

01162  
lej.4

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES**

**■ ADECUACION DE UNA GUIA PARA  
EL DISEÑO HIDRAULICO DE PUENTES**

**TESIS que para obtener el Grado de  
MAESTRO EN INGENIERIA CIVIL con  
especialidad en HIDRAULICA  
presenta el**

**ING. JOSE MANUEL RUIZ TAVIEL DE ANDRADE**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**México DF.**

**1983.**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

# I N D I C E .

## CAPITULO 1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1	Introducción.	1.1
1.2	Propósito del trabajo.	1.1
1.3	Consideraciones económicas.	1.2
1.4	Aspectos organizacionales.	1.2
	Referencias	1.3

## CAPITULO 2.- CRITERIOS BASICOS Y PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO HIDRAULICO.

2.1	Requerimientos hidráulicos en puentes.	2.1
2.2	Tipos de cauces y su comportamiento con relación a los puentes.	2.1
2.3	Pasos para el diseño hidráulico.	2.8
2.4	Datos básicos necesarios.	2.11
2.5	Criterios básicos de diseño.	2.17
2.6	Revisión de las proposiciones de diseño completo.	2.25
	Referencias	2.28

## CAPITULO 3.- ESTIMACIONES HIDROLOGICAS.

3.1	Antecedentes.	3.1
3.2	Análisis de frecuencia de avenidas para estaciones de medición.	3.1
3.3	Adiciones al análisis de frecuencias.	3.10
3.4	Hidrograma unitario.	3.19
3.5	Métodos hidráulicos para estimación de avenidas.	3.20
3.6	Estimación del nivel de aguas máximas.	3.22
3.7	Consideración especial para gastos que se presentan muy raras veces.	3.24
	Referencias	3.25

## CAPITULO 4.- DISEÑO DEL ESTRECHAMIENTO PARA EFECTOS DE SOCAVACION Y REMANSO.

4.1	Tipos de socavación en puentes y sus efectos.	4.1
4.2	Influencia de algunos factores físicos en la socavación.	4.3
4.3	Procedimientos sugeridos para el diseño del estrechamiento.	4.7
4.4	Socavación general en estrechamientos controlados.	4.10
4.5	Socavación local debida a pilas y remates de accesos.	4.22
4.6	Socavación natural en cruces de puentes, sin control.	4.29
4.7	Combinación de efectos de socavación y selección de márgenes de seguridad.	4.33
4.8	Efectos comunes de remanso y su relación con el estrechamiento.	4.35
4.9	Cálculo de los efectos del remanso debidos a estrechamientos por puente.	4.38
4.10	Efectos poco comunes del remanso.	4.38
	Referencias	4.40

## CAPITULO 5.- PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION Y TRABAJOS DE ENCAUCE.

5.1	Protección a la cimentación contra la socavación.	5.1
5.2	Empleo de protección de márgenes y trabajos de encauce.	5.6
5.3	Revestimiento de márgenes y laderas.	5.8
5.4	Muros de encauce (malecones).	5.14
5.5	Espolones.	5.20
5.6	Diques.	5.22
5.7	Protección de márgenes y trabajos de encauce contra efecto de mina.	5.24
5.8	Desviaciones del cauce.	5.28
	Referencias	5.31

## APENDICES

I	Símbolos.	6.1
II	Información hidrológica en la República Mexicana.	6.3
III	Ejemplo de diseño parcial de un estrechamiento.	6.4
IV	Muestreo y análisis del material de lecho.	6.9
V	Base teórica para información de velocidad competente.	6.11

# **1**

## **CONSIDERACIONES GENERALES**

## 1.1 INTRODUCCION.

La acción de las corrientes de los ríos, minando las pilas de los puentes, estribos y los accesos carreteros, ha sido por mucho tiempo respetada. Hace años, los problemas hidráulicos eran evitados lo más posible, seleccionando las localizaciones de los puentes en lugares donde los ríos se estrechaban, donde el cauce fuese estable y donde se pudiera hacer un cruce perpendicular a la corriente. - Eran aceptados puentes largos, y ocasionalmente se permitía que las crecientes pasaran sobre los accesos carreteros. Estas políticas han cambiado como resultado de una serie de factores: la importancia que se ha dado en caminos de primer orden al trazo y pendiente, que lleva a aceptar lugares para cruzar ríos, de mayor dificultad; el incremento en ancho, altura y costo de los puentes, y consecuentemente el mantener su longitud a un mínimo; y la demanda pública de un tránsito fluido, requiere del manejo de una predicción razonable del flujo que escurre por la estructura.

La práctica de cambiar de localización, ha involucrado llevar a los terraplenes del camino fuera de sus límites, formando cuerpos dentro del agua que están también sujetos a erosión. Por esto, la práctica general en la Ingeniería de caminos, ha hecho necesario dar una mayor atención a los aspectos de diseño hidráulico, incluyendo el cálculo de muchos factores que determinan la seguridad de una estructura contra la socavación y otras acciones del agua.

## 1.2 PROPOSITO DEL TRABAJO.

El propósito del presente trabajo pretende ser la formulación de una guía para el diseño hidráulico de puentes, adecuada a nuestro país; que permita asistir al proyectista, delineando los factores hidráulicos que deben ser considerados en la localización y diseño de puentes. Sugiriendo criterios y procedimientos, así como proporcionar referencias bibliográficas para obtener información en mayor detalle.

Podrá notarse en el desarrollo del trabajo, que no se ha llegado en la hidráulica de puentes, a un conocimiento tan detallado como en otras disciplinas de la hidráulica; en parte por la influencia caprichosa de la naturaleza en la formación de corrientes de agua, y en parte porque la mecánica del flujo y erosión de cauces de frontera móvil, no han sido aún bien definidas; por tanto, los métodos de cálculo recomendados pueden ser por lo pronto aceptados, con la esperanza de que este hecho lo convierta en un reto para la investigación y desarrollo de otros mejores.

### 1.3 CONSIDERACIONES ECONOMICAS.

El costo de las estructuras para salvar arroyos grandes y ríos, fluctúa entre el 5 y el 20% del costo total del camino, dependiendo desde luego de la naturaleza del terreno. El conocimiento de los factores hidráulicos es indispensable para el diseño de las estructuras, ya que en algunos casos pueden incluso afectar la factibilidad de un trazo de camino ya localizado. La existencia e imposición de estos factores hidráulicos, pueden tener efecto mayor en el costo total del cruce, que algunas otras alternativas que pudiera tener en consideración el proyectista.

El conocimiento y valuación más preciso de los factores hidráulicos, seguramente ahorraría muchos millones de pesos al año en la construcción de caminos, pero -- aunque la cifra de ahorro fuera pequeña, aún en este caso, se apunta la importancia económica de la hidráulica de puentes, sin mencionar su contribución al aspecto de seguridad y otros beneficios al usuario del camino.

Incertidumbres en el criterio hidráulico pueden resultar en problemas no sólo de mantenimiento y tal vez de fallas, sino también en costos innecesarios de cruce, ya que por falta de información o mejor información, el proyectista tenderá a tomar actitudes más conservadoras.

### 1.4 ASPECTOS ORGANIZACIONALES.

Hay una gran variedad de formas para organizar el grupo que trabaja en la Ingeniería de puentes. En algunas organizaciones la División de puentes, tiene la responsabilidad de la Ingeniería en todos sus aspectos, incluyendo localización, diseño, construcción y mantenimiento. En otras la División de puentes atiende únicamente el diseño estructural, y la responsabilidad en otros aspectos, incluyendo el diseño hidráulico, se distribuye entre otras Divisiones. También existen diferentes arreglos intermedios; sin embargo, los mejores resultados globales pueden esperarse cuando el concepto de Ingeniería de puentes es total, manejando todos los aspectos un equipo integrado de personas. Es deseable que los responsables del diseño estén estrechamente relacionados con aquello que construyen y mantienen, para que cualquier implicación durante el desarrollo puede ser entendida. A menos que se establezca una retroalimentación de información a diseño y construcción, por parte de mantenimiento, las experiencias se estancan.

**REFERENCIAS .**

- 1.1 "Guide to Bridge Hydraulics", 1973. Roads & Transportation Association of Canada. University of Toronto. -

# **2**

## **CRITERIOS BASICOS Y PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO HIDRAULICO**

Este capítulo presenta un lineamiento general de los conceptos y variables básicas en la hidráulica de puentes. Información más detallada para estimar avenidas, socavación, remansos, etc., y en el diseño de los trabajos de encauce y estrechamiento, se tratan en los caps. 3 a 5.

## 2.1 REQUERIMIENTOS HIDRAULICOS EN LOS PUENTES.

Los siguientes requerimientos hidráulicos básicos, deben ser cumplidos por un puente, en el cruce de un río o cualquier otro cuerpo de agua:

Localización.- El lugar seleccionado deberá permitir una construcción segura, económica y de fácil mantenimiento; respetando las necesidades de trazo y acceso, la naturaleza de la vía de agua y su medio, y la realización de trabajos de encauce que sean adecuados para mantener la fisonomía natural.

Altura.- La altura del piso debe ser tal, que la superestructura no quede en peligro por la acción de avenidas, hielo, escombros en flotación u olas, y el camino sea siempre transitable, excepto en condiciones previamente establecidas y claramente entendidas.

Longitud.- La longitud del puente debe ser tal, que el estrechamiento sea capaz de permitir el paso de la máxima avenida que razonablemente pueda ser esperada, sin poner en peligro el puente o estructuras conexas por socavación; sin crear problemas mayores de mantenimiento; sin causar efectos indeseables aguas arriba por remanso, y sin causar corrientes, olas o turbulencia inaceptable a la navegación o cualquier otro legítimo interés. Que sea capaz de dejar pasar cantidades esperadas de troncos u otros escombros en flotación, sin poner en peligro la estructura o cualquier propiedad adyacente, como resultado de atascamientos y acumulaciones.

Distribución y formas.- El ordenamiento y forma de las pilas, estribos, accesos-carreteros, obras de encauce y servicios provisionales durante la construcción, en tanto que sean compatibles con las necesidades de adecuación estructural, seguridad, economía y estética, deben ser diseñados para minimizar: la socavación local, obstrucción al flujo e inconvenientes a intereses legítimos de terceros.

## 2.2 TIPOS DE CAUCES Y SU COMPORTAMIENTO CON RELACION A LOS PUENTES.

Tipos de corrientes y sus características.- La comprensión de los tipos de corrientes y su comportamiento es importante (refs. 2.1 a 2.6). El Ingeniero debe familiarizarse con las características actuales de los ríos con que está tratando, y conocer su comportamiento a través de fotografías aéreas. La tabla 2.1 intenta establecer algunos de los tipos más comunes de cruces de agua y unos cuan-

tos problemas típicos asociados con cada uno.

Las características físicas de una corriente están determinadas por la geología, historia geológica reciente, topografía, clima y uso de la tierra, pudiéndose dividir en cuatro grupos para fines ingenieriles:

- geográfico.- medio circundante fisiográfico, historia geológica, distribución de cauces, etc.
- hidrológico.- distribución de descargas, niveles de agua, - condiciones de hielo, etc.
- hidráulico.- pendientes, secciones transversales, velocidades, rugosidades, etc.
- geotécnico.- materiales en las fronteras, erosión y sedimentación, socavación, etc.

Las interacciones entre estas características son complejas, produciendo una amplia variedad de tipos de corrientes. Por eso, la clasificación de la tabla 2.1- necesariamente es muy simplificada e incompleta. El comportamiento general de la variación en todas estas características, y las relaciones entre ellas, son --- usualmente denominadas como "régimen" del río, en el mismo sentido que hablamos de "clima" para considerar todas las variables meteorológicas (ref. 2.2). Con -- respecto a erosión y socavación, factores normalmente muy significativos en la - Ingeniería de puentes, el comportamiento de una corriente puede caer dentro de - un rango muy amplio, desde un cauce de roca muy estable, hasta un río en terreno de aluvión con mucha movilidad. Muchos ríos presentan cambios complejos de com-- portamiento en diferentes puntos, debido a la fuerte influencia de irregularidades locales. Por ello, es importante una investigación cuidadosa del comporta--- miento pasado de una localización determinada. La selección del lugar para hacer el cruce puede incrementar considerablemente las dificultades y el costo de cons-- trucción del cruce.

Ajuste de las corrientes.- La "Teoría del Régimen" en canales y ríos (refs. 2.2- y 2.3) enuncia que pueden ser formuladas relaciones definidas entre "gasto forma-- tivo", dimensiones del cauce, pendientes y propiedades de los materiales de fron-- tera; y que los cambios provocados de ancho, pendiente, etc., provocan cambios - en las otras variables que pueden ser conocidos anticipadamente. El concepto bá-- sico de auto-ajuste es sin duda válido para muchas corrientes naturales y es una herramienta útil en la hidráulica de puentes, sin embargo queda la incertidumbre de que las fórmulas determinadas por observación de simples cauces artificiales, sean aplicables a los complejos cauces naturales. Para tener una idea general de

la naturaleza de los ajustes del cauce, debidos a cambios impuestos, la tabla -- 2.2 resume las más importantes interrelaciones en forma cualitativa.

Todos los gastos que pasen por una sección intervienen en la condición de estabilidad de la misma; sin embargo, se acostumbra trabajar con un único gasto representativo de todo el hidrograma anual, al cual se da el nombre de "gasto formativo".

Existen diversos criterios para definir y valorar el gasto formativo, tres de los más importantes son a saber:

1.-

El gasto que en los ríos de planicie, llena el cauce principal.

2.-

El gasto que tiene un intervalo de recurrencia de 1.4 años.

3.-

El gasto que al escurrir en forma constante durante todo el año hace pasar por la sección, el mismo volumen de sedimentos que el hidrograma anual. Este gasto formativo se le denomina en particular como "gasto dominante".

La obtención del "gasto formativo" aplicando el criterio del intervalo de recurrencia de 1.4 años, resulta el más sencillo de obtener, por lo cual es el más ampliamente utilizado aunque tampoco puede considerarse el más adecuado. En sí, en muchas ocasiones cada autor de algún criterio define su gasto formativo.

#### RESUMEN.

1

Los ríos generalmente forman sus cauces para transitar grandes crecientes, pero no las máximas. Si el ancho natural es rígido, el lecho del río tenderá a socavarse. Si la pendiente es incrementada por estrangulamiento, pueden resultar fuertes erosiones locales. Si un cauce es divagante y se le fija en un punto, pueden acelerarse las variaciones en cualquier otro punto.

2

La elección de una localización para un puente, puede ser la gran diferencia en la posibilidad o el costo de un cruce.

3

El tipo de corriente debe ser tomado en consideración, cuando se seleccionen los métodos para estimar la socavación y el diseño del estrechamiento, así como para el proyecto de los trabajos de encauce.

TERRENO PREDOMINANTE O PENDIENTE	TIPO DE CORRIENTE O CRUCE	MATERIALES TÍPICOS EXPUESTOS EN EL CAUCE.	PROCESO DOMINANTE: GEOLOGICO Y EN EL CAUCE.	POSIBLES PROBLEMAS HIDRAULICOS CON LOS PUENTES DE CRUCE
Montañoso; corrientes con pendientes fuertes.	Rápidos entre rocas. Rápidos sobre grava o cauces desviados, (también fuera de terreno montañoso.)	Roca y canto rodado grande. Arena, grava y canto rodado mediano.	Cortes, salidas de agua. Transporte de aluvión grueso, movimientos erráticos en el cauce principal.	Erosión en las márgenes; bloques por arrastre de escombros en flotación. Localización del canal de acceso; selección de la longitud económica de puente; socavación.
Llanerío; corrientes con pendientes moderadas.	Abenicos de aluvión. Rio encajonado (también en terreno montañoso)	Arena, grava y canto rodado mediano. Roca, pizarra, etc.	Depósito de aluvión grueso; cambios bruscos de cauce. Cortes; transporte de pequeñas capas de aluvión.	Localización del cruce; control de alineamiento en el canal de acceso; socavación. Pocos problemas comparados con otros tipos; posibles bloques por arrastre de escombros en flotación.
	Rio divergente.	Arena, grava, cantos rodados medianos.	Ampliación del valle por presión de las márgenes y las terrazas; transporte de aluvión y formación de depósitos.	Erosión en las márgenes y en los remates de los terraplenes carreteros de acceso, socavación; elección del lugar más apropiado para la localización del puente; erosión de los terraplenes de acceso.
Planicies; corrientes con pendiente pequeña.	Rio en aluvión con meandros.	Arena y limo.	Remodelación de los depósitos en la planicie inundable, por el sistemático movimiento de los meandros; erosión en las márgenes y las terrazas.	Desviamiento del puente por el continuo cambio de los meandros; lache de arena particularmente susceptible a la socavación.
	Corriente cortada durante los depósitos glaciares (no solo para planicies)	Arenas, limo, cantos rodados pequeños.	Cortes; erosión de las márgenes.	Dificultad en tener seguridad de socavación; degradación de la pendiente.

TABLA 2.1 ALGUNOS CRUCES TÍPICOS Y PROBLEMAS ASOCIADOS

continuación de la tabla. 2.1

<p>Desembocadura del río y áreas costeras.</p>	<p>Distribución Delta.</p> <p>Esterio.</p> <p>Puertos o lagunas interiores.</p>	<p>Limo, arena.</p> <p>Limo, fango</p> <p>Arena, cantos redondeados, corales, rocas.</p>	<p>Depósitos; frecuente cambio y abandono de cauces.</p> <p>Depósito de sedimentos en suspensión; flujo en dos sentidos...</p> <p>Transporte de arena, flujo en dos direcciones, olas, tormentas.</p>	<p>Dificultad en localización, áreas muy grandes sujetas a inundación; apoyos pobres para cimentación.</p> <p>Apoyos pobres para cimentación, susceptibilidad a la erosión; requerimientos de navegación.</p> <p>Alteración en los niveles de las mareas; costo del o. largo sobre el terreno costero.</p>
--	---	--	---	--

**TABLA 2.2 RELACIONES CUALITATIVAS ENTRE EFECTOS IMPUESTOS Y LOS CAMBIOS QUE ESTOS PROVOCAN EN EL REGIMEN DE UN RÍO.**

EFECTOS IMPUESTOS	CAMBIOS PRINCIPALES PROVOCADOS	FORMULA GRUESA PARA INDICAR SENSIBILIDAD AL CAMBIO *
Reducción en el ancho (como por un estrechamiento)	Incremento en la profundidad por socavación	Profundidad $\propto 1/B^{3/4}$
Incremento en la pendiente (como por una reducción de longitud en el cauce)	Incremento en la velocidad Aumento considerable en el transporte de sedimentos por efecto de la erosión; incremento en el movimiento del cauce tanto aguas arriba como aguas abajo	Velocidad $\propto S^{1/2}$ Arrastre de fondo $\propto S^3$
Incremento en gasto dominante (como por la unión de diversos cauces)	Incremento en ancho, profundidad y erosión; reducción de la pendiente por degradación	Ancho $\propto Q^{1/2}$ Profundidad $\propto Q^{1/3}$ Pendiente $\propto Q^{1/4}$
Reducción en carga de sedimentos (como por represa)	Reducción de la pendiente aguas abajo por degradación	Depende en gran medida de la naturaleza del lecho del río y del material de arrastre
Incremento en carga de sedimentos (como por descuido en cambios del uso de la tierra)	Incremento en la pendiente por acumulación; incremento en la tendencia a desviarse, incremento en el ancho	Pendiente $\propto$ carga de sedimentos <sup>1/3</sup>

\* Los exponentes no deben tomarse como generalmente aplicables; están incluidos para dar una idea gruesa de la sensibilidad, y varían de acuerdo con el tipo de río y numerosos otros factores. B es el ancho del cauce, S la pendiente y Q el gasto - formativo.

### 2.3 PASOS PARA EL DISEÑO HIDRAULICO.

Antes de plantear el diseño en detalle para la estructura del puente o los caminos de acceso, es necesario definir un proceso sistemático, de escoger, calcular y verificar los diferentes factores del diseño hidráulico. La fig. 2.1 representa este proceso por medio de un diagrama de flujo lineal con circuitos de retorno. El punto importante de esto, es que para los diferentes niveles de proceso, es necesario asegurarse de las consecuencias de una selección contra otras selecciones previamente consideradas, y si es necesario, repetirlo. Cada Ingeniero — abordará este proceso esencialmente intuitivo en forma diferente, y podrá modificar o evitar pasos según sea apropiado para cada caso en particular. Las siguientes notas suplementarias comentan y explican algunos de los pasos del diagrama — de la fig. 2.1.

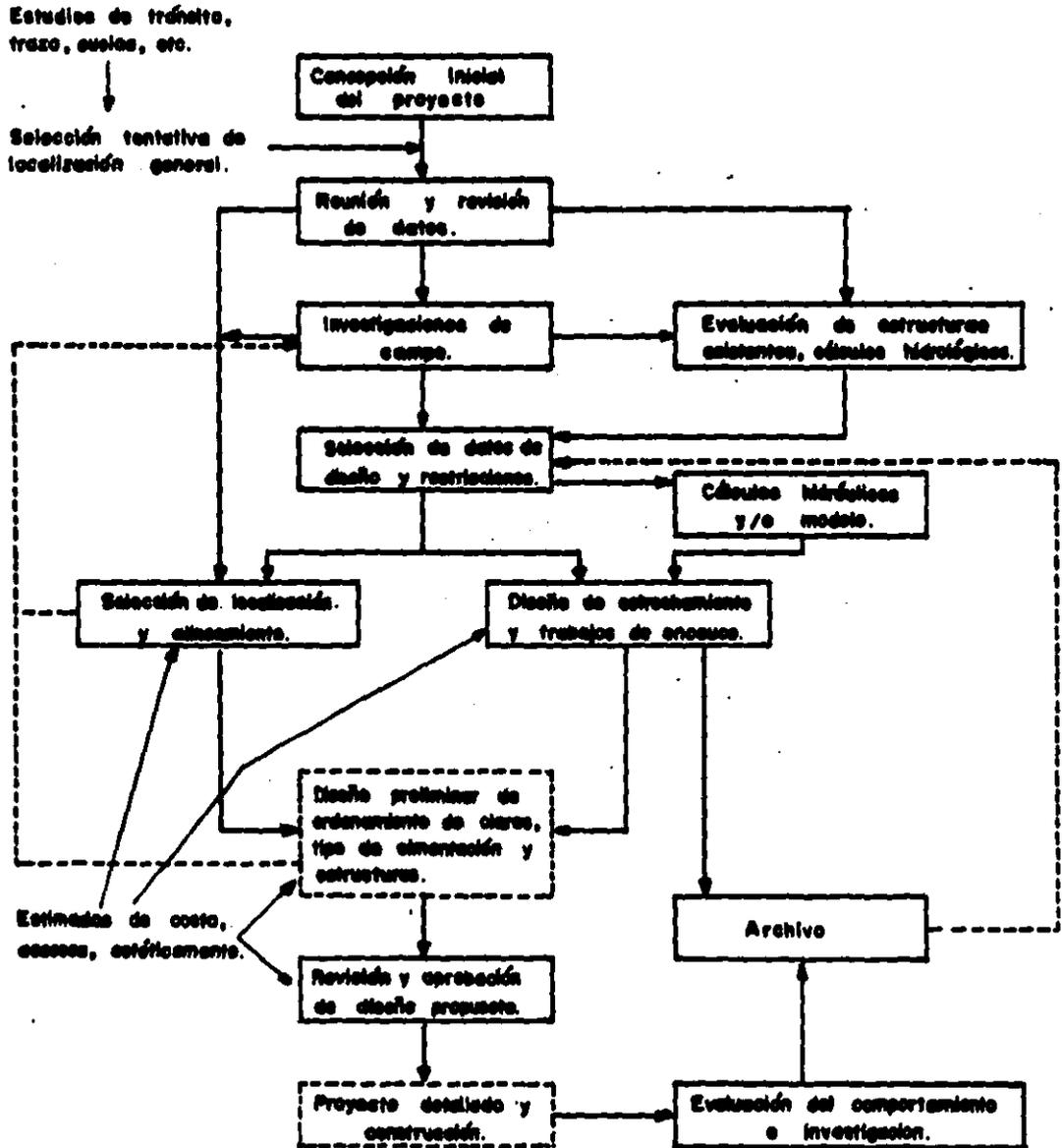
Concepción inicial del proyecto.— Los factores hidráulicos deben considerarse — desde el momento en que se prepara el primer ante-proyecto, ya que pueden conducir a mejores decisiones en el diseño inicial y en el trazo. Por ejemplo, los — costos relativos de dos proyectos de trazos totalmente diferentes, pueden depender en gran medida de: cuanta más protección va a ser requerida contra la acción de inundaciones, hielo u oleaje.

Reunión y revisión de datos.— Una vez que la localización general, o un grupo de localizaciones para el cruce del puente, ha sido seleccionada, toda la información disponible pertinente al estudio hidráulico, debe ser reunida y revisada, — haciendo los arreglos que sean necesarios para obtener información adicional que no se tenga. En la secc. 2.4 se dan más detalles.

Investigaciones de campo.— Es recomendable que el Ingeniero que está a cargo de dirigir el estudio hidráulico, haga inspecciones en el lugar de trabajo desde la primera fase del proyecto. El trabajo requerido dependerá en gran medida de la — cantidad y calidad de la información de gabinete disponible. Las investigaciones detalladas de campo podrán hacerse hasta que se tenga una decisión de localiza— ción. En la sección 2.4 se dan más detalles.

Selección de datos de diseño y restricciones.— Usando la información reunida en gabinete y campo, se evalúa la capacidad hidráulica de las estructuras y co— rrientes existentes, y se iniciarán los cálculos hidrológicos para estimar la — frecuencia de gasto, niveles máximos de agua, etc. Los valores para el diseño de nivel máximo de agua, diseño de la descarga, nivel máximo de hielo, etc., podrán entonces ser seleccionados. Deberán ser examinadas otras restricciones como avenidas permisibles, claro, reglamento de navegación. Criterios para seleccionar —

Fig. 2.1 Diagrama de flujo, de un procedimiento sistemático para llevar a cabo los estudios hidráulicos, mostrando su relación con otras factores, en el diseño de un puente.



el gasto de diseño, etc., se discuten en la sección 2.5.

Selección de la localización del puente y ancho del estrechamiento (Longitud del puente).- Estos pasos clave, generalmente no dependen de factores hidráulicos, sino de factores como trazo del camino, estabilidad de los taludes, naturaleza de los materiales donde se va a cimentar y un cuidadoso conocimiento de las consecuencias económicas de varias posibles alternativas. En casos especiales, los modelos hidráulicos son aconsejables para ayudar a determinar algunas consecuencias.

Detalles sobre procedimientos para el diseño y cálculo del canal de acceso, estrechamiento, y en especial para socavación y remanso, están tratados en el Capítulo 4. En el Capítulo 5 se hacen recomendaciones detalladas para los trabajos de encauce, mismos que deben ser considerados al mismo tiempo que se diseña el canal de acceso.

Proposición de diseño del cauce hidráulico.- La proposición o proposiciones de diseño del cauce, deben quedar resumidas en forma tabular o gráfica para uso del estructurista. En ellos se debe indicar las necesidades de ancho y altura, niveles críticos de agua y hielo, estimación de las profundidades de socavación, arreglo de los trabajos de encauzamiento y accesos, así como cualquier otra información relevante, como muestras de suelos y alturas de oleaje. Restricciones hidráulicas como el claro entre pilas y detalles de pilas, etc. deben presentarse para ser tomadas en cuenta.

Selección preliminar de ordenamiento de claros y tipo de cimentación.- También este paso es llevado normalmente por los Ingenieros a cargo de la estructura y cimentación; el Ingeniero que conduce el estudio hidráulico, deberá considerar el efecto de sus decisiones en los factores hidráulicos, y participar para optimizar el equilibrio entre los factores hidráulicos y los otros. Esto podrá modificar la proposición inicial del diseño del cauce hidráulico y estrechamientos, ya que la selección de tipo de cimentación está influenciada por la capacidad de carga y otros requerimientos, que podrán afectar la socavación permitida o el tamaño del estrechamiento.

Los planos generales, de plantas y perfiles usados para obtener la aprobación, deben mostrar claramente las relaciones entre el puente en una longitud suficiente del río y terrenos adyacentes, tanto aguas arriba como aguas abajo, indicando niveles críticos para agua, hielo, lecho del río y subsuelo. Deben mostrarse los efectos del trabajo de construcción propuesto, en los procesos de socavación y remanso.

Revisión y aprobación del diseño completo.- La proposición de diseño completo -- (que puede incluir alternativas), debe cumplir con los requerimientos hidráulicos básicos establecidos en la sección 2.1. Una lista de verificación para este paso, está dada en la sección 2.6. Después de haber seleccionado y aprobado el diseño, podrá proseguirse el proyecto estructural detallado.

Retroalimentación de información.- La fig. 2.1 incorpora circuitos de retroalimentación en los que datos de investigación y comportamiento subsecuente de las estructuras, sirven posteriormente para reexaminar el diseño y para que los criterios y técnicas de diseño puedan ser mejorados y aplicados en otros diseños. -

#### 2.4 DATOS BASICOS NECESARIOS.

La tabla 2.3 muestra una lista de verificación para ordenar y revisar la información de gabinete y la obtenida en la investigación de campo, que debe llevarse durante el curso de los estudios hidráulicos. En casos particulares, algunos de los pasos podrán no ser aplicables, sin valor o imprácticos. El Ingeniero podrá eliminar aquellos que le parezcan irrelevantes, teniendo en mente la importancia de la estructura planeada, así como el tiempo y presupuesto disponible.

A continuación se hacen algunos comentarios sobre las informaciones listadas en la tabla 2.3. Para ilustraciones e instrucciones más detalladas, en particular para investigaciones de campo, podrá consultarse la ref. 2.7.

Mapas, cartas y aerofotos.- Información valiosa sobre el movimiento de cauces, puede en ocasiones ser obtenida, comparando mapas o fotografías viejas contra recientes, debiendo tener especial cuidado de eliminar diferencias de escala o distorsiones.

Para inicio del estudio y una localización preliminar, fotografías en pequeña escala (1/30 000) tomadas a gran altitud, son más útiles que las tomadas a baja altitud, ya que los rasgos geológicos y del río se muestran más claramente. Estas fotografías deben ser siempre vistas estereoscópicamente. Fotografías tomadas a bajo nivel o ampliaciones pueden ser usadas más tarde para trabajos de encauce, y para planes de trabajo de construcción.

Deben obtenerse si es posible, fechas de todas las fotografías, con sus correspondientes niveles de agua y gastos.

Puentes existentes y otras estructuras.- Evaluación del comportamiento de puentes existentes u otras estructuras, en el mismo cauce, pueden dar información muy valiosa para el diseño del cruce propuesto. Deberá obtenerse la mayor cantidad de información posible, en particular aquella relevante en el aspecto del --

TABLA 2.3 LISTA DE VERIFICACION DE DATOS BASICOS.

NATURALEZA DE LA INFORMACION	DATOS DE GABINETE PARA SER RECOPIADOS O REVISADOS	INVESTIGACIONES DE CAMPO PARA SER REALIZADAS
<p>Planos, cartas y -- aerofotos</p>	<p>Planos topográficos Planos de suelos o geológicos superficiales Cartas de profundidades en aguas navegables Estereofotos en pequeña escala para localización Fotos en escala grande para planes de trabajo</p>	<p>Busque cambios en el cauce desde los últimos planos o fotos</p>
<p>Puentes u otras estructuras existentes (para evaluación de su adecuación y comportamiento)</p>	<p>Dimensiones del estrechamiento Detalles y fechas de construcción, modificaciones, daños, reparaciones, fallas, etc. Perfil del camino a través de la planicie</p> <p>Niveles de cimentación Niveles registrados en el lugar de avenidas</p> <p>Perforaciones en el subsuelo Topografía de socavaciones pasadas</p>	<p>Verificar en el lugar Verificar evidencias locales e investigar las razones de las reparaciones Verificar si el camino o la superestructura del puente han sido sobreelevados Busque evidencia de socavación en el área de la estructura, y verifique adecuación en la protección a la socavación, etc.</p> <p>Verificar evidencias locales, especialmente de desbordamiento o brechas en los accesos carreteros, o cualquier otra forma de cruzamiento de la estructura por avenidas</p>
<p>Datos de gastos y niveles de agua</p>	<p>Gastos registrados y curva elevaciones-gastos en las estaciones hidrométricas más cercanas, especialmente los máximos anuales</p> <p>Curvas de frecuencia de crecientes para estaciones más cercanas, o para la región</p> <p>Curvas de duración de flujo e hidrogramas anuales</p>	<p>Realizar una concienzuda investigación buscando evidencias en el lugar durante los niveles altos de crecientes de: escombros, manchas en las estructuras, testigos, fotografías locales, etc. Verifique si las marcas pudieron haber sido afectadas por acumulación de escombros o condiciones de remanso</p>

CONTINUACION DE TABLA 2.3.

<p>Datos de gastos y niveles de agua</p>	<p>Información no publicada o no oficial de otras fuentes, periódicos, etc. Registros y pronósticos para mareas, oleaje, marejadas, etc., en lagos y aguas costeras Gastos de proyecto y criterios relativos, y sados para presas aguas arriba o estructuras relacionadas</p>	<p>Verifique la credibilidad de la información  Investigue evidencias locales sobre oleaje, mareas, viento, etc.  Investigue velocidades y direcciones de las avenidas máximas</p>
<p>Geometría hidráulica y capacidad del cauce</p>	<p>Uso de aerofotos para ayudar el levantamiento de campo  Uso de aerofotos para ayudar en las investigaciones de campo Verifique la pendiente de los planos topográficos Verifique con aerofotos las propiedades que se afectan</p>	<p>Mida las dimensiones de las secciones transversales del cauce y la planicie de inundación Fotografe el cauce y áreas adyacentes Busque evidencias de las rutas principales de las avenidas y cauces de alivio Mida la pendiente del cauce  Evalúe las propiedades expuestas a ser afectadas -- por remanso Busque puntos de control hidráulico: rápidos, cascadas, etc. Evalúe en forma gruesa, la capacidad de flujo en las áreas inundables</p>
<p>Condiciones de escombros</p>	<p>Información registrada del comportamiento de escombros en flotación, principalmente en atascamientos</p>	<p>Busque evidencias de troncos o escombros y sus efectos en crecientes</p>
<p>Información geotécnica</p>	<p>Registros de excavación e hincado de las pilas de estructuras existentes  Registros de perforación de pozos  Registros de pruebas de suelo</p>	<p>Muestreo del material del lecho y fotografías de él "in situ" Busque evidencias del mayor tamaño de piedra movido por las crecientes  Describa y fotografe los materiales de las márgenes</p>

CONTINUACION DE TABLA 2.3.

<p>Información geotécnica</p>		<p>Busque evidencias de afloramiento de roca</p> <p>Hacer los preparativos para hacer un estudio del -- subsuelo que permita anticipar las profundidades -- máximas de socavación</p>
<p>Procesos del cauce y la costa</p>	<p>Compare planos y aerofotos de diferentes -- años, en busca de evidencias de cambios en el cauce; movimiento de barras y bancos de arena, erosión en las márgenes y costa, -- etc.</p>	<p>Mida las profundidades máximas de socavación en curvas, estrechamientos, barrancos y estructuras existentes.</p> <p>Busque evidencias locales de movimiento del cauce, erosión de márgenes o costa, deslizamientos de tierra, etc., y sus causas</p> <p>Busque indicaciones de degradación o asolvamiento -- generales, en el lecho</p> <p>Observe la naturaleza y movimiento de las formas -- del lecho</p>
<p>Ingeniería y trabajos de control (en corrientes reguladas)</p>	<p>Procedimientos de operación para las estructuras hidráulicas, en condiciones normales y de emergencia</p> <p>Proyectos para ampliar o construir nuevos trabajos de control</p>	<p>Busque evidencia de trabajos ingenieriles no registrados, como dragado, explotación de gravas, encauzamientos, diversificación del flujo, etc.</p> <p>Examine las condiciones estructurales de pequeñas -- estructuras de embalse</p>
<p>Drenaje básico e información meteorológica (principalmente aplicable a regiones con registros hidrométricos-pobres)</p>	<p>Area de drenaje en dicho lugar</p> <p>Tipo de terreno actual y su uso, y cambios-previsibles</p> <p>Pendientes, tipo de suelo, permeabilidades</p> <p>Almacenamiento en lagos, represas, etc.</p> <p>Posibles trabajos de Ingeniería, futuros, -- que afecten la corriente y las crecientes</p> <p>Intensidad y distribución de precipitación--por lluvia</p>	<p>Verifique el terreno actual y su uso en el campo</p> <p>Puede requerir verificaciones en el campo</p>

CONTINUACION DE TABLA 2.3.

Drenaje básico e información meteorológica (principalmente aplicable a regiones con registros hidrométricos-pobres)

Nevadas, temperaturas y otros factores que afecten las crecientes por deshielo  
Información de vientos que afecten la altura de las olas

comportamiento hidráulico. Es importante conocer el régimen del cauce durante -- las grandes avenidas. Fotografías de la acción del agua y escombros son especial-- mente valiosas. En la sección 2.5 se discute el uso de la información obtenida -- del estudio de puentes existentes.

Información de gastos y niveles de agua.- Las principales fuentes de información en México están listadas en el Apéndice II. La sección 2.5 y el Capítulo 3, re-- fieren el uso de esa información para determinar el gasto de diseño y el nivel -- de aguas máximas de diseño.

Los hidrogramas no son generalmente necesarios para propósitos de diseño, pero -- pueden ayudar a programar la construcción.

Evidencia indirecta o reportes de "testigos", de niveles de anteriores avenidas, deben ser verificados con la información de gabinete disponible, tomando en con-- sideración la tendencia humana a exagerar eventos pasados. Evidencia de niveles-- mayores obtenidos en información de campo que los registrados en documentos ofi-- ciales, no deben sin embargo ser deshechados anticipadamente.

Capacidad del cauce y geometría hidráulica.- Esta información es básica para de-- terminar la longitud económica del puente y estimar la socavación, y puede ayu-- dar en la determinación del gasto de diseño. Un número suficiente de secciones -- transversales deben ser medidas para establecer un cauce promedio y una planta -- de la zona inundable en la longitud que está a consideración, generalmente de 3-- a 10 veces el ancho del cauce, dependiendo de la naturaleza del cauce. En la au-- sencia de caídas súbitas y cambios de pendiente o profundidad, una longitud de -- aproximadamente 10 a 20 anchos de cauce es normalmente suficiente para estable-- cer una pendiente promedio (fig. 2.2). La pendiente debe estar basada en la ca-- da a lo largo de la superficie del agua en lugar del lecho del cauce.

Datos geotécnicos.- Los puntos enlistados en la tabla 2.3 tienen relevancia úni-- camente para estimar la socavación, y no para otros aspectos de cimentación, co-- mo capacidad de carga, asentamientos y métodos de construcción.

Procesos costeros y en el cauce.- La determinación de las profundidades máximas-- de socavación es el punto más importante en corrientes aluviales, mismas que pue-- den requerir de investigación en una considerable longitud del cauce. Los son-- deos para determinar la socavación preferentemente deben ser practicados en con-- diciones de avenida; si bien en ocasiones, ésto no podrá ser realizable. El uso-- de los sondeos y determinación de la socavación existente, para estimar la soca-- vación en un puente propuesto, se discute en el Capítulo 4. Las dimensiones de -- la sección transversal y descargas deben obtenerse en relación con las de máxima

socavación, para que así puedan calcularse sus máximas velocidades asociadas. - Las refs. 2.8 y 2.9 hacen recomendaciones para determinar las profundidades de socavación en puentes existentes.

Trabajos de Ingeniería y control.- En algunas ocasiones habrá que tomar en cuenta, si ésta pudiera parecer una posibilidad razonable, las posibles consecuencias de fallas o daños en estructuras de represa aguas arriba. Es importante investigar no sólo las estructuras existentes y procesos en operación, sino también extensiones o modificaciones planeadas.

Información meteorológica y drenaje de cuencas.- La mayoría de la información -- listada, se requiere sólo cuando la información adecuada de gastos no está disponible. El área de drenaje aguas arriba de la localización debe ser siempre determinada. El uso de la otra información se indica en el Capítulo 3.

## 2.5 CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO.

En esta sección se recomiendan los criterios para hacer decisiones y seleccionar los factores clave, de tal suerte que se cumplan los requerimientos hidráulicos-básicos vistos en la sección 2.1. Los cálculos asociados y los detalles se indican en los caps. 3 a 5.

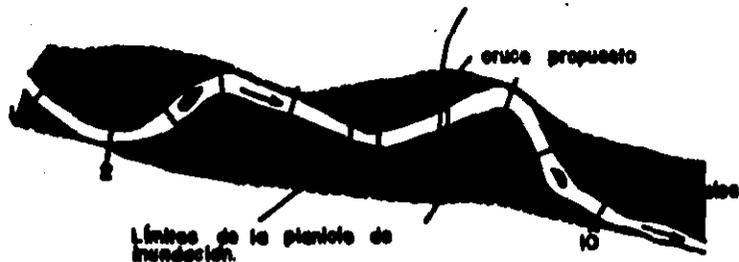
Localización del camino y el puente (aspectos hidráulicos).- Cuando se tienen -- disponibles varias opciones para la localización del cruce, los siguientes puntos deben ser considerados para llegar a una solución económica del camino y -- puente.

1

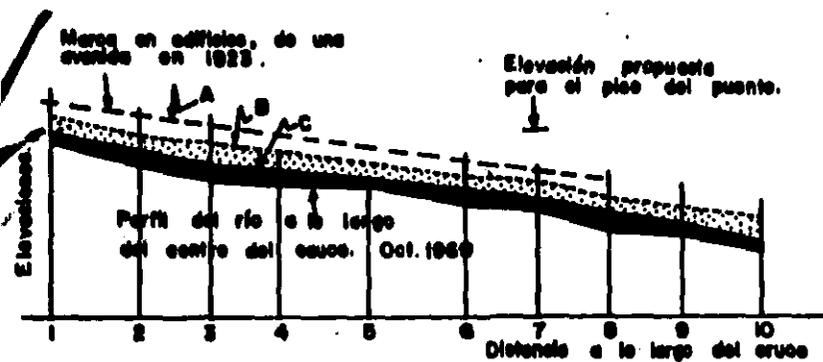
En el caso de caminos nuevos, especialmente en terrenos donde las corrientes o planicies inundables son características del paisaje, la mejor selección de ruta y más económica, puede depender en gran medida del costo de construcción del cruce y la protección del camino contra el agua de inundación. Estos aspectos deben ser investigados desde el principio en el proceso de planeación.

2

Las características del cauce y la geología pueden variar muy significativamente en la longitud de río en la que se están examinando posibles cruces. La preferencia se dará normalmente al lugar más estable que requiera el mínimo de trabajos de encauzamiento, de tal suerte que se tenga un buen alineamiento del flujo; a menos que el costo de los trabajos de encauzamiento, para hacer factible un lugar que naturalmente se muestra adverso, sea menor que el costo adicional que supondría relocalizar un nuevo lugar de cruce. En una corriente el riesgo de ero--



PLANTA



- A. Perfil supuesto de la avenida de 1923
- B. Perfil promedio de la planicie de inundación
- C. Perfil de aguas bajas en Oct. 1960.

PERFIL

Fig. 2.2 Planta y perfil de un tramo de río mostrando información útil de pendientes y elevaciones.

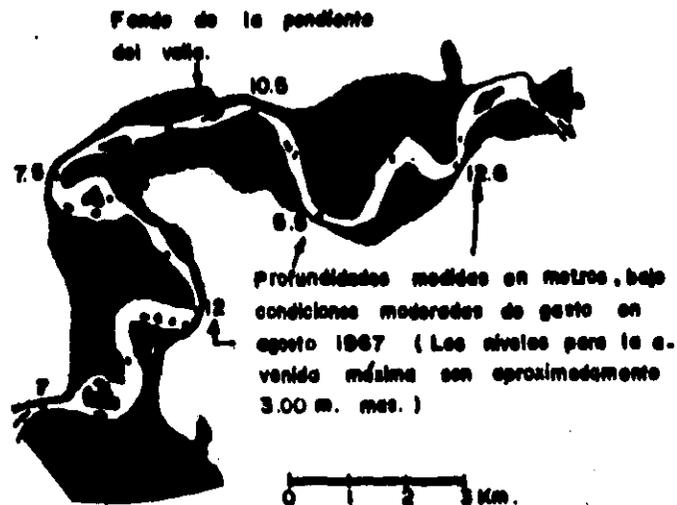


Fig. 2.3 Levantamiento de un río divergente, con fondo de grava, mostrando los cambios en ancho y profundidad de punto a punto.

sión en las márgenes o socavación, puede variar considerablemente en distancias cortas, por lo que es importante hacer cuidadosas investigaciones locales.

## 3

Generalmente, el alineamiento de un puente y la localización de la vía de agua, deben preferentemente ser arregladas para encajar con la localización y alineamiento del cauce principal; pero para corrientes divagantes, debe darse una cuidadosa atención a las tendencias pasadas y en proceso, usando la información — enunciada en la sección 2.4. En casos especiales, por ejemplo, corrientes altamente entrelazadas o corrientes con meandro pronunciado, una modificación substancial en el moldeo del cauce, puede ser económico y apropiado. Dicha modificación puede tomar la forma de un cauce diversificado, como se discutirá más adelante en el Capítulo 5, o el confinamiento de una corriente de múltiples cauces a un solo cauce principal.

## 4

Ha sido una tendencia preferir desarrollos rectos de cauce para cruces, y evitar curvas cerradas donde normalmente se muestre la sección transversal más angosta y profunda. Las curvas, sin embargo, pueden dar los lugares más económicos, no obstante las máximas profundidades y mayor riesgo al ataque de la corriente y socavación. (Fig. 2.3). En las curvas, si bien la máxima profundidad natural es mayor que en otros puntos, tiende a mantenerse en ese punto, mientras que en los desarrollos rectos puede cambiar de un lugar a otro. Especialmente en el tipo de corrientes que corre irregularmente entre altos acantilados y las pendientes del valle, una curva cerrada normalmente indica la presencia de material resistente a la erosión en la margen de fuera.

En corrientes con meandros en depósitos aluviales, sin embargo, pueden necesitarse en las curvas intensos trabajos de encauzamiento para estabilizar la localización del cauce.

## 5

El cruce de abanicos aluviales normalmente presenta continuos problemas de mantenimiento, debido al azolve del cauce y su tendencia a repentinos y drásticos cambios de alineamiento. Es normalmente preferible cruzar por el vértice del abanico, cuando la oportunidad está limitada por cauces divagantes.

## 6

Cuando un puente nuevo va a construirse cerca de uno existente, el efecto que — una estructura provoca en el flujo, puede afectar a la otra, y debe ser conside-

rado.

7

Deberán mantenerse discusiones con todas las dependencias que pudieran tener planes u otros trabajos, que pudieran afectar la decisión de localización, o que sus intereses puedan estar afectados por el cruce propuesto. La falta de atención en este punto, puede resultar en fallas de las estructuras y desperdicio de fondos.

8

El futuro comportamiento de erosión y divagación del cauce, deberá normalmente estimarse sobre la base de pasadas tendencias, como lo indique el estudio de mapas, aerofotos e investigaciones de campo. La historia de grandes avenidas, planeadas en otros estudios, si existen, deberán ser tomadas en cuenta, así como los posibles efectos modificadores de los trabajos propuestos.

Diseño del nivel máximo de agua y altura del puente.- La selección de los valores de diseño, así como los márgenes de seguridad, para la descarga y el nivel de aguas máximas, lleva a difíciles preguntas. El enfoque recomendado aquí, es adoptar valores de diseño que establezcan límites de capacidad de servicio para la estructura, y después asegurarse que bajo condiciones de diseño, los márgenes de seguridad son suficientes contra una falla estructural. Este margen deberá ser establecido en cada caso por el Ingeniero, tomando en cuenta la confiabilidad de la información en que los valores de diseño están basados, a la probabilidad de ocurrencia de valores mayores, a las consecuencias de falla, al tipo de estructura escogida, y a los factores económicos. La ref. 2.10 discute algunos aspectos de este problema.

Con el propósito de seleccionar la altura mínima para la superestructura del puente, el nivel de diseño de aguas máximas, deberá normalmente ser seleccionado después de hacer las siguientes consideraciones:

- El nivel histórico de aguas máximas, observado o registrado en el lugar, o inferido de niveles observados o registrados en otro punto del río, niveles desde los cuales pueden ser razonablemente transferidos al lugar en cuestión.
- El nivel de agua derivado del análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales, correspondiente a un periodo de retorno apropiado para la importancia y valor de la estructura. (Véase tabla 2.4).

Excepto que el puente haya sido diseñado deliberadamente para que pueda quedar -

sumergido, debe considerarse una altura libre entre el nivel de aguas máximas de diseño y la parte más baja de la superestructura. Las siguientes recomendaciones deben tomarse en consideración para determinar la altura libre:

- La altura de la ola máxima esperada por efecto del viento, cuando no se haya considerado ésta en la determinación del nivel de aguas máximas de diseño.
- El peso y proyección de troncos y otros escombros en flotación.
- Velocidades de navegación establecidas.
- Efectos de viento o marejadas, en aguas costeras, lagos y represas, cuando no se han considerado en la determinación del nivel de aguas máximas de diseño.
- El riesgo de la superestructura a daños por agua, hielo u objetos llevados por la corriente.

Gasto de diseño. - Para propósitos de diseño del estrechamiento del puente, y cálculo de velocidades, socavación y sobreelevación, el gasto de diseño obtenido de crecientes, mareas, o ambas en combinación, deberá ser seleccionado después de considerar lo siguiente:

- La avenida máxima histórica registrada en el lugar, o calculada en base a niveles de agua registrados en el lugar, o calculada en base a crecientes medidas en otros puntos del río, desde los que el gasto en el lugar pueda ser razonablemente inferido.
- La creciente derivada del análisis de frecuencias y correspondiente a condiciones de avenida y/o marea, con una frecuencia apropiada para la importancia y valor de la estructura. (Véase tabla 2.4).

Cuando la información disponible es insuficiente para conocer una estimación del gasto máximo en el lugar, en un período de tiempo razonablemente largo, o para permitir un análisis de frecuencias apropiado; el gasto de diseño puede ser estimado a través de un modelo lluvia-escurrencimiento. (Véase Capítulo 3).

Deben considerarse las avenidas máximas probables adoptadas por presas u otras estructuras importantes en la corriente en cuestión, reconociendo que su uso para el diseño de puente puede ser irrazonable.

Los siguientes puntos son también importantes para fijar el gasto de diseño:

TABLA 2.4

**GUIA DE FRECUENCIAS SUGERIDAS PARA AYUDAR EN LA SELECCION DEL NIVEL DE AGUAS MAXIMAS Y GASTO DE DISEÑO**

Esta guía no debe tomarse necesariamente como definitiva para los valores de diseño. Véase la secc. 2.5 para otros factores que deben considerarse y ref. 2.10- para el punto de vista crítico.

TIPO DE CAMINO (CLASIF. CGRA) *	TIPO DE PUENTE (t)	INTERVALO DE RECURRENCIA (AÑOS)
Autopista	Largo	200
	Corto	100
Arterial	Largo	100
	Corto	100
Colector	Largo	100
	Corto	50
Local	Largo	50
	Corto	25

\* CGRA.- Canadian Good Road Association, Ottawa 1963.

(t) Basado en la siguiente tabla.

TIPO DE CAMINO	DIMENSIONES MINIMAS PARA SER CONSIDERADO PUENTE LARGO	
	CLARO LIBRE (m)	LONG. PARAPETO (m)
Autopista	40	70
Arterial	35	55
Colector	28	45
Local	20	34

1

Cuando el gasto de diseño está basado en el máximo histórico, en un análisis de frecuencias, o cualquier otro método analítico, es aconsejable verificar si los registros históricos reflejan tendencias o discontinuidades en el régimen de flujo, resultante del cambio de usos del suelo, trabajos de Ingeniería u otras causas, y considerar si estos cambios pueden ocurrir en un futuro cercano.

2

Antes de hacer reducciones significativas en las crestas de las crecientes naturales, debidas a presas de almacenamiento o cualquier otra obra aguas arriba, deberá investigarse cuál será o es su operación.

3

La duración probable, así como la magnitud de las grandes avenidas, puede ser significativa, especialmente con referencia a la socavación.

4

El costo marginal obtenido por el incremento del valor de diseño, puede ser pequeño.

Longitud del puente.- Ya que el costo en la construcción de un puente es mucho mayor, por unidad de longitud, que los trabajos de terracerías, la máxima economía se logra usualmente, manteniendo el ancho efectivo en el estrechamiento no mayor que el necesario para cumplir los requerimientos hidráulicos básicos delineados en la sección 2.1. En ausencia de otras guías o restricciones, el proyectista debe estimar la socavación, remansos, velocidades, etc., bajo condiciones de gasto de diseño, para varios anchos, y seleccionar el arreglo óptimo que satisfaga los criterios de diseño y minimice el costo total de accesos carreteros, cimentaciones, superestructura y trabajos de encauzamiento, (Caps. 4 y 5). En general, un estrechamiento ajustado requerirá de cimentaciones más profundas y mayor gasto en trabajos de encauce. Si el cauce natural es severamente estrechado, el costo adicional de construcción en los trabajos de encauzamiento puede de hecho sobrepasar los ahorros en estructura, aunque puede haber también beneficios futuros.

En algunos casos, podría ser deseable disponer de un puente más largo que el que por razones estrictamente hidráulicas y económicas pudiera requerirse. Las razones que lo justificarían podrían ser: estéticas; el valor presente o futuro de la tierra que de otra manera estaría cubierto de altos terraplenes; u objeciones ambientales por obstruir las crecientes.

Normalmente no hay razón para dar preferencia a un cruce en ángulo recto, si las

consideraciones en el alineamiento del camino no lo sugieren, y las pilas y estribos están debidamente alineados con la dirección principal del flujo. Sin embargo, en el caso de un cruce esviado, el ancho efectivo del estrechamiento debe ser medido en ángulo recto a la dirección principal del flujo, y no a lo largo de la línea del eje del puente.

El comportamiento hidráulico y la capacidad del estrechamiento de puentes existentes, es una guía valiosa de la longitud requerida para un nuevo puente en otra localización sobre la misma corriente. En algunos casos, puede haber evidencia de que algunos claros en puentes existentes no han sido usados efectivamente, aún en crecientes severas. En otros casos, la experiencia puede indicar que el puente existente ha quedado corto, permitiendo deslaves en los remates de los accesos, sobrepasando los accesos carreteros o profundidades de socavación inaceptables de que ocurran. El peso que debe darse a estas evidencias, depende desde luego, de qué tanto hace que el puente existe, hasta qué punto ha resistido condiciones severas de crecientes y qué tanto las condiciones del lecho en la nueva localización son comparables con la existente.

Cuando una corriente tiene un cauce bien definido, con un ancho aproximadamente regular, y las crecientes fluyen más o menos confinadas en el cauce, la solución más obvia, en ausencia de otras restricciones, es fijar un solo claro que sea el ancho neto del cauce natural. En situaciones donde hay planicies bajas, donde una parte substancial del gasto de diseño escurre fuera del cauce, se requiere definir, si toda la creciente se transita por un solo estrechamiento en el cauce principal, o se proveen claros de alivio en la planicie. La primera solución es normalmente la más económica, pero si el camino cruza el valle en ángulo, claros de alivio o alcantarillas pueden ser necesarias para prevenir efectos excesivos de remanso. (Ver sección 4.8).

En el tipo de corrientes donde el ancho del cauce varía fuertemente de punto a punto, la sección más estrecha debe usarse normalmente como guía para determinar la longitud de puente más adecuada, tomando en consideración el flujo fuera del cauce.

Un diagrama para seleccionar el ancho del estrechamiento, con base en el gasto de diseño, donde no hay puentes existentes ni rasgos naturales que nos provean de una adecuada guía, se incluye en el Capítulo 4.

Otras restricciones de diseño.— Los siguientes factores pueden considerarse como parte del proceso del diseño hidráulico:

- Limitación en el estrechamiento del cauce y claros entre pilas, para evitar atascamientos de troncos.

- Altura libre y límites de velocidad para navegación.
- Límites en el remanso para prevenir reclamaciones de los propietarios aguas arriba.
- Límites en la socavación del lecho para prevenir peligros en estructuras adyacentes. (Tuberías enterradas, etc.).
- Límites en disminución del ancho del cauce, especialmente en corrientes rápidas, para prevenir estrangulamiento o ahogamiento del flujo.
- Reglamentos concernientes a: navegación, plantas hidroeléctricas, aserraderos, pesca.
- Objeciones ambientales por bloqueo de la planicie o valle, con los terraplenes del camino, o el uso de la tierra del valle para esos propósitos.

#### 2.6 REVISIÓN DE LAS PROPOSICIONES DE DISEÑO COMPLETO.

Como se indicó en la sección 2.3, la proposición de diseño completo debe ser normalmente revisada por un Ingeniero con experiencia, para verificar que se cumple con todos los requerimientos hidráulicos, antes de pasar al diseño detallado de la estructura.

En este punto, el diseño debe estar más o menos completo, con respecto a todas las partidas que afectan la hidráulica del puente, por ejemplo: alineamiento, altura, longitud, arreglo de pilas, dimensiones de las pilas, niveles de cimentación y trabajos de encauzamiento.

La tabla 2.5 sugiere una lista de verificación para el proceso de revisión.

**TABLA 2.5 LISTA DE VERIFICACION PARA REVISAR LA PROPUESTA DEL DISEÑO DE UN PROYECTO COMPLETO.**

ASPECTO DE DISEÑO	PREGUNTAS A SER CONTESTADAS
<p>Localización del puente y su alineamiento</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Muestran los planes claramente la relación entre el puente y trabajos asociados con el río, planicie, valle, etc.?</li> <li>- ¿Se muestran apropiados y económicos la localización seleccionada y el alineamiento, tomando en cuenta la naturaleza de la corriente y las necesidades del trazo?</li> <li>- ¿Se está dando atención a los efectos que causará en trabajos y propiedades adyacentes, o efectos de trabajos existentes sobre el puente propuesto?</li> </ul>
<p>Altura y ancho del puente</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Cómo el nivel de aguas máximas y el gasto de diseño han sido determinados?</li> <li>- ¿Se ha dejado una altura libre adecuada entre el nivel de aguas máximas de diseño y el fondo de la superestructura?</li> <li>- ¿Qué tan bien se mantendrá la estructura a una creciente o nivel de agua mayores que los valores de diseño?</li> <li>- ¿Cuál es la velocidad estimada y socavación en el estrechamiento, a máximo gasto?</li> <li>- ¿Es el estrechamiento más ancho de lo que parece necesario?</li> <li>- ¿Es posible el bloqueo por escombros o troncos?</li> </ul>
<p>Trabajos de encauce y accesos carreteros</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Se muestran los trabajos necesarios de encauzamiento, o se hacen provisiones para la construcción futura de ellos, si se demuestra que son necesarios?</li> <li>- ¿Están los terraplenes de acceso, muros de alineamiento, o trabajos de encauzamiento, seguros contra los efectos de erosión o deslizamiento, siguiendo la socavación al pie?</li> <li>- Si los accesos carreteros son confiables para quedar sumergidos en crecientes extremas, ¿se ha previsto una protección adecuada para evitar que sean deslavados?</li> </ul>

CONTINUACION DE TABLA 2.5.

<p>Trabajos de encauce y - accesos carreteros</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Han sido estimados los posibles efectos del proyecto, en caso de remanso?</li> <li>- ¿Se han hecho provisiones en el caso de un posible movimiento del cauce?</li> <li>- ¿Han sido los materiales y mano de obra especificados adecuadamente para protección contra la erosión?</li> </ul>
<p>Detalles de las pilas y remates de los accesos carreteros</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Están las cimentaciones seguras contra la socavación local y general estimada?</li> <li>- ¿Están las pilas, estribos y bloques de cimentación apropiadamente alineados con la dirección principal del flujo y adecuadamente con el alineamiento de la corriente?</li> <li>- ¿Han sido las pilas y zapatas diseñadas para minimizar la socavación local?</li> <li>- ¿Requiere la cimentación que se especifique material de relleno, u otra obra de protección contra la socavación local?</li> </ul>
<p>Construcción</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Causarán los procedimientos de construcción un bloqueo parcial del canal en el estrechamiento? Si es así, ¿cuáles serán las consecuencias de crecientes grandes durante el período de construcción?</li> <li>- ¿Qué provisiones se tomarán para remover totalmente los trabajos temporales de construcción, como ataguas, tabla-estacados, bernas, etc.?</li> <li>- ¿Se ha dado atención a la socavación local alrededor de las ataguas?</li> </ul>
<p>Aprobaciones y reglamentos</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Han sido cumplidos todos los reglamentos?</li> <li>- El proyecto tomado como un todo, ¿cumple con los niveles deseables para preservar las condiciones ambientales o las mejora? Si no, ¿se tienen alternativas suficientes para ser consideradas y apoyadas?</li> </ul>

## REFERENCIAS .

- 2.1 Matthes, G.H., 1956. River engineering. Capítulo del "American civil engineering practice". R.W. Abbett. New York: Wiley. -
- 2.2 Blench, T., 1957. "Regime behaviour of canals and rivers". London: Butterworth. -
- 2.3 Blench, T., 1969. "Mobile-bed fluviology". Edmonton: University of Alberta Press.
- 2.4 Morisawa, M., 1968. "Streams - their dynamics and morphology". Earth and Planetary Science Series. New York: McGraw-Hill.
- 2.5 Lueder, D.R., 1959. "Aerial photographic interpretation", especialmente los Capítulos 9 y 10, fluvial landforms. New York: McGraw-Hill. -
- 2.6 Neill, C.R., 1964. Alluvial processes and river channel regime. Trans. Eng. Inst. Can., 7, no. A-3. -
- 2.7 Harris, J.D., 1964. "Field hydrology investigations for river crossings". Bridge Division, Ontario Dept. of Highways.
- 2.8 Neill, C.R., 1964. "River-bed scour - a review for bridge engineers". CGRA Tech. Pub. 23 (reprinted 1970).
- 2.9 Maza J.A. y García Flores, 1978. "Velocidades medias para el inicio del movimiento de partículas". 5° Congreso Nacional de Hidráulica. Guadalajara, Jal., México.
- 2.10 Laurusen, E.M., 1970. Bridge design considering scour and risk. ASCE Transportation Eng. J., May. -

# **3**

## **ESTIMACIONES HIDROLOGICAS**

### 3.1 ANTECEDENTES.

En este Capítulo se hacen comentarios sobre algunos métodos que se han encontrado útiles para los Ingenieros de puentes; y se recomiendan fuentes de información más detallada. Los comentarios contenidos aquí, deben considerarse junto con los criterios básicos recomendados para el nivel de aguas máximas de diseño y gasto de diseño, ya mencionados en la sección 2.5.

Las referencias 3.1 a 3.3 son sobre libros de hidrología a los que Ingenieros que trabajan en la hidráulica de puentes, deben tener acceso; destacan los Capítulos más importantes al respecto. Otras referencias se mencionan en lugares apropiados de la presente Guía.

Independientemente de la secuencia de presentación que se sigue, o impresión que pueda darse por las referencias, no hay intención de implicar que la estimación de los gastos de las crecientes sea más importante que la estimación de niveles de aguas máximas. De hecho, ambos son importantes y están íntimamente relacionados. La estimación cuidadosa de los gastos es básica para todos aquellos lugares con lechos erosionables, especialmente cuando tiene un estrechamiento.

Hay métodos disponibles para estimar el gasto, mismos que pueden variar dentro de un rango de sofisticación, desde las fórmulas simples de escurrimiento, relacionando el gasto y el área de drenaje, hasta métodos hidrometeorológicos complejos, utilizando tormentas de diseño e hidrogramas unitarios. El primer método es aplicable para alcantarillas pequeñas, y el último a presas y estructuras relacionadas. Aquí se plantea principalmente el análisis de frecuencia de avenidas y métodos relacionados de la categoría intermedia, complementando cuando es necesario, con la estimación de la capacidad hidráulica de estructuras o cauces existentes. Se indican las limitaciones del análisis de frecuencias, y los requisitos en los criterios de frecuencia ya establecidos en la sección 2.5.

### 3.2 ANALISIS DE FRECUENCIA DE AVENIDAS PARA ESTACIONES DE MEDICION.

Información disponible.- La República Mexicana cuenta con una amplia red de estaciones climatológicas, controladas principalmente por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y en parte por la Comisión Federal de Electricidad y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

La Comisión del Plan Nacional Hidráulico elaboró un estudio que comprende los aspectos básicos de la red hidrológica del país y plantea las necesidades de información según los objetivos y nivel de estudio. En la tabla 3.1 se indica el número de estaciones climatológicas e hidrométricas en operación en la República -

Mexicana (ref. 3.4).

La dirección de Hidrología de la S.A.R.H. ha dividido el país en 37 regiones hidrológicas y tiene planos con la posición de las estaciones climatológicas e hidrométricas que se encuentran en cada una de ellas, con su nombre, años de registro y dependencia que las controla. Además de una serie de publicaciones, ha elaborado algunos atlas climáticos de diversas cuencas del país, así como las cartas de isoyetas medias anuales de la República Mexicana en el período de 1931 a 1970.

Respecto a la topografía de la zona que se requiere estudiar, hay planos a escala 1:100,000 y 1:500,000, prácticamente de toda la República, elaborados por el Departamento Cartográfico Militar para la Comisión Internacional Coordinadora -- del Levantamiento de la Carta Geográfica de la República Mexicana (1957). Además la Dirección General de Estudios del Territorio Nacional dispone de cartas a escala 1:50,000 de una amplia región del país.

En relación con el uso actual del suelo se dispone de planos elaborados por cartografía sinóptica dependiente de la S.A.R.H. y en forma parcial por la Dirección General de Estudios del Territorio Nacional. Se tiene una clasificación de uso potencial del suelo, en forma parcial, elaborada por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico y por la Dirección General de Estudios del Territorio Nacional, además la Dirección antes mencionada dispone de fotografías de vuelos realizados a diversas escalas.

En el Apéndice II se muestran las principales publicaciones en el país relacionadas con la información hidrológica.

Métodos para preparar las curvas de frecuencia.— Cuando hay estaciones de medición con buenos registros y a distancias razonables del lugar propuesto para el puente, pueden utilizarse en una primera aproximación las curvas de frecuencia de crecientes anuales registradas en estas estaciones para conocer el gasto de diseño para el puente. Es importante, sin embargo, que el período de registro sea lo suficientemente largo que justifique la extrapolación a la frecuencia de diseño deseada. Por ejemplo, puede ser razonable estimar una avenida en 50 años, en base a una o dos estaciones con registros de 30 años; pero estimar una avenida en 100 años en base a un solo registro de 10 años, normalmente es absurdo. La utilidad de una estación con registros cortos puede ser aumentada correlacionándola con estaciones de más largos períodos de registro, o usándolas en conjunción con curvas de frecuencia regional como se discute en la sección 3.3. Es difícil dar una regla general con relación al período mínimo de registro requerido para esti

TABLA 3.1 ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS E HIDROMÉTRICAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA EN 1970.

NUM.	ESTADO	NUMERO DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS		NUMERO DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS	
		PLUVIOMETROS	PLUVIOGRAFOS	ESCALAS	LIMNIGRAFOS
1	Aguascalientes	28	1	11	2
2	B. California	55	8	9	4
3	B. California Sur	56	8	2	1
4	Campeche	32	3	2	1
5	Coahuila	41	4	16	4
6	Colima	22	5	4	3
7	Chiapas	175	36	89	60
8	Chihuahua	140	7	29	14
9	Distrito Federal	54	14	4	1
10	Durango	83	10	27	12
11	Guanajuato	84	8	25	2
12	Guerrero	112	23	42	20
13	Hidalgo	66	13	25	13
14	Jalisco	170	16	67	42
15	México	173	25	82	28
16	Michoacán	132	14	68	30
17	Morales	36	2	16	6
18	Nayarit	44	5	21	17
19	Nuevo León	67	11	26	3
20	Oaxaca	184	29	46	24
21	Puebla	132	10	73	35
22	Querétaro	23	2	8	2
23	Quintana Roo	27	3	0	1
24	San Luis Potosí	103	6	22	9
25	Sinaloa	98	11	39	8
26	Sonora	102	11	32	17
27	Tabasco	42	10	16	6
28	Tamaulipas	87	15	31	14
29	Tlaxcala	28	3	4	1
30	Veracruz	195	22	60	41
31	Yucatán	37	7	0	0
32	Zacatecas	54	3	16	7
	<b>Total de Estaciones</b>	<b>2,682</b>	<b>345</b>	<b>912</b>	<b>428</b>

mar una frecuencia especificada, dado que depende de un número de factores estadísticos e hidrológicos: debido a fluctuaciones climáticas en el largo plazo, como por ejemplo, no puede considerarse que aún un registro de 50 años es necesariamente representativo de un período largo. Por tanto, la frecuencia de cualquier creciente, derivada del análisis de frecuencias, debe considerarse sólo como un estimado; hablar de la "avenida de 100 años" para una estación dada, implica un grado de confianza que normalmente es imposible de poseer. En términos estadísticos, extrapolación implica inferir las características de una población desconocida (por ejemplo, la sucesión de avenidas anuales a largo plazo) de propiedades observadas de una pequeña muestra.

Chow considera una buena aproximación para  $T = 3n$ , donde  $n$  es el número de años de registro y  $T$  el período de retorno.

Las técnicas de análisis gráfico de frecuencias de avenidas están bien descritos en la ref. 3.5. Para una estación cuyos registros se han mantenido sin interrupción, los pasos básicos de análisis son los siguientes:

1

Se enlistan los gastos máximos anuales y se jerarquizan después en orden decreciente de magnitud. Si es posible, los valores deben ser máximos instantáneos y no máximos diarios (véase fig. 3.1). Si no es posible por carencia de información, el análisis de frecuencias puede hacerse con valores diarios, haciéndose ajustes para derivar el gasto de diseño, como se indica más adelante.

2

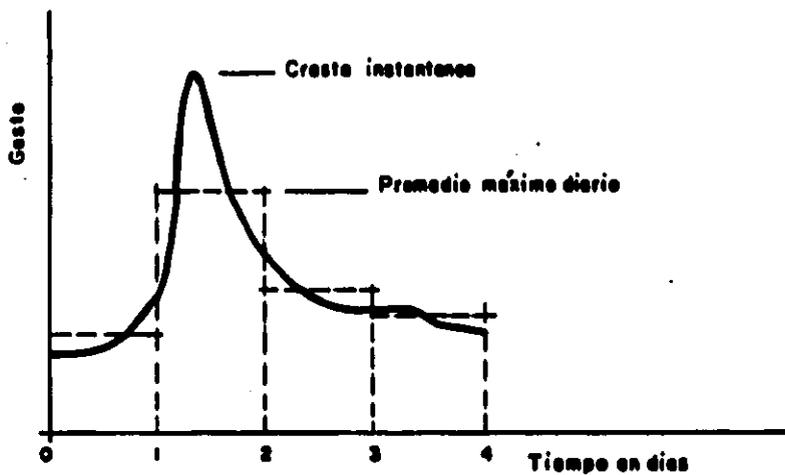
Se asigna a cada evento, un intervalo de recurrencia (años), o una frecuencia de excedencia (por ciento), de acuerdo con la fórmula:

$$T = \frac{100}{f} = \frac{n+1}{m} \dots\dots\dots (3.1)$$

donde "T" es el intervalo de recurrencia o período de retorno en años, "f" es la frecuencia de excedencia en por ciento, "n" es el número de años de registro enlistados y "m" es el rango del evento (al mayor 1; al siguiente 2 y así sucesivamente).

3

Se grafican los gastos contra frecuencias o intervalos de recurrencia para cada evento, en papel especial para graficar. Se pueden seleccionar entre varios diferentes papeles para graficar (fig. 3.2). La ref. 3.5 describe solo dos tipos, generalmente conocidos como Gumbel-aritmético y Gumbel-logarítmico. Ambos tienen -



**FIG. 2.1.-** Hidrograme de una cresta, ilustrando las diferencias entre la cresta instantanea y el gasto promedio máximo diario. Nótese que la relación depende del momento en el día que la cresta se presenta, así como también de los factores hidrologicos. En corrientes pequeñas rápidas, la relación puede ser mucho mayor que la mostrada aquí. Para corrientes grandes la diferencia puede ser despreciable.

en las abscisas la misma escala de intervalos de recurrencia (basados en la teoría estadística de valores extremos de Gumbel), pero uno tiene en las ordenadas una escala aritmética para gastos, y la otra una escala logarítmica. Un tercer tipo, es papel logarítmico-probabilidad normal, que tiene en las abscisas una escala de probabilidades Gausiana y en las ordenadas una escala logarítmica para el gasto. Realmente no importa qué tipo de papel es usado, si los puntos proporcionados están relacionados empíricamente por una curva, y la extrapolación para obtener valores se hace cuidadosamente. La idea general detrás de estos papeles y otros especiales es, sin embargo, el lograr una distribución teórica particular que haga ajustar a los datos trazando una línea recta a través de los puntos.

## 4

Se ajusta una curva a los puntos de información de un ajuste por mínimos cuadrados o bien con apoyo en una curva de distribución. Esta indica el porcentaje de años en los que el valor de un gasto dado puede ser igual o mayor o, alternativamente, el período promedio entre recurrencias para un gasto anual máximo dado.

La práctica común es usar el tipo de papel que tienda a dar el ajuste más cercano a la línea recta para la corriente o región en consideración, pero se puede trazar una curva si los datos así lo piden. La tabla 3.2 es un ejemplo de cómo arreglos lineales de los mismos datos en dos tipos diferentes de papel pueden resultar en estimados completamente diferentes en crecientes de 50 a 100 años, aún cuando las estaciones listadas tienen más de 50 años de registros.

Algunas complicaciones que aparecen al preparar las gráficas de frecuencia de avenidas, para ciertas estaciones, son las siguientes:

Registros cortos.- La ref. 3.6 recomienda cuando menos 10 años de registros continuos disponibles. Incluso 10 años tienen un uso limitado, a menos que se complete por correlación, o con curvas de frecuencia regional (véase sección 3.3).

Registros discontinuos.- Muchas estaciones hidrométricas tienen considerables interrupciones en sus registros. Cuando un registro es suficientemente largo y tiene una pequeña interrupción, puede ser justificable el estimar las crecientes faltantes por correlación con una estación cercana; de otra suerte, es preferible unir las diferentes secuencias registradas como si formaran un registro continuo.

Información histórica.- Estimados de gastos instantáneos, pueden tenerse disponibles para una o más avenidas históricas, con fechas anteriores al período de re-

INTERVALO DE RECURRENCIA (PERIODO DE RETORNO) EN AÑOS

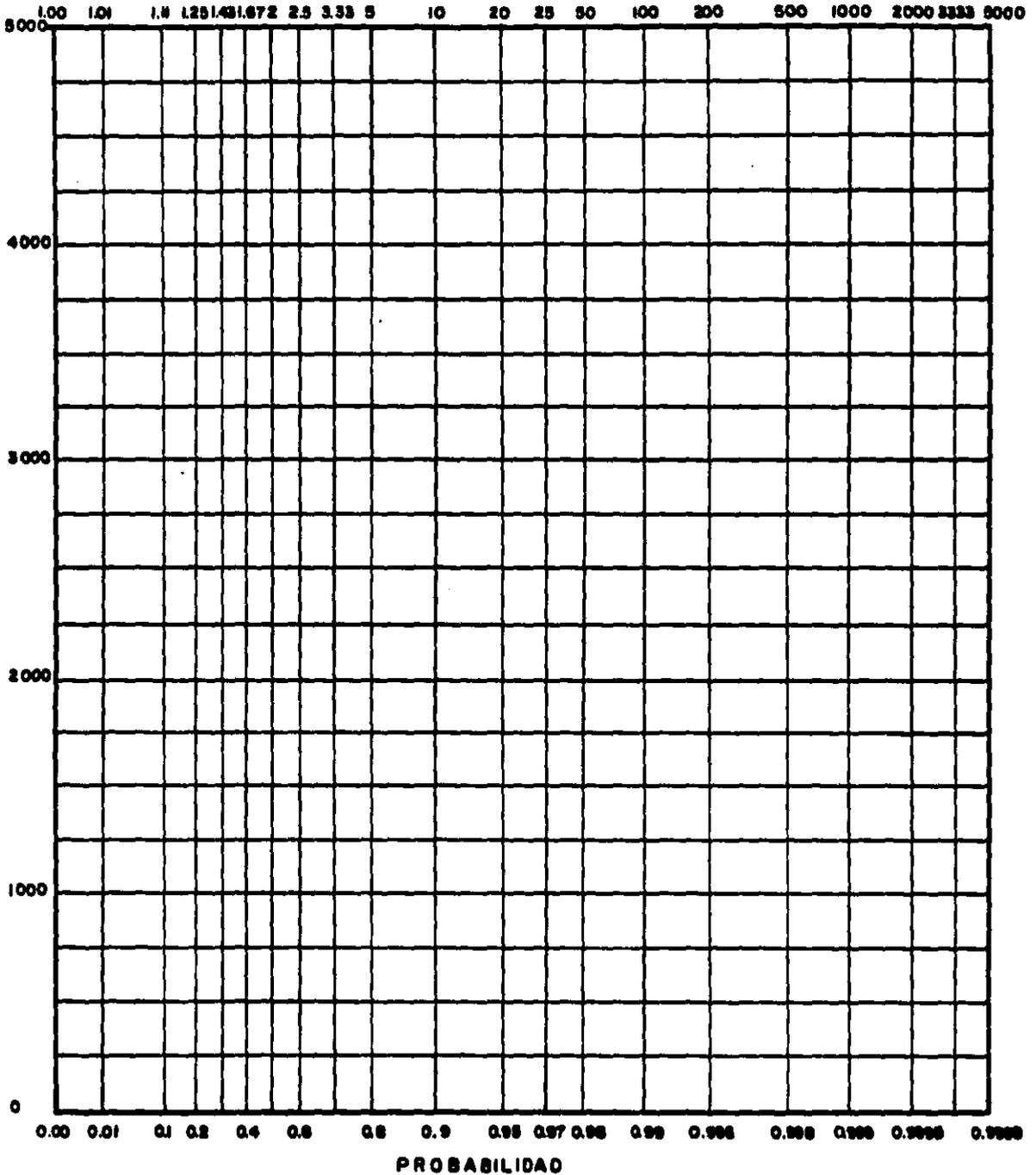


FIG. 32 PAPEL DE PROBABILIDADES DE GUMBEL (ARITMETICO)

**TABLA 3.2 COMPARACION DE PREDICCIONES DE GASTO PARA 6 ESTACIONES CON REGISTROS DE 50 AÑOS, MOSTRANDO RESULTADOS EN DIFERENTES PAPELES DE GRAFICADO, EN LOS QUE LAS DISTRIBUCIONES SE HAN AJUSTADO A UNA LINEA RECTA. (BASADOS EN LA REF. 3.7).**

ESTACION N°	AREA DE DRENAJE ( Km <sup>2</sup> )	GASTO MAXIMO DIARIO ( M <sup>3</sup> /SEG )			
		50 AÑOS		100 AÑOS	
		LOG.-PROB. NORMAL	LOG.-GUMBEL	LOG.-PROB. NORMAL	LOG.-GUMBEL
1	27,200	2,950	4,200	3,350	5,400
2	11,400	1,650	2,100	2,000	3,100
3	58,300	3,300	4,300	3,800	5,800
4	2,200	370	380	400	420
5	310	120	160	130	200
6	1,200	280	330	320	420

gistro. Si una avenida registrada ocurrió hace 60 años, y se cree que puede ser mayor que cualquiera de las previamente ocurridas en por lo menos 50 años, puede ser graficada en el intervalo de recurrencia de 100 años. La ref. 3.6 trata un mayor número de casos. Es importante que a la información histórica se le dé su debido peso.

Información heterogénea.- Los precedimientos convencionales consideran que la estación de registro de avenidas, representa una muestra aleatoria de una sola población estadística. Esto no es cierto si las avenidas anuales han sido afectadas por cambios naturales o interferencias humanas, o si las avenidas provienen de eventos meteorológicos esencialmente diferentes. En caso de duda, hay procedimientos estadísticos disponibles para probar la homogeneidad de una estación de registro (refs. 3.1 y 3.8). El principio básico es dividir los registros en dos partes y probar sus diferencias entre sus distribuciones y ver qué tan significativa es: si no es significativa, la información se acepta como homogénea. - Una curva de frecuencias no debe construirse de un conjunto de información heterogénea.

Avenida muy rara dentro del período de registro.- Un registro de 30 años puede contener una avenida cuyo verdadero intervalo de recurrencia es varios cientos de años, y cuyo graficado se dispararía de la línea de tendencia que se tendría de un graficado normal a 30 años. En tal caso, el punto extremo debe ser deshechado al trazar la curva o deberá usarse información regional para mejorar la estimación de su frecuencia real. La ref. 3.10 enlista programas de computadora para una información sistemática y graficado de datos de frecuencia de avenidas. - (Los puntos incorporados son de la forma Gumbel-aritmética, lo que puede resultar en una curva pronunciada para muchas estaciones). La ref. 3.9 trata sobre varios aspectos del análisis de frecuencias en una forma muy clara.

Uso de las curvas de frecuencia preparadas por otras dependencias.- En frecuentes ocasiones, los Ingenieros de puentes aprovechan las curvas de frecuencia de avenidas suministradas por otras dependencias. No obstante que mucho de lo que se menciona enseguida no es aplicable en estos casos, el usuario debe por lo menos tener cierta seguridad en cómo las curvas fueron preparadas, poniendo particular atención en los siguientes puntos:

- ¿Son los puntos graficados, gastos diarios o máximos instantáneos?
- ¿Son los puntos representativos de toda la información disponible, o sólo parte de los registros? Y si es así, ¿por qué?

- ¿Tienen datos disponibles de avenidas históricas (precedentes al registro sistemático de crecientes) incluidas?
- ¿Fue la gráfica preparada sólo con información registrada, o se usaron técnicas de correlación para sintetizar avenidas en años faltantes de registros incompletos?
- Si se muestra una curva, ¿cómo se llegó a ella?
- ¿Cuándo se actualizó la curva?
- ¿Qué tan confiable es la información para las avenidas mayores?

Límites de confianza en las curvas de frecuencia de gasto.- Algunos autores defienden el graficar los "límites de confianza" en las curvas de frecuencia de gasto para indicar la confiabilidad relativa de las crecientes estimadas para varios intervalos de recurrencia. Un método para calcular éstos está delineado en las páginas 8.31 a 8.33 en la ref. 3.3. Véase la fig. 3.5 para un ejemplo de límites de confianza graficados en una curva de frecuencia regional.

Relación entre máxima diaria e instantánea.- Como se mencionó antes, muchos de los registros viejos anuales de avenidas, están disponibles sólo en la forma de promedios máximos diarios, en lugar de los instantáneos necesarios para diseño. En regiones con escurrimientos rápidos, el gasto instantáneo puede ser de 20 a 200% mayor que el correspondiente gasto máximo diario, dependiendo del área de drenaje y otros factores (fig. 3.1). Cuencas grandes o altamente retentivas pueden producir crestas ligeramente mayores que los gastos máximos diarios.

Convertir gastos diarios a instantáneos representa un problema difícil en el que la literatura publicada da muy poca guía. Cuando los instantáneos están disponibles para la mayor parte del período registrado, es preferible ajustar el gasto máximo diario de los otros años antes de graficar la curva de frecuencias, usando los factores empíricos multiplicadores que parezcan más indicados con la información disponible. Cuando por falta de información, la curva de frecuencias es graficada usando los valores diarios registrados, la avenida de diseño estimada tomada de la curva debe ser multiplicada por un factor de corrección. La fig. 3.3 muestra relaciones instantáneo/diario contra áreas de drenaje, para una región hidrológicamente homogénea; la curva envolvente ha sido usada para obtener los factores de corrección empíricos.

### 3.3 ADICIONES AL ANALISIS DE FRECUENCIAS.

En la mayoría de los casos, el análisis de frecuencias de una estación de medición no puede ser aplicado directamente a la localización del puente sin que ha-

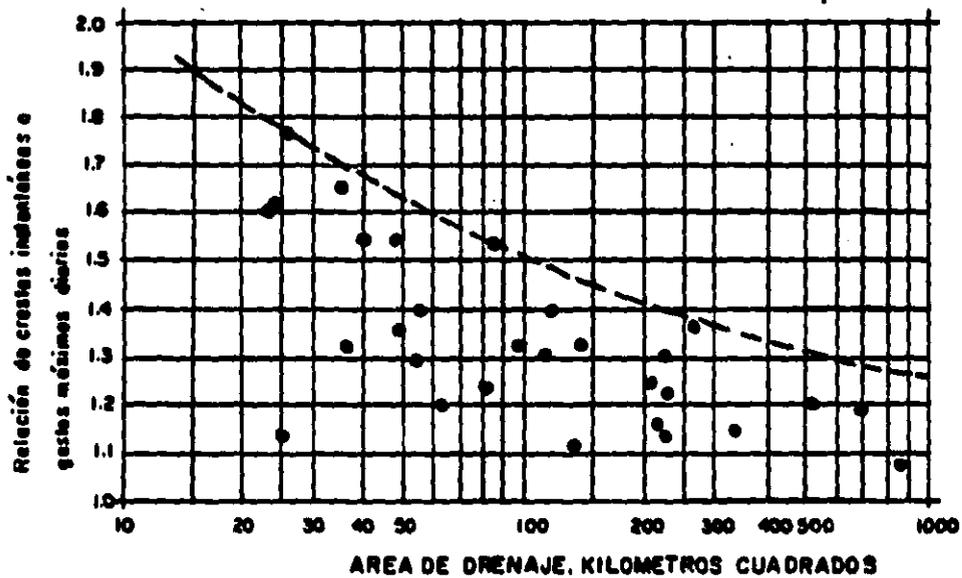


FIG. 3.3.— Gráfica ejemplo, que muestra la relación entre la cresta instantánea anual y el gasto diario máximo anual, dentro de una región homogénea.

ya una extensión o transposición de datos, debido a la distancia a la estación de medición más cercana, falta de registros en un período de tiempo suficiente, aparente incompatibilidad de curvas de frecuencia disponibles, etc. A continuación se tratan varios métodos de transposición o extensión de información de una estación:

Interpolación de valores de una distribución de gastos.- Si se dispone de curvas razonablemente confiables para estaciones aguas arriba y aguas abajo del lugar propuesto, éstas pueden graficarse en una sola hoja para permitir su interpolación (fig. 3.4a). Como una primera aproximación, los gastos correspondientes para una frecuencia dada, para las dos estaciones, pueden ser graficados contra el área de drenaje de la estación en papel log-log, uniendo los puntos por una línea recta, así como el gasto correspondiente para el área de drenaje en el lugar del puente (fig. 3.4b). (Como una regla general en regiones homogéneas, las crecientes extremas tienden a incrementarse aproximadamente conforme la raíz cuadrada del área de drenaje, y las avenidas medias anuales, conforme a una potencia de 0.8 del área. El ejemplo de la fig. 3.4 no sigue esta tendencia debido a que la cuenca no es homogénea).

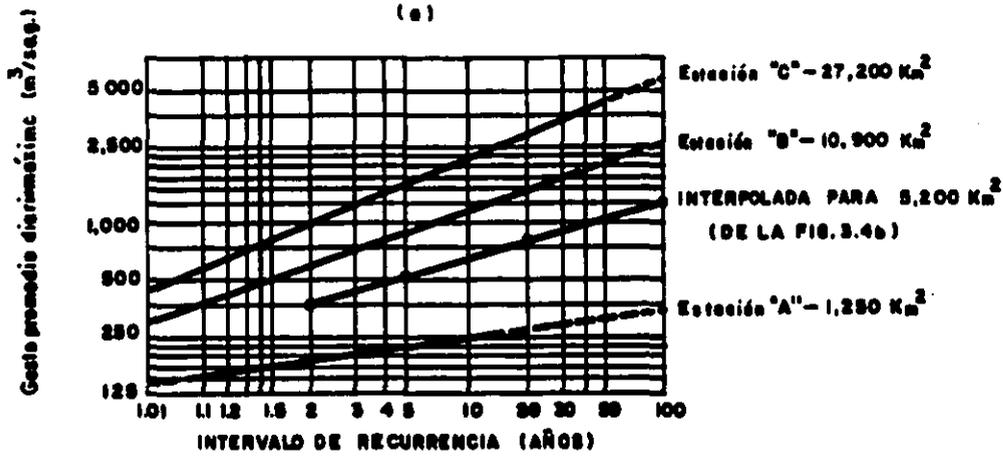
Si las estaciones aguas arriba y aguas abajo, tienen períodos de registro muy diferentes, puede ser aconsejable ajustarlos a un período común.

El método de interpolación mencionado, puede hacerse extensivo a lugares con corrientes sin medición, si hay disponibles curvas de frecuencia confiables para estaciones en la misma cuenca, o en cuencas adyacentes que sean muy similares -- con respecto a factores que afectan el escurrimiento de la avenida: clima, topografía, geología, suelos y usos del suelo. Es preferible en este caso que al menos se disponga de tres estaciones, y así el área de drenaje en el lugar, caerá dentro del rango de áreas representadas. El estimado de gasto así obtenido deberá ser comparado con estimados obtenidos por otros métodos, cuando ésto sea posible.

Análisis regional de distribuciones de gasto.- El U.S. Geological Survey usa el método del análisis de frecuencias de gastos regionales, detallado en la ref. -- 3.6 diseñado para sobrepasar la dificultad presentada por errores en muestreos grandes en registros individuales de estación, y permitir que las crecientes bajas de frecuencias sean estimadas para corrientes sin medición con cierto grado de seguridad. Los pasos básicos son los siguientes:

1

Se selecciona tentativamente una región que se piensa es hidrológicamente homo--



Basado en datos registrados localmente ———  
 Extrapolado - - - - -

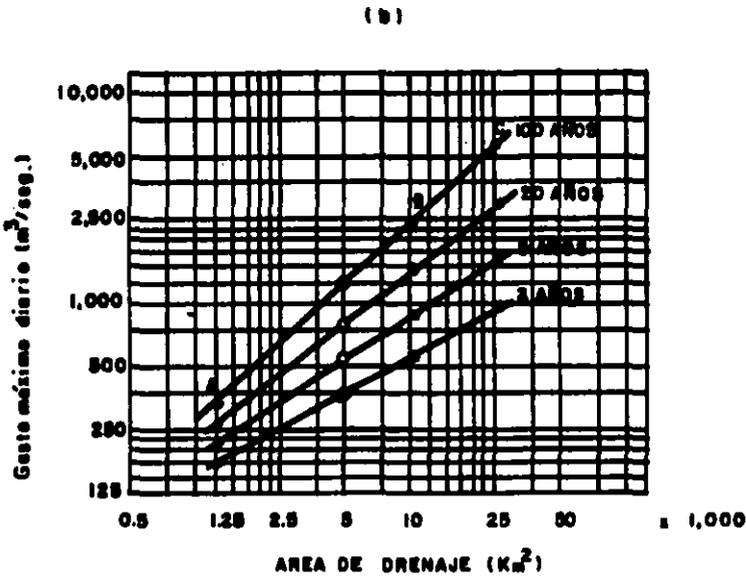


FIG. 3.4- Ejemplo de interpolación para una curva de frecuencia entre estaciones de medición. (a) Sobrepone curvas de frecuencia para tres estaciones de medición y interpolando curva para una localización intermedia. (b) Gráfico de gastos contra áreas de drenaje, usado para determinar la curva de interpolación en (a).

génea con respecto a clima, topografía, etc.

2

Se seleccionan todas las estaciones dentro de la región que tengan registros de 5 años o más y se tabulan sus gastos máximos anuales instantáneos.

3

Se adopta un período de registro común en forma arbitraria, correspondiente más o menos a los períodos más largos de las estaciones.

4

Las crecientes faltantes para las estaciones de períodos más cortos se sintetizan a través de técnicas de correlación para dar a todas las estaciones aparentemente el mismo tiempo de registro (véase a continuación comentarios sobre la correlación).

5

Para cada estación se preparan curvas de frecuencia de acuerdo con el período común de registro. Se usan los valores sintéticos de gastos para asignar números de jerarquía, así como para calcular los intervalos de recurrencia con Ec. 3.1, pero no se grafican.

6

La relación de la avenida de 10 años a la de 2.33 años (la posterior corresponde a la creciente anual media en la escala Gumbel) es eliminada de cada curva de frecuencia. Se está considerando que en los pasos precedentes se han obtenido en cada estación, estimados razonables para la avenida de 10 años.

7

Para la creciente de relación 10 años/2.33 años se hace una prueba de homogeneidad usando una carta preparada especialmente. Si un punto cae fuera de la banda especificada, quiere decir que hay oportunidad de que pertenezca a la misma población si conforme a los otros puntos es menos de 1 en 20, y las fronteras regionales originales son ajustadas. Si todos los puntos caen dentro de la banda, la región seleccionada es aceptada como homogénea.

8

Si la homogeneidad es aceptada, las curvas de frecuencia de todas las estaciones son promediadas en una sola curva (fig. 3.5a), quedando graficadas relaciones de gastos de diferentes intervalos de recurrencia con el gasto medio anual. Esta curva supuestamente define la pendiente de la curva de frecuencia de flujo en —

cualquier punto de la región.

Si la curva regional de frecuencia está disponible, puede usarse de diferentes maneras:

1

Incluso 5 años de registro pueden dar estimados razonables de la creciente anual media en la mayoría de las estaciones. La curva regional puede entonces ser usada para estimar crecientes de bajas frecuencias en estaciones de poco periodo de registro.

2

Una carta regional de crecientes anuales medias contra áreas de drenaje puede ser preparada (fig. 3.5b). Esta carta puede entonces ser usada en conjunción con la curva regional de frecuencias para estimar crecientes de baja frecuencia en lugares sin registro. La ref. 3.6 detalla la preparación de dicha carta.

3

Puede prepararse una tabla (Ejemplo tabla 3.3) mostrando relaciones de conversión para crecientes de varias frecuencias.

**TABLA 3.3 EJEMPLO DE UNA TABLA DERIVADA DE LA CURVA REGIONAL DE FRECUENCIA, MOSTRANDO RELACIONES APROXIMADAS DE CONVERSION DE CRECIENTES DE VARIAS FRECUENCIAS.**

INTERVALO DE RECORRENCIA $T_2$	INTERVALO DE RECORRENCIA $T_1$					
	2.33	5	10	25	50	100
2.33	1.00	1.45	1.80	2.26	2.59	2.93
5	0.69	1.00	1.24	1.56	1.79	2.02
10	0.56	0.81	1.00	1.26	1.44	1.63
25	0.44	0.64	0.80	1.00	1.14	1.30
50	0.39	0.56	0.70	0.88	1.00	1.14
100	0.34	0.50	0.62	0.78	0.89	1.00

Por ejemplo: Para la región usada, el gasto de 100 años ( $T_1$ ) es aproximadamente 2.9 veces el gasto de 2.33 años ( $T_2$ ), o 1.3 veces el gasto de 25 años.

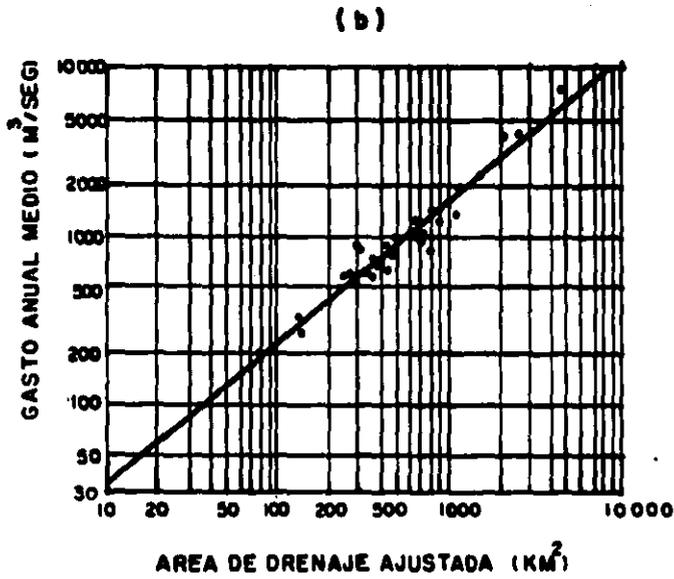
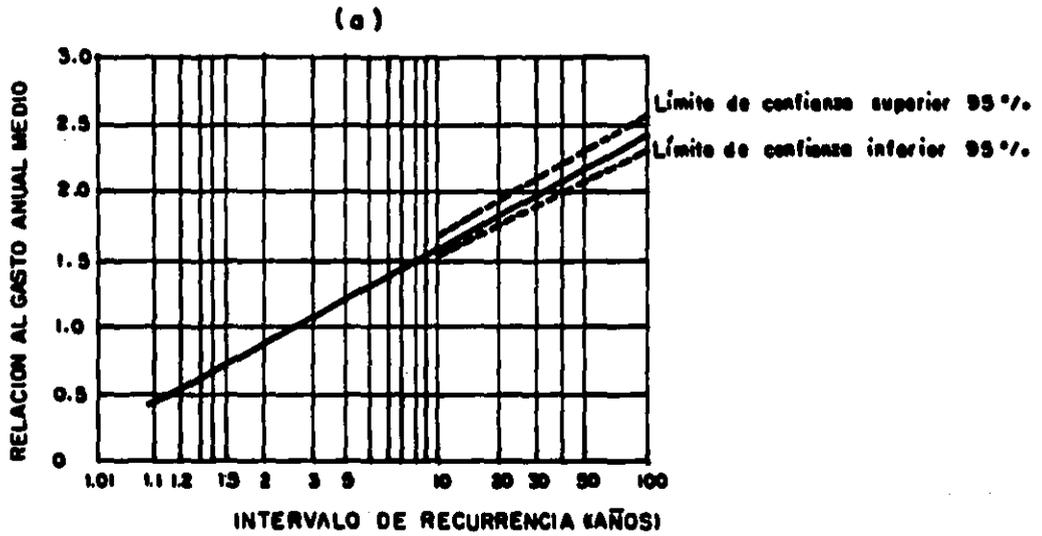


FIG. 3.5 - Ejemplo de una curva regional de frecuencia y (b) la correlación asociada del gasto anual medio con el área de drenaje ajustada. Obsérvese que el papel Gumbel-Aritmético es usado en (a) y papel log-log. en (b).

Algunas dificultades en el estudio de frecuencia regional son:

1

El periodo de registro puede no ser climatológicamente representativo de un periodo largo.

2

La selección de las fronteras regionales requiere conocimiento y experiencia en varios aspectos del área que va a ser analizada. La prueba de homogeneidad estadística no puede probar que la región seleccionada es físicamente homogénea, ya que sólo provee los medios para detectar fuertes discrepancias.

3

Zonas montañosas y áreas adyacentes pueden requerir divisiones en regiones tan pequeñas, que el análisis se hace imposible o de muy poco valor práctico.

En México, un intento de regionalización para determinar los gastos máximos en toda la República, con objeto de estimar gastos máximos anuales para diferentes periodos de retorno, ha sido realizado por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico (ref. 3.11) y actualmente está en preparación una segunda aproximación que está elaborando la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica de la S.A.R.H.

La forma de realizarlo y los resultados obtenidos se describen a continuación. - Para definir regiones homogéneas desde el punto de vista de los factores que inciden en la formación de avenidas, se tomó en cuenta la incidencia de ciclones, - la incidencia de otros fenómenos meteorológicos y la localización de barreras -- orográficas; así como la distribución de la lluvia máxima diaria y los parámetros geomorfológicos en las cuencas: área, pendiente y longitud del cauce.

Se seleccionaron 206 estaciones hidrométricas, distribuidas en todo el país en donde los registros de gastos máximos anuales tienen un periodo mínimo de 8 años, y las series de gastos máximos anuales son independientes entre sí. Esto -- permitió definir 13 regiones homogéneas, mostradas en la fig. 3.6 con un total -- de 3721 estaciones-año.

Correlación de crecientes entre dos estaciones.- Se ha hecho referencia a técnicas de correlación usadas para ampliar los registros de estaciones de periodos -- cortos, como un paso en el método del Geological Survey de análisis de frecuencia regional. El método puede también ser usado para mejorar el aprovechamiento de un solo registro corto, si se puede demostrar que las crecientes anuales observadas en la estación de registro corto, correlacionan aceptablemente con crecientes correspondientes en una estación de periodo largo de registro en la mis-



na región. Esto involucra los siguientes pasos:

1

Cada creciente anual en la estación de período corto de registro se grafica o ta bula contra la creciente anual correspondiente en la estación de período largo - de registro. El grado de correlación y su significancia puede mostrarse en cual- quiera de las dos formas, gráfica o analíticamente.

2

Si la correlación es juzgada aceptable, las crecientes anuales en la estación de período corto de registro son estimadas para los años faltantes de registro, en- términos de una línea de ajuste gráfico, o la ecuación de regresión.

3

Los intervalos de recurrencia son calculados para la estación de período corto - de registro, usando las series de crecientes anuales, tanto registradas como sin te tizadas.

4

La curva de frecuencias de flujo es preparada para la estación de período corto- de registro, graficando y ajustando sólo los valores de crecientes registradas.- (Esto es, los valores sintetizados son usados únicamente para asignar frecuencias o intervalos de recurrencia).

Un ejemplo de la versión gráfica de este método está dada en la ref. 3.6. La --- ref. 3.12 (Capítulo 16) puede ser consultada para mayores detalles del análisis- de correlación, incluyendo pruebas para la significación de la correlación deri- vada.

Los estimados de frecuencia de flujo, derivados por correlación con una o dos es- taciones solamente, no pueden ser confiables sin una comparación con otros méto- dos.

#### 3.4 HIDROGRAMA UNITARIO.

El principio básico del método del hidrograma unitario, mismo que se describe en detalle en las refs. 3.1 a 3.3 y 3.13, es que la creciente es estimada en base a una tormenta de diseño considerada, usando el comportamiento de una creciente, a una tormenta previamente registrada de menor magnitud. Este método puede ser usa do para estaciones con pocos años de registro, a condición de que estén disponi- bles registros de alturas de precipitación, por lo menos para una tormenta inten- sa aislada de corta duración y distribución razonablemente uniforme en espacio y tiempo.

El método ha sido utilizado ampliamente para estimar gastos de proyecto y máximos probables para presas y estructuras relacionadas. Generalmente no se asigna una frecuencia definida a la creciente derivada. No obstante que el método del hidrograma unitario no ha sido generalmente usado para el diseño de puentes, hay casos donde el desarrollo del hidrograma unitario para otras aplicaciones puede ser útil. En áreas donde hay más información sobre precipitación que información de las corrientes, el método del hidrograma unitario hace posible el usar ésta información.

### 3.5 METODOS HIDRAULICOS PARA ESTIMACION DE AVENIDAS.

Las mediciones y cálculos hidráulicos pueden ser usados algunas veces, cuando no hay información hidrológica o cuando no es factible el análisis hidrológico de la información registrada de la corriente. Algunos procedimientos adecuados se describen muy generalmente a continuación:

Medida directa por integración de área velocidad.- La integración del producto del área y velocidad media, en una sección transversal a la corriente, proporciona el gasto total. Medidores de corriente, suspendidos a profundidades apropiadas dan la medición más confiable de la velocidad, pero si su empleo no es posible, se pueden valuar las velocidades superficiales a través del tiempo de movimiento de flotadores. (La velocidad media en una vertical, es normalmente del orden de  $0.85 \times$  velocidad superficial). Las profundidades deben ser medidas usando utensilios pesados o por reflejo del sonido. La fig. 4.4 muestra la naturaleza general de un perfil vertical de velocidades en una corriente.

Las refs. 3.1, 3.3 y 3.14 cubren en detalle las mediciones en una corriente. Bajo condiciones favorables, la medición de una corriente, debe llevar a una aproximación en la determinación del gasto que varíe en un mínimo porcentaje.

No obstante que las oficinas de Caminos no están organizadas generalmente para hacer mediciones, en regiones donde la información de crecientes es dispersa, y las estaciones formales de medición escasas, debe aprovecharse cualquier oportunidad para medir las grandes avenidas, incluso aproximadamente. Información así-obtenida puede ser de un gran valor más tarde.

Método de área-pendiente.- El método es descrito brevemente en las refs. 3.1 a 3.3, y en mayor detalle en la ref. 3.14. El principio básico, es que la pendiente en la superficie del agua y el área de la sección transversal durante una avenida, están determinados por las marcas de las aguas máximas y la sección levantada topográficamente; y el gasto correspondiente es calculado a través de la fórmula Manning o alguna similar. Es necesario, ya sea, estimar el coeficiente -

de rugosidad de experiencias locales o en información listada en fuentes como -- las refs. 3.14; 3.15 (Capítulo 5), o determinar el coeficiente de rugosidad midiendo con gastos pequeños y considerar que es aplicable para gastos grandes. - El método de área-pendiente puede llevar errores substanciales en estimar el gasto por varias razones. Cuando una parte apreciable del gasto fluye fuera del cauce, es normalmente muy difícil estimar un coeficiente de rugosidad apropiado para la planicie; así como también, el intercambio de flujo entre el cauce y la -- planicie, hace que la aplicación simple de la fórmula de Manning sea incorrecta. Cuando la sección transversal del cauce cambia apreciablemente durante las avenidas, debido a socavación y rellenos, es muy difícil asegurar cuál es el área -- apropiada de la sección transversal. Los efectos de irregularidad en ancho y profundidad son también difíciles de ser considerados. De acuerdo a la ref. 3.2, un error del 10% en el gasto puede ser esperado aún bajo las condiciones más favorables.

Flujo sobre vertedores, presas y terraplenes.- Los gastos máximos instantáneos -- en vertedores y presas, pueden ser estimados por fórmulas estandar de verted-- ras, dados en textos de hidráulica (ref. 3.15 Capítulo 14). La ref. 3.14 comenta aspectos prácticos sobre el método.

Presas pequeñas pueden ser parcialmente rebasadas durante grandes avenidas y el gasto calculado debe entonces ser usado con precaución si la historia de la presa es desconocida. Conociendo el gasto transitado, como a través de las turbinas y canales de sobre flujo, deben ser adicionados al gasto sobre la presa. Cuidado también debe tenerse de asegurarse que no hubo atoramiento en troncos en el lu-- gar, al tiempo que se presentó la avenida. El flujo sobre los terraplenes del ca-- mino puede ser estimado usando las fórmulas de vertedores, como se describe en -- la ref. 3.16.

Flujo a través de alcantarillas.- Si los niveles de aguas máximas, aguas arriba-- y aguas abajo, pueden ser asegurados, un estimado razonable del gasto máximo ins-- tantáneo en una alcantarilla puede hacerse con ayuda de la ref. 3.17 u otras re-- ferencias de hidráulica de alcantarillas como la ref. 3.18. Las cartas recomen-- das son para uso de alcantarillas de paredes sólidas, ajustes apropiados deberán hacerse para alcantarillas de paredes erosionables, estimando el incremento de -- área en la sección transversal debida a socavación.

Tirantes grandes pueden dar como resultado un volumen considerable de almacena-- miento temporal, que, a menos que haya sido compensado, puede resultar en un gas-- to calculado significativamente más bajo a través de la alcantarilla, que el ver--

dadero gasto instantáneo con relación al escurrimiento. Los posibles efectos de la alcantarilla parcialmente bloqueada y el flujo a través de la roca de relleno deben ser también considerados.

Flujo a través del estrechamiento en el puente.- La estimación indirecta del gasto máximo instantáneo a través del estrechamiento en el puente, en base a las marcas observadas de aguas máximas, es tratado con todo detalle en la ref. 3.19. El método es adecuado sólo cuando las elevaciones en el lecho durante la avenida son conocidas con una razonable precisión, y generalmente tiende a subestimar -- crecientes en lugares con lechos socavables. Cuando el lecho es socavable, puede hacerse un estimado grueso, multiplicando la velocidad media "competente" estimada para el material de lecho (tabla 4.1 y fig. 4.10), por el área de la sección transversal de la avenida, en el puente.

### 3.6 ESTIMACION DEL NIVEL DE AGUAS MAXIMAS.

Niveles requeridos de aguas máximas.- El diseño del nivel de aguas máximas se necesita para cálculos en el canal de acceso al puente, y para establecer la altura en el puente. Los niveles de agua requeridos para estos dos propósitos no son necesariamente los mismos; por ejemplo, en el caso de un río donde los escenarios de mayores niveles ocurren con acumulaciones de hielo y relativamente pequeños gastos; en tal caso, el nivel de aguas crítico para cálculos de socavación será menor que el nivel crítico para la altura libre de la superestructura. Otro caso similar, incluye controles aguas abajo, variables; por ejemplo, cerca de una confluencia o la desembocadura, donde diferentes niveles de diseño para aguas máximas pueden requerirse para cálculos de socavación y remanso, dado que la máxima socavación tenderá a ocurrir con escenarios bajos aguas abajo, mientras el máximo remanso tenderá a ocurrir con escenarios altos aguas abajo. La posibilidad de varias condiciones debe ser establecida, con la ayuda de toda la información disponible del cuerpo de agua, aguas abajo.

En la estimación de niveles de aguas máximas, la seguridad primaria la debemos tener mientras sea posible, en cuidadosas investigaciones de campo, encuestas locales e investigación de documentos históricos. La información así obtenida debe ser comparada con la información registrada en las estaciones hidrométricas, y complementada por procedimientos analíticos descritos a continuación. La ref. -- 2.7 debe ser consultada para mayores detalles sobre investigaciones de campo.

Curvas de elevación-gasto.- En la mayoría de las estaciones hidrométricas, se presenta una relación razonablemente estable entre los niveles de agua y gasto, -- relación que está normalmente graficada como una curva. Las curvas son actualiza

das de tiempo en tiempo, de acuerdo con las últimas observaciones, pero en muchos casos, las diferencias de año a año varían significativamente para propósitos de la hidráulica de puentes. En algunos lugares, sin embargo, la curva de estado de gastos es bastante inestable debido a cambios en el lecho del cauce o efectos de remanso provocados por cuerpos de agua, aguas abajo, y pueden cambiar drásticamente durante las grandes avenidas. Una tendencia persistente de subir o bajar la curva, es indicativo de una progresiva degradación o azolvamiento del cauce.

La curva de gastos-elevaciones dentro del cauce es usualmente más o menos en forma parabólica y en línea recta en papel log-log, el eje de las ordenadas es ajustado para mostrar niveles arriba en estado que corresponde a gasto cero (la medición cero es normalmente un dato arbitrario). Es necesario frecuentemente estimar un escenario para el gasto de diseño, estimado que excede cualquier gasto registrado. Esto puede hacerse extrapolando en la curva, pero esto debe hacerse tomando precaución donde el gasto de diseño comprende un porcentaje substancial escurriendo fuera del cauce, o donde el lecho del río es susceptible a la socavación. Las refs. 3.2 y 3.14 discuten este procedimiento con mayor detalle.

Una curva sintética del estado de gasto en cualquier punto de una corriente puede ser construido, aplicando el método de área-pendiente para calcular el gasto en diferentes escenarios, sin embargo, los resultados pueden ser erróneos, a menos que verificaciones independientes puedan realizarse para uno o dos de los puntos más altos. Las investigaciones de campo deben darnos una verificación, pero habrá que tenerse especial cuidado que las elevaciones así obtenidas no incluyen remansos debidos a acumulaciones de escombros, u otras causas extrañas.

Transferencia de niveles de aguas máximas a lo largo del río.- En la transferencia de niveles de aguas máximas aguas arriba o aguas abajo, o interpolar entre dos estaciones, las alturas de la superficie del agua deben ser referidas a un "escenario de referencias" o "plano de nivel" que representa la pendiente de la superficie del agua para una condición consistente de flujo. El plano de referencia más conveniente es normalmente el que corresponde al gasto medio del río, del mayor período; ya que esta condición normalmente está razonablemente bien definida. La extensión a la que las alturas de flujo arriba del plano de referencia pueden ser transferidas o interpoladas, es afectada grandemente por cambios en la sección transversal del cauce, pendiente y la presencia de tributarios. Sin embargo, en algunos casos, una representación razonablemente consistente es obtenida si los escenarios máximos observados en varios puntos, son graficados a lo largo del perfil de la pendiente del río.

### 3.7 CONSIDERACION ESPECIAL PARA GASTOS QUE SE PRESENTAN MUY RARAS VECES.

En regiones que pudieran estar sujetas, en períodos de tiempo muy largos, a tormentas tropicales, o cualquier suceso poco usual, puede ser necesario considerar la posibilidad de una avenida mucho más grande que cualquiera predecible por métodos normales de análisis de frecuencias. La estimación de tales avenidas por consideraciones hidrometeorológicas u otras, debe ser realizada por una persona muy experimentada.

Cuando avenidas extraordinarias muy poco usuales, resultan de eventos meteorológicos raramente presentados y que han sido registrados en la región en consideración, decidir que tanto "peso" debe darse a este hecho en el diseño de un puente, es un problema difícil. Consideraciones de tipo económico, legal y ambiental deben ser muy bien razonadas, antes de aceptar la responsabilidad de diseñar para una avenida de menor magnitud.

## R E F E R E N C I A S .

- 3.1 Springall, R., 1970. "Hidrología". Publicación del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. D7. México D.F. -
- 3.2 Linsley, R.K., M.A. Kholer and J.L.H. Paulhus, 1958. "Hydrology for Engineers". Capítulos 4, 9 y 11. New York McGraw-Hill. -
- 3.3 Chow, V.T., 1964. "Handbook of applied hydrology". Secciones 8, 14, 15 y 25. New York McGraw-Hill.
- 3.4 Red hidrológica. Elementos básicos "Documentación de la Comisión del Plan-Nacional Hidráulico". SARH, no. 3 (1975).
- 3.5 Springall, R., 1975. "Análisis estadístico y probabilístico de datos hidrológicos". Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F.
- 3.6 Dalrymple, T., 1960. "Flood Frequency Analysis". U.S. Geological Survey. - Washington. Water Supply Paper, 1543-A.
- 3.7 Neill, C.R., D.I. Bray, M.F. Schouten, and J.R. Card, 1970. "Selected characteristics of streamflow in Alberta". Research Council of Alberta in Association with Water Resources Division. Govt. of Alberta. -
- 3.8 Bogardi, J.L., and Szigyarto, 1966. "Mathematical statistics as a method for hydrological investigations". Manual no. 7. International Course on Hydrological Methods, Research Inst. for Water Resources Development, Budapest. -
- 3.9 Kuiper, E., 1959. Practical flood frequency analysis. In Proceedings of Canadian Hydrology Symposium no. 1. (Spillway Design Floods). Ottawa: NRC Sub-Committee on Hydrology. -
- 3.10 U.S. Bureau of Public Roads, 1966. "Electronic computer program for flood-record compilation and frequency plot". Program HY-5; Washington.
- 3.11 SARH. "Plan Nacional Hidráulico, 1975, Segunda Parte". Subsecretaría de Planeación, SARH, (1975). -
- 3.12 Moroney, M.J., 1956. "Facts from figures". London: Penguin Books. -
- 3.13 U.S. Bureau of Reclamation, 1960. "Design of small dams". Capítulo 11. "Flood Studies". Washington. -
- 3.14 Corbett, D.M., and others, (reprinted) 1962. "Stream gaging procedure". U.S. Geological Survey, Washington. Water Supply Paper 888. -

- 3.15 Chow, V.T., 1959. "Open channel Hydraulics". New York McGraw-Hill. -
- 3.16 Yarnell, D., 1930. "Flow of flood water over railway of highway embank- -  
ments". Public Roads. Washington. 11 no. 2.
- 3.17 U.S. Bureau of Public Roads, 1964. "Hydraulic charts for the selection of-  
highway culverts". Hydraulic Engineering Circular no. 5 Washington.
- 3.18 Sotelo, A.G., 1973. "Drenaje en Carreteras y Aeropuertos". Publicación no.  
315, Instituto de Ingenieria U.N.A.M.
- 3.19 Mathai, H.F., 1968. "Measurement of peak discharges at width contractions-  
by indirect Methods". Techniques of Water Resources Investigations, 3er.  
volumen. Capitulo A4. Washington: U.S. Geological Survey.

# **4**

## **DISEÑO DEL ESTRECHAMIENTO PARA EFECTOS DE SOCAVACION Y REMANSO**

#### 4.1 TIPOS DE SOCAVACION EN PUENTES Y SUS EFECTOS.

Terminología.- "Socavación" es usado aquí para expresar el descenso por erosión en el lecho del cauce debajo de un nivel considerado natural u otro plano de referencia apropiado, tendiente a exponer o minar la cimentación que de otra suerte debería mantenerse enterrada. "Profundidad socavada" se refiere a la profundidad del material removido debajo del plano de referencia, y "tirante de socavación" se refiere a la profundidad del agua sobre el lecho socavado bajo condiciones establecidas de flujo. La fig. 4.1 ilustra estos términos.

Nos referimos a un cruce de puente como "sin control", cuando no hay una contracción significativa o realineamiento de la corriente natural, impuesta por los accesos carreteros o trabajos de encauce.

Todos los demás casos se referirán a "estrechamientos controlados". Deberá tomarse en cuenta la posibilidad de que el cruce sea inicialmente "sin control", y pueda ser más tarde "controlado" como resultado de cambios en el cauce.

Categorías principales de socavación en puentes.- La socavación en puentes puede ser dividida en cuatro grandes categorías, como sigue:

1

Socavación general a través de un estrechamiento controlado, asociado con una -- contracción del flujo a través del estrechamiento (fig. 4.2).

2

Socavación local alrededor de las pilas, estribos, remates de los muros guía en las márgenes y terraplenes, asociados con sistemas de vórtices inducidos por obstrucciones en el flujo.

3

Socavación natural en cauces de aluvión y cauces sujetos a mareas, asociados con variaciones en las condiciones del flujo y procesos en el cauce, incluyendo el - transporte de material del lecho, cambios de forma en el lecho y desviaciones en el cauce. (Fig. 4.3).

4

Degradación progresiva en el perfil del cauce asociada con un proceso geológico, o por cambios de régimen aguas arriba o aguas abajo provocados por el hombre.

La socavación observada o esperada en un puente dado, puede representar una combinación de estas categorías, así como otros efectos menos comunes. Para mayores detalles en diversos fenómenos de socavación y sus causas, se pueden consultar - las refs. 4.1; 4.2 y 4.3, así como las referencias que en ellas se indican.

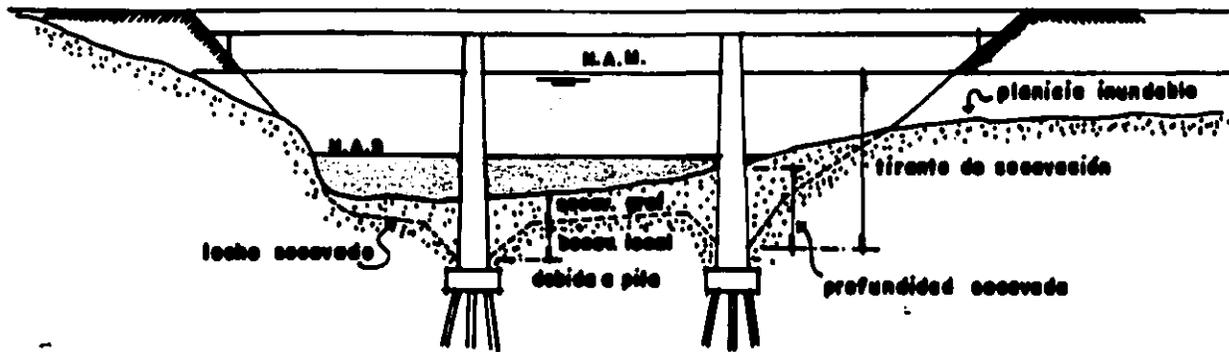


FIGURA 4.1: Sección transversal en el estrechamiento de un puente donde se ilustra la terminología para excavación.

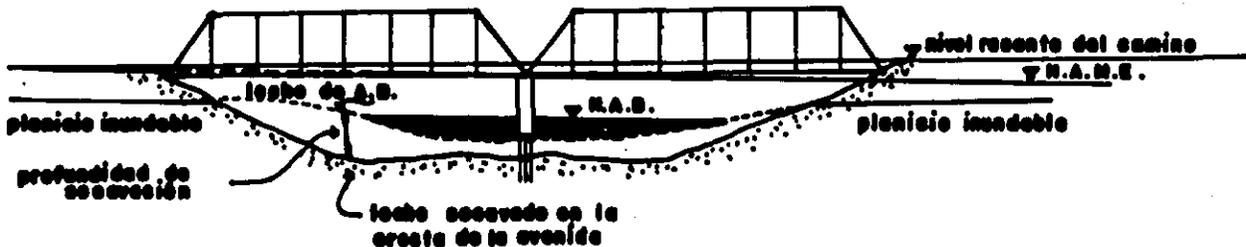


FIGURA 4.2: Ejemplo mostrando la excavación general en el estrechamiento resultante del paso de una avenida, medida por sondas desde el puente

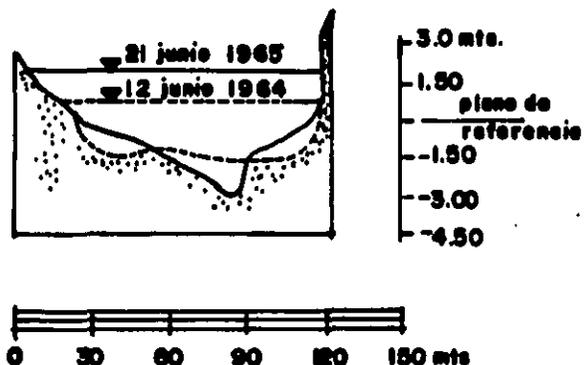


FIGURA 4.3: Sección transversal de un río en elevación, mostrando los perfiles bajo diferentes condiciones de flujo.

Métodos para estimar la socavación.- Las secciones 4.4, 4.5 y 4.6 a continuación sugieren métodos para estimar las primeras tres de las cuatro principales categorías de socavación listadas anteriormente, y la sección 4.7 trata sobre los efectos combinados. La cuarta categoría, degradación progresiva del perfil del cauce, no es usualmente susceptible de calcularse, y debe cuando es apropiado, estimarse en base a pasadas tendencias o planes de futuros proyectos, como se indica en el Capítulo 2.

Las referencias 4.1 a 4.4 tratan sobre varias fórmulas y diagramas sobre socavación. Un ejemplo de estimación de socavación, por los métodos propuestos, se da aquí, en el Apéndice III.

Factores que afectan la socavación.- La profundidad y el área de socavación en un puente dado y a un tiempo dado, puede ser afectada por cualquiera o todos los factores siguientes:

- Pendiente-alineamiento natural y variaciones del cauce.
- Tipo y cantidad del material de lecho en transporte.
- Historia de avenidas anteriores y recientes.
- Acumulación de hielo, troncos u otros escombros.
- Contracción y/o realineamiento del flujo debido al puente y sus accesos.
- Distribución y geometrías de los trabajos de encauzamiento.
- Geometría y alineamiento de las pilas.
- Clasificación, estratificación y consolidación de los materiales del lecho, y debajo de él.
- Colocación o pérdida de enrocamiento u otros materiales de protección.
- Cambios naturales o provocados por el hombre en los regímenes de flujo o sedimentación.
- Accidentes, como el colapso de una estructura cercana.

El orden en que estos factores están listados, no tiene la intención de ser indicativo de importancia relativa, ya que ésta varía de caso a caso.

#### 4.2 INFLUENCIA DE ALGUNOS FACTORES FISICOS EN LA SOCAVACION.

El propósito de esta sección es delinear algunas consideraciones físicas que deben tenerse en cuenta cuando se estime la socavación para diseño o al analizar - casos observados.

Factores principales que influyen en la erosión de materiales.- El poder erosivo del agua escurriendo en las fronteras de un cauce, es determinado principalmente

por el esfuerzo cortante local o el arrastre ejercido por el flujo en la frontera, y por las velocidades asociadas y fluctuaciones turbulentas de la velocidad cerca de la frontera. La relación entre velocidades locales a velocidades promedio en la sección transversal, es compleja y depende de la profundidad del flujo, rugosidad de la frontera y geometría del cauce.

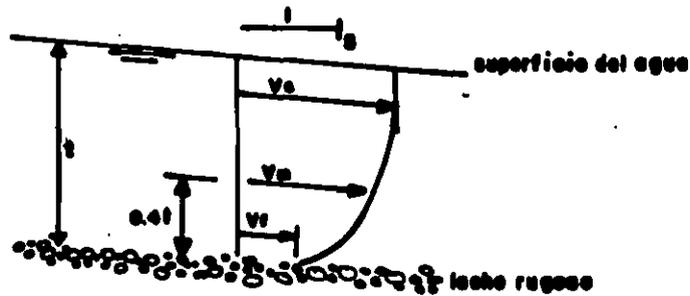
El fenómeno de macro-turbulencia, como remolinos, flujo helicoidal, y oleaje pueden ser también factores importantes que influyan en la socavación. Velocidades promedio y profundidades, nos dan en el mejor de los casos, una indicación gruesa del poder de erosión, pero cálculos basados en mediciones más refinadas, es impracticable en la Ingeniería de puentes en muchos casos. La fig. 4.4 ilustra las relaciones entre velocidades a diferentes profundidades en una corriente ancha.

La resistencia a la erosión en materiales no cohesivos, depende principalmente - del tamaño del grano, distribución de tamaños, de la densidad del grano y en segunda instancia a la forma del grano, orientación y trabazón. El criterio práctico para arena y grava está usualmente basado solamente en el tamaño del grano, - considerando una densidad de aproximadamente 2.6 para rocas naturales. Es usualmente considerado que una mezcla puede ser representada por un solo tamaño, como el tamaño medio por peso ( $D_{50}$ ); esta consideración no es necesariamente justificable para ciertos tipos de mezclas.

La resistencia a la erosión de los materiales cohesivos de grano fino, depende - de un número de factores fisicoquímicos y ambientales, dado que la unión entre - las partículas debe romperse antes que la erosión pueda iniciarse. Las pruebas - estandar de mecánica de suelos no han probado ser satisfactorias para tomarse como base en el establecimiento de un criterio sobre la resistencia a la erosión - (ref. 4.5), y aunque alguna forma de prueba directa de socavación parece ser estable, no hay disponibles guías estandar para dicha prueba.

Para areniscas suaves y gravas-arenas poco cementadas es importante investigar - si el medio cementante será disuelto durante la vida de la estructura, a un punto en que el material actúe como no cohesivo. Materiales laminados como las pizarras duras, pueden parecer capaces de soportar altas velocidades, pero en la práctica pueden tender a exfoliarse durante las grandes avenidas.

Proporciones de socavación. - La proporción de socavación en diferentes materiales y situaciones varía ampliamente. La proporción depende no sólo de la relación "poder de socavación" a "resistencia a la socavación", sino también al equilibrio entre el material erosionable y el material depositable. Bajo condiciones de flujo estable, la mayoría de las situaciones de socavación, alcanzan un esta-



**FIGURA 4.4.- Perfil vertical de velocidades y relaciones aproximadas de velocidad en un canal recto y amplio de lecho rugoso. El esfuerzo cortante promedio en el fondo es  $\tau_0$ .**

**La velocidad superficial  $V_s$  es aproximadamente 1.1 a 1.2 veces la velocidad media  $V_m$ .**

**La velocidad de fondo  $V_f$ , está normalmente en el rango de 0.3 a 0.7 veces  $V_m$ . La velocidad de fondo está por lo tanto definida debido a las variaciones en el gradiente de velocidades y las fuertes fluctuaciones de turbulencia. Las partículas en el fondo experimentan fuerzas fluctuantes de levante y arrastre, aun cuando la velocidad superficial sea relativamente estable.**

do final o condición de equilibrio. Bajo condiciones de flujo naturalmente inestable, una topografía de socavación final es necesariamente obtenida en una sola avenida, pero puede desarrollarse progresivamente al cabo de una serie de ellas. Los métodos para estimar la socavación aquí propuestos están basados en el supuesto de que los gastos de diseño persisten lo suficiente o se presentan con una frecuencia tal, que producen una condición de socavación final, en el material bajo efectos. Durante una avenida típica, con su crecimiento y disminución, la socavación tiende a quedarse atrás de la descarga, es decir, la socavación máxima ocurre después que la cresta de la avenida ha pasado.

Materiales heterogéneos y limitaciones geológicas.- El lecho de un cauce puede estar formado por una sucesión de capas de diferentes resistencias a la socavación. Cuando una capa, cubre a otra de material de menor resistencia erosionable, puede ser aconsejable prevenir que la socavación penetre la capa resistente, por medio de un cuidadoso diseño o adoptando medidas especiales de protección.

Quando la socavación ocurre en una mezcla de material granular de graduación amplia, o un material cohesivo que contiene piedras, puede esperarse una "pavimentación" de la depresión con el material más grueso de la mezcla, considerando que las proporciones generales de socavación y transporte del material del lecho del cauce son relativamente bajas. Si el lecho del cauce está generalmente en movimiento vigoroso, sin embargo, no necesariamente ocurrirá la "pavimentación". - Cuando se apliquen los métodos sugeridos a continuación, debe ser recordado que la presencia de estratos más resistentes pueden imponer un límite a la posible profundidad de socavación. Una evaluación cuidadosa de la estratigrafía del sublecho, como se indica en las investigaciones geofísicas y perforaciones de sondeo, es de principal importancia.

Tipo de cimentación y diseño de pilas.- La profundidad de la socavación local en una pila, puede ser grandemente afectada por la geometría de la pila y su cimentación, así como por el procedimiento de construcción y trabajos temporales. Estos puntos son tratados más ampliamente en secciones siguientes de esta guía. - Es frecuente considerar que las cimentaciones de pilotes dan más seguridad contra la socavación que las zapatas aisladas, pero no son inmunes necesariamente a sus consecuencias, como se ha registrado en algunas fallas (ref. 4.6). Es esencial investigar los posibles efectos de la socavación en la estabilidad de los pilotes, tomando en cuenta las fuerzas de hielo y flujo en consideración, donde sea apropiado.

Transporte de carga de fondo.- A medida que en la corriente crece el gasto, se -

crea una tendencia a aumentar la carga de fondo y producir socavación en las curvas, contracciones y obstrucciones. En corrientes que llevan carga de fondo, la socavación para un gasto dado, tienden a alcanzar un límite después de un cierto tiempo, debido a que la carga de fondo suministra material con la misma rapidez que las corrientes de socavación pueden removerlo. Hay experimentos que indican que la peor socavación no necesariamente puede ocurrir en las más altas crecientes.

#### 4.3 PROCEDIMIENTOS SUGERIDOS PARA EL DISEÑO DEL ESTRECHAMIENTO.

Diagrama de flujo.- La fig. 4.5 delinea un proceso tentativo para el diseño o verificación de un estrechamiento. Este diagrama, de hecho, constituye una ampliación de la parte media de la fig. 2.1.

Tanteo para el ancho del estrechamiento.- Cuando no hay disponible otra gufa que nos dé el ancho del estrechamiento (véase sección 2.7), un primer tanteo para el ancho del estrechamiento puede ser seleccionado de la fig. 4.6. Esta está basada en una fórmula empírica de "régimen" para cauces estables en aluvión.

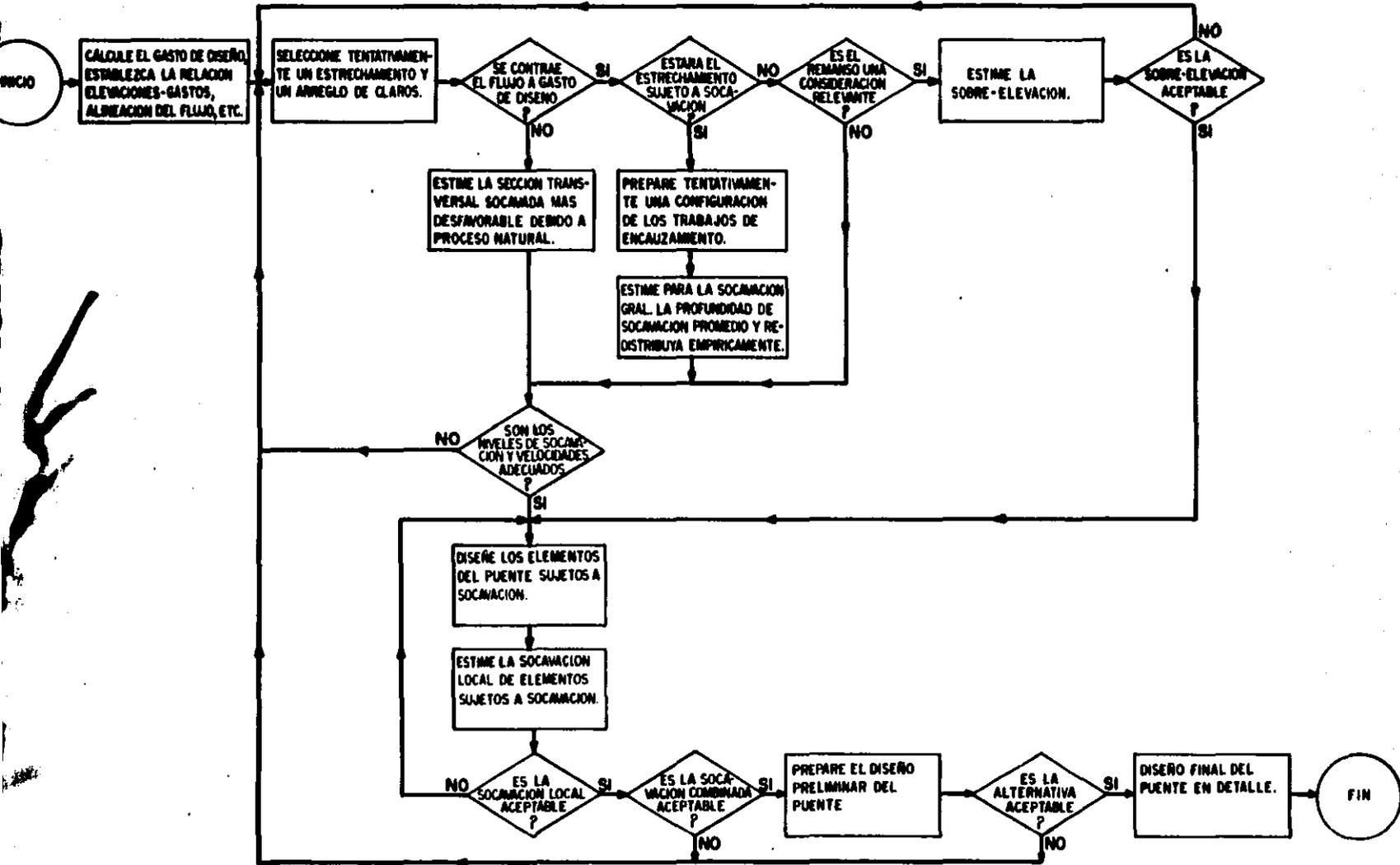
$$B_g = CQ^{1/2} \dots\dots\dots (4.1)$$

Donde  $B_g$  es el ancho neto en la superficie del estrechamiento, en condiciones de gasto de diseño;  $Q$  es el gasto de diseño; y  $C$  un coeficiente. Esta fórmula fué propuesta originalmente por Lacey (ref. 4.7) para canales de lecho de arena y ríos, donde  $C = 2.67$  cuando  $B_g$  y  $Q$  están en unidades de pies-segundos. El rango sugerido en la carta, es de  $C = 1.8$  a  $C = 2.7$ . El extremo superior del rango debe ser usado para cauces cambiantes y materiales arenosos, pero para cauces relativamente estables en materiales más resistentes a la socavación, el valor más bajo debe ser usado, sujeto a confirmación de experiencias locales. Ajustes posteriores del ancho del estrechamiento, se harán en términos económicos, después de considerar la socavación y otros factores, como se indica en la sección 2.7 y fig. 4.5. El ancho final adoptado puede bien caer debajo del rango indicado por la fig. 4.6.

El ancho del estrechamiento y el área de la sección transversal deberán siempre ser calculados normales a la dirección principal del flujo, como entra al puente en las mayores crecientes.

Modelos Hidráulicos.- Cuando los resultados de los diseños propuestos son difíciles de predecir debido a la complejidad de la situación hidráulica, o donde la estructura es particularmente importante o costosa, el estudio con modelo hidráulico puede lograr economías considerables en el costo total del proyecto. Los mo

FIG. 4.5 DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL DISEÑO O VERIFICACION DE UN ESTRECHAMIENTO.



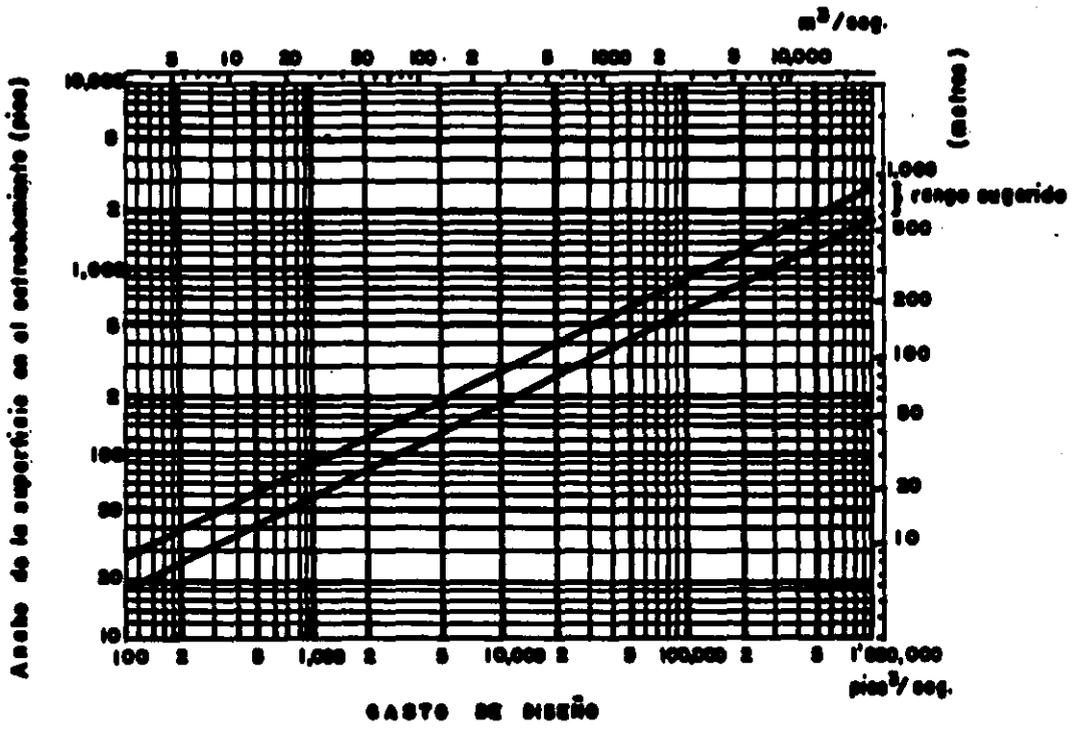


FIGURA 4.0 - Diagrama para seleccionar un tamaño del ancho del estrechamiento, basado en la fórmula de régimen de Lacey, para cauces estuariales.

delos pueden ser valiosos para visualizar los problemas de diseño, incluso cuando el comportamiento no puede ser interpretado confiablemente en el sentido cuantitativo. Modelos de fondo móvil en cruces propuestos nos darán generalmente indicaciones útiles de distribución de socavación y tendencias, pero en muchos casos, las dificultades de escala son muy grandes, y no puede confiarse que el modelo nos dé una predicción suficientemente aproximada del tirante socavado.

#### 4.4 SOCAVACION GENERAL EN ESTRECHAMIENTOS CONTROLADOS.

Circunstancias aplicables.- Los métodos de estimación referidos a continuación, tienen la intención de ser aplicados donde el puente y trabajos de encauzamiento asociados, contraen o realinean el flujo natural, y en donde un estrechamiento artificial es de hecho creado, con fronteras a cada lado, que son los terraplenes de acceso o los muros gufa en las márgenes. El problema es entonces estimar tirantes socavados, debidos al gasto de diseño a través del estrechamiento controlado. Siempre que sea posible, dos o más de los cuatro métodos sugeridos deben ser intentados y sus resultados comparados. Cuando las diferencias son significativas en la estimación de socavaciones obtenidas, debe realizarse todo esfuerzo para encontrar las razones de la discrepancia. En caso de duda, debe aceptarse el estimado más conservador, o buscar el consejo de algún especialista.

El Apéndice III muestra un ejemplo de los cálculos que intervienen para seleccionar un estrechamiento y estimar la socavación general.

Método 1 Inferencia directa de las medidas de campo.- Este método considera la medición por eco-sonda de profundidades y niveles de lecho en localizaciones donde hay puentes, curvas cerradas, contracciones y otras configuraciones donde el cauce natural es comparable a aquellas propuestas o esperadas en el lugar futuro de cruce. El sondeo debe hacerse idóneamente bajo condiciones de flujo comparables a las condiciones de gasto de diseño, pero ésto es raramente practicable en rfos interiores. Las profundidades máximas medidas, son usadas como una gufa para estimar tirantes socavados en el estrecho propuesto. El método tiene sus limitaciones, debido a que las condiciones geológicas y material de lecho en diferentes lugares pueden no ser similares, la concentración de flujo en el estrechamiento propuesto puede ser más severa que en el lugar de medición, y puede ser imposible obtener sondeos bajo condiciones de avenida. Independientemente de estas consideraciones, debe hacerse cualquier esfuerzo para obtener y poseer sondeos efectivos.

La significancia que puede darse a los sondeos obtenidos en condiciones de flujo considerablemente menores a los gastos de diseño, varían grandemente de acuerdo-

con el tipo de corriente y las avenidas históricas precedentes.

En muchas corrientes de lecho de arena, depresiones profundas debidas a socavación se forman durante avenidas extraordinarias, que tienden a ser rellenadas rápidamente durante la recesión de la avenida; aunque en algunas corrientes de lechos de grava y lechos duros, las depresiones en ciertas localizaciones parecen persistir por años. La documentación y análisis de este problema es muy escasa.

**Método 2 Método de régimen, usando algunas mediciones de campo.**— El siguiente método para estimar la socavación general, está basado principalmente por recomendaciones hechas por Blench (refs. 4.8 y 4.9).

1

Se obtienen mediciones de campo, de la geometría promedio de la sección transversal del cauce, en una extensión sin interrupciones relativamente "cortada" nivelando y sondeando un cierto número de secciones transversales, preferentemente durante una avenida (por "cortada" se quiere decir, una extensión hasta donde el cauce no vierta excepto en avenidas muy grandes, véase fig. 4.7). Después se determina el gasto máximo  $Q_i$  que no vierta; el escenario correspondiente y el tirante promedio  $t_i$  (fig. 4.8a).

Se calcula la intensidad promedio del gasto "cortado" bajo las condiciones de máxima altura sin verter.

$$q_i = \frac{Q_i}{b_i} \dots\dots\dots (4.2)$$

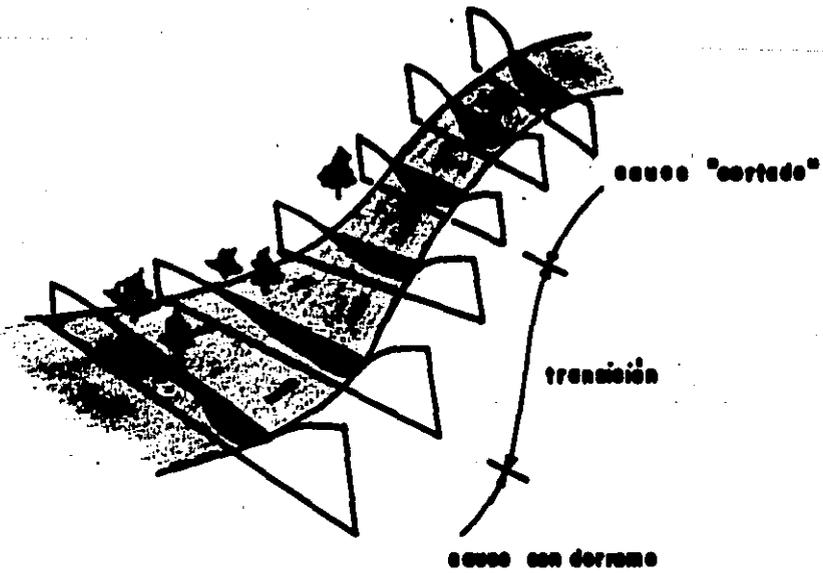
donde  $b_i$  es el ancho promedio del cauce a la mitad de la profundidad  $t_i$  correspondiente a  $Q_i$  (fig. 4.8b).

2

Se calcula la intensidad promedio del gasto de diseño en el estrechamiento propuesto:

$$q_f = \frac{Q_f}{b_f} \dots\dots\dots (4.3)$$

donde  $Q_f$  es el gasto de diseño y  $b_f$  es el ancho neto del estrechamiento propuesto, normal al flujo, a la mitad de la profundidad de socavación estimada  $t_f$  (fig. 4.8b). Para determinar  $b_f$ ,  $t_f$  debe ser primero estimada por tanteo, y después del paso 3 ajustada si es necesario.



**FIGURA 47 - Croquis de un río, en escenario de avenida, en que se ilustra el concepto de cauce "cortado"**

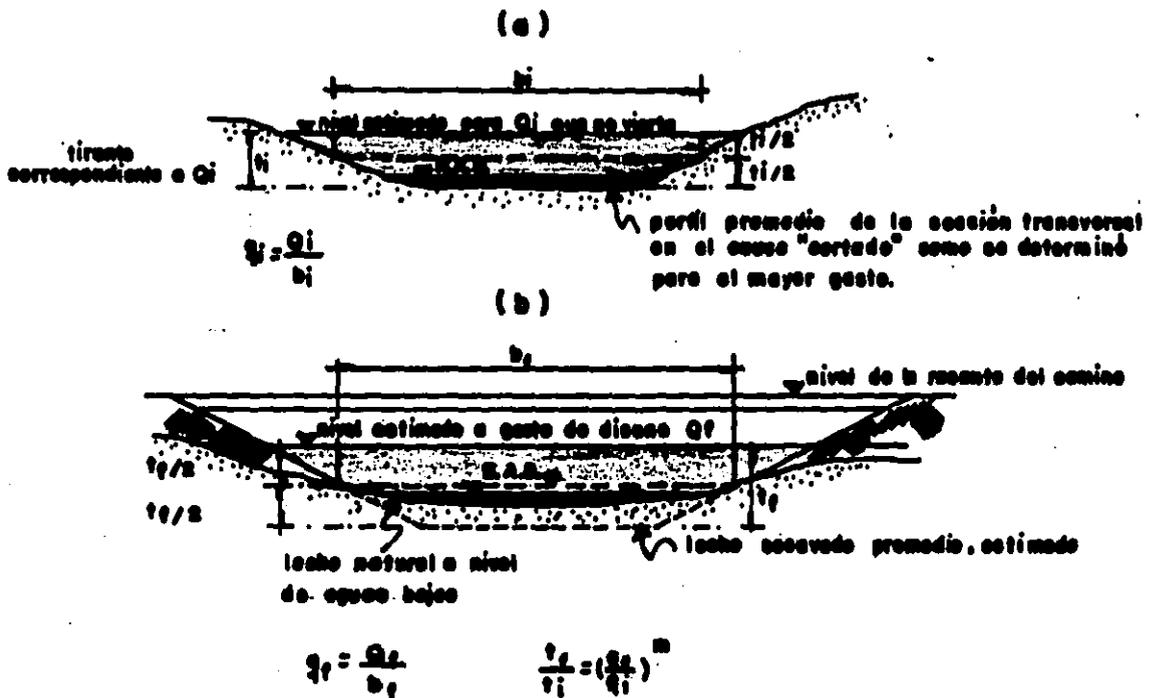


FIGURA 4.6-Croquis ilustrando la determinación de cantidades para el método 2, en la estimación de la sección general en estrechamientos controlados.

- (a)-sección transversal promedio de una extensión "cortada", levantada topográficamente.
- (b)-sección propuesta de la vía de agua en el punto.

3

Se calcula la "profundidad promedio de la avenida" en el estrechamiento controlado:

$$t_f = t_i \left( \frac{q_f}{q_i} \right)^m \dots\dots\dots (4.4)$$

donde  $t_i$  es la profundidad promedio en la extensión "cortada" (fig. 4.8a)  $q_i$  es como está expresada en ecuación 4.2, y  $q_f$  como está expresada en ecuación 4.3, y "m" un exponente dependiente del material de lecho, cuyo rango oscila de 0.67 para arena a 0.85 para grava gruesa. Ya que  $q_f$  es dependiente de  $t_f$  a través de  $b_f$  (ec. 4.3), podrán requerirse aproximaciones sucesivas.  $t_f$  se visualiza como la profundidad promedio de socavación que se espera, en una extensión larga y recta del mismo ancho neto que el estrechamiento propuesto.

4

Se estiman las profundidades máximas generales de socavación en el estrechamiento (sin incluir la socavación local de las pilas, véase sección 4.5) haciendo — consideración de las condiciones de acceso y distribución de los trabajos de encauzamiento (véase discusión a continuación del método 4). Las referencias recomiendan que en general  $t_f$  debe ser multiplicado por un factor no menor de 1.4, y no mayor de 1.7 cuando se usan muros gufas (Capítulo 5). Debe darse confiabilidad a un solo juicio para decidir en qué pilas la máxima socavación general puede ocurrir (véase fig. 4.9).

En la aplicación de este método, es esencial verificar que la extensión "cortada" levantada, tiene un lecho erosionable y no hay una capa de roca controlando la profundidad, así como que el material del lecho es similar al que se tiene en el lugar del puente. En corrientes aluviales inestables o con cauces diversificados, puede ser imposible encontrar una aceptable extensión "cortada".

Método 3 Método de velocidad media usando algunas mediciones de campo.— Este método es algo similar al método 2, pero usa el concepto más fácil de visualizar, — de velocidad media en la sección transversal, como un criterio grueso de socavación general.

1

Se obtiene con mediciones de campo la geometría promedio del cauce en la vecindad del lugar del puente, si es posible en extensiones "cortadas" en una o más — crecientes conocidas, relativamente altas. Se calcula la velocidad media promedio en la sección transversal y se extrapola para condiciones de gasto de diseño. Usando la relación de elevaciones-gastos conocida o estimada; y la fórmula—

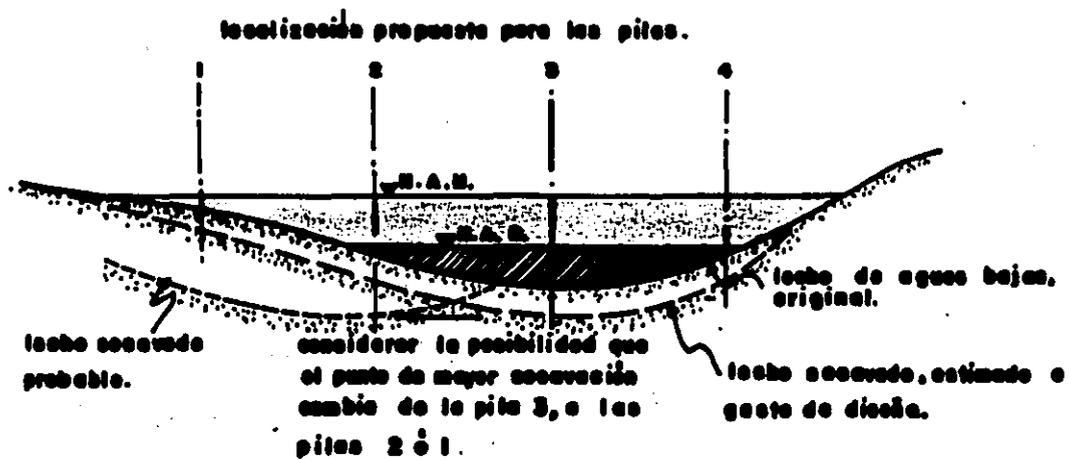


FIGURA 4.0 - Sección transversal hipotética de un río, ilustrando el problema de provocar un cambio en la posición de la mayor secavación.

de Manning. Si es posible, se verifican las velocidades calculadas contra velocidades medidas.

2

Se mide el área neta de agua antes de la socavación en el estrechamiento propuesto, para el gasto de diseño, y se calcula en el estrechamiento la velocidad media en la sección transversal. Si ésta es significativamente mayor que la velocidad promedio en el cauce a gasto de diseño, deberá tomarse en cuenta una socavación general.

3

Se determina por tanteos el nivel promedio de socavación general, considerando una sección transversal en forma trapezoidal, que nos deberá dar una velocidad media a través del estrechamiento, igual a la velocidad promedio estimada en el cauce a gasto de diseño, como en el paso 1.

4

Se redistribuye el área de la sección trapezoidal para dar la peor forma de sección transversal esperada y la menor elevación de socavación general, como se describe en esta sección más adelante.

Este método tiende a dar estimados algo mayores de socavación promedio general que el método 2, ya que corresponde aproximadamente a un exponente "m" de 1.0 en ecuación 4.4.

Método 4 Diagramas y tablas de velocidad "competente".- Este método puede ser usado si las mediciones requeridas de campo por los métodos 2 y/o 3 no son disponibles, y puede ser usado en cualquier caso como una verificación gruesa de otros métodos. Depende de la hipótesis que la socavación general se mantendrá en el estrechamiento hasta que la velocidad media se reduzca a un valor apenas "competente" para mover el material del lecho expuesto a la profundidad de socavación. En cuaces que llevan cargas de fondo substanciales, este principio es sumamente conservador (véase sección 4.2), pero aún así puede ser aplicado para estimar el límite máximo de socavación, en terrenos que en ciertas circunstancias el influjo de material de lecho pueda fallar. El método se aplica como sigue:

1

Se calcula la velocidad media en el estrechamiento a gasto de diseño, considerando que no hay socavación. Se determina el tirante correspondiente y el diámetro medio ( $D_{50}$ ) del material de fondo basado en una curva granulométrica de una masa, o equivalente (véase Apéndice IV).

2

Para materiales sin cohesión, se compara la velocidad media calculada con la velocidad "competente" indicada por la fig. 4.10\* usando el tirante apropiado y  $D_{50}$  por peso. Para materiales cohesivos, compare con la tabla 4.1\*. Si la velocidad media calculada excede significativamente la velocidad competente, una socavación general deberá tomarse en cuenta.

- \* - Las bases de desarrollo de esta información están explicadas en el Apéndice V. La información es aplicable, estrictamente hablando a cauces derechos y de gasto uniforme, y su aplicación a flujos no uniformes, como normalmente se encuentra en estrechamientos de puentes no está plenamente justificado, por lo que ésta información debe ser tratada con reservas.

3

Se determina por tanteo el nivel promedio de socavación general, considerando una forma apropiada para la sección transversal, que haga que la velocidad media a través del estrechamiento sea igual a la velocidad media competente para el material expuesto a esa elevación, a través de fig. 4.10 y tabla 4.1. El tirante promedio apropiado después de la socavación, debe ser usado para seleccionar la velocidad competente.

Para mezclas granulares de graduación abierta, donde cierto grado a "pavimentación" puede ser esperado durante el proceso de socavación, puede ser apropiado seleccionar la velocidad competente correspondiendo a un tamaño de grano mayor que  $D_{50}$ , pero el tamaño seleccionado no debe ser mayor de  $D_{90}$ .

4

Se estima la socavación máxima general como en el paso 4, del método 3.

Posible discrepancia entre los métodos descritos.- Para cauces en aluvión transportando una considerable carga de fondo, las velocidades medias en el estrechamiento (después de la socavación) implicadas en los métodos 2 y 3, pueden ser considerablemente mayores que la velocidad media competente usada para el método 4. Cuando los métodos 2 y 3 implican o usan velocidades medias mayores al 50% que el valor "competente" indicado por la fig. 4.10, debe hacerse una verificación especial de posibles razones y debe tenerse cuidado antes de aceptar niveles de socavación basados en la velocidad mayor.

Estimación de la socavación general máxima a partir de la elevación promedio calculada.- El paso 4, de los métodos 2, 3 y 4, menciona que el área calculada en el estrechamiento para la sección transversal, sea distribuida de tal manera-

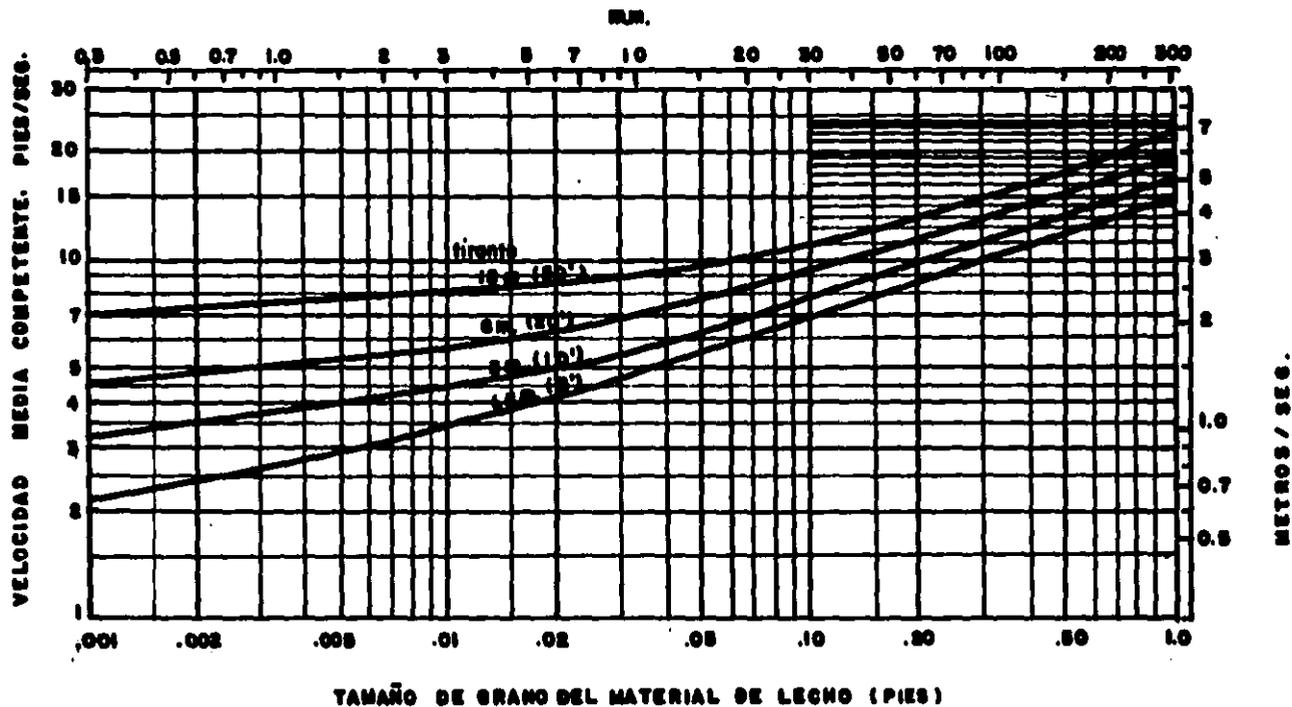


FIGURA 4.10.- Velocidades medias competentes sugeridas, para movimientos de lecho significativos de materiales no-cohesivos, en términos del tamaño de grano y del tirante.

**TABLA 4.1 GUÍA TENTATIVA DE VELOCIDADES COMPETENTES PARA EROSIÓN DE MATERIALES COHESIVOS.**

TIRANTE		VELOCIDAD COMPETENTE PROMEDIO					
		VALORES MENORES MATERIALES FACILMENTE EROSIONABLES		VALORES MEDIOS		VALORES MAYORES MATERIALES RESISTENTES	
pies	m.	pies/s	m/s	pies/s	m/s	pies/s	m/s
5	1.5	1.9	0.6	3.4	1.0	5.9	1.8
10	3.0	2.1	0.65	3.9	1.2	6.6	2.0
20	6.0	2.3	0.7	4.3	1.3	7.4	2.3
50	15.0	2.7	0.8	5.0	1.5	8.6	2.6

- Notas. (1). El uso de esta tabla sólo se recomienda como una guía aproximada, en ausencia de información basada de experiencias locales. Deberá tomarse en cuenta las condiciones esperadas para el material después de ser expuesto a intemperismo y saturación.
- (2). No se considera aconsejable relacionar los valores menores, promedio y mayores sugeridos, con valores de capacidad de esfuerzos del suelo o cualquier otro índice convencional, debido a que los efectos de intemperismo y saturación afectan predominantemente en muchos suelos cohesivos su capacidad erosionable.

que coincida con la elevación mínima estimada de socavación general. Este paso - introduce más incertidumbre que cualquier otro dentro de las estimaciones de socavación. En general, la redistribución debe hacerse gráficamente, con referencia a las figuras 4.11 y 4.9, y los siguientes puntos:

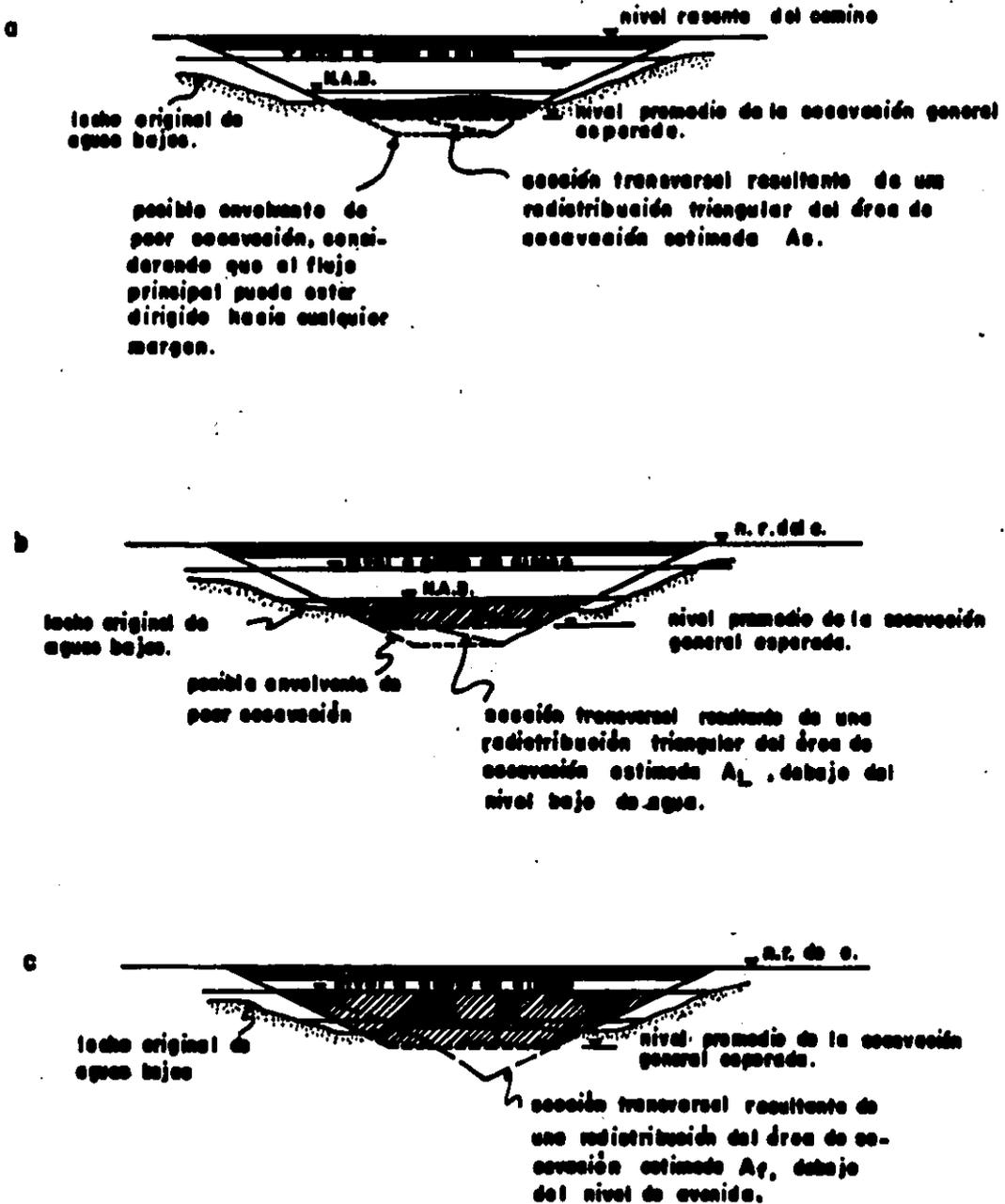
1  
El procedimiento dado en el paso 4, del método 2, por ejemplo, multiplicando la profundidad promedio de la socavación bajo la elevación de la creciente por un factor de 1.4 o más, parece sólo garantizada para ríos muy anchos en aluvión, -- donde la superficie del agua y el ancho del lecho no tienen una gran diferencia, y donde la disminución de profundidad u otros cambios en el nivel del lecho pueden ocurrir sobre toda la profundidad desde el nivel de la creciente. En otras - circunstancias el procedimiento es probablemente excesivamente conservador.

2  
En corrientes no aluviales con lechos cohesivos o semi-cohesivos, cuya expectativa de socavación está limitada hasta un cierto grado, como resultado del flujo - en el estrechamiento, es probablemente suficiente redistribuir el área neta estimada de socavación, bajo el lecho natural, como se ilustra en la fig. 4.11a.

3  
Los tipos intermedios de corrientes con transporte de fondo limitado, el área a- ser redistribuida puede extenderse arriba del nivel bajo de agua o cualquier o- tro nivel alto que pudiera parecer apropiado, dependiendo del conocimiento del - nivel al que parezca disminuir la profundidad del lecho del cauce. (Fig. 4.11b).

4  
En la fig. 4.11 se ha considerado que los taludes de las márgenes del área socavada, han sido mantenidos con un ángulo de reposo de 1:2. Esto normalmente debe- ser asegurado proveyendo accesos con enrocamiento donde sea necesario (véase Ca- pítulo 5).

5  
La forma de la sección transversal, dependerá del alineamiento del acceso y de - la distribución de los trabajos de encauce. La sección en una curva cerrada ten- drá a adoptar una forma más o menos triangular. Un alineamiento derecho, con -- guías (muros) en las márgenes, favorecerán que se retenga una sección más trape- zoidal. Secciones triangulares o irregulares pueden, sin embargo, desarrollarse en cauces de aluvión con alineamiento recto, como barras, a través del estrecha- miento.



**FIGURA 4.11** - Varias alternativas de secciones transversales de redistribución gráfica, del área de coacción estimada en el estrechamiento:

- a) Solo redistribución del área de coacción (corrientes no aluviales con lechos erosionables).
- b) redistribución del área de coacción debajo del nivel bajo de agua (corrientes semi aluviales con cierto movimiento de lecho)
- c) redistribución del área de coacción debajo del nivel o goteo de diseño (corrientes aluviales con este movimiento de lecho)

6

En una curva, el punto más bajo normalmente tiende a mantenerse cerca de la margen exterior. En otros casos, puede ser necesario considerar una envolvente de peor socavación (figs. 4.11 a y b) considerando que el punto más bajo puede cambiar de lado a lado (véase también la fig. 4.9).

En vista de la falta general de información en esta materia, muy poca guía puede darse, debe darse un peso considerable a la experiencia local, cuando ésta ha sido adecuadamente registrada.

Circunstancias especiales que afectan la socavación general.- Deben considerarse circunstancias especiales que pueden incrementar la socavación general en exceso, de las estimadas obtenidas por los métodos sugeridos. Entre ellas están las siguientes:

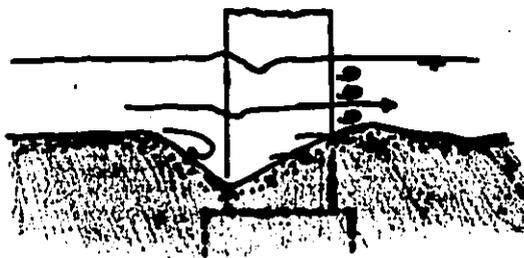
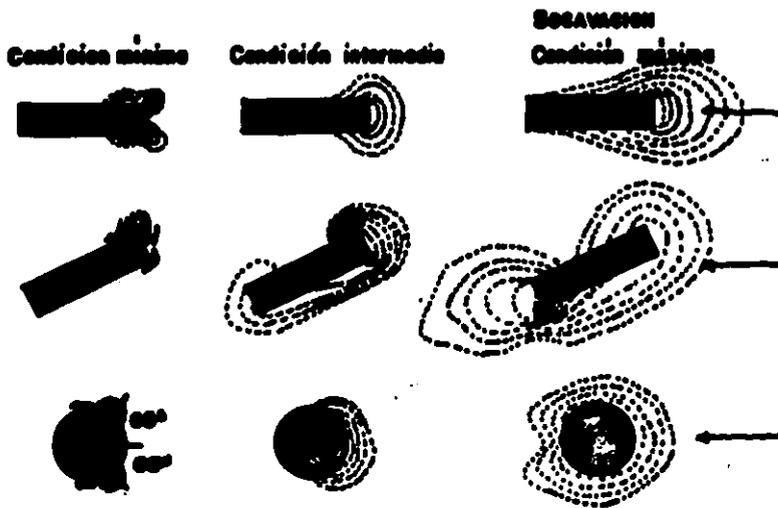
- Agrupaciones y acumulaciones de troncos y escombros llevados por la corriente.
- Disminución del nivel normal de agua, aguas abajo; por ejemplo, como resultado de trabajos de control, cambio de régimen en una corriente madre, etc.
- Lechos de limo o material orgánico.
- Obstrucción en el estrechamiento por montículos de enrocamiento alrededor de las pilas.
- Disminución o corte del transporte normal del lecho, por obstrucción aguas arriba (irrelevante en el método 4).

Previsiones para tales circunstancias deberán estar basadas en la experiencia y el buen juicio.

#### 4.5 SOCAVACION LOCAL DEBIDA A PILAS Y REMATES DE ACCESOS.

Ocurrencia local en adición a la socavación general.- La socavación como fué estimada en la sección 4.4 debe visualizarse como la ocurrida bajo un puente de un solo claro, sin pilas en el cauce. Las pilas localizadas en el estrechamiento, - tienden a producir socavación adicional (fig. 4.12), aún cuando ellas no producen ninguna reducción significativa en el ancho neto del estrechamiento.

Un número considerable de descubrimientos experimentales, en detalle, concierne a socavaciones locales en pilas se da en la referencia 4.2 y publicaciones anteriores ahí mismo referidas. En general, la profundidad local de socavación, - depende del ancho, largo, forma y alineamiento de las pilas, en los detalles de las zapatas, en velocidades y tirantes del flujo, en el tipo y tamaño de material del lecho, en la proporción de transporte de fondo, y en las circunstancias



**FIGURA 4.12 - Formas usuales de erosión local en pilas, como se ha demostrado por experimentación en modelos**

de hielo y material arrastrado por la corriente. En la práctica, todos estos valores no pueden ser tomados en cuenta y es necesario utilizar relaciones simplificadas derivadas con pruebas en modelos, que dan una indicación de la peor socavación que puede ocurrir.

Socavación local de pilas circulares o elongadas.- La profundidad local de socavación (debajo del lecho circundante) en la nariz de una pila circular o elongada, alineada paralelamente al flujo, deberá normalmente tomarse como igual al diámetro efectivo de la pila o ancho cerca del lecho, multiplicando por un factor como los anotados en la tabla 4.2.

Estos factores se pretenden como valores de diseño para materiales no cohesivos que se espera sean móviles bajo condiciones de gasto de diseño, y donde no se requiere ninguna protección especial. Pequeñas previsiones deberán tomarse en la mayoría de los materiales resistentes a la socavación.

En casos especiales, donde pilas de grandes dimensiones o formas poco usuales son contempladas, y cuando es importante estimar la socavación local lo más aproximado, puede ser aconsejable tener pruebas de canal de descarga, conducido en un modelo de pila, usando un fondo móvil. El resultado de tales pruebas en modelo, debe dar peso para llegar a estimar la socavación local, pero no pueden ser consideradas como infalibles. El requerimiento más importante es que bajo condiciones de gasto de diseño, el material de fondo del modelo debe estar en condición comparable de movimiento con el material de fondo del prototipo.

Efecto del esviajamiento de la pila.- Información experimental y experiencias en el campo, ambas han demostrado que si una pila elongada está substancialmente esviajada a la dirección del flujo, las profundidades locales de socavación pueden ser mucho mayores que las dadas en la tabla 4.2. Ángulos de ataque mayores de  $5^\circ$  a  $10^\circ$  deben ser evitados siempre que sea posible. Si la dirección del flujo es tan variable o incierta, que ángulos grandes deben ser contemplados, modelos de prueba especiales deben ser considerados. Debe ser también considerada la posibilidad de uso de una pila circular o pilas abiertas consistentes en hileras de columnas circulares, o proveer una protección a la socavación como se discute más adelante en el sección 5.9.

La tabla 4.3, basada aproximadamente en información dada por Laursen (ref. 4.10) y otros experimentos, intenta indicar el rango aproximado de aumento en socavación local debido al esviajamiento de la pila. Las cifras deberán tomarse con cuidado, porque hay discrepancias substanciales en los resultados de diferentes experimentos.

A medida que el ángulo de ataque se incrementa, el punto de máxima socavación --

**TABLA 4.2- Previsiones para escavación local en pilas alineadas perpendicularmente al flujo.**

Sección en planta de la pila.	Perfil de la pila	Previsión sugerida para escavación local $\frac{S}{b}$
		$S = 1.5b$
	ídem	$S = 1.5b$
	ídem	$S = 2.0b$
	ídem	$S = 1.5b$
		$S = 1.0b$
ídem		$S = 2.0b$

**NOTA: Si el tirante (t) es mayor de 5b, las previsiones deben incrementarse en un 50%.**

tiende a cambiar aguas abajo de la nariz de la pila, a lo largo del lado expuesto. En casos de esviamiento severo puede incluso ocurrir aguas abajo de la cola de la pila.

**TABLA 4.3 FACTORES MULTIPLICADORES PARA SOCAVACION LOCAL EN PILAS ESVIJADAS. (PARA SER APLICADOS A LAS PREVISIONES DE SOCAVACION LOCAL DE LA TABLA 4.2).**

ANGULO DE ATAQUE	RELACION LARGO A ANCHO (EN PLANIA) DE LA PILA		
	4	8	12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.5	3.5
45°	2.5	3.5	4.5

Esta tabla pretende indicar solamente el rango aproximado. El diseño de profundidades en pilas esviadas severamente, cuando el uso de éstas es inevitable, deben preferentemente ser determinadas en modelos de prueba especiales. Los valores anotados están basados en gráficas de Laursen. (Ref. 4.10).

Dos criterios han prevalecido para valuar la socavación local, ambos respaldados por numerosas pruebas de laboratorio y mediciones efectuadas en prototipo. El primer criterio, propuesto por Laursen y Toch, de acuerdo con los estudios -- realizados por la Universidad de Iowa, ampliado después por Souza Pinto, Magliolo y Remitta, la socavación depende fundamentalmente del tirante y en segundo -- término de la forma de la pila, si bien este segundo parámetro no es significativo cuando la corriente ataca a la pila en forma oblicua; en cambio la velocidad-

media de la corriente y el tamaño de los granos del fondo no son factores que -- sean tomados en cuenta para determinar la profundidad de socavación.

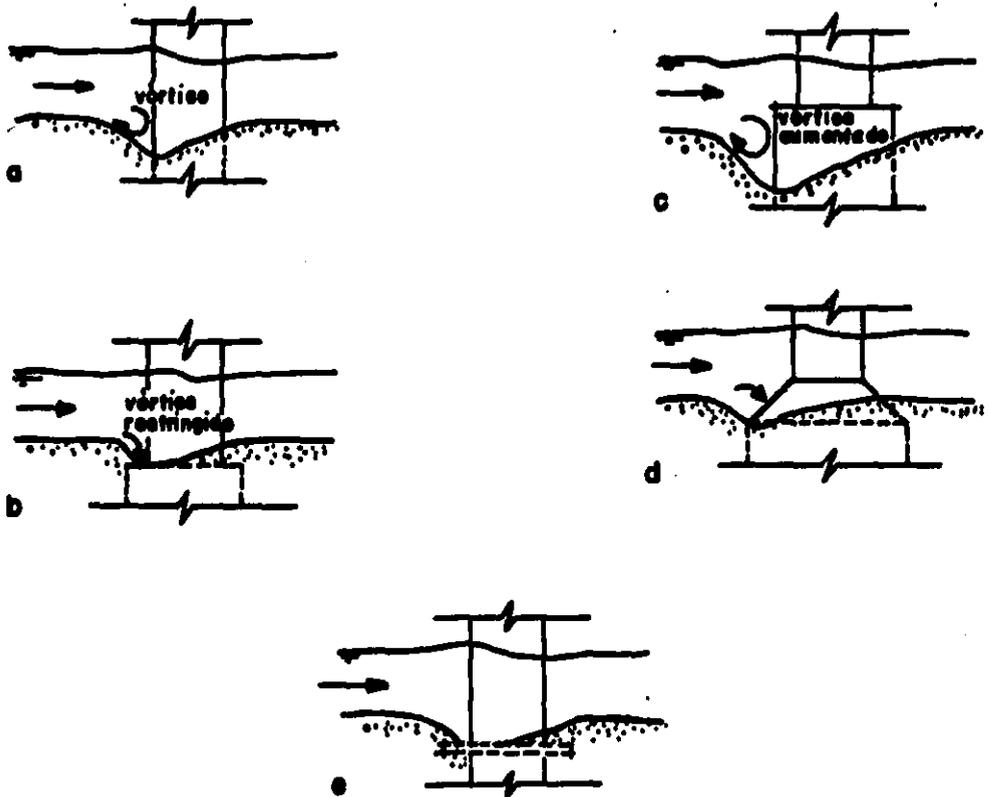
El segundo criterio, que se debe a Yaroslavtsiev, es el resultado de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética y ha sido corroborado por las observaciones de Bata, Andreiev, la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término; y tanto el tamaño de los granos del fondo, como la geometría de la pila, aún en el caso del ataque oblicuo de la corriente, son parámetros significativos en la valuación de la profundidad de socavación.

Maza Alvarez y Sánchez Bribiesca (ref. 4.11) realizaron un estudio en el Instituto de Ingeniería de la U N A M para analizar las divergencias entre estos dos -- criterios, habiendo encontrado que son complementarios, si bien los resultados -- del procedimiento de cálculo por ellos recomendado son válidos para relaciones -- tirante-ancho de pila, mayores de 1.5.

Efecto de las zapatas.— La tabla 4.2 es aplicable básicamente a pilas sin zapatas expuestas. Una zapata, cajón u otra extensión (fig. 4.13) tiende a reducir -- la profundidad de socavación local, siempre y cuando la extensión se mantenga de -- bajo del nivel del lecho de socavación general bajo condiciones de gasto de diseño (fig. 4.13b) y la extensión horizontal es suficiente para cubrir el área de -- acción de vértices locales. Bajo tales condiciones los factores de la tabla 4.2 -- pueden ser reducidos a criterio del proyectista, proveyendo la proyección horizontal de la extensión al menos igual al diámetro o ancho de la columna de la pila. Sin embargo, si la extensión es confiable a estar expuesta al gasto máximo -- (fig. 4.13c) el efecto será similar al que se tendría en una pila más grande, y -- los factores de la tabla 4.2 deberán ser aplicados al ancho de la zapata. Una -- transición cónica entre la columna y la zapata (fig. 4.13d) puede ser efectiva -- para minimizar la socavación local cuando el nivel del lecho de socavación general es incierto.

Cuando zapatas o cajones no son requeridos para otros propósitos, un efecto similar en contrarrestar la socavación local, puede algunas veces ser logrado, anclando estructuralmente una placa o losa delgada a la pila (fig. 4.13e). Los -- efectos exactos de una geometría no usual en pilas, son difíciles de estimar sin realizar pruebas especiales con modelos.

Efecto de acumulación de materiales arrastrados por la corriente.— Acumulaciones de materiales, pueden incrementar substancialmente la socavación local en la pila, especialmente si se permite que crezcan hacia abajo, cerca del lecho del cauce. Para pilas susceptibles a la socavación, procedimientos apropiados de mante-



**FIGURA 4.13 - Efectos de la zapata de la pila en la excavación local**

- a) pila sin zapata
- b) pila con zapata debajo del nivel general del lecho
- c) pila con zapata o cajón expuesta arriba del nivel general del lecho
- d) pila con transición cónica a la zapata
- e) pantalla en lugar de zapata, debajo del nivel general del lecho.

nimiento deben ser adoptados para evitar acumulaciones excesivas. La experiencia general, marca que lo mejor para evitar acumulaciones es que la nariz de la pila debe ser semi-circular (en sección horizontal) y el perfil, recto vertical o ligeramente inclinado.

Para pilas relativamente esbeltas, donde la socavación local pudiera esperarse pequeña, alguna previsión normalmente deberá tomarse para un incremento del ancho efectivo, debido a acumulaciones.

Socavación local en remates de accesos carreteros.- Es difícil dar guías confiables en la estimación de socavación local en los remates de los accesos carreteros, debido a la amplia variación en geometría, condiciones de acceso de flujo - que pueden ocurrir en la práctica, y debido a la falta comparativa de información experimental. Cuando parece aconsejable tomar previsión para socavación local, resultante de efectos de obstrucción de accesos cerrados proyectándose en el flujo, es recomendable que la confianza sea colocada en experiencias locales previas, en modelos especiales de prueba, o consejeros especialistas. La socavación cerca de accesos abiertos, debe ser considerada en el contexto de socavación general en estrechamientos controlados, como es tratado en la sección 4.4.- La sección 5.7 también toca este problema.

Protección de enrocamiento contra la socavación local.- La socavación local en pilas y remates de accesos, puede normalmente ser reducida o eliminada al más bajo costo, rellinando las excavaciones de cimentación con enrocamiento, o proviendo delantales de protección. Los detalles se tratan en el Capítulo 5.

#### 4.6 SOCAVACION NATURAL EN CRUCES DE PUENTES, SIN CONTROL.

Circunstancias aplicables.- Es necesario algunas veces estimar la socavación para casos donde el estrechamiento propuesto es tan ancho, que no es apropiado estimar la socavación general como se sugiere en la sección 4.4. En tales casos, - sin embargo, es necesario prever la socavación natural del cauce, tanto como la socavación local inducida por las pilas. Esto es especialmente relevante cuando un cruce sin control está localizado en una curva del río (véase sección 2.5), - porque las curvas en corrientes aluviales están usualmente sujetas a socavación significativa durante periodos de crecientes (véase ref. 4.2). Incluso en extensiones rectas, deben hacerse previsiones para socavación natural asociada con cambio (migración) de formas de lecho y movimientos de la corriente, por movimientos de la línea de pendiente máxima.

Inferencias de medidas de campo.- Siempre que sea posible, los estimados de máxima socavación natural deben estar basados en sondeos de profundidades máximas so

cavadas en el lugar, o en lugares comparables de la misma corriente, realizadas bajo condiciones de flujo comparables con las condiciones de gasto de diseño. Sondeos apropiados pueden ser más fácilmente obtenidos en cauces sujetos a la acción de marea, donde los flujos comparables con las condiciones de diseño pueden ocurrir frecuentemente, que en ríos donde el gasto de diseño es normalmente de rara ocurrencia. Así como, en algunos ríos, depresiones profundas de socavación en curvas cerradas parecen persistir por años, relativamente sin cambios, en otros tal parece se rellenan muy rápidamente después de grandes crecientes. Por lo que las observaciones de socavación realizadas bajo condiciones de gasto pequeño deben ser usadas con precaución a menos que las características del río sean bien conocidas. Un método sugerido para inferir los niveles pasados de socavación, es investigar la estratigrafía del sub-lecho por perforaciones, registro de densidades, y otros métodos geotécnicos (ref. 4.12). Se ha dicho que el nivel más bajo de socavaciones recientes puede ser usualmente detectado por diferencias en la densidad del sub-suelo y otras propiedades, pero interpretaciones de la información están sujetas necesariamente a una considerable incertidumbre.

Estimación para la fórmula de régimen de Lacey (cauces areno-aluviales).- Un reciente código de puentes Indú (ref. 4.13) recomienda que, cuando no se tengan disponibles mediciones de campo apropiadas, las profundidades de socavación en ríos aluviales sin restricciones, pueden ser estimados con la ayuda de una fórmula empírica de régimen debida a Lacey (ref. 4.7):

$$t_m = 0.47 (Q/f)^{1/3} \dots\dots\dots (4.5)$$

donde  $t_m$  es la profundidad principal a gasto de diseño, en pies o metros (definida como el área mojada, dividida por el ancho de la superficie),  $Q$  es el gasto de diseño en pies<sup>3</sup>/seg. o m<sup>3</sup>/seg., y " $f$ " es el factor limo de Lacey (valores de acuerdo a la tabla 4.4). El nivel de la superficie del agua correspondiente a  $Q$  debe ser conocido de tal suerte que se pueda determinar el nivel de socavación.

La ecuación implica que el ancho del cauce sigue la ec. 4.1, con  $C = 2.67$ .

La ec. 4.5 está graficada en la fig. 4.14 para tres valores de " $f$ ". A menos que la experiencia indique lo contrario, " $f$ " normalmente deberá tomarse como 1.0 para materiales arenosos. La fórmula debe ser igualmente aplicable a ríos aluviales y cauces con mareas, si los lechos son arenosos, pero tenderá a dar profundidades excesivas en materiales más resistentes. La ec. 4.5 da un solo estimado de la profundidad principal a través de la sección del cauce. Para estimar la profundidad máxima de socavación natural un factor multiplicador debe ser aplicado. La tabla 4.5 da coeficientes recomendados por el código Indú (después de Lacey),

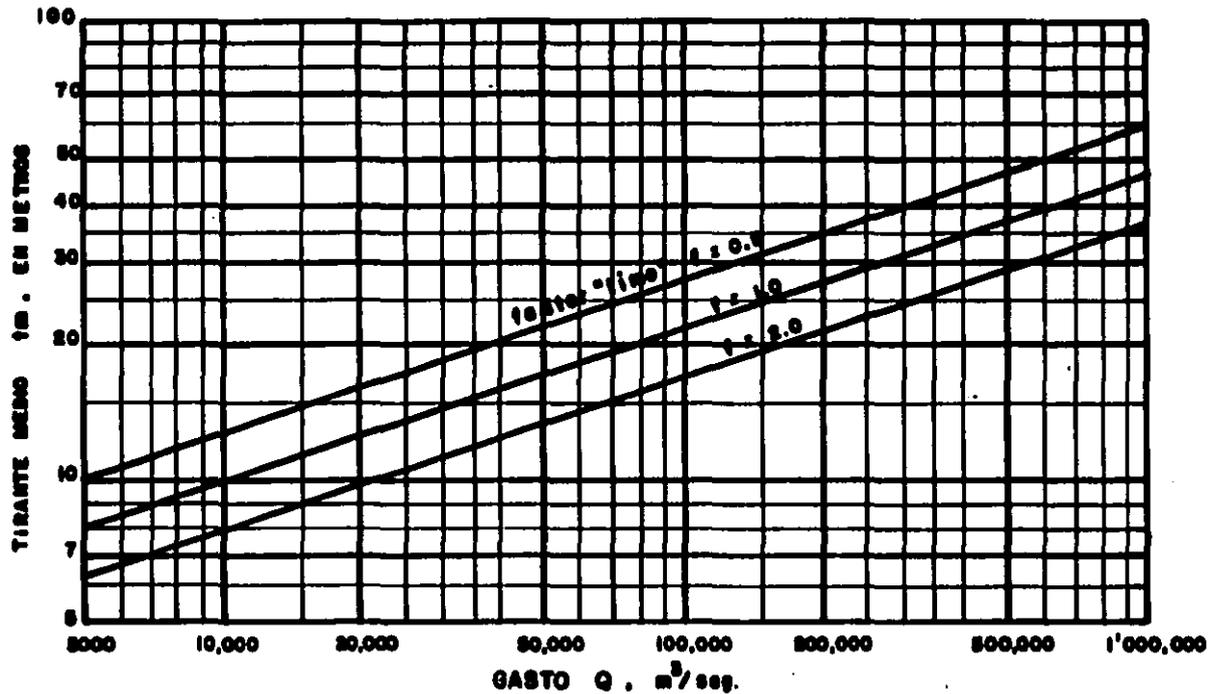


FIGURA 4.14.- Graficado de la Ec. 4.5 para tirante medio en cauces estuariales anchos sin contracciones.

**TABLA 4.4 VALORES DEL FACTOR "LIMO"  $f$  DE LACEY.  
(ADAPTADO DEL "INDIAN ROADS CONGRESS BRIDGE CODE, 1966").**

TAMAÑO DE GRANO MEDIO DEL MATERIAL NO COHESIVO DEL LECHO (mm)	VALORES DE $f$
0.08	0.5
0.16	0.7
0.23	0.85
0.32	1.0
0.50	1.25
0.72	1.50
1.00	1.75
1.30	2.0

**TABLA 4.5 FACTORES MULTIPLICADORES EMPIRICOS PARA LAS PROFUNDIDADES MAXIMAS  
DE SOCAVACION. (PARA SER APLICADOS A LA PROFUNDIDAD MEDIA DE  
LACEY, EC. 4.5).**

NATURALEZA DE LA LOCALIZACION	FACTOR
Acercamiento recto del cauce	1.25
Curva moderada	1.5
Curva severa	1.75
Cambio brusco en ángulo recto	2.0
Narices de pilas	2.0
A lo largo de acantilados y muros	2.25
Remates de muros gufa	2.75

basado principalmente en consideraciones de la forma de la sección transversal. El coeficiente para "narices de pilas", que se deriva de las primeras experiencias Indóes con pilas circulares relativamente grandes, no toma en cuenta los -- importantes factores de ancho de la pila y alineamiento. Para pilas relativamente esbeltas, es probablemente mejor ignorarlo y estimar la socavación local de la pila separadamente, como se indicó en la sección 4.5. Los términos "moderado" y "severo" para curvas, presumiblemente es tomando en cuenta ambos, el ángulo de deflexión y la relación del ancho del cauce a radio de curvatura, pero una gafa-precisa no hay disponible. El juicio debe ser usado para determinar si la profundidad máxima puede cambiar a cualquier pila en el curso del tiempo (véase fig. - 4.9).

Es aconsejable una evaluación cuidadosa de las tendencias del cauce y su proceso.

Previsiones para migración de formas de lecho.- La altura de dunas migratorias y barras, en corrientes aluviales naturales, pueden ser tanto como la mitad del tirante. En cauces sujetos a formas de lecho (fig. 4.15) deberán hacerse provisiones para una posible profundidad de socavación abajo del nivel general del lecho, hasta un 25% del tirante promedio en situación de avenida. Deberá ser usado el juicio para decidir si esta cifra debe ser adicionada a la socavación natural estimada, en curvas. El factor de 1.25 para extensiones rectas dadas en la tabla 4.4 no toma en consideración formas de lecho, solo para formas generalmente trapezoidales o elípticas, de secciones transversales rectas; previsión para formas de lecho como se indica arriba, serán incrementadas en el factor, a aproximadamente 1.5.

Una provisión para socavación, debida a migración de formas de lecho, debe en teoría, hacerse para ciertos estrechamientos controlados; pero en la mayoría de los casos los procedimientos recomendados en la sección 4.4, combinados con márgenes de seguridad adecuados, probablemente es suficiente previsión.

#### 4.7 COMBINACION DE EFECTOS DE SOCAVACION Y SELECCION DE MARGENES DE SEGURIDAD.

Combinación de socavación.- La socavación estimada de acuerdo a las secciones -- 4.4, 4.5 y 4.6 deben normalmente ser combinadas como sigue:

1

Se estima el nivel promedio de socavación general en un estrechamiento controlado de acuerdo con la sección 4.4, o de la socavación natural en el cruce no-controlado de acuerdo a la sección 4.6.

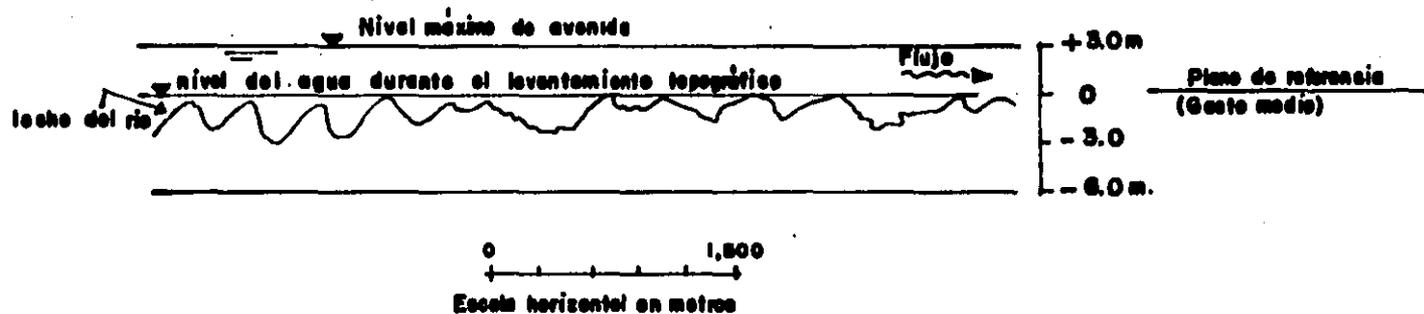


FIGURA 4.13.- Perfil longitudinal de formas migratorias del lecho en un río con fondo arenoso.

2

Se dibuja la sección transversal con la socavación estimada o la envolvente de la peor socavación, haciendo referencia a las figs. 4.9 y 4.11, tabla 4.5 y recomendaciones precedentes.

3

Se estima la profundidad de socavaciones locales en las pilas, de acuerdo a la sección 4.5 y se dibujan éstas debajo de los niveles mínimos, en la localización de las pilas (fig. 4.1).

4

Considerese lo aconsejable de dejar provisiones, para la degradación progresiva del perfil del cauce y migración de las formas de lecho, y modifiquense los niveles de acuerdo a esto.

Márgenes de seguridad contra la socavación.- Debido a la inseguridad inherente de los estimados de socavación, y las complejas consideraciones relacionadas, es difícil dar una guía en márgenes de seguridad contra socavación. Los siguientes factores deberán tomarse en consideración en el análisis final:

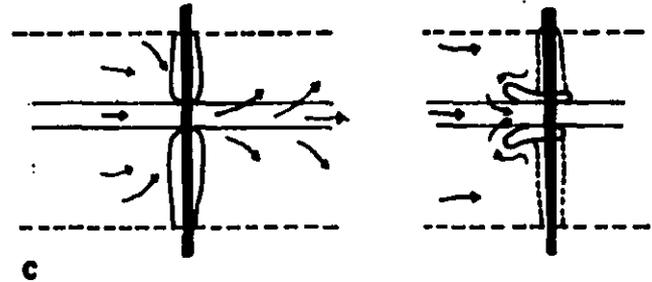
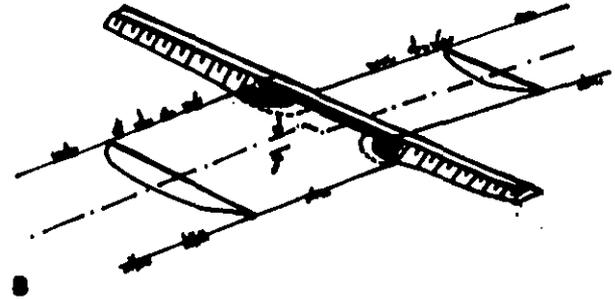
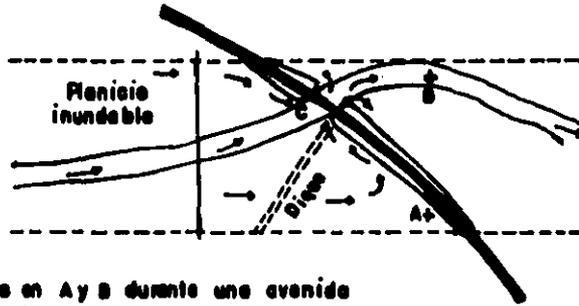
- Confiabilidad de la información básica, especialmente hidrológica y geotécnica.
- Probabilidad que las avenidas extremas puedan exceder los límites seleccionados para estimados de diseño.
- Tipo de cimentación y riesgo de falla en caso que la socavación excediera la socavación estimada.
- Seriedad de las consecuencias de falla en las pilas, total o parcial.
- Experiencia del proyectista en situaciones semejantes.
- Costo adicional de aumentar la seguridad.

#### 4.8 EFECTOS COMUNES DE REMANSO Y SU RELACION CON EL ESTRECHAMIENTO.

Tipos de efectos del remanso.- El remanso se refiere al levantamiento del nivel del agua, como resultado de un estrechamiento u obstrucción producido por un puente y sus accesos carreteros asociados. La altura a la que el nivel natural es levantado en cualquier punto se le denomina sobre-elevación.

1

Remanso en una planicie de inundación, resultante de la construcción de un terraplén largo, esviado o curvado, donde el estrechamiento del puente está localizado de hecho, valle arriba, de un remate del terraplén (fig. 4.16a). El efecto-



Los niveles en A y B durante una avenida son aproximadamente iguales, antes de la construcción del puente.

Después de la construcción, el nivel en A es mayor que en C, que a su vez es mayor que en B, debido a la pendiente del cauce y el efecto de remanso.

Un dique como se muestra protegería a A del remanso.

FIGURA 4.18

Tres tipos de efectos de remanso asociados con cruces de puentes:

- a)- Efecto de un terraplén esviviado a través de una planicie inundable.
- b)- Efecto debido a la contracción del flujo en el cauce.
- c)- Efecto debido a la contracción del flujo sobre la planicie inundable con y sin muros guía.

de remanso aparece a lo largo de una línea oblicua valle abajo, a lo largo del terraplén. En el caso de ríos rápidos con planicies inundables anchas, los efectos pueden ser muy extensos dado que es creado un almacenaje grande. Este tipo de efecto puede ser prevenido escogiendo una localización y alineamiento adecuado; o proveyendo diques para cancelar parte de los efectos de aguas de inundación en la planicie, (véase sección 5.5), o posiblemente proveyendo claros de alivio.

2

El remanso de un río de cauce "cortado", sin derrame substancial, resultante en parte de una reducción en el ancho del flujo a través del estrechamiento, algo menor que la sección transversal natural, y en parte por los efectos de obstrucción de las pilas (fig. 4.16b), lo que aumenta la sobre-elevación en este tipo, rara vez afecta extensiones largas, pero puede ser significativo en áreas ocupadas.

3

El remanso de un río con planicies de inundación, donde le cruce carretero está más o menos a escuadra con el valle, pero los accesos carreteros bloquean el flujo fuera de las márgenes (fig. 4.16c). En estos casos, la sobre-elevación puede ser significativamente mayor que el tipo 2.

El efecto de muros de encauce (véase sección 5.3) aparecen generalmente para reducir los efectos del remanso, mejorando la eficiencia hidráulica en el estrechamiento (referencia 4.14), pero hay algunas dudas, si es necesariamente cierto en corrientes rápidas.

En algunos casos, las consideraciones de efectos de remanso en lugar de socavación pueden controlar el tamaño del estrechamiento, en otros casos, también la estimación de la sobre-elevación es importante, donde pueden ser alegados daños como resultado de inundaciones debidas a la construcción del puente o del camino.

Efectos de la socavación y otros factores en el remanso.- El efecto de la socavación general en el estrechamiento, es reducir la sobre-elevación que pudiera de otra suerte presentarse, como resultado de los efectos de remanso del tipo 2 o 3. La reducción puede ser prevista en el método de estimar la sobre-elevación mencionada en la sección 4.9, a continuación. Si las consecuencias del remanso, son importantes, puede ser aconsejable estimar la sobre-elevación, con la suposición que la socavación no necesariamente ocurrirá. El ensanchamiento artificial del cruce del puente por excavación, para reducir la sobre-elevación, es discuti

do en la ref. 4.16.

#### 4.9 CALCULO DE LOS EFECTOS DEL REMANSO DEBIDOS A ESTRECHAMIENTOS POR PUENTE.

Varios métodos detallados para calcular los efectos de remanso del tipo 2 y 3, - debidos a estrechamientos por puente, están disponibles en literatura publicada. Solo una breve discusión de sus puntos principales es dada aquí. La teoría básica del flujo a través de canales abiertos de frontera rígida, por estrechamientos, está definida por Chow (ref. 4.15, pp. 475-93).

Un método indirecto, semejante, para el cálculo de los efectos de remanso, usando diagramas y coeficientes basados en experimentos de laboratorio, es delineado en la ref. 4.15. Fue desarrollado como una desviación del método para estimar - gastos en canales constreñidos, y en algunas ocasiones referido como el método - U.S. Geological Survey.

Método B P R.- Un método más directo para calcular los efectos del remanso es - el del U.S. Bureau of Public Roads (ref. 4.16). Está basado en la misma teoría - de estrechamientos cortos (considerando nula la fricción del cauce) e introduce - diagramas basados en experimentos de laboratorio más amplios, y mediciones de -- campo para selección de coeficientes apropiados. Un programa de computadora para la solución está disponible del Bureau of Public Roads, y variantes están disponibles en otras dependencias.

Para una validez razonable del método B P R las siguientes restricciones deben - ser anotadas (véase ref. 4.16):

- Cauce razonablemente derecho con sección transversal uniforme.
- Pendiente del lecho, aproximadamente constante.
- Socavación general inapreciable.
- Flujo sub-crítico (lento).
- Planicie de inundación relativamente estrecha sin fuertes concentraciones de flujo a lo largo del lado aguas arriba de los terraplenes de acceso.

Un procedimiento para ajustar la sobre-elevación calculada permitiendo socava---ción, está incluido en la ref. 4.16.

#### 4.10 EFECTOS POCO COMUNES DE REMANSO.

Es aconsejable estar pendientes de efectos poco comunes de remanso, que pudieran ocurrir en circunstancias especiales, así como también pudieran nunca aparecer - en la práctica normal de diseño de puentes.

Efectos de una superestructura sumergida.- Si una altura libre insuficiente es provista arriba del nivel de aguas máximas de diseño, y como resultado de un alcance del flujo llega al fondo de la super-estructura, el puente actuará como -- una alcantarilla corta. Si la esquina delantera en la parte baja del puente, es cortada a escuadra, el nivel de la sobre-elevación puede subir rápidamente después que el estrechamiento ha sido cerrado.

Para puentes que han sido diseñados para quedar sumergidos bajo ciertas condiciones, es aconsejable proveerlos de corte redondeado en las esquinas delanteras -- del piso, de manera de mejorar la eficiencia hidráulica y reducir el riesgo de -- atrapar material flotante. El nivel de la sobre-elevación puede ser estimado por el método dado en la ref. 4.16.

Efectos del flujo super-crítico.- En contraste a la usual caída a flujo sub-crítico en un estrechamiento, en el flujo super-crítico los niveles del agua pueden subir repentinamente en la región estrechada. El fenómeno de "choque" es particularmente probable, si el número de Froude solo excede ligeramente a 1.0. El "choque" puede incluso ocurrir en flujo sub-crítico, si el estrechamiento es suficientemente severo. Para detalles véase la ref. 4.17, pp. 428-9 y 116-18; la -- ref. 4.16 discute el caso del flujo pasando a tirante crítico en un puente.

El flujo super-crítico no es común en ríos naturales, pero puede ocurrir en ciertas corrientes de montaña y cauces artificiales.

## R E F E R E N C I A S .

- 4.1 Sanden, E.J., 1960. Scour at bridge piers and erosion of river banks. -  
Paper read at 13th Annual Conference, Western Association of Canadian  
Highway Officials. (Disponibile con el autor).
- 4.2 Neill, C.R., 1964. "River-bed scour - a review for bridge engineers". -  
Technical Publication no. 23, Canadian Good Roads Association, Ottawa.  
(reprinted 1970).
- 4.3 Culbertson, D.M., L.E. Young and J.C. Brice. 1967. "Scour and fill in -  
alluvial channels with particular reference to bridge sites". Open-file  
report, U.S. Geological Survey.
- 4.4 Highway Research Board, 1970. "Scour at bridge waterways". U.S. National -  
Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice no. 5.
- 4.5 Partheniades, E., and R.E. Paaswell, 1970. "Erodibility of channels with -  
cohesive boundary". J. Hydraulics Div., ASCE, March: 755-71.
- 4.6 Anderson, A.G., 1966. "The hydraulic design of bridges for river crossings  
- a case history". Highway Research Record, Washington, no. 123.
- 4.7 Lacey, G., 1930. Stable channels in alluvium. "Minutes of Proceedings". -  
Institution of Civil Engineers, 229: 259-92.
- 4.8 Blench, T., 1969. "Mobile-bed fluviology". Edmonton: University of Alberta-  
Press.
- 4.9 Blench, T., 1970. Private submission to RTAC Project Committee on Bridge -  
Hydraulics.
- 4.10 Laursen, E.M., 1962. Scour at bridge crossings. Trans. ASCE, 127, part I:  
166-80.
- 4.11 Maza A. y Sánchez Bribiesca, 1964. "Contribución al estudio de la socava--  
ción local en pilas de puentes". Publicación no. 34, U.N.A.M. Fac. de In--  
geniería.
- 4.12 Kühn, S.H., and A.A.B. Williams, 1961. Scour depth and soil profile deter-  
mination in river beds. Proc. 5th International Conference on Soil Mecha--  
nics and Foundation Engineering: 487-90.
- 4.13 Indian Road Congress, 1966. Standard specifications and code of practice -  
for bridges.

- 4.14 Herbich, J.B., 1960. "The effect of spur dikes on flood flows through bridge constrictions". Fritz Engin. Lab. Rept. 280-M-16, Lehigh Univ., Bethlehem, Pennsylvania. -
- 4.15 Chow, Ven Te, 1959. "Open channel hydraulics", 1st. ed. New York McGraw-Hill. -
- 4.16 Bradley, J.N., 1970. "Hydraulics of bridge waterways, 2nd ed. Hydraulic Design Series no. 1, Bureau of Public Roads, Washington. -
- 4.17 Henderson, F.M., 1966. "Open channel flow". New-York: Macmillan. -

# **5**

## **PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION Y TRABAJOS DE ENCAUCE**

## 5.1 PROTECCION A LA CIMENTACION CONTRA LA SOCAVACION.

Principios generales de diseño.- La necesidad de protección contra la socavación, puede ser minimizada con la localización de los puentes en extensiones tangenciales de cauces estables, y situando las cimentaciones en materiales no erosionables. Sin embargo, como se indicó en las secciones 1.1 y 2.5, tal solución no es siempre realizable, económica o deseable desde el punto de vista de trazado de camino.

Habiendo estimado los niveles más bajos probables de socavación como se indicó en el Capítulo 4, varias alternativas están abiertas al proyectista en la selección del tipo y elevación de la cimentación. (Fig. 5.1).

1

Se sitúa el fondo de la zapata de la pila, abajo del nivel estimado de socavación máxima, tomando previsión de la socavación local causada por la columna de la pila y zapata, incluyendo un margen de seguridad apropiado. (Véase la secc. 4.5 para efectos de socavación local en zapatas).

2

Se sitúa el fondo de la columna de la pila, debajo del nivel mínimo estimado de socavación general, y se provee protección contra los efectos de la socavación local. (Véase la secc. 4.5).

3

Soportese la columna de la pila o la zapata, sobre pilotes o columnas enterradas, bien abajo de los niveles de socavación, y diseñados para seguridad cuando la parte superior esté expuesta por socavación.

4

Construyase la pila en la forma de una hilera de pilotes o columnas sin zapata o capitel sólido, hincándolos bien abajo de los niveles de socavación y diseñados para seguridad cuando la parte superior esté expuesta por socavación.

5

Como en 3, pero protegiendo las partes altas de los pilotes o columnas contra la exposición por socavación local.

6

Protejase la zapata aislada o los pilotes contra el efecto de mina, por medio de una cortina de tabla-estacado unida a la cimentación. La cortina por sí sola debe ser diseñada contra la socavación y pérdida de soporte.

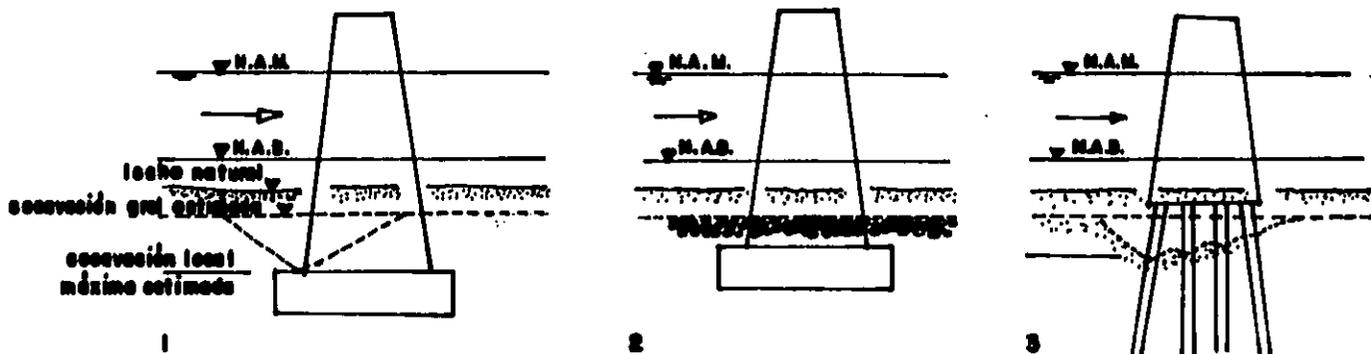
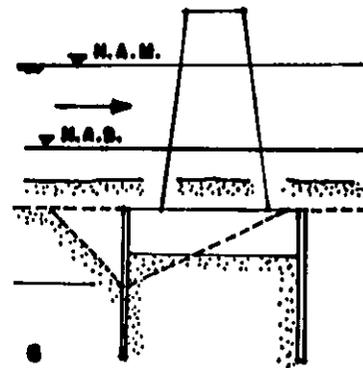


FIGURA 5.1 - Varios tipos de diseño de cimentación de pilas, tomando en cuenta la erosión (véase también la figura 4.13).

- 1.- Fondo de la zapata localizada debajo del nivel de erosión máxima estimado.
- 2.- Zapata colocada debajo del nivel general de erosión y protegida con enrocamiento para efectos de erosión local.
- 3.- Pila apoyada en pilotes diseñados para soportar la exposición de su parte superior, con alternativas. 4.- pilotes continuados hacia arriba para formar una pila multi-columnar y 5.- con protección de enrocamiento como en 2.
- 6.- Zapata protegida por una pantalla de tabla-estacado,



La selección dentro de estas posibles alternativas depende de una gran cantidad de factores, dentro de los que se incluyen: requerimientos de capacidad soporte, condiciones del sub-suelo, economía, métodos factibles de construcción, programa, procedimientos de inspección, etc. Los siguientes puntos pueden ser relevantes para hacer la selección.

1

Dado que la peor socavación local en una pila u otra obstrucción está muy directamente relacionada con el ancho de la obstrucción (véase secc. 4.5), es importante que las zapatas y los capitales de los pilotes confiables a ser expuestos a corrientes fuertes, deben ser tan angostos como lo permita la consistencia con los requerimientos estructurales. Las narices de las pilas deben ser alineadas con la corriente, y ejes largos deben ser alineados paralelamente a la dirección principal (localmente) de la corriente. En cauces divagantes, donde la dirección de las corrientes son difíciles de predecir, puede ser aconsejable controlarlas por medio de trabajos de encauce, o emplear una pila consistente en una hilera de columnas circulares separadas (la última solución puede no ser atractiva donde la corriente lleva escombros en flotación).

2

Las zapatas o cajones, deben, de ser posible, quedar bien abajo de los niveles de socavación general estimados.

3

Proteger cimentaciones poco profundas por amontonamiento de piedras alrededor de ellas (una práctica usualmente adoptada en puentes existentes), es frecuentemente una solución poco satisfactoria, ya que la piedra tiende a requerir un reemplazo continuo y los montones reducen el área hidráulica disponible, por lo que se incrementa la velocidad promedio y la socavación entre las pilas.

4

Colocar una zapata aislada directamente en un material no cohesivo no muy abajo del nivel estimado de socavación, necesariamente entraña un cierto grado de riesgo, debido a la actual incertidumbre de los estimados de socavación, a posibles accidentes y cambios imprevisibles de régimen que pudieran producir una mayor socavación. Es aconsejable considerar el uso de pilotes hincados bien abajo del nivel estimado de socavación, ya que el gasto de hundir un cajón o una zapata en material no cohesivo a niveles fácilmente alcanzados por los pilotes, es normalmente prohibitivo.

5

Donde hay un historial de acumulaciones de troncos u otros escombros, debe ser considerada la posibilidad de una socavación severa que puede ocurrir como resultado de un bloqueo masivo del estrechamiento.

6

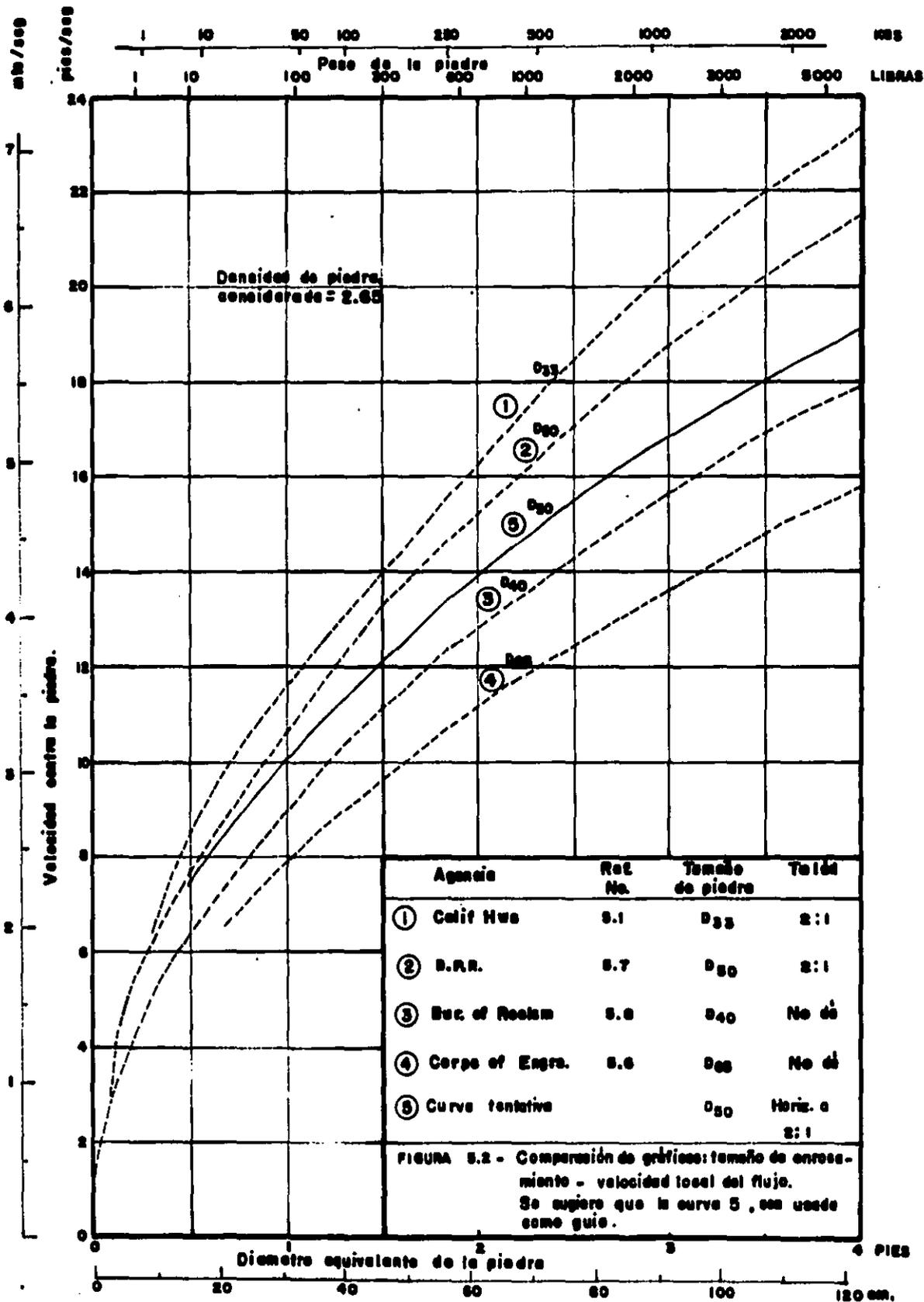
El uso de ataguas de tabla-estacado para proteger las zapatas y pilotes, puede ser contraproducente si la atagufa es mucho más ancha que la pila en sí, ya que su efecto puede incrementar grandemente la profundidad local de socavación.

Planchas protectoras alrededor de pilas y zapatas.- Donde sea económico prevenir el desarrollo de depresiones por socavación local inmediatamente alrededor de las pilas, pueden ser provistas planchas consistentes en enrocamientos, colchones flexibles u otros materiales apropiados. La plancha debe ser preferentemente colocada por capas de tal suerte que su superficie quede abajo del nivel esperado de socavación general; cuando no es práctico hacer lo anterior, la plancha debe ser diseñada como un playón, como se discute a continuación en la secc. 5.8, y la reducción en el área hidráulica, causada por la presencia del playón, debe ser tomada en cuenta. La plancha debe proteger alrededor de la nariz de la pila a una distancia igual a 1.5 veces el ancho de la pila, y debe ser igual en espesor a dos veces  $D_{50}$  el tamaño de la piedra. El tamaño de la piedra puede ser seleccionado de la fig. 5.2, tomando la velocidad local como aproximadamente 1.5 veces la velocidad media a través del estrechamiento. Donde el costo de las planchas es apreciable, puede ser aconsejable realizar pruebas con modelos, como una ayuda para estimar el tamaño de piedra requerido y la extensión de la plancha.

Procedimientos de construcción y mantenimiento.- Los escombros capturados en las pilas deben ser movidos lo antes posible. Deben mandar hacerse levantamientos después de avenidas o acumulaciones, usando buzos cuando haya necesidad de garantizar.

De las excavaciones para cimentación en lechos granulares, usualmente los materiales pueden ser usados nuevamente para hacer los rellenos que sean necesarios. En lechos arenosos, deben usarse bancos de grava-arena para hacer los rellenos de las excavaciones para pilas, ya que posibles tapones de arcilla se constituirán en una obstrucción al flujo, incrementando la socavación local más allá de lo previsto y perdiéndose la ventaja de una pila esbelta e hidráulicamente eficiente.

La excavación para zapatas aisladas en materiales cohesivos, deben ser rellenas de ser posible, con concreto en toda el área neta. El material de relleno --



puede ser arcilla, grava triturada o piedras, colocadas hasta el nivel del estrato cohesivo o cualquier otra elevación seleccionada.

Las atagufas temporales de tabla-estaca usadas para propósitos de construcción - deben preferentemente ser removidas, a menos que se tenga el riesgo de deterioro del material de cimentación. Si se deja en el lugar, deberá ser cortado y sacado abajo del nivel del lecho, y cualquier saliente encima del nivel esperado - de socavación general debe ser tomado en cuenta cuando se estime la socavación - local.

Bermas usadas como atagufas y para construcción de desvíos, deben ser removidas - y el lecho del río restaurado a su condición natural original inmediatamente después de terminado el trabajo o antes de la temporada de avenidas. El uso de bermas de tierra en lugar de atagufas de tabla-estaca en el trabajo de puentes, debe verse con detenimiento, considerando los efectos adversos de socavación en -- las pilas y régimen de la corriente, que puede resultar por contraer temporalmente el río. La berma de tierra debe estar diseñada para ser "lavada" en el caso -- emergente de una avenida no usual. La vegetación natural, que sirve como protección contra la erosión, debe hasta donde sea posible, preservarse durante la --- construcción, y peso adecuado debe darse a los efectos de procedimientos de construcción, en el régimen natural de la corriente y en el habitat biológico.

## 5.2 EMPLEO DE PROTECCION DE MARGENES Y TRABAJOS DE ENCAUCE.

Razones para su uso. - Muchas localizaciones de puentes requieren el uso de algún tipo de protección en las márgenes, o trabajos de encauce para proteger al puente y sus accesos de daños por avenidas. Los estandares modernos de trazo de caminos, están dirigiéndose a incrementar el uso de trabajos de encauce para hacer - utilizables lugares naturalmente desfavorables. Dicho uso debe ser siempre considerado como una alternativa de trazo en el camino, a una localización más favorable del puente. Se requiere de una buena apreciación del comportamiento del río para optimizar el uso de trabajos de encauce.

Funciones específicas de la protección de márgenes y trabajos de encauce, en relación a los puentes y sus accesos, incluyen:

- Para estabilizar márgenes erosionables de río y ubicación -- del cauce en caso de corrientes divagantes.
- Para economizar en longitudes de puentes por contracción de la vía natural de agua.
- Para dirigir el flujo paralelo a las pilas y por tanto minimizar la socavación local.

- Para mejorar la eficiencia hidráulica del estrechamiento, y por tanto, reduciendo la elevación y la socavación, y facilitar el paso de escombros.
- Para proteger los accesos carreteros de los ataques de la corriente y prevenir la formación de meandros por dobleces sobre los accesos.
- Para permitir el cruce a escuadra del puente por desviación del cauce de alineamiento esviado.
- Para proteger trabajos existentes, reparar daños y mejorar diseños iniciales.

Tipos.- Los principales tipos de protección a márgenes y trabajos de encauce recomendados para uso en puentes son:

- Revestimiento de márgenes y laderas: enrocamiento, pavimentación, o cualquier otra cubierta colocada en la margen de la corriente, terraplén o ladera superior, para prevenir la erosión.
- Muros de encauce (algunas veces referidos como "malecones" o "muros gufa"): terraplenes construidos más o menos paralelos a la corriente, para dirigir el flujo suavemente a través del estrechamiento.
- Espolones: terraplenes o muros construidos más o menos a escuadra con la margen del río o costa.
- Diques: terraplenes o muros construidos para prevenir la inundación de tierras adyacentes a los caminos y puentes.
- Desviaciones de cauce: cortes artificiales realizados para mejorar el alineamiento del flujo.

Otros dispositivos algunas veces usados, como mallas de alambre, astas de fierro, camas de sauces, hileras de pilotes, no son discutidos en detalle aquí. Muchos de éstos están limitados en su aplicación debido a su fea apariencia.

Es difícil dar una guía general con respecto a tipo de trabajos definidos para ser usados en casos particulares. En mucho depende de métodos de construcción realizables; su diseño es en mucho un arte, y muchas preguntas respecto a ventajas relativas de varios tipos no han sido contestadas definitivamente. Información amplia sobre aplicaciones de protección de márgenes y trabajo de encauce en Ingeniería de Puentes, puede ser encontrada en las refs. 5.1 a 5.4.

Principios generales de diseño y construcción.- Los siguientes principios deben seguirse en el diseño y construcción de protección de márgenes y trabajos de en-

cauce.

1

El costo no debe exceder los beneficios que se derivan. Los trabajos permanentes deben ser usados para puentes importantes en caminos principales y donde los resultados de falla son intolerables. Trabajos menos costosos pueden ser usados -- donde los volúmenes de tráfico sean bajos, donde se tengan rutas alternas disponibles, y el riesgo de falla sea aceptable.

2

El diseño debe estar basado en estudios de tendencias y procesos del cauce y en las experiencias de situaciones comparables. Los efectos últimos, de los trabajos en el cauce natural, deben ser considerados tanto aguas arriba como aguas -- abajo.

3

El reconocimiento del lugar por el proyectista es altamente deseable. Si las --- circunstancias evitan una inspección en el lugar, un reconocimiento aéreo o un - estudio de aerofoto son posibles substitutos.

4

La posibilidad de usar el estudio en modelos como una ayuda para el diseño, debe considerarse desde las primeras etapas.

5

Los trabajos deben ser inspeccionados periódicamente después de la construcción con la ayuda de levantamientos topográficos, para verificar resultados y modificar el diseño si es necesario. El primer diseño puede requerir modificación. Es aconsejable mantener estas inspecciones continuamente y no en forma esporádica.

6

En lugar de dar mantenimiento a un camino existente o puente, debe considerarse la relocalización a otra parte menos riesgosa.

También debe hacerse referencia a la sección 2.5, par tomar en cuenta el criterio de diseño básico para cruces de puente, y a la secc. 4.3, con respecto a los procedimientos de diseño del estrechamiento.

### 5.3 REVESTIMIENTO DE MARGENES Y LADERAS.

Selección del tipo de revestimiento. - El tipo de revestimiento que deberá usarse dependerá del costo y de consideraciones de durabilidad, seguridad y apariencia.

Los tipos comúnmente usados son revestimientos flexibles, entre los que quedan - incluidos: enrocamiento, canastas de alambre rellenas de piedras, mallas de alambre sobre capas de piedra, concreto ensacado y losas de concreto articuladas.

Entre los tipos rígidos se incluyen: losas de concreto, suelo-cemento, concreto asfáltico, y amazones de troncos.

La atención se concentra aquí en el enrocamiento, debido a sus considerables ventajas sobre otros tipos, en muchas circunstancias.

Sintetizando:

- Es flexible y no es dañado por movimientos ligeros del terraplén, resultante de asentamientos.
- El daño local es fácilmente reparable.
- No son necesarios equipos especiales o prácticas especiales de construcción.
- La apariencia es natural.
- La vegetación frecuentemente crecerá entre las rocas.
- Espesores mayores pueden ser provistos al pie para disminuir socavación posible.
- La subida de oleaje es menor que con los tipos lisos.

Una ventaja adicional es que, para las personas, presenta menos peligros de resbalones que en los de concreto o de cualquier otro tipo liso de revestimiento.

Los otros tipos de protección flexible, antes mencionados, han sido aplicados exitosamente en trabajos de caminos y puentes. El uso de vegetación consistente en sauces y arbustos densos, debe ser considerado. La cubierta natural de arbustos debe ser conservada hasta donde sea práctico, durante la etapa de construcción.

El tipo más común de revestimiento rígido consiste en losas de concreto reforzado, normalmente de 10 a 15 cm. de espesor, colados en el lugar sobre el terraplén; es usado cuando es requerido un tipo permanente de protección. El diseño debe incluir una base granular y/o lloraderos para reducir la presión hidrostática durante los periodos de lluvia. Las losas deben tener un remate de tal forma que no puedan ser "peladas" por la corriente, ya sea rematándolas dentro de las márgenes (en dentellón) o colocando una transición de enrocamiento.

Determinación del tamaño de piedra del enrocamiento.- Los métodos para seleccionar el tamaño de piedra, pueden ser divididos en tres categorías: experiencias locales, reglas empíricas, y diagramas y fórmulas hidráulicas.

1

La experiencia local puede ser confiable, cuando un número suficiente de instalaciones han sido probadas en servicio bajo avenidas que sean aproximadas a las condiciones de diseño. En base a tales experiencias, algunas organizaciones han desarrollado información empírica sobre tamaños de piedras requeridas para varios tipos de situaciones que ellas enfrentaron. Dicho enfoque se usó extensivamente y aún encuentra aplicación.

2

Las reglas empíricas que pueden ser mencionadas incluyen la de Blench (ref. 5.5), que se lee como sigue: "una gufa gruesa es que para ríos con extensos lechos de arena normalmente necesitará piedra de aproximadamente 75 kg. si no tiene una carga de fondo muy grande; una menor podrá tener piedra tan pequeña como 25 kg. Un río con grava con pequeña carga de fondo deberá usar piedra cuyo tamaño sea al menos, dos veces el diámetro del material de mayor tamaño que rueda en el lecho, si es esperado un ataque moderado; para un ataque muy violento, como en el remate de un espolón, tres veces el tamaño es seguro".

3

El tamaño de piedra requerido para estabilidad, depende teóricamente de la velocidad de flujo adyacente a la ladera, densidad de piedra, tirante, grado de turbulencia y remolinos, curvatura del flujo y talud de la ladera.

Fórmulas y diagramas prácticos publicados por diferentes agencias, varían considerablemente en sus predicciones (ref. 5.1, 5.6, 5.7 y 5.8). La dificultad general en el uso del criterio hidráulico, es que el tamaño obtenido es muy sensitivo a la velocidad del flujo considerada, que puede ser difícil estimar en la práctica. Un método sistemático para prever la curvatura y turbulencia a gran escala está también faltando.

La fig. 5.2, adaptada de la ref. 5.7 compara gráficas de tamaño de piedra contra velocidad local del flujo contra la ladera, basadas en las recomendaciones de 4 agencias de los Estados Unidos. La dispersión es bastante grande, pero debe hacerse notar que las diferentes agencias usan diferentes criterios para determinar el tamaño representativo de las mezclas. Ajustando a una base común, digamos  $D_{50}$ , se reducen las discrepancias. Una curva sugerida de compromiso, considerando un peso específico de 2.65, es mostrada en la figura.

En ausencia de información de campo o de modelos de prueba, la velocidad local contra el talud de un terraplén más o menos paralelo al flujo, puede ser tomado aproximadamente como 2/3 de la velocidad media en la sección transversal, cuando

el cauce es recto. Para flujo alrededor de una curva severa, la velocidad cerca de la margen exterior puede subir hasta  $4/3$  la velocidad media en la sección transversal (ref. 5.1). Las velocidades locales en los remates de los muros de encauce o espolones, puede exceder considerablemente la velocidad media en la sección transversal.

Cuando la piedra obtenida es por explotación de banco para uso en enrocamiento, el tamaño promedio especificado, generalmente afecta el costo en menor grado, así que el refinamiento en la selección del tamaño está por demás garantizado. Cuando el uso se hace de depósitos de piedra, la estimación del tamaño mínimo es table puede ser más crítica.

En vista de la incertidumbre de la información detectada, deberán considerarse factores de seguridad apropiados donde las fallas pueden ocasionar consecuencias serias, especialmente en localizaciones como la entrada a las contracciones, donde de las márgenes pueden estar sujetas a severos ángulos de ataque.

La ref. 5.9, puede ser consultada para discusión teórica de la resistencia a la acción del flujo, de piedras y formas de precolados.

Especificaciones de graduación en el enrocamiento. - Tal parece que hay un acuerdo general que no es crítica la distribución exacta de tamaños en una mezcla para enrocamiento, pero ésta deberá formar una curva de graduación suave, sin grandes divergencias entre los tamaños medio y máximo. El tamaño obtenible de la figura 5.3, debe ser tomado como el diámetro medio ( $D_{50}$ ), que quiere decir que el 50% en peso de la mezcla, debe ser mayor. La forma de la piedra, cuando sea práctico, debe ser lo más cercana al cubo; en particular formas de losas delgadas (lajas), deben ser evitadas. Las piedras deben estar sujetas a pruebas de sonido y durabilidad.

La tabla 5.1, sugiere especificaciones para tres clases de enrocamiento que deben encajar para un rango suficientemente amplio de situaciones de flujo. La tabla indica velocidades locales aproximadas, en taludes de 1 sobre 2. En pendientes mayores las velocidades permisibles deben ser reducidas en algo, y en pendientes más tendidas pueden ser ligeramente incrementadas. El flujo se supone paralelo a las márgenes

Espesor del enrocamiento y colocación. - El espesor de la capa de piedra, medido normalmente al talud, debe ser al menos tan grande como la mayor dimensión de las piedras mayores en la graduación especificada. La ref. 5.1, recomienda al menos dos capas de roca sobrepuestas, de tal suerte que una pequeña pérdida de material no pueda causar una falla masiva. A menos que el terraplén esté constitui

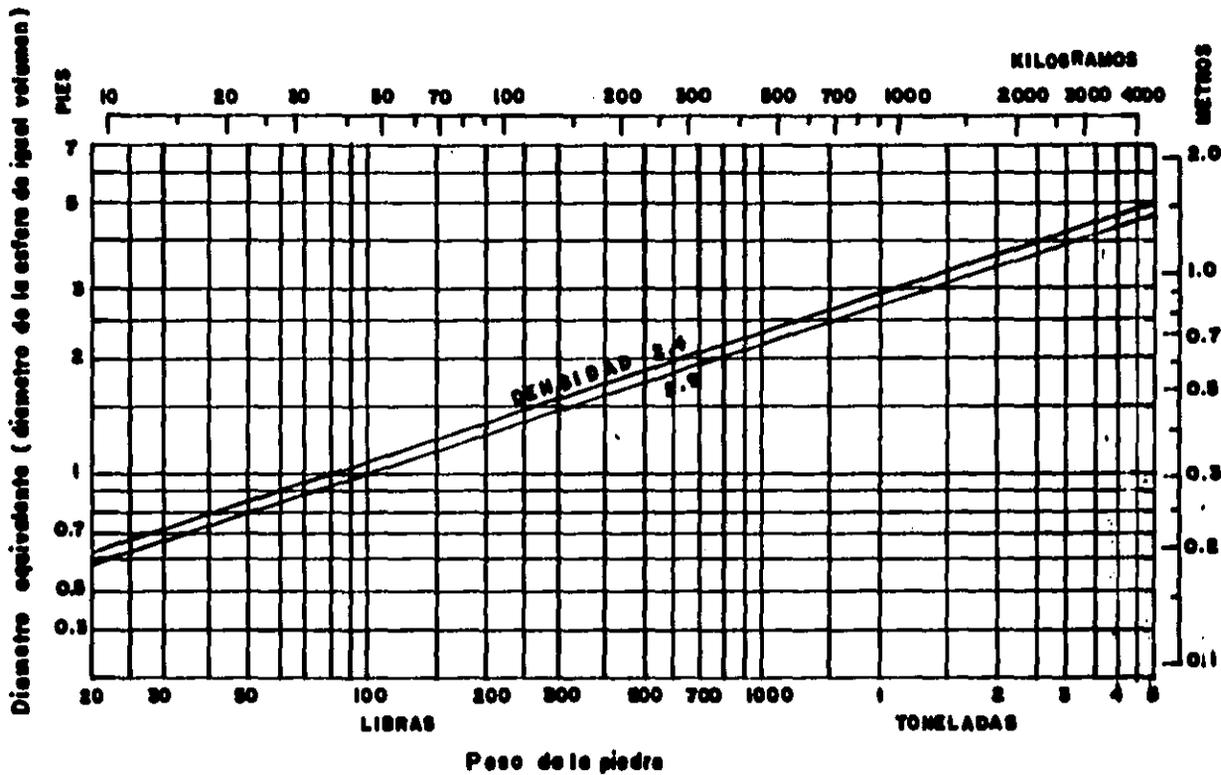


FIGURA 5.3.- Diagrama de conversión: Tamaño de piedra - peso

**TABLA 5.1 GRADUACION SUGERIDA PARA ENROCAMIENTO USADO EN REVESTIMIENTO DE MARGENES.**

---

**CLASE I**

**Diámetro nominal equivalente: 30 cm. o peso de 40 kg.**

**Velocidad local permisible: hasta 3.0 mts./seg.**

**Graduación especificada:**

	100%	menor de 45 cm.	o	150 kg.
al menos	20%	mayor de 35 cm.	o	75 kg.
" "	50%	" " 30 cm.	o	40 kg.
" "	80%	" " 20 cm.	o	12 kg.

---

**CLASE II**

**Diámetro nominal equivalente: 50 cm. o peso de 200 kg.**

**Velocidad local permisible: hasta 4.0 mts./seg.**

**Graduación especificada:**

	100%	menor de 75 cm.	o	750 kg.
al menos	20%	mayor de 60 cm.	o	350 kg.
" "	50%	" " 50 cm.	o	200 kg.
" "	80%	" " 30 cm.	o	35 kg.

---

**CLASE III**

**Diámetro nominal equivalente: 75 cm. o peso de 750 kg.**

**Velocidad local permisible: hasta 5.0 mts./seg.**

**Graduación especificada:**

	100%	menor que 1.20 m.	o	2,500 kg.
al menos	20%	mayor que 90 cm.	o	1,250 kg.
" "	50%	" " 75 cm.	o	750 kg.
" "	80%	" " 50 cm.	o	200 kg.

---

Nótese que los porcentajes están referidos por peso; y los tamaños anotados son diámetros de esfera equivalente.

La densidad relativa se ha considerado que está en el rango de 2.4 a 2.9. (Para la conversión tamaño-peso, véase el diagrama de la fig. 5.3).

do de grava triturada, debe ser colocado un filtro de material granular debajo del enrocamiento para evitar que el terraplén se deslave entre las rocas. Para cauces estrechos, la reducción en el área de la sección transversal causada por una capa gruesa de enrocamiento puede ser significativa, y una forma más delgada de revestimiento puede ser preferible.

El procedimiento de colocar el enrocamiento es importante, para obtener los beneficios deseados. La colocación individual de las piedras no es normalmente justificable económicamente, pero un control estricto del volteo, durante la construcción, es necesario para asegurar un trabajo apropiado de las piedras, así como una razonable igualdad de espesores y textura superficial, y así como una igualdad en la distribución de tamaños, sin protuberancias o rocas grandes aisladas. Proyecciones aisladas pueden provocar remolinos severos, propiciando fallas.

Conversión del tamaño de piedra a peso.— La fig. 5.3 muestra la relación entre el peso de la piedra y el diámetro de la esfera equivalente, para pesos específicos entre 2.4 y 2.9. El diámetro de la esfera equivalente  $D_e$  está definido por:

$$D_e = 1.24 \text{ Volumen}^{1/3} \dots\dots\dots (5.1)$$

La ref. 5.1 da información relacionando el volumen a la dimensión principal para varias formas geométricas.

#### 5.4 MUROS DE ENCAUCE (MALECONES).

Usos.— Los muros de encauce (fig. 5.4) pueden ser usados para confinar el flujo a un cauce único para mejorar la distribución de la descarga a través del estrechamiento, para controlar el ángulo de ataque en las pilas, para mejores configuraciones de meandros, y para prevenir la erosión de los accesos carreteros. Dos muros de encauce son generalmente necesarios cuando el estrechamiento está localizado en medio de una planicie inundable amplia o corrientes entrelazadas, donde la dirección del flujo principal puede divagar de lado a lado. Un único muro de encauce puede ser suficiente, cuando la corriente está confinada en un solo lado del valle, o donde puede tomarse ventaja cuando una margen no es erosionable naturalmente.

Claro entre dos muros de encauce.— El claro mínimo entre dos muros de encauce debe ser seleccionado para proveer el área requerida en el estrechamiento, como se discute en el Capítulo 4. En adición a las limitaciones impuestas por posible socavación, remanso, etc., el grado de contracción puede también estar limitado por procedimientos de construcción, si es difícil y costoso colocar un terraplén en agua con corriente, y es preferible construir en terreno seco o en agua quiete.

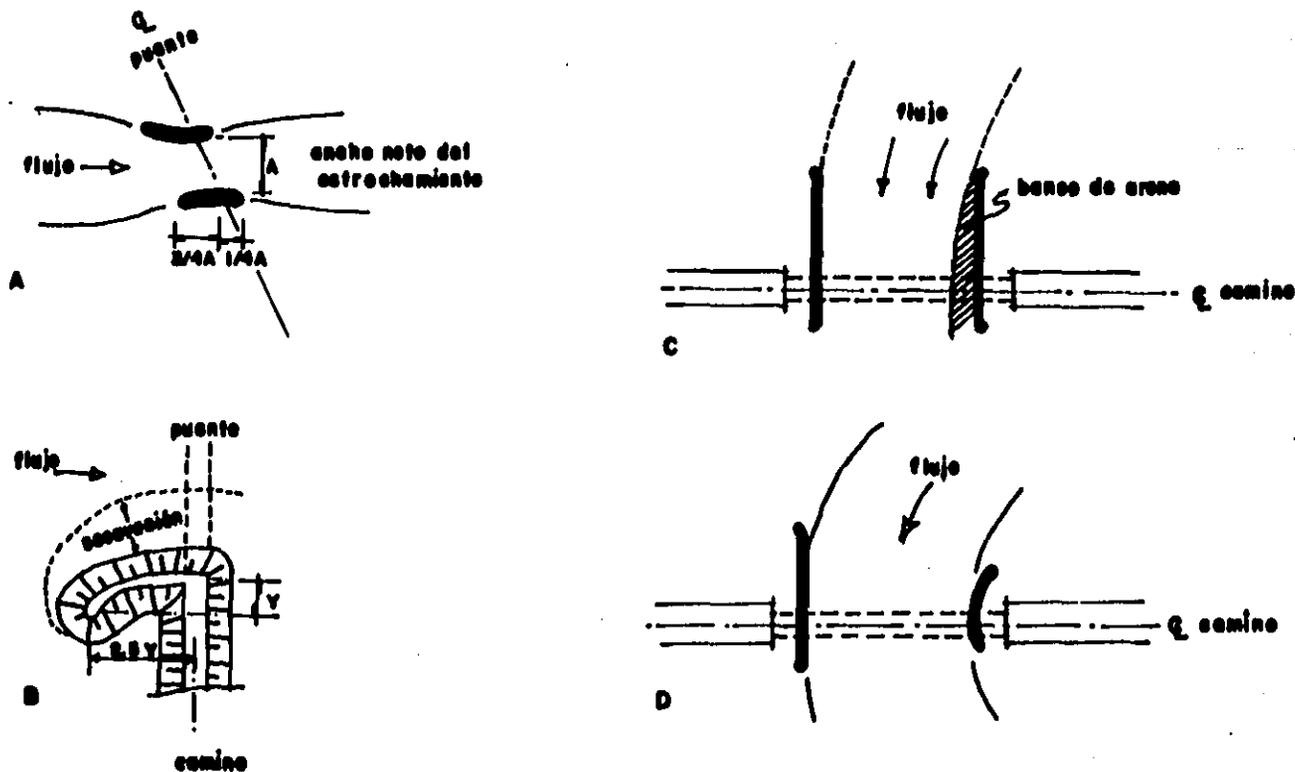


FIGURA 5.4.- Longitud y distribución en planta de muros de encauce.

- a).- Longitud de muro de encauce superior en riego aluviales divergentes.
- b).- Distribución en planta, de un muro de encauce recto, aguas arriba como lo recomienda Koraki (Ref. 5.13).
- c).- Muros de encauce, rectos y paralelos, como se muestra, tenderán a formar bancos de depósito en uno de los lados (una forma elíptica es preferible en este caso, para la margen interior).
- d).- Combinación de muros de encauce recto y curvo en una curva del cauce.

ta. Cuando se escoja localización para los muros de encauce, y antes de proseguir con el diseño final, es esencial verificar que el subsuelo es capaz de soportar el peso.

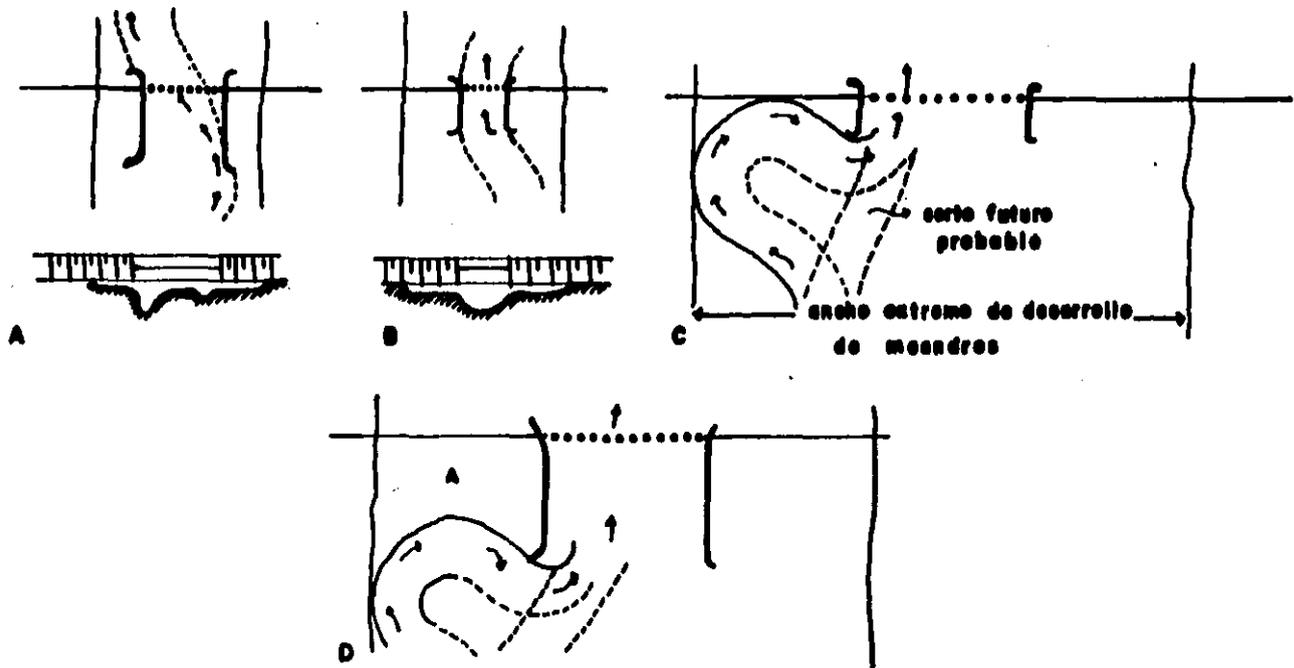
Longitud.- Varios autores (refs. 5.5, 5.10, 5.11 y 5.12) dan reglas de dedo para determinar la longitud de los muros de encauce en ríos que derraman, que relacionan la longitud y el ancho del estrechamiento. Se sugiere que para ríos divagantes inestables, los muros de encauce deben extenderse aguas arriba de la línea - centro del puente  $3/4$  del ancho del estrechamiento; y aguas abajo,  $1/4$  del ancho - (fig. 5.4a). Esta gufa, puede sin embargo, ser modificada, para ajustarse al aspecto natural y comportamiento observado del cauce. Por ejemplo, cuando la tendencia erosiva de una corriente tiene conocida preferencia por irse a un solo lado, una longitud más corta puede ser usada en la otra (fig. 5.4d). En otros casos, longitudes menores pueden ser construídas inicialmente con vistas a una ampliación posterior, si el comportamiento del cauce así lo requiere.

Spring (ref. 5.10) establece, con referencia a los ríos aluviales divagantes del subcontinente Indú, que "la longitud parece estar dependiendo de dos consideraciones: primero, la distancia necesaria para asegurar una aproximación recta del río, al puente; y segunda, la longitud necesaria para prevenir la formación de una curva del río, precedente y detrás del muro de encauce, creando una circulación suficiente para abrir brecha o romper el terraplén gufa de acceso principal". La fig. 5.5 ilustra este razonamiento.

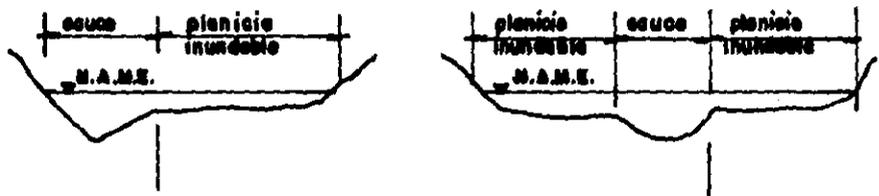
Andreev (ref. 5.12) relaciona la longitud recomendada del muro de encauce a las proporciones relativas de flujo en el cauce y planicie de inundación respectivamente. La fig. 5.6 resume sus recomendaciones, cuya intención parece ser para casos en que el cauce está relativamente bien definido dentro de la planicie inundable. Las longitudes resultantes son considerablemente más cortas que las propuestas por otros autores mencionados.

Adaptación en planta.- Recomendaciones conflictivas de la adaptación para los muros de encauce hay en la literatura disponible, pero la mayoría de las opiniones favorecen una convergencia curva de la margen, formando una entrada de boca de campana al canal de acceso. Karaki (ref. 5.13) recomienda una sección de  $1/4$  de elipse, con una relación de ejes mayor a menor de 2.5 a 1 (fig. 5.4b) el eje mayor presentado paralelamente a la dirección del flujo en el estrechamiento. Esta forma parece particularmente adecuada, cuando la dirección del flujo puede variar.

Los muros de encauce, rectos y paralelos pueden usarse con éxito en ciertas oca-



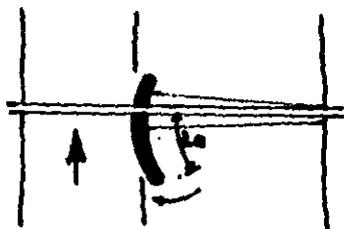
- FIGURA 9.6.— Consideraciones en la selección de longitud de muros de encauce, en ríos aluviales, de acuerdo a Spring (Ref. 5.10).**
- a).-Puente y muros de encauce innecesariamente largos (nótese el desviamiento del flujo y irregularidad de la sección transversal),
  - b).-Longitud corta de puente, permitiendo una sección transversal más eficiente y muros de encauce más cortos.
  - c).-Muros de encauce excesivamente cortos, permitiendo el ataque al terraplén de acceso al ampliarse la curva del meandro.
  - d).-Muro de encauce más largo, para prevenir la situación (c) previendo una protección con el estancamiento de agua que se formaría en el área A.



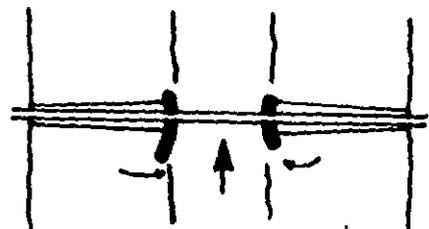
SECCIONES TRANSVERSALES



DISTRIBUCION DE GASTOS



Case (a)



Case (b)

FIGURA 5.6

Figura 5.6 - Recomendaciones de Andreev (ref. 5.12) relativas a la longitud de los muros de encauce en ríos con planicies inundables.

El procedimiento es el siguiente:

- 1.- Se determina la relación  $Q/Q_c$ , donde  $Q$  es el gasto de diseño y  $Q_c$  la parte de  $Q$  correspondiente al cauce principal.
- 2.- Se determina la longitud aguas arriba ( $L_a$ ) del muro de encauce, usando las siguientes cifras en el caso (a):

$Q/Q_c$	1.0-1.2	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5
$L_a/A$	0	0.15	0.3	0.45	0.6	0.75

- 3.- En el caso (b), divida la longitud " $L_a$ " entre los dos muros de encauce en la proporción que nos da la relación de los gastos que escurren fuera del cauce principal:  $Q_{ii}/Q_{id}$
- 4.- Considerese para la longitud del muro de encauce aguas abajo, aproximadamente un tercio de la longitud aguas arriba.
- 5.- Ajustese a características locales.

siones, pero en general hay tendencia a la formación de una barra a lo largo de una de las margenes, provocando una concentración de flujo en el otro lado del canal de acceso (fig. 5.4c). En algunas situaciones una margen derecha en el lado de afuera de la curva, combinada con una margen curva en el interior, puede ser una solución conveniente. (Fig. 5.4d).

Sección transversal y altura.- La fig. 5.7a muestra una sección típica de terraplén para un muro de encauce. El ángulo del talud debe seleccionarse para ajustarse a las condiciones del subsuelo, al ángulo de reposo del material del terraplén y la pendiente provista por el tipo de revestimiento.

A mayor pendiente, menor será el área que requiera protección, aunque se requerirá un revestimiento más pesado. La corona debe ser suficientemente ancha para permitir el movimiento de vehículos de construcción, mantenimiento y medición. Los remates de los muros de encauce deben ser redondeados (fig. 5.7b). La protección contra los "efectos de mina" es tratado en la secc. 5.7.

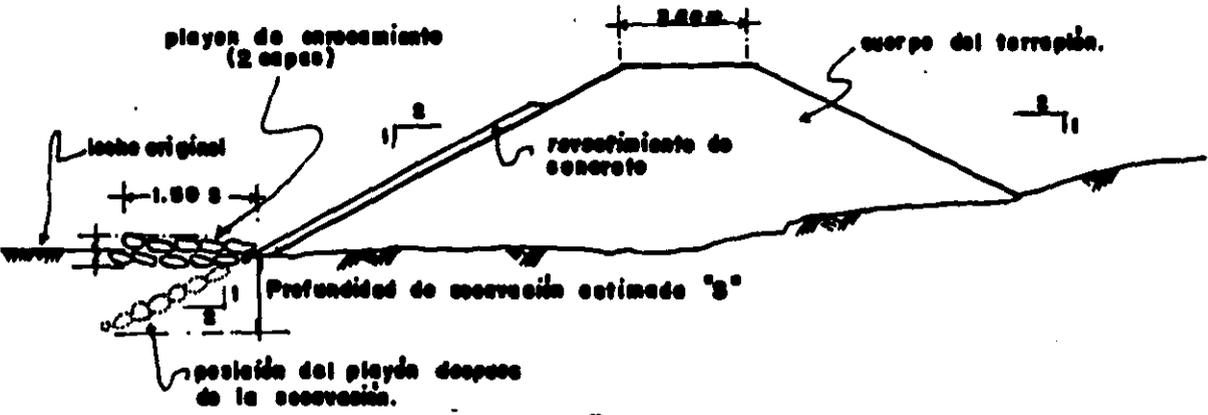
Los muros de encauce deberán normalmente mantenerse arriba del nivel de aguas máximas de diseño, con un bordo-libre apropiado. La elevación del agua estancada, atrapada detrás de los muros de encauce (véase fig. 5.5d y secc. 4.8) será mayor que en el puente en situación de avenida, por un monto aproximadamente igual a la caída normal a lo largo del cauce dentro de los muros de encauce, más la carga de velocidad en el estrechamiento.

Muros de encauce más bajos que pueden ser sobrepasados en grandes avenidas pueden ser preferibles en algunas circunstancias, especialmente cuando el remanso inducido por un muro más alto pudiera ser inaceptable. La corona en estos casos deberá ser protegida contra la erosión.

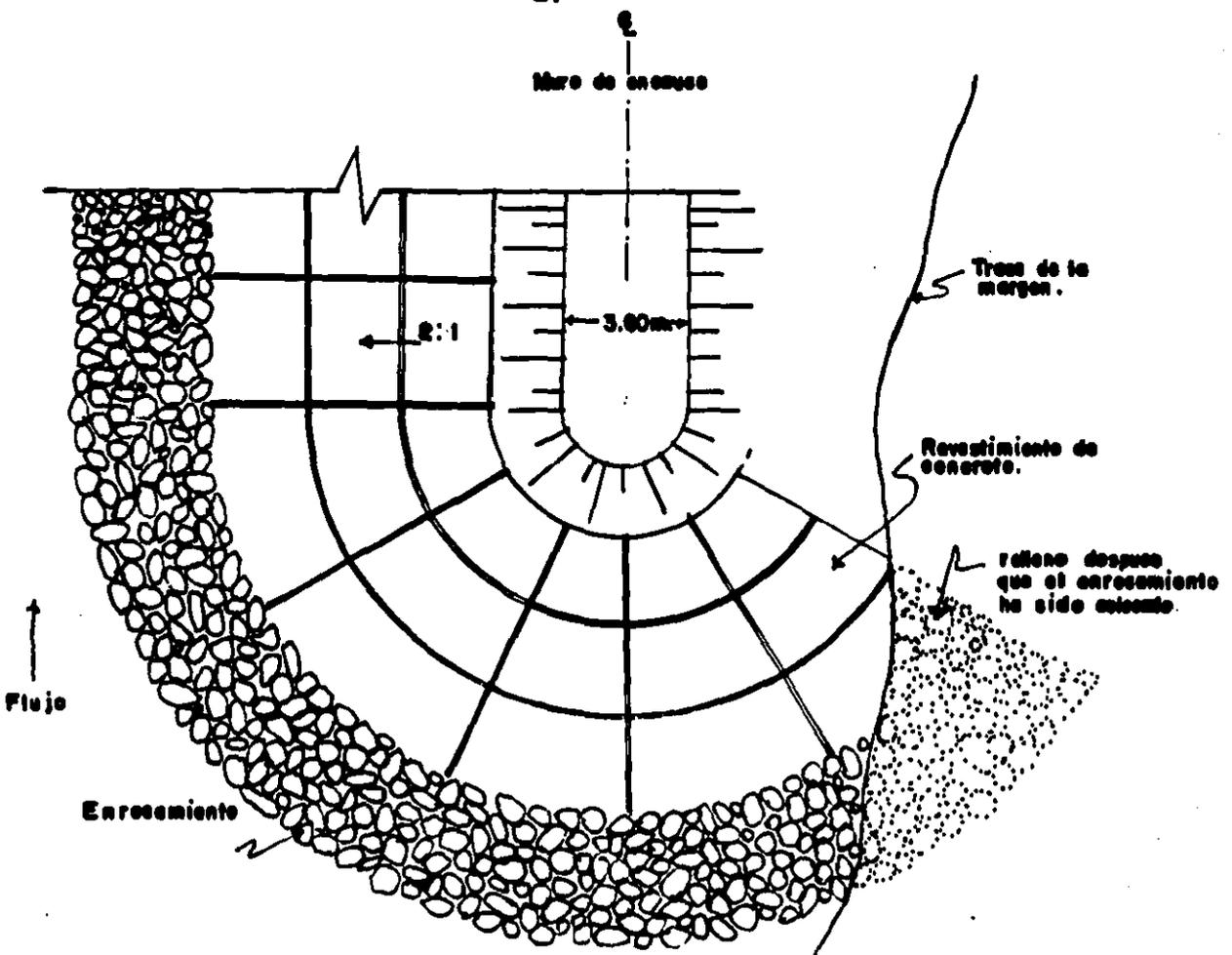
## 5.5 ESPOLONES.

Usos y construcción.- Los espolones pueden ser usados solos o en grupo, para prevenir la erosión de los terraplenