



UNAM
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DEL DOCTORADO

01149
96

**SOCAVACION TOTAL EN LAS PILAS
DE LOS PUENTES**

TESIS QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
PRESENTA EL ING.
JOSE ANTONIO MAZA ALVAREZ

Febrero 1966

SECRETARIA
DE
ESTUDIOS
Y
DOCENCIA

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

A Bit

*Hago patente mi agradecimiento al Ing.
José Luis Sánchez Brubiesca, ya que
este trabajo ha sido posible debido a su
interés por estos temas, y a todas las
facilidades que me brindó.*

I N D I C E

SOCAVACION TOTAL EN LAS PILAS DE LOS PUENTES

INTRODUCCION

CAPITULO I

EROSION GENERAL DEL CAUCE

- I-A Socavación general en cauces definidos.
- I-A-I Socavación general en suelos cohesivos.
- I-A-II Socavación general en suelos no cohesivos.
- I-A-III Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos.
- I-A-IV Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos no homogéneos.
- I-B Influencia de la rugosidad.
- I-C Cálculo de la socavación general en cauces indefinidos.
- I-C-I Cálculo de la profundidad de la socavación para cauces con material homogéneo.
- I-C-II Cálculo de la profundidad de la socavación para cauces con material no homogéneo.
- I-D Cauces formados en material rocoso.
- I-E Efecto de la socavación cuando la corriente arrastra--- mucho material en suspensión.
- I-F Recomendaciones breves.
- I-G Método de Straub.
- I-H Ejemplos numéricos.

CAPITULO II

EROSION EN CURVAS

- II-A Ríos meándricos de llanura.
- II-B Ríos no meándricos de llanura.
- II-C Ríos con cauces errantes (no definidos).

CAPITULO III

SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS DE PUENTE

- III-A Descripción de los métodos de Laursen-Toch, Yaros - lavtziev, Muromov, Boldakov, y del laboratorio de Poona, India.
 - III-A-I Método de Laursen-Toch.
 - III-A-II Método de Yaroslavtziev.
 - III-A-II-1 Método para suelos granulares sin cohesión.
 - III-A-II-2 Método para suelos cohesivos.
 - III-A-III Método de V.S. Muromov.
 - III-A-IV Método de E.V. Boldakov.
 - III-A-V Experimentos en el laboratorio de Poona, India.
- III-B Estudios realizados.
 - III-B-I Características de los modelos.
 - III-B-II-1 Pila rectangular orientada según el flujo.
 - III-B-II-2 Pila circular.
 - III-B-II-3 Pila rectangular con nariz redondeada .
 - III-B-II-4 Pilas esviajadas.
- III-C Resultados experimentales.
- III-D Nuevo criterio propuesto para determinar la profundidad de la erosión
 - III-D-1 Limitaciones del nuevo método.
- III-E Resumen y conclusiones.

CAPITULO IV

PROTECCIONES CONTRA LA SOCAVACION LOCAL

IV-A Protección al pie de pilas de puente.

IV-B Protección al pie de estribos.

APENDICE I

METODO DE LEBEDIEV PARA PREDECIR LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

APENDICE II

CAUCES NATURALES ESTABLES

A-II-A Conceptos y fórmulas fundamentales.

A-II-A-1 Fórmulas fundamentales.

A-II-B Fórmulas de equilibrio.

A-II-B-1 Cálculo de cauces estables en la zona de montaña.

A-II-B-2 Cálculo de cauces estables con fondo arenoso y limoso

A-II-C Obras de defensa.

A-II-C-1 Espigones.

APENDICE III

SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS.

RESUMEN Y CONCLUSIONES FINALES

P R O L O G O

La predicción del comportamiento de un río en el sitio de un cruce, y la correcta solución de varios problemas estructurales, constituyen la parte medular del diseño de un puente, desde el punto de vista de la ingeniería moderna. Sin embargo, mientras la literatura técnica cuenta ya con importantes contribuciones sobre análisis de cargas, sollicitación dinámica y problemas de fatiga, en cambio apenas si contiene tímidas referencias a los problemas meramente hidráulicos, si se exceptúa la literatura soviética, la cual incluye verdaderos tratados sobre el tema, que buenos o malos, constituyen el único intento serio de resolución de todos esos problemas.

Ahora bien, dadas las dificultades de comunicación y del idioma, esta literatura está muy poco difundida en nuestro medio y además, su aceptación definitiva dependerá en mucho de su aplicabilidad a los problemas de nuestro país y de la confrontación que pueda tener en el laboratorio o en las obras.

Es el objeto de este trabajo la difusión de todas estas ideas que la literatura técnica soviética agrupa con el nombre de "Hidráulica para puentes y obras de arte", señalando al lector los métodos más interesantes y su forma de aplicación, sin omitir las limitaciones y, sobre todo, haciendo hincapié en que las confrontaciones experimentales que se han podido hacer hasta ahora han permitido mejorar los criterios propuestos, mucho más de lo que una crítica negativamente estéril o el más desentrenado excepticismo hubieran podido hacerlo hasta la fecha.

No asombre pues, al lector, la abundancia de nombres que tan extraños suenan a nuestros oídos castellanos y tenga la seguridad de que se hubie

ran incluido otros menos raros, si se hubiese encontrado que los trabajos --
respectivos complementaban las ideas expuestas, pues, lo que afanosamente --
(con éxito o sin él) se ha buscado, es dar al ingeniero que diseña puentes,-
lo mejor que ha podido encontrarse en el momento actual.

SOCAVACIÓN TOTAL EN LAS PILAS DE LOS PUENTES

INTRODUCCIÓN

Cuando un puente cruza un río en una zona en 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 que sufre el fondo del cauce y que pueden ser de tal magnitud, que lleguen a alcanzar la base de las pilas y provocar la falla total de la estructura.

La socavación total que se presenta en un cruce es el resultado de la suma de varias socavaciones originadas por causas distintas.

1.- Socavación general del cauce.- Consiste en el descenso del fondo que se produce al presentarse una creciente, y es debida a la mayor capacidad de arrastre de material de fondo que en ese momento tiene la corriente; así también, como consecuencia de otras que se han construido con anterioridad y principalmente aguas arriba del cruce, las cuales modifican el régimen del río, pero sobre todo, influyen en la cantidad de sólidos arrastrados, llegando en muchas ocasiones a detenerlos completamente.

2.- Socavación transversal en la sección bajo el puente.- Se debe al aumento de velocidad que allí se presenta algunas veces, por reducirse el área útil con la presencia de las pilas, estribos y terraplenes de acceso.

3.- Socavación local al pie de las pilas y estribos.- Causada por

la fuerte acción erosiva que se tiene frente a esas estructuras, debido a -- que la presencia de ellas ocasiona cambios de dirección de las líneas de corriente.

4.- Erosión en los meandros.- En el meandro de un río, se presenta un descenso del fondo en el lado exterior de la curva. Si el puente está localizado en una curva, o en una zona de meandros del río y hay posibilidad de que estos avancen y pasen bajo el puente, habrá necesidad de tomar en cuenta a esa mayor profundidad localizada en uno de los extremos de la sección transversal.

Los diversos temas para la resolución completa del problema de la socavación se han presentado en este trabajo en la forma siguiente:

En el Capítulo I, se describen dos criterios de cálculo para determinar la socavación general cuando es producida durante una avenida; uno debido a Straub y otro más elaborado propuesto por Lishtvan - Lebediev. No se indicará el valor del descenso del fondo debido a la detención del arrastre sólido, a causa de alguna obra hidráulica que pueda ser construída aguas arriba del cruce de puente.

El estudio de la socavación transversal, cuando el estrechamiento no es considerable es asimilado en el estudio de la socavación general. Es decir, las dos primeras erosiones se estudiarán en conjunto ya que las fórmulas presentadas toman en cuenta el ancho neto de la sección transversal y, algunas de estas, dan el valor de la socavación cuando las orillas no son erosionables. Dichas expresiones se utilizan para el caso del cruce de un puente, ya que se puede considerar esa sección fija a los lados por la presencia de los estribos.

Como para determinar la socavación general se requiere conocer el

valor del gasto máximo, en el apéndice I, complementario al primer capítulo se muestra el criterio de Lebedev para el cálculo de avenidas máximas. Se hace con el fin de redondear el tema y divulgar un método que ha mostrado su utilidad, y sin embargo no es muy conocido.

En el segundo capítulo se muestra la forma de conocer los valores de las máximas profundidades que se llegan a presentar en las curvas de los ríos. Las profundidades que se obtienen, sirven de dato para determinar la socavación general en la forma expuesta en el primer capítulo; sin embargo, se ha creído conveniente hablar en segundo término de la erosión en curvas por no ser un caso tan común como lo es la socavación general. Este capítulo se complementa con el apéndice II, en donde se expone un método para determinar las características de curvas estables.

En el capítulo tercero sobre socavación local al pie de pilas de puente, se presentan los resultados que se han obtenido de una serie de investigaciones llevadas a cabo en el Instituto de Ingeniería y que constituyen el tema principal de la presente Tesis. En forma separada se muestra en el apéndice III la manera de determinar la socavación al pie de los estribos. Lo anterior se ha complementado en el capítulo cuarto y último, en donde se mencionan dos formas de reducir la socavación local.

Como la magnitud de esta última socavación depende entre otros muchos factores del tirante y velocidad media en una sección inmediata aguas arriba de la pila, se hizo necesaria la presentación de los capítulos I y II, ya que primero se tendrá que conocer hasta donde ha descendido el fondo para después valorar la erosión local.

Todo el estudio está limitado para el caso en que el fondo esté formado por materiales no cohesivos, aunque para la socavación general, sí se ha expuesto la forma de determinarla para fondos formados por materiales cohesivos como limos y arcillas.

CAPITULO I

EROSION GENERAL DEL CAUCE

La construcción de un puente sobre un río, produce alteraciones en la corriente y en el fondo del cauce. Los cambios en el flujo son el resultado de la reducción del área hidráulica causada por la presencia de las pilas y estribos y, en muchos casos, por los terraplenes de acceso sobre el cauce de avenidas. Los principales cambios que se producen en el régimen de la corriente son:

- a).- Cambio de velocidad del flujo de agua en el cauce principal y en el de avenidas.
- b).- Cambio de la pendiente de la superficie libre del líquido -- aguas arriba y abajo del puente. Cuando se presenta una avenida aumenta la velocidad del líquido y como consecuencia -- aumenta la capacidad de transporte de sedimentos. Esto origina un arrastre mayor de material que hace descender el fondo del cauce o retroceder las margenes, hasta que, por aumentar la sección hidráulica y disminuir la velocidad, llegue un momento en que la capacidad de transporte del río sea la misma en cualquier sección de aguas arriba y en la sección del cruce.

Al continuar en las páginas siguientes con la explicación del cálculo de la socavación general, se hará referencia a la sección de cruce de un puente; sin embargo, el criterio es el mismo si se desea aplicar a cual-

quier sección de un río. De esta manera se dispone de un método para valuar la socavación máxima que se presenta en una sección cualquiera al paso de una avenida.

Para la determinación de la socavación general se seguirá el criterio propuesto por L.L. Lishtvan - Lebediev. Para aplicar su método, ellos hacen una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos.

1.- La primera clasificación consiste en determinar si existe un cauce principal bien definido por donde hay arrastre de fondo constante, ver figura 1, o si no está bien definido, es decir, que existe una superficie casi plana sobre la que el río escurre por varias partes al mismo tiempo. En este último caso la capacidad de transporte sólido es menor (ver figura 2).

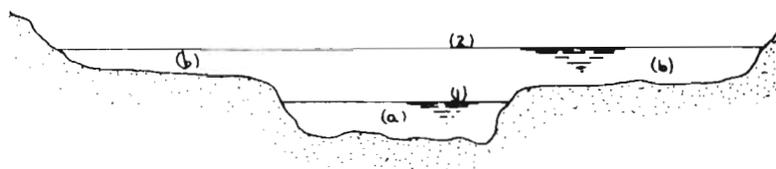


FIG. 1.- Sección de un río en que el cauce principal está definido, es decir, tiene orillas bien marcadas.

- a).- Cauce principal, con franco arrastre de material.
- b).- Cauce de avenidas, en algunas ocasiones cubiertos con algo de vegetación.
- 1.- Nivel de aguas mínimas ordinarias.
- 2.- Nivel de aguas máximas ordinarias.

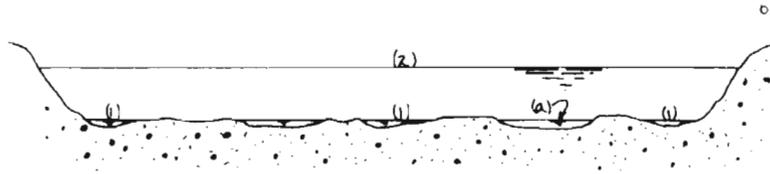


FIG. 2.- Sección de un río en que el cauce principal no está definido.

a).- Posible cauce principal.

1.- Nivel de aguas mínimas.

2.- Nivel de aguas máximas ordinarias.

II.- Una segunda clasificación toma en cuenta la naturaleza del material del fondo: cohesivo como limos y arcillas o no cohesivo como arenas, - gravas, etc.

III.- En el estudio de la socavación general se considerará además la distribución del material en el subsuelo, ya sea en homogénea (sólo un material, cualquiera que éste sea) o bien formada por estratos cada uno con materiales diferentes.

De acuerdo a lo explicado, las condiciones que hay que tomar en cuenta al realizar el cálculo aparecen condensadas a continuación:



1-A.- SOCAVACIÓN GENERAL EN CAUCES DEFINIDOS

La erosión del fondo del cauce en la sección transversal bajo un puente 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. La determinación de la erosión se hace con el siguiente criterio: al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce y más en la sección del cruce del puente por ser generalmente menor el área útil en esos lugares. El aumento de velocidad trae consigo un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente con lo que se empieza a degradar el fondo. Al descender el fondo aumenta poco a poco el área hidráulica, se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, hasta el momento en que se alcanza un estado de equilibrio.

Ese equilibrio existe entre la velocidad media de la corriente que arrastra al material y la velocidad media que se requiere para que un material de características dadas sea arrastrado. 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.

La primera velocidad está dada en función de las características hidráulicas del río; pendiente, rugosidad y tirante. La segunda en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente. Para valorar la segunda velocidad, la característica representativa que se toma en cuenta al tratarse de materiales no cohesivos, es el diámetro medio. No se considera al peso específico ya que se ha supuesto para todas las are-

$$R_{(A)} = \frac{1}{10} \left(\frac{V}{V_c} \right)^2 \left(\frac{W}{\gamma} \right) \left(\frac{1}{D} \right)$$

nas y gravas una densidad uniforme. En el caso de un suelo cohesivo se toma en cuenta el peso específico del material seco.

En la determinación de la profundidad de la erosión tanto en cauces definidos como indefinidos, se distinguirán dos casos diferentes además de los ya enunciados, según que la rugosidad sea o no la misma en toda la sección transversal del cruce. La presentación de las fórmulas de este primer capítulo se hará suponiendo un cauce con la rugosidad uniforme y sólo al final se presentarán las modificaciones que hay que hacer para el caso en que la rugosidad varíe de un claro del puente a otro o de entre una zona de la sección transversal a otra.

I-A-1.- SOCAVACION GENERAL PARA SUELOS COHESIVOS

El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar bajo un puente al pasar una avenida con un gasto de diseño Q_0 , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los cálculos subsiguientes se requiere conocer el gasto Q_0 y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección de estudio.

La determinación del gasto máximo Q_0 de diseño se realiza a partir de los datos consignados en un boletín hidrológico, mediante la aplicación de algún método como el de Creager, Gumbel etc. En el apéndice I se muestra el método de Levedev que ha probado su utilidad en varios problemas en que se ha aplicado. La presentación del método se ha hecho en forma sucinta.

La elevación que alcanza la superficie libre del agua para ese gasto, puede ser encontrada en una curva elevaciones contra gasto, en la sección considerada.

La magnitud de la erosión en suelos limosos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso, el valor

de la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dada por la expresión:

$$V_e = 0.60 \cdot \gamma_s^{1.16} \cdot \beta \cdot H_s^x \quad (1)$$

En donde:

- γ_s Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_c , en ton/m^3 .
- β Un coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor está consignado en la tabla I.
- H_s Tirante considerado a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material.
- x Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_s del material seco en ton m^3 , el cual se encuentra consignado en la tabla II. En ese mismo cuadro se indica el valor de la expresión $\frac{1}{1+x}$ que será necesaria más adelante, así como el valor del exponente X cuando el material del fondo no es cohesivo. En este último caso X es función del diámetro medio de los granos.

TABLA I

Probabilidad (en %) de que se presente el gasto de diseño.	Coficiente β
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 II

Valores de X y $1/(1+X)$ para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s	X	$\frac{1}{1+X}$	γ_s	X	$\frac{1}{1+X}$	d(mm)	X	$\frac{1}{1+X}$	d(mm)	X	$\frac{1}{1+X}$
0.40	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.43	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.76
0.46	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.26	0.78
0.46	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.50	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.53	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.56	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.58	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
1.06	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			

La variación de la velocidad media v_p de la corriente, en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede ser obtenida de analizar una franja vertical de la sección transversal, como la mostrada en la figura 3. La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto unitario en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

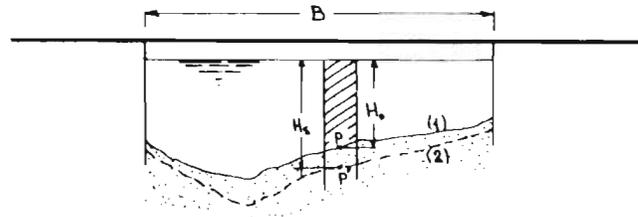


FIGURA NUM. 3

- B Ancho de la ranura de fibra.
- P Punto cualquiera en el cual se desea conocer el cambio de velocidad al aumentar el tirante.
- H_0 Tirante en el punto P antes de la erosión.
- H_5 Tirante supuesto, para el cual se desea conocer el nuevo valor de la velocidad.
- (1) Perfil antes de la erosión.
- (2) Perfil de equilibrio al terminar la erosión.

N

Considérese la ranura de espesor ΔB . El gasto que pasa por esa sección está dado según Manning por

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{1/2} H_0^{5/3} \Delta B \quad (2)$$

En donde:

S Es la pendiente del gradiente de energía.

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección el valor de $\frac{1}{n} S^{1/2}$ es constante para cualquier punto y se denominará α .

$$\Delta Q = \alpha H_0^{5/3} \Delta B \quad (2')$$

El valor de α puede ser expresado en forma general como una función del tirante medio H_m antes de la erosión, de la velocidad media en toda la sección y del gasto de diseño Q_d , ya que

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e$$

Como la corriente del agua forma vórtices cerca de las pilas y estribos del puente, se hace necesario afectar el valor de Q_0 de un coeficiente llamado de contracción, el cual se encuentra tabulado en la tabla 3.

$$Q = \frac{\mu}{n} S^2 H_m^{5.3} B_e$$

$$Q = \mu \alpha H_m^{5.3} B_e \quad (3)$$

B_e Es el 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° .

Más adelante se indicará cómo encontrar el valor de B_e que debe ser tomado en cuenta, cuando la corriente forma un ángulo cualquiera con el eje de las pilas.

H_m Tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho B_e .

De (3)

$$\alpha = \frac{Q_0}{H_m^{5.3} B_e \mu} \quad (4)$$

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse H_0 y alcanzar un valor cualquiera H_5 , la velocidad disminuye a un valor V_r . En función de la velocidad y el tirante, ΔQ en la franja ΔB está expresado por:

$$\Delta Q = V_r H_5 \Delta B$$

TABLA 111
 COEFICIENTE DE CONTRACCION μ

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
4.00 ó 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

igualando esta expresión con la (4) se tiene:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_0^{5.3} \Delta E$$

de donde la velocidad real de la corriente vale:

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5.3}}{H_s} \quad (5)$$

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, sean iguales.

$V_e = V_r$ es la condición de equilibrio.

1-A-11.- SOCAVACIÓN GENERAL EN SUELOS NO COHESIVOS.

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos formados por granos gruesos (arena - boleo), V_r tiene el mismo valor que en el caso anterior:

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5.3}}{H_s}$$

En cambio V_e está expresada por:

$$V_e = 0.6E \beta d_m^{0.26} H_s^x \quad (6)$$

En donde:

H_s Tirante considerado, en metros.

x Es un exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la tabla II.

d_m Es el diámetro medio en (mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i \quad (7)$$

En donde:

d_i Es el diámetro medio en mm. de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total -- que se analiza y P_i el peso en % de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

/ 1-A-III.- CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION EN SUELOS HOMOGENEOS

Cuando se trata de suelos homogéneos la determinación de la profundidad de equilibrio está dada por una simple expresión.

Al final de 1-A-1 se había anotado 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 al material V_e .

Únicamente se distinguen dos condiciones diferentes según sea el material, cohesivo o no.

a).- Suelos Cohesivos.- Condición de equilibrio $V_e = V_r$ en que -- V_e esta dada por la fórmula (5) y V_r por (1).

$$0.60 \beta \gamma_s^{1.18} H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s^{1+x} = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (8)$$

b).- Suelos formados por materiales no cohesivos. En este caso -- está dada por la fórmula (6).

$$V_e = V_f$$

$$0.68 \beta d^{0.28} H_s^* = \frac{\alpha H_s^{1.5} \beta}{H_{s0}}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_{s0}^{1.5} \beta}{0.68 \beta d^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1.5}} \quad (9)$$

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuánto alcanza la profundidad después de la erosión.

En la figura 4 se indican cinco puntos P_i para los cuales se quiere determinar el valor que alcanzará la socavación. Esa profundidad llega hasta el punto R_i correspondiente para cada uno de ellos. Al unir todos los puntos R_i calculados se obtiene el perfil teórico máximo que se puede alcanzar después de la erosión en esa sección.

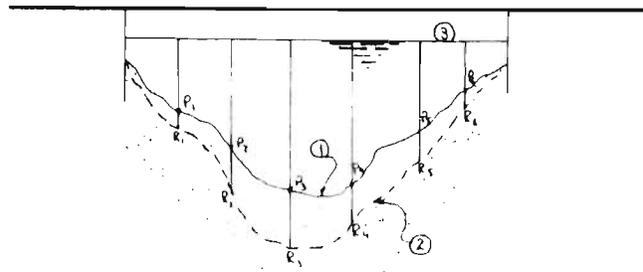


FIGURA NUM. 4

(1) Perfil transversal antes de la erosión.

- (2) Perfil transversal después de la erosión.
- (3) Nivel de aguas máximas.
- P_1 Puntos estudiados, antes de la erosión.
- h_1 Puntos teóricos que se alcanzan durante la erosión.

1-A-IV.- CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION EN SUELOS NO HOMOGENEOS.

Por suelos no homogéneos se designa aquellos que están formados por más de dos materiales distintos cualquiera que sea su diferencia y que se encuentren en estratos o capas diferentes.

Pueden estar formados por una mezcla de estratos en que unos sean de materiales cohesivos y otros de materiales no cohesivos, sin importar la distribución de ellos. O bien puede ser que únicamente existan materiales granulares, en donde la diferencia por mantos consista en diferentes diámetros o aún diferente densidad etc.

En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio se puede obtener, ya sea analíticamente a base de tanteos, o bien mediante un método gráfico-analítico.

* Método analítico por tanteos.- Escogido un punto P_1 para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la distribución geológica bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las fórmulas 6 ó 9, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continua hacia capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad H_g calculada cae dentro de él, esa " H_g " es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección (ver figura 5), que al unirse, darán el perfil teórico

del fondo una vez que se ha producido la socavación.

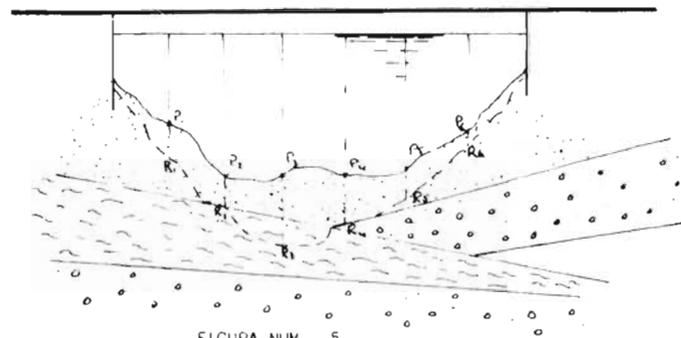


FIGURA NUM. 5

(1) .- Perfil transversal antes de la erosión.

(2) .- Perfil transversal después de la erosión.

P_i .- Puntos bajo estudio.

 Arena.

 Arena con grava.

 Limo.

* Método gráfico-analítico. - Se considera un punto P_i cualquiera a una profundidad inicial H_0 del que se conoce el estado geológico del terreno bajo él. Una vez que se conocen las profundidades de las fronteras entre los distintos estratos, se encuentra el valor de V_e con la ayuda de las fórmulas 1 ó 6 para cada material de cada estrato, en las correspondientes fronteras entre ellos. A continuación para distintas profundidades escogidas arbitrariamente se determina el valor de V_p dado por la expresión 5.

Terminadas las operaciones anteriores se llevan esos valores a un sistema de ejes coordenados de velocidades contra profundidades H_s , y se dibujan las curvas para V_e y V_p . El punto de intersección de ellas indica la

profundidad de equilibrio de la erosión y la velocidad media a la que se obtiene.

Aunque al final de este capítulo, todo lo expuesto, podrá ser visto de más objetivamente con un ejemplo, aquí se muestra esquemáticamente para un solo punto P.

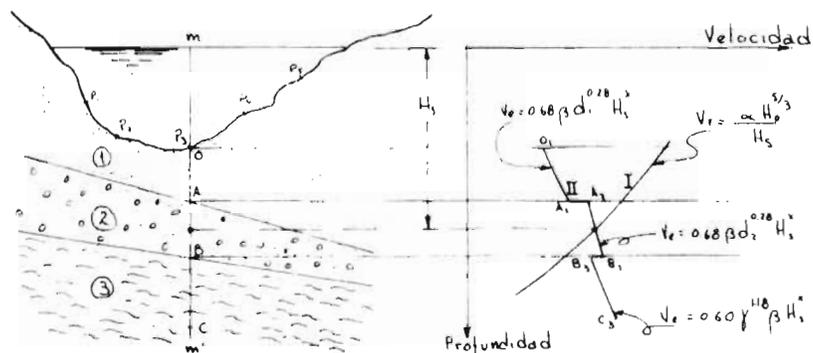


FIGURA NUM. 5'

A.- Sección transversal mostrando los distintos estratos.

B.- Curvas de v_e y v_f contra H_i para el punto P.

H_i Profundidad.

med. Vertical para el punto P.

(I) Curva que indica la variación de v_f con respecto a la profundidad.

(II) Curva que indica la variación de v_e con respecto a la profundidad tomada en cuenta el material en fondo. Esta curva fue obtenida de calcular v_e en A, B y C para otros materiales de la frontera. Así para el punto A, por ejemplo, se calcula v_e para el material (arenoso) indicado en la fig. 5' b' para el punto A₁ y una v_e para el material (arenoso y gravilla) indicado por el punto A₂ etc.

Para cada punto que desee analizarse de la sección, deberá construirse una gráfica similar a la B de la Figura 51.

1-B.- INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD.

Todo lo que hasta ahora se ha expuesto ha sido para el caso en que la rugosidad del fondo sea la misma en toda la sección transversal. En muchas ocasiones existe una diferencia grande entre el coeficiente de rugosidad del cauce principal y el de avenidas, debido principalmente a que en el segundo existe muchas veces algo de vegetación y a que los tirantes son menores. En casos extremos, la rugosidad puede variar entre un claro y otro de los formados entre las pilas del puente.

En todos esos casos, es necesario valuar el coeficiente α para cada cauce o para cada claro, el cual estará dado por la expresión:

$$\alpha_1 = \frac{Q_1}{H_1^{5/3} B_{e1} \mu} \quad (10)$$

En donde:

H_1 Es la profundidad media en metros en el tramo considerado.

B_{e1} Ancho efectivo. Si la corriente incide paralelamente al eje de las pilas, esa longitud será la del tramo considerado menos el espesor de las pilas que están dentro de él. Para el caso en que la corriente incida con un cierto ángulo θ contra el eje de las pilas (ver figura 6) la expresión más general para calcular el ancho efectivo cuando las pilas son rectangulares o se pueden asimilar a esa figura es:

$$B_{e1} = (B - \sum b_1) \cos \theta - (n + 1 - N) a \sin \theta \quad (11)$$

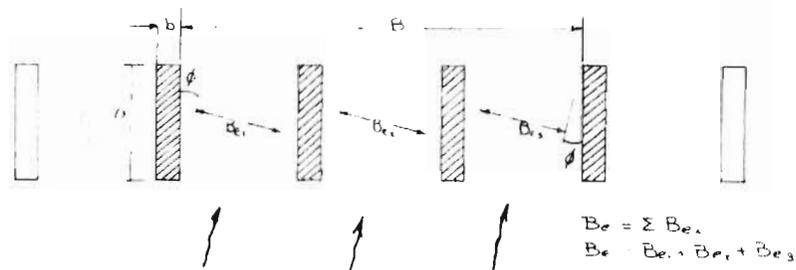


FIGURA NUM. 6

Reducción del ancho efectivo debido al desviamiento de la corriente en el cruce. Cuando la forma de la pila no es rectangular se puede encontrar B_{e_i} gráficamente. Se trazan las líneas que indican la dirección de la corriente, tangentes a las pilas, y se miden los claros que dejan.

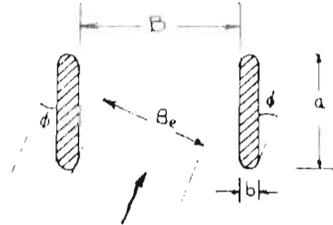
En donde:

- a Es el largo de la pila.
- $\sum b_i$ Suma de los anchos de las pilas dentro del tramo indicado por b.
- n Número de caras de las pilas dentro del intervalo α . Como ejemplo, en el caso de la figura 6, son 6.
- N Número de pilas consideradas al tomar en cuenta a n.

Si el tramo B considerado, es el claro comprendido entre dos pilas,

la fórmula (1) toma la forma:

$$B_e = \sum b_i \frac{1}{\cos \alpha} \quad (12)$$



41

Q_1 Es el gasto de agua en m^3/s . que pasa bajo el tramo i y que se calcula mediante la expresión

$$Q_1 = \frac{Q_0 A_{e1} C_1 \sqrt{H_1}}{\sum_1^n (A_{e1} C_1 \sqrt{H_1})} \quad (13)$$

$\sum_1^n (A_{e1} C_1 \sqrt{H_1})$ es la suma del producto indicado y que se ha calculado para todos los tramos bajo el puente.

A_{e1} Representa el área hidráulica efectiva en m^2 de cada tramo considerado antes de la erosión, es decir, el área hidráulica menos el área de la sección transversal de las pilas que está bajo la superficie del líquido. Si la corriente incide con un ángulo θ contra el eje de las pilas, el área que deberá tomarse en cuenta es:

$$A_{e1} = A_{neta} \cos \theta \quad (14)$$

C_1 Es el coeficiente de rugosidad de Chezy. Puede ser encontrado a partir de la expresión dada por Manning.

$$C_1 = \frac{H_1^{1/6}}{n_1} \quad (15)$$

n_1 Es el coeficiente de rugosidad de Manning en el tramo en estudio.

Otra expresión más útil para evaluar C_1 es:

$$C_1 = 148 \log. \frac{0.01}{k} \quad (16)$$

k Es el radio de las esteras que producen la misma rugosidad que el fondo en cuestión; por lo que en fondos de arena, grava etc. será igual al radio de los granos o si se han formado dunas, a la amplitud de ellas.

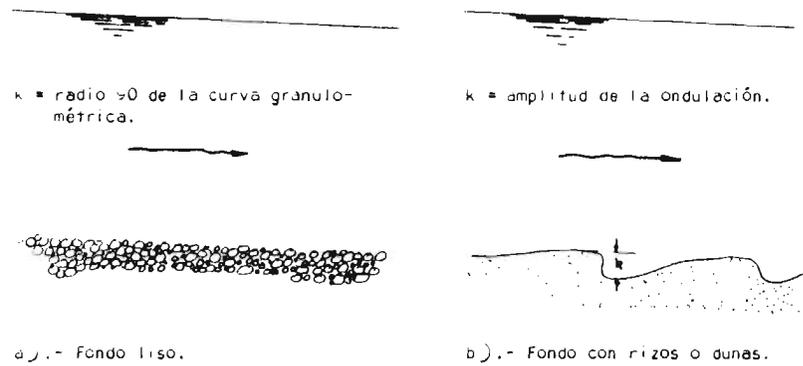


FIGURA NUM. 7.- Significado físico de k.

La ventaja del empleo de k sobre el uso del coeficiente n de la expresión de Manning, consiste en que k tiene un significado físico, lo que permite elegir un valor para él en aquellas ocasiones en que es difícil valorar a n. Además un error en el valor supuesto de n conduce a un error de la misma magnitud en C, mientras que la influencia de un error en la selección de k, hace que C tenga un error menor ya que interviene el logaritmo.

Una vez conocido el valor de α_1 para cada tramo, el valor de la erosión se calculará en forma similar a la descrita anteriormente, substituyendo ese valor en las fórmulas 4, 5 y 6 según las características del

material del fondo.

1-0.- CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL EN CAUCES INDEFINIDOS.

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

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25 \quad (17)$$

En que:

- Q_p Es el gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje y que llamaremos cauce principal.
- Q_a Es el gasto sumado que pasa por los otros cauces.

La segunda condición es que:

$$\frac{B_o}{B_r} \leq 0.80 \quad (18)$$

- B_o Es la anchura del cauce para un nivel normal del agua.
- B_r El ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas.

Para el cálculo de la socavación general en cauces no definidos se toma en cuenta no a la velocidad v_e sino a una velocidad v_c , denominada velocidad no erosionable, la cual depende también del material del fondo y del tirante de la corriente. Los valores de v_c se encuentran anotados en la tabla 5 para materiales cohesivos y en la tabla 4 para materiales no co-

hesivos.

En términos generales la velocidad V_c para cualquier profundidad es
tá dada por:

$$V_c = V_{c1} H^{0.4} \quad (19)$$

En donde:

- H Es la profundidad en m. que se ha alcanzado en el punto en estudio.
- V_{c1} Es la máxima velocidad no erosiva en m.s. cuando el tirante es de 1 m. El valor de V_{c1} también depende del material del fondo, y se obtiene de las tablas 4 y 5.

Al comparar la velocidad V_e necesaria para producir erosión en un cauce definido con la velocidad V_c necesaria para producir erosión en un cauce no definido, se ve que si se considera un diámetro o cualquiera menor de 40 mm., se nota que en el cauce definido se requiere una velocidad media V_e de la corriente mayor para producir erosión que en un cauce no definido. Lo contrario sucede cuando se trata de partículas mayores de 40 mm.

Levediev no explica la diferencia entre la velocidad V_c y V_e para iguales tirantes y diámetros, al variar el tipo de cauce. En el apéndice II se presenta otra fórmula del mismo tipo que la (6) debida a otro autor. Los valores que da esa expresión están comprendidos entre los obtenidos con la fórmula (6) y los consignados en la tabla 4.

1-C-1.- CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION PARA CAUCES NO DEFINIDOS CON MATERIAL HOMOGENEO

En el caso de que el fondo esté formado por material homogéneo el equilibrio se obtiene cuando $V_c = V_r$.

TA. LA. NUM. 17

VELOCIDADES MÍNIMAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA, QUE SON ADMISIBLES (NO EFECTIVAS) PARA SIELOS DE COLECTIVOS M/.

	DIÁMETRO MEDIO - DE LAS PARTÍCULAS - EN MM	TIRANTE MEDIO DE LA CORRIENTE EN (M)					
		0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	MÁS DE 10
POLVO Y LIMO	0.005 - 0.05	0.15 - 0.2	0.2 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
ARENA FINA	0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.3 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.90
ARENA MEDIA	0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
ARENA GRUESA	1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
GRAVILLA FINA	2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.95	0.85 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
GRAVILLA MEDIA	5.0 - 10	0.80 - 0.90	0.95 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
GRAVILLA GRUESA	10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
GRAVA FINA	15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.50 - 1.75	1.65 - 2.00	2.00 - 2.30
GRAVA MEDIA	25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
GRAVA GRUESA	40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
GUIJARRO FINO	75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.90	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
GUIJARRO MEDIO	100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.90
GUIJARRO GRUESO	150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
CANTO RODADO FINO	200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
CANTO RODADO MEDIO	300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
CANTO RODADO GRUESO	400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20

T A B L A N O V

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES (1.0 EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS M/S

CATEGORÍA DE LOS SUELOS	PORCENTAJE DEL CONTENIDO DE PARTÍCULA	SUELOS POCO COMPACTOS, PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO HASTA 1.66 T/M ³				SUELOS MEDIANAMENTE COMPACTADOS, PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO, 1.20 A 1.66 T/M ³				SUELOS COMPACTOS, PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO, DE 1.66-2.04 T/M ³				SUELOS MUY COMPACTOS, EL PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO DE 2.04-2.14 T/M ³								
		0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0					
		PROFUNDIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE EN M:																				
		< 0.075				0.075-0.15				0.15-0.3				0.3-0.6								
ARCILLAS, TIERRA-	30-70	70-90					0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.8	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
FUERTEMENTE ARCILLOSAS	20-70	70-90					0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
TIERRAS LIGERAMENTE ARCILLOSAS	10-70	70-90					0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
SUELOS DE ALUVIÓN																						
ARCILLAS MASOSAS							0.6	0.7	0.8	0.95	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.5	1.7			
TIERRAS ARENOSAS	5-10	10-30	SEGÚN LA TABLA IV EN RELACIÓN CON EL TAMAÑO DE LAS FRACCIONES ARENOSAS.																			

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5.3}}{H_s} = V_c$$

$$H_s = \frac{\alpha H_0^{5.3}}{V_c} \quad (20)$$

En donde V_c se toma de las tablas 4 y 5 o bien, si se sustituye V_c por el valor expresado en la fórmula 19.

$$H_s = \frac{\alpha H_0^{5.3}}{V_{cl} H_s^{0.20}}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5.3}}{V_{cl}} \right)^{0.633} \quad (21)$$

I-C-II.- CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION PARA CAUCES - NO DEFINIDOS FORMADOS POR MATERIAL NO HOMOGÉNEO

Para el caso de un suelo heterogéneo y para un subsuelo geológicamente estratificado, la profundidad de la erosión general en una vertical cualquiera de la sección transversal se obtiene mediante cualquiera de los dos procedimientos descritos al tratar cauces definidos. Tanto en el método de tanteos como en el gráfico-analítico las expresiones a tomar en cuenta son:

$$V_c = V_r$$

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5.3}}{H_s}$$

$$V_c = V_{cl} H_s^{0.20}$$

I-D-I.- CAUCES FORMADOS EN MATERIAL ROCOSO

La erosión de un fondo rocoso se presenta cuando la velocidad de

T A B L A N O VI ^{Va}

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA, QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS ROCOSOS, M/SEG .

DENOMINACIÓN DE LOS SUELOS	PROFUNDIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE EN METROS			
	0.4	1.0	2.0	3.0
CONGLOMERADO, MARGA, PIZARRA.	2.0	2.5	3.0	3.5
CALIZA POROSA, CONGLOMERADO COMPACTO, - CALIZA LAMINADA, CALIZA ARENOSA, CALIZA.	3.0	3.5	4.0	4.5
ARENISCA, CALIZA COMPACTA, CALIZA DE - - SÍLICE, MÁRMOL.	4.0	5.0	6.0	6.5
GRANITOS, BASALTOS, CUARCITAS,	15.0	18.0	20.0	22.0 *

La corriente es mayor que aquella que desgasta al material. Para tener una idea de las velocidades capaces de erosionar un material rocoso se dan algunos valores en la tabla VI.

En este caso la solución difiere de las anteriores puesto que al paso de una sola avenida no se tiene un desgaste grande. Aquí interviene el tiempo como factor fundamental. El conocimiento de los valores dados en la tabla VI más dan idea del peligro de desgaste, que del valor que puede alcanzar el mismo al presentarse una avenida.

Si el valor de la velocidad del agua en algún punto de un río cuyo fondo es rocoso, es cercano o mayor al valor de la velocidad que produce desgaste, y se desea conocer su magnitud, o cuanto hay que desvastar para que no se produzca, se puede calcular teóricamente el tirante que se debe tener en la zona, tomando en cuenta las condiciones de aguas arriba y abajo de la zona en estudio, tal que la velocidad del agua descienda hasta un valor por debajo del crítico.

El cálculo se hace mediante la expresión:

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

cuyo valor debe ser menor al valor de V_d dado en la tabla 6.

$$\frac{\alpha H_o^{5,3}}{H_s} < V_d$$

$$H_s > \frac{\alpha H_o^{5,3}}{V_d}$$

En este caso hay que tomar en cuenta el valor medio de los gastos que dan velocidades mayores que las críticas de desgaste. Esto hará que se tome en el cálculo un α medio y no el valor de α máximo.

El desgaste de un manto rocoso se debe tanto a la velocidad de la corriente, como a la acción erosiva de las partículas sólidas que arrastra. La acción del golpeo de los granos contra la roca puede llegar a ser mucho más importante que la velocidad de la corriente, sobre todo cuando esa velocidad es fuerte pero menor que la crítica de desgaste.

No se conoce una relación que permita fijar la acción de desgaste de las partículas arrastradas, por lo que es necesario hacer mediciones directas del descenso del nivel del fondo rocoso durante un período determinado de tiempo.

1-E- EFECTO EN LA SOCACION CUANDO LA CORRIENTE ARRASTRA MUCHO MATERIAL EN SUSPENSION

Para cauces formados de materiales no cohesivos, y cuando por las condiciones de aguas arriba la corriente arrastra en suspensión materiales arcillosos o limosos, se tiene una reducción en la profundidad de la socación para la misma velocidad media. Esto puede ser debido a que para levantar a una partícula cualquiera, se necesita un cierto grado de turbulencia que es función de la velocidad de la corriente entre la viscosidad cinemática del líquido. Cuando este trae mucho limo o arcilla en suspensión, aumenta su peso específico y su viscosidad, con lo que disminuye el grado de turbulencia de la corriente. Por lo tanto, si para un tirante dado se desea tener una condición que provoque la misma erosión que en el caso de aguas más limpias se requiere que la velocidad media aumente. Esto se toma en cuenta al introducir en la fórmula 6 al coeficiente ψ que depende del valor de γ_m de la mezcla agua-materiales en suspensión.

$$V_e = 0.68 \text{ dm}^{0.28} \psi \beta H_s^x \quad (22)$$

Esto hace que para suelos homogéneos, la expresión (23) tome la forma

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot U^{0.5} \cdot \beta}{0.66 \cdot \text{cm}^{0.25} \cdot \psi \cdot \beta} \right)^{1.1 + x} \quad (23')$$

TABLA VII

Valor del coeficiente ψ en función de γ_m

γ_m (T m ³)	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

1-F.- RECOMENDACIONES BREVES

Se ha mostrado el método de Lischvan - Levediev para determinar la socavación general. Cuando se aplica a una sección cualquiera no alterada de un río y si la frecuencia del gasto de diseño es de 25 a 50 años como máximo, se nota que el fondo desciende poco. Pero cuando se construye una obra que reduce el área hidráulica útil, las erosiones que se pueden presentar son de consideración.

Las erosiones teóricas calculadas se pueden presentar con facilidad, que 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 mayores que las calculadas en esos materiales porque la corriente, al pasar en un momento dado, una capacidad de erosión.

Una de las principales ventajas del método expuesto es considerar

que al pasar una avenida, el gasto unitario en cualquier parte de la sección se mantiene constante mientras dura el proceso erosivo. Sin embargo, 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 allí un descenso del fondo más rápido. Esto hará que después de un cierto tiempo sea mayor el gasto unitario 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 por la teoría.

No se puede precisar el grado de exactitud de todas las fórmulas y criterios propuestos ya que han sido aplicados en contados casos en nuestro medio, y sobre todo a que no se ha realizado ninguna observación en algún puente recién construido.

Para realizar esas observaciones, la forma más sencilla podía consistir en una serie de perforaciones efectuadas durante el estiaje, que después se rellenarían de un material distinto al del suelo, polvo de ladrillo por ejemplo. En la siguiente época de secas se harían unos pozos en el sitio de las perforaciones hasta alcanzar la profundidad en la que ese material no haya sido arrastrado, profundidad que marcaría el nivel hasta donde el fondo descendió durante la máxima avenida del año anterior. Para localizar fácilmente esos pozos se podría hincar un tubo o varilla metálica de 3.4" en toda la profundidad del pozo, dejándola sobresalir 1.02 metros del nivel actual del fondo. Estos pozos permitirían realizar observaciones en años posteriores siempre y cuando los nuevos gastos máximos sean mayores que los pasados desde que se construyó el pozo.

Fig. 1-G.- METODO DE STRAUB

Si se desea conocer en forma rápida cuánto desciende el fondo de un cauce cuando en esa sección se ha reducido el área útil con alguna obra se puede aplicar el método propuesto por Straub.

El supone que se cumple el principio de continuidad entre una sección aguas arriba y la de estudio, así como que la rugosidad es la misma en ambas secciones. Si se denominan con un subíndice (1) a las características de aguas arriba y con dos a las características de la sección reducida se cumple según Manning que:

$$Q = \frac{1}{n} B_1 H_1^{5/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} B_2 H_2^{5/3} S^{1/2} \quad (24)$$

Por otro lado, se debe cumplir que el arrastre de fondo sea el mismo en ambas secciones cuando la sección reducida se llega a estabilizar. De acuerdo al criterio de DuBoys se obtendrá que:

$$Gr = \psi' B_1 \tau_1 (\tau_1 - \tau_c) = \psi' B_2 \tau_2 (\tau_2 - \tau_c) \quad (25)$$

En donde:

Gr Transporte sólido en el fondo en Kg. por segundo por metro de ancho.

ψ' Coeficiente obtenido por Straub que se encuentra en la gráfica de la figura E. Está en función del diámetro de las partículas del fondo expresado en mm.

$B_{1,2}$ Ancho de las secciones 1 ó 2, en m.

$\tau_{1,2}$ Esfuerzo cortante en el fondo de las secciones 1 ó 2 en kg/cm^2 .

τ_c Esfuerzo cortante producido por la corriente en el fondo, capaz de iniciar el arrastre de las partículas que lo forman. Se puede encontrar en la figura E en función del diámetro de los granos del fondo.

De la ecuación (24) y recordando que $\tau = \gamma H$, se puede llegar a:

o:

$$B_1 H_1^{7/6} \tau_1^{1/2} = B_2 H_2^{7/6} \tau_2^{1/2}$$

$$\tau_2 = \frac{B_1^2}{B_2^2} \frac{H_1^{7/3}}{H_2^{7/3}} \tau_1 \quad (26)$$

por otro lado, la ecuación (25) se puede escribir

$$B_1 \tau_1 (\tau_1 - \tau_c) = B_2 \tau_2 (\tau_2 - \tau_c)$$

$$\tau_2^2 - \tau_c \times \tau_2 - \frac{B_1}{B_2} \tau_1 (\tau_1 - \tau_c) = 0$$

$$\tau_2 = \frac{\tau_c + \left[\tau_c^2 + 4 \frac{B_1}{B_2} \tau_1 (\tau_1 - \tau_c) \right]^{1/2}}{2} \quad (27)$$

igualando 26 y 27

$$\frac{B_1^2}{B_2^2} \frac{H_1^{7/3}}{H_2^{7/3}} \tau_1 = \frac{\tau_c + \left[\tau_c^2 + 4 \frac{B_1}{B_2} \tau_1 (\tau_1 - \tau_c) \right]^{1/2}}{2}$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^{6/7} \left\{ \frac{\tau_c}{\tau_1} + \frac{\left[\left(\frac{\tau_c}{\tau_1} \right)^2 + 4 \frac{B_1}{B_2} \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_1} \right) \right]^{1/2}}{2} \right\}^{3/7} \quad (28)$$

Si esta ecuación se lleva sobre un sistema coordenado donde los parámetros por representar sean $\frac{H_1}{H_2}$, $\frac{\tau_c}{\tau_1}$ y $\frac{B_1}{B_2}$, se obtiene una gráfica como la que aparece en la figura 9 y que permite encontrar a H_2 a partir de los otros valores conocidos.

De la observación de la gráfica se puede proponer una expresión más simple, ya que se ve que el fenómeno es relativamente independiente de la relación τ_c / τ_1 . Si en la ecuación 28 se hace a $\frac{\tau_c}{\tau_1} = 0$ se obtiene:

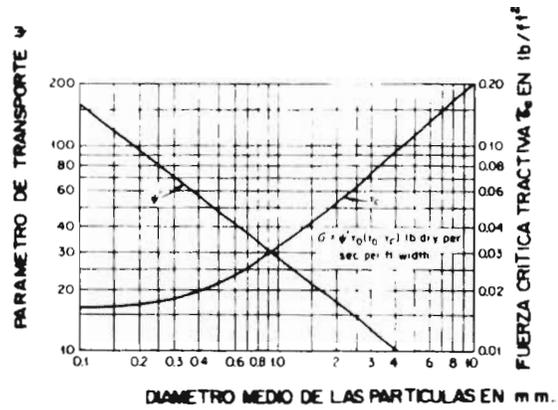


FIG. 8. - PARAMETRO DE TRANSPORTE Y FUERZA CRITICA TRACTIVA PARA LA ECUACION DE TRANSPORTE DE DUBOIS.

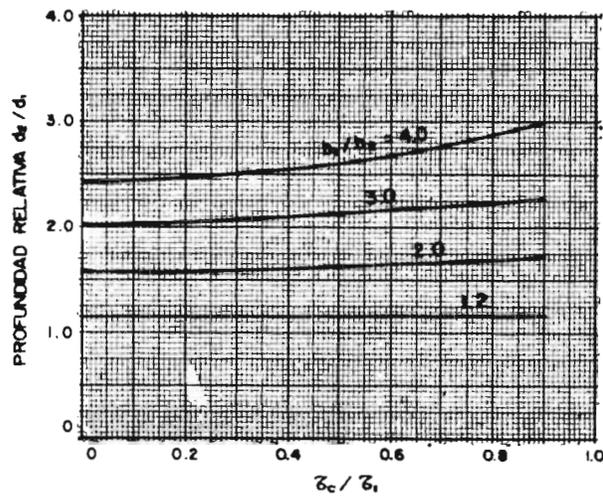


FIG. 9. - PROFUNDIDADES RELATIVAS CONTRA τ_c/τ_s EN CONTRACCIONES

$$\frac{r_1^2}{r_2^2} = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.14} = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} \quad (29)$$

ecuación que según su autor ha sido comparada con experiencias realizadas en el laboratorio y observaciones de campo, obteniendo resultados razonablemente buenos.

Este método permite formarse una idea del posible descenso que sufrirá el fondo en una sección reducida, antes de aplicar el criterio de Lischitzky-Levdiev, únicamente para secciones con material homogéneo.

1-H.- EJEMPLOS NUMERICOS

Con el fin de aclarar convenientemente lo explicado sobre la socavación general se desarrollarán dos ejemplos, uno para suelo homogéneo y otro para una condición estratigráfica cualquiera. Ambos ejemplos son de cauces bien definidos.

Ejemplo 1°.- Se trata de calcular la socavación general en la sección de un cauce formado por material granular distribuido en forma homogénea hasta una profundidad grande. En esa sección se tiene una rugosidad uniforme a todo lo ancho.

La determinación de la erosión se desea hacer para un gasto de $1600 \text{ m}^3/\text{s.}$, el cual se ha calculado tiene una frecuencia de una vez en cada 100 años. Cuando ese gasto se presente, la superficie del agua alcanzará la elevación 110.

Se dispone de la sección transversal antes de ocurrir la avenida según se muestra en la figura 10. Así mismo, se indica en donde se harán en las perforaciones para obtener las muestras del material del fondo.

El análisis de las muestras del fondo tomadas a distintas profun-

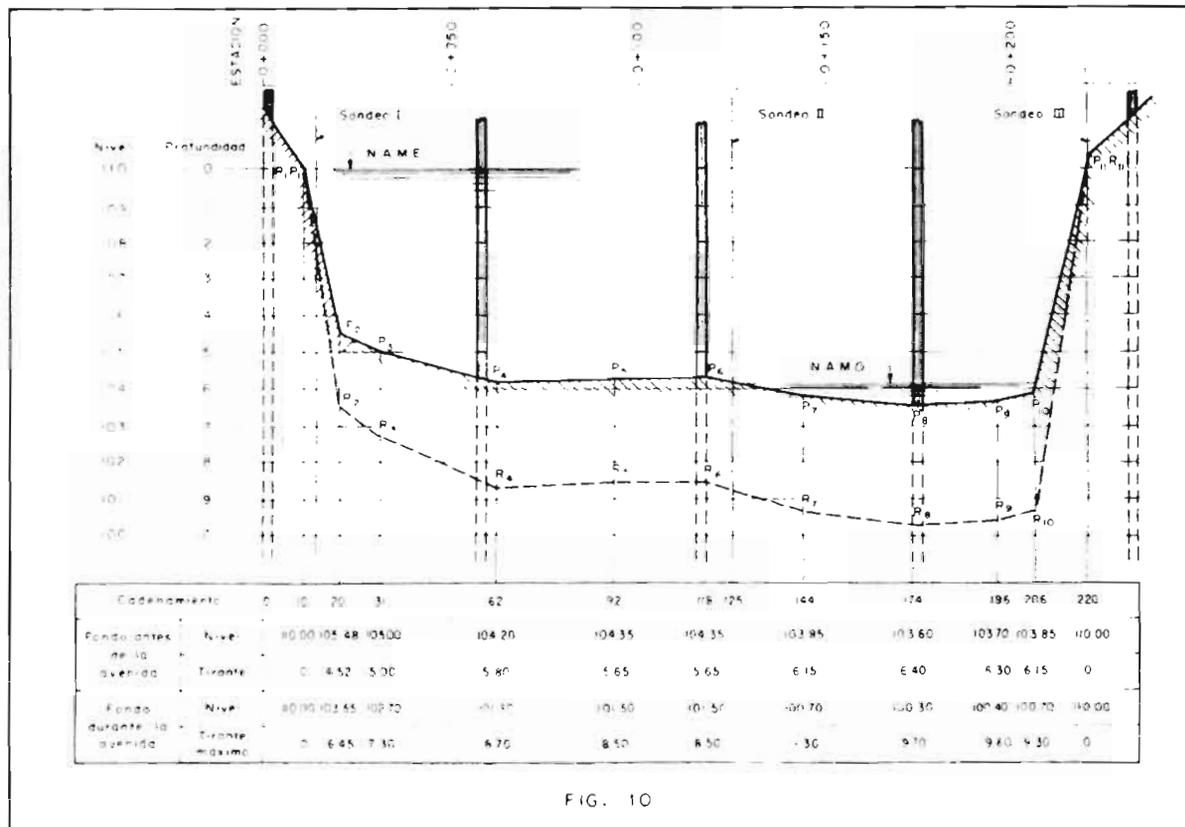


FIG. 10

didades en los sitios indicados en la figura 10, dió como valor medio representativo $d_m = 0.33$ mm. Como se aprecia en la figura y descontados el ancho de las pilas se obtiene un ancho medio de 205 m. Al dividir el área hidráulica útil entre esa magnitud se obtiene el tirante medio de la sección, - - igual a 5.20 m.

Como la frecuencia es 1 en 100, β vale 1 y de la tabla III se obtiene para una separación entre pilas de 50 m, y un tirante mayor de 4 m, - un valor de $\mu = 0.98$.

Se calculará primero el coeficiente de distribución del gasto con ayuda de la fórmula 4.

$$\alpha = \frac{Q}{H_m^{5/3} \beta \mu} = \frac{600}{(5.20)^{5/3} 205 \times 0.98} = \frac{1800}{15.60 \times 205 \times 0.98}$$

$$\alpha = \frac{1800}{3134} = 0.57$$

La variación de la profundidad de la erosión está dada para suelos homogéneos por:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.66 d_m^{0.28} \beta} \right)^{1/(1+X)}$$

El valor de X para suelo no cohesivo de diámetro de 0.33 mm, obtenido en la tabla II es igual a 0.41 y, $\frac{1}{1+X}$ igual a 0.71

$$H_s = \left(\frac{0.57 H_0^{5/3}}{0.66 \times 0.33^{0.28}} \right)^{0.71}$$

$$H_s = 1.140^{0.71} H_0^{1.667 \times 0.71}$$

$$H_s = 1.077 H_0^{1.16}$$

Con ayuda de esta fórmula se calculan varias profundidades H_s de la socavación para distintas profundidades H_0 iniciales del fondo; como por ejemplo 3, 4, 5, 6 y 7 m. Los valores de H_s son los siguientes:

H_0	$H_0^{1.16}$	H_s
2	2.27	2.4
3	3.66	4.02
4	5.13	5.63
5	6.66	7.33
6	8.30	9.11
7	9.95	10.92

Con la ayuda de las columnas 1 y 3 se construye la gráfica H_s - - contra H_0 que se muestra en la figura 11.

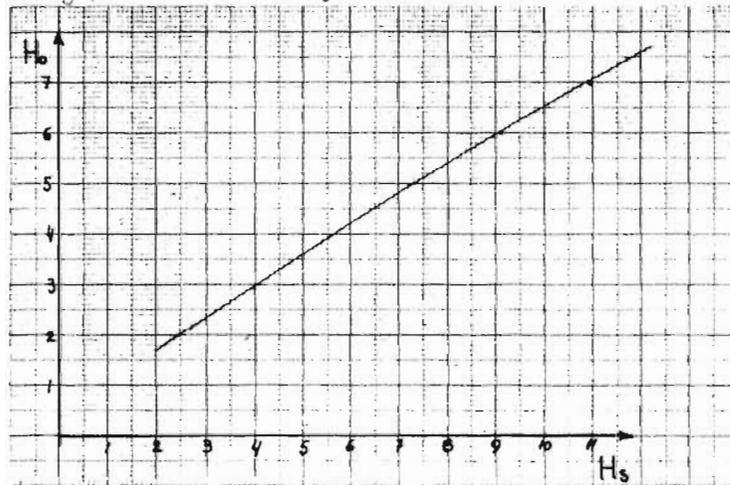


FIGURA NUM. 11.- Curva de H_s contra H_0 para la sección en la foto.

En la figura 9, se fijan también los puntos P_i en donde se desea conocer la magnitud de la socavación. Abajo del dibujo se indican para cada uno de los puntos P_i su nivel y su profundidad antes de la erosión con respecto al nivel de la papeta del dibujo para el caso de diseño, que corresponde a la erosión $T=100$.

Con esos datos y con ayuda de la curva anterior se obtiene el h_p para cada punto, cuyo valor se ha anotado en la figura 10, abajo del correspondiente T por medio de h_p . Allí mismo se indican también las elevaciones que corresponden a esas profundidades, así como la posición del cadenamiento de los puntos P_i respecto a su origen colocado en la margen izquierda.

En el dibujo se miden las distancias H_p para cada vertical estudiada con lo que se obtienen los puntos P_p , que al unírlos, dan el perfil h_p de hasta donde puede alcanzar la erosión.

Ejemplo 2º.— Determinar la profundidad de la socavación general en la sección bajo un puente. El suelo es heterogéneo con la estratificación representada en la figura 11, y la rugosidad puede considerarse la misma en toda la sección.

Los datos de escorrentía, dimensiones de la sección y características del suelo son:

El gasto de diseño para un período de retorno de 100 años es $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, el ancho del cauce es $B = 153 \text{ m}$. La profundidad media en la sección es $5,00 \text{ m}$. Como resultado de los sondeos se obtuvo un diámetro medio para las arenas finas $d_f = 0,50 \text{ mm}$, y para las arenas gruesas $d_g = 2,50 \text{ mm}$. En los cueros cónicos que el peso volumétrico del material seco es $\gamma_s = 1,70 \text{ ton/m}^3$ (ver tabla 1).

En la figura 12 se muestra el perfil de la sección transversal h_p

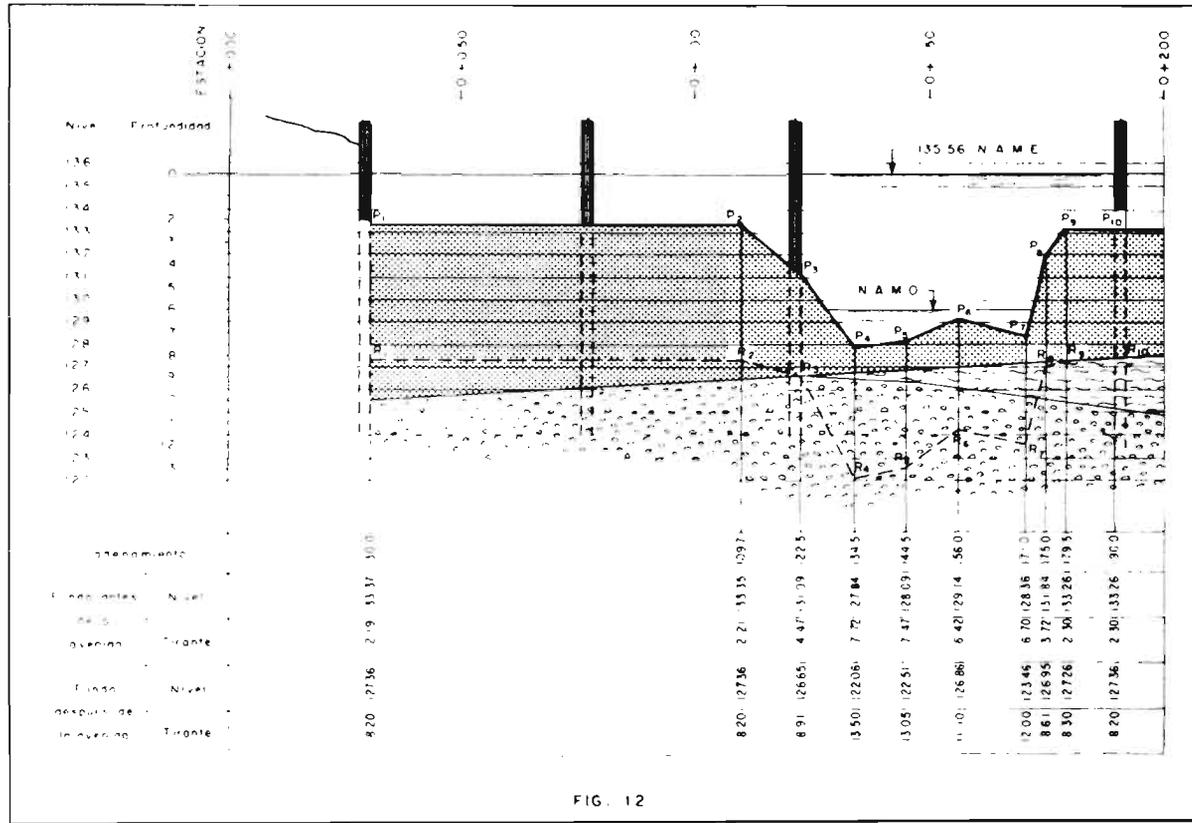


FIG. 12

jo el puente, la posición de las pilas, el nivel de la superficie del líquido al pasar la avenida, la colocación de los estratos, y el material de que están formados. Además se han marcado con líneas verticales los sitios en donde se desea encontrar el valor de la profundidad de la socavación.

De lo anterior y con ayuda de las tablas (I) y (II) se obtiene el valor de $\beta = 1$ y del coeficiente de reducción $\mu = 0.96$.

El cálculo se realiza en la forma siguiente: Se determina el coeficiente α de distribución del gasto, el cual se obtiene a partir de:

$$\alpha = \frac{Q_{ej}}{H_{m5.3}^5 \beta \mu} = \frac{2,500}{5.02^{5.3} 1.53 \times 0.96}$$

$$\alpha = \frac{2,500}{2,219.11} = 1.127$$

Como dos son los métodos que se han expuesto para el cálculo de la profundidad de la erosión, se mostrará el procedimiento por tanteos para un punto P_1 cualquiera por ejemplo el P_6 , y el método grafométrico para el punto P_7 .

1. a) .- Método analítico por tanteos.

Con el fin de conocer las elevaciones de las fronteras entre estratos conviene tomar una tabla como la VIII.

Por el método de tanteos se calcula la profundidad para cada estrato a partir del superior, con ayuda de las fórmulas (I) y (II), y cuando se obtiene una profundidad tal que cae dentro del estrato estudiado, se ha obtenido la H_5 buscada.

Tabla V.11.- PROFUNDIDADES DE LAS FRONTERAS DE LOS DIFERENTES ESTRATOS, TOMADOS DESDE EL NIVEL DEL AGUA PARA EL CASO TC DE DISEÑO.

Estrato	Frontera	P.L.T.C.S						
		1	2	3	4	5	6	7
Fondo antes de la construcción		2.19	2.21	2.41	2.72	2.47	2.42	2.70
1	Superior	2.18	2.20	2.40	2.72	2.47	2.42	2.70
1	Inferior	0.00	0.20	0.00	0.75	0.20	0.70	0.58
2	Superior					0.20	0.70	0.58
2	Inferior					0.23	0.50	0.95
3	Superior	0.00	0.20	0.00	0.75	0.20	0.50	0.5
3	Inferior						0.00	0.00

Punto F₁:

Primer estrato: Arena fina con $d_5 = 0.50 \text{ mm}$. De la tabla V.11, $H_1 = 0.20 \text{ m}$

relación de $\alpha = 0.4$, $\frac{1}{1 + \alpha} = 0.7$

$$z_1 = \left(\frac{\alpha \cdot \beta \cdot H_1}{0.001 \cdot 0.001 \cdot \beta} \right)^{1/3} + \alpha$$

Segundo estrato:

$$z_2 = \left(\frac{0.4 \cdot 0.7 \cdot 0.20 \cdot 0.001}{0.001 \cdot 0.001} \right)^{1/3} + 0.4 = \left(\frac{0.056}{0.001} \right)^{1/3} + 0.4$$

$$z_2 = 0.4 + 0.38$$

$$z_2 = 0.78 \text{ m}$$

Por lo tanto, la profundidad de la frontera superior del segundo estrato es de 0.78 m.

ción erosiva continúa hacia abajo.

Segundo estrato.- Material arcilloso, $\gamma_s = 1.70 \text{ ton/m}^3$. De la tabla II; $X = 0.38$, y $1/(1+X) = 0.77$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5.3}}{\beta 0.60 \gamma_s^{1.18}} \right)^{1.1+X} = \left(\frac{25.02}{0.60 \times 1.70^{1.18}} \right)^{0.77}$$

$$H_s = \left(\frac{25.02}{1.122} \right)^{0.77}$$

$$H_s = (22.46)^{0.77} = 10.90 > 9.51 \quad \therefore \text{La erosión prosigue.}$$

Tercer estrato.- Arena gruesa $d_m = 2.50 \text{ mm.}$ de la tabla II; - - -
 $X = 0.38$ y $1/(1+X) = 0.72$

$$H_s = \left(\frac{25.02}{0.66 \times 2.50^{0.26}} \right)^{0.72} = \left(\frac{25.02}{0.679} \right)^{0.72} = (28.46)^{0.72}$$

$$H_s = 11.10$$

Este valor cae dentro del tercer estrato ($9.51 < 11.10 < 12.81$), -
 por lo tanto a esa profundidad se logra el equilibrio. La profundidad de la
 erosión general en el punto P_6 vale:

$$H_s = 11.10 \text{ m.}$$

El segundo método se aplicará completo para el punto P_7 .

Método gráfico-analítico.- Consiste en determinar V_e para cada --
 frontera entre estratos y para cada material.

Para facilitar el procedimiento se construye una tabla como la 51

g) donde

Tabla IX

VERTICALES EN EL PUNTO P₇

$$\text{valores de } v_e = \begin{cases} v_e = 0,05 \operatorname{arctg} \left(\beta \gamma_s^\lambda \right) \\ v_e = 0,05 \gamma_s^{1,12} \left(\beta \gamma_s^\lambda \right) \end{cases}$$

d.

ESTRATO	Fractura	m_s	γ_s	arctg	γ_s	$\gamma_s^{1,12}$	λ	m_s^λ	v_e
1	Superior	0,70	0,50	0,22	-	-	0,41	2,12	1,22
	Inferior	1,30	0,50	0,22	-	-	0,41	2,12	1,22
2	Superior	1,50	-	-	1,70	1,67	0,30	1,13	2,14
	Inferior	1,15	-	-	1,70	1,67	0,30	1,13	2,14
3	Superior	1,15	2,50	1,22	-	-	0,22	2,13	2,10
	Inferior	11,00	2,50	1,22	-	-	0,22	2,14	2,10
4	Superior	12,00	2,50	1,22	-	-	0,22	2,13	2,10
	Inferior	13,00	2,50	1,22	-	-	0,22	2,16	2,13

Por otro lado, los valores reales de la velocidad de la corriente a cada nivel de altura el fondo se obtienen de la expresión 5,

$$v_r = \frac{\alpha \tau_0^{5/2}}{m_s}$$

y para el punto P₇

$$v_r = 1,127 \frac{10^{5/2}}{m_s} \quad \therefore \quad v_r = \frac{67,2}{m_s}$$

Se escogen distintas m_s , de acuerdo a los valores que ocurren a cada

con la socavación.

TABLA X

n_s	V_r
9	3.02
10	2.72
11	2.46
12	2.26
13	2.06

Sobre un sistema de ejes coordenados, velocidades contra profundidades, se trazan dos curvas. La primera para V_c , con ayuda de las curvas H y V_c de la Tabla IX, y la segunda que indica la variación de la velocidad V_r de la corriente con la profundidad, con ayuda de la tabla (X).

El punto donde las dos curvas se cruzan indica a que profundidad se detiene la erosión y se alcanza el equilibrio.

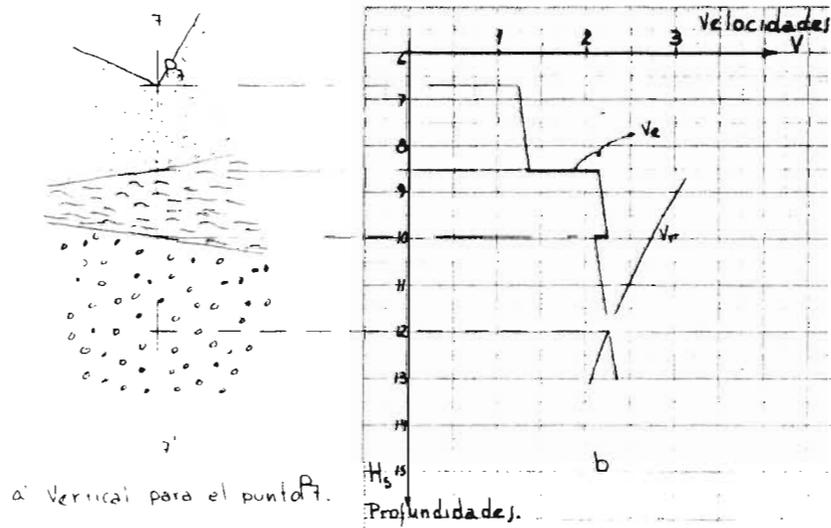


FIG. 13

a).- Vertical para el punto P_7 donde se muestran las fronteras entre los estratos.

b).- Curvas de V_e y V_r contra profundidades alcanzadas.

Donde se cruzan, se tiene la profundidad de equilibrio.

Lo mismo se realiza para cada uno de los puntos P_i restantes. Al llevar todos los valores obtenidos a la figura (12) se obtienen los puntos R_i que al unirlos dan el perfil probable que el cauce tomará durante el paso de la avenida (línea punteada).

CAPITULO II

EROSION EN CURVAS

El cauce de un río nunca es permanente sino que va sufriendo alteraciones debidas, entre otras causas, a su acción erosiva en el extrados de las curvas, a que en las zonas donde disminuye su velocidad aumenta el depósito de materiales, lo que a su vez disminuye el paso del caudal sobre dicha zona, etc.; y principalmente, a que el gasto que transita por él tampoco es constante, con lo que varía en cada momento su acción erosiva y su capacidad de transporte.

La sección transversal del cauce en cualquier punto también cambiará, y con ello la focalización del canal principal que es donde existen las mayores profundidades y al mismo tiempo, donde se presentarán las máximas socavaciones cuando ocurra una avenida.

Si al proyectarse un puente, éste pasa sobre una sección de la curva de un río, y ella es estable (ver apéndice II "Estabilidad de Curvas"); la profundidad máxima que se obtenga durante una avenida dependerá del perfil que el fondo tenga en ese momento, y podrá ser valuado en la forma expuesta en el capítulo I. Pero en el caso de que un puente esté en un tramo recto, y exista la posibilidad de que alguna curva o meandro avance y lo cruce, o bien, si se desea rectificar el cauce de un río, en un tramo que comprenda al cruce de un puente y éste después de la rectificación queda sobre la curva, se necesitarán calcular las nuevas profundidades que se puedan esperar en el río en esas condiciones. Con los nuevos valores obtenidos, la socavación máxima durante una avenida, se determinará con el criterio señal

do en el Capítulo I.

En términos generales de acuerdo con la forma de las curvas que -
tiende a formar un río se pueden establecer tres grandes grupos.

Primero.- Ríos con meandros de llanura.

Segundo.- Ríos sin meandros.

Tercero.- Ríos con cauces errantes.

II-A.- RÍOS DE LLANURA, CON MEANDROS

Son aquellos en los que en planta se observa la formación de curvas pronunciadas y regulares, ver figura núm. 15. Teóricamente pueden ser --
ríos que pueden formar meandros aquellos en los cuales el número de Froude -
de la corriente para condiciones medias alcanza un valor entre 0.20 y 0.02;-
y cuyo exponente de forma, se encuentre entre 0.50 y 0.75.

Este exponente "m" aparece en la fórmula de V.G. Glushkok, quien -
al comparar el ancho y el tirante de muy diversos ríos llegó a obtener una -
expresión que los relaciona,

$$\frac{B^m}{H} = K \quad (30)$$

En donde:

B Ancho de la superficie libre del río.

H Tirante medio = $\frac{\text{Area}}{B}$

K Coeficiente que depende de la naturaleza del cauce.

Para ríos cuyas orillas son muy resistentes, es decir, que son di-
fícilmente erosionables, K varía entre 3 y 5.

Para ríos cuyas orillas son muy fácilmente erosionables, K varía -

en el 100 por 100.

Para los tirantes a través de material unificado y sección igual puede resolverse en plantas horizontales (11) y (12).

Por lo general para una primera aproximación se puede considerar $\mu = 0.6$. En ese caso el valor de $m^{(1)}$ puede ser encontrado fácilmente con ayuda de los gráficos de la figura número 14 en función de n y m ó viceversa.

El exponente variable m puede también determinarse con ayuda de la fórmula de Christ, que aparece en el capítulo 11.

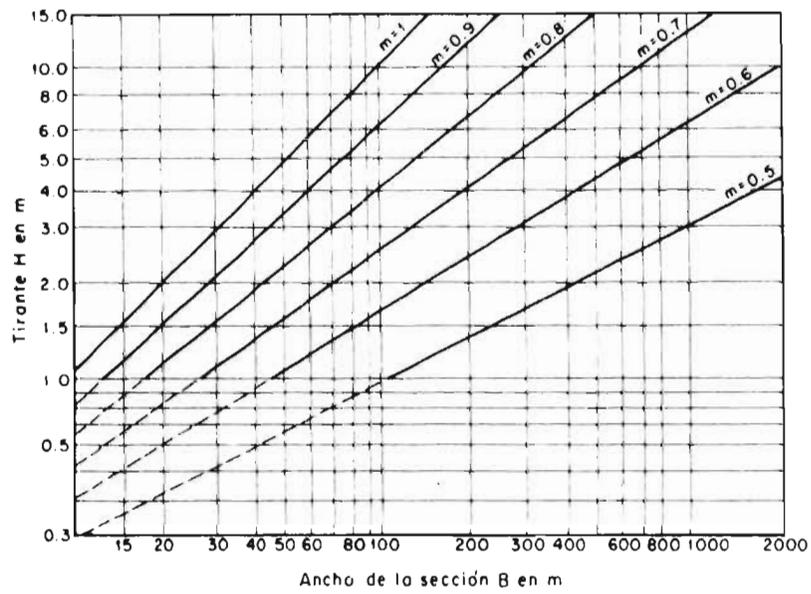


FIGURA 14. Gráfico que permite encontrar el valor del exponente m en función de n . Cuando $n = 10$.

Al construir un puente sobre un río que cumple con las características anteriores y aunque en el momento de la construcción no pase sobre una curva, con el tiempo se puede formar una o avanzar hasta la sección en estudio. En ese caso, la parte más profunda puede localizarse en cualquier parte de la sección y variará de un lugar a otro al avanzar el crecimiento del meandro. La presencia de los accesos al puente sobre parte del cruce de avenidas, o más bien, sobre la zona en que puede desarrollarse el meandro, ocasiona que la curva bajo el cruce pueda llegar a ser más forzada, es decir con un radio de curvatura menor.

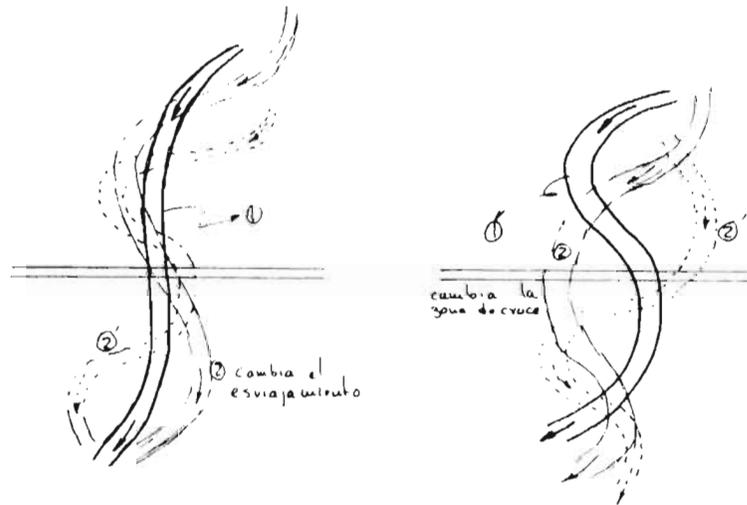


FIGURA NUM. 15.- Posible avance de una curva en la sección de un puente.

1.- Cruce durante la construcción del puente.
2.- Cruce algunos años después.

La máxima profundidad alcanzada al pasar una avenida se puede obtener de aplicar el criterio expuesto en el primer capítulo, para lo cual se escoge de entre todas las secciones transversales levantadas en las curvas cercanas al cruce, a la que tenga la mayor profundidad para condiciones normales de gasto, y se supone en el cálculo que esa sección es la que se tiene bajo el puente.

Sin embargo para el caso en que bajo un puente se desee rectificar a una curva del río y se quiera determinar teóricamente la máxima profundidad que se alcanza en condiciones medias durante una avenida se puede utilizar cualquiera de los métodos siguientes.

El primero, propuesto por B.B. Levediev, consiste en obtener la profundidad máxima que se puede presentar en el lado de afuera de la curva para condiciones normales de gasto (gasto dominante). Ese valor H_{cu} del tirante se sustituye como H_0 después en las ecuaciones 5, 6 y 9 para encontrar el valor de la socavación cuando se presenta una avenida. El segundo debido a Altunin da directamente, sin necesidad de sustituir después en las ecuaciones anteriores el tirante máximo que se llega a tener cuando el cauce principal está lleno. Supone además que el tirante no aumenta cuando el agua desborda a los cauces de avenidas.

B.B. Levediev, propone la expresión siguiente:

$$H_{cu} = H_{re} \left(1 + \sqrt[6]{\frac{R}{R}} \right) \quad (31)$$

$$H_{cu} = K_g H_{re} \quad (31')$$

H_{cu} Tirante máximo en la curva en metros.

H_{re} Tirante máximo en los tramos rectos, en metros.

ζ , K_L Coeficientes que están en función del valor B/R .

TABLA XI

B/R	1.00	0.70	0.5	0.333	0.25	0.20	0.166	0
ζ	-	-	2.00	0.85	0.75	0.65	0.60	0
K_L	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1.00
E	-	-	-	3.00	2.57	2.20	1.84	1.46

B Ancho de la superficie del agua en el tramo recto, en metros.

R Radio de la curva en metros medida al centro del cauce. Se considera el menor posible.

El radio mínimo R de los meandros se obtiene del estudio del plano en planta del río en la vecindad del cruce, o bien, se puede suponer que podría llegarse a formar un meandro estable con radio mínimo. Ese radio mínimo que hace aún estable a la curva es aproximadamente igual a $3.5 E$.

Cabe aclarar que la fórmula utilizada por Levelev es idéntica a otra propuesta por Altunin. La diferencia consiste en que en la que aparece en el libro de Altunin los valores de las profundidades que se toman en cuenta son los medios tanto en la curva como en el tramo recto. Por esta razón creemos que los valores de la profundidad máxima que se obtengan al terminar de aplicar el método de Levelev pueden ser mayores de los que en realidad se presenten.

La única forma de verificar la bondad del procedimiento y su veracidad sería efectuar alguna medición en la naturaleza. La falta de meandros

económicos, la necesidad de hacer las observaciones exactamente en un puente -por comodidad- que bajo él este formado un meandro, así como que el equipo y el personal pierda días por esperar el pico de una avenida hacen impracticable por el momento la verificación de las fórmulas expuestas. Con el fin de tener una guía más en el cálculo, se presenta un segundo criterio.

El segundo método consiste en encontrar el tirante máximo que se produce en una curva, según otra expresión propuesta por S.T. Altunin.

Este es un método no tan racional como el anterior pues no toma en cuenta ninguna avenida sino al parecer única e implícitamente el gasto máximo que puede pasar por ella sin desbordar el cauce de avenidas. Solo se aplica si la sección transversal de la curva no es reducida en el cruce tanto en el cauce principal como en el de avenidas.

La fórmula propuesta es:

$$h_{\text{máx.}} = \xi h_{re} \quad (32)$$

En donde:

- h_{re} Es el tirante medio en el tramo recto en metros durante la avenida.
- ξ Es un coeficiente que depende de la relación $\frac{b}{A}$ y que se encuentra en la tabla XI.

Si se toma un valor medio de ξ igual a 2.00 se puede recordar rápidamente la expresión para el caso de algún cálculo rápido en el campo.

$$h_{\text{máx.}} = 2.0 h_{re}$$

II-B.- RIOS DE LLANURA, SIN MEANDROS

Son aquellos en que el número de Froude de la corriente se encuen-

tra comprendido entre 0,04 y 0,50 y en donde el exponente "m" alcanza un valor entre 0,60 y 0,75.

La principal diferencia con los anteriores es que en planta sus curvas se presentan en forma irregular y con radios de curvatura muy diversos.

La profundidad máxima de la erosión se calcula en forma similar al del caso anterior con la profundidad máxima observada en alguna de las curvas cercanas al cruce. No importa que la curva no quede exactamente centrada bajo el cruce del puente; ya que como no se mantiene fija sino que avanza, las mayores profundidades se presentarán bajo la sección del puente en algún momento, pero sobre todo podrán presentarse en cualquier parte de la sección - ver figura núm. 16.

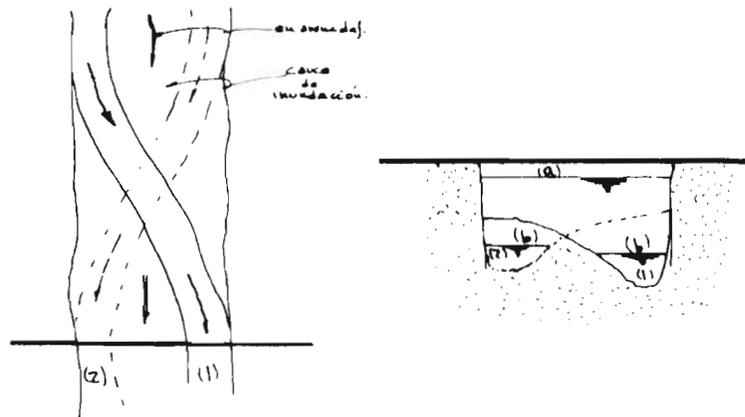


FIGURA NUM. 16.- Río de llanura, sin meandros

- 1) .- Cauce durante la construcción del puente.
- 2) .- Cauce un cierto período de tiempo después.
- a) .- Nivel de aguas máximas.
- b) .- Nivel de aguas mínimas.

Esa $H_{m\acute{a}x.}$ medida es el valor que se toma en cuenta y que se sustituye en las fórmulas (5)(b) y (7) para evaluar la máxima erosión durante una avenida. En el caso de una rectificación el procedimiento teórico utilizado en los meandros también se puede utilizar en este caso.

Para ríos de este tipo se han hecho observaciones del tiempo que tarda el cauce para correrse de un estribo al otro en una sección bajo un puente. Los resultados obtenidos por L.G. Begam se encuentran consignados en la tabla XII.

T A B L A XII

TIEMPO POSIBLE DE DESPLAZAMIENTO DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DEL RÍO
EN UNA SECCIÓN BAJO UN PUENTE

Característica del lecho bajo el puente	Período tiempo en años
Muy firme	100
Firme	50
Movedizo	20
Errante	10

11-C.- RÍOS CON CAUCES ERRANTES (NO DEFINIDOS)

Son aquellos en los cuales se forman, islas que bifurcan al caudal. Estas islas están distribuidas en forma muy irregular y pueden presentarse más de una en una misma sección, por lo que el río correrá por dos, tres o más cauces en esas partes. Estos bancos de arena, grava y boteo avanzan hacia aguas abajo principalmente en la época de avenidas. Esto se presenta en las zonas inmediatas aguas abajo de donde el río corría por la zo-

na de montaña. En el valle el aporte de materiales es mayor que la capacidad de arrastre del cauce, lo que facilita la formación de las islas. El número de Froude para estas corrientes puede estar comprendido entre 0.20 y 0.50 y el factor de forma entre 0.75 y 0.80.

En algunas ocasiones si durante uno o dos años en la estación de lluvias los caudales no aumentan mucho, esas islas se cubren de vegetación.

Al cruzar un puente a un río de este tipo, la máxima profundidad de la socavación que puede presentarse bajo él, se determinará al sustituir en las ecuaciones 20 ó 21 la máxima profundidad que ha sido observada en un tramo del río cercano al cruce (ver figura núm. 17).

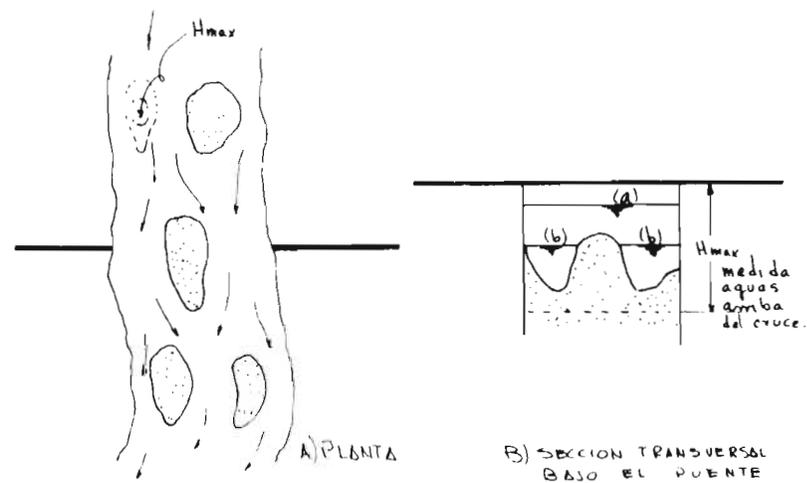


FIGURA Núm. 17. Cruce de un puente sobre un río con cauce errante.

a) = nivel de aguas máximas.

b) = nivel de aguas mínimas.

Conviene que las mediciones efectuadas para conocer la $H_{máx}$, que se presenta en la zona errante, se efectúen durante dos años o más.

Igual que en el caso anterior, la profundidad máxima calculada se puede presentar en cualquier punto de la sección, por lo que esa única profundidad se considerará uniforme en toda la sección del cruce.

En muchas ocasiones, para evitar el problema del corrimiento de los canales más profundos se puede estabilizar el cauce mediante muros longitudinales o espigones. Al estabilizar un cauce en esa forma, se consigue además de mantenerlo fijo en planta, que la corriente incida siempre con el mismo ángulo en la sección del puente. Esto último es uno de los principales factores que intervienen en la profundidad de la erosión que se produce al pie de las pilas, y que se verá con más detalle en el Capítulo III.

CAPÍTULO III

SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE PILAS DE PUENTE

En este capítulo, se presentarán los diferentes criterios que existen para determinar la profundidad de la socavación al pie de pilas de puente y los resultados que se obtuvieron al observar los modelos que para este estudio se realizaron en el Instituto de Ingeniería.

Cuando se le planteó el problema de la valoración de las erosiones en las pilas de los puentes, y se consultaron las obras principales sobre el tema, se llegó a la conclusión de que existen fundamentalmente dos criterios aparentemente antagónicos, ambos respaldados por numerosas pruebas de laboratorio, y más aún, por mediciones efectuadas en prototipo.

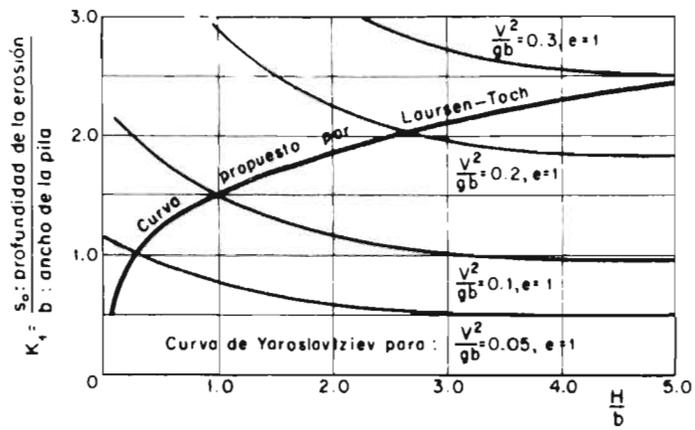
El primero de esos criterios es el propuesto por Laursen y Toch, de acuerdo a los estudios que realizaron en la Universidad de Iowa y que después ha sido ampliado por Maggioni, Romita y Souza Pinto entre otros. El segundo criterio que se debe a Yaroslavtziev, es el resultado de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética y ha sido corroborado por las investigaciones de Bata, Andreiev y otros investigadores. Para Laursen-Toch y su escuela, la socavación depende fundamentalmente del tirante y el segundo término de la forma de la pila, 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 son factores que se han tomado en cuenta para determinar la profundidad de la socavación con este criterio. Por el contrario, 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, aún en el caso de ataque oblicuo de la corriente, son parámetros significativos en la valuación de la profundidad de la socavación.

A reserva de discutir con mayor amplitud en los párrafos subsiguientes los conceptos que aquí se presentan, considérese la gráfica de la figura núm. 16 en donde se han superpuesto los resultados que se obtienen al calcular la socavación relativa con los criterios de Laursen-Toch y Yaroslavtzev. Si se consignan en el eje horizontal la relación socavación-ancho de la pila, y en el eje horizontal la relación tirante-ancho de pila, el trazo grueso muestra la relación entre ambos parámetros según el criterio de Laursen-Toch y los trazos más delgados indican las relaciones obtenidas según Yaroslavtzev, cuando se mantiene constante la velocidad y se varía solamente el tirante.

Ahora bien, según los resultados experimentales, ha podido observarse que para un tirante dado, la profundidad de la socavación concuerda bastante bien con la variación que indica Yaroslavtzev, al variar la velocidad, con tal que la relación h/b sea mayor de 1.5 y en tanto no se haya pasado la curva de Laursen-Toch; esto es, existe un valor límite para la velocidad, más allá de la cual la socavación no progresa mientras no varíe el tirante. Todo hace suponer entonces que con el criterio de Laursen-Toch se determina el intervalo de aplicabilidad del criterio de Yaroslavtzev, de suerte que los criterios antagónicos en apariencia, resultan ser complementarios.

El desconocimiento de este hecho puede conducir, sin embargo, a resultados absurdos en el caso de un río de montaña con velocidades muy grandes, en el sentido de que si se aplica el criterio de Laursen-Toch a la predicción de socavaciones muy fuertes que se producen en la naturaleza, al tanto que se aplican



CURVA DE LAURSEN-TOCH, Y ALGUNAS OBTENIDAS DE LA FORMULA DE YAROSLAVTZIEV PARA PILA RECTANGULAR

FIGURA 18

río de planicie, el criterio de Laurssen-Toch, que es útil solo en condiciones extremas, conducirá también a socavaciones muy grandes que nunca llegarán a presentarse.

Como se ha visto, tanto la velocidad media como el tirante real frente a la pila son parámetros que influyen en la determinación del valor de la socavación, según los Capítulos I y II se pueden conocer los niveles del fondo después de la socavación general y la velocidad de la corriente cuando eso ha sucedido. Esos valores son los que deben tomarse en cuenta en todos los cálculos subsecuentes.

Hasta este momento se han mencionado únicamente los métodos de Laurssen-Toch y Yaroslavtziev ya que los estudios efectuados se realizaron para comparar un método con otro y ver sus diferencias fundamentales. Sin embargo no son los únicos que preocupados por este problema han llegado a alguna solución. Tanto Mironov como Boldakov proponen cada uno una forma para determinar la socavación. Así mismo una serie de investigadores del Laboratorio de Poona, en la India encontraron una expresión para un caso particular que estudiaron en un modelo. A continuación se presentan en forma sucinta estos cinco criterios. El resto del trabajo continúa solo con los primeros, si bien, se hacen las aclaraciones pertinentes para los tres restantes.

III-A.- DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE LAURSEN Y TOCH, YAROSLAVTZIEV, МИРОНОВ, БОЛДАКОВ Y DEL LABORATORIO DE POONA, INDIA

III-A-1.- MÉTODO DE LAURSEN Y TOCH.- Basado principalmente en las experiencias realizadas por esos investigadores en el Instituto de Investigaciones Hidráulicas de Iowa, fué confirmado con mediciones realizadas en el punto de suroeste en Río Sakas por P.G. Mironov del mismo laboratorio.

Distinguen dos casos generales; uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo con el eje de ellas.

Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación es:

$$S_0 = K_1 K_2 b \quad (\text{ver figura núm. 19}) \quad (33)$$

En donde:

- S_0 Es la profundidad de la socavación, a partir del fondo.
- K_1 Coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y que se encuentra en la gráfica de la figura núm. 19. Este tirante es el que aparece después de la erosión general según lo explicado en los Capítulos I y II.
- K_2 Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y que se encuentra en la tabla XIII.
- b Ancho de la pila en metros.

Como puede observarse, para Laursen y Toch la socavación depende únicamente del tirante y de la forma de la pila, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo.

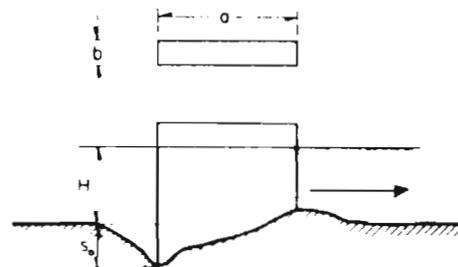
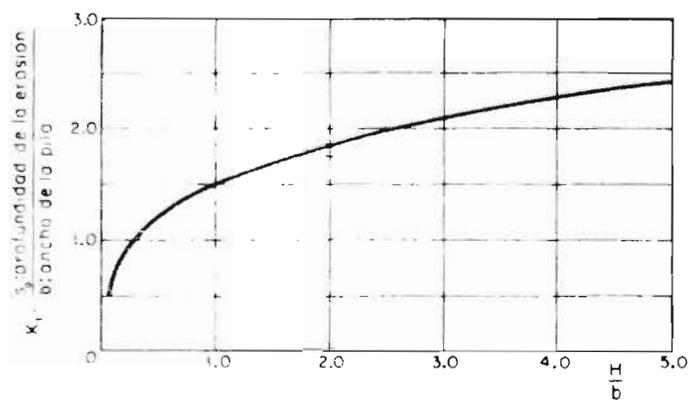
En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo θ con el eje de la pila, la socavación se determina con la expresión:

$$S = K_1 K_3 b \quad (34)$$

En donde:

- K_3 Coeficiente que depende del ángulo θ y de la relación a/b , el cual se determina con ayuda de la figura núm. 20.

En este caso la socavación no depende de la forma de la nariz de-

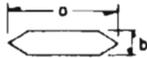
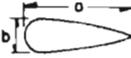


H = tirante de la corriente
 b = ancho de la pila
 s_e = profundidad de la erosión

METODO DE LAURSEN-TOCH
 RELACION ENTRE LA EROSION RELATIVA Y LA PROFUNDIDAD RELATIVA

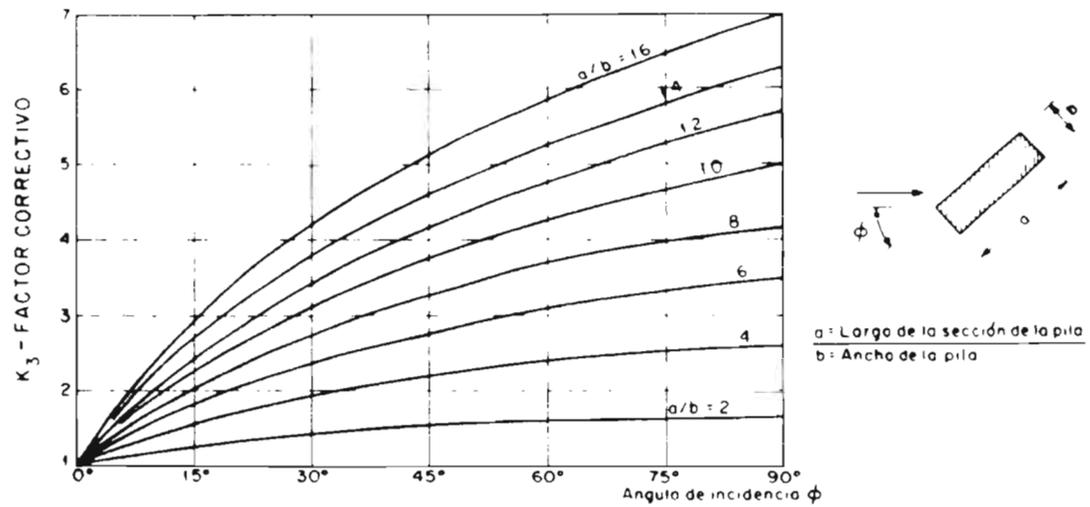
FIGURA 19

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

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

METODO DE LAURSEN - TOCH
COEFICIENTE DE CORRECCION QUE DEPENDE DE
LA FORMA DE LA PILA. ES SOLO APLICABLE
A PILAS ORIENTADAS SEGUN LA CORRIENTE

TABLA XIII



METODO DE LAURSEN-TOCH
 COEFICIENTE DE CORRECCION CUANDO EXISTE UN ANGULO DE
 INCIDENCIA ENTRE EL EJE DE LA PILA Y LA CORRIENTE

FIGURA 20

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 que el arrastre sea menor con un fondo con rizos o dunas pequeñas. El valor de esa máxima socavación obtenida no se veía afectada por el diámetro del material del fondo, mientras se trataba de arenas. Para gravas o materiales más gruesos no aclaran si su gráfica debe de usarse o no.

Además, como las gráficas están en función de números adimensionales, establecen que la escala de socavaciones entre prototipo y modelo es la misma que si se tratara de cualquier otra longitud.

III-A-11.- METODO DE YAROSLAVTZIEV

Este investigador distingue dos casos, uno, cuando el fondo del cauce está formado con materiales no cohesivos y otro cuando está formado con materiales cohesivos.

III-A-11-1.- METODO PARA SUELOS GRANULARES SIN COHESION

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

$$S_o = k_f k_v (e + k_H) \frac{v^2}{g} - 30 \text{ o} \quad (35)$$

En que:

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. Se encuentra en la figura núm. 21 (a, b y c).

K_V Coeficiente definido por la expresión:

$$\text{Log. } K_V = -0.26 \frac{V^4}{d_{50}^3} \text{ en cual puede encontrarse tam-}$$

bién en la gráfica de la figura núm. 22.

K_H Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:

$$\text{Log. } K_H = 0.17 - 0.35 \ln b_1 \text{ y que puede encontrarse además --}$$

con ayuda de la curva de la figura núm. 23.

v Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s.

e Es un coeficiente de corrección cuyo valor depende del sitio en donde estén colocadas las pilas, vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construídas en el cauce de avenidas.

H Tirante de la corriente frente a la pila en m. Este valor es el obtenido al presentarse una avenida después de aplicar lo expuesto en los Capítulos I y II.

b_1 Proyección en un plano perpendicular a la corriente, del ancho y largo de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0°, b_1 es igual al ancho b de la pila.

d Es el diámetro en cm. de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{25} de la curva granulométrica. Esto se hace ya que al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más gruesos. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más 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_{25} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 mm. Terzaghi y Leoni recomienda no considerar el tamaño d en la fórmula.

$$S = 2.70 \text{ m/s.}$$

El valor del ángulo α va tomado α entre la corriente y las pilas

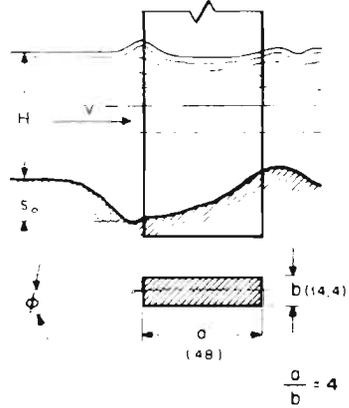
es tomado en cuenta en el valor de b_1 (a), y como puede determinarse en las fig.

METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

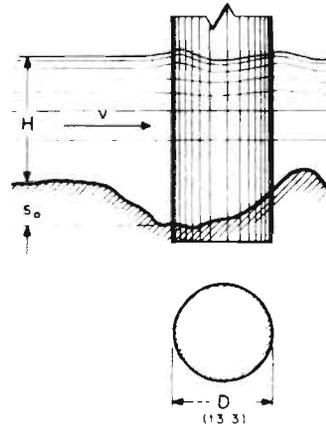
PILA TIPO I

$K_f = 12.4$
 $b_i = a \text{ sen } \phi + b \text{ cos } \phi$



PILA TIPO II

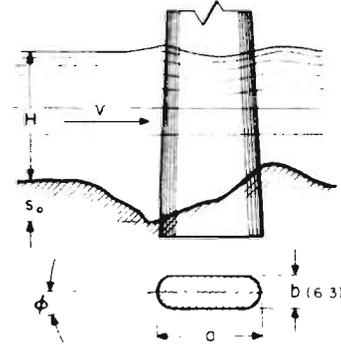
$K_f = 10.0$
 $b_i = D$



PILA TIPO III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

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



Valores de K_f y b_i para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

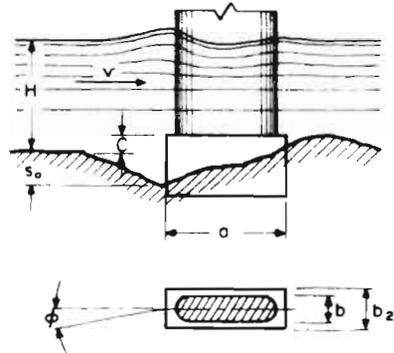
Las cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas.

FIGURA 21c

PILA TIPO IV

ϕ	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 $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$

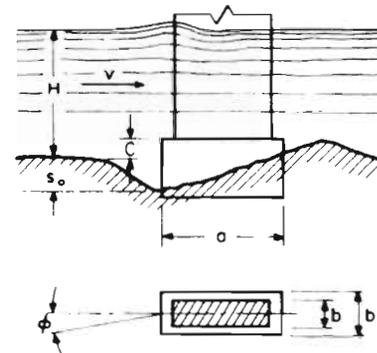


METODO DE YAROSLAVTZIEV
 EXPRESION GENERAL $S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO V

Coefficiente $K_f = 12.4$

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



Valores de K_f y b_1

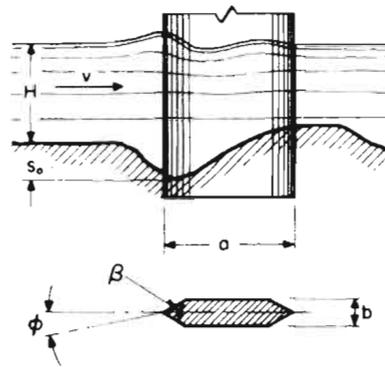
FIGURA 21b

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

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

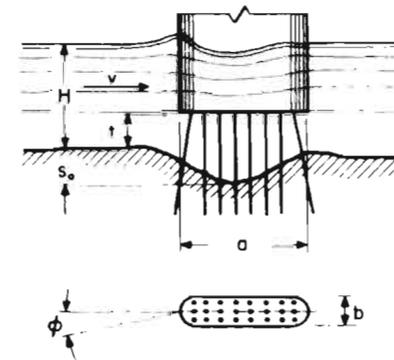
$$b_1 = (a-b) \text{sen } \phi + b$$



PILA TIPO VII

ϕ	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

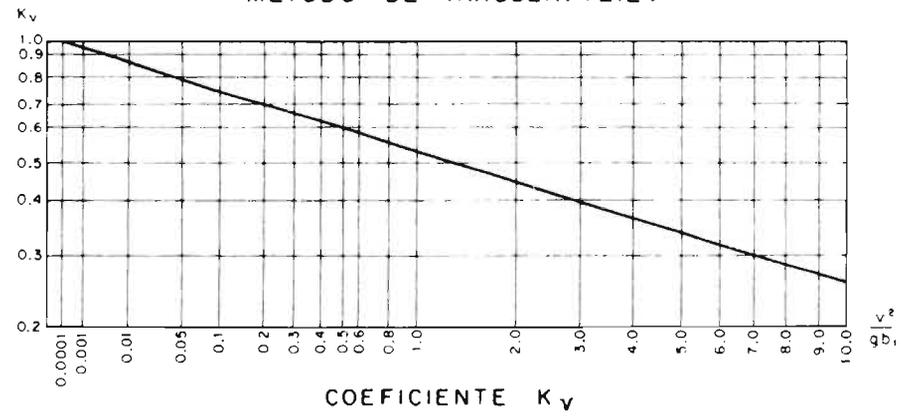
$$b_1 = (a-b) \text{sen } \phi + b$$



Valores de K_f y b_1

FIGURA 21c

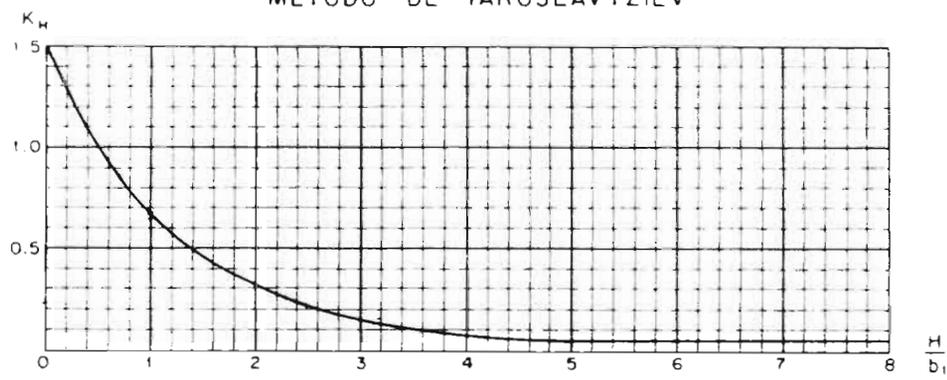
METODO DE YAROSLAVTZIEV



COEFICIENTE K_v

FIGURA 22

METODO DE YAROSLAVTZIEV



COEFICIENTE K_H

FIGURA 23

guras 21), el cual a su vez, interviene en la valoración de K_H y K_V . Además afecta directamente al valor del coeficiente K_f como se observa en esas mismas figuras.

Yanbelavitz hace hincapié en que, en vista de que el esvajeamiento de la corriente influye considerablemente en la dimensión de la erosión, puede ocurrir que para un caudal de agua menor, pero que incida con el ángulo β máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para los caudales de agua máxima con un ángulo β menor. Lo anterior está esquematizado en la figura siguiente.

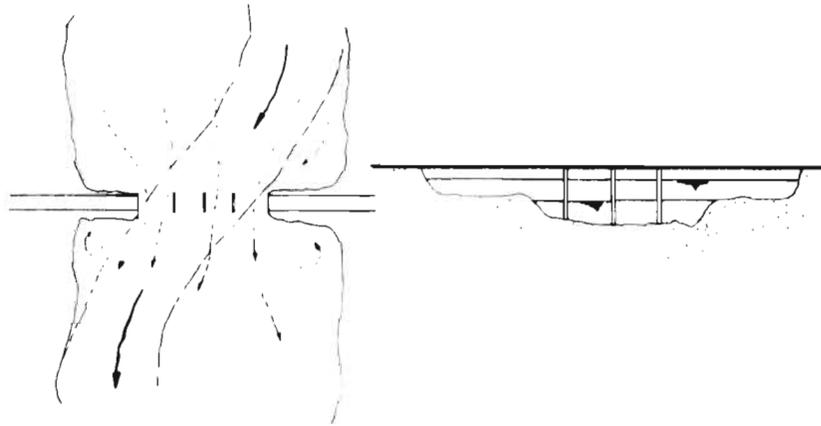


FIGURA N.º 24.- Un caso de esvajeamiento máximo con grandes efectos.

Yanbelavitz advierte también que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que α no es 90° ni 0° , sea menor de 2 y la proyección $\sin \alpha$ respecto a la corriente, y puede ocurrir también que los valores con ella obtenidos en algunos casos sean menores de los que realmente se presentan. Finalmente, conviene recordar que en los casos en que se presentan depósitos

frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

III-A-11-2.- METODO DE YAROSLAVTZIEV PARA SUELOS COHESIVOS

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación en la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. Esto es tomado en cuenta en el segundo término $(30 d)$ de la expresión anterior, en donde se considera un diámetro "d", - - equivalente para los suelos cohesivos tal y como se muestra en la tabla XIV.

TABLA XIV

DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS.

Característica de los suelos.	Peso volumétrico del material seco en Ton.m ³ .	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (en cm.)		
		Arcillas y tierras -- fuertemente arcillosas.	Tierras ligramente arcillosas.	Suelos de α luvión (arcillas margosas).
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Mediamente compactos.	1.2 - 1.6	4	2	1
Compactos.	1.6 - 2.0	8	6	3
Muy compactos	2.0 - 2.5	10	10	6

Lo anterior se ha presentado con el fin de redondear más el tema; sin embargo, no será discutida su validez ni comparada con alguna otra, por desconocerse otro intento de valorar la profundidad de la erosión para suelos cohesivos, así como no haber intervenido personalmente en ninguna experiencia con ese clase de materiales.

Únicamente cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante y que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo con material suelto. 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 bajo. Además, el estudio de la socavación local en terrenos arcillosos y limoso arcillosos se considera de menor importancia porque en ellos, debido a su propia resistencia, las pilas son desplazadas a mayores profundidades. Por otra parte las velocidades de la corriente en cauces formados con estos materiales son generalmente menores que cuando hay arena o materiales más gruesos.

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

Además de permitir evaluar la socavación para cualquier caso que se encuentre entre el inicio del fenómeno y su valor máximo, dos ventajas notables presentan los estudios realizados por Yaroslavtziev, y son: que permite evaluar aproximadamente la profundidad de la socavación cuando el material del fondo es cohesivo, y segundo, que incluye el estudio de pilas no tratadas por otros investigadores como los tipos IV, V y VII de la figura núm. 21. Las geometrías estudiadas por él se ven complementadas con las pilas de forma lenticular e hidrodinámica estudiadas por Schnerble y Tisón.

Implícitamente para Yaroslavtziev la relación entre la socavación en modelo y prototipo es igual a la escala de longitudes verticales pero únicamente en el caso de que el diámetro del material del fondo sea menor

que 0.5 cm., es decir, que no se tiene en cuenta al último término del segundo miembro de su ecuación: en efecto como:

$$r_F, r_V = f \frac{v^2}{2g} \quad \text{y} \quad r_D = f \frac{H}{b_1}$$

son adimensionales, al determinar la escala de socavaciones y por tratarse de ríos en que rige la condición de Froude queda únicamente:

$$S_e = \frac{v_c^2}{g} = v_c^2 = (L v_e^2)^{-1} = L v_e$$

que es la escala de longitudes.

III-A-III.- METODO DE V.S. MUROMOV

Este método no fué concluido sino algunos meses después de haber terminado con el ciclo de ensayos realizado en el segundo canal (mas adelante se describen las pruebas efectuadas).

Murmov propone dos expresiones diferentes, según que la velocidad media del líquido sea mayor o menor que la velocidad máxima v_0 que soportan las partículas del fondo antes de que exista degradación del fondo. v_0 corresponde a la velocidad mínima del líquido que produce un movimiento continuo y general de todas las partículas.

Si $v < v_0$

$$S_0 = \epsilon \frac{k_1}{10} \cdot k \left\{ \frac{v}{v_c} \left[2.27 - \frac{0.046}{\sqrt{\frac{H}{b}}} (v_0 + 1b) \right] - 0.79 \right\} \quad (36-a)$$

Para el caso de ser $v > v_0$

$$S_0 = \epsilon \frac{k_1}{10} \cdot k \left[1.5 - \frac{0.046}{\sqrt{\frac{H}{b}}} (v_0 + 1b) + 0.014 \left(\frac{v - v_0}{w} \right) \right] \quad (36-b)$$

En donde:

- Kf Es el coeficiente correspondiente de Yaroslavtzev. Ver figura núm. 21 (a, b y c).
- w Velocidad de caída de las partículas en m/s. En la tabla XV se pueden encontrar algunos valores para partículas con un peso específico de 2.65 ton/m³, dentro de agua a una temperatura de 10° C.
- Vo Puede ser encontrado mediante la expresión:
- $$v_o = 0.028 v^{0.7} H^{0.2}$$

Nótese que esta expresión es similar a la 6 que aparece en el capítulo I. Los valores que se obtienen de esta fórmula, en general, están comprendidos entre los dados por la fórmula 6 y los anotados en la tabla IV.

- H Es el tirante en metros, y
- o El diámetro medio de las partículas dado por la expresión 7, en centímetros.
- k Es un coeficiente que toma en cuenta el ángulo de incidencia de la corriente con respecto a las pilas y la relación de ancho a largo de las mismas. Está dado por la expresión.

$$k = 1 + \left(1.22 - \frac{1.1k}{\sqrt{\left(\frac{H}{b} + 0.75\right)^2}} \right) \cdot t \quad (37)$$

En que:

- t Es un coeficiente que se puede encontrar con las curvas de la figura núm. 25.

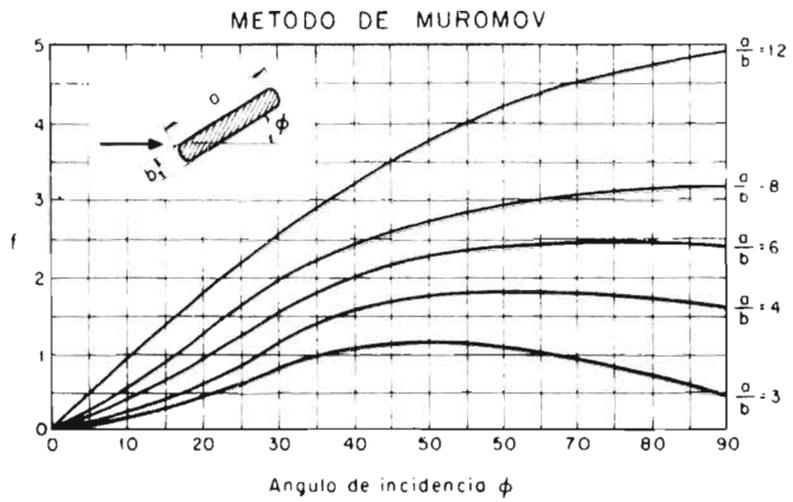
El valor de la velocidad de caída representativa de una muestra de material de fondo, está dada por

$$W = \frac{\sum W_i P_i}{100}$$

TÁBLA 1.

Valores de la velocidad de caída w en función del diámetro de las partículas. Peso específico = 2.65 ton m^{-3} y la temperatura del agua = 10°C

d (mm)	w cm/s.	d (mm)	w cm/s.	d (mm)	w cm/s.	d (mm)	w cm/s.
0.010	0.0049	0.15	1.150	1.75	17.60	15.0	52.0
0.015	0.0115	0.20	1.711	2.00	19.60	17.5	56.2
0.020	0.0198	0.30	2.831	2.50	21.25	20.0	60.20
0.030	0.0460	0.40	3.951	3.00	23.25	22.5	63.70
0.040	0.0820	0.50	5.071	4.00	26.65	25.0	67.20
0.050	0.1230	0.60	6.191	5.00	30.00	27.5	70.60
0.060	0.1640	0.70	7.311	6.00	32.90	30.0	73.60
0.070	0.2510	0.80	8.431	7.00	35.50	50.0	76.00
0.080	0.3260	0.90	9.571	8.00	38.00	75.0	95.00
0.090	0.4140	1.00	10.671	9.00	40.30	100.0	110.00
0.100	0.5120	1.20	12.911	10.00	42.50	150.0	135.00
0.120	0.7370	1.50	16.271	12.50	47.70	200.0	153.00
						250.0	170.00
						300.0	189.00



Valor del coeficiente f en función del ángulo de incidencia ϕ y de la relación $\frac{a}{b}$

FIG. 25

En que:

W_i Velocidad de caída media de la fracción considerada de la curva granulométrica.

$$W_i = \frac{W_i \text{ max} + W_i \text{ min}}{2}$$

$W_i \text{ max}, W_i \text{ min}$ Velocidad de Caída máxima y mínima dentro de la fracción.

P_i Por ciento en peso de la fracción considerada.

Más adelante se mostrará que la mayoría de los resultados dados por este método no concuerdan con los reales cuando es aplicado a modelos y además que al ser usado en prototipos puede conducir a resultados absurdos, si el material del fondo es limoso.

III-A-IV.- METODO DE E.V. BOLDAKOV

Propone una fórmula del tipo

$$S_T = H P \left(\frac{V}{V_c} \right)^{1.3} \quad (38)$$

En donde:

P Es un coeficiente que varía de 1.0 a 1.4 y que con la bibliografía disponible no fué posible precisar más.

S_T Socavación medida desde la superficie del líquido.

V Velocidad media de la corriente.

V_c Velocidad crítica de arrastre.

Para pilas redondeadas la potencia $1/3$ hay que cambiarla a $\frac{1}{4}$. --
Tampoco fué posible encontrar la variación de S_T en función de la forma de la pila y del ángulo de incidencia.

Como puede observarse, la erosión depende del tirante y de la velocidad a la $1/3$, es decir que aún para velocidades muy grandes el valor de S_T aumentará.

Aunque se dispusiera de los valores de P y de la corrección por la forma de la pila, esta fórmula no resultaría útil porque para los valores de $V < V_c$ podría dar depósito en lugar de socavación, cosa que no puede presentarse, ya que como se verá más adelante la erosión se inicia antes que el arrastre.

III-A-V.- EXPERIMENTOS EN EL LABORATORIO DE POONA, INDIA

En la Estacion Central de Investigaciones de Agua y Fuerza en Poona India, se realizaron una serie de ensayos con el fin de encontrar la profundidad de la socavación para una sola pila colocada en el centro de una corriente, en donde el material del fondo estaba formado por arena de un diámetro igual a 0.29 mm. Al concluir el estudio se encontró la siguiente expresión:

$$\frac{S_T}{H} = 2.30 \left(\frac{q^{2/3}}{b} \right)^{0.78} \quad (39)$$

En donde:

- S_T Es la profundidad de la socavación medida desde el nivel del agua, en metros.
- b Ancho de la pila en metros.
- q Gasto unitario en m^2/s .

El ángulo de incidencia es tomado en cuenta al considerar en lugar de b , el ancho y largo de la pila proyectada según un plano normal a la dirección del flujo, es decir el b_1 de Yaroslavtziev.

En esta expresión la erosión depende de la velocidad y del tirante;

ambos a la misma potencia ($q^{2/3} = \sqrt[3]{2,3} H^2$) así como del ancho de la pila. Al parecer no depende de la forma de la nariz, ya que en la única referencia disponible, no menciona nada sobre el particular. Esto impide aplicarlo ya que está bien demostrado la influencia que este parámetro tiene en la socavación. El problema principal de aplicar este criterio es que mientras -- D.V. Joglekar y Rylands Thomas hacen intervenir a "b" en el primer miembro, S.V. Chitale lo escribe como S_T/H . S.V. Chitale advierte además que la fórmula no puede ser adoptada para una aplicación general. Al utilizar estas dos expresiones parece más correcto tomar en cuenta a "H", ya que cuando se hace intervenir a "b" se pueden obtener resultados absurdos.

Los dos últimos criterios no pueden ser aplicados a un caso general; pero han sido mencionados para mostrar otras formas de ver el mismo problema. A continuación se hará referencia a los tres primeros métodos, -- aunque haciendo mayor hincapié en los de Laursen-Toch y Yaroslávztiev. Muchos otros investigadores han hecho aportaciones valiosas a éste estudio y se mencionarán en su oportunidad, pero ninguno de ellos propuso una expresión o gráfica que permitiera aplicar sus observaciones a un problema general.

III-B.- ESTUDIOS REALIZADOS

Al iniciar los estudios y aplicar el método de Yaroslávztiev y el de Laursen-Toch a un caso específico, se encontraban notables diferencias en sus resultados.

Las pilas utilizadas en las pruebas no reproducían a escala a ninguna real, y debido al número tan grande de parámetros que intervienen en el fenómeno, no se trabajó con un modelo en el sentido usual de la palabra, sino con estructuras reducidas. En los párrafos siguientes se denominarán --

"modelos" a las pilas reducidas, más bien por la costumbre de dar ese nombre a las pequeñas estructuras que se usan en el laboratorio y no porque hayan representado a prototipos específicos.

Los resultados que se esperaba encontrar de los modelos se compararían y extrapolarían a casos reales en prototipos.

Los parámetros que intervienen en el valor de la profundidad de la socavación al pie de la pila de un puente, los podemos agrupar según su naturaleza en cuatro divisiones distintas.

a).- Parámetros hidráulicos.

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

b).- Parámetros del fondo.

- 5.- Diámetro de los granos.
- 6.- Distribución granulométrica.
- 7.- Forma de los granos.
- 8.- Grado de cohesión.
- 9.- Peso específico sumergido.
- 10.- Estratificación del subsuelo.

c).- Parámetros geométricos.

- 11.- Ancho de la pila.
- 12.- Relación del largo al ancho.
- 13.- Forma de la sección transversal de la pila.

d) .- Parámetros que dependen de la ubicación del puente.

14.- Contracción en la sección del puente.

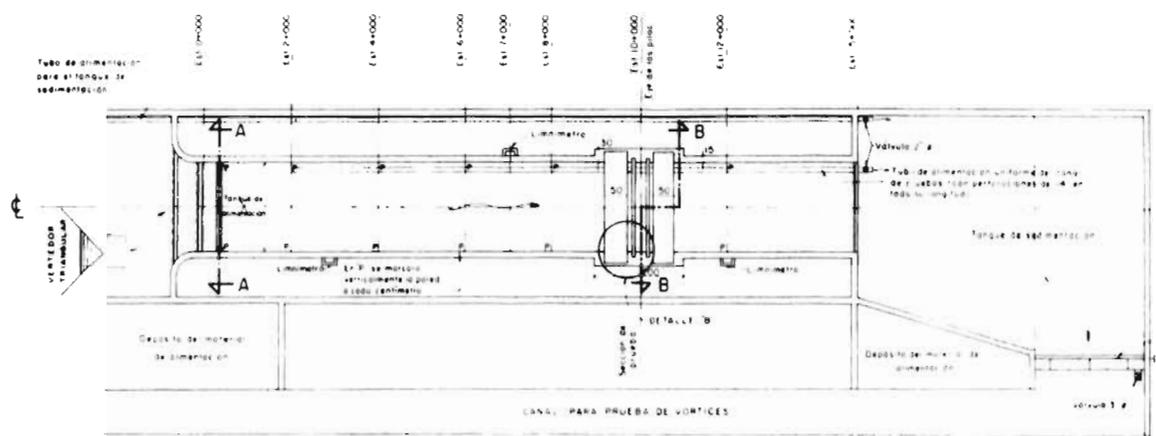
15.- Forma del río en planta (recta, curva).

16.- Obras de control del gasto que se hayan construido aguas arriba o abajo del puente (diques).

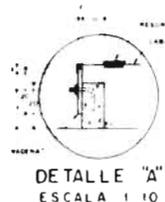
Por la forma como se realizaron los ensayos en el laboratorio, no se estudió la influencia de los parámetros 10 y del 14 al 16. Sin embargo - han sido tomados en cuenta en los dos capítulos anteriores. Durante todo el estudio se probaron tres diferentes materiales granulares en el fondo, cuatro clases distintas de pilas y diferentes ángulos de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila; pero en cada ensayo, una vez seleccionado un material, una pila y su colocación, sólo se variaba al tirante y la velocidad.

III-B-1.- CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS.

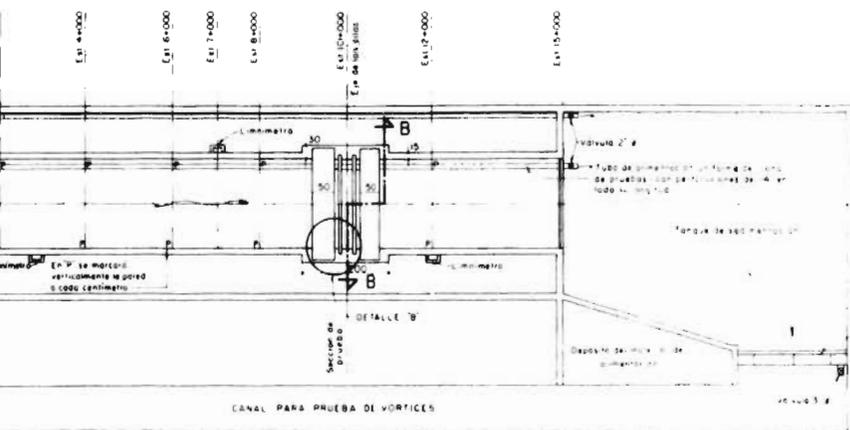
Los estudios experimentales se llevaron a cabo en tres canales y en una instalación para estudios aerodinámicos. En el primero se estudió la forma en que se inicia y prosigue la socavación, líneas de corriente, etc., y principalmente se realizó la comparación entre los métodos de Yaroslavtzev y el de Laursen-Toch. En el segundo se trató de verificar para otras - condiciones, las modificaciones propuestas para la determinación de la socavación, obtenidos en el primer modelo. En el tercero se estudió 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. El primer canal (ver figura núm. 26 y fotografía 1) era de 15 m. de longitud por dos metros de ancho. En la sección inicial se dispuso un alimentador y distribuidor de la arena ideado especialmente para



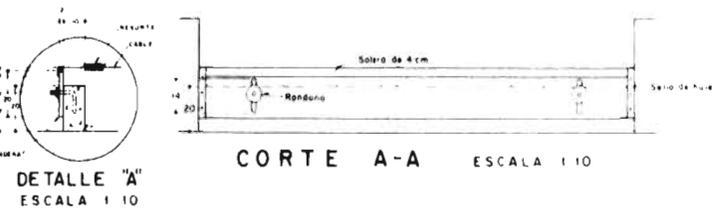
PLANTA ESCALA 1/50



CORTE LONGITUDINAL POR ϕ ESCALA 1/50



PLANTA ESCALA 1:50

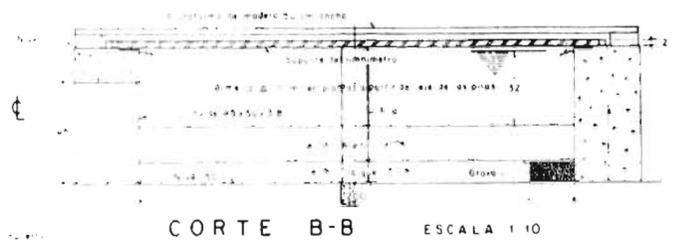


CORTE A-A ESCALA 1:10

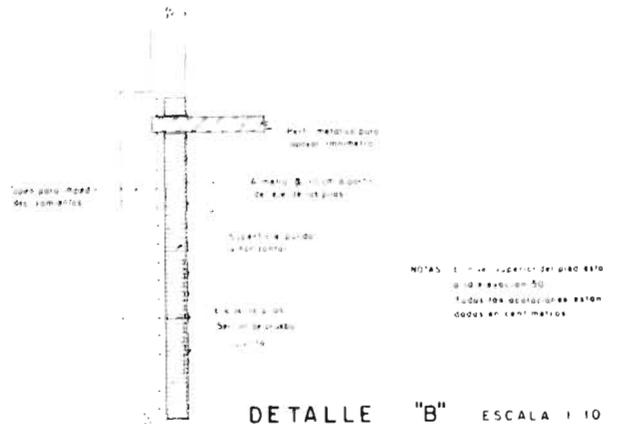
DETALLE "A" ESCALA 1:10

El cable irá en plano sobre la margen izquierda

LONGITUDINAL POR ϕ ESCALA 1:50



CORTE B-B ESCALA 1:10



DETALLE "B" ESCALA 1:10

UNAM
INSTITUTO DE INGENIERIA
SECCION DE HIDRAULICA
MODELO DEL TECPAN
FONDO MOVIL
ESC. MODELO 1:28

regular el gasto sólido que debía suministrarse al canal, (ver foto núm. 3). En tres secciones intermedias (las estaciones 2, 7 y 12) se colocaron tres limnímetros cuya función era el registro del nivel de la superficie libre del agua. A diez metros de la sección inicial se ubicó la sección de pruebas en la cual el fondo era más profundo a fin de alojar allí una base de concreto de lastrara a la pila durante los ensayos; además, en dicha sección, las paredes del canal se hicieron de lucita para poder observar el arrastre del fondo y la formación de los rizos y dunas (ver foto núm. 4). El fondo del canal estaba constituido por una capa de arena de 20 cm. de espesor; en los extremos del canal se dispuso de dos tablonces con una solera metálica en la parte de arriba, los que con ayuda de marcas existentes en las paredes del canal permitían dar una pendiente deseada. El canal descargaba a un tanque de sedimentación provisto de una compuerta que permitía regular el tirante y la pendiente de la superficie libre del líquido. A lo largo del modelo corrían dos tubos, uno por fuera del canal que servía para llenar el tanque de sedimentación y el otro dentro del canal por el lado izquierdo, que tenía un filtro protector y servía para llenar paulatinamente de agua el modelo y evitar en esta forma todo movimiento de la arena antes de iniciarse un ensayo.

Durante los ensayos se pudieron alcanzar tirantes máximos de 35 cm., velocidades máximas de 60 cm. y gasto hasta de 200 lts./s. Las pruebas se hicieron con tres pilas; una rectangular de 7 x 28, un circular de 13.3 cm. de diámetro y una rectangular con nariz redondeada (ver figura núm. 21 y foto núm. 10). Ellas fueron nechas huecas con láminas transparentes de lucita, y tenían un rayado exterior para registrar la profundidad de la socavación la cual podía medirse con suficiente exactitud por medio de un espejo introducido en las pilas, cuya posición se modificaba mediante hilos espe-



This is a collage of four photographs showing various scenes of industrial or construction work. The top-left photo shows a person in a dark environment. The top-right photo shows a large, dark, curved structure. The bottom-left photo shows a complex industrial structure with pipes and machinery. The bottom-right photo shows a close-up of a textured, possibly metallic or stone, surface.

cialmente colocados.

Los ensayos se efectuaron con tres arenas diferentes cuyos diámetros medios fueron 0.57, 0.17 y 1.3 mm. y cuyas curvas granulométricas se pueden ver en las curvas granulométricas 1, 2 y 3. Antes de realizar cada uno de los ensayos que se describirán después, se hizo necesario calibrar el modelo para determinar el gasto sólido que debía suministrarse para cada granulometría, bajo distintas condiciones de escurrimiento.

Para ejecutar cada ensayo, se procedía primero a colocar y nivelar en la sección de pruebas a la pila que se deseaba estudiar, y a extender con la pendiente necesaria la capa de arena de granulometría ya seleccionada. Después, se llenaba cuidadosamente de agua al canal y el tanque de sedimentación con ayuda de los tubos colocados para ese fin; en seguida se reproducían las condiciones de gasto, tirante y velocidad media según las cuales se deseaba hacer la prueba. Por lo general la primera condición era para inicio de socavación, después para inicio de arrastre y por último para una condición de fuerte arrastre con formación de dunas.

En el transcurso de las pruebas, se hacían registros del estado de la socavación y de las características del flujo cada 15 minutos; estas últimas se mantenían invariables hasta que podía observarse que la erosión ya no prosperaba, en cuyo caso se decía que se había llegado al equilibrio para la condición ensayada.

Para llegar al equilibrio bajo condiciones de fuerte arrastre el proceso tomaba unas cuatro horas; sin arrastre podía ser suficiente en algunos casos con solo una hora. Cuando durante el ensayo se producían dunas la profundidad de la socavación oscilaba; en esos casos el ensayo se continuaba dos horas más y la socavación que se consideraba representativa era la máxima registrada durante ese intervalo. Los datos obtenidos directamen-

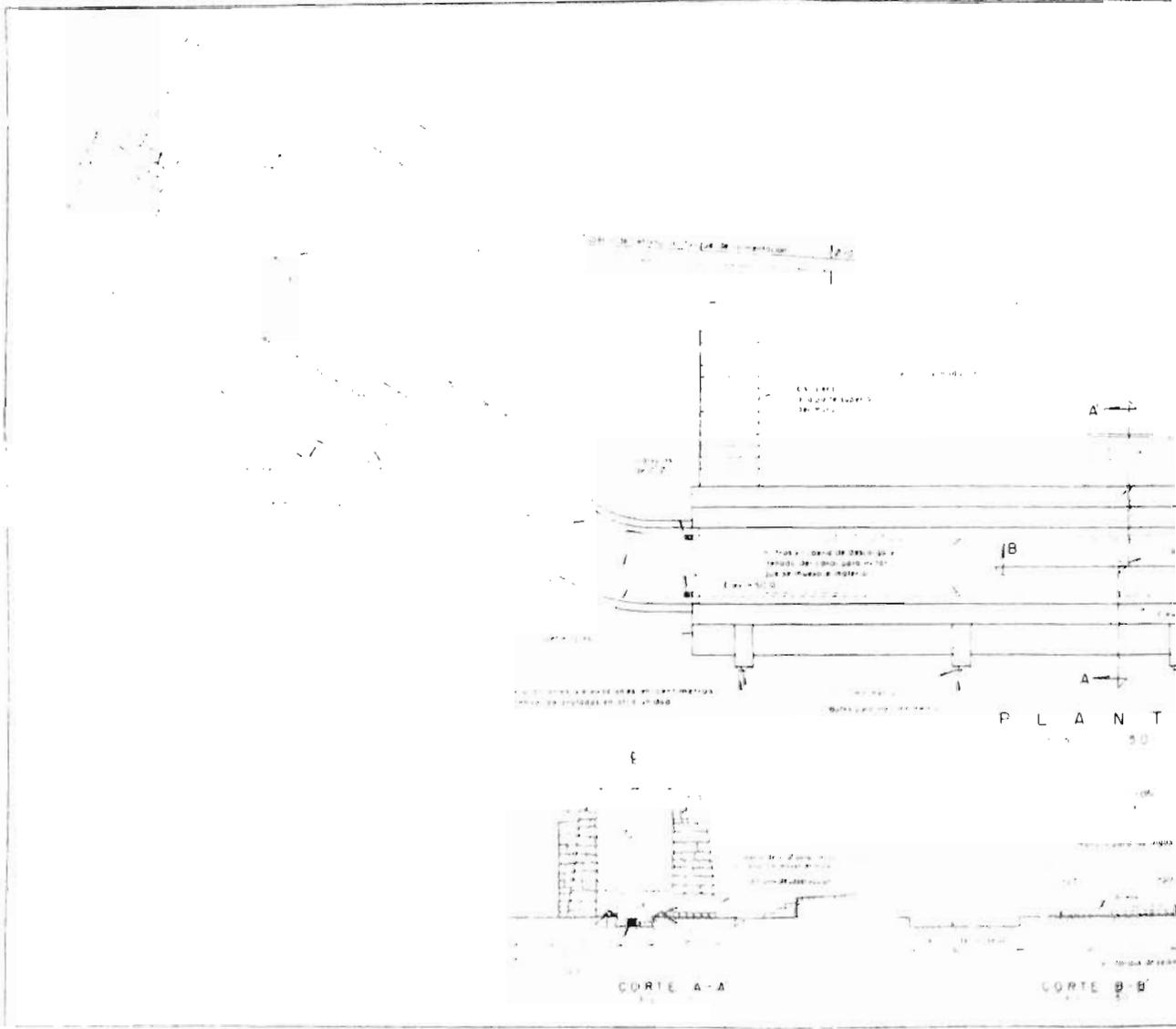
te del modelo se registraban en tablas similares a la XVI y de allí se escogían los correspondientes a la condición de máxima socavación para resumirlos y compararlos con los de otros ensayos en tablas como la XVII.

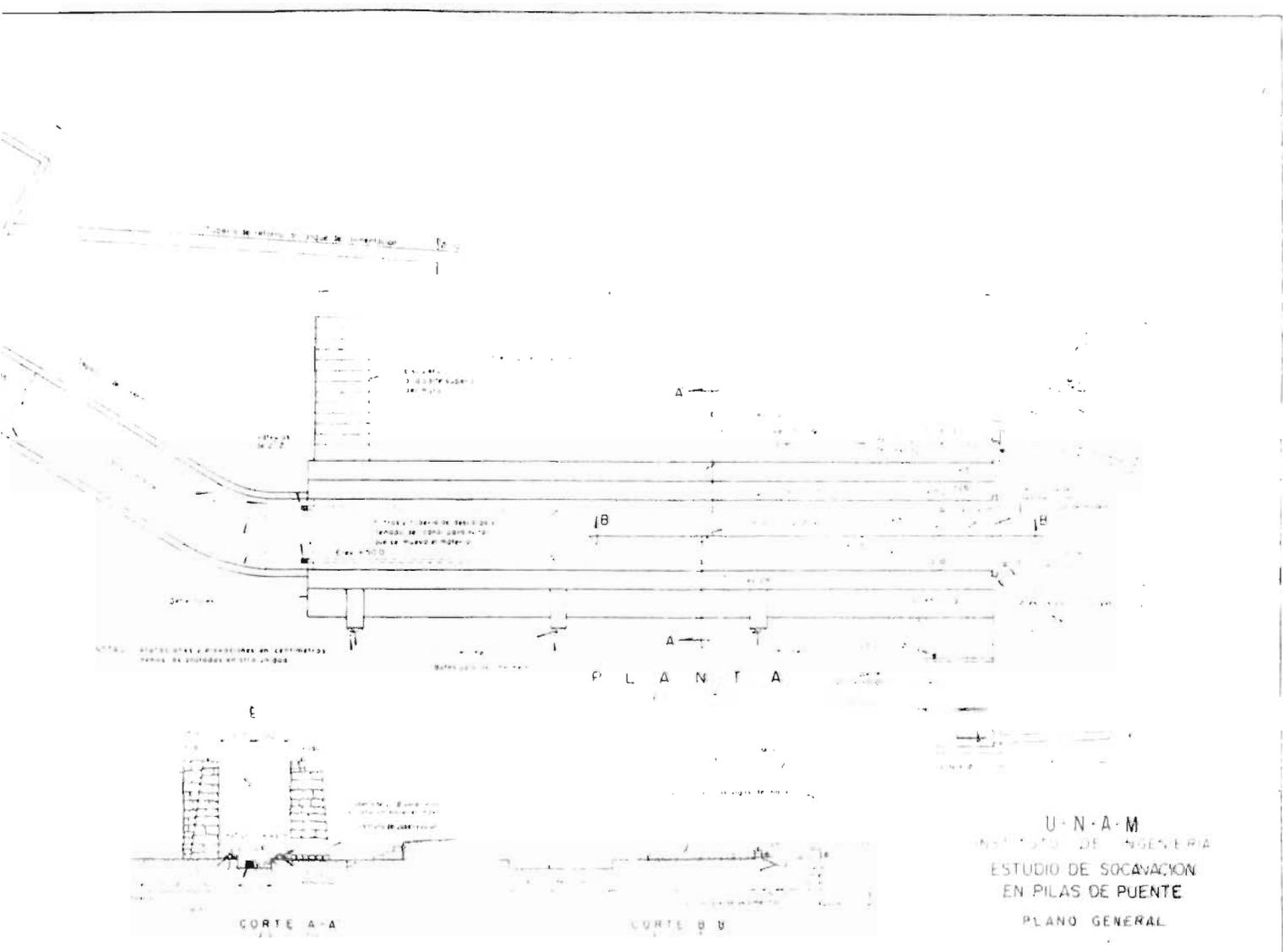
En un principio el desconocimiento del fenómeno hizo que se prestara especial interés a detalles de importancia relativamente secundaria, como eran la forma en que se iniciaba la socavación y la dirección de las partículas y líneas de corriente; sin embargo, al continuar los estudios, se pudo ver que estos fenómenos se repetían sistemáticamente para cada una de las pilas ensayadas y se decidió concentrar la atención en las profundidades máximas de la socavación y en los tiempos necesarios para alcanzarlas. Tal manera de proceder, dió lugar a que las observaciones hechas con la primera de las arenas estudiadas, condujera en ocasiones a resultados dudosos, los cuales hubieron de corroborarse posteriormente con los otros dos materiales estudiados.

Segundo canal.- Los resultados obtenidos del primer modelo era necesario compararlos con otros obtenidos de pilas de prototipo, como no se disponían de esas mediciones, se construyó un segundo canal en el cual era posible realizar las pruebas con tirantes máximos de 2 m, velocidades medias máximas de 1.50 m s. La comparación de los resultados de los dos modelos permitiría predecir con mayor exactitud lo que se podía esperar para condiciones de velocidades y tirantes aún mayores.

Únicamente se han realizado pruebas con un solo material del fondo cuyo diámetro medio es de 0.56 mm. Se probaron tres pilas; dos de sección rectangular, de 7 x 28 y de 14.4 x 48 cm. y una tercera circular de 13.3 cm. de diámetro.

El canal tenía un ancho de 2 m. y una longitud de 29 m. Se dispo-





nía de dos circuitos para recircular el agua, uno general del laboratorio y otro exclusivo del modelo. Tenía un dispositivo para poder recoger la arena antes de llegar al tanque final. Este último servía principalmente como depósito, en el cual, la bomba del circuito cerrado del modelo tomaba el agua, o bien ésta se desviaba hacia el depósito general del laboratorio; de donde volvía después de pasar por el tanque de carga constante. Ver figura núm. - 27.

En los ensayos llevados a cabo en este segundo canal, la atención estuvo concentrada únicamente en la determinación de socavaciones máximas, con el fin de verificar lo observado en el primer modelo.

Por causas de fuerza mayor no fué posible operar el modelo para las condiciones óptimas a que fué diseñado. Las máximas velocidades obtenidas fueron de 70 cm/s. y se alcanzaron tirantes de 1.20 m.

Tercer canal.- Este no fué construído exprofeso para estudios de socavación, sino que es una de las instalaciones con que cuenta el Instituto. Es un pequeño canal de 4.50 de largo por 40 cm. de ancho y 90 cm. de altura. En la sección de pruebas tiene 25 cm. más de profundidad y la mayor parte del lado derecho esta formada con un material transparente (lucita). En él se hicieron pruebas de erosión al pie de pilas cuando el material del fondo era grava entre (3/16" - 1/4"), (1/4" - 1/2") y (1/2" - 3/4"); asimismo, se comprobaron los resultados obtenidos de la instalación aerodinámica, sobre protección con pedraplón.

Instalación para estudios aerodinámicos.- Es una instalación que permite estudiar sobre fondos formados con arena, arrastres y erosiones causados en muy diversas estructuras. En él se ensayaron diferentes tipos de protección contra la socavación local en pilas. Esta instalación tiene la -

ventaja de que cada prueba puede hacerse en menos de 15 minutos y de que -- volver a poner todo en condiciones iniciales no lleva más de 10 minutos. -- Las mejores de las numerosas alternativas probadas fueron ensayadas después con agua en el tercer canal.

III-B-II.- CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LAS PRUEBAS HECHAS EN EL LABORATORIO

En este inciso se describirán algunas de las observaciones sobre la forma como se efectúa la socavación, en fondos arenosos. Los fenómenos -- observados son aproximadamente los mismos al utilizarse una arena fina o -- gruesa, lo único que puede variar es la velocidad del flujo a la cual se -- presentan. Como la manera de iniciarse y aumentar la socavación sí varía con la forma de la pila y con su orientación se describirá primero lo observado para la pila rectangular con un ángulo de incidencia de 0° ; a continuación -- lo que se observó con una pila circular y con una rectangular con nariz -- redondeada sin esviajamiento; por último lo observado cuando la rectangular y redondeada formaban un ángulo de 30° con respecto a la corriente.

III-B-II-I.- PILA RECTANGULAR ORIENTADA SEGUN EL FLUJO

Para entender el mecanismo con que se realiza el proceso de socavación, se resumirá lo que se obtiene al efectuarse una prueba ideal que -- consistiría en mantener constante el tirante en el modelo, mientras se in-- crementa sucesivamente la velocidad. Esta prueba se podría controntar con -- los resultados obtenidos en otros ensayos en los que el tirante ha sido el mismo.

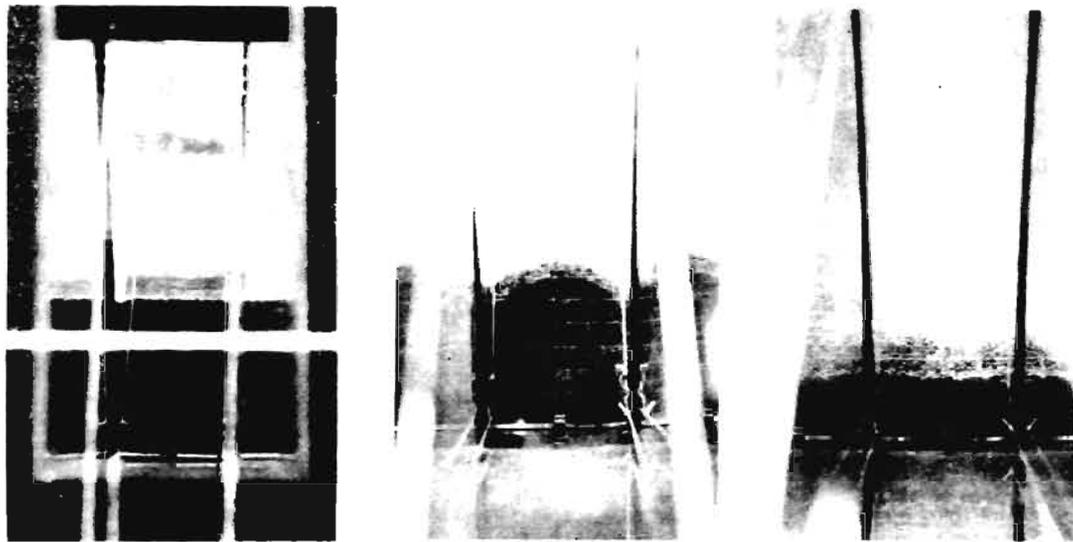
La prueba ideal que se menciona para un $d_p = 0.56$ mm. se inicia -- con la arena del fondo perfectamente enrasada tal y como se hizo en casi --

todos los ensayos. Se observaría entonces que al alcanzar el agua una velocidad media próxima a los 16 cm/s., la socavación se inicia en las dos esquinas de la cara de aguas arriba a causa de dos vórtices de eje vertical que ahí se presentan. En estas condiciones se mantiene la prueba hasta que la erosión no prospera. El material removido de las esquinas se deposita en las dos caras laterales de la pila, como se ve en la figura núm. 28. Al incrementar la magnitud de la velocidad, la socavación localizada en las esquinas continúa al mismo tiempo que aumenta la erosión en toda la cara anterior.

Esto prosigue hasta que toda la socavación alcanza la misma profundidad en todo el ancho de esa cara (ver figura núm. 29 y fotografías - - núms. 5, 6 y 7). Al continuar el aumento de la velocidad se llega al momento que se inicia el arrastre del material del fondo, con lo que hay aporte del material arrastrado dentro del cono de la erosión. Si la velocidad se aumenta todavía más, la socavación continúa su progreso, si bien llega un momento en que tal progreso empieza a declinar hasta que alcanzada cierta velocidad, la socavación ya no progresa mientras no se aumente el tirante.

Ahora bien, puede afirmarse que en tanto no hay arrastre de fondo, el material socavado se deposita en las zonas adyacentes a las caras laterales de la pila en forma de un montículo a cada lado. La cima de estos montículos se desplaza aguas abajo cuando aumenta la velocidad y si el arrastre del fondo llega a presentarse, el montículo se localiza en la zona inmediata al extremo de aguas abajo de la pila.

Por otra parte, según lo que se dijo en el inciso anterior, para un tirante y una velocidad dadas es menester que transcurra cierto tiempo - hasta que se estabilice el proceso y se pueda medir correctamente la socavación máxima; tal estabilización se altera en el caso en que el arrastre -



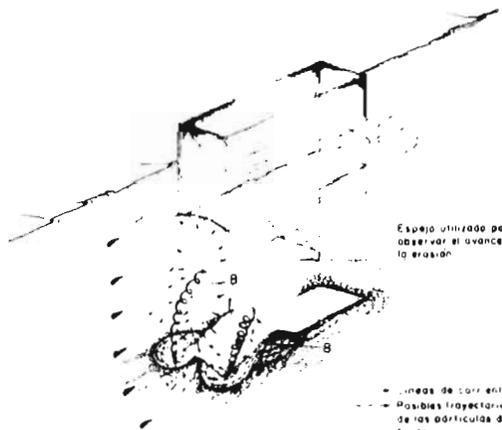
FOTOS 5, 6 Y 7. - ESTAS FOTOGRAFÍAS FUERON TOMADAS CON AYUDA DEL ESPEJO INTRODUCIDO EN LA PILA RECTANGULAR Y MUESTRAN EL AVANCE DE LA EROSIÓN EN LA CARA DE ENFRENTÉ. EN LA 5 SE VE EL FONDO EN CONDICIONES INICIALES Y UNA LIGERA EROSIÓN EN LA ESQUINA IZQUIERDA. LA 6 SE TOMÓ EN EL MOMENTO EN QUE LOS FONOS, PRODUCIDOS POR LA EROSIÓN EN LAS ESQUINAS, SE JUNTAN. LA 7 MUESTRA UN ESTADO AVANZADO DE SOCACCIÓN. EL RAYADO QUE SE APRECIA ESTÁ A CADA CM. SE NOTAN TAMBIÉN LOS HILOS QUE ADHERIDOS A LA CARA DE ENFRENTÉ IRON EN LA DIRECCIÓN DEL FLUJO.

del fondo traiga consigo la formación de rizos y dunas. En tales casos la profundidad de la socavación oscila como puede verse en la figura núm. 30.- En ella se observa que cuando la cresta de una duna se acerca a la zona erosionada se propicia la profundación, la cual llega a un máximo cuando la cresta está sobre el borde de la zona socavada; este último valor se conserva hasta que la mitad de la duna se ha desplazado aguas abajo, para disminuir después hasta el paso de la siguiente duna. Cuando no hay arrastre el equilibrio de la socavación se obtiene después de un cierto tiempo. Si la velocidad es tal que únicamente estén formados los conos en las esquinas, se deja de observar algún incremento al cabo de 30 a 60 minutos. A medida que la velocidad es mayor, se requieren períodos de tiempo más grandes para alcanzar ese equilibrio. En la mayoría de los ensayos efectuados, se lograba al cabo de unas 2 a 4 horas. Aunque para el caso extremo de tenerse condiciones críticas de arrastre, Maggiolo dice que la socavación no tiene un límite y según sus experiencias, después de 90 horas de ensayos ha obtenido una profundidad que era el doble de la que se presentaba con solo 4 horas.

Se describirá a continuación la forma de las líneas de corriente que sigue el líquido y las trayectorias de las partículas del fondo durante el proceso erosivo.

La condición inicial de socavación que se origina en las esquinas cuando la velocidad del flujo es baja, se debe a dos vórtices de eje vertical que se presentan allí, ver figura núm. 28-A.

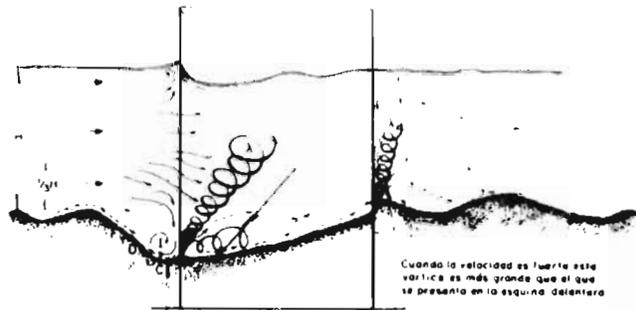
Las partículas sólidas son succionadas por él, levantadas y depositadas en la zona B. A medida que aumenta la profundidad del cono, las partículas resbalan por el talud hasta la parte inferior en donde son succionadas por el vórtice, o bien son arrastradas sobre el talud del cono debido al mismo giro del vórtice. Los dos vórtices de las esquinas permanecen siempre, aún para condiciones de flujo que causen un fuerte arrastre por



Espejo utilizado para observar el avance de la erosión

líneas de corriente
Posibles trayectorias de las partículas del fondo

Estado inicial de socavación. En una pila rectangular se inicia en las esquinas debido a los vórtices de eje vertical que ahí se presentan

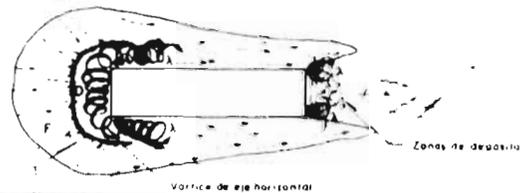


Lugar en que se produce la socavación máxima
(A) Vórtices de eje vertical

Cuando la velocidad es fuerte este vortice es más grande que el que se presenta en la esquina delantera

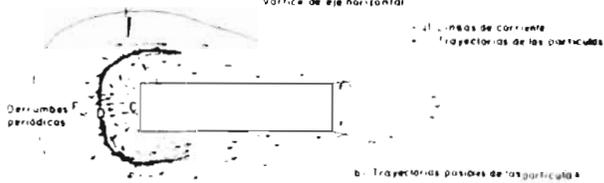
líneas de corriente
Posibles trayectorias de las partículas del fondo

El talud en F corresponde al de reposo del material



Vórtice de eje horizontal

Zonas de depósito



líneas de corriente
trayectorias de las partículas

b. Trayectorias posibles de las partículas

Derrumbes periódicos

Cuando la velocidad es fuerte, los vórtices se hacen más grandes y los derrumbes periódicos.

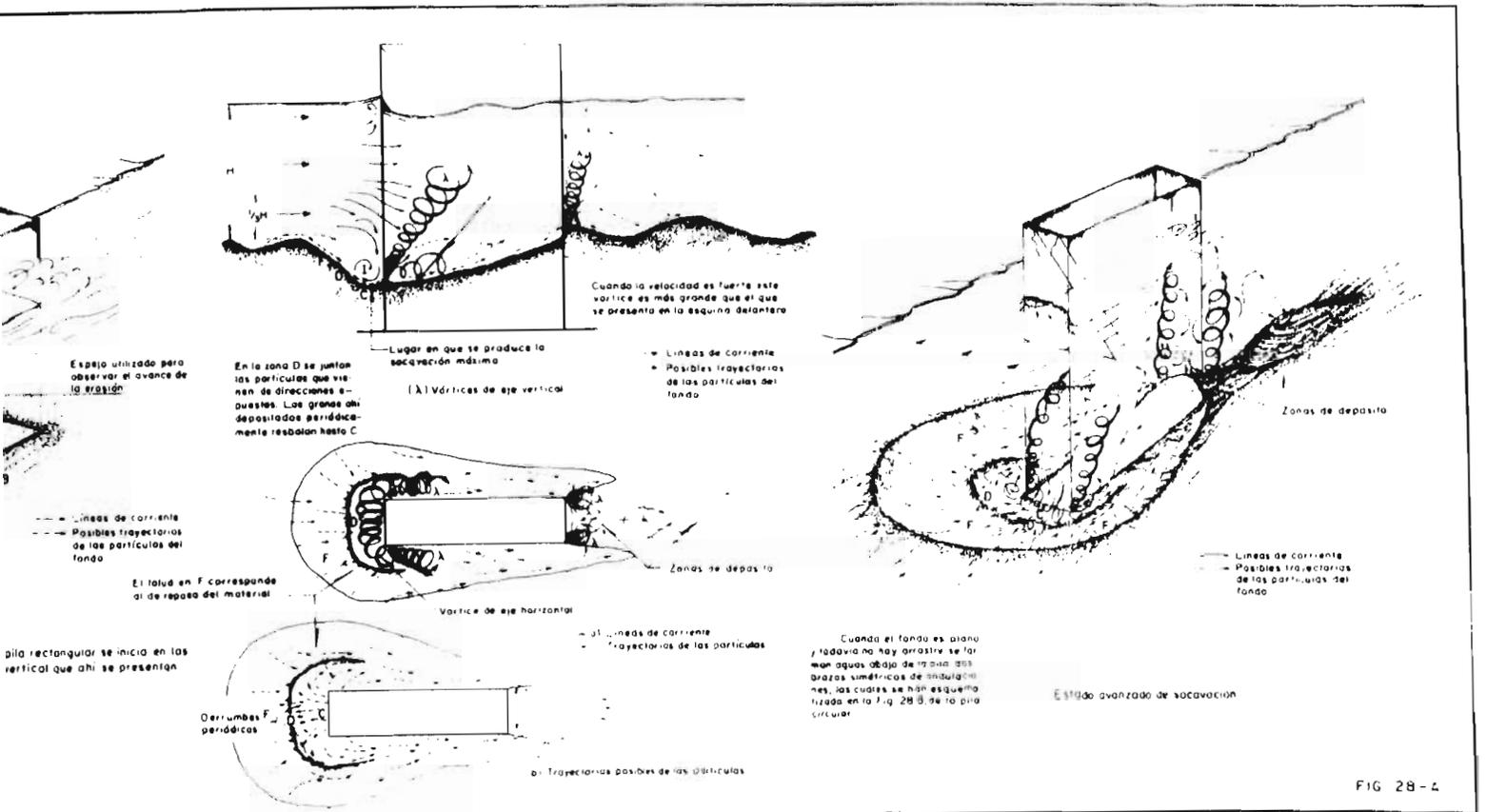


FIG 28-4

fondo. Al aumentar un poco más la velocidad, las líneas de corriente comprendidas entre el fondo y 1/3 del tirante y que chocan contra la pila, adquieren un movimiento con dirección vertical descendente. Esto, sumado a una mayor profundización de los conos de las esquinas, hace que después de unirse los lados de esos conos se aumente la profundidad de la erosión en el centro de la cara de aguas arriba hasta el momento en que frente a toda ella, la erosión alcance el mismo valor.

En estas condiciones el principal agente erosivo es el vórtice I de eje horizontal perpendicular al flujo, que se forma frente a la cara de la pila, el cual después se extiende hacia los lados y le da vuelta a la pila conservando su sentido de giro. El movimiento vorticoso del líquido arrastra las partículas de la zona C y las deposita en D en donde se acumulan. Después de un corto período de tiempo se produce una especie de avalancha de D a C. Esto origina que para una partícula y visto en planta el movimiento éste sea en zig-zag, lo que hace que los granos se vayan corriendo hacia los lados. Al llegar a la zona E son fácilmente arrastrados en contra pendiente hacia aguas abajo.

Las partículas de la zona F a medida que se hace mayor la socavación resbalan hasta llegar a la zona D donde son afectadas por el movimiento ya descrito.

El líquido al llegar a la cara de la pila sigue hacia abajo, en la zona señalada en el dibujo. Cerca de la superficie se dirige hacia arriba siendo su movimiento hacia los lados, en la zona intermedia. El movimiento en la zona inferior puede notarse en los hilos que fueron adheridos por uno de sus extremos a la cara de aguas arriba y que aparecen en la foto - - - - -
núm. 6.

Cuando la velocidad es tal que existe arrastre, las condiciones -

descritas prevalecen, nada más que la profundidad de la erosión crece y por ende del tamaño del embudo formado. Los granos arrastrados al llegar al borde de él resbalan por la cara F para llegar a la zona D y entrar a formar parte del movimiento señalado.

III-B-11-2.- PILA CIRCULAR

La forma como se desarrolla el proceso erosivo es similar al de la pila rectangular, si bien se presentan algunas singularidades. La erosión se inicia en dos zonas localizadas aproximadamente a 65 grados a cada lado del eje de la pila (considerado como eje de la misma el diámetro que es paralelo a la corriente). Véase figura núm. 29. Cuando se aumenta la velocidad crecen esos conos formados, llegan a juntarse y empieza a profundizarse la zona delantera de la pila hasta que la erosión es la misma en toda la zona de enfrente de la pila, (aproximadamente esos 65° a cada lado del centro). El resto del proceso es igual al de la pila rectangular aunque las velocidades; a la que los conos se juntan, ocurre una erosión uniforme en el frente de la pila y se obtiene la socavación máxima, naturalmente no sean las mismas. En la parte de atrás de la pila circular se presentan velocidades ascendentes más fuertes que para la pila rectangular, lo que forma un borbollón con mucho material granular en suspensión.

III-B-11-3.- PILA RECTANGULAR CON NARIZ REDONDEADA

Para la pila con sus frentes redondeados, el proceso es igual al de la pila circular, salvo que el material extraído al iniciarse la socavación es depositado al lado de las caras laterales y se requiere una mayor velocidad para que lleguen a la parte trasera de la estructura.

Todos los ensayos se realizaron con pilas transparentes, y el proceso erosivo era observado desde arriba con ayuda de un espejo colocado convenientemente en su interior. Ver Fig. 28-A.

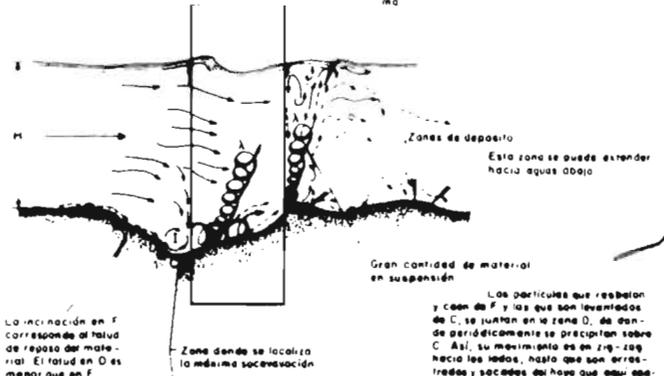
Observación



Estado inicial de socavación

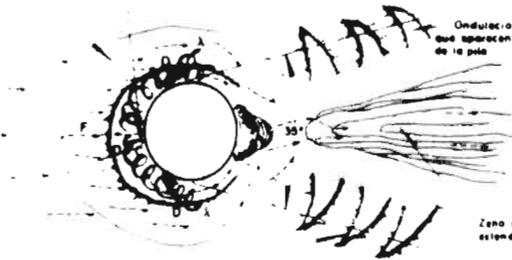
Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° a cada lado respecto a la dirección del flujo (Fig. 28). Los varices que en su presentación se conservan hasta obtener la erosión máxima.

La cantidad de material sólido que es levantado es mucho mayor que para pilas de otra forma.



Los partículas que rebaban y caen de F y las que son levantadas de C, se juntan en la zona D, de donde periódicamente se precipitan sobre C. Así, su movimiento es zig-zag hacia los lados, hasta que son arretradas y sacadas del flujo que ahora aparece.

Ondulaciones simétricas que aparecen aguas abajo de la pila.



Estado avanzado de socavación

Cuando la erosión no hay arastre, aguas abajo de la pila se forman dos brazos de rizo, los cuales forman entre ellos un ángulo de 30° a 40°. Si la velocidad es muy baja, una vez que se han formado, los dos brazos tienden a ser paralelos.

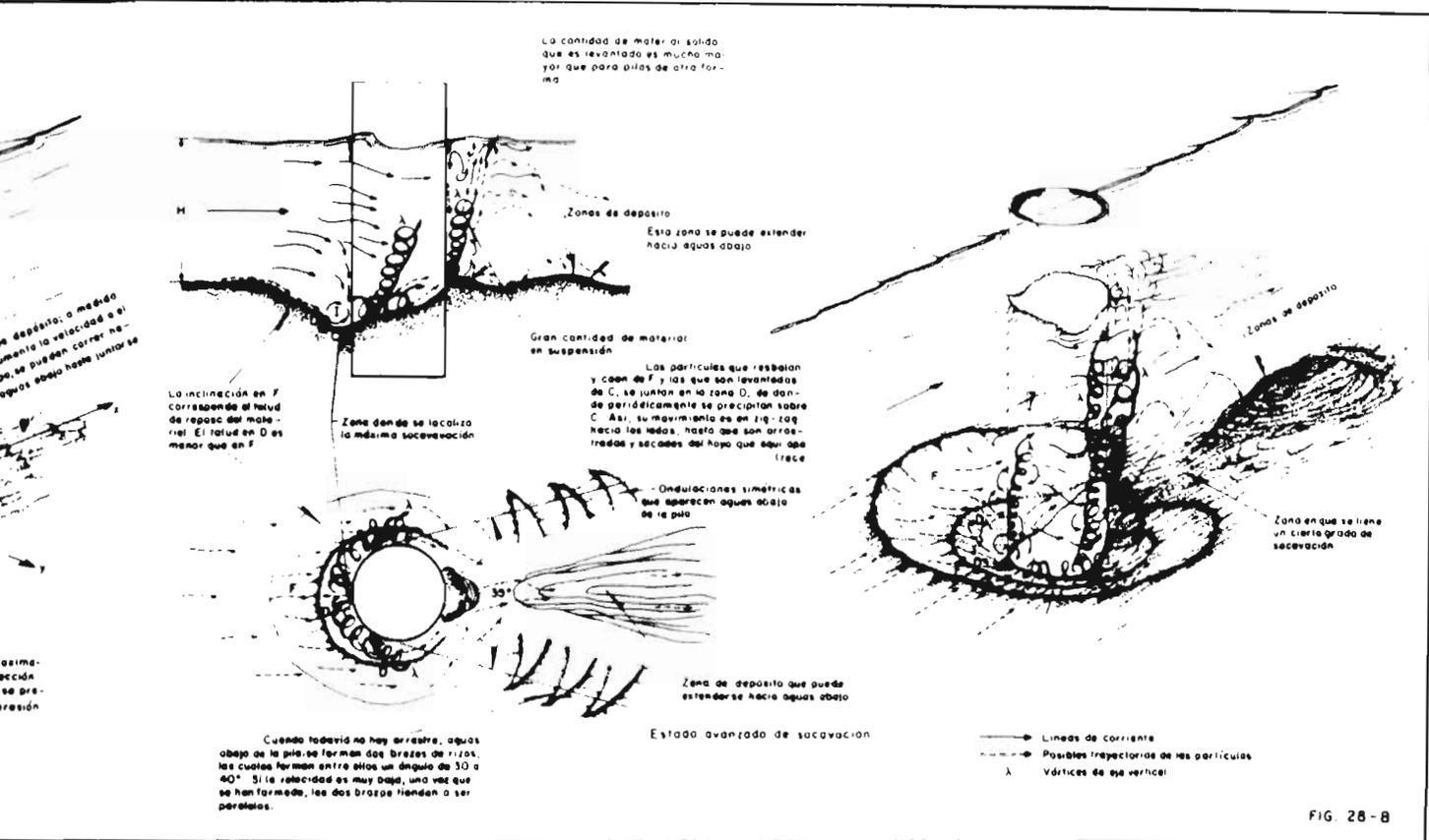


FIG. 28-8

ESQUEMAS QUE MUESTRAN DIFERENTES ETAPAS EN EL PROCESO EROSIVO

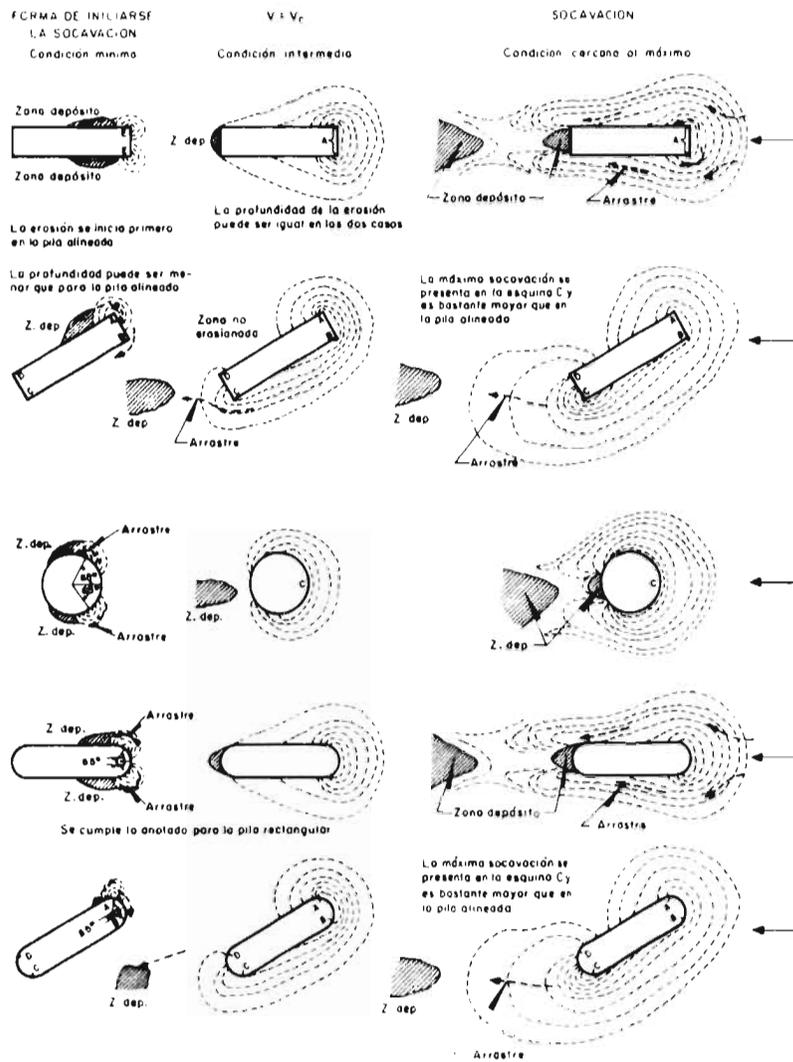


FIG. 29

III-B-11-4.- PILAS ESVIAJADAS

El proceso de socavación para la pila rectangular y para la rectangular con frentes redondeados es casi idéntico si se piensa cada vez que se retiene uno a las esquinas de la pila rectangular, en la zona entre los 65° a cada lado del eje de la segunda pila. Véase la figura núm. 29 para entender mejor el proceso. Si se supone un tirante constante y se tiene primariamente una condición de baja velocidad se nota que la socavación empieza en la esquina A, como consecuencia de un vórtice de eje vertical que allí se presenta. Fotos 11, 13 y 14

En un principio el material es arrastrado hacia D, pero al aumentarse un poco la velocidad, el arrastre se extiende también hacia b y C por incrementarse la erosión también en esa misma dirección. El embudo formado avanza poco hacia D pero se profundiza pronto en toda la cara AB de la pila y se amplía hacia C y D. Cuando la velocidad es tal que provoca arrastre en el fondo hay un momento en que en los lados AB y BC se tiene prácticamente la misma profundidad.

Para velocidades muy cercanas y mayores a la que produce una condición de erosión máxima, esa misma socavación se localiza alrededor de la esquina C. Las pruebas descritas se observaron cuando el esviamiento de la corriente con respecto al eje de la pila es de 30° . Si se compara con una pila no esviada, lo verdaderamente importante es que no solo el grado de socavación extrema que se presenta es mucho mayor sino que ésta se localiza en la parte de aguas abajo de las estructuras. Las pilas del puente sobre el río Tecpan fallaron en esta forma como puede observarse en la foto en donde se puede notar su asentamiento hacia aguas abajo y hacia un lado. Fotos 8 y 9

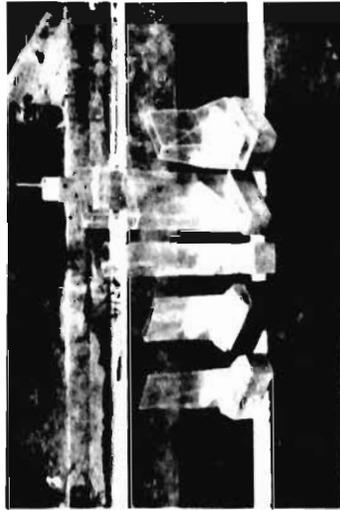
Otro fenómeno observado cuando no existía arrastre en el fondo fue la formación de rizos atrás de las pilas. Estas se originaron por



FOTOS 9 Y 9A.- ESTADO EN QUE QUEDÓ EL PUENTE SOBRE EL RÍO
TECPAN, DESPUÉS DE LA ACCIÓN DE 1961. LAS
FLECHAS INDICAN LA PROBABLE DIRECCIÓN QUE
TUVO LA CORRIENTE. LA PILA ESTÁ DESPLAZADA
HACIA ATRÁS Y AL LADO POR DONDE LLEGÓ EL
FLUJO.

FOTO 10.-

PILAS ESTUDIADAS.- EN LAS TABLAS XVII Y XVIII
SE MUESTRAN LOS PIELTADOS OBTENIDOS CON
LAS 3 CENTRALES. LA DEL LADO DERECHO ES UNA
REPRODUCCIÓN DE LA QUE APARECE EN LAS FOTOS
SUPERIORES.



abajo simétricamente a cada lado de las estructuras, y repetían su forma -- periódicamente como puede notarse en las fotos 15 a 17. El ángulo formado -- por los dos brazos era mayor cuanto mayor fuera la velocidad. Cuando esta -- era pequeña, los brazos de los rizos después de salir con un ángulo de unos 30 a 40° atrás de la pila, se curvaban hasta hacerse paralelas como puede-- verse en la foto núm. 15. Igualmente cuando ellos llegaban a la cercanía de las paredes, la influencia de ella hacía que tendieran a continuar parale-- las a dichas paredes. La presencia de este fenómeno impidió que se pusiera-- al mismo tiempo, a otra pila colocada aguas abajo de la primera.

III-C.- RESULTADOS EXPERIMENTALES

Según ya se había indicado, los resultados de cada uno de los ensa-- jos realizados se consignaban durante las pruebas en tablas como la XVI, pa-- ra después vaciar los datos que correspondían a las condiciones de máxima -- socavación en una tabla similar a la XVII, en la cual, se han añadido para-- rames de comparación, las socavaciones que se obtendrían al aplicar los cri-- terios de Laursen-Toch y Yaroslavtsiev para las mismas condiciones de máxi-- ma socavación. Se agregaron además algunos parámetros adimensionales como -- el número de Reynolds y el de Froude, para investigar la posible correspon-- dencia entre ellos y el fenómeno estudiado. Cabe aquí aclarar que todos los valores de la socavación anotados y que han sido con los que se ha trabaja-- do, corresponden a los máximos observados los cuales no siempre se presen-- tan en el mismo sitio de la pila, ubicación que depende de la velocidad de la corriente o de si la pila está esviada o no.

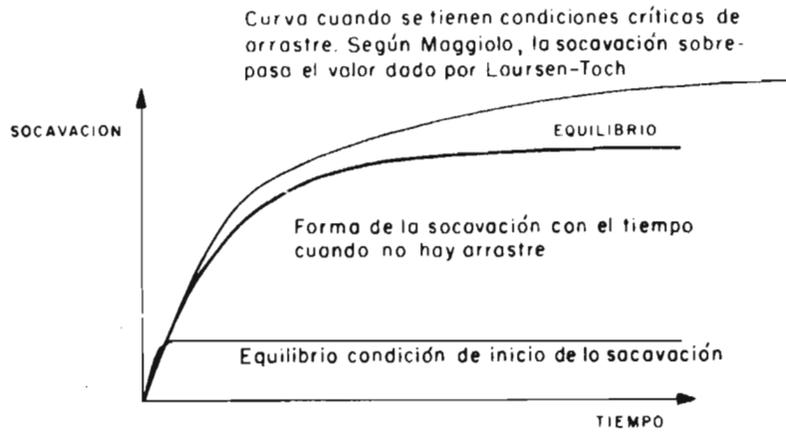
Así, la magnitud de la socavación cuando la velocidad es pequeña-- y apenas se inicia la erosión, es medida en la esquina de las pilas rectán-- gulares y en las zonas laterales a los 60° respecto al eje en las circula--



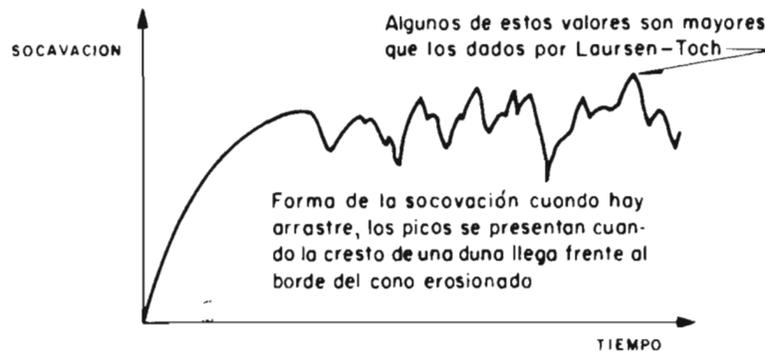
FOTOS 15, 16 Y 17



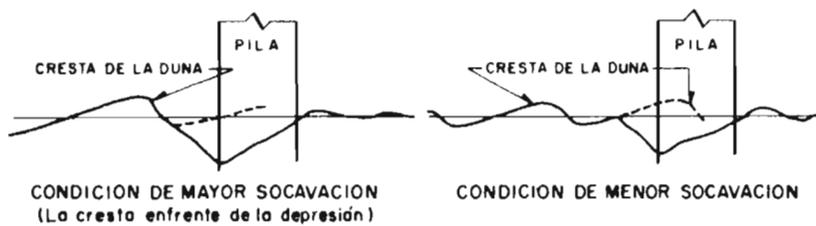
DIVERSO. ASPECTOS DE LOS RECIPIENTES QUE SE ENCUENTRAN EN LAS
ABASO Y LAS FILAS. CUANDO TODAVIA NO SE HA ALCANZADO
EL ESTADO CRITICO DE ABRAQUE. SE HA IDENTIFICADO
DEL FINDO. SI LA VEGETACION ES MUY RARA EN EL FINDO
TIENEN A CONTINUAR MANEJADOS (FOTO 15). (FOTO 16)
DADES MAS FUERTES LLEGAN A ALTAZAR (FOTO 17).
:4444.



a) No existe arrastre en el fondo



b) Con arrastre en el fondo



GRAFICAS QUE MUESTRAN EL AVANCE DE LA PROFUNDIDAD DE LA EROSION CON EL TIEMPO Y FIGURAS QUE PRESENTAN LAS CONDICIONES DE MAXIMOS Y MINIMOS DE LA CURVA B

FIGURA 30

ESTUDIO DE SOCAVACION EN PILAS DE PUENTE
TABLA XV: OBSERVACIONES EN EL MODELO

Ensayaron: Alejandro Lomas Fecha: 27 de junio de 1963 Hoja No.: 1

Pila tipo: Rectangular de 6-3 cm Ancho del canal: 2 m Material móvil: arena roja
Curva granulométrica No.: 3; D_{90} : mm; D_{50} : 150 mm; D_{10} : mm; γ_s : 2.65 ton/m³

Ensayo	Dimensiones en centímetros				Q l/s	Pendiente	H Tirante	Q _s Alim.	V media cm/seg	Impulsos del metro mm	Lectura de la erosión	Socavac. real mm	A cm ²	Tiempo I	Faltas	Observaciones	Tiempo m
	Vertedor		Canal														
	L ₁ , cm	L ₂ , cm	L ₃ , cm	L ₄ , cm													
1	23.43	6.36	5.69	4.72		0.00164	5.5			32	+2.1	81	1100	9.30			19°
2	23.51	6.33	5.65	4.68		0.00168	5.5			33	+1.3	89	1100	9.45			
3	23.52	6.30	5.63	4.66		0.00164	5.5			34	+0.9	93	1100	10.00			19°
4	23.55	6.27	5.61	4.64		0.00163	5.5			35	+0.6	96	1100	10.15		No hayarrabido	
5	23.55	6.25	5.59	4.66		0.00189	5.4			34	+0.4	98	1080	10.30			19°
6	23.54	6.23	5.57	4.66		0.00157	5.5			32	0.0	102	1100	10.45	70		
7	23.55	6.22	5.56	4.70		0.00152	5.4			33	0.2	104	1080	11.00	25		19°
8	23.56	6.21	5.56	4.69		0.00153	5.4			34	0.4	106	1080	11.15	15mm		
9	23.50	6.17	5.53	4.65		0.00182	5.4			35	0.6	108	1080	11.30	70mm		19°
10	23.51	6.16	5.52	4.64		0.00182	5.4			34	0.6	108	1080	11.45			
11	23.52	6.15	5.52	4.66		0.00149	5.4			36	0.6	108	1080	12.00			19°
Se sube la carga																	
12	33.68	9.14	8.53	7.35		0.00189	8.2			51	1.4	116	1640	12.15		Seccionaron a la pila	19°
13	33.67	9.49	8.56	7.32		0.00217	8.1			51	2.0	122	1640	13.30			
14	33.74	9.41	8.52	7.34		0.00207	8.4			44	0.7	109	1640	13.45			19°
15	33.64	9.44	8.46	7.42		0.00202	8.0			44	1.4	116	1640	13.00			
16	33.97	9.51	8.35	7.60		0.00191	8.3			47	0.2	104	1640	14.00		Seccionaron el modelo en	20°
17	33.48	9.44	8.33	7.46		0.00198	7.9			49	2.0	122	1640	14.15	700	Seccionaron con balanza repetidas	20°
18	33.45	9.51	8.48	7.54		0.00195	8.1			42	2.1	123	1640	14.30	181		
19	33.94	9.45	8.24	7.36		0.00209	8.2			41	1.0	113	1640	14.45	182		

Observaciones: En el terreno se +10.2 - con las lecturas 12 a 19 se indica en H la
altura a la cota de arena - El H medio = 82 cm - En columnas Q y V media
se llenan en el gabinete (Continúa en Hoja N° 2)

res. 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 y de acuerdo a lo descrito anteriormente el valor de la socavación podrá ser medido en alguna parte del frente cuando la velocidad es menor que la crítica de arrastre. Si la velocidad media de la corriente es mayor que la crítica se medirá o en el frente o si la velocidad es mucho mayor en la zona de aguas abajo de la pila.

De las experiencias realizadas en el primer modelo y que fueron confirmadas en el segundo se pudo comprobar que:

1).- Las profundidades de socavación medidas son todas menores a las que se obtendrían al aplicar el criterio de Laursen-Toch, con excepción de unas cuantas cuyo valor, en todo caso, no excede en más del 10% al de estas últimas. Por otra parte las profundidades de socavación que da el método de Yaroslavtsiev corresponden razonablemente bien con las observadas, con tal que la relación h/b_j no sea menor que 1.5 y en tanto que no se rebasa el valor que se obtiene con el criterio de Laursen-Toch para las condiciones en que se hizo la medición. En efecto, al rebasar ese límite la fórmula de Yaroslavtsiev conduce a profundidades de socavación bastante mayores que las medidas, error que se hace tanto más notable, cuanto más se ha sobrepasado ese límite.

2).- Si no se rebasa el límite de Laursen-Toch la fórmula de Yaroslavtsiev conduce a profundidades de socavación que difiere de las medidas en un 15% en más o menos; desgraciadamente no se puede decir por el momento, cuando la discrepancia es en un sentido y cuando en el opuesto.

3).- Se puede observar en la tabla que todos los valores teóricos obtenidos con la fórmula de Yaroslavtziev cuando $e = 1$ son similares a los experimentales cuando el diámetro del material del fondo es de 0.17 mm, o de 0.56 mm., sin embargo para un diámetro igual a 1.3 mm. la mayoría de los valores experimentales son menores a los de la fórmula. Esto se debe a la influencia del diámetro que no se ha tomado en cuenta, ya que siguiendo las recomendaciones de Yaroslavtziev el término $(-30 d)$ se ha despreciado por ser los diámetros menores de 5 mm.

4).- Cuando el parámetro $\frac{v^2}{gb}$ es menor de 0.05 la fórmula de Yaroslavtziev sigue dando errores en más o en menos de 0.5 a 2 cm. Sin embargo como el valor real de la socavación bajo esas condiciones es de 1 a 4 cm. el error relativo llegó a ser de más del 20% en la mayoría de los casos.

5).- Bajo condiciones de gran velocidad los valores medidos de la socavación concuerdan con bastante aproximación con los obtenidos por la curva de Laursen-Toch; sin embargo en varias ocasiones se midieron valores que sobrepasaron en un 10% aproximadamente a los dados por la curva. Por este motivo se corrigió el método de Laursen-Toch tal y como previamente ya lo había propuesto De Souza Pinto en su libro. De aquí en adelante cuando se mencione el método de Laursen-Toch, se entiende a la curva ya corregida.

Las observaciones anteriores parecen indicar claramente lo que se afirmó en un principio. Ésto es, que la curva de Laursen-Toch limita la zona de aplicabilidad de la fórmula de Yaroslavtziev, según se consigna en la gráfica de la figura núm. 31. Es por ello que si se desea obtener la profundidad de la erosión en cualquier caso, no es posible determinarla aplicando

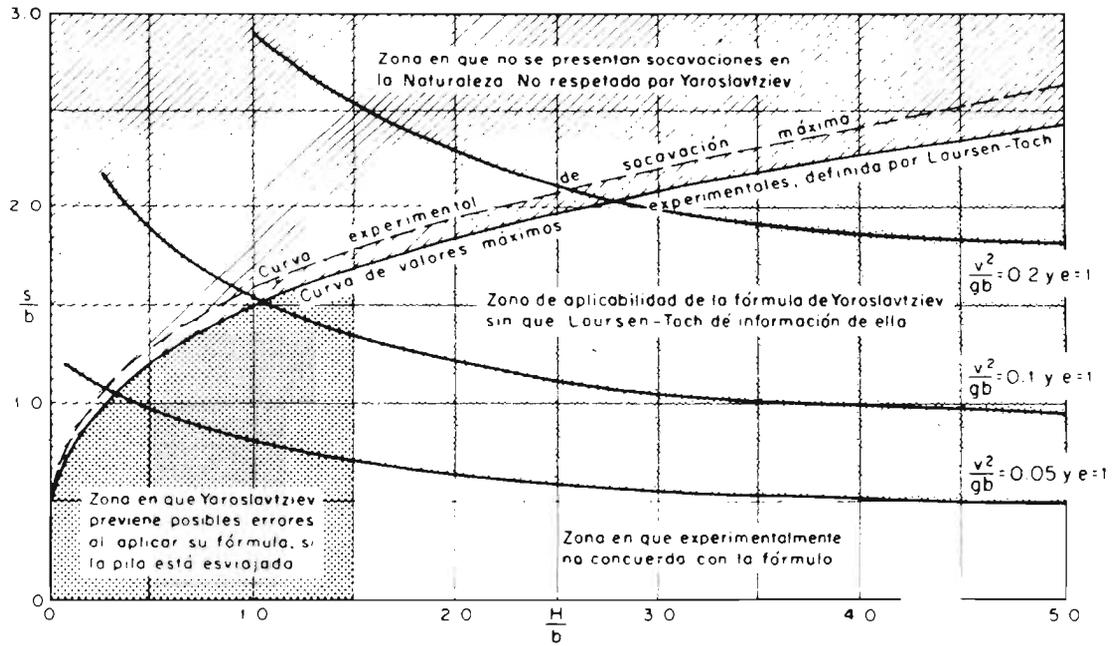
uno solo de los criterios ya que puede obtenerse un resultado absurdo. Se recomienda entonces aplicar los dos y escoger como correcto el menor valor dado por cualquiera de ellos. Si Yaroslavtziev da el menor valor, es porque para el tirante que exista en ese momento la velocidad de la corriente es relativamente baja, y no se alcanza la condición dada por Laursen-Toch. Por lo tanto el valor propuesto por Yaroslavtziev es el correcto en esta ocasión.

Si por el contrario, Laursen establece un resultado menor, este es el correcto ya que él fija la condición extrema de socavación bajo unas condiciones dadas de la corriente la cual tendrá en ese momento una velocidad muy grande, cuyo valor al entrar al cuadrado en la expresión de Yaroslavtziev hace que sobrepase a Laursen-Toch.

El tener que usar los dos criterios y escoger al menor valor obtenido con cualquiera de ellos es la conclusión más importante a la que se llegó; pero además, de todas las experiencias y cálculos realizadas se observaron los siguientes puntos:

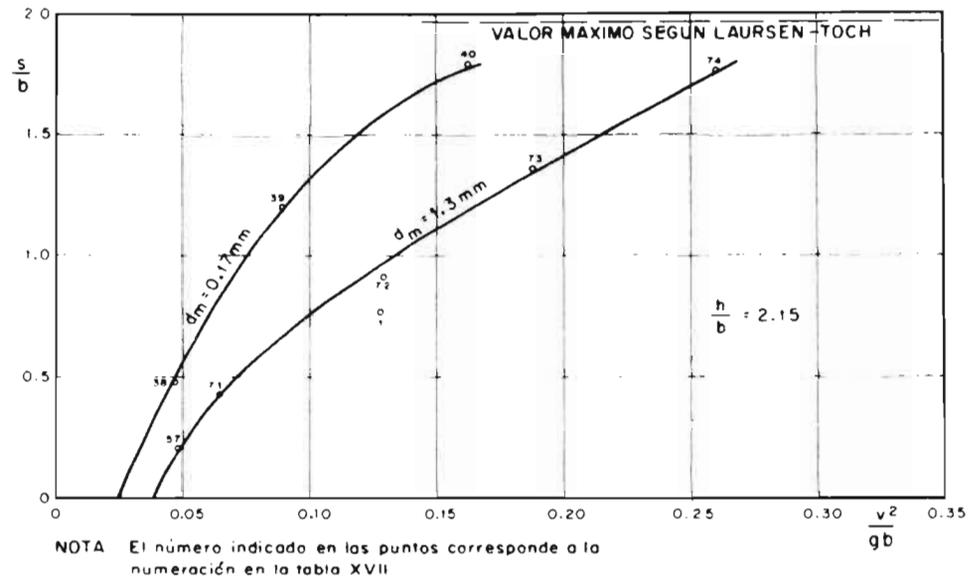
a).- Cuando se realizan estudios en modelos, el valor del coeficiente k_{el} usado en la fórmula de Yaroslavtziev alcanza un valor próximo a uno, en lugar de 0.6 que podría también utilizarse.

b).- Yaroslavtziev menciona que es posible obtener socavaciones negativas, es decir, que a velocidades muy bajas puede existir depósito frente a las pilas. Esto no es posible en el caso de arenas y limos ya que para que el material sea depositado allí, se necesita que sea transportado de una sección de aguas arriba, y se ha visto, que la socavación se inicia cuando la velocidad es bastante menor que la crítica de arrastre.



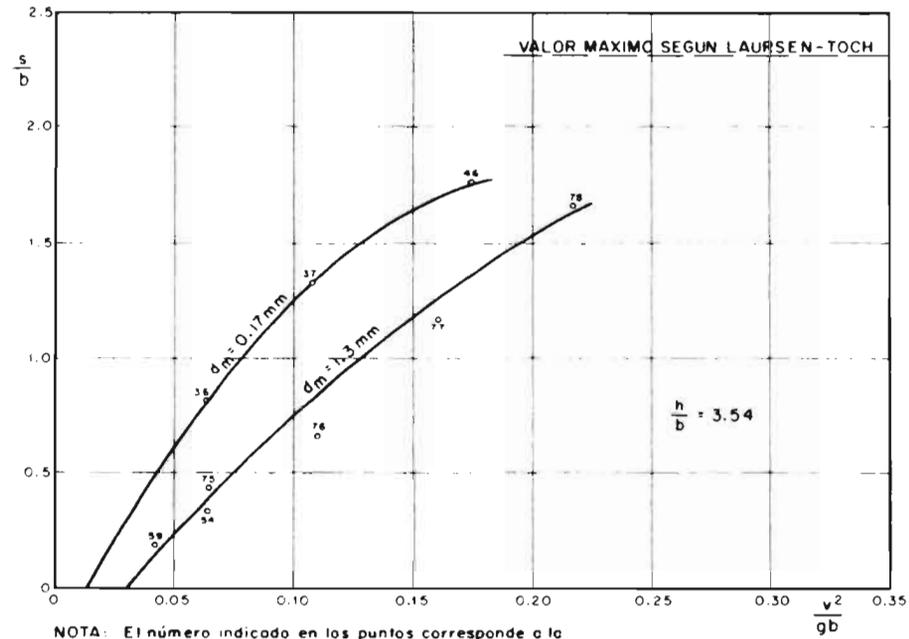
GRAFICA QUE MUESTRA LAS ZONAS DE APLICABILIDAD DE LOS METODOS DE LAURSEN-TOCH Y YAROSLAVTZIEV

FIGURA 31



GRAFICA QUE MUESTRA LA INFLUENCIA DEL DIAMETRO
EN EL VALOR DE LA SOCAYACION

FIG. 32 a



GRAFICA QUE MUESTRA LA INFLUENCIA DEL DIAMETRO
EN EL VALOR DE LA SOCAVACION

FIG. 32 b

c).- El diámetro del material del fondo sí influye en el valor de la erosión cuando se trata de arenas y si está dentro de la zona de aplicabilidad de la expresión de Yaroslavtziev. Lo anterior puede ser mostrado si se construye una gráfica como las mostradas en las figuras 22 a) y b) en las cuales se han marcado las relaciones S/b contra V^2/gb , para ciertas relaciones fijas de h/b_j . No obstante los pocos puntos que así se consiguen (los cuales podrían complementarse con otros valores de la tabla XVII b) -- se observan dos curvas diferentes, una para los diámetros de 0,17 y 0,52 mm, ya que se confunden y otra para 1,3 mm. En estas gráficas se consignan también los máximos valores S/b_j que se obtendrían de aplicar el criterio de Laursen-Toch y se puede ver como la tendencia de las dos curvas mencionadas es hacerse asintóticas con el valor dado por Laursen-Toch; esta circunstancia puede explicarse porque según este último criterio la granulometría del material del fondo carece de importancia en la predicción de la profundidad de la socavación.

Por otro lado Yaroslavtziev dice que el diámetro del material del fondo no debe de tomarse en cuenta cuando su valor no sobrepase a 0,5 mm; sin embargo los materiales ensayados con diámetros inferiores a este límite sí acusaron cierta sensibilidad al cambio de granulometría. Es posible que Yaroslavtziev no haya tomado en cuenta o notado esta influencia por haber trabajado en prototipos principalmente, en donde tal vez dentro del rango de arenas no se aprecie ninguna variación.

c).- Al realizar pruebas de socavación con una pila rectangular y grava como material del fondo, se notó que cuando esa grava era de 1/4" a 1/2" o de 1/2" a 3/4" la velocidad que se necesitaba para que la socavación se iniciara era la misma que involucra el arrastre de las partículas --

cualquier zona del canal. Las pruebas fueron realizadas en el tercer canal y las variaciones del tirante estuvieron comprendidas entre 15 y 60 cm. Esto es muy valioso ya que al pensar que la socavación se puede evitar con un peuraplén al pie de la pila y requerir dar el tamaño de las piedras, se pueden aprovechar los estudios que se han realizado sobre el inicio del arrastre de las partículas, las cuales son numerosas. Este fué el criterio directriz que sirvió para proponer la tabla XX que se encuentra en el capítulo IV.

e).- Al aplicar la fórmula de Muromov a los datos obtenidos se encontró que tratándose de modelos en que se utiliza arena y para condiciones extremas de velocidad no es posible que dé los valores máximos obtenidos. El máximo de la fórmula es apenas el 70% de la observada como puede verse en la tabla XIX. Nótese en ella que en un caso se ha supuesto un fondo formado de limo con el fin de forzar la obtención de una socavación mayor y que sin embargo eso no sucede (penúltimo renglón). En la tabla se observa también que para socavaciones reales menores, la fórmula de Muromov también da valores menores proporcionalmente, pero cuando en el modelo se tiene una socavación de unos 4 cm. o menos, Muromov ya da valores negativos, es decir, socavación nula. La única explicación posible a este último hecho es que él haya siempre realizado sus observaciones en el centro de la pila y que por lo mismo para bajas velocidades no haya medido la socavación que se tiene en las esquinas.

Si ahora se aplica la fórmula al prototipo se obtienen también resultados absurdos cuando el material es muy fino. Supóngase como ejemplo que se desea encontrar la socavación en una pila circular con un diámetro de 1.50, tirante en la corriente de 4 m., velocidad media de 2.5 m.s. y -

con un fondo cuyo diámetro medio en un primer caso se supondrá de 0.5 mm, y después de 0.07 mm.

$$\begin{aligned}
 \text{I} \quad H &= 4.00 \text{ m.} & dm &= 0.5 \text{ mm.} \\
 V &= 2.50 \text{ m/s.} & V_0 &= 0.67 \text{ m/s.} \\
 D &= 1.50 \text{ m.} & W &= 5.071 \text{ cm/s.} \\
 \text{Pila circular } kt &= 10.0
 \end{aligned}$$

Como $V > V_0$ se aplica la ecuación 36-b

$$S_0 = 1.50 \left[1.5 - 0.50 + 0.50 \right]$$

$$\therefore S_0 = 2.25 \text{ m.}$$

II Todo igual excepto $dm = 0.08 \text{ m.}$

$$\therefore V_0 = 0.39 \text{ m/s. y } W = 0.328 \text{ m/s.}$$

Al sustituir en la ecuación anterior se tiene:

$$S_0 = 1.50 \left[1.50 - \frac{0.026}{1.63} \times 136.9 + 9.00 \right]$$

$$\therefore S_0 = 12.46 \text{ m.} \quad \text{resultado absurdo}$$

Además esta fórmula tiene el mismo defecto que la de Yaroslavl - ziev puesto que para una velocidad grande también sobrepasa el valor tope - dado por Laursen-Toch. Supóngase el caso I del ejemplo anterior únicamente variando a la velocidad, a la que se supondrá ahora con un valor de 5 m/s.

Caso III $V = 5 \text{ m/s.}$

$$\text{De la fórmula } S_0 = 1.50 \left[1.50 - 0.50 + 0.50 \right]$$

2). $S_{0.1} = 2.70$ m. según Laursen $S_{0. máx.} = 3.00$ m.

Cuando se aplica el criterio de Miromov, el problema consiste en que, al obtenerse una socavación que sobrepase los límites fijados por Laursen-Toch, ello puede deberse tanto a velocidades excesivas como a materiales del fondo muy finos. El que existan estos dos factores impide controlar que tanto afecta cada uno en la obtención de las socavaciones teóricas-excesivas. Por este motivo no se recomienda aplicar este método a un caso real, a menos que se realicen algún día pruebas en prototipos, y en ellas se pueda establecer el rango de aplicabilidad de las dos fórmulas.

f).- Al estudiar las pilas esvirajadas, lo primero que se notó fué que la forma de la pila sí influye para cualquier valor de la socavación que no sea el máximo. Para el caso extremo de socavación se respeta el criterio de Laursen-Toch, quien afirma que el valor de la erosión solo depende del ángulo de incidencia y de la relación a/b . Se tomó el criterio anterior debido a que se realizaron muy pocas pruebas en las que se alcanzaron las condiciones extremas de socavación y que cuando se logró, en varias ocasiones se llegaba a descubrir la base de concreto de la pila la cual, por tener dimensiones mayores obligaba a suspender el ensayo.

Como ya se mencionó anteriormente la socavación en una pila esvirajada puede llegar a ser en condiciones normales hasta 1.5 veces y media mayores que la que se presenta en una pila alineada con la corriente, y que esa erosión se presenta en la esquina de aguas abajo expuesta directamente al flujo (todo esto fué estudiado ampliamente por Romitta). Este hecho unido al empuje que el agua ejerce contra la pila ayuda a que esta falle en su cimentación. Es por ello que muchas pilas que han fallado se han encontrado, cuando han permanecido en pie, recostadas hacia aguas abajo y hacia un lado.

Si la corriente tiende a cambiar su curso con facilidad es conveniente pensar en un proyecto que consista de pilas circulares ya que la socavación será la misma cualquiera que sea la dirección del flujo.

III-D.- NUEVO CRITERIO PROPUESTO PARA DETERMINAR LA PROFUNDIDAD DE LA EROSION.

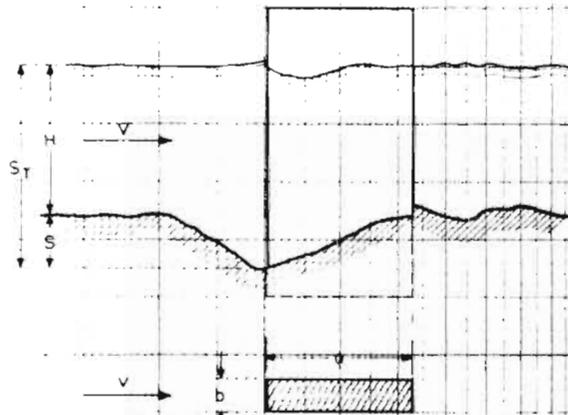
Hasta aquí se han presentado los criterios conocidos para evaluar la profundidad de la erosión y se ha hecho una crítica extensa sobre los dos métodos más útiles, al grado de presentar una forma de poder utilizarlos en conjunto para evitar las fallas, de uno, con el otro. Así mismo se han enumerado los principales fenómenos observados durante el proceso erosivo. A continuación se presenta un criterio para determinar la profundidad de la erosión basado en todos los ensayos realizados en los dos canales que primero fueron descritos y en los resultados presentados por otros autores.

En un principio todos los datos obtenidos de cada ensayo para la condición de máxima socavación, fueron resumidos en tablas como la XVII-b. Con ellos y por medio del análisis dimensional se obtuvieron varios parámetros dimensionales que revelaban al graficarlos, alguna dependencia con la socavación. De entre ellos, se obtuvo al final una gráfica para la pila rectangular que concordaba con la mayoría de los valores observados.

Los parámetros dimensionales que en ella intervienen, ver figura núm. 32 son $\frac{h + S_0}{D}$ y $\frac{V^2}{gD}$ en los ejes de las ordenadas y abscisas respectivamente y con $\frac{h}{t}$ como parámetro interior; con lo que se tiene una curva para cada valor fijo de h/t que se haya seleccionado.

Conocidos h , v y t se puede obtener con facilidad la magnitud del parámetro $\frac{S_0 + h}{D}$ del que se deduce el valor de la socavación.

FIG. 32
PILA RECTANGULAR



a) Si la pila está alineada con el flujo:

$$b_1 = b$$

$$f_c = 1$$

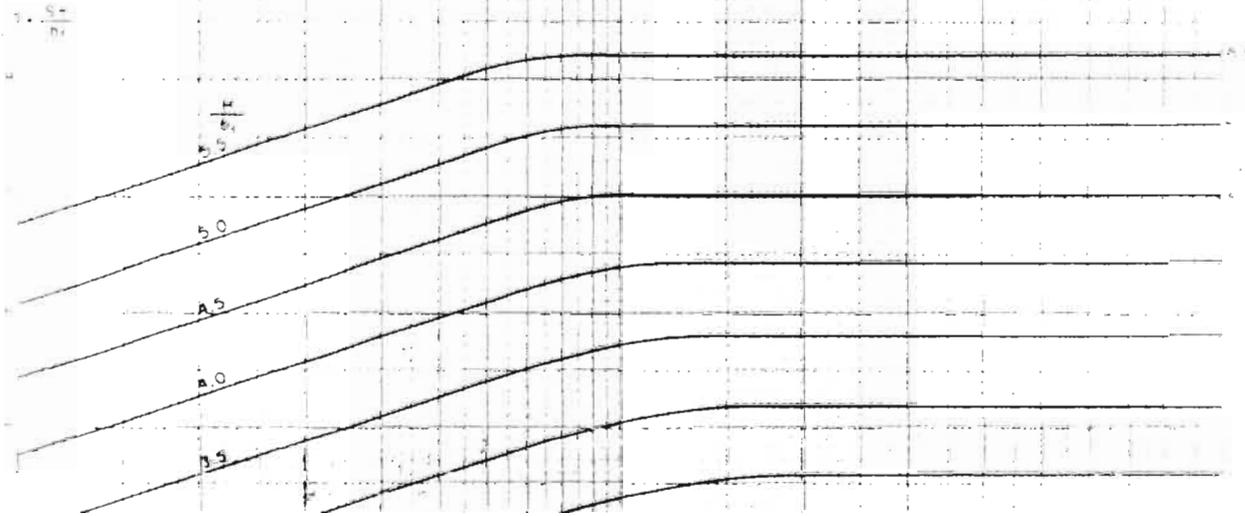


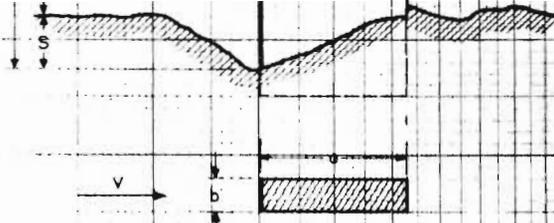
b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente:



b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo
El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45





El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

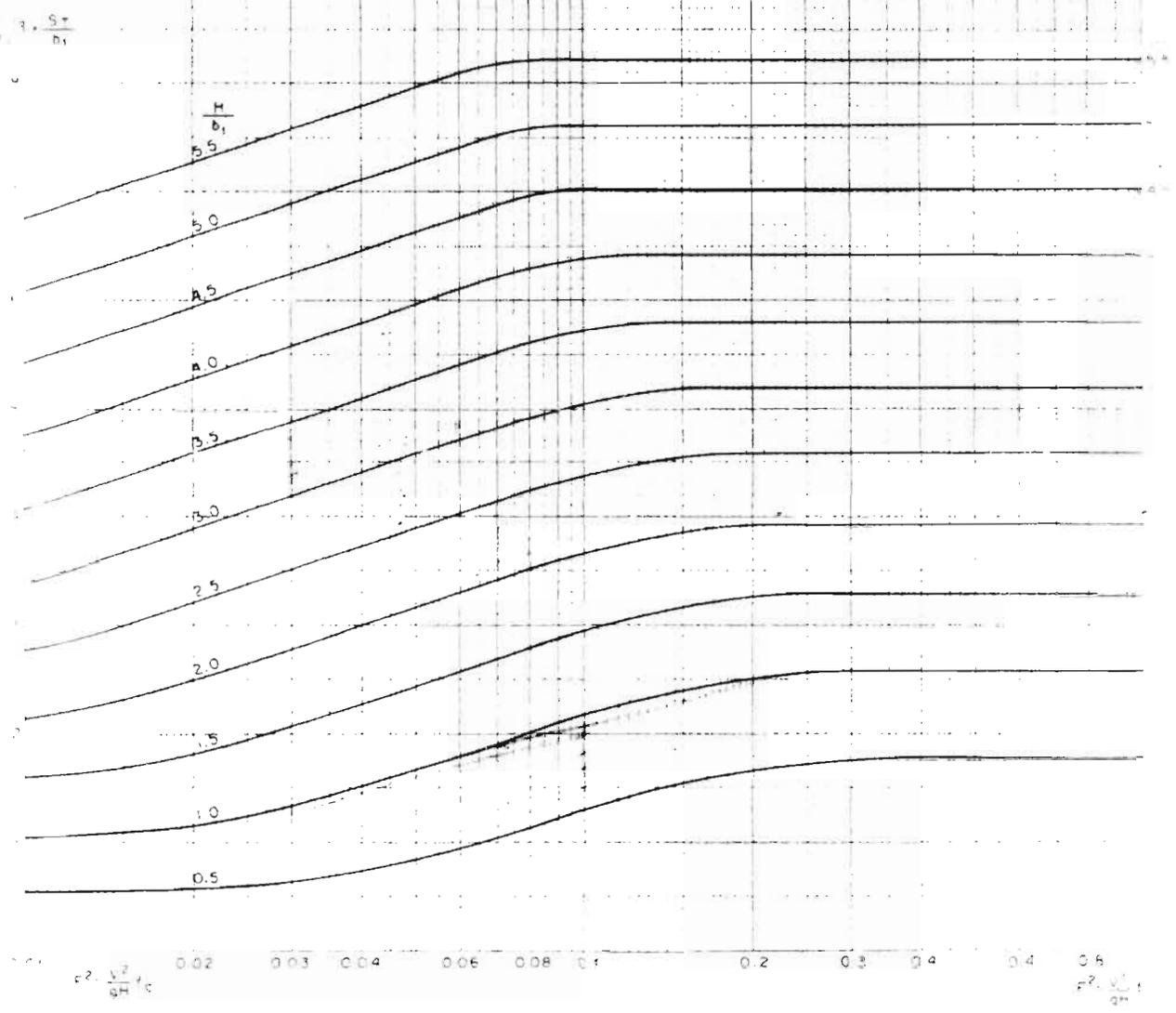
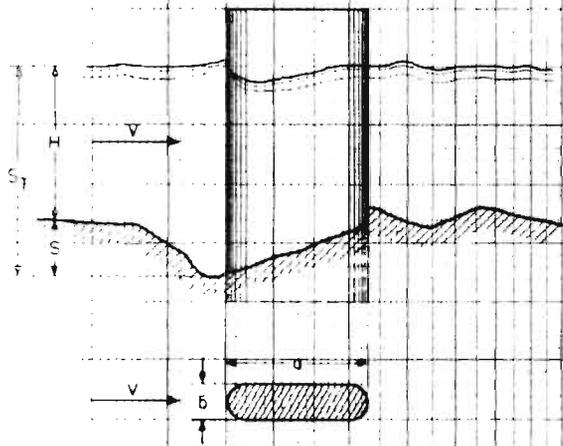
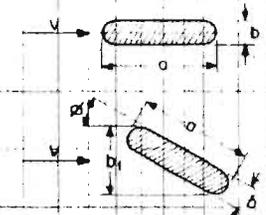


FIG. 33
PILA REDONDEADA

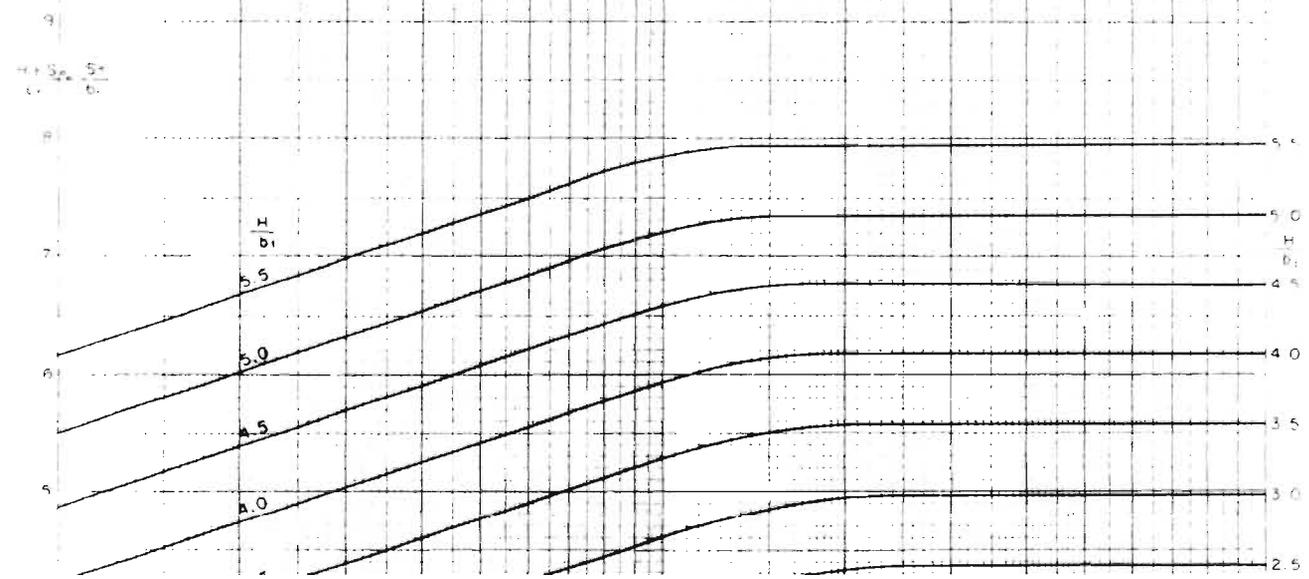


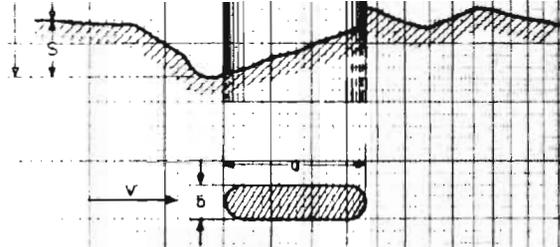
- a) Si la pila está alineada con el flujo:
 $b_1 = b$
 $l_e = l$
- b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente:



b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo.
 El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45





El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	f_c	0°	15°	30°	45°
		1	1.25	1.4	1.45

$$\frac{H_1 S_1}{L} = \frac{S_2}{b}$$

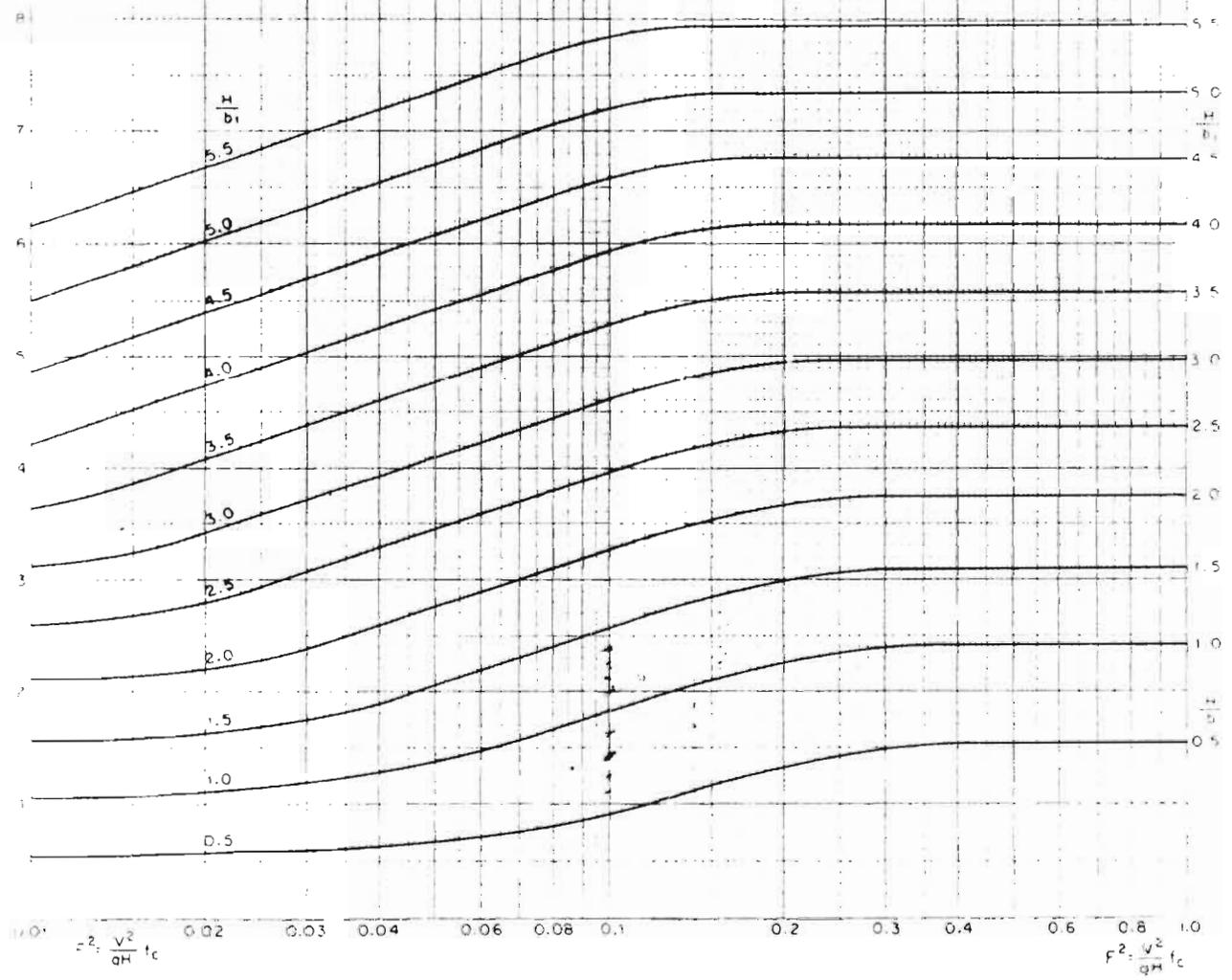
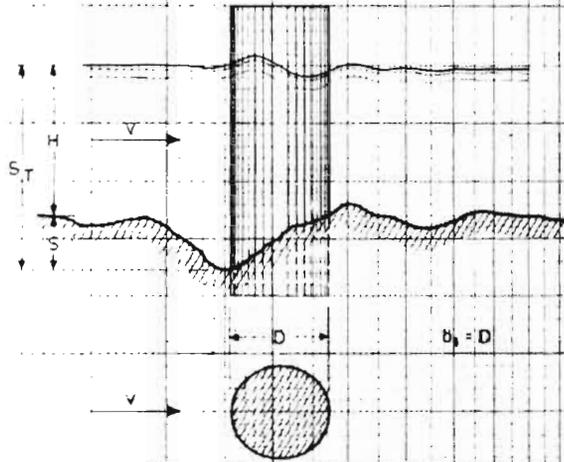
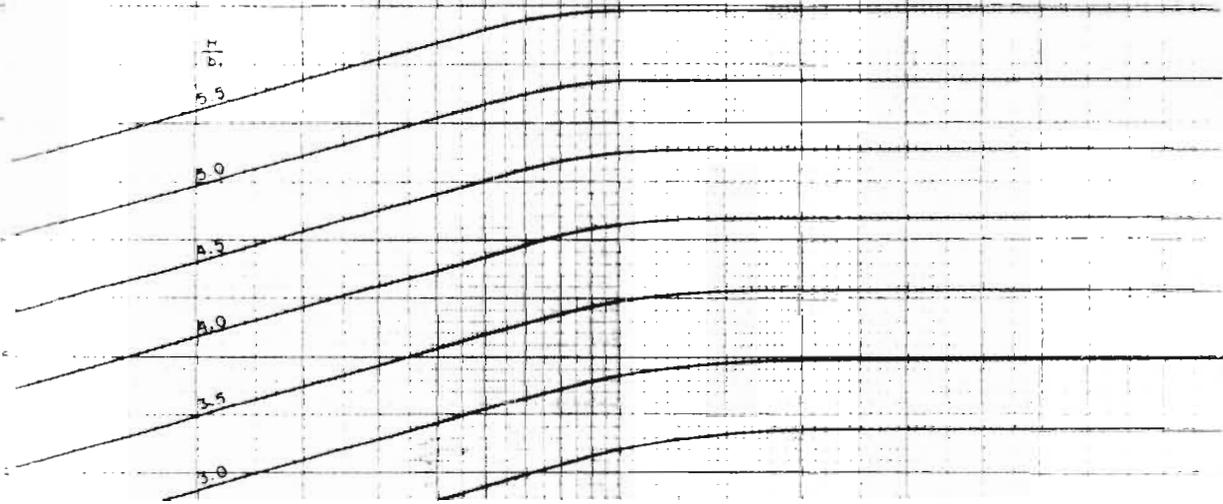
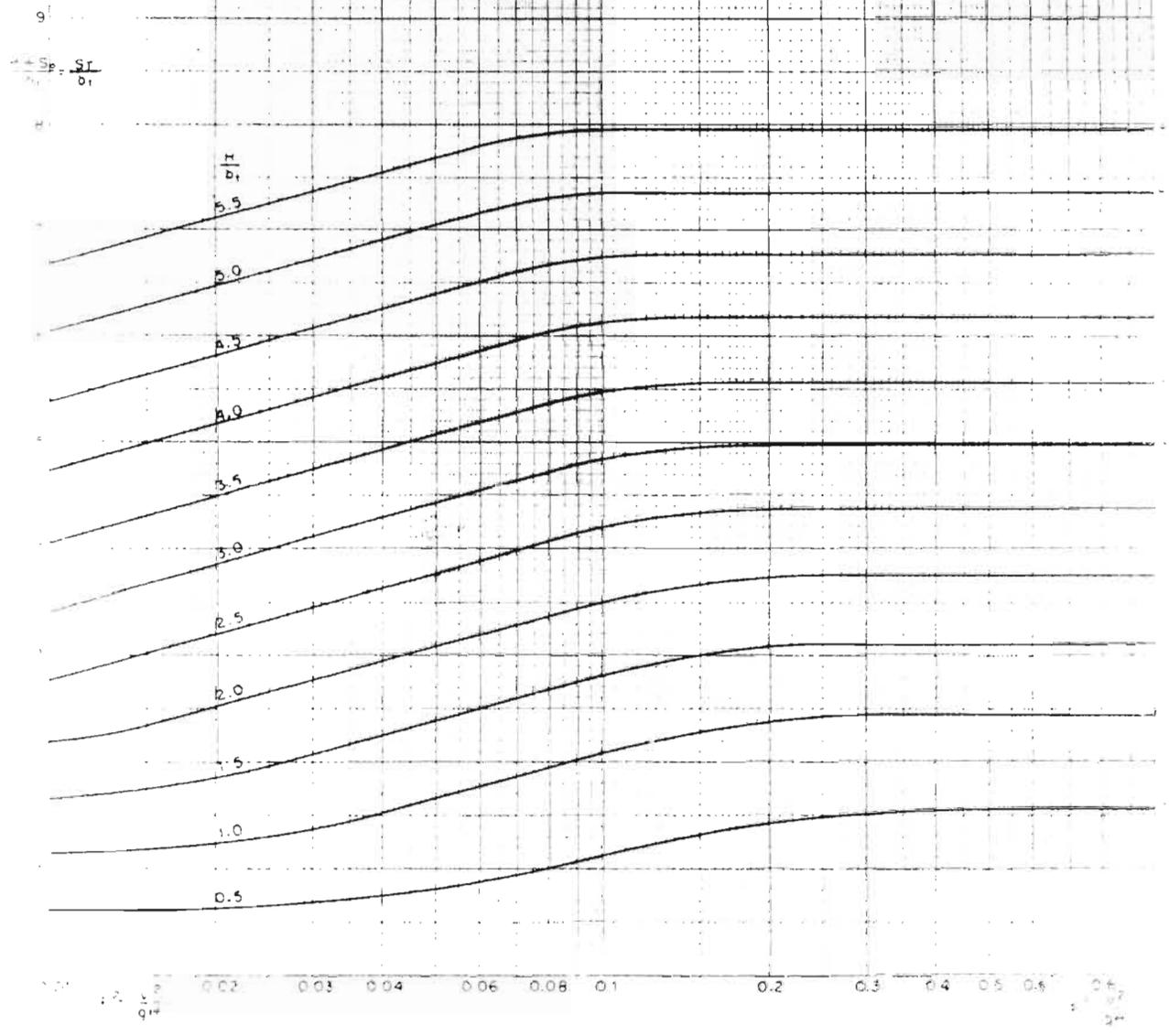
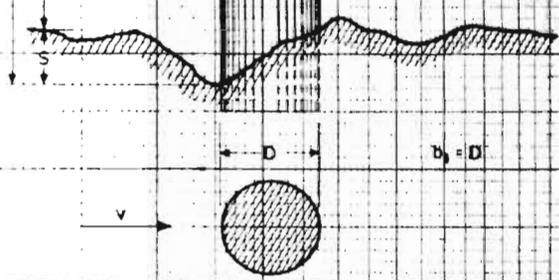


FIG 34
PILA CIRCULAR



$\frac{S_T}{D}$





Como puede observarse, para cada tirante seleccionado llega un momento que la socavación no depende de la velocidad por mucho que aumente su valor. Ese valor es el que corresponde a los máximos observados que permitieron corregir la curva de Laursen-Toch como ya se mostró en la figura núm. 31.

Se obtuvo además que todas las ramas inclinadas de cada curva tendrían la misma pendiente, lo que permitió realizar una extrapolación y fijar las curvas para $\frac{H}{D} > 1.5$ las cuales fueron verificadas con algunos puntos aislados. Una vez que se trazó la gráfica núm. 32 con los tres parámetros allí indicados y se vio la concordancia tan grande que existía con los primeros valores, se resumieron todos los datos de las tablas iguales a la XVII b y con ellos se formaron las tablas XVIII-A, B, C.

La gráfica original de la figura núm. 32 fué construída para la pila alineada con la corriente, pero se observó al utilizarla en pilas esviadas que si se consideraba en lugar del ancho b , a la proyección de la pila en un plano perpendicular al flujo, la gráfica servía igualmente para todos los casos en que $\frac{v^2}{gH}$ fuera mayor de 0.06. Si ese parámetro tuviera un valor menor de 0.06 las curvas daban el valor real siempre y cuando los valores de $\frac{v^2}{gH}$ obtenidos se multiplicaran por 1.4. Este último valor fué determinado para un ángulo de incidencia de 30°. Para un ángulo de 15° el factor correctivo que modifica a la expresión $F^2 = \frac{v^2}{gH}$ alcanzó un valor de 1.25 también para valores de F^2 mayores de 0.06.

En general, el parámetro F^2 lo podemos expresar como $F^2 = f_c \frac{v^2}{gH}$ en que f_c es un coeficiente de corrección que depende del ángulo de esvia-

ángulo θ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.40	1.45 (valor extrapolado)

Si el ángulo de incidencia es mayor de 45° considérese como dirección original al otro eje de la pila.

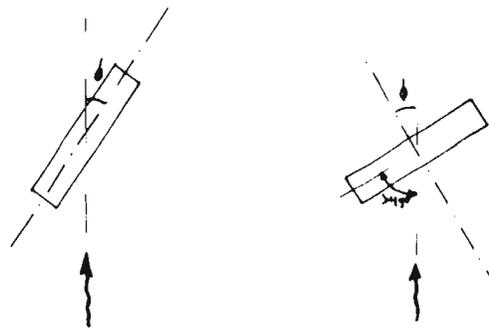


FIGURA NUM. 35

Curvas similares se obtuvieron para la pila circular y para la que tiene frentes redondeados. Se observó que la pendiente de los tramos rectos de las curvas trazadas para la última pila, tenían el mismo valor que las de la pila rectangular. Las dos gráficas se encuentran en las figuras núms. 33 y 32 respectivamente. Se intentó ajustar la pendiente de las curvas obtenidas para la pila circular al valor de las otras gráficas pero no fué posible. La rama inclinada de la pila circular tiene menor pendiente que la anterior. Este hecho hizo ver que para idénticas condiciones de b , H y V la socavación se inicia primero y va alcanzando valores mayores en una pila circular, que en una redondeada, lo cual fué confirmado cualitativamente en la instalación aerodinámica.

Para los casos en que la pila redondeada esté esviada, se comprobó que los valores del modelo correspondían a los dados por la gráfica simple y cuando se tomara igualmente a la proyección de la pila sobre un plano perpendicular en lugar de b y se entrara también con $\frac{v^2 \times f_c}{gH}$ en el caso de ser $\frac{v^2}{gH}$ menor de 0.6.

Una vez construídas las tres gráficas y al aplicarlas, se pudo encontrar que para valores de V^2/gH menores de 0.1, la socavación que se obtiene para la pila esviada es prácticamente la misma en muchas ocasiones que la obtenida cuando la pila esta alineada con la corriente; y aún más, para valores de $\frac{V^2}{gH} < 0.02$ la socavación que se presenta en la pila esviada es menor que la que se alcanza para las mismas condiciones, al piede una pila alineada.

Los dos hechos anteriores fueron también comprobados cualitativamente en la instalación aerodinámica, en la cual se pudo ver claramente, además, que la socavación se inicia primero en la pila alineada que en la que no lo está.

Otro hecho importante que se destaca de las curvas presentadas -- las cuales fueron trazadas principalmente para los materiales cuyos diámetros medios eran 0.17 y 0.56 -- es que cuando se desea obtener la socavación en un fondo cuyo diámetro medio es 1.30 mm., la gráfica siempre da valores mayores que los obtenidos; y esa diferencia es tanto mayor cuanto menor es el parámetro F^2 . Cuando este parámetro es mayor de 0.1 ya no se nota la influencia del diámetro. En otras palabras, el diámetro del material claramente se ve que sí influye en el valor de la socavación y que su influencia es menor a medida que aumenta el valor de F^2 .

Aunque de mayor interés teórico que práctico, cabe aclarar que al utilizar las curvas para la pila redondeada en el supuesto caso que ésta -- formara un ángulo de 90° con respecto a la corriente, la socavación obtenida es el 90° de la que se obtiene para una pila rectangular de igual "a" y "b" y colocada también a 90° .

En ensayos con pilas colocadas a 90° se notó que la socavación -- era menor en la redondeada en el caso de que la socavación no fuera la máx

ma. Para valores cercanos al máximo la profundidad en la redondeada se acerca al 97% de la rectangular. Este hecho obliga a una corrección en las curvas de la pila redondeada en el tramo entre $0.1 < F^2 < 1$ que consistiría en elevar cada rama horizontal de las curvas hasta el valor que tienen para la pila rectangular y unir las con la actual rama inclinada en la zona cercana a $F^2 = 0.1$. Sin embargo, dado que nunca se presentará ese caso en la práctica se ha dejado a la gráfica núm. 33 sin corrección.

III-D.- LIMITACIONES DEL CRITERIO PROPUESTO

Dos son las limitaciones principales con que se puede tropezar quien desee utilizar las gráficas propuestas. La primera es que han sido construídas únicamente para tres diferentes formas de pila, una de las cuales solo tiene interés teórico; esta es la rectangular. Esta forma de pila fué escogida porque es mencionada por la mayoría de los investigadores que han estudiado este problema y los resultados por ellos obtenidos eran muy fáciles de relacionar con los nuestros. Sin embargo es útil porque con ella se obtienen las máximas socavaciones, es decir se tienen las condiciones extremas.

La otra limitación es que no se ha hecho intervenir el diámetro del material. Este problema que no es muy grande dentro del rango de las arenas en pilas estudiadas en modelos, y que será aún menor en prototipos, sí puede llegar a ser de importancia al tratarse de materiales mucho más gruesos. Sin embargo, ésta no es una limitación muy seria, debido a que en la mayoría de casos los problemas de socavación se presentan en pilas que están en cauces formados por arenas y limos.

III-D.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este capítulo se han presentado cinco criterios que han sido propuestos para evaluar la socavación local y ellos son:

- 1).- El de Laursen-Toch.
- 2).- Yaroslavtziev.
- 3).- Muromov.
- 4).- Boldakov y
- 5).- El de Laboratorio de Poona, India.

El primero permite determinar el valor de la socavación máxima la cual esta en función, del tirante, ancho de la pila, forma de la misma y -- del ángulo de incidencia de la corriente.

El segundo permite calcular las profundidades que se presentan para condiciones abajo de la máxima señalada por Laursen-Toch, dentro de la zona señalada en la figura núm. 31. Para Yaroslavtziev la socavación depende del tirante, ancho y forma de la pila, del ángulo de incidencia y además de la velocidad y del diámetro medio de material del fondo, pero únicamente cuando este es mayor de 0.5 cm.

Estos dos fueron los métodos que dentro de su rango de aplicación concordaron con las pruebas realizadas en el Instituto de Ingeniería. Los tres restantes por las causas anotadas anteriormente en el texto, o no pueden ser utilizados a casos generales (Boldakov y Poona), o sus resultados no concuerdan con los obtenidos en el laboratorio (Muromov), o bien, al aplicarlos a casos reales se ve la posibilidad de obtener resultados absurdos (Muromov).

A continuación fueron descritas brevemente las cuatro instalaciones con que se contó al realizar los ensayos y se mostraron las pruebas rea-

lizadas, de cuyos resultados fué posible fijar el rango de aplicabilidad de los criterios de Laursen-Toch y Yanoslavtziev y, señalar las discrepancias que existían entre los valores experimentales y los dados por cada criterio.

En una primera fase del problema se llegó a la conclusión de que era posible llegar a obtener un resultado absurdo si únicamente se aplicaba uno de los dos criterios anotados, y que era aconsejable por lo tanto utilizar a los dos, para escoger como resultado para el diseño al menor de los valores de la profundidad que se hubiera obtenido con alguno de ellos.

Por último se propone un nuevo criterio que permite determinar la erosión en los tres tipos de pilas ensayadas; rectangular, circular y redondeada. Para conocer el valor de la socavación se pueden utilizar las curvas de las figuras núms. 32, 33 y 34, en las que se puede ver que la socavación depende del tirante y velocidad media de la corriente, ancho y forma de la pila y del ángulo de incidencia.

En los ensayos se hizo patente la influencia del diámetro del material del fondo cuando éste alcanzaba un valor de 1.3 mm., pero también se pudo comprobar que a medida que aumentaba el valor del número de Froude de la corriente su influencia disminuía, al grado de que para valores de $F^2 < 0.1$ el diámetro del material dentro del rango de las arenas no influye en el valor de la socavación.

Las curvas propuestas son útiles aún para pilas esviadas si se considera en lugar del ancho b de la pila a la proyección de esta sobre un plano perpendicular al flujo y si el valor del número de Froude se afecta de un coeficiente, que depende del valor del ángulo de incidencia tal y como se muestra en las figuras núms. 32 y 33.

En los ensayos complementarios que se realizaron con gravas se encontró que la socavación se iniciaba cuando la corriente estaba a punto de

arrastrar a las partículas en cualquier zona del fondo. (Para el caso de -- arenas la velocidad media que inicia la socavación es hasta 60% menor que la que propicia el inicio de arrastre). No se realizó ningún intento de ver la influencia de esos diámetros en el valor de la erosión aunque si saltaba a simple vista que la profundidad era menor que la máxima de las gráficas propuestas aún para valores de $F^2 > 0.1$. La importancia de estos ensayos estriba en que al constatar que la socavación y el arrastre se iniciaban para la misma velocidad, se disponía de una base para proponer el diámetro de las -- partículas que podían formar un pedraplén de protección al pie de pilas y -- estribos y cuyos valores se consignan en el capítulo siguiente.

TABLA N° XVIII A-1

PILA RECTANGULAR

ANGULO DE INCIDENCIA 0°.- ANCHO DE LA PILA 7 CM.- LARGO 20 CM.- ENSAYOS REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN		F ²	S _T /C ₁	H'/H ₁
			S ₀ (CM)	ST = H + S ₀			
0.17 MM	10.6	22.0	6.4	17.0	0.0466	2.43	1.51
0.17 MM	12.3	27.4	9.7	22.0	0.0620	3.14	1.76
0.17 MM	13.3	32.2	11.7	25.0	0.0795	3.57	1.90
0.17 MM	11.7	16.1	3.4	15.1	0.0225	2.16	1.67
0.17 MM	9.3	20.2	5.2	14.5	0.0204	2.07	1.33
0.17 MM	7.3	25.6	7.3	14.6	0.0267	2.08	1.04
0.17 MM	24.5	20.8	5.7	30.2	0.0180	4.32	3.50
0.17 MM	24.6	27.2	7.3	33.9	0.0306	4.84	3.52
0.17 MM	15.1	18.0	3.4	18.5	0.0216	2.64	2.16
0.17 MM	15.5	24.8	8.4	23.9	0.0404	3.41	2.21
0.17 MM	15.4	33.4	12.5	27.9	0.073	3.99	2.20
0.17 MM	5.0	12.0	1.4	6.4	0.029	0.92	0.71
0.17 MM	3.5	20.2	4.9	8.4	0.118	1.20	0.50

TABLA NO XVIII A-1

PILA RECTANGULAR

ANGULO DE INCIDENCIA 0° .- ANCHO DE LA PILA 7 CM. - LARGO 23 CM. - ENSAYOS REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE	VELOCIDAD	SOCAVACIÓN		F ²	S = 1/b ₁	H/b ₁
	H (CM)	V (CM/SEG)	S ₀ (CM)	S _T = H + S ₀			
0.17 MM	5.3	26.8	6.4	11.7	0.135	1.67	0.75
0.17 MM	6.9	33.5	9.1	16.0	0.166	2.29	0.98
0.17 MM	7.0	40.6	11.8	19.6	0.215	2.80	1.11
1.30 MM	22.6	35.3	10.7	33.3	0.0562	4.75	3.23
1.30 MM	16.9	47.5	12.6	29.5	0.1361	4.21	2.41
1.30 MM	10.4	40.4	11.6	22.0	0.1602	3.14	1.49
1.30 MM	10.0	54.3	13.6	23.6	0.3000	3.37	1.43
1.30 MM	5.4	41.9	10.8	16.2	0.2920	2.31	0.77
1.30 MM	8.2	56.0	12.5	21.0	0.3092	3.00	1.17
1.30 MM	19.6	44.2	14.0	33.9	0.1002	4.84	2.84
1.30 MM	25.0	21.0	2.4	27.4	0.0179	3.91	3.57
1.30 MM	20.0	26.4	5.7	25.7	0.0319	3.67	2.86
1.30 MM	21.0	19.4	2.3	23.3	0.0132	3.33	3.00
1.30 MM	14.8	18.1	1.5	16.3	0.0227	2.33	2.11

TABLA NO XVIII - A 1

PILA RECTANGULAR

ANGULO DE INCIDENCIA 0°.- ANCHO DE LA PILA 7 CM.- LARGO 28 CM.- ENSAYOS REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN				
			S ₀ (CM)	ST = 11 + S ₀	F ²	S _T /b ₁	H/b ₁
1.30 MM	10.5	17.4	2.1	12.6	0.0295	1.80	1.50
1.30 MM	24.9	17.0	1.3	26.2	0.0118	3.74	3.56
1.30 MM	29.6	22.3	3.3	32.9	0.0172	4.70	4.23
1.30 MM	29.0	30.8	8.1	37.1	0.0332	5.30	4.14
1.30 MM	10.2	33.0	9.7	19.9	0.1090	2.84	1.46
1.30 MM	10.1	45.1	12.6	22.7	0.2050	3.24	1.44
1.30 MM	19.8	31.2	7.2	27.0	0.0499	3.86	2.83
1.30 MM	20.0	41.8	13.1	33.1	0.0888	4.73	2.86
1.30 MM	5.8	42.6	10.5	16.3	0.3189	2.33	0.83
1.30 MM	10.5	21.9	3.9	14.4	0.0466	2.06	1.50
1.30 MM	10.1	31.9	8.7	18.8	0.1027	2.69	1.44
1.30 MM	10.1	39.8	12.8	22.9	0.1594	3.27	1.44
1.30 MM	9.6	43.8	13.0	22.6	0.2032	3.23	1.37
1.30 MM	14.7	20.9	3.0	17.7	0.0304	2.53	2.10
1.30 MM	14.8	29.8	6.4	21.2	0.0611	3.03	2.11

TABLA NO XVIII A-1

PILA RECTANGULAR

ANGULO DE INCIDENCIA 0° .- ANCHO DE LA PILA 7 CM. - LARGO 28 CM. - ENSAYOS REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE	VELOCIDAD	SOCAVACIÓN		F^2	S_T/b_1	H/v_1
	H (CM)	V (CM/SEG)	S_0 (CM)	$S_T = H + S_0$			
1.30 MM	15.1	35.9	9.5	24.6	0.0069	3.51	2.16
1.30 MM	14.7	42.2	12.3	27.0	0.1235	3.06	2.10
1.30 MM	24.6	21.2	3.1	27.7	0.0156	3.96	3.51
1.30 MM	25.1	27.5	4.6	29.7	0.0308	4.24	3.59

TABLA NO XVIII A-2

PILA RECTANGULAR

ANGULO DE INCIDENCIA 0° - ANCHO DE LA PILA 14.4 CM. - LARGO 40 CM. - ENSAYOS REALIZADOS

EN EL 2° CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S ₀ (CM)	S _T = H + S ₀	F ²	U _T /U ₁	H/U ₁
0.56 MM	42.0	33.3	16.0	58.0	0.0262	4.03	2.92
0.56 MM	45.0	35.8	15.0	60.0	0.0289	4.17	3.13
0.56 MM	45.0	38.6	15.0	63.0	0.0348	4.02	2.99
0.56 MM	55.0	12.8	10.0	65.0	0.0030	4.49	3.82
0.56 MM	69.0	24.3	7.0	76.0	0.0090	5.32	4.79
0.56 MM	55.0	29.4	12.0	67.0	0.0160	4.63	3.82
0.56 MM	57.0	18.9	9.0	66.0	0.0063	4.56	3.96
0.56 MM	23.0	44.3	20.0	43.0	0.0870	3.02	1.60
0.56 MM	113.0	13.9	6.0	119.0	0.0018	8.25	7.85
0.56 MM	23.0	18.7	17.0	40.0	0.0152	2.81	1.60
0.56 MM	20.0	26.9	20.0	40.0	0.0365	2.82	1.39
0.56 MM	47.0	17.8	16.0	63.0	0.0068	4.37	3.26
0.56 MM	35.0	19.8	6.0	41.0	0.0114	2.84	2.43
0.56 MM	37.0	36.8	17.5	54.5	0.0373	3.79	2.70
0.56 MM	28.0	51.7	20.2	48.2	0.0982	3.37	1.94

TABLA NO XVIII A-2

PILA RECTANGULAR

ANGULO DE INCIDENCIA 0° .- ANCHO DE LA PILA 14.4 CM.- LARGO 43 CM.- ENSAYOS REALIZADOS

EN EL 2° CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S ₀ (CM)	ST = H + S ₀	F ²	S _T /D ₁	H/D ₁
0.56 MM	26.0	66.6	26.0	52.0	0.173	3.61	1.81
0.56 MM	*50.0	*25.0	14.0	64.0	0.0123	4.44	3.47
0.56 MM	24.0	55.0	23.0	47.0	0.1233	3.26	1.67
0.56 MM	25.0	53.0	24.0	49.0	0.1180	3.40	1.74
0.56 MM	47.0	22.3	8.0	55.0	0.0106	3.81	3.26
0.56 MM	23.0	43.6	25.0	48.0	0.1043	3.33	1.60
0.56 MM	30.0	43.5	24.0	54.0	0.0633	3.75	2.00
0.56 MM	52.0	25.5	10.5	62.5	0.0135	4.34	3.61

TABLA NO XVIII - A 3

PILA RECTANGULAR

ÁNGULO DE INCIDENCIA 15°.- ANCHO DE LA PILA 14.4 CM.- LARGO 40 CM.- $b_1 = 26.5$ CM.- ENSAYOS
REALIZADOS EN EL 2° CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S_0 (CM)	$S_T = H + S_0$	F^2	S_T/b_1	H/b_1
0.56 MM	30	40.5	24	54.0	0.0533	2.05	1.14
0.56 MM	40	32.5	17.4	57.4	0.025	2.18	1.52
0.56 MM	52	27.3	18.0	60.0	0.0134	2.26	1.98
0.56 MM	25	59.5	27.5	52.5	0.1440	2.00	0.95
0.56 MM	35	43.5	27.3	62.3	0.0543	2.37	1.33
0.56 MM	17	48.9	30.0	47.0	0.1412	1.79	0.65
0.56 MM	22	46.0	30.0	52.0	0.0955	1.98	0.81
0.56 MM	33	37.7	27.5	60.5	0.0424	2.30	1.25

TABLA NO XVIII A-4

PILA RECTANGULAR

ANGULO DE INCIDENCIA 30° .- ANCHO DE LA PILA 14.4 CM.- LARGO 48 CM.- $b_1 = 36.4$ CM.- ENSAYOS

REALIZADOS EN EL 2° CANAL

DIAMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S_0 (CM)	$S_T = H + S_0$	F^2	S_T/b_1	H/b_1
0.56 MM	40.0	35.6	23.0	63.0	0.0325	1.73	1.10
0.56 MM	32.5	43.0	34.5	67.0	0.0535	1.84	0.89
0.56 MM	53.0	27.3	15.0	68.0	0.0132	1.86	1.46
0.56 MM	41.0	25.0	15.0	56.0	0.0146	1.54	1.13
0.56 MM	23.0	45.6	34.5	57.5	0.0913	1.58	0.63
0.56 MM	66.0	22.6	9.0	75.0	0.0076	2.06	1.73
0.56 MM	63.0	29.1	19.5	82.5	0.0143	2.26	1.81
0.56 MM	27.5	52.0	34.5	61.0	0.1013	1.67	0.71
0.56 MM	17.5	30.0	19.0	36.5	0.0514	1.00	0.48
0.56 MM	75.0	24.3	16.0	91.0	0.0080	2.50	2.06
0.56 MM	30.5	39.3	34.5	64.0	0.0524	1.75	0.84
0.56 MM	41.5	29.5	23.2	64.7	0.0217	1.77	1.14
0.56 MM	62.0	19.7	10.0	72.0	0.0065	1.97	1.70

TABLA NO XVIII A-4

PILA RECTANGULAR

ÁNGULO DE INCIDENCIA 15° - ANCHO DE LA PILA 7 CM. - LARGO 23 CM. - $D_1 = 20.66$ CM. - ENSAYOS

REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S_0 (CM)	$S_T = H + S_0$	F^2	S_T/D_1	H/D ₁
0.56 MM	25.3	19.0	6.1	31.4	0.0146	1.57	1.26
0.56 MM	25.4	20.7	10.5	35.9	0.0331	1.79	1.27
0.56 MM	25.5	26.0	10.7	36.2	0.0271	1.80	1.27
0.56 MM	20.0	33.1	17.4	37.4	0.0559	1.86	1.00
0.56 MM	10.6	23.1	7.7	17.3	0.0514	0.91	0.53
0.56 MM	2.3	17.3	3.9	6.2	0.1327	0.31	0.12
0.56 MM	4.3	35.2	14.5	19.3	0.2633	0.96	0.24
0.17 MM	5.1	16.1	7.2	12.3	0.0519	0.61	0.25
0.17 MM	6.4	24.8	10.5	16.9	0.0980	0.84	0.32
0.17 MM	11.1	18.2	7.9	19.0	0.0305	0.95	0.55
0.17 MM	10.7	32.5	15.8	26.5	0.1007	1.32	0.53
0.17 MM	19.4	30.3	16.7	35.1	0.0402	1.75	0.97
0.17 MM	30.2	20.1	7.7	37.9	0.0136	1.89	1.51
0.17 MM	29.3	27.5	14.0	43.4	0.0263	2.16	1.46
0.17 MM	33.9	19.1	6.9	42.0	0.0103	2.13	1.79

TABLA XVIII B-1

PILA REDONDEADA

ANGULO DE INCIDENCIA 0°.- ANCHO DE LA PILA 6.3 CM.-LARGO.-ENSAYOS REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S ₀ (CM)	S _T = H + S ₀	F ²	S _T /D ₁	H/D ₁
0.56 MM	13.5	16.1	1.0	20.8	0.0134	3.30	3.14
0.56 MM	13.0	24.6	5.5	16.0	0.0474	2.70	2.00
0.56 MM	11.0	25.6	6.9	17.5	0.0725	2.34	1.75
0.56 MM	10.3	30.6	3.2	18.5	0.0927	2.34	1.64
0.56 MM	9.4	23.4	5.5	14.9	0.0594	2.31	1.81
0.56 MM	7.0	31.2	7.5	14.6	0.1337	2.32	1.12
0.56 MM	10.7	19.3	1.7	20.4	0.0203	3.45	2.95
0.56 MM	12.7	32.0	7.0	25.7	0.0552	4.02	2.97
0.56 MM	9.0	23.6	3.3	11.3	0.0710	1.73	1.27
0.56 MM	4.0	40.6	7.2	11.2	0.3652	1.36	0.73
0.56 MM	10.0	49.3	3.2	27.2	0.1377	4.22	2.36
0.56 MM	17.5	22.7	4.0	21.5	0.0300	3.41	2.70
0.56 MM	13.2	30.2	6.2	19.4	0.0704	3.00	2.10
0.56 MM	11.5	35.3	7.1	17.4	0.1134	2.72	1.73
0.56 MM	10.1	15.0	1.1	11.5	0.0357	1.71	1.00
0.56 MM	7.5	25.3	4.7	12.1	0.0410	1.74	1.13
0.56 MM	5.1	30.5	0.2	12.3	0.1554	1.75	0.11

TABLA XVIII 3-1

PILA REDONDEADA

ANGULO DE INCIDENCIA 0° . ANCHO DE LA PILA 1.3 CM. LARGO. - ENSAYOS REALIZADOS EN EL TER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL TORO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S ₀ (CM)	S _T = H + S ₀	F ²	S _T /b ₁	H/b ₁
0.56 MM	10.3	26.0	4.3	14.6	0.0669	2.35	1.63
0.56 MM	10.6	29.1	5.5	16.1	0.0814	2.55	1.63
0.56 MM	9.0	47.6	3.0	17.0	0.2566	2.70	1.43
0.56 MM	7.0	17.6	2.3	9.3	0.0451	1.45	1.11
0.56 MM	12.3	20.9	6.3	18.6	0.0692	3.05	2.02
0.56 MM	12.2	33.7	7.9	20.1	0.0949	3.30	2.00
0.56 MM	7.3	20.0	3.4	10.7	0.0550	1.75	1.20
0.56 MM	5.2	20.5	6.4	11.6	0.1592	1.90	0.85
0.56 MM	3.4	19.0	2.9	6.3	0.1032	1.02	0.55
0.17 MM	20.2	22.4	5.6	25.8	0.0253	4.09	3.20
0.17 MM	16.0	27.6	6.5	22.5	0.0405	3.57	2.54
0.17 MM	10.0	20.5	7.0	17.0	0.0620	2.63	1.50
0.17 MM	11.2	19.5	3.2	14.4	0.0346	2.23	1.73
0.17 MM	7.0	30.0	6.0	13.0	0.1311	2.19	1.11
0.17 MM	6.4	22.6	6.0	12.4	0.0814	1.97	1.02
0.17 MM	11.6	15.6	2.5	14.1	0.0214	2.24	1.84

TABLA XVII C-1

PILA CIRCULAR

DIÁMETRO EXTERIOR: 13.5 CM. - ENSAYOS REALIZADOS EN EL TER CERCA

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	FRANTE		VELOCIDAD		SOCAVACIÓN		
	H (CM)	V (CM/SEG)	S ₀ (CM)	S _T = H + S ₀	r ²	S _T U _T	W/B _T
0.56 MM	11.0	17.5	1.3	19.3	0.0179	1.45	1.35
0.56 MM	13.0	27.3	3.0	23.0	0.0335	2.17	1.43
0.56 MM	10.5	17.7	1.5	14.0	0.0255	1.05	0.94
0.56 MM	11.0	25.3	6.6	15.4	0.0741	1.16	0.66
0.56 MM	10.5	17.6	1.0	17.5	0.0191	1.32	1.24
0.56 MM	10.6	30.2	3.3	24.9	0.0560	1.07	1.25
0.56 MM	17.6	32.7	12.0	29.6	0.0619	2.23	1.32
0.56 MM	13.4	18.5	1.6	15.0	0.0260	1.13	1.01
0.56 MM	15.7	35.9	10.9	26.6	0.0337	2.00	1.10
0.56 MM	16.0	29.1	11.0	27.0	0.0514	2.09	1.26
0.56 MM	12.6	30.9	12.2	24.8	0.1224	1.05	0.95
0.56 MM	10.2	30.3	11.0	29.2	0.0531	2.20	1.37
0.56 MM	34.2	16.1	1.2	35.4	0.0077	2.66	2.57
0.56 MM	31.0	29.6	9.0	40.0	0.0233	3.01	2.33
0.56 MM	30.0	19.5	1.2	31.2	0.0129	2.33	2.26

TABLA XVIII C-1

PILA CIRCULAR

DIAMETRO EXTERIOR 13.3 CM. - ENSAYOS REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S_0 (CM)	$S_T = H + S_0$	F^2	$S_T \cdot V_T$	$H \cdot D_1$
0.56 MM	31.5	25.4	4.8	36.3	0.0209	2.73	2.37
0.56 MM	31.5	23.6	3.1	39.6	0.0265	2.96	2.37
0.56 MM	31.5	31.7	12.7	44.2	0.0325	3.32	2.37
0.56 MM	30.4	24.2	6.5	36.9	0.0196	2.78	2.29
0.56 MM	21.7	34.0	12.8	34.5	0.0542	2.59	1.63
0.56 MM	18.5	39.9	15.6	34.1	0.0277	2.56	1.39
0.56 MM	4.0	35.0	10.0	14.0	0.3122	1.05	0.30
0.56 MM	6.0	22.3	6.0	12.0	0.0345	0.903	0.451
0.56 MM	9.5	20.6	4.5	14.0	0.0454	1.053	0.714
0.56 MM	31.2	12.8	0.6	31.8	0.0054	2.346	2.345
0.56 MM	30.5	20.2	4.5	35.0	0.0137	2.63	2.293
0.56 MM	29.1	23.2	9.4	38.5	0.0189	2.89	2.187
0.56 MM	26.1	26.0	11.3	37.4	0.0263	2.81	1.962
0.56 MM	17.3	14.2	3.7	21.0	0.0195	1.58	1.300
0.50 MM	8.3	9.7	13.2	21.5	0.2031	1.62	0.993
0.17 MM	14.1	11.6	3.3	17.9	0.0199	1.35	1.060

TABLA XVIII C-1

PILA CIRCULAR

DIAMETRO EXTERIOR 13.3 CM. - ENSAYOS REALIZADOS EN EL 1ER CANAL

DIÁMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S_o (CM)	$S_T = H + S_o$	F^2	S_T/b_1	H/b_1
0.17 MM	14.4	26.3	11.3	25.7	0.0490	1.93	1.902
0.17 MM	10.1	12.0	0.9	19.0	0.0081	1.43	1.360
0.17 MM	19.9	16.4	3.0	22.9	0.0138	1.72	1.496
0.17 MM	19.9	23.0	9.0	28.9	0.0271	2.17	1.496
0.17 MM	4.5	18.4	3.3	3.3	0.0770	0.62	0.338
0.17 MM	6.1	23.0	7.9	14.0	0.1311	1.05	0.459
0.17 MM	13.7	11.1	0.5	14.2	0.0092	1.07	1.030
0.17 MM	15.20	18.0	3.0	16.2	0.0217	1.37	1.142
0.17 MM	16.70	23.7	9.3	26.0	0.0343	1.96	1.255
0.17 MM	29.1	16.1	3.0	32.1	0.0091	2.41	3.167
0.17 MM	29.3	22.1	3.9	30.2	0.0170	2.37	2.203
0.17 MM	25.6	16.3	1.8	27.4	0.0118	2.06	1.925
0.17 MM	27.9	29.4	12.6	40.5	0.0315	3.05	2.093

Tabla XVIII C-2

PILA CIRCULAR

DIAMETRO EXTERIOR 13.3 CM. - ENSAYOS REALIZADOS EN EL 2º CANAL

DIAMETRO MEDIO DEL FONDO	TIRANTE H (CM)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	SOCAVACIÓN S ₀ (CM)	S _T = H + S ₀	F ²	S _T /D ₁	H/D ₁
0.56 MM	51.0	29.0	11.0	62.0	0.0169	4.66	3.83
0.56 MM	55.0	28.0	11.0	66.0	0.0145	4.96	4.13
0.56 MM	33.0	43.0	18.0	51.0	0.0569	3.83	2.46
0.56 MM	43.0	33.2	15.0	58.0	0.0260	4.36	3.23
0.56 MM	33.0	18.0	3.2	86.2	0.0040	6.48	6.24
0.56 MM	33.0	50.0	19.5	52.5	0.0773	3.95	2.46
0.56 MM	43.0	42.5	20.0	63.0	0.0333	4.65	3.60
0.56 MM	23.0	51.0	19.0	47.0	0.0946	3.53	2.10
0.56 MM	28.5	50.0	19.0	47.5	0.0395	3.57	2.14
0.56 MM	16.5	45.0	17.0	33.5	0.1248	2.52	1.24
0.56 MM	40.0	36.0	18.0	58.0	0.0330	4.36	3.00
0.56 MM	21.0	55.0	20.0	41.0	0.1467	3.07	1.57
0.56 MM	21.0	53.0	21.0	42.0	0.1361	3.15	1.57
0.56 MM	33.0	22.5	6.3	44.3	0.01342	3.32	2.85
0.56 MM	14.5	24.0	10.0	24.5	0.0400	1.84	1.09
0.56 MM	24.5	30.5	12.0	36.5	0.0387	2.74	1.84

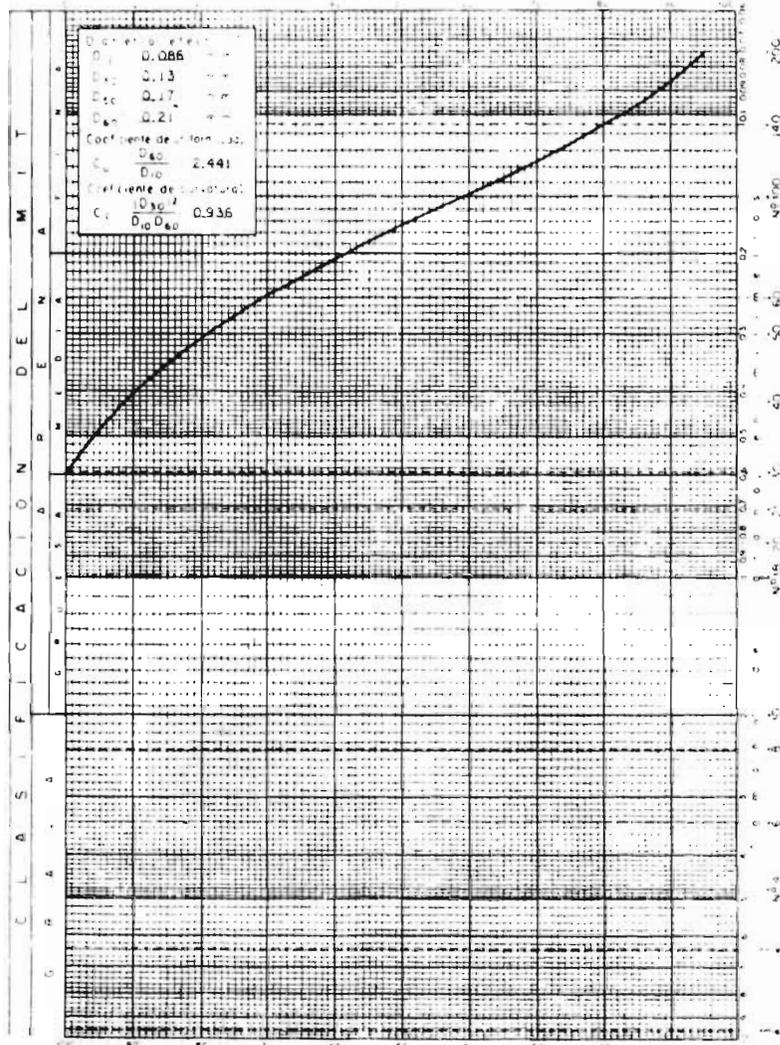
20

TAULA NO XIX

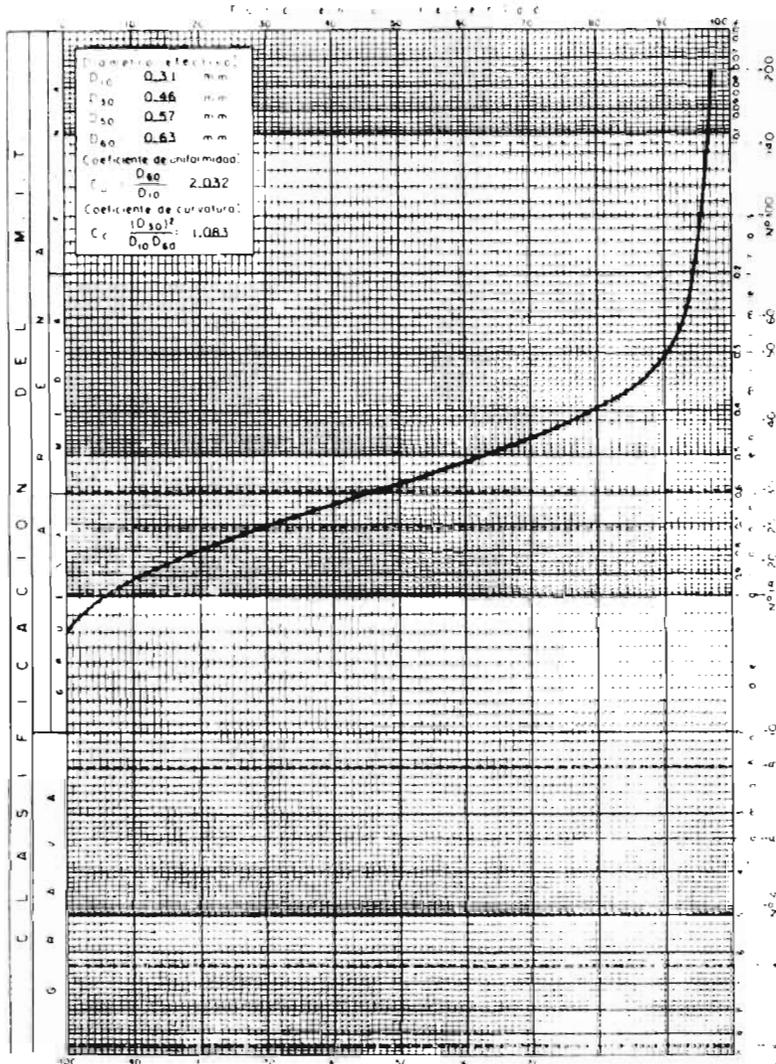
COMPARACION DE LOS VALORES MEDIDOS DE LA SOCACION CON LOS DADOS POR MURONOV

FILEA CIRCULAR

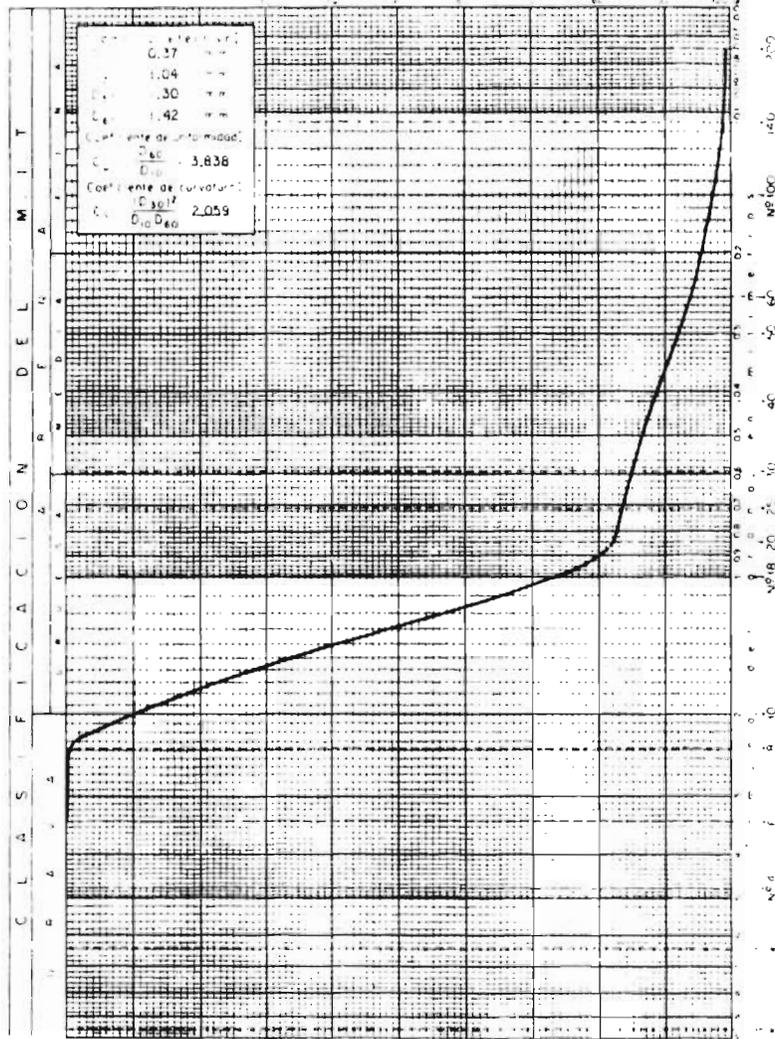
DIÁMETRO MEDIO FUND.	DEB.	TIRANTE d (mm)	VELOCIDAD V (CM/SEG)	V ₀ CM/SEG	H/4	MURONOV S ₀ (CM)	MEDIO S ₀ (CM)
0.56 MM		51	37	0.40	3.33	5.85	11
0.56 MM		52	37	0.41	4.13	4.27	11
0.56 MM		33	43	0.42	2.40	11.43	10
0.56 MM		43	33	0.44	3.23	11.62	15
0.56 MM		33	13	0.51	6.24	NEG	11.2
0.56 MM		33	50	0.42	2.41	11.60	19.5
0.56 MM		43	43	0.46	3.60	13.62	20
0.56 MM		23	51	0.41	2.10	14.35	17
0.56 MM		20	50	0.41	2.14	14.32	19
0.56 MM		16	45	0.364	1.24	12.76	17
0.56 MM		40	36	0.44	3.00	10.19	10
0.56 MM		21	55	0.39	1.57	13.70	20
0.56 MM		14.5	24	0.36	1.02	4.40	10.0
S ₁ d = 0.17 MM		33	50	30	2.40	13.88	19.5
S ₁ d = 0.17 MM		33	50	57	2.40	12.07	19.5



Muestra 28 Tipo de material: Arena fina de canchales Am 117250 Camino Méx.-Cuernavaca
 Fecha: 7-II-63 d_m usado = $d_{50} = 0.00017 m$
RIO TECPAN. SOCAVACION EN PILAS DE PUENTES
 GRANULOMETRIAS - ENSAYE POR MALLAS



Muestra: Tipo de material: *Arena parda*
 Observaciones: *10-XI-62* dim usada = $d_{50} = 0.00057 m$
RIO TECPAN, SOCAVACION EN PILAS DE Puentes
 GRANULOMETRIAS - ENSAYE POR MALLAS



Materia: 3^{er} tipo de materia, "Arenosa"
 Fecha: 24-VI-63 3m W000-050 = 0.0013 m

RIO TECPAN, SOCAVACION EN PILAS DE PUENTES
 GRANOMEH AS - ENSAIE POR MA. AS

CAPÍTULO IV

PROTECCIONES CONTRA LA SOCAVACION LOCAL

Se distinguirán dos casos diferentes de protección, aquellos que se realizan al pie de las pilas y los que se efectúan al pie de los estrribos. Todas las soluciones que se mencionarán para las pilas fueron probadas en una instalación con fondo móvil en donde el arrastre y movimiento de las partículas se hacía con aire en lugar de con agua. Las condiciones bajo las que se realizaron la mayoría de las pruebas impedían reproducir las zonas de depósito, por lo que los rellenos o los montículos que se presentan cuando el arrastre es producido con agua, no aparecen en este caso o son mucho menores. Las mejores de las alternativas probadas fueron ensayadas después con agua, en el tercer canal.

IV-A.- PROTECCIÓN AL PIE DE PILAS DE PUENTE

Dos formas principales existen para reducir o evitar la socavación. La primera consiste en 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 vórtices que se generan en las esquinas. La segunda consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Una solución del primer tipo es la propuesta por el Dr. Levi y el Ing. Luna, quienes de una serie de ensayos que realizaron llegaron a la conclusión de que es posible reducir notablemente la erosión si se coloca aguas arriba de la pila, una pantalla vertical del mismo ancho que el de --

ella y a una separación de "2,2 b" tal y como se indica en la figura siguiente:

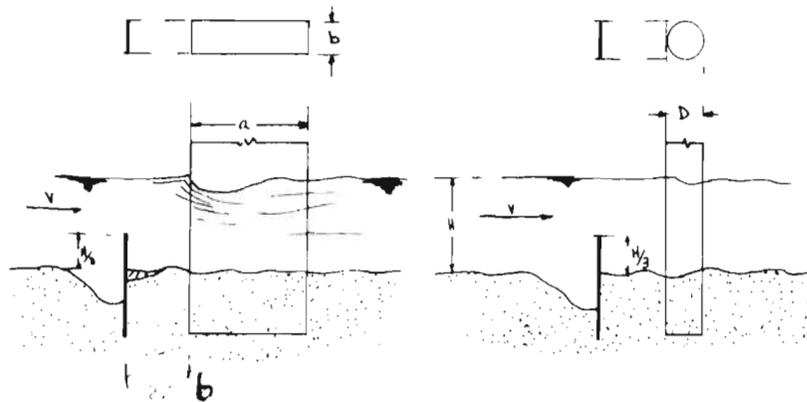


FIGURA NUM. 36.- Esquema en que se muestra la colocación de las pantallas protectoras según Lev-Luna.

Este tipo de protección es útil únicamente cuando el ángulo de incidencia es de cero grados. Para pilas esviadas no se ha realizado ningún ensayo tendiente a probar el funcionamiento de protecciones de este tipo.

La altura más económica de la pantalla es de sólo $1/3$ del tirante máximo ya que su acción protectora es la misma que si sobre saliera hasta la superficie. Con este tipo de protección se reduce la socavación frente a la pila en un 70% aproximadamente.

En el caso de que ya se tenga el cono máximo formado por la erosión y se coloque una pantalla en las condiciones descritas anteriormente, el hueco se rellenará hasta alcanzar las mismas condiciones, que cuando la protección era colocada antes de producirse la erosión.

La protección del segundo tipo consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión. Gujarros, boleos y cantos rodados podrían encontrarse entre los materiales más convenientes.

De las pruebas que se realizaron con este tipo de protección se observó que:

- a).- De preferencia el boleo debe ser todo de un diámetro uniforme y si eso no es posible, que el diámetro mínimo sea mayor que el especificado para cada caso.
- b).- Si las partículas del fondo tienen un diámetro veinte veces menor que el de la protección, ésta tendrá que estar formada por más de tres capas, ya que de lo contrario el material del cauce es extraído entre los huecos y el cono erosionado se produce de la misma manera. En las fotografías 15 a 17 se puede ver la erosión que se ha formado cuando solo se han colocado una o dos capas.
- c).- Con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente se recomienda colocar el boleo a partir del nivel inferior que puede alcanzarse durante la sobrecarga general, tal y como se muestra en la figura núm. 37. Además este tipo de protección como mejor trabajo, es cuando el material de alrededor no desciende abajo del nivel máximo de la piedra.
- d).- Esta protección sirve tanto cuando la pila no tiene esvayamiento como cuando la corriente incide con un ángulo θ , cualquiera que éste sea. Cuando se tiene la certeza que el

ángulo de incidencia es de 0° se puede colocar la protección únicamente en el frente de la pila. Para realizarla se excava una trinchera frente a la pila y a los lados hasta una profundidad tal, que a partir de la elevación calculada que se tendrá al presentarse la erosión general, todavía se alcance un desnivel mayor que un ancho de la pila.

Este último desnivel deberá permitir al menos, el acomodo de tres capas de material.

Cuando la corriente incide con cualquier ángulo y por cualquier lado hay que rodear a la pila con el pedraplen. A los lados de la pila en su parte central se ha visto que se puede disminuir la profundidad a 0.5 b así como la cantidad de piedras colocadas. En la foto 24 se aprecia la colocación de la protección en este caso.

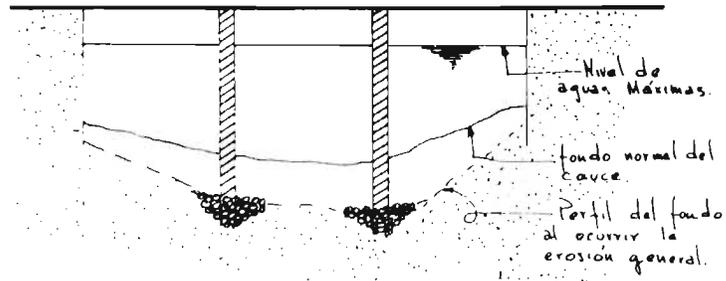
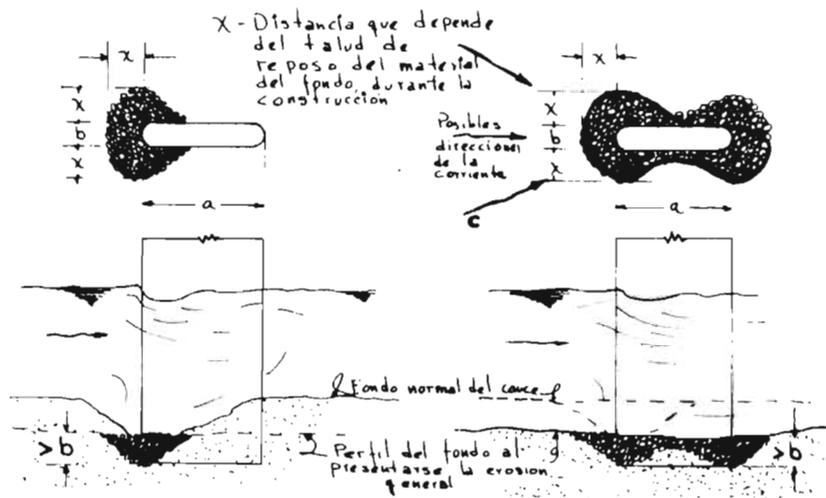


FIGURA NUM. 27.- Colocación del pedraplen de protección.

En la figura núm. 30 a y b, se presenta un esquema de lo expuesto en este inciso

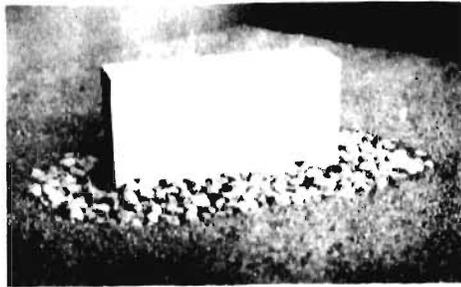
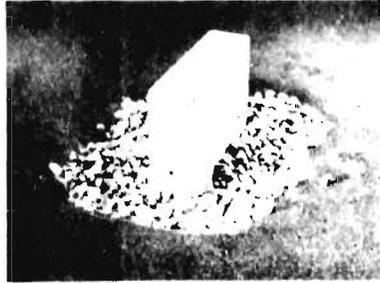


a).- Caso en que el ángulo de incidencia sea cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general.

b).- Caso en el que el ángulo de incidencia varíe. La línea gruesa del fondo indica condición de máxima erosión general.

FIGURA NUM. 30.- Esquemas en que se muestra la forma de colocar el boteo para evitar la socavación local.

En el caso de que el ángulo de incidencia varíe pero se presente siempre del mismo lado o se mantenga fijo se puede reducir un poco la cantidad de material colocado. Así por ejemplo, si la dirección de la corriente



FOTOS 23, 24, 25, 26, 27

PROTECCIÓN CON PEDRAPLÉN. LAS DOS FOTOS SUPERIORES MUESTRAN - EL PEDRAPLÉN COLOCADO ABAJO DEL NIVEL NORMAL (POSIBLE NIVEL DURANTE LA - EROSIÓN GENERAL). LAS INTERMEDIAS LO MUESTRAN COLOCADO HASTA LA MISMA - ELEVACIÓN DEL FONDO NORMAL. EN ESTE CASO SE PIERDE MÁS MATERIAL DURANTE LA EROSIÓN GENERAL. FOTO (22). LA FOTO INFERIOR MUESTRA LA FORMA RECOMENDADA DE COLOCAR LA PROTECCIÓN. - AL MISMO NIVEL QUE EL DE LAS FOTOS - SUPERIORES Y MENOS MATERIAL EN EL CENTRO DE CUALQUIER PILA QUE NO SEA - LA CIRCULAR. EN LAS DOS FOTOS DEL LADO IZQUIERDO SE OBSERVAN LAS CONDI-- CIONES INICIALES ANTES DE CUBRIR TODO EL PEDRAPLÉN, CON UNA CAPA DE ARE-- NA HASTA DONDE INDICA LA MARCA EN LA PILA. LAS DEL LADO DERECHO MUESTRAN LA EROSIÓN QUE SE HA PRODUCIDO PARA CONDICIONES DE FUERTE ARRASTRE.

fuera siempre la "C" de la figura núm. 36 b, solo se colocaría el material de acuerdo a la línea llena que se ha marcado en planta.

El diámetro de las partículas que forman la protección depende del tirante y de la velocidad media máxima de la corriente que se presenta cuando las piedras son descubiertas. En la tabla XX se presentan los diámetros que se recomiendan para diferentes velocidades y tirantes.

TABLA XX

Velocidad media de la corriente en m/s.		Diámetro mínimo de las piedras que forman la protección en cm.
1.0		6
1.5	Sólo si el tirante es mayor de -	12
2.0	1 m.	20
2.5		30
3.0		40
3.5		53
4.0		70
4.5	Sólo si $H > 2$ m.	85
5.0	Sólo si $H > 3$ m.	95
5.5	Sólo si $H > 3$ m.	110
6.0	Sólo si $H > 3$ m.	125

Como puede observarse, es relativamente fácil proteger las pilas cuando la velocidad es menor de 3.5 m/s. Los valores presentados en la Tabla XIX fueron obtenidos de la comparación de los valores propuestos por Isbash, Lishtvan-Lebedev y el Bureau Reclamation, sobre la fase inicial de arrastre de partículas sólidas por una corriente, después de haber com-

prototipo en modelo, que para gravas, la socavación empieza al mismo tiempo que se inicia su arrastre. Para los diámetros más bajos se han anclado valores tres veces mayores que los máximos requeridos para que no sean arrastrados, ya que hasta no realizar pruebas en prototipo, no se podrá comprobar la influencia que los vórtices de las esquinas tienen sobre las partículas de diámetros pequeños.

Las pruebas que podrían realizarse en prototipo podrían consistir en colocar una protección al pie de una pila en la forma recomendada y con piedras escogidas según los valores de la tabla xx. A continuación, marcar convenientemente a las que sean colocadas en la parte superior. Este tipo de prueba tiene la ventaja de que no requiere personal de observación sino que se espera a que pasen las avenidas y al estriaje siguiente, se ve si las piedras superiores han sido removidas o no. Para hacer más útil esta experiencia se puede colocar sobre la protección anterior una sola capa de partículas de un diámetro menor, también debidamente marcadas, y ver si son o no arrastradas. Esta capa extra sólo se colocaría en el frente de la pila y permitiría comprobar si los diámetros propuestos no son muy conservadores.

Se realizaron además varios ensayos en los que las piedras eran colocadas directamente sobre el fondo actual formando un amontonamiento alrededor de la pila como se muestra en la figura núm. 33 y se observó que no se producía una erosión frente al talud de piedras ni que estas eran movidas por la corriente. Únicamente cuando la erosión general ha producido un descenso del fondo adyacente se presentan derrumbamientos y reacomodos. Ver fotos 1, 2 y 3. Si la erosión general es muy grande, al derrumbarse el cono de pedraplén pueden quedar una o dos capas de piedra en la parte cercana a la pila, hecho que permite soportar la erosión local. Por este motivo sólo podrá ser útil la colocación de este tipo de protección en aquellos cum-

... 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.

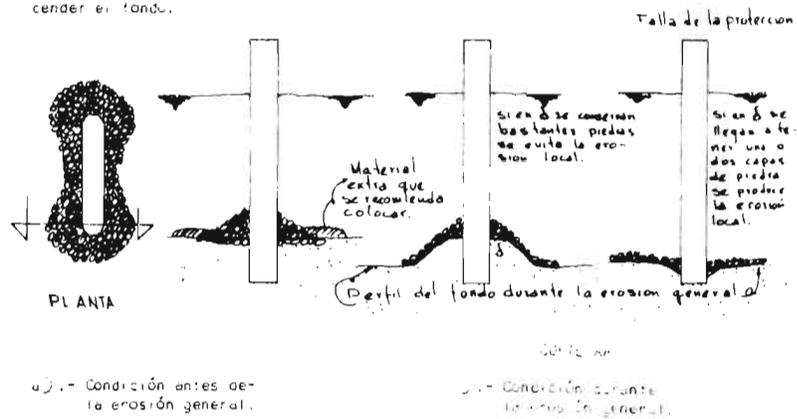
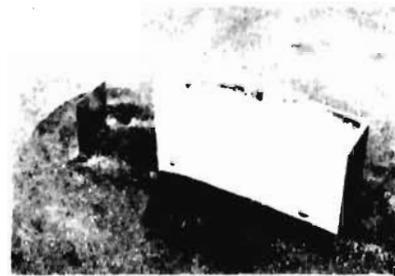
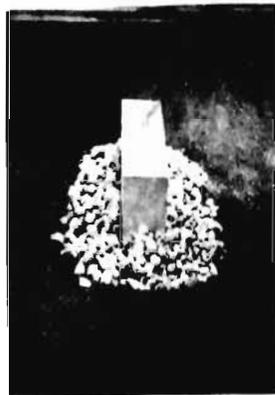
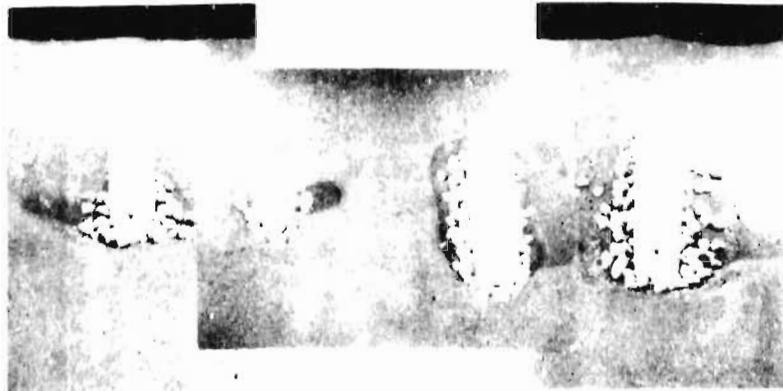


FIGURA NUM. 37.- Esquemas que muestran el comportamiento de un pedraplén colocado sobre el fondo actual con el fin de proteger a la pila.

La ventaja de colocar la protección directamente sobre el fondo actual es que generalmente este procedimiento resulta más económico. Sin embargo no se recomienda, a menos que no sea posible hacerlo de la manera antes señalada.

Otra forma de reducir la socavación aunque no ha sido probada satisfactoriamente, es colocar una pared inclinada alrededor de la pila tal como se muestra en la figura 40.



FOTOS 18, 19, 20 Y 21

LAS TRES FOTOS SUPERIORES MUESTRAN QUE NO EXISTE PROTECCIÓN CUANDO SE COLOCAN SOLO UNA O DOS CAPAS DE MATERIAL. EN LA FOTO DEL CENTRO SE OBSERVAN LAS CONDICIONES INICIALES Y EN LAS DE LOS LADOS, UNA VEZ QUE SE HA PRODUCIDO ALGO DE SOCACACIÓN. LA FOTO 18 INDICA LA FORMA DE COLOCAR EL PEDRAPLÉN SOBRE EL FONDO ACTUAL SIN EXCAVACIÓN. NO SE RECOMIENDA HACER LO ASÍ CUANDO LA EROSIÓN GENERAL ES MUY GRANDE. LA FOTO 19 MUESTRAN LA PROTECCIÓN PROPUESTA POR EL DR. LEVI Y EL ING. LUNA.

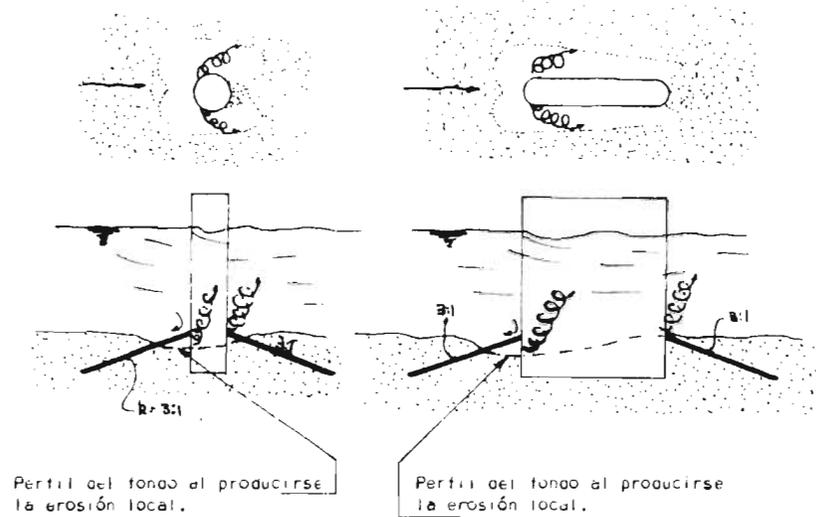


FIGURA NUM. 40.- Protección con pantalla inclinada.

Cuando se tiene esta protección, el principio de la socavación se realiza en la misma forma, es decir en las esquinas; pero al ser removido el material y quedar al descubierto la protección ya no se puede profundizar más y solo es arrastrado el material que se encuentra en la cercanía de la pila por ser este el único afectado por los vórtices, tanto verticales como las esquinas como horizontal que está al pie de la cara de enfrente.

Se recomienda colocar la pantalla con un talud de 3:1. En esas condiciones reduce la erosión local en un 70 a 80%. Para taludes k menores de 3 ya no se tiene ninguna reducción a la magnitud de la erosión.

Este tipo de protección se puede utilizar cuando las velocidades son muy fuertes o bien cuando por no existir piedra en las cercanías resulta más económico que el pedraplén.

IV-8.- PROTECCIÓN AL PIE DE ESTRIBOS

Para el caso de los estribos se puede utilizar el pedraplé en forma idéntica a la descrita para las pilas, aunque existe una mejor solución, que no solo evita la socavación en los estribos sino que orienta a las líneas de corriente de tal manera, que al pasar por la sección del cruce se van paralelas a las pilas; además de que uniformiza el flujo en toda esa sección. Esto se consigue por medio de diques encauzadores como los mostrados en la figura Núm. 41.

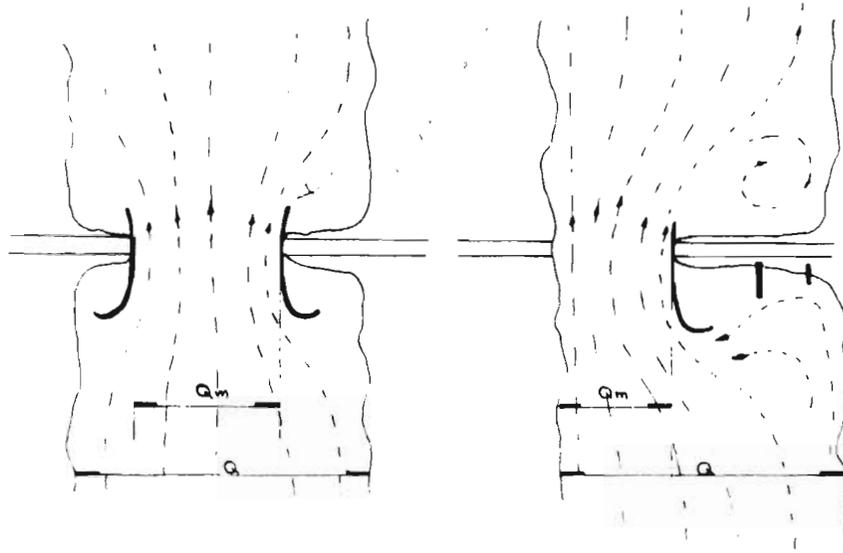


FIGURA Núm. 41.- Diversas formas de utilizar y colocar a los diques encauzadores.
 Q_1 y Q_2 son espiguillas para evitar la erosión al terraplén.

La geometría en planta de la porción del dique que está aguas arriba del cruce corresponde a un segmento de elipse. Con el fin de evitar toda erosión en el estribo se continúa aguas abajo con otro dique que tiene una longitud aproximada a la tercera parte del anterior.

Para poder fijar la geometría se utilizará el criterio propuesto por A.M. Latuischenkov quien fija la magnitud de los semiejes de la elipse en función de la relación $\frac{Q}{Q_m}$, en que Q es el gasto total que pasa por el cauce durante las avenidas y Q_m el gasto que corre por el cauce en el ancho formado por la sección del puente.

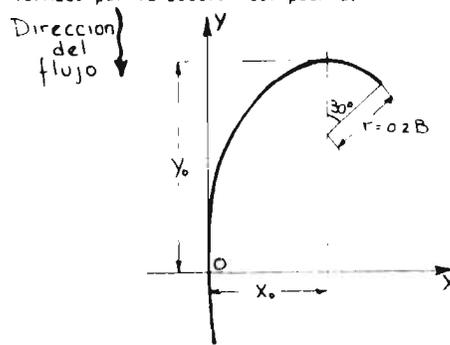


FIGURA NUM. 42.- Geometría de un dique de encauzamiento.

Según Latuischenkov, para el dique de aguas arriba.

$$X_0 = \lambda B_m \quad \text{y} \quad Y_0 = \lambda x z x \text{ cm}$$

En donde:

B_m Es el claro del puente.

z Es la relación que existe entre Y_0 y X_0 , y está en función de la relación $\frac{Q}{Q_m}$. Su valor se encuentra en la tabla ZA.

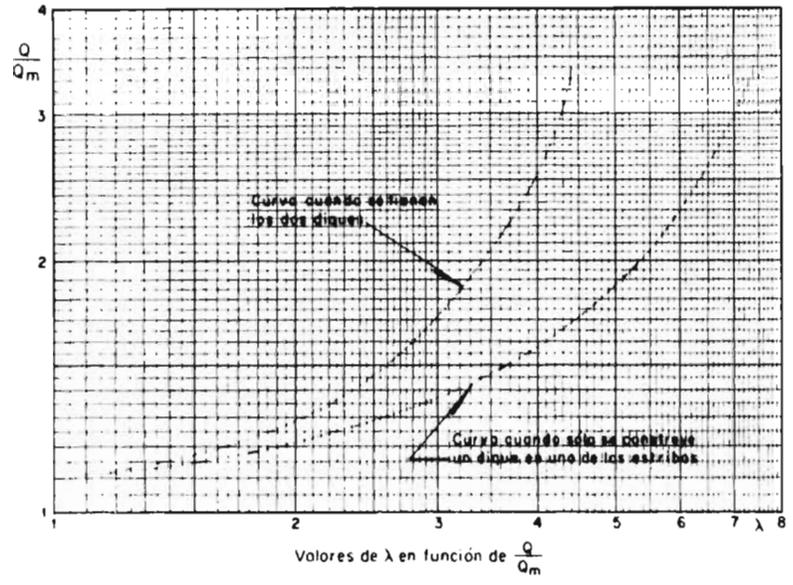
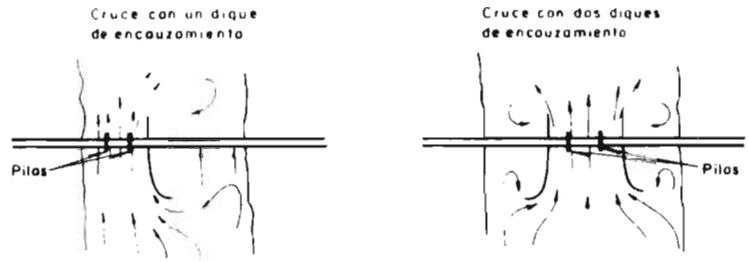


FIG. 43

λ Coeficiente que depende también de la relación de $\frac{Q}{Q_m}$ así como de si se construye un dique en cada estribo o solo se hace en uno de ellos. Su valor se puede encontrar en la figura núm.- 43.

TABLA XX

Valores de $Z = \frac{Y_0}{X_0}$				
$\frac{Q}{Q_m}$	1.175	1.19 - 1.33	1.35 - 1.54	1.56 - 1.82 o más
$Z = \frac{Y_0}{X_0}$	1.50	1.67	1.83	2.00

Una vez conocidos X_0 y Y_0 , el resto de los puntos está dado por - la expresión

$$X = X_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_0^2}} \right)$$

El extremo de aguas arriba del dique se continúa con un segmento de círculo cuyo radio es igual a $0.2 B$, y que abarca un ángulo de 30° .

El dique hacia aguas abajo es simétrico al primer tercio del dique de aguas arriba de tal manera que

$$X = X_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_0^2}} \right) \text{ en donde } Y \text{ varía de } 0 \text{ a } -\frac{1}{3} Y_0$$

El eje de las Y s estará alineado paralelamente a la dirección que se desee sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente.

La principal desventaja de esta solución comparada con la protección formada con un pedraplén es su costo más elevado. Debido a ello, el pedraplén tiene una probabilidad mayor de ser utilizada cuando no se requiera

ta encauzar debidamente a la corriente sino sólo proteger el pie de algún -
estribo.

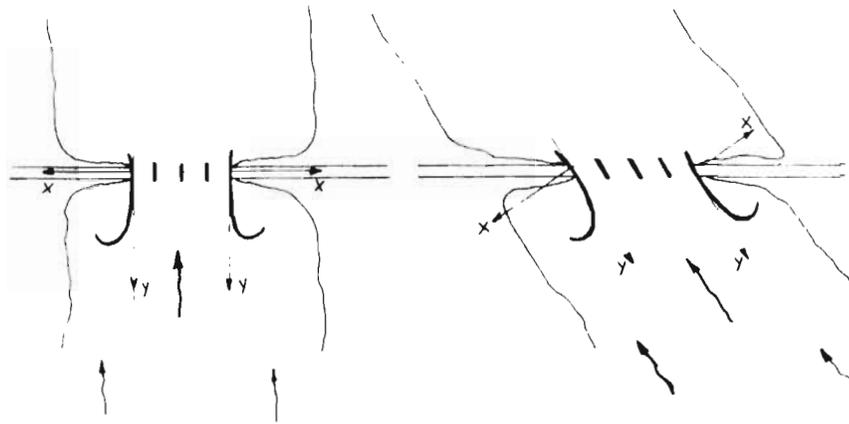


FIGURA NUM. 44.- Colocación de los riques encauzadores
respecto al eje longitudinal del piede
te y a la corriente.

A P E N D I C E I

MÉTODOS DE LEBEDIEV PARA PREDECIR LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE

Existen varios métodos utilizados para predecir el valor del gasto máximo que puede presentarse en una sección de un río, los cuales pueden subdividirse en tres grupos según haya sido la forma como se obtuvieron, -- así tenemos: métodos empíricos, métodos probabilísticos y el método del hidrógrafo unitario.

El último es el método más racional de todos, aunque por requerir registros simultáneos y precisos de precipitación y escurrimiento no es de aplicación práctica en la mayoría de los problemas que se presentan en nuestro medio.

Los métodos empíricos entre los que se encuentra el de Creager gozan de una mayor difusión y popularidad que los probabilísticos debido a su aplicación más sencilla y expedita, sin embargo los segundos permiten obtener valores más precisos (si la expresión se puede usar). Entre los últimos se encuentran: el de Lintel, Hazen, Foster y el de Lebediev.

A continuación se expone el de Lebediev no por ser más preciso rigurosamente hablando, sino por divulgar un método poco conocido y que ha probado su utilidad en aquellos casos en que se ha aplicado.

Mediante la aplicación de este método se puede determinar el gasto máximo probable que puede presentarse con una frecuencia de T años, a partir de los gastos máximos anuales instantáneos registrados durante un número N de años de observación. La hipótesis principal en la que este método

do se basa en suponer a los gastos máximos anuales como una variable aleatoria del tipo III de Pearson.

El gasto máximo de diseño probable está dado por la suma del gasto Q_m instantáneo máximo probable más otra cantidad dada por la amplitud del intervalo de confianza, que nos indica la magnitud del error que se puede cometer al valor Q_m

$$Q_d = Q_{m\max} + \Delta Q \quad A-1$$

en donde Q_m está dado por la expresión

$$Q_{m\max} = Q_m (K C_v + 1) \quad A-2$$

y la amplitud del intervalo de confianza

$$\Delta Q = \pm \frac{K E r Q_{m\max}}{N} \quad A-3$$

ya que se desea obtener el gasto más desfavorable para el diseño siempre se tomará en cuenta el signo más.

Los términos que aparecen en las expresiones A-2 y A-3 valen:

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad (\text{gasto medio})$$

C_v Es el coeficiente de variación que se obtiene de la expresión:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad A-4$$

Q_i Gastos máximos anuales observados.

N Años de observación.

K Coeficiente que depende de un coeficiente de asimetría C_s y de la probabilidad p --

(en I) escogida para que se repita el gasto de diseño. Su valor se determina con ayuda de las tablas A-1.

C_s Es el coeficiente de asimetría dado por la fórmula:

$$C_s = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{NC_v^3}}}{A-5}$$

cuando el número de años de observación es grande (> 40).

Si se cuenta con pocos años de registro se puede utilizar la recomendación de L'bediev, quien aconseja utilizar:

- $C_s = 2 C_v$ para corrientes producidas por deshielo.
- $C_s = 3 C_v$ para corrientes producidas por tormentas.
- $C_s = 5 C_v$ para corrientes producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el dado por la expresión A-5 se escoge el mayor.

P Probabilidad o frecuencia relativa en % dada por

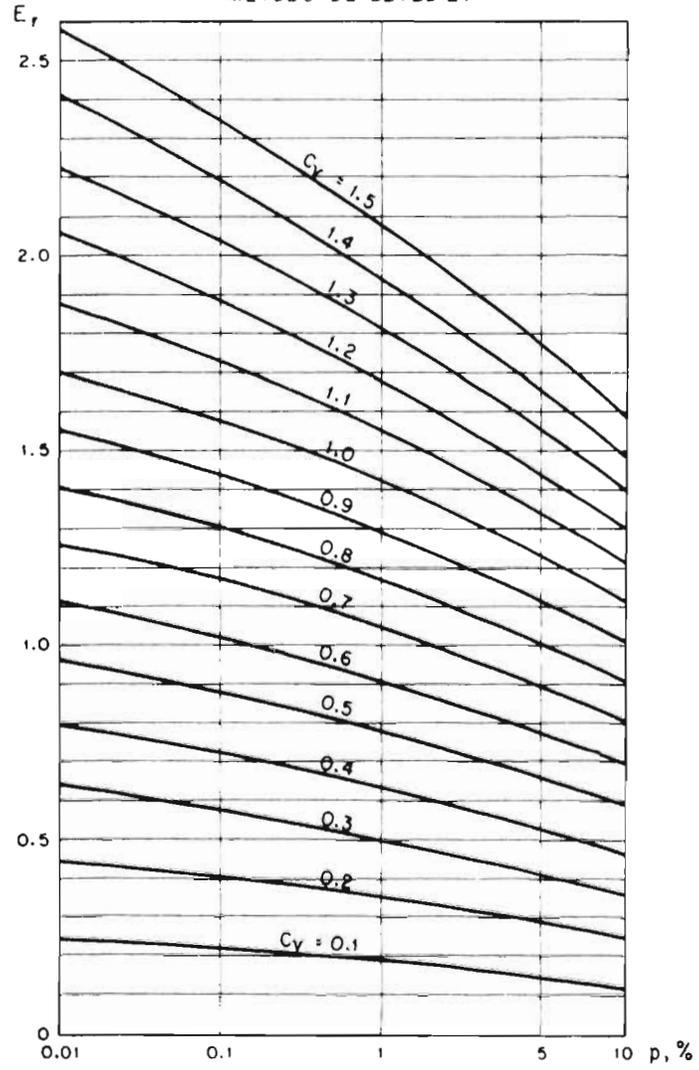
$$P = \frac{1}{t} \times 100$$

t Período de retorno en años.

A Es un coeficiente que en promedio vale uno y que varía entre 0.7 para ríos con muchos años de registro (> 40) a 1.5 para ríos que por primera vez se estudian.

E_r Coeficiente que depende de los valores de C_v y la probabilidad P y que se encuentra en la gráfica de la figura A-1.

METODO DE LEVEDIEV



VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN %

FIG. A-1

VALORES DE K

Tabla A-1-a

C _e	P en %																					
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.72	-2.06	-2.60
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.29	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.69	-2.00	-2.47
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32
0.6	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.28	-1.36	-1.48	-1.63
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.36	-1.44
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14

VALORES DE K

Tabla A-1-b

P en %

C _s	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9	C _s
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.67	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.065	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.690	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.92	4.03	3.13	2.66	1.96	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.23	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.37	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

EJEMPLO NUMÉRICO

Determinar el gasto probable que con una frecuencia de 50 y 1 000 años se puede presentar en la estación hidrométrica Boca del Cerro sobre el río Usulután.

Se recomienda formar una tabla como la mostrada, en la que las dos primeras columnas contienen los datos extraídos de un boletín hidrológico.

TABLA A-2

Años de observación	Gasto máximo instantáneo Q_1	$\frac{Q_1}{Q_m}$	$\frac{Q_1}{Q_m} - 1$	$\left(\frac{Q_1}{Q_m} - 1\right)^2 \left(\frac{Q_1}{Q_m} - 1\right)^2$
1940	4 001	0.6452	-0.1541	0.0237
1941	3 899	0.6242	-0.1757	0.0309
1950	4 334	1.0431	0.0431	0.0019
1951	3 860	0.6161	-0.1839	0.0336
1952	5 502	1.1816	0.1816	0.0330
1953	5 150	1.0662	0.0662	0.0044
1954	5 252	1.1104	0.1104	0.0122
1955	5 115	1.2336	0.2336	0.0546
1956	5 442	1.1505	0.1505	0.0227
1957	4 304	0.9290	-0.0710	0.0050
1958	4 270	0.9028	-0.0972	0.0094
1959	3 614	0.7641	-0.2359	0.0556
1960	<u>5 249</u>	1.1097	0.1097	<u>0.0120</u>
	61 489			0.3027

$$\text{gasto probable } Q_p = \frac{Q_m \cdot 2.3}{2.3} = 4725.923$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{Q_m} - 1}{N}} = \sqrt{\frac{0,3027}{13}} = \sqrt{0,0233} = 0,1525$$

Como la corriente es producida por tormenta y se encuentra dentro de una región ciclónica el coeficiente para evaluar C_s , tendrá un valor igual a 5.

$$C_s = 5 C_v$$

$$C_s = 5 \times 0,1525 = 0,7625$$

No se toma en cuenta a la expresión A-5 ya que se tiene un período corto de registros. Por lo mismo tampoco se llenó la última columna de la tabla.

Como la estación cuenta con solo 13 años de observación se considerará que $A = 1,50$.

a.) Para el período de retorno de $t = 50$ años.

$$P = \frac{1}{50} \times 100 = 2$$

De la tabla A-1 para C_s de 0,7625 y $P = 2$, el coeficiente K vale 2,42.

De la figura A-1 para $C_v = 0,1525$ y $P = 2$, el coeficiente E_r vale 0,25.

Sustituyendo todos los valores encontrados, en las expresiones A-2 y A-3 se obtiene:

$$Q_{max} = Q_m (K C_v + 1)$$

$$Q_{max} = 4720,923 (2,42 \times 0,1525 + 1)$$

$$Q_{max} = 6475,50$$

$$\Delta Q = \frac{A \cdot E_r \cdot Q_{max}}{t}$$

$$\Delta Q = \frac{1,50 \times 0,25 \times 6475,50}{50}$$

$$\Delta \dot{Q} = 672.20$$

$$\dot{Q}_0 = 6475.50 + 672.20$$

El gasto de diseño será $7147.70 \text{ m}^3/\text{s}$, para un período de retorno de 50 años.

b) .- Para el período de retorno de 1000 años.

$$P = \frac{1}{1000} \times 100 = 0.1$$

De la tabla A-1 para $C_s = 0.7625$ y $P = 0.1$

$$k = 4.19$$

y de la figura A-1 para $C_v = 0.1525$ y $P = 0.1$

$$E_r = 0.32$$

Al sustituir los valores obtenidos, en las expresiones A-2 y A-3 se tiene:

$$\dot{Q}_{\text{máx.}} = 4729.23 (4.19 \times 0.1525 + 1)$$

$$\dot{Q}_{\text{máx.}} = 7752.20$$

$$\Delta \dot{Q} = \frac{1.50 \times 0.32 \times 7752.20}{3.6055}$$

$$\Delta \dot{Q} = 1032$$

$$\dot{Q}_0 = 1032 + 7752 = 8784 \text{ m}^3/\text{s} \text{ para un período de retorno de } 1000 \text{ años.}$$

A P E N D I C E II

CAUCES NATURALES ESTABLES

Para determinar las características de los cauces naturales se hará uso del método de Altunin, el cual consiste en una serie de fórmulas y recomendaciones basadas en experiencias y observaciones realizadas en la naturaleza. Esas fórmulas se deben algunas a Altunin y otras a una serie de investigadores a los cuales se hará mención oportunamente.

La aplicación de este método permitirá determinar las características de una sección en los tramos rectos, profundidades máximas alcanzadas en las curvas, radio y amplitud de los meandros, orientación longitudinal y separación de obras de defensa, así como socavaciones al pie de estas obras.

En este trabajo únicamente se presentarán en forma resumida las expresiones y criterios que permitan llegar a determinar las condiciones hidráulicas de la corriente y las características de las secciones transversales en las curvas.

Para facilitar la presentación se dividirá en:

- a).- Conceptos y fórmulas fundamentales.
- b).- fórmulas de equilibrio.
- c).- Obras de defensa.

A-II-A.- CONCEPTOS Y FÓRMULAS FUNDAMENTALES

Altunin distingue tres zonas importantes en el desarrollo de un -

a) Zona alta (Fig. A-1)

a).- Zona alta en donde la sección del cauce se acerca al tipo de montaña y cuyo fondo está formado por rocas, cantos rodados o guijarros. Es la zona con mayores pendientes y a la que pertenecen la mayoría de los afluentes pequeños.

b).- Zona intermedia en donde la sección del cauce se acerca a la mostrada en la figura A-2 y cuyo fondo está cubierto por una capa más o menos gruesa de arenas y gravas. Generalmente dentro de la primera parte de esta zona se desarrollan los ríos con cauces errantes y en la zona de aguas abajo los ríos sin meandros.

c).- Zona de planicie o déltica; que es aquella zona en donde el río ya corre sobre los sedimentos que ha arrastrado y depositado en épocas pasadas y en donde se presentan las menores pendientes. El material del fondo consiste en arenas finas y limos principalmente. Dentro de esta zona se desarrollan los ríos con meandros. Cabe hacer notar que no todos los ríos alcanzan a tener desarrollada esta zona, principalmente aquellos cuyas montañas en que se forman se encuentran cercanas al mar. En este caso se encuentran muchos ríos de nuestra vertiente del pacífico.

Altunin divide a las secciones transversales en dos grandes grupos: tipo "a", aquellas secciones formadas por orillas difícilmente erosionables y tipo "b" las secciones cuyas orillas son fácilmente erosionables. Las primeras se acercan más a una forma rectangular mientras que las del segundo tipo a una trapezoidal, ver figura A-2.

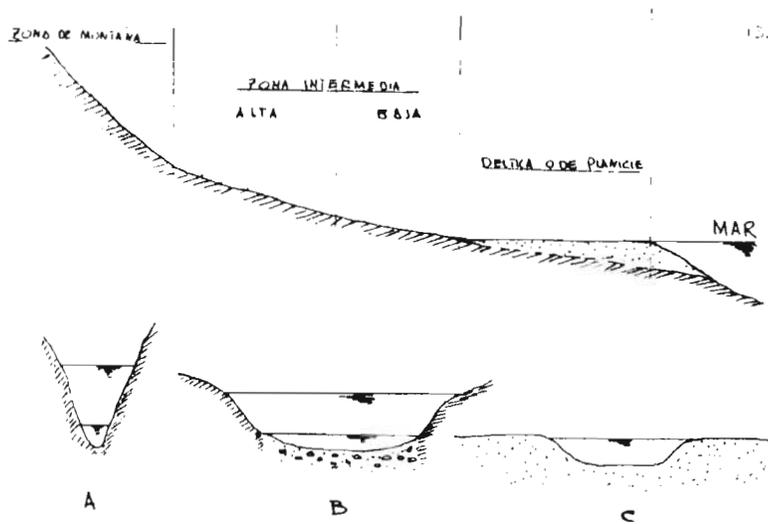


FIGURA NUM. A-2.- Planta, perfil longitudinal y cortes del desarrollo de un río.

- A.- Zona de montaña.
- B.- Zona intermedia.
- C.- Zona déltica o de planicie.

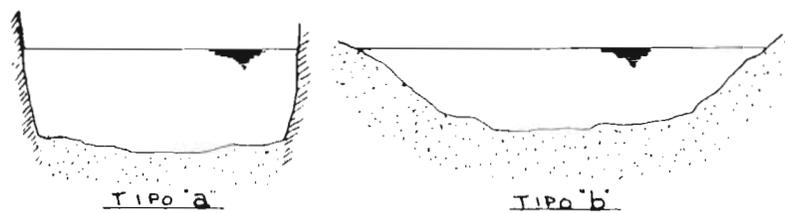


FIGURA NUM. A-3.- Tipo de secciones transversales según el curso.

A-FI-A-1.- FÓRMULAS FUNDAMENTALES

La mayoría de las expresiones propuestas son de tipo empírico.

que se da en la fórmula (30) son de las características hidráulicas: tirante medio y coeficiente de forma de las corrientes naturales, como del material del fondo del cauce.

La primera expresión que se presenta se debe a los estudios de -- E.G. Stashkov quien al comparar el tirante y ancho de diferentes secciones tomadas por un solo canal, es decir, sin islas que lo bifurcaran, encontró que se relacionaban según la expresión:

$$\frac{B^m}{K} = H \quad (30)$$

En donde:

- B Es el ancho de la superficie libre del agua en metros.
- H Tirante medio de la corriente en metros.
- K Coeficiente que se denominará de forma, cuyo valor varía entre 6 y 12 para cauces estables que corren sobre material aluvial. En la mayoría de los problemas de ingeniería se considera el valor promedio de 10. Para cauces con orillas difícilmente erosionables (tipo a) K vale de 3 a 4 y para cauces del tipo "b" K toma un valor de 16 a 20.
- m Exponente de forma para condiciones medias (K = 10) - puede encontrarse en la gráfica de la figura núm. 14 o bien puede ser determinado mediante las fórmulas de -- I.N. Orlov, o de Alunin.

Según Orlov m vale:

$$m = 0,72 \left[\frac{q(\sigma - 1)}{I} \right]^{0,1} \quad A-6$$

En donde:

- q Diámetro medio del sistema del fondo obtenido según la fórmula 7, en metros.
- σ Densidad relativa del material del fondo.
- I Pendiente del fondo en mil por ciento.

Otra expresión que puede utilizarse es la propuesta por Altunin- en la que;

$$m = 0.5 + \frac{V_{sup} - V}{V} \quad A-7$$

en esta última fórmula las literales significan:

- V Velocidad media de la corriente en la sección y
 Vsup Velocidad media superficial.

La segunda expresión de importancia es la que relaciona a las diferentes pendientes que se presentan a lo largo del recorrido de un río, -- con el diámetro del material que forma el cauce. Según B.M. Lojtin,

$$d = f.I \quad A-6$$

En donde:

- d Diámetro medio de las partículas en m. obtenido- según la fórmula 7.
 I Pendiente de la superficie del líquido.
 f Coeficiente de desarrollo, que puede variar de 1 a 2.5 para las zonas de planicie, de 5 a 10 para las intermedias y de 10 a 100 para las de montaña.

Tanto el valor de m, como el de f se pueden encontrar en la tabla A-3 en la cual se muestran los valores que alcanzarían en el caso de valer- K = 10.

Una tercera relación de importancia se obtiene a partir de lo anterior tomando en cuenta el valor del gasto según la fórmula de Chezy.

$$Q = C B H \sqrt{H I}$$

En que:

- C Es un coeficiente de fricción, que de acuerdo con N.N. Pu-

$$v_{\text{lovsby}} \text{ vale } C = \frac{1}{n} H^y$$

n Coeficiente de rugosidad de Manning.

y Exponente que varía entre 1/7 y 1/5.

Si se considera $y = 1.6$ se llega a la expresión propuesta por - - Manning.

$$Q = \frac{1}{n} B H^{2/3} I^{1/2} H$$

sustituyendo a H por $H = \frac{B^m}{K}$, se obtiene:

$$Q = \frac{1}{n} \frac{B B^{5m/3}}{K^{5/3}} I^{1/2} = \frac{1}{n} \frac{B^{(1+5m/3)}}{K^{5/3}} I^{1/2}$$

despejando a B

$$B = \left(\frac{Q n K^{5/3}}{I^{1/2}} \right)^{\frac{3}{3+5m}}$$

denominando a

$$(n K^{5/3})^{\frac{3}{3+5m}} = A \quad A-9'$$

se tiene

$$\therefore B = A \frac{Q^{\frac{3}{3+5m}}}{I^{\frac{3}{6+10m}}} \quad A-10$$

Si se dan distintos valores a m se obtienen diferentes expresiones para b .

$$\text{Así cuando, } m = 0.5 \quad B = \frac{A Q^{0.55}}{I^{0.275}}$$

y si

$$m = 0.6, \quad B = A \frac{Q^{0.43}}{I^{0.21}}$$

Para aplicaciones prácticas Altunin recomienda utilizar la expresión:

$$B = A \frac{Q^{0.5}}{I^{0.2}} \quad \text{ó bien} \quad b = \frac{A^2 Q}{I^{0.4}} \quad \text{A-11}$$

la cual se ha visto confirmada en numerosos datos obtenidos de observaciones directas en la naturaleza. En el caso de que se requiera una mayor aproximación, se puede aplicar la expresión A-10 substituyendo en ella el valor real de m . El coeficiente A se puede encontrar también en la tabla A-3 para el caso en que K valga 10.

Todo lo que hasta aquí se ha escrito sirve para ríos con cauces formados por materiales gruesos. Para el caso en que, el cauce esté formado por materiales finos como arenas y limos, existe además de las anteriores otro tipo de fórmula que sirve de base para calcular las características hidráulicas, y que permite conocer el peso del material sólido que por unidad de volumen puede ser arrastrado en suspensión por la corriente.

Debido a lo complicado del fenómeno por estudiar y a que continúan en fase de desarrollo todos los estudios sobre estabilidad de cauces, principalmente cuando el material del fondo es fino, se presentarán varias fórmulas para poder calcular la capacidad de carga de una corriente. La primera obtenida por E.A. Samarin es la siguiente:

$$P = 0.022 \frac{V}{w_0} \sqrt{R I \frac{V}{w}} \quad \text{A-12}$$

En que:

P Es la capacidad de carga o la cantidad de material sólido que puede llegar a arrastrar la corriente en suspensión, por unidad de volumen del líquido. Está dada en kg . masa por metro cúbico de mezcla.

T A B L A A-3

Valores de f , A y m para cauces estables, en que el gasto formativo es del 3 al 10%, en un año (solo el 3 al 10% de los gastos anuales son mayores que ese gasto).

Zona del río y condición del cauce.	f	Número de Froude	Parámetro A tipo de sección		Exponente m cuando K = 10 tipo de sección	
			a	b	a	b
Zona de alta montaña cauce rocoso o cubierto de piedras.	10	1.0	0.50	0.75	-	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados boteo y gujarros. Rapidas y pendiente cercana a la crítica.	7	1.0 - 0.5	0.75	0.90	1.00	0.80
Zona en las faldeas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado de gujarros grava y arena. Corriente tranquila.	6	0.50 - 0.20	0.90	1.0	0.80	0.75
Zona intermedia. Cauce formado de arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	5	0.20 - 0.04	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.						
a) Río caudaloso.	2	0.20 - 0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b) Río poco caudaloso.	1	0.30 - 0.20	1.3	1.7	0.60	0.50

V Velocidad media en m/s.

R Radio hidráulico de la sección en m.

I Pendiente de la superficie del líquido.

w Velocidad de caída de las partículas medias que forman el fondo en m/s.

En la tabla siguiente se muestran algunos valores de w en función del diámetro de la partícula.

d mm.	0.5	0.25	0.1	0.05	0.02	0.01
w m/s	0.053	0.027	0.008	0.004	0.0006	0.00015

w_0 Velocidad de caída con valor límite, así: $w_0 = w$, si $w < 0.002$ m/s y $w_0 = 0.002$, para $0.0004 < w < 0.002$ m/s.

Una segunda fórmula propuesta para evaluar ρ es la debida a G.B. Lopatin

$$\rho = \frac{0.04 \cdot C_{10} \cdot I}{\eta^2 \cdot w} \quad A-13$$

En donde:

H Tirante medio de la corriente en m.

η Coeficiente de rugosidad de Manning.

Altunin ha comprobado que para un río de planicie poco caudaloso en que el cauce está formado por limos, concuerdan más con los resultados reales aquellos obtenidos a partir de las fórmulas de Gostunski o de Abalhanets, que con cualquiera de las dos anteriores.

La capacidad de carga de una corriente según A.N. Gostunski está dada por la expresión:

$$\rho = \frac{0.04 \cdot C_{10} \cdot I}{u} \quad A-14$$

y según S. J. Abalmanets

$$\rho = \frac{0.02}{\omega} \delta \frac{V^3}{H}$$

en que

$$\delta = \left(1 - \frac{\omega}{0.84V}\right)^4$$

Sustituyendo en esta última expresión a V por su valor dado según la fórmula de Manning se obtiene

$$\rho = \frac{0.02 \delta H^{1.5}}{n^3 \omega} \quad A-15$$

Las cantidades 3300 y 0.02 son valores medios que a veces conviene usar en un problema específico.

La velocidad de caída representativa de todas las partículas existentes en el fondo, podrá ser determinada por la expresión

$$\omega = \frac{\sum \omega_i p_i}{100} \quad A-16$$

En que

$$\omega_i = \frac{\omega_1 + \omega_2 + \sqrt{\omega_1 \omega_2}}{3}$$

• ω_1 y ω_2 son las velocidades de caída más grande y pequeña de las partículas de la muestra o fracción en estudio.

En todas las fórmulas anteriores V y ω están en m/s, R y H en m.

A-11-B.- FORMULAS DE EQUILIBRIO

A partir de las expresiones presentadas, S.T. Altunin y L.A. Buzinov determinaron las relaciones básicas que se deben cumplir entre los pará-

metros cuadrados y del cauce, para lo cual se establece:

Estos dos autores presentan dos criterios, uno para cuando el fondo está formado por material grueso (> 1 cm), y otro para material fino.

En ambos casos el método se basa en considerar dos condiciones de estabilidad del cauce en su perfil transversal. La primera supone que existe una determinada correlación tal como se ha observado entre las velocidades medias de la corriente y las profundidades medias del río cuando no hay ni erosión del fondo, ni éste se cubre con materiales arrastrados de otras secciones.

Esta primera condición está dada por la expresión siguiente:

$$V = a \cdot v_0 \cdot h^\alpha \quad A-15$$

En donde:

- V Velocidad media de la corriente.
- a Coeficiente que toma en cuenta la zona en donde se encuentra el tramo en estudio. Para zonas de montaña e intermedias $a = 1$ para zonas de planicie a varía de 1 a 1.15.
- α Exponente que depende del gasto y del tirante. - Para el gasto máximo de avenidas que forman el cauce $\alpha = 1.5$ si $H \leq 3$ m. Para el gasto medio durante la época de creciente es decir cuando hay intenso movimiento del material del fondo $\alpha = 1.4$, si $H \leq 2$ m. Para el gasto medio de es traje $\alpha = 1.3$ si $H \leq 1.0$ m. Si durante el cálculo, H se sale de los límites señalados, es indispensable repetir los cálculos basados en otro valor de α .
- v_0 Es la velocidad media de la corriente que excluye la posibilidad de erosión y al mismo tiempo asegura el tránsito de todos los materiales arrastrados procedentes de secciones superiores. Cuando el tirante en la sección es de 1 m, v_0 recibe el nombre de velocidad unitaria de formación o sencillamente velocidad de formación. Su valor depende del diámetro de las partículas del fondo y puede consultarse en la tabla A-4.

T A B L A - - 4

VALORES DE LA VELOCIDAD V_0 DE FORMACION DEL CAUCE EN FUNCION DEL
DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN MOVIMIENTO

Diámetro en mm.	V_0 en m/s.	Diámetro en mm.	V_0 en m/s.
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5.0	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.96	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

Los lechos de los ríos se forman con diferentes gastos de agua - cosa que debe tomarse en cuenta al hacer los cálculos. Así por ejemplo, el lecho principal se forma durante las avenidas cuando la corriente tiene grandes velocidades. En ese caso el valor de la velocidad de formación está relacionada con la velocidad crítica de arrastre de las partículas de mayor diámetro. Para gastos medios en estiaje por el contrario, la velocidad de formación se relaciona con la velocidad crítica de arrastre de las partículas más pequeñas.

Cuando se toman en cuenta sólo los gastos máximos la fórmula anterior toma la forma:

$$v = 8 v_c h^{0.2}$$

La segunda condición de estabilidad pide que la anchura del río - al bajar el caudal sea tal, que no se formen ni islas ni bancos y que se excluya toda posibilidad de división de la corriente en varios brazos.

Altunin considera que para aplicaciones prácticas puede ser expresada al cumplirse la relación

$$B = \frac{AQ^{0.5}}{I^{0.4}}$$

Como ya se mencionó al tratar la primera condición, se recomienda calcular la geometría del cauce para tres gastos distintos. El primero para Q gasto máximo de avenida cuya probabilidad de que se presente es del 5 al 10% en un año y que se puede obtener mediante el método de Levediev descrito en el apéndice I.

El segundo gasto Q_2 es el gasto medio que se presenta durante la época de avenidas y se determina mediante la expresión siguiente:

$$Q_c = \frac{\sum (q_m \cdot G_m)}{\sum G_m} \times \frac{12 \cdot Q_0}{100} \quad A-19$$

- q_m Gasto líquido mensual en %, respecto al gasto líquido anual.
- G_m Gasto sólido mensual en %, respecto al gasto sólido anual.
- Q_0 Gasto medio mensual durante un intervalo de varios años.

Para obtener Q_c , los términos $\sum (q_m \cdot G_m)$ y $\sum G_m$ se obtienen únicamente para aquellos meses en donde hay intenso movimiento de materiales sólidos (5 a 6 meses, durante la época de lluvias).

El tercer gasto Q_0 es el gasto medio que se presenta durante el estiaje y es determinado al considerar a los meses no tomados en cuenta en el cálculo de Q_c .

Asociados a esos diferentes gastos estarán tres valores distintos del parámetro A. Para el gasto Q_c , A se obtiene de la velocidad de formación v_c para las partículas más grandes (o q_0). Para los gastos Q_0 , A se obtiene de la velocidad de formación asociada al diámetro de las partículas medias (q_m) y A para Q_0 se obtendrá del valor de la velocidad de formación v_0 para las partículas más finas.

El valor de A se puede determinar a partir de las fórmulas A-9, -

$$\text{entonces } A = \frac{1}{\sqrt{v_c}} \quad A-20$$

Ahora bien la velocidad media de la corriente está dada por una expresión del tipo

$$v = k \cdot R^2 \cdot I^X \quad A-21$$

Entonces:

- k Es un coeficiente que depende de la rugosidad del sustrato y

$$V = k H^{2/3} S^{1/2} \quad (1)$$

Igualando esta fórmula con la A-18 se obtiene:

$$k H^{2/3} S^{1/2} = \frac{C V_0}{k H^{2/3}} S^{1/2}$$

$$H = \left(\frac{C V_0}{k S^{1/2}} \right)^{3/2} \quad A-22$$

Esta expresión muestra la relación que existe entre las profundidades de la sección, la rugosidad, la pendiente y la velocidad de arrastre. Una corriente natural se caracteriza por la gran cantidad de cambios en el gasto y como el arrastre se realiza con profundidades variables, el valor de las velocidades de formación de los cauces reales cambia constantemente. En una avenida, cuando la profundidad del agua es mayor, el valor de V_0 también es mayor que en condiciones medias y sobre todo mayor en estiaje.

El gasto unitario $q = V H$ valorará:

$$q = k H^{2/3} S^{1/2} H = k S^{1/2} H^{5/3}$$

$$q = \left(\frac{C S^{1/2} V_0^{3/2}}{k^{3/2} S^{1/2} (1 + \alpha)} \right) \frac{1}{S^{1/2} - \alpha} k S^{1/2}$$

$$q = \left(\frac{C S^{1/2} V_0^{3/2}}{k^{3/2} (1 + \alpha) (S^{1/2} + \alpha)} \right) \frac{1}{S^{1/2} - \alpha} \quad A-23$$

Para combinar las dos condiciones descritas de estabilidad de un cauce se podrá determinar el gasto que puede pasar por una sección tomando en cuenta a las expresiones A-21 y A-23.

$$q = \frac{C S^{1/2} V_0^{3/2}}{k^{3/2} (1 + \alpha) (S^{1/2} + \alpha)} \frac{1}{S^{1/2} - \alpha}$$

$$v_x = \frac{A}{I \cdot 0.4} \left(\frac{d^3 + 2d \cdot \rho^3 (1 + z)}{k \cdot (1 + \alpha) \cdot \frac{0.4}{I} (z - \alpha) + X + X \alpha} \right) \frac{z}{z - \alpha}$$

$$v_y = A \cdot \left(\frac{d^3 + 2d \cdot \rho^3 (1 + z)}{k \cdot (1 + \alpha) \cdot \frac{0.4}{I} (z - \alpha) + X + X \alpha} \right) \frac{z}{z - \alpha}$$

$$v_y = A \cdot \left(\frac{d^3 + 2d \cdot \rho^3 (1 + z)}{k \cdot (1 + \alpha) \cdot \frac{0.4}{I} \epsilon'} \right) \frac{z}{z - \alpha} \quad A-24$$

en que $\epsilon' = 0.2(z - \alpha) + X + X \alpha$

Este gasto Q_y que con determinada pendiente, rugosidad del fondo y velocidad de formación puede fluir constantemente por un cauce, se llama gasto de cauce constante o gasto de brazo constante (que puede pasar por un solo brazo del río).

De la observación de la fórmula A-24 se ve que el gasto de brazo constante es tanto mayor cuanto más grande sea el valor de la velocidad de formación y que es tanto menor cuanto mayor sea la pendiente de la corriente. Si el gasto Q_x que pasa por una zona de un río es mayor que el gasto de brazo constante Q_y determinado teóricamente según la expresión A-21, existirá entonces la posibilidad de que la corriente fluya en dos formas diferentes: ya sea que el caudal se divida en una serie de brazos cuyos valores se acercaran a la dimensión de Q_y , o bien el caudal fluirá con velocidades menores que los valores que permitirían teóricamente velocidades de formación ya mayores.

$$Q_x = \frac{Q_y}{\dots}$$

En este último caso se puede esperar una erosión del cauce con la correspondiente disminución en pendiente y aumento relativo de tirante. La disminución de la pendiente trae consigo un aumento de gasto teórico Q_y que puede pasar; y el aumento de tirante, la disminución de la velocidad de formación. Ambas condiciones conducen a la larga a la estabilidad del tramo. -- Cuando las orillas son fácilmente erosionables se presenta una disminución de la pendiente a causa de un aumento de la longitud de recorrido.

El valor de la pendiente longitudinal I_x que se llega como consecuencia de la erosión del cauce se puede determinar despejando de la ecuación A-24 a I_x en función del gasto Q_x que pasa realmente por el río.

$$I_x = \left(\frac{A^2 (z - \alpha) v_{\phi}^2 (1 + z) \frac{z(1+z)}{g} (1+z)}{k^2 (1 + \alpha) \frac{Q_x^2}{g} (z - \alpha)} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot E^{\frac{1}{3}} \quad \text{A-25}$$

A esta pendiente se le denominará pendiente estable de la corriente, y es aquella para la cual es posible que un tramo sea estable al pasar un gasto cualquiera Q_x , para determinada rugosidad y velocidad de formación v_{ϕ} . Puesto que la pendiente I_y normal del río es la del curso estable bajo el gasto Q_y teórico, si se desea determinar la pendiente para el gasto Q_x se puede utilizar la fórmula siguiente, que es de aplicación más sencilla.

$$I_x = I_y \left(\frac{Q_y}{Q_x} \right)^{\frac{z + \alpha}{E}} \quad \text{A-26}$$

La disminución de la pendiente longitudinal del río hasta el valor de la pendiente estable de la corriente puede lograrse mediante la formación de saucos principales (zonas de erosión) en puntos adecuados para la navegación, el tránsito de arena, la localización de los tramos de explotación de canales, etc. Cuando se trata de ríos que corren en cauces profundos y anchos

donados por la corriente.

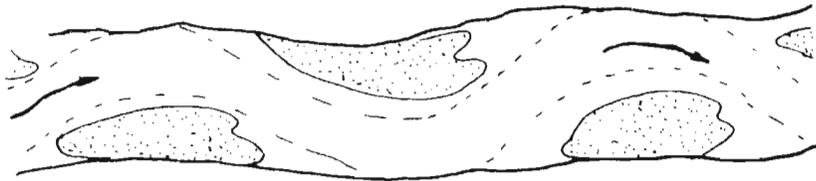


FIGURA NUM. A-4

De esta manera, la división de los ríos en brazos, la formación de bancos y la formación de meandros deben ser consideradas y estudiadas como propiedades naturales que permiten asegurar el curso estable de una corriente para pendientes de la región que sobrepasan los valores de la pendiente estable de la corriente para el gasto que transita. Lo anterior permite la existencia prolongada de las formas estables en cambio los inestables se deforman pronto.

Cabe aquí hacer mención a algunos puntos importantes; sobre los cauces de avenida y bancos de arena el gasto unitario que es menor que sobre los cauces principales. El deambular de los ríos por un cauce de avenidas y sobre todo en los deltas, debe estudiarse como un caso particular cercano a la posición de equilibrio. Por último, cuando algunos brazos firmes aislados se unen y aumentan el gasto de agua en el río, disminuye en esa zona la estabilidad del curso, la que puede recobrase con la formación de algunas curvas aguas abajo que harán fluir al caudal con menor pendiente.

Debido a todo lo anterior se explica que en la zona alta de montaña que las pendientes son altas y por la naturaleza del material las velocidades de formación de sean grandes, los gastos relativamente pequeños pue-

den transitar por un solo cauce. A medida que la pendiente disminuye pero - sobre todo el V_0 permisible - se mueve cosa que se acentúa en la zona intermedia, los gastos ya mayores pero sujetos a grandes fluctuaciones obligan - a la formación de varios cauces y a que se formen islas dentro de ellos. Al avanzar hacia aguas abajo y por correr ahora el agua sobre terrenos de depósito, se puede esperar el retorno del caudal a un solo cauce. Esto se logra cuando se aumenta con varios meandros la longitud de recorrido del agua, hecho que asegura una menor pendiente.

A-11-B-1.- CALCULO DE CAUCES ESTABLES EN LA ZONA DE MONTAÑA

Para continuar con el estudio de los cauces estables aquí Alluin presenta dos criterios de cálculo diferentes ya sea que se trate de ríos de montaña, o de cauces que corran en la zona intermedia baja y la de planicie.

El diferente comportamiento se debe principalmente a si el líquido lleva o no material sólido en suspensión.

En la zona de montaña el fondo de los ríos está formado por arena gruesa, guijeros y cantos rodados y es en donde las partículas suspendidas como arenas finas y limos no influyen de manera notable en la formación del cauce.

Se ha encontrado que los valores de los coeficientes y exponentes que aparecen en las fórmulas anteriores, para esta zona toman los valores siguientes: $K = 11$, $Z = 0.5$, $X = 0.33$ y según E.A. Zamatin $\alpha = \frac{1}{z + H}$ que concuerda con los valores propuestos para las profundidades $H = 1, 2$ y 3 m.

Así por ejemplo para $\alpha = 1.5$

$$\text{De la fórmula } A=Zx, P = \left(\frac{1.045}{11 \cdot 1^{0.333}} \right)^{\frac{1}{0.5 - 0.2}}$$

Para facilitar las operaciones se recomienda tomar el valor de $(1000 I)$ en lugar del de I , por lo que multiplicando numerador y denominador por 10 se tiene:

$$H = \left(\frac{0.21 v\phi}{(1000 I) \frac{1}{0.333}} \right)^{10.3} = \frac{0.732 v\phi^{10.3}}{(1000 I)^{10.9}} \quad \text{A-27}$$

de $V = a v\phi H^{0.2}$ y si $a = 1$

$$V = v\phi \left(\frac{0.732 v\phi^{10.3}}{(1000 I)^{10.9}} \right)^{1.5}$$

$$V = \frac{0.939 v\phi^{15.3}}{(1000 I)^{27.9}} \quad \text{A-28}$$

De las dos últimas expresiones A-27 y A-28.

$$q = \frac{0.667 v\phi^5}{(1000 I)^{4.3}}$$

El gasto teórico que puede pasar por un solo cauce se obtiene de la fórmula

$$Q_y = A^2 \left(\frac{v\phi^{3.2}}{K^{1.2} I^{0.4596}} \right)^{2.03}$$

$$E' = 0.2(0.5 - 0.2) + 0.333 + 0.333 \times 0.2$$

$$E' = 0.06 + 0.333 + 0.0666 = 0.4596$$

$$\dot{V}_r = \frac{A^2 v\phi^{10}}{(1000 I)^{5.07}} \times \frac{1.5 \times 10^7}{2.143 \times 10^6} = \frac{7.46 A^2 v\phi^{10}}{(1000 I)^{3.07}} \quad \text{A-29}$$

Esta expresión es la que se indica en la tabla A-5 en la columna $\alpha = 1.5$.

De esta relación es posible despejar a α de la I según la clase de problema que se trate.

En todo el desarrollo por ser $\alpha = 1.5$, va relacionada para las partículas más gruesas considerando un tamaño de 1 m. y para el gas de

Se procede en forma similar para $\alpha = 1.4$ y 1.3. Los valores para cada variante se presentan en la tabla A-6.

Como consecuencia de las continuas y notables variaciones de los gastos de agua en los ríos, en la mayoría de los casos no hay tiempo que se trate un régimen continuo. Las profundidades dadas por el cálculo en esos casos deben tomarse como el límite al que ellas pueden llegar si el gasto presentado se mantuviera.

Para mayor claridad en el empleo de las fórmulas propuestas, se presentan en la tabla A-6, tres posibles casos. En esta se han anudado los resultados del cálculo de los elementos hidráulicos del cauce del río, en terrenos montañosos.

Las aplicaciones prácticas de los problemas presentados en la tabla A-6 son las siguientes:

Caso A) Se presenta al calcular gastos con ríos de riego se desea determinar los elementos hidráulicos de un salto de agua en el gasto determinado con la pendiente real del terreno. Se desea además determinar el número de saltos de riego $n = \frac{L}{\lambda}$ en donde λ es el gasto en λ metros.

En el caso B) se desea determinar el número de saltos de riego en un

T A B L A A - 5

Fórmulas que se recomiendan para el cálculo de cauces formados en terrenos de la zona de Guaymas a Guizaburo

Elemento de Cálculo	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
Profundidad media H	$\frac{0.732 V\phi^{10/3}}{(1000 I)^{10/9}}$	$\frac{0.685 V\phi_c^4}{(1000 I)^{4/3}}$	$\frac{0.565 V\phi_0^6}{(1000 I)^2}$
Velocidad media v	$\frac{0.937 V\phi^{5/3}}{(1000 I)^{2/9}}$	$\frac{0.909 V\phi_c}{(1000 I)^{1/3}}$	$\frac{0.635 V\phi_0^3}{(1000 I)^{2/3}}$
Gasto unitario q	$\frac{0.686 V\phi^5}{(1000 I)^{4/3}}$	$\frac{0.623 V\phi_c^6}{(1000 I)^{5/3}}$	$\frac{0.471 V\phi_0^9}{(1000 I)^{8/3}}$
Gasto de agua en un brazo estable Q _y	$\frac{7.46 A^2 V\phi^{10}}{(1000 I)^{3.07}}$	$\frac{6.20 A^2 V\phi_c^{1/2}}{(1000 I)^{3.73}}$	$\frac{3.50 A V\phi_0^{18}}{(1000 I)^{5.73}}$
Pendiente del curso estable I = I _y	$\frac{0.00192 A^{0.653} V\phi^{3.26}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.00163 A^{0.563} V\phi_c^{3.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} V\phi_0^{3.15}}{Q^{0.154}}$
Velocidad de formación del agua	$\frac{6.85 Q^{0.10} 0.307}{A^{0.2}}$	$\frac{7.4 Q_c^{0.083} 0.312}{A^{0.175}}$	$\frac{8.45 Q^{0.049} 0.317}{A^{0.10}}$
Notación condicionada	V ϕ es la velocidad de arrastre inicial de las partículas más gruesas, para H = 1 m. y gasto Q de la época de avenidas (gasto que se presenta del 3 al 10% durante el año).	V ϕ_c es la velocidad de arrastre continuo de las partículas para H = 1 m. y gasto Q _c (gasto medio en época de avenidas).	V ϕ_0 velocidad de arrastre inicial de las partículas más finas para H = 1 m. y gasto Q ₀ (medio de la época de estiaje).

TABLA A-C

FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE CAUCES ESTABLES EN LAS ZONAS DE MONTAÑA E INTERMEDIA

VARIABLE POR CALCULAR	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
	PRIMER PROBLEMA		SE CONOCEN I, VØ, A
H (MEDIO)	$\frac{0.732 VØ^{0.75}}{(1000 I)^{0.75}}$	$\frac{0.685 VØ}{(1000 I)^{0.75}}$	$\frac{0.565 VØ^6}{(1000 I)^2}$
V (MEDIO)	$VØ H^{0.75}$	$VØ H^{0.75}$	$VØ H^{0.75}$
Q	H^2	H^2	H^2
B y (NORMAL)	$\frac{A^2 Q}{I^{0.2}}$	$\frac{A^2 Q}{I^{0.2}}$	$\frac{A^2 Q}{I^{0.2}}$
C y (POSIBLE)	QB	QB	QB
	SEGUNDO PROBLEMA		SE CONOCEN Q, VØ, A
I y	$\frac{0.00192 A^{0.666} VØ^{2.25}}{Q^{0.225}}$	$\frac{0.00163 A^{0.666} VØ^{2.25}}{Q^{0.225}}$	$\frac{0.00152 A^{0.333} VØ^{2.15}}{Q^{0.150}}$
B y (NORMAL)	$\frac{AQ^{0.5}}{I^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{I^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{I^{0.2}}$
Q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H (MEDIO)	$\left(\frac{Q}{VØ}\right)^{0.75}$	$\left(\frac{Q}{VØ}\right)^{0.75}$	$\left(\frac{Q}{VØ}\right)^{0.75}$
V (MEDIO)	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$
	TERCER PROBLEMA		SE CONOCEN Q, I, A
I y	$\frac{0.817 Q^{0.10} (1000 I)^{0.207}}{A^{0.10}}$	$\frac{0.855 Q^{0.088} (1000 I)^{0.212}}{A^{0.10}}$	$\frac{0.943 Q^{0.077} (1000 I)^{0.217}}{A^{0.10}}$
B y (NORMAL)	$\frac{AQ^{0.5}}{I^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{I^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{I^{0.2}}$
Q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H (MEDIO)	$\left(\frac{Q}{VØ}\right)^{0.75}$	$\left(\frac{Q}{VØ}\right)^{0.75}$	$\left(\frac{Q}{VØ}\right)^{0.75}$
V (MEDIO)	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$

es indispensable determinar la pendiente y los elementos de una sección que se presentan como consecuencia de la confluencia de varios brazos, o bien, cuando se desean conocer las características hidráulicas de un tramo para regularizarlo.

Caso C). Este problema se resuelve cuando es necesario determinar los elementos hidráulicos del cauce y el régimen de arrastre del fondo, a partir del gasto y la pendiente presentada.

Al resolverse problemas del primer o segundo tipo, el valor de V_0 se determina a partir de los valores consignados en la tabla A-4, y depende del diámetro de las partículas del fondo para un tirante de 1 m. Cuando se trabaje con gastos de avenidas como ya se ha dicho el valor V_0 se obtiene a partir de los diámetros mayores. Para los gastos medios el valor de V_0 depende del diámetro medio de las partículas pero se aumenta su valor, multiplicándolo por un factor correctivo $K = 1.3$ que toma en cuenta que el material se encuentra en estado continuo de arrastre.

Para los gastos medios de estiaje, V_0 también se obtiene a partir del diámetro medio d multiplicado por un factor correctivo cuyo valor es --

$$\left(\frac{qm}{d} \right)^{1.3}.$$

Se ha recomendado que al hacer los cálculos a partir de la tabla A-6 se inicien si se estudian las avenidas, con el valor de $\alpha = 1.3$ (H 2.5) si se trata de gastos medios con las fórmulas dadas para $\alpha = 1.4$ y para gastos de estiaje, los correspondientes a $\alpha = 1.5$ (H 1.5 m.). Sin embargo como ya se mencionó, si al calcular el valor de H éste se sale de los límites establecidos, es indispensable repetir el cálculo tomando en cuenta las fórmulas de otro grupo que corresponda al valor obtenido.

A-11-B-2.- CÁLCULO DE CAUCES CON FONDO AFENOSO O LIMOSO

Altunin propone que cuando el agua de una corriente arrastre material en suspensión lo cual sucede en las zonas intermedias y de planicie de los ríos, se utilicen otra serie de fórmulas que tomen en consideración la capacidad de transporte de la corriente.

Como los métodos de cálculo aún no están perfeccionados, se presentarán cuatro grupos de fórmulas diferentes que parten de las expresiones de Lebatin, Zamatin, Gostunski y Avallmanets. Se toman en cuenta además a la fórmula de Manning en lugar de la A-21 y a la fórmula A-11 de Altunin para cauces estables. Los resultados de la aplicación inmediata y sencilla de estas tres fórmulas se encuentran en la tabla A-7.

Al emplear las fórmulas recomendadas, debe tomarse en cuenta que estas han sido obtenidas de cursos completamente estables.

A-11-B-3.- CÁLCULO DE CURVAS

Todo lo que hasta ahora se ha expuesto ha sido para los tramos rectos de los cauces. Se mostrarán a continuación las principales relaciones que deben cumplirse entre los elementos de una curva a fin de que esta sea estable.

En una curva, se presenta a causa de la acción centrífuga una sobre elevación del líquido en el lado cóncavo. El ángulo que forma la superficie del líquido con respecto a la horizontal en una sección transversal de la curva, es igual a:



FIGURA NUM. A-15

$$\theta = \arctan \frac{v^2}{g r}$$

donde θ es el ángulo que forma la superficie del líquido con la horizontal en una sección transversal de la curva, v es la velocidad del flujo y r es el radio de la curva.

TABLA NO. 4-7

FÓRMULAS RECOMENDADAS POR ALTUNIN PARA EL CÁLCULO DE CAUCES ESTABLES SOBRE TERRENOS ARENOSOS

Y LIMOSOS

AUTOR DE LA FÓRMULA DE PARTIDA

SOLO PARA CAUCES FORMADOS POR MATERIALES LIMOSOS

ELEMENTOS DEL CÁLCULO	G.V. LOPATIN	E.A. ZAMARIN	A.T. GOSTUNSKI	S.S. ABALHIANET
FÓRMULA DE PARTIDA O CAPA - UNIDAD DE CARGA DE LA CORRIEN- TE (Pw) EN KG MASA/M ² .	$0.04 \frac{H^{0.5} I}{n^2}$	$0.022 \nu^{1.5} \sqrt{\frac{H I}{n}}$	$3300 \frac{H^{0.5} I^{1.5}}{n}$	$0.02 \delta \frac{V^3}{H}$
VELOCIDAD MEDIA (M/S)	$\frac{1}{n} H^{2/3} I^{1/2}$	$\frac{1}{n} H^{2/3} I^{1/2}$	$\frac{1}{n} H^{2/3} I^{1/2}$	$\frac{1}{n} H^{2/3} I^{1/2}$
ANCHO MEDIO (M)	$\frac{A Q^{0.5}}{I^{0.2}}$	$\frac{A Q^{0.5}}{I^{0.2}}$	$\frac{A Q^{0.5}}{I^{0.2}}$	$\frac{A Q^{0.5}}{I^{0.2}}$
PROFUNDIDAD MEDIA (M)	$\frac{0.523 Q^{0.33} n^{0.264}}{(Pw)^{0.2} A^{0.06}}$	$\frac{0.496 Q^{0.382} n^{0.49}}{A^{0.785} I^{0.277} P^{0.183}}$	$\frac{2.82 n^{0.66} Q^{0.32}}{(Pw)^{0.128} A^{0.64}}$ o bien $\frac{n^{0.6} Q^{0.3}}{A^{0.6} I^{0.18}}$	$\frac{Pw}{0.02 \delta} \cdot \frac{n^3}{I^{1.5}}$ o bien $\frac{n^{0.6} Q^{0.3}}{A^{0.6} I^{0.18}}$
COEFICIENTE	$\frac{25(Pw)n^2}{40.5}$	$\frac{21.2 Pw (nm)^{1.2}}{H^{1.2}}$	$\left(\frac{Pw}{3300}\right)^{0.71} \left(\frac{A}{n}\right)^{0.213} \frac{1}{Q^{0.406}}$	$n^{1.82} \left(\frac{Pw}{0.02 \delta}\right)^{0.253} \frac{A^{0.455}}{Q^{0.22}}$
DEPÓSITOS DE CORRO CRÍTICA (Pw) CRÍTICA EN KG/M ²	$\frac{0.04 Q^{1.5} I^{0.91}}{n^{1.70} A^{0.6}}$	$\frac{0.022 Q^{0.95} n^{0.28} I^{0.28}}{A^{0.9} n^{0.5}}$	$3300 \left(\frac{H}{A}\right)^{0.3} Q^{0.5} I^{1.41}$	$\frac{0.02 \delta Q^{0.3} I^{1.32}}{n^{1.4} A^{0.6}}$

La sobre elevación que se tiene entre las dos orillas será:

$$h = B \tan \theta = \frac{C V^2}{Rg}$$

Esta diferencia de niveles, produce una corriente como se ilustra en la figura A-5 y la que al actuar sobre los materiales del fondo tiende a formar un perfil en la sección transversal como el siguiente.



FIGURA NUM. A-6

La combinación de este movimiento y del de avance propio de la corriente produce un movimiento helicoidal del que en planta puede ser como el mostrado.

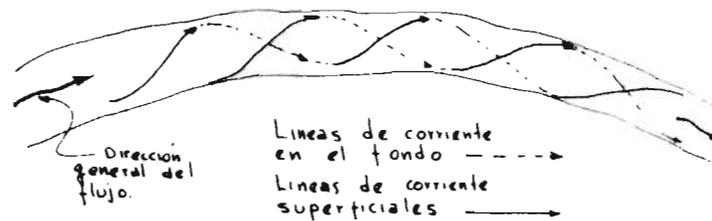


FIGURA NUM. A-7

Como se verá de fuera de la curva está su elevación. Si en el fondo se ven las partículas movidas de ella van hacia aguas abajo y a la orilla interna.

La curva una vez iniciada tenderá a crecer hacia afuera y esta tendencia será tanto mayor, cuanto mayores sean las velocidades tangenciales de la corriente y cuanto más brusca es la curva, es decir, cuanto menor sea su radio de curvatura.

Imagínese por comodidad que un gas o constante está pasando por el río cuando una curva está en su fase inicial, la velocidad de la corriente en ese momento alcanza sus valores más elevados, los que disminuyen paulatinamente a medida que las curvas progresan. Esto es consecuencia de la disminución de pendiente que se produce por tener el río ahora, una mayor longitud de desarrollo. Puede en esta forma llegar un momento que tanto disminuya la velocidad que no sea capaz de alterar el perfil de la orilla exterior.

En muchas ocasiones las curvas progresan, pero a medida que lo hacen también disminuye su radio de curvatura. Esa disminución aumenta el valor de la velocidad que se presenta en el lado exterior de la curva y con ello su capacidad erosiva.

De lo anterior se ve que las curvas tienen una tendencia más fuerte a extenderse hacia afuera durante su fase inicial de formación y cuando ya están muy desarrolladas (lo cual precipita que se corten) ver figura A-c.

Durante una fase intermedia, o su capacidad erosiva y de avance es menor o bien en muchos casos la curva es estable (se hace incipiente que es estable para el caso de un gas o constante, para otros mayores tal vez no lo sea). Es entonces cuando los problemas de mantenerla en esas condiciones asientan.

De las observaciones realizadas se proponen una serie de expresiones que figuran en forma general a los caracteres físicos de las curvas, y las relaciones están en función de las condiciones características del tramo.

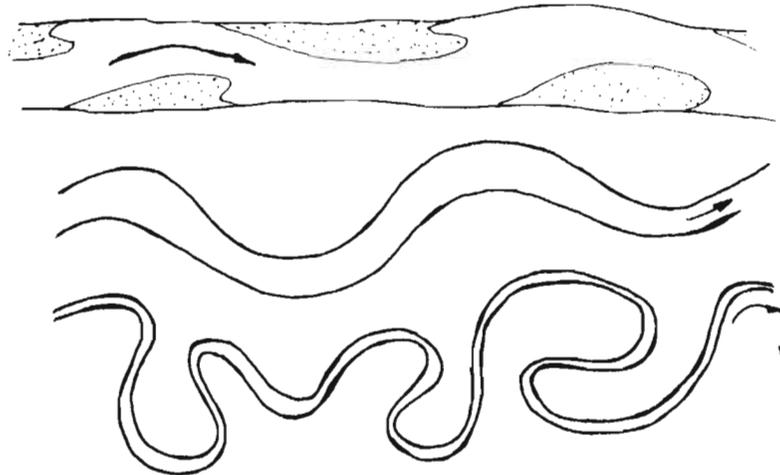


FIGURA NÚM. A-6.- DESARROLLO DE MEANDROS

Para el radio de curvatura mínimo medido hasta el centro del cauce, son varias las fórmulas que se han propuesto, entre ellas se mencionarán las siguientes:

Según I. V. Rasin,

$$r = 100 \frac{\sqrt{Q}}{\varphi}$$

en que: Q en m³ s.

φ ángulo de la curva en grados.

M. I. Makkaveli propone:

$$r = \frac{0,002}{1} \sqrt{Q}$$

o bien:

$$r = 0,002 \sqrt{Q}$$

o bien:

En el caso de que el ángulo de la curva sea de 90 grados, se tiene:

Altunin propone en cambio la relación:

$3.5 B \leq r \leq 6B$ que permite una mayor flexibilidad al escoger el radio de una curva y fija al mismo tiempo un valor máximo. B representa el ancho de la superficie libre, en el tramo recto.

En el lado exterior de las curvas se alcanzan las mayores profundidades las cuales Altunin relaciona con la profundidad media H de los tramos rectos. La profundidad media está dada por:

$$H_k = H(1 + \zeta \sqrt{B/r}) \quad (31)$$

o bien:

$$H_k = K_g H \text{ en que } K = 1 + \zeta \sqrt{B/r} \quad (31')$$

Mientras que la profundidad máxima es igual a:

$$H_{\text{máx.}} = \xi H \quad (32)$$

Los valores de ζ , K_g y ξ son función de la relación B/r y se encuentran consignados en la tabla II del capítulo II.

La separación entre dos meandros es decir entre dos curvas inmediatas con el mismo sentido de curvatura, se expresa por:

$L = (12, 14)B$ en donde el valor de 12 se toma para terrenos de la zona intermedia y 14 para la zona de planicie.

La longitud del meandro y por consiguiente la del canal más profundo es tanto mayor cuanto menor es la curvatura del mismo. En términos generales se puede considerar que la longitud de la curva de un río medida sobre la orilla cóncava es igual a la longitud del radio de curvatura. Así por ejemplo, si la curva está formada por dos segmentos cuyos radios sean

$r_1 = 3.5 \text{ m}$ y $r_2 = 5 \text{ m}$, la longitud de la orilla exterior L será $aprox. 4.4 \text{ m}$ y será igual a $B + E$. Para la navegación el radio mínimo no debe ser menor a 25 m .

T A B L A II

valores de los coeficientes K_B , K_E y K_C en función de L/r_1 .

B/r_1	0	0.10	0.20	0.25	0.30	0.50	0.70	1.00
K_B	0	0.60	0.60	0.65	0.75	0.85	2.00	- -
K_E	1.0	1.24	1.27	1.35	1.43	1.60	2.69	3.00
K_C	1.27	1.46	1.54	2.20	2.57	3.00	- -	- -

A-11-0.- OBRAS DE DEFENSA

Cuando se desea encauzar un río, proteger sus márgenes en un sitio determinado o bien rectificar un tramo del mismo, se utilizan dos tipos de obras principalmente, los muros longitudinales y los espigones.

No se tratará aquí sobre los primeros cuyo principal problema es triba en su procedimiento de construcción, en una buena selección de los materiales. Este último factor está en función de las velocidades de la corriente, del posible estaje de las embarcaciones cuando el río es navegable. Los muros longitudinales, una vez construídos, fijan en forma definitiva la orilla del río y ésta es su mayor virtud, pero también sus principales desventajas. Como ventajas se puede contar que se construyen en forma más económica que los espigones, que por su forma y construcción, no sólo sirven para encauzar el río, sino también para disminuir la velocidad de la corriente, para disminuir el estaje de las embarcaciones, para disminuir el riesgo de inundación, etc. Los espigones, por su forma y construcción, no sólo sirven para encauzar el río, sino también para disminuir la velocidad de la corriente, para disminuir el estaje de las embarcaciones, para disminuir el riesgo de inundación, etc.

ma de un río, el muro longitudinal sea generalmente más costoso que los espigones.

A-11-0-1.- ESPIGONES

Los espigones son muros construídos no paralelamente a la corriente, que se construyen en la orilla de los cauces con el fin de desviar las líneas de corriente y evitar que la orilla sea erosionada. Parte de la construcción está en tierra, sirve de tige entre el terreno y el espigón mismo, y el resto está dentro de la corriente.

Los espigones, se fijan en planta en la misma forma que los muros. Lo cual se hace de acuerdo con el ancho y radios de curvatura obtenidos. Pero además requieren que se fije su longitud total, su longitud dentro de la corriente y la separación entre ellos.

El trabajo principal de los espigones es alejar de la orilla a las líneas de corriente con fuerte velocidad. Se crean así zonas de calma relativa entre espigón y espigón las cuales en algunas ocasiones se llenan paulatinamente con materiales arrastrados de otras zonas hasta que se forma una nueva orilla estable, ver figura núm. A-9



FIGURA NÚM. A-9

Los materiales de que son construídos son muy variados. Principalmente: piedras, madera, concreto, etc. La obra puede impedir totalmente el paso del agua de un lado al otro o bien dejarla pasar. En el segundo caso -

se tienen los espigones permeables que se utilizan principalmente en los cauces de avenida y actúan sobre la corriente disminuyendo su velocidad al aumentar la rugosidad en las zonas donde se colocan.

Los espigones impermeables se han utilizado más ampliamente, mientras que los permeables han sido poco estudiados y aprovechados.

A continuación se presentará el criterio de Altunin para la determinación de las características de los espigones impermeables, con los cuales es posible regular un tramo de río, aguas arriba de un posible cruce de un puente.

La longitud del espigón puede ser cualquiera entre un gran rango de valores, pero una vez escogida, la separación entre ellos es función de esa longitud.

Se recomienda en forma general que la longitud de trabajo del espigón sea aproximadamente las 2/3 de su longitud total, y que sea menor de 0.33 veces el ancho de la superficie libre en el tramo recto. Lo anterior está expresado por

$$l_T = \frac{2}{3} L_T$$

$$l_T \leq 0.33 B$$

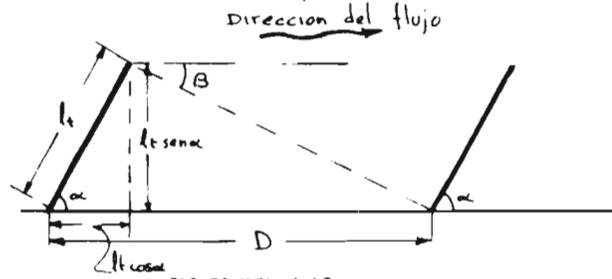
además se debe cumplir que

$$L_T \geq h_p \sqrt{1 + \pi^2}$$

en que h_p es la profundidad máxima de la erosión frente al espigón, medida desde la superficie libre. El valor de la profundidad máxima se puede obtener de las fórmulas expuestas en el capítulo anterior, en relación a los efectos de los espigones.

Una vez seleccionada la longitud, la separación entre espigones -
 estará dada por:

$$S = l_t \operatorname{sen} \alpha \cot \beta + l_t \cos \alpha \quad A-30$$



$$D = \frac{\operatorname{sen}(\alpha + \beta) l_t}{\operatorname{sen} \beta}$$

Comunmente el ángulo de expansión β tiene un valor aproximado de 9° por lo que $\cot \beta = 6$. Si los espigones estuvieran colocados perpendicularmente a la orilla, $\alpha = 90$ y su separación sería entonces

$$S = 4 l_t$$

Esta separación se recomienda incluso cuando α está comprendido entre 75 y 90° .

Cuando los espigones se prolongan paralelamente a la orilla, su separación entre ellos puede aumentar y en ese caso D puede ser igual de 5 a $6 l_t$. No siempre conviene porque en esa prolongación es donde se requiere mayor volumen de material.

Como puede observarse, en los casos anteriores se ha considerado que la orilla es recta. Cuando se coloquen en una curva con un radio de curvatura pequeño, la separación puede encontrarse significativamente como se indica

en la figura núm. A-12.

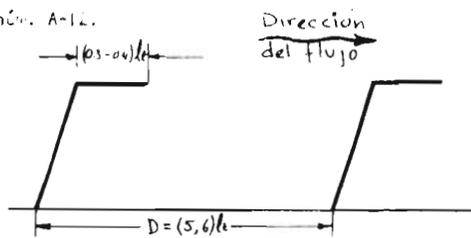


FIGURA NUM. A-11

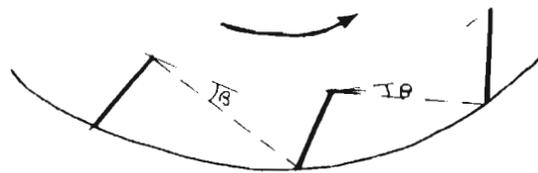


FIGURA NUM. A-12

una inclinación de 10° hacia aguas abajo, es decir, con un ángulo α de 70° , parece ser la más apropiada para los espigones que trabajen la mayor parte del tiempo descargados.

Cuando los espigones están succionados por el flujo la mayor parte del año, se recomienda que el ángulo α varíe de 10° a 120° es decir, se dirijan hacia aguas arriba. Su separación es la misma de la mostrada en la fórmula núm. A-29.



FIGURA NUM. A-13

Respecto a la construcción de estas obras se puede mencionar que - en el caso de ser construídas con preoras, el diámetro mínimo de cada elemento deberá estar dado por la fórmula de Isbach:

$$d = \frac{v^2}{1.47 \frac{\gamma_s - \gamma_r}{\gamma}} \quad \text{A-31}$$

En que:

γ_s y γ_r Son el peso específico del material sólido y del agua -- respectivamente.

Se debe dejar un volumen extra de material en la punta del espigón, con el fin de que al producirse la erosión al pie de ella, sea rellenado el hueco con ese material y no se afecte el resto de la obra. Ese volumen se podrá calcular una vez que sea conocida la erosión máxima que puede presentarse en esa zona, la cual se determina mediante el criterio propuesto en el Apéndice III.

A P E N D I C E III

SOCAVACION AL PIE DE ESTREBOS

El método que será expuesto se debe a N.F. Antanov y permite determinar no solo la profundidad al pie de estribos sino además al pie de espigones. Esta erosión depende: del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón relacionado con el gasto total que escurre por el río, del material que tiene los tacos del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. La socavación al pie de un estribo medida desde la superficie libre de la corriente está dada por

$$ST = P \alpha P_q P_t h_0 \quad A-31$$

En que:

- P_{α} Es un coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del espigón con la corriente solo se encuentra en la figura; su valor se puede encontrar en la tabla A-8.
- P_q Coeficiente que depende de la relación $\frac{Q_1}{Q}$, en que Q_1 es el gasto teórico que se podría por el lugar ocupado por el estribo si no hubiera estribo, y Q , el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q se puede encontrar en la tabla A-9.
- P_t Coeficiente que depende del tipo de material de los tacos del estribo, su valor puede determinarse en la tabla A-10.
- h_0 Es el tirante que se crea en la corriente al pasar el espigón antes de la erosión, en metros.

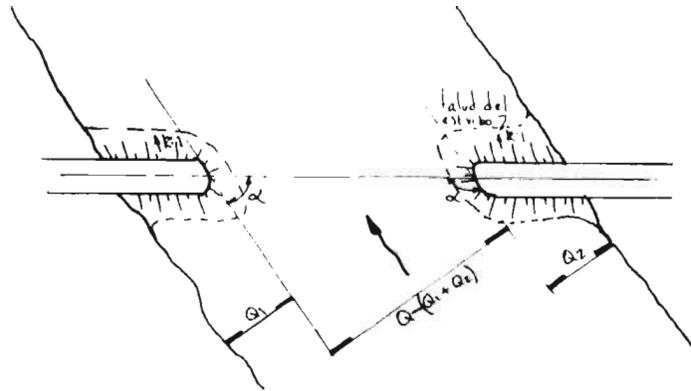


FIGURA HUM. A-14.- DISPOSICIÓN DE LOS ESTIBOS

T A B L A A-8

Valores del coeficiente correctivo P_{α} en función de α

α	30°	60°	90°	120°	150°
P_{α}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.186

T A B L A A-9

Valores del coeficiente $P_{\frac{V_1}{V}}$ en función de $\frac{V_1}{V}$

$\frac{V_1}{V}$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_{\frac{V_1}{V}}$	1.00	2.15	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA A. A-10

Valores del coeficiente de fricción λ , P_f en función de λ .

Tubo $\lambda = 0, 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5, 3,0$

$P_f = 1,0, 0, 0,10, 0,25, 0,45, 0,65, 0,80$

Como puede observarse en caso de que el coeficiente del puen λ se cree en la forma $\lambda = C \cdot D^{-1}$ y el punto del estrizo sea vertical, la expresión $\lambda = A \cdot H^{-1}$ queda reducida a

$$S_T = P_f \cdot C$$

Además conviene recordar que en el caso de tenerse un tubo de diámetro en la punta del estrizo, la erosión se reduce del 50 al 100%.

Todos los anteriores se aplican en forma semejante en el caso de espigones. Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones horizontales en arcos, raras de la orilla, o en otros tramos de ríos, la erosión E_p se puede reducir hasta en un 75%.

$$E_p = 0,75 \cdot P_f \cdot E_p \cdot E_p$$

No se dispone de información suficiente para evaluar la erosión en arcos de espigones, ya que en el agua, sin embargo, el flujo de un espigón de una sola punta, se reduce de una proporción considerable, pero en arcos de espigones, el punto de erosión puede ser muy difícil de determinar, ya que el flujo de agua puede ser muy complejo.

En el caso de tenerse un tubo de diámetro en la punta del estrizo, la erosión se reduce del 50 al 100%.

RESUMEN Y CONCLUSIONES FINALES

En este trabajo se han mostrado los diversos tipos de erosión que afectan a la determinación de la profundidad de desplante de las pilas de los puentes. Se ha visto que la socavación local, la cual ha sido causa de mayor estudio, depende de las características de la corriente en la zona de cruce una vez que se ha producido la socavación general, para cuya determinación se describió un método en el Capítulo I.

Se han mostrado también que las variaciones de la profundidad en una sección dependen de si ella se encuentra en un tramo recto o en uno curvo, y sus relaciones se han expuesto en el Capítulo II.

En el Capítulo III se describieron varios métodos para evaluar la profundidad de la socavación local y se propuso uno nuevo, basado en resultados experimentales del laboratorio.

A continuación en el Capítulo IV se presentaron algunos tipos de protección que permiten reducir o evitar la erosión al pie de pilas y estribos. Tres de los métodos propuestos estuvieron basados también solo en resultados de laboratorio.

En el Apéndice I se describió un método para determinar la avenida crítica y la probabilidad que el gasto máximo es un de ella producido en todos los procedimientos de erosión. En el segundo se mostraron algunas de las características de los cursos naturales según las últimas observaciones que se han reportado.

Por último en el Apéndice III se describió un método para determinar

profundidad de la erosión al pie de estribos, con lo que se complementó lo escrito en el tercer capítulo.

Vistos todos los factores que intervienen en la socavación total conviene reducir cada uno al máximo. La socavación general, aunque siempre se presenta, sí al menos puede disminuirse notablemente al no alterar la sección natural del río, esto muchas veces no es posible por ser demasiado anchos los cauces de inundación y requerirse de la construcción de los accesos.

La erosión transversal, en cambio, sí puede reducirse de manera total mediante el correcto encauzamiento de la corriente en un tramo inmediato aguas arriba del cruce. Sin embargo, muchas veces no podrá ser realizado ya que el costo de una obra de este tipo generalmente no puede competir con el costo de una profundización mayor de las pilas.

Respecto a la erosión local, se puede reducir considerablemente si la corriente incide siempre a cero grados con respecto al eje de las pilas, y más aún si estas en un caso así, han sido escogidas de forma lenticular. Como el esviamiento de la corriente es un problema común, conviene proyectar las pilas de forma circular con lo que se tiene una erosión dos o tres veces menor que para cualquier pila esviada. Cuando la pila circular no sea la seccionada, o bien si la pila ya está construída, y además existe un cierto grado de incidencia de la corriente, se puede utilizar un pedraplén de protección y reducir así el nivel de desplante. Sin embargo, sería de desearse que en futuros diseños nunca fuera necesario construir ninguna protección.

Ahora bien, si se trata del mantenimiento y conservación de las pilas existentes que estuvieran amenazadas de erosión conveniría reducir el esviamiento en caso de existir mediante diques de encauzamiento, si los pila-

loger a la pila con alguno de los procedimientos señalados.

Ya que los métodos propuestos han tenido escasa aplicación en nuestro medio (excepto el propuesto por Levediev para la determinación del gasto máximo) y debido también a que los resultados utilizados fueron obtenidos en el laboratorio sería de desearse que se pudiera realizar alguna serie de mediciones en la naturaleza, que permitieran fijar sus grados de aproximación y rangos de aplicabilidad. Una forma de realizarlos ha sido propuesta para la socavación general y para el estudio del diámetro de las partículas que forman la protección con pedraplén.

BIBLIOGRAFIA

- J.A.L. WADDELL
 Bridge Engineering.- John Wiley and Sons, Inc.- 1916.
- EMMETT M. LAURSEN
 ARTHUR TOCH
 Scour around bridge piers and abutments.- Highway Research Board, Bulletin N° 4, -- May, 1956.
- EMMETT M. LAURSEN
 Scour at bridge Crossings.- Iowa Highway Research board, Bulletin N° 8, August, -- 1956.
- EMMETT M. LAURSEN
 Scour at bridge crossings.- Transactions- ASCE 1962, con discusiones de: T. Blench, Joseph N. Eracley, D.V. Joglekar, W.J. -- Bauer, L.J. Tison, S.V. Chitale, A. -- Rylancs Thomas, Mushtaq Ahmad y Pier Luigi Romita.
- PHILIP G. HUBBARD
 EMMETT M. LAURSEN
 Field investigation of Bridge-Pier scour - y Model-Prototype comparison of bridge - pier scour - Reprinted from Proceedings - of the thirty-fourth annual Meeting of - the Highway Research Board - January, - - 1955.
- NELSON LUIZ DE SOUZA PINTO
 Erosão ao redor de pilares de ponte - - Universidade do Paraná, Curitiba, 1961.
- NELSON LUIZ DE SOUZA PINTO
 Mecanismo da erosão ao redor de pilares - de ponte.- Primer Congreso Latinoamericano de Hidráulica.- Puerto Alegre, Brasil, 1964.
- OSCAR J. MAGGIOLO
 Socavación localizada al rededor de obstáculos ubicuos en ríos.- Facultad de Ingeniería y Agrimensura, Montevideo, Uruguay, 1961.
- OSCAR J. MAGGIOLO
 J. BORCHI
 Sobre la evolución en el tiempo del proceso de socavación.- Primer Congreso Latinoamericano de Hidráulica.- Puerto Alegre, Brasil, 1964.
- PIER LUIGI ROMITA
 Erosioni d'attorno al piede delle pile di ponte investigate col modello a scala corrente.- L'Ingegneria, April - - 1954.

- JOSEPH H. BRADLEY
Hydraulics of bridge waterways.- U.S. - Department of Commerce Washington D.C. - August 1960.
- JACQUES ROBERT NEILL
Measurements of bridge scour and bed -- changes in a flooding sand-bed river. - The Institution of Civil Engineers; - - Proceedings-Vol 30, February, 1960.
- J. TH. THIJSSSE
Formulae for the friction head loss - - along conduit wall under turbulent flow. Proc. IAHR, Grenoble, 1949.
- VALENTY JAJOCKI
Effect of piers on water streams and -- bed forms. IX Congress IAHR, Dubrovnik, 1961.
- G. J. POSEY
J. H. SYBERT
Erosion protection of production structures.- IX Congress IAHR, Dubrovnik, 1961.
- ALVIN G. ANDERSON
Sedimentation - Sección 18 del Handbook of Fluid Dynamics de Victor L. Streeter- McGraw Hill - 1961.
- ENZO LEVI
ROBERTO LUNA
Dispositifs pour recueillir l'affouillement au pied des piles de ponts. IAHR, 9th -- Congress Dubrovnik, 1961.
- JACLOS OPULICKSHANK
Contribución a la hidráulica del cierre de cauces.- Tesis de Maestría.- Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. - 1962
- ROBERTO GARDEA V.
Empleo de modelos aerodinámicos para el estudio de Problemas Hidráulicos.- Tesis de Maestría.- Facultad de Ingeniería, -- UNAM, México, D.F. - 1965.
- J. ANTONIO MAZA A.
J. LUIS SANDRÉ B.
Contribución al estudio de la socavación local en pilas de puente.- Primer Congreso Latinoamericano de Hidráulica - Puerto Alegre - Brasil - 1964.
- BEZA KATA
VUKALIN TODOROVIC
Erozijska oko novosaskog mostovskog stuba, vodoprivreda Jugoslavije, Broj 7,8 Godina II- Beograd, 1959.

- С Т АЛТУНИН
РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ
MOSCU, 1962
- С Т АЛТУНИН
ВОДОЗАБОРНЫЕ УЗЛЫ И
ВОДОХРАНИЛИЩА — *издательств*
Ас КСЛОС MOSCU, 1964
- И С РОТЕНБУРГ
М П ПОЛЯКОВ
И В ЗОЛТАРЕВ
В А ЛАВРОВСКИЙ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ
ПЕРЕХОДОВ ЧЕРЕЗ БОЛЬШИЕ
ВОДОСТОКИ — ВЬСШАЯ ШКОЛА
MOSCU 1965
- В В ЛЕБЕДЕВ
ГИДРОЛОГИЯ И ГИДРАВЛИКА
В МОСТОВОМ И ДОРЖНОМ
СТРОИТЕЛЬСТВЕ — Leningrad, 1959
- О В АНДРЕЕВ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ
ПЕРЕХОДОВ — MOSCU, 1960
- А И БОГОМОЛОВ
И А МИХАЙЛОВ
ГИДРАВЛИКА — *издательств*
по литературе по строительству
MOSCU 1965