arcillosos y limos plásticos	0.80	1.20	1.70
Arcillas margosas	0.70	1.00	1.30

TABLA IV.5. VALORES DE  $V_{cl}$  PARA SUELOS NO COHESIVOS, EN M/SEG.

Tipo de suelo	$d_m$ (mm)	Valores de $V_{cl}$ (M/s)
Limos no plásticos	0.005 – 0.05	0.20 – 0.30
Arena fina	0.05 – 0.25	0.30 – 0.45
Arena media	0.25 – 1.0	0.45 – 0.60
Arena gruesa	1.0 – 5.0	0.60 – 0.85
Grava fina y media	5.0 – 25.0	0.85 – 1.45
Grava gruesa	25.0 – 75.0	1.45 – 2.40
Fragmentos chicos	75.0 – 200.00	2.40 – 3.80
Fragmentos medianos	200.00 – 400.00	3.80 – 4.75

#### Comentarios a la Teoría de Lischtvan-Lebediev:

Como ha podido notarse, la teoría expuesta requiere para su aplicación de datos que son relativamente fáciles de obtener en la naturaleza.

- El gasto  $Q_d$  de diseño escogido con una frecuencia determinada y que puede ser obtenido mediante algún método estadístico, como se explico en la sección III.2.
- El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómodo resulta obtenerlo.
- Características del material del fondo ( $\gamma_d$  o  $d_m$ ), así como su distribución en el subsuelo, para lo cual se requiere hacer sondeos.

Al considerar la hipótesis de partida de la conservación del gasto, se puede presentar un inconveniente cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección. Se presentará en la zona menos resistente un descenso del fondo más rápido. Esto hará que después de un cierto tiempo sea mayor el gasto sobre esa zona y disminuya sobre la zona con material más resistente. En el caso del material menos resistente a la erosión, las profundidades que se alcanzan serán

mayores que las calculadas, mientras que en el material más resistente serán más pequeñas que las dadas teóricamente.

La teoría no toma en cuenta el tiempo necesario para que cada material pueda ser erosionado. Las erosiones teóricas calculadas se pueden presentar con facilidad si el material es granular y no cohesivo; sin embargo, para materiales cohesivos se requiere un cierto tiempo para que la corriente realice todo su trabajo, tiempo que puede ser mayor que el de duración de la avenida. Debido a esto, se pueden presentar erosiones menores que las calculadas en esos materiales, aunque la corriente haya tenido, en un momento dado, una capacidad de erosión mayor.

#### IV.1.2. MÉTODO GRÁFICO - ANALÍTICO.

Es la representación gráfica de la condición de equilibrio  $V_e = V_r$ , donde la velocidad de la corriente capaz de producir arrastre  $V_r$ , se intercepta con la que se necesita para que el fondo se degrade  $V_e$ , y en tal punto se expresa la profundidad de socavación  $H_s$ .

Se usan las mismas expresiones aportadas por L. L. Lischtvan - Lebediev:

TIPO DE SUELO	$V_e$ m/seg	$V_r$ m/seg
Suelos cohesivos	$V_e = 0.60\gamma_d^{1.18}\beta H_s^S$	$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$
Suelos no cohesivos	$V_e = 0.68\beta d_m^{0.28} H_s^X$	

Tabla IV.6

donde las letras tienen los sentidos ya indicados.

#### IV.2. SOCAVACION EN ESTRECHAMIENTOS.

Se entiende por socavación en estrechamientos la que produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

- 1.- Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
- 2.- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cruce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce, hasta que éste aumente en el área hidráulica asemeje otra vez la sección del cruce con cualquier otra del río y restablezca el equilibrio de la corriente. Como quiera que por la presencia de los terraplenes de acceso, a veces protegidos, no suele ser posible que la sección del cruce gane área hidráulica por ensanchamiento, se sigue que la presencia del puente es de por sí un incentivo a la socavación de fondo, por lo menos hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre la sección del cruce y las demás del río.

Todas las ideas relativas a socavación normal, ya expuestas, son aplicables al tipo de socavación en estrechamientos, siendo innecesario repetir las. El método de Lishtvan-Lebediev al obtener el ancho efectivo  $B_e$  toma en cuenta el estrechamiento.

#### IV.3. SOCAVACIÓN EN CURVAS.

Cuando un río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior.

El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares y tiene gran influencia en la divergencia de corrientes, pues al disminuir la velocidad en el interior de la curva aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua, en tanto que en el exterior, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

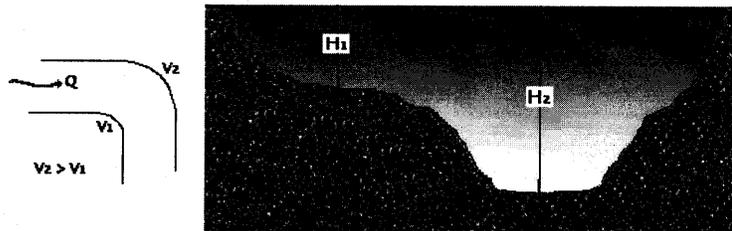


Fig. IV.4

La socavación bajo un puente construido en una curva estable puede cuantificarse con los métodos para el cálculo de la profundidad de socavación general que se expuso en la sección IV.1, una vez conocido el perfil actual del río. Pero en el caso de que el puente esté en un tramo recto y exista la posibilidad de que una curva o un meandro avance y lo cruce, o bien si se desea rectificar un cauce en un tramo que comprenda al cruce de un puente y éste, tras la rectificación, queda sobre curva, será preciso calcular las nuevas profundidades de socavación que se puedan presentar en ese caso; con los datos del perfil del río en las nuevas condiciones, la nueva profundidad de socavación esperada podrá calcularse con los mismos métodos empleados para el cálculo de la socavación general.

#### 4.4.- EROSIÓN EN MÁRGENES.

Es la erosión que las aguas de una corriente producen en los materiales térreos deleznable o solubles que formen sus orillas; el efecto es especialmente peligroso en crecientes, por el aumento de poder erosivo de la corriente a causa de su mayor velocidad (ver Fig. IV.5). La erosión de márgenes es causa de divagación y si el ataque se produce en estratos susceptibles situados bajo otros que no lo son, producirá embovedamientos causantes de inestabilidades en los taludes de la propia margen. El fenómeno se presenta en ríos encañonados y también en las corrientes marinas que bordean zonas costeras altas.

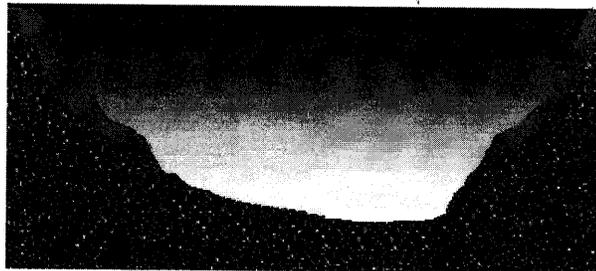


Fig. IV.5

No se conocen métodos para su cálculo, solamente se cuenta con Normas de Construcción dictadas por la experiencia, donde consideran a los pedraplenes, zampeado de márgenes, etc., para evitar la socavación en márgenes.

#### IV.5. SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS.

Al colocar una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Cuando un puente cruza un río en una zona donde no es factible alcanzar un manto rocoso en el que apoyar las pilas y estribos, el principal problema que se presenta tanto en proyecto como en mantenimiento, es el conocimiento de las erosiones locales que sufre el fondo del cauce, que pueden ser de tal magnitud que lleguen a alcanzar la base de las pilas y provocar la falla total de la estructura. Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla sería de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas de puente son los que se enlistan a continuación:

##### 1. *Parámetros hidráulicos.*

*Velocidad media de la corriente*

*Tirante frente a la pila*

*Distribución de velocidades*

*Dirección de la corriente respecto al eje de la pila*

##### 2. *Parámetros del fondo.*

*Diámetro de los granos*

*Distribución granulométrica del material del fondo*

*Forma de los granos*

*Grado de cohesión o cementación*

*Peso específico sumergido*

*Estratificación del subsuelo*

##### 3. *Parámetros geométricos de la pila.*

*Ancho*

*Relación largo-ancho*

*Perfil de la sección horizontal.*

**4. Parámetros de ubicación del puente.**

*Contracción en la sección*

*Forma del río en planta*

*Obras de control de gasto que se haya construido aguas o aguas abajo.*

Es interesante notar que para una misma pila, colocada en el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo punto de la pila; depende de la velocidad del agua y del esviamiento de la pila (ver Fig. IV.6).

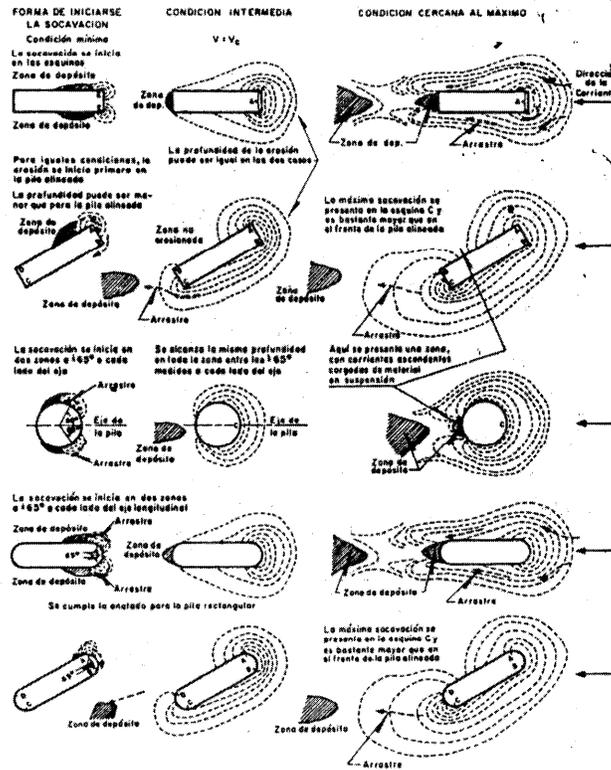


FIG. IV.6. Etapas del proceso erosivo

En las figuras IV.6, IV.7 y IV.8 se muestran esquemáticamente las trayectorias del agua y de las partículas de suelo alrededor del obstáculo, la forma de iniciarse el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

A continuación se describen dos criterios que existen para determinar la profundidad de socavación al pie de pilas de puente, así como un análisis relativo a su validez y campo de aplicabilidad.

#### IV.5.1. METODO DE LAURSEN - TOCH.

Para Laursen - Toch y su escuela, la socavación depende fundamentalmente del tirante y ancho de la pila y en segundo término de la forma de ésta, si bien este parámetro no es significativo cuando la corriente ataca la pila en forma oblicua; en cambio la velocidad media de la corriente y el tamaño de los granos del fondo no son factores que sean tomados en cuenta para determinar la profundidad de la socavación con este criterio.

Los autores de este método distinguen dos casos generales:

- a) Cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas,
- b) Y cuando la corriente forma un cierto ángulo al eje de las pilas.

**a) Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está lineada con el flujo, la socavación puede expresarse por:**

$$S_o = K_1 K_2 b$$

Ec. IV.26



Fig. IV.9

en donde:

$S_o$  = profundidad de la socavación, a partir del fondo,

$K_1$  = coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y se encuentra en la gráfica de la Fig. IV.11.

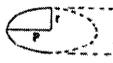
$K_2$  = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y se presenta en la Tabla IV.7,

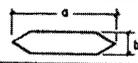
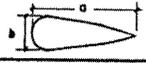
$b$  = ancho de la pila.

Como puede observarse, para Laursen - Toch, la socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta, sin tomar 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.

TABLA IV.7.

COEFICIENTE DE CORRECCIÓN QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA PILA.  
ES SÓLO APLICABLE A LAS PILAS ORIENTADAS SEGÚN LA CORRIENTE

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

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

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

$$S_o = K_1 K_3 b \quad \text{Ec. IV.27}$$

$K_3$  = coeficiente que depende del ángulo  $\phi$  y de la relación  $a/b$  el cual se determina con ayuda de la Fig. IV.12.

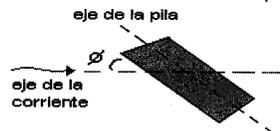


Fig. IV.10

En este caso la socavación no depende de la nariz de la pila. Laursen y Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Observaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresaba. Según parece la mayor socavación es lo que les preocupaba y no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre en el fondo o en que el arrastre sea menor con un fondo con rizos y dunas pequeñas. El valor de esa máxima socavación obtenida no se ve afectada por el diámetro del material del fondo, mientras se trate de arenas. Para gravás no aclaran si su gráfica puede usarse o no; pero en boleos definitivamente no es válida.

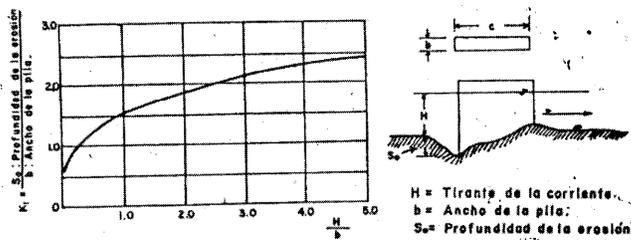


FIG. IV.11. Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa

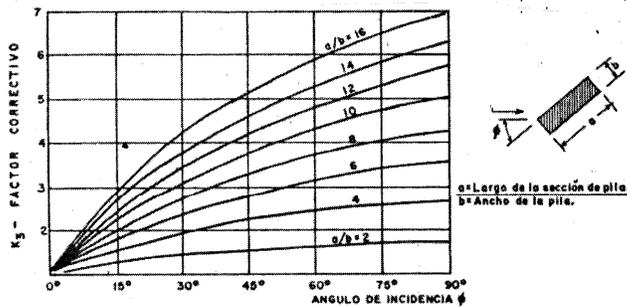


FIG. IV.12. Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

#### IV.5.2. METODO DE YAROSLAVTZIEV.

Para Yaroslavtziev, la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término y tanto el tamaño de los granos del fondo, como la geometría de la pila, aun en el caso de ataque oblicuo de la corriente, son parámetros significativos en la valuación de la profundidad de la socavación.

Este investigador distingue dos casos:

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

**a) Método para suelos granulares sin cohesión.**

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida al parecer de la observación directa en varios puentes de la Unión Soviética y es:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d \quad \text{Ec. IV.28}$$

$S_o$  = profundidad de socavación, en metros.

$K_f$  = coeficiente que depende, en general, de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma. Se encuentra en la Fig. IV.15.

$K_v$  = coeficiente definido por la expresión:

$$\text{Log} K_v = -0.283 \sqrt{\frac{V^2}{gb_1}} \quad \text{Ec. IV.29}$$

el cual también puede encontrarse en la gráfica de la Fig. IV.13.

$V$  = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en  $m/s$

$$g = 9.81 m/s^2$$

$b_1$  = proyección de un plano perpendicular a la corriente, de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale  $0^\circ$ ,  $b_1$  es igual al ancho  $b$  de la pila. Esta contenido en la Fig. IV.15.

$e$  = coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

$K_H$  = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:

$$\text{Log} K_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1} \quad \text{Ec. IV.30}$$

y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de la Fig. IV.14,

$H$  = tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es el obtenido al presentarse una avenida después de estimada la socavación general, aplicando los métodos expuesto anteriormente.

$d$  = diámetro en metros de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el  $d_{85}$  de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al  $d_{85}$  mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de  $0.5\text{cm}$ , Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato con boleos sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a esta última, al calcular el  $d_{85}$  de ella deberá tomarse en cuenta que el boleo no arrastrado se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

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

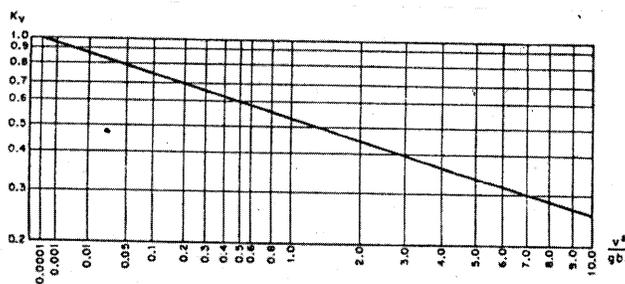


FIG. IV.13. Gráfica para el cálculo de  $K_v$  (método de Yaroslavtziev)

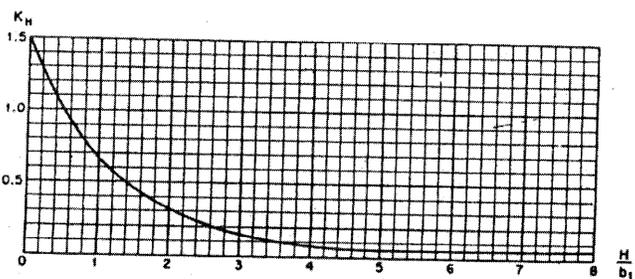
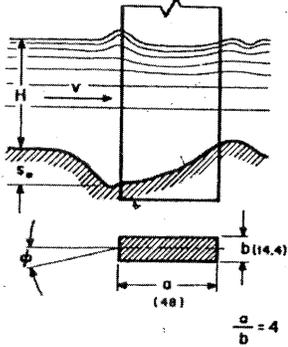


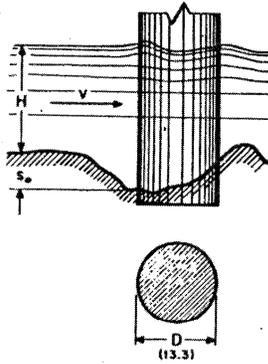
FIG. IV.14. Gráfica para el cálculo de  $K_H$  (método de Yaroslavtziev)

**METODO DE YAROSLAVTZIEV**  
 EXPRESION GENERAL  $S_e = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

**PILA TIPO I**  
 $K_f = 12.4$   
 $b_1 = a \text{ sen } \phi + b \text{ cos } \phi$



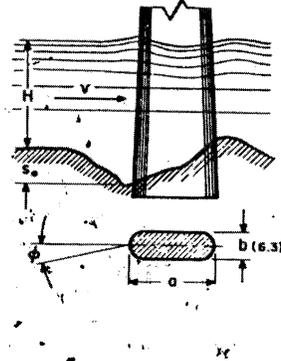
**PILA TIPO II**  
 $K_f = 10.0$   
 $b_1 = D$



**PILA TIPO III**

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

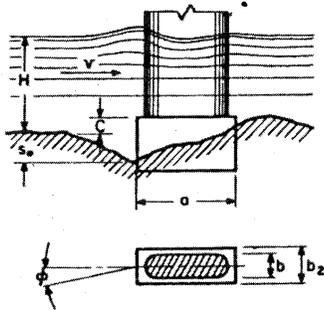
$b_1 = (a-b) \text{ sen } \phi + b$



**PILA TIPO IV**

$\phi$	COEFICIENTE $K_f$					
	C/H					
	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	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

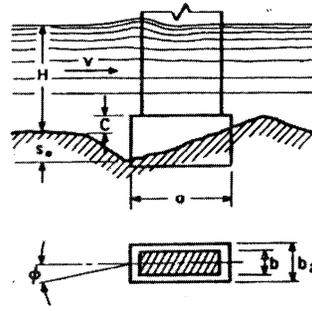
$b_1 = (a - b_0) \text{ sen } \phi + b_0$  para  $C/H \leq 0.3$   
 $b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$  para  $C/H > 0.3$   
 en donde  $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



**PILA TIPO V**

Coeficiente  $K_f = 12.4$

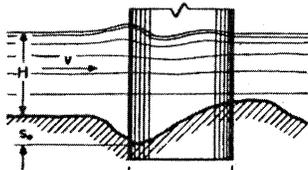
$b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$   
 en donde  $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



**PILA TIPO VI**

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

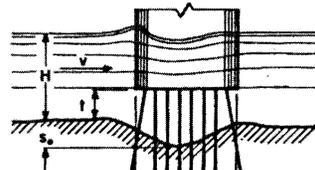
$b_1 = (a-b) \text{ sen } \phi + b$



**PILA TIPO VII**

$\phi$	COEFICIENTE $K_f$				
	l/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

$b_1 = (a-b) \text{ sen } \phi + b$



Advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación  $H/b_1$  sea menor de 2 y la pila esté inclinada respecto a la corriente y añada también que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene asimismo, sobre la posibilidad de que ocurran depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

**b) Método para suelos cohesivos.**

La expresión utilizada 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 del suelo granular. Este es tomado en cuenta en el segundo término  $30d$  de la siguiente expresión:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d$$

en donde se considera un diámetro " $d$ " equivalente para los suelos cohesivos tal y como se muestra en la Tabla IV.8.

Cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo arenoso. Así, es probable que durante el tiempo que tarda la avenida no se alcance la profundidad obtenida mediante el cálculo. Por este motivo conviene tomar como gasto de diseño el que se presenta durante una avenida con un período de retorno más corto.

Como puede observarse, para Yaroslavtziev la profundidad depende principalmente de la velocidad media del tirante, de las características de la pila y del material de que está formado el fondo, pero para él no existe un límite en la socavación.

Los estudios realizados por Yaroslavtziev presentan dos ventajas notables que son que permiten valuar aproximadamente la profundidad de la socavación cuando el material del fondo es cohesivo y que incluyen el estudio de pilas no tratadas por otros investigadores como los tipos IV, V y VII de la Fig. IV.15. Su método permite también considerar estratos con boleos en el cauce.

TABLA IV.8. DIAMETRO EQUIVALENTE A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS.

Peso volumétrico del material seco, en $T/m^3$	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

#### IV.5.3. COMPARACION ENTRE LOS METODOS DE LAURSEN - TOCH Y YAROSLAVTZIEV.

Esta comparación se refiere tanto a lo que indican los autores respectivos, como a los resultados a que condujeron las experiencias realizadas en la División de Investigación de la Facultad de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Se dibuja la gráfica correspondiente al criterio de Laursen-Toch, obtenida aplicando la expresión:  $S_o = K_1 K_2 b$  o  $S_o = K_1 K_3 b$  según sea el caso, para diferentes valores de  $H/b$ . También se muestran tres curvas obtenidas aplicando la expresión de Yaroslavtziev, para valores de "e" iguales a 1, lo que corresponde al cauce de avenidas y  $V^2/gb$  igual a 0.05, 0.1 y 0.2, respectivamente. Con línea punteada se muestra la línea de socavación máxima observada en las experiencias realizadas en México, ya mencionada.

Como se ve en la Fig. IV.16, pueden delimitarse diversas zonas de interés. Arriba de la curva de Laursen-Toch no se presentan socavaciones reales, según se desprende de la curva experimental presentada para las máximas socavaciones observadas en los experimentos mexicanos. Abajo de la curva de Laursen-Toch, el método de estos autores no da información, pues  $S_o$  solo depende de  $H$  y de  $b$ , en tanto que Yaroslavtziev proporciona valores de socavación que pueden caer en toda la zona bajo dicha frontera, dependiendo de las características del caso; los experimentos mexicanos tienden a confirmar estos valores de Yaroslavtziev para todos los casos en que este criterio da valores de  $S_o$  menores que el de Laursen-Toch. En cambio el método de Yaroslavtziev no impone límites a la socavación posible, lo cual no fue corroborado por las experiencias, que indicaron una curva correspondiente a la socavación máxima posible en cada caso. Así, el criterio de Laursen-Toch resulta ser un límite superior del de Yaroslavtziev, en el sentido de que si con esta última teoría se calcula una socavación y resulta sobre la curva de Laursen-Toch, el valor de este último criterio anota la máxima socavación posible en realidad para ese caso; si el cálculo con el criterio de Yaroslavtziev arroja un punto bajo la curva de Laursen-Toch, la experiencia parece

confirmar que el valor obtenido es correcto esencialmente y en ese caso el criterio de Laursen-Toch hubiese sido excesivamente conservador. Se presenta una zona en blanco, para pequeñas velocidades del agua, en la cual el método de Yaroslavtziev ya no concuerda con la experiencia. También se indica la zona en que el mismo Yaroslavtziev previene posibles errores si la pila está esviada.

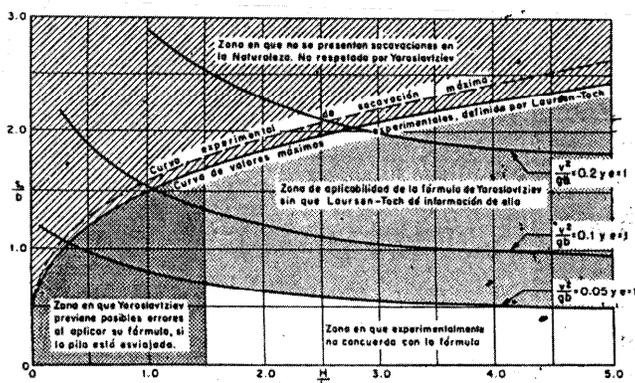


FIG. IV.16. Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev

#### IV.6. METODO DE LA DIVISION DE INVESTIGACION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM

Los estudios experimentales se llevaron a cabo en tres canales y en una instalación para estudios aerodinámicos. En el primer canal se estudio la forma como se inicia y prosigue la socavación, líneas de corriente, etc., y principalmente se realizó la comparación entre los métodos de Yaroslavtziev y Laursen-Toch. En el segundo canal se trató de verificar para otras condiciones, las modificaciones propuestas para la determinación de la socavación obtenida del primer modelo. En el tercero se estudio someramente la socavación en gravas y protecciones formadas con pedraplenes y por último, en la instalación para estudios aerodinámicos, se probaron distintos tipos de protección.

En las figuras IV.6, IV.7 y IV.8 se encuentran condensadas las observaciones realizadas respecto a las trayectorias de las partículas tanto líquidas como sólidas alrededor del obstáculo, forma de iniciarse el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

Es importante aclarar que todos los valores de la socavación registrados con los que se trabajó, corresponden a los máximos observados, los cuales no siempre se presentan en el mismo sitio de la pila. Esa ubicación depende de la velocidad de la corriente de que la pila está o no esviada. Así la magnitud de la socavación cuando la velocidad es pequeña y apenas se inicia la erosión, es medida en la esquina de

las pilas rectangulares y en las zonas laterales a los  $65^\circ$  respecto al eje en las circulares. Para velocidades mayores y siempre que el ángulo de incidencia sea de cero grados, la magnitud máxima de la erosión es medida en el frente de la pila cualquiera que sea su forma.

Si la pila está esviada, el valor de la socavación (ver Fig. IV.6) podrá ser medido en alguna parte del frente cuando la velocidad es menor que la crítica de arrastre. Si la velocidad es tal que ya se tiene un arrastre continuo de partículas, la máxima erosión se mide en el frente de la pila y si la velocidad es mucho mayor, en la esquina no protegida de aguas abajo (esquina c).

#### IV.7. MÉTODOS PARA PREVENIR LA SOCAVACION.

Se pueden distinguir dos formas principales para reducir o evitar la socavación:

1. Impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila, con lo que se reducen o suprimen los remolinos que se generan en las esquinas,
2. Hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

##### IV.7.1. METODO DE LEVY-LUNA.

La solución propuesta por Levy y Luna, es del primero tipo:

- No se debe sobrepasar el ancho de la pila.
- Se recomienda hincar la pantalla protectora un 30% de la profundidad calculada.

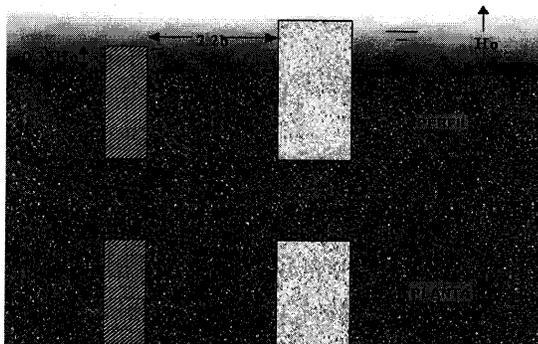


Fig. IV.17

#### IV.7.2. METODO DE MAZA-SANCHEZ.

La protección estudiada por Maza y Sánchez es del segundo tipo, y consiste en substituir al material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión. Guijarros, boleos y cantos rodados podrían encontrarse entre los materiales más convenientes.

Uno de los resultados más útiles que se encontró al experimentar con fondos formados con material grueso fue que la velocidad requerida para que la socavación se iniciara era la misma que iniciaba el arrastre de las mismas partículas en cualquier zona del canal. De esta observación fue posible fijar un criterio para dar el tamaño del enrocamiento protector, ya que se pudieron aprovechar los estudios que se han realizado sobre el inicio del arrastre de partículas.

A continuación se presenta en forma resumida una serie de recomendaciones obtenidas durante las pruebas efectuadas para esta clase de protección, tanto con aire como con agua:

- 1) De preferencia todo el material debe ser de un diámetro uniforme y si no es posible, el diámetro mínimo debe ser mayor que el especificado en cada caso, establecidos en la Tabla IV.9.
- 2) La protección tendrá que estar formada por un mínimo de 3 capas, ya que de lo contrario el material del fondo es extraído entre los huesos y el cono erosionado se produce de la misma manera. El espesor de la protección no debe ser menor que el ancho de la pila.
- 3) Con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente se recomienda colocar el boleo bajo el nivel inferior que puede alcanzarse durante la socavación general.
- 4) Esta protección sirve cualquiera que sea el ángulo de incidencia de la corriente. Cuando se tiene la certeza de que el ángulo es cero se puede colocar la protección únicamente en el frente de la pila. Cuando la corriente incide con cualquier ángulo y por cualquier lado hay que rodear la pila con el pedraplén. A los lados de la pila en su parte central se ha visto que se puede disminuir la profundidad de protección a la mitad del ancho de la pila.

TABLA IV.9. DIAMETRO MINIMO EN CENTIMETROS, DE LOS FRAGMENTOS DEL ENROCAMIENTO DE PROTECCION, EN FUNCION DE SU PESO ESPECIFICO Y DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE.

Velocidad de la corriente (m/s)	Peso específico del enrocamiento (kg/m <sup>3</sup> )				
	1600	1800	2000	2200	2400
1.0	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58

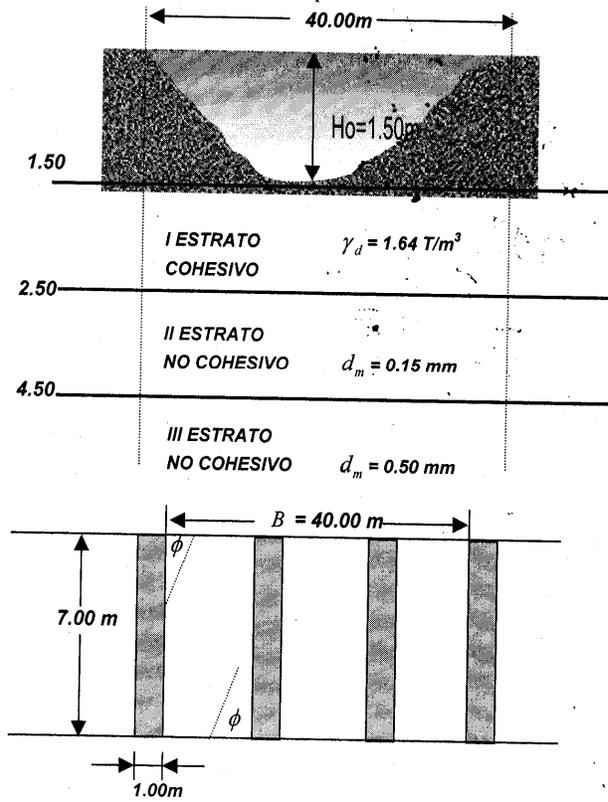
Se realizaron además varias pruebas en las que las piedras eran colocadas directamente sobre el fondo actual, formando un amontonamiento alrededor de la pila y se observó que no se producía una erosión frente al talud de piedras. Únicamente cuando la erosión general ha producido un descenso del fondo adyacente se presentan derrumbes y reacomodos. Si la erosión general es muy grande, al derrumbarse el cono del pedraplén puede quedar una o dos capas de piedra en la parte cercana a la pila, hecho que permite que el material del fondo sea absorbido por los torbellinos del frente de la pila y se inicie la erosión local. Por este motivo solo podrá ser útil la colocación de este tipo de protección en aquellos casos en que la socavación general sea mínima y siempre colocando una cantidad extra de piedras que ocupen la parte inmediata a la protección al descender el fondo.

La ventaja de colocar la protección directamente sobre el fondo actual es que generalmente este procedimiento resulta más económico; sin embargo, no se recomienda.

#### IV.7. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES.

1.- Determinar la profundidad de socavación general, local y total para un suelo heterogéneo, con la estratigrafía mostrada. La rugosidad puede considerarse la misma en toda la sección en estudio.

$T = 50$  años  
 $Q_d = 150.00 \text{ m}^3/\text{seg}$   
 $H_m = 1.00 \text{ m}$   
 $\phi = 10^\circ$   
 Tres claros con pilas de:  
 Ancho  $1.00 \text{ m}$ .  
 Largo  $7.00 \text{ m}$ .



## 1. SOCAVACION GENERAL ( L.L. LISCHTVAN LEBEDIEV ).

Según L.L. Lischtván-Lebediev, el tirante después de la socavación general para suelos cohesivos, esta dada por la expresión:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right]^{1/(1+x)} \quad (\text{Ec. IV.19})$$

y para los suelos no cohesivos, que:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right]^{1/(1+x)} \quad (\text{Ec. IV.22})$$

### A. DETERMINACION DEL PARAMETRO " $\alpha$ "

#### a) Cálculo del ancho efectivo " $B_e$ ",

De acuerdo a lo descrito en la sección IV.1.1, a), tenemos que:

$$B_e = (B - \sum b_i) \text{Cos} \phi - (n + 1 - N) a \text{Sen} \phi \quad (\text{Ec. IV.5})$$

$$B_e = (40.00m - 2(1.00m)) \text{Cos}(10^\circ) - (6 + 1 - 4)(7.00m) \text{Sen}(10^\circ)$$

$$B_e = 33.78m$$

#### b) Cálculo de la velocidad media en la sección, " $V$ ".

Partiendo de que el tirante medio de la sección esta expresado por:

$$H_m = \frac{A}{B_e}$$

despejando obtenemos:

$$A = H_m B_e$$

$$A = (1.00m)(33.78m) = 33.78m^2$$

además;

$$Q = VA$$

de donde la velocidad media, es:

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{150.00m^3 / seg}{33.78m^2} = 4.44m / seg$$

**c) Determinación del coeficiente de contracción " $\mu$ "**

La separación libre entre pilas es:

$$s = \frac{40.00m - 2(1.00m)}{3claros} = 12.67m$$

El coeficiente de contracción esta en función de la separación libre entre pilas y de la velocidad media en la sección, los valores de este están consignados en la Tabla IV.3, donde para estas condiciones es:

$$\mu = 0.89$$

**d) Determinación del coeficiente " $\alpha$ "**

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu H_m^{5/3} B_e} \quad (\text{Ec. IV.8})$$

$$\alpha = \frac{150.00m^3 / seg}{(0.89)(1.00m)^{5/3} (33.78m)} = 4.99$$

**B. DETERMINACION DEL PARAMETRO " $\beta$ "**

La probabilidad anual (en porcentaje) de que se presente el gasto de diseño de  $150m^3 / seg$ , esta en función del periodo de retorno  $T$ , siendo:

$$P(x) = \frac{1}{T}$$

$$P(x) = \frac{1}{50años} = 0.02 = 2.0\%$$

de la Tabla IV.1, tenemos que:

$$\beta = 0.97$$

### C. DETERMINACION DE $\frac{1}{(1+x)}$

De acuerdo a la Tabla IV.2, el valor del primer estrato es 0.74, por ser  $\gamma_d = 1.64T/m^3$ ; en el segundo estrato  $d_m = 0.15mm$ , por lo que tomamos 0.70 y para el tercer estrato es 0.71, donde  $d_m = 0.50mm$ .

### D. CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL

#### PRIMER ESTRATO

**Características:**

Suelo cohesivo,

$$\gamma_d = 1.64T/m^3$$

$$\alpha = 4.99$$

$$H_o = 1.50m$$

$$\beta = 0.97$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.76$$

$$H_s = \left[ \frac{4.99(1.50m)^{5/3}}{0.60(1.64T/m^3)^{1.18}(0.97)} \right]^{0.76} = 5.49m$$

El tirante obtenido cayó fuera del estrato considerado, por lo que se procede al cálculo del segundo estrato.

#### SEGUNDO ESTRATO

**Características:**

Suelo no cohesivo,

$$d_m = 0.15mm$$

$$\alpha = 4.99$$

$$H_o = 1.50m$$

$$\beta = 0.97$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.70$$

$$H_s = \left[ \frac{4.99(1.50m)^{5/3}}{0.68(0.15mm)^{0.28}(0.97)} \right]^{0.70} = 9.60m$$

También cayó fuera del estrato considerado, por lo que se procede al cálculo con el tercer estrato.

### TERCER ESTRATO

**Características:**

Suelo no cohesivo,

$$d_m = 0.50mm$$

$$\alpha = 4.99$$

$$H_o = 1.50m$$

$$\beta = 0.97$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.71$$

$$H_s = \left[ \frac{4.99(1.50m)^{5/3}}{0.68(0.50mm)^{0.28}(0.97)} \right]^{0.71} = 7.80m$$

El tirante calculado en el tercer estrato después de la erosión cayó dentro de él, por esta razón:

$$H_s = 7.80m,$$

Por lo tanto la Socavación General o Normal es:

$$S_G = H_s - H_o \quad (\text{Ec. IV.20})$$

$$S_G = 7.80m - 1.50m = 6.30m$$

### METODO GRAFICO - ANALITICO

El método gráfico-analítico se puede utilizar como una comprobación. Como se describe en sección IV.1.2, las velocidades erosiva y real, están dadas por las siguientes expresiones:

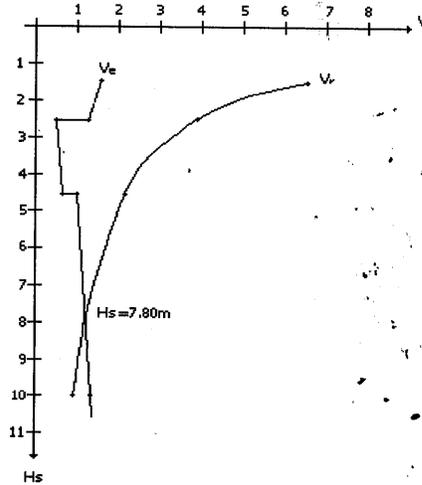
suelos cohesivos  $V_e = 0.60\gamma_d^{1.18} \beta H_s^x$  (Ec. IV.1)

suelos no cohesivos  $V_e = 0.68d_m^{0.28} \beta H_s^x$  (Ec. IV.14)

en general;  $V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$  (Ec. IV.11)

$$\alpha = 4.99 \quad \beta = 0.97$$

ESTRATO	FRONTERA	$H_s$	$d_m^{0.28}$	$\gamma_d^{1.18}$	$x$	$H_s^x$	$V_e$	$V_r$
1	Superior	1.50	-	1.79	0.31	1.13	1.17	6.54
1	Inferior	2.50	-	1.79	0.31	1.33	1.38	3.92
2	Superior	2.50	0.59	-	0.42	1.47	0.57	3.92
2	Inferior	4.50	0.59	-	0.42	1.88	0.73	2.18
3	Superior	4.50	0.82	-	0.41	1.85	1.00	2.18
3	Inferior	10.00	0.82	-	0.41	2.57	1.39	0.98



## 2. SOCAVACION LOCAL EN PILAS ( LAURSEN-TOCH Y YAROSLAVTZIEV ).

Para el cálculo de la socavación local se analizan dos criterios, Laursen-Toch y Yaroslavtziev como se describió en las secciones IV.5.1 y IV.5.2, respectivamente.

Como la socavación general cayó dentro del tercer estrato, tomaremos sus características para los cálculos subsecuentes.

### Método de Laursen Toch.

El método de Laursen-Toch distingue dos casos; cuando la corriente incide paralelamente y cuando forma un ángulo al eje de las pilas. En este caso, incide oblicuamente a la corriente y forma un ángulo de  $10^\circ$  con el eje de las pilas, por lo que la socavación local se determina con la siguiente expresión:

$$S_o = K_1 K_3 b \quad (\text{Ec. IV.27})$$

#### a) Determinación de " $K_1$ ";

Este coeficiente depende de la relación tirante entre ancho de la pila:

$$\frac{H}{b} = \frac{7.80m}{1.00m} = 7.80$$

de la Fig. IV.11,  $K_1$  es igual a 2.50.

**b) Determinación de " $K_3$ ";**

Este factor correctivo depende del ángulo de incidencia  $\phi$  y de la relación largo de la sección de la pila entre el ancho de la misma;

$$\frac{a}{b} = \frac{7.00m}{1.00m} = 7.00$$

en la Fig. IV.12, el coeficiente de corrección  $K_3$  es 1.70.

**c) Cálculo de la socavación local, según Laursen-Toch,**

$$S_o = K_1 K_3 b$$

$$S_o = (2.50)(1.70)(1.00m) = 4.25m$$

**Método de Yaroslavtziev.**

La socavación local para Yaroslavtziev se determina con la siguiente expresión:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d \quad (\text{Ec. IV.28})$$

**a) Determinación de " $K_f$ ";**

El coeficiente está consignado en la Fig. IV.15, donde para una pila de forma biselada le corresponde el tipo VI, con un ángulo  $\beta = 90^\circ$ , se tiene  $K_f = 10.00$

**b) Determinación de “ $K_V$ ”;**

$$\text{Log}K_V = -0.283 \sqrt{\frac{V^2}{gb_1}} \quad (\text{Ec. IV.29})$$

La velocidad real, esta dada por la expresión:

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

$$V_r = \frac{4.99(1.50m)^{5/3}}{7.80m} = 1.26m/seg$$

se tiene una pila tipo VI, que corresponde un valor  $b_1$ , tomado de la Fig. IV.15;

$$b_1 = (a + b)\text{Sen}\phi + b$$

$$b_1 = (7.00m + 1.00m)\text{Sen}(10^\circ) + 1.00m$$

$$b_1 = 2.39m$$

sustituyendo;

$$\text{Log}K_V = -0.283 \sqrt{\frac{(1.26m/seg)^2}{(9.81m/seg^2)(2.39m)}} = -0.114$$

y despejando:

$$K_V = 0.77$$

**c) Determinación de “ $K_H$ ”;**

$$\text{Log}K_H = 0.17 - \frac{0.35H}{b_1} \quad (\text{Ec. IV.30})$$

$$\text{Log}K_H = 0.17 - \frac{0.35(7.80m)}{(2.39m)} = -0.972$$

teniendo que:

$$K_H = 0.11$$

**d) Determinación del valor "e";**

Este parámetro depende del sitio donde se localicen las pilas, en este caso se encuentran dentro del cauce principal, por lo que su valor es 0.60, valores especificados en la sección IV.5.2.

**e) Cálculo de la Socavación local según Yaroslavtziev.**

Como Yaroslavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores en el caso que:

$$\frac{H}{b_1} < 2.00 ; \quad \frac{7.80m}{2.39m} = 3.26 > 2.00 \quad \text{no cumple}$$

Y de acuerdo a la comparación realizada por la División de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, descrita en la sección IV.5.3 y representada en la Fig. IV.16, tenemos que este método se ve limitado por dos parámetros:

$$\frac{V^2}{gb} < 0.05 ; \quad \frac{(1.26m/seg)^2}{(9.81m/seg)(1.00m)} = 0.16 > 0.05 \quad \text{no cumple}$$

$$\frac{H}{b} < 1.50 ; \quad \frac{7.80m}{1.00m} = 7.80 > 1.50 \quad \text{no cumple}$$

por lo tanto el método de Yaroslavtziev si es aplicable, sin riesgo de que exista algún error en los resultados.

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d$$

$$S_o = (10.00)(0.77)(0.60 + 0.11) \frac{(1.26m/seg)^2}{(9.81m/seg^2)}$$

$$S_o = 0.88m$$

**NOTA:** El segundo término de la fórmula no se calcula, ya que Yaroslavtziev recomienda no considerarlo, cuando el material del fondo tenga un diámetro menor que 5mm

**CONCLUSION:**

Los dos métodos son factibles para la determinación de la socavación local, el criterio a seguir será tomar el mínimo valor entre el método de Laursen-Toch y Yaroslavtziev, siendo este el obtenido por Yaroslavtziev

**la Socavación local es  $0.88m$**

**3. SOCAVACION TOTAL.**

La socavación total se determina mediante:

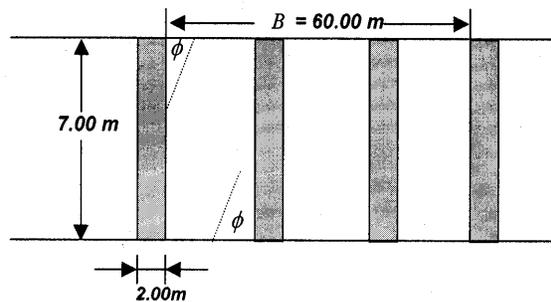
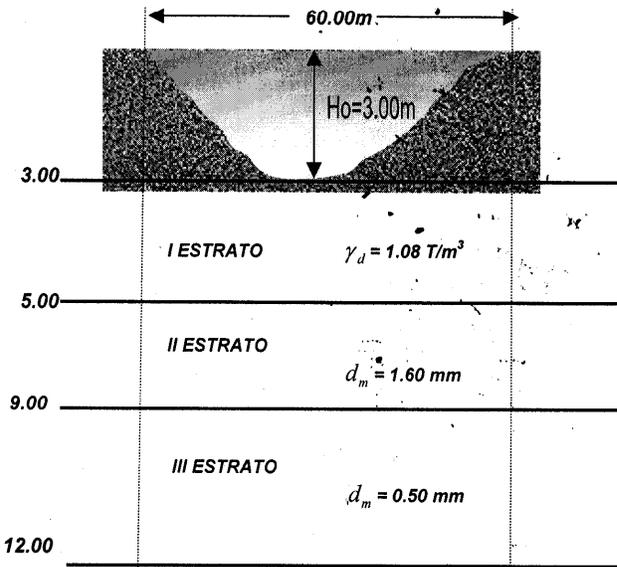
$$S_T = S_G + S_o$$

$$S_T = 6.30m + 0.88m$$

**La Socavación Total es  $S_T = 7.18m$**

2.- Calcular la profundidad de socavación general, local y total en la sección bajo el puente. El suelo es heterogéneo con la estratigrafía siguiente. La rugosidad puede considerarse la misma en toda la sección en estudio.

$T = 50 \text{ años}$   
 $B = 60.00 \text{ m}$   
 $Q_d = 200.00 \text{ m}^3/\text{seg}$   
 $A = 112.50 \text{ m}^2$   
 $\phi = 10^\circ$   
 Tres claros con pilas de:  
 Ancho 2.00 m.  
 Largo 7.00 m.



## 1. SOCAVACION GENERAL ( L.L. LISCHTVAN LEBEDIEV ).

Según L.L. Lischtván-Lebediev, el tirante después de la socavación general para suelos cohesivos, esta dada por la expresión:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right]^{1/(1+x)} \quad (\text{Ec. IV.19})$$

y para los suelos no cohesivos, que:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right]^{1/(1+x)} \quad (\text{Ec. IV.22})$$

### A. DETERMINACION DEL PARAMETRO " $\alpha$ "

#### a) Cálculo del ancho efectivo " $B_e$ ",

De acuerdo a lo descrito en la sección IV.1.1.1, a), tenemos que:

$$B_e = (B - \Sigma b_i) \text{Cos} \phi - (n + 1 - N) a \text{Sen} \phi \quad (\text{Ec. IV.5})$$

$$B_e = (60.00m - 2(2.00m)) \text{Cos}(10^\circ) - (6 + 1 - 4)(7.00m) \text{Sen}(10^\circ)$$

$$B_e = 51.50m$$

#### b) Determinación del coeficiente de contracción " $\mu$ "

La separación libre entre pilas es:

$$s = \frac{60.00m - 2(2.00m)}{3 \text{claros}} = 18.67m$$

El coeficiente de contracción esta en función de la separación libre entre pilas y de la velocidad media en la sección, los valores de este están consignados en la Tabla IV.3, donde para estas condiciones es:

$$\mu = 0.96$$

**d) Determinación del coeficiente "α"**

Partiendo de que el tirante medio de la sección esta expresado por:

$$H_m = \frac{A}{B_e}$$

$$H_m = \frac{112.50m^2}{51.50m} = 2.18m$$

sustituyendo en:

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu H_m^{5/3} B_e} \quad (\text{Ec. IV.8})$$

$$\alpha = \frac{200.00m^3/seg}{(0.96)(2.18m)^{5/3}(51.50m)} = 1.10$$

**B. DETERMINACION DEL PARAMETRO "β"**

La probabilidad anual (en porcentaje) de que se presente el gasto de diseño de  $200m^3/seg$ , esta en función del periodo de retorno  $T$ , siendo:

$$P(x) = \frac{1}{T}$$

$$P(x) = \frac{1}{50años} = 0.02 = 2.0\%$$

de la Tabla IV.1, tenemos que:

$$\beta = 0.97$$

### C. DETERMINACION DE $\frac{1}{(1+x)}$

De acuerdo a la Tabla IV.2, el valor del primer estrato es 0.70, por ser  $\gamma_d = 1.08T/m^3$ ; en el segundo estrato  $d_m = 1.60mm$ , por lo que tomamos 0.72 y para el tercer estrato es 0.71, donde  $d_m = 0.50mm$ .

### D. CÁLCULO DE LA SOCAVACION GENERAL.

#### PRIMER ESTRATO

##### Características:

Suelo cohesivo,  
 $\gamma_d = 1.08T/m^3$   
 $\alpha = 1.10$   
 $H_o = 3.00m$   
 $\beta = 0.97$

$$\frac{1}{1+x} = 0.70$$

$$H_s = \left[ \frac{1.10(3.00m)^{5/3}}{0.60(1.08T/m^3)^{1.18}(0.97)} \right]^{0.70} = 5.28m$$

El tirante después de la socavación obtenido cayó fuera del estrato considerado, por lo que se procede al cálculo del segundo estrato.

#### SEGUNDO ESTRATO

Características:  
 Suelo no cohesivo,  
 $d_m = 1.60mm$   
 $\alpha = 1.10$   
 $H_o = 3.00m$   
 $\beta = 0.97$

$$\frac{1}{1+x} = 0.72$$

$$H_s = \left[ \frac{1.10(3.00m)^{5/3}}{0.68(1.60mm)^{0.28}(0.97)} \right]^{0.72} = 4.91m$$

El tirante también cayó fuera del estrato considerado, por lo que se procede al cálculo con el tercer estrato.

### TERCER ESTRATO

#### Características:

Suelo no cohesivo,

$$d_m = 0.50 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1.10$$

$$H_o = 3.00 \text{ m}$$

$$\beta = 0.97$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.71$$

$$H_s = \left[ \frac{1.10(3.00 \text{ m})^{5/3}}{0.68(0.50 \text{ mm})^{0.28}(0.97)} \right]^{0.71} = 6.06 \text{ m}$$

El tirante después de la erosión calculado en el tercer estrato también cayó fuera de este. De acuerdo a la posición de los puntos de socavación obtenidos, se considera que existe una condición frontera entre el primer y segundo estrato, por lo tanto se toma como :

$$H_s = 5.00 \text{ m}$$

Por lo tanto la Socavación General o Normal es:

$$S_G = H_s - H_o \quad (\text{Ec. IV.20})$$

$$S_G = 5.00 \text{ m} - 3.00 \text{ m} = 2.00 \text{ m}$$

### METODO GRAFICO - ANALITICO

$$\text{suelos cohesivos} \quad V_e = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x \quad (\text{Ec. IV.1})$$

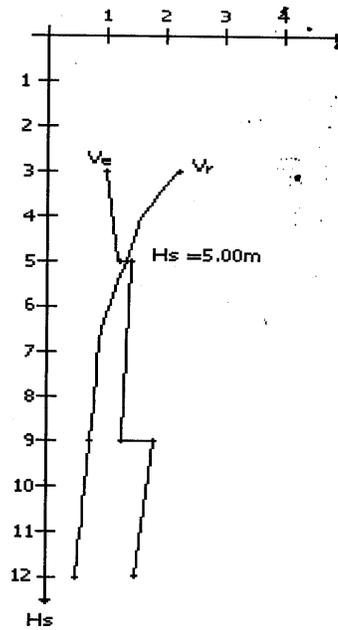
$$\text{suelos no cohesivos} \quad V_e = 0.68 d_m^{0.28} \beta H_s^x \quad (\text{Ec. IV.14})$$

$$\text{en general;} \quad V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad (\text{Ec. IV.11})$$

Del cálculo anterior se toman los parámetros representativos del suelo:

$$\alpha = 1.10 \quad \beta = 0.97$$

ESTRATO	FRONTERA	$H_s$	$d_m^{0.28}$	$\gamma_s^{1.18}$	$\alpha$	$H_s^x$	$V_e$	$V_r$
I	Superior	3 m	-	1.09	0.42	1.59	1.00	2.27
I	Inferior	5 m	-	1.09	0.42	1.97	1.25	1.36
II	Superior	5 m	1.14	-	0.39	1.87	1.41	1.36
II	Inferior	9 m	1.14	-	0.39	2.36	1.77	0.76
III	Superior	9 m	0.82	-	0.41	2.46	1.33	0.76
III	Inferior	12 m	0.82	-	0.41	2.77	1.50	0.57



## 2. SOCAVACION LOCAL EN PILAS ( LAURSEN-TOCH Y YAROSLAVTZIEV ).

Para la socavación general se presento condición frontera, para los cálculos subsecuentes se podrá tomar cualquiera de los dos estratos donde se presento dicha condición. En este caso se tomarán las características del segundo estrato.

### Método de Laursen Toch.

El método de Laursen-Toch distingue dos casos; cuando la corriente incide paralelamente y cuando forma un ángulo al eje de las pilas. En este caso, incide oblicuamente a la corriente y forma un ángulo de  $10^\circ$  con el eje de las pilas, por lo que la socavación local se determina con la siguiente expresión:

$$S_o = K_1 K_3 b \quad (\text{Ec. IV.27})$$

#### a) Determinación de " $K_1$ ";

Este coeficiente depende de la relación tirante entre ancho de la pila:

$$\frac{H}{b} = \frac{5.00m}{2.00m} = 2.50$$

de la Fig. IV.11,  $K_1$  es igual a 2.00

#### b) Determinación de " $K_3$ ";

Este factor correctivo depende del ángulo de incidencia  $\phi$  y de la relación largo de la sección de la pila entre el ancho de la misma;

$$\frac{a}{b} = \frac{7.00m}{2.00m} = 3.50$$

en la Fig. IV.12, el coeficiente de corrección  $K_3$  es 1.30

c) Cálculo de la socavación local, según Laursen-Toch,

$$S_o = K_1 K_3 b$$

$$S_o = (2.00)(1.30)(2.00m) = 5.20m$$

Método de Yaroslavtziev.

La escuela de Yaroslavtziev también, considera dos criterios; para suelos granulares sin cohesión y suelos cohesivos. El estrato en estudio es considerado no cohesivo por lo que el método a analizar es el primero. La socavación local se determina con la expresión:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d \quad (\text{Ec. IV. 28})$$

a) Determinación de " $K_f$ ";

El coeficiente esta consignado en la Fig. IV.15, donde para una pila de forma rectangular le corresponde el tipo I, se tiene  $K_f = 12.40$

b) Determinación de " $K_v$ ";

$$\text{Log} K_v = -0.283 \sqrt[3]{\frac{V^2}{gb_1}} \quad (\text{Ec. IV.29})$$

La velocidad real, esta dada por la expresión:

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

$$V_r = \frac{1.10(3.00m)^{5/3}}{5.00m} = 1.37m/seg$$

se tiene una pila tipo I, que corresponde un valor  $b_1$ , tomado de la Fig. IV.15;

$$b_1 = a \operatorname{Sen} \phi + b \operatorname{Cos} \phi$$

$$b_1 = (7.00m) \operatorname{Sen}(10^\circ) + (2.00m) \operatorname{Cos}(10^\circ)$$

$$b_1 = 3.18m$$

sustituyendo;

$$\operatorname{Log} K_V = -0.283 \sqrt{\frac{(1.37m/\operatorname{seg})^2}{(9.81m/\operatorname{seg}^2)(3.18m)}} = -0.110$$

y despejando:  $K_V = 0.78$

**c) Determinación de " $K_H$ ";**

$$\operatorname{Log} K_H = 0.17 - \frac{0.35H}{b_1} \quad (\text{Ec. IV.30})$$

$$\operatorname{Log} K_H = 0.17 - \frac{0.35(5.00m)}{(3.18m)} = -0.380$$

teniendo que:  $K_H = 0.42$

**d) Determinación del valor " $e$ ";**

Este parámetro depende del sitio donde se localicen las pilas, en este caso se encuentran dentro del cauce de avenidas, por lo que su valor es 1.00, valores especificados en la sección IV.5.2.

**e) Cálculo de la Socavación local según Yaroslavtziev.**

Yaroslavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores en el caso que:

$$\frac{H}{b_1} < 2.00 \quad ; \quad \frac{5.00m}{3.18m} = 1.57 < 2.00 \quad \text{cumple}$$

Y de acuerdo a la comparación realizada por la División de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, descrita en la sección IV.5.3 y representada en la Fig. IV.16, tenemos que este método se ve limitado por dos parámetros:

$$\frac{V^2}{gb} < 0.05 \quad ; \quad \frac{(1.37m/seg)^2}{(9.81m/seg)(2.00m)} = 0.10 > 0.05 \quad \text{no cumple}$$

$$\frac{H}{b} < 1.50 \quad ; \quad \frac{5.00m}{2.00m} = 2.50 > 1.50 \quad \text{no cumple}$$

No se cumplen las tres condiciones simultáneamente. Por lo tanto el método de Yaroslavtziev no es aplicable, ya que existe el riesgo de algún error en los resultados.

#### CONCLUSION:

Para la determinación de la socavación local en este caso, es el criterio de Laurssen-Toch.

**la Socavación local es 5.20m**

#### 3. SOCAVACION TOTAL.

La socavación total se determina mediante:

$$S_T = H_s + S_o$$

$$S_T = 2.00m + 5.20m$$

**La Socavación Total es  $S_T = 7.20m$**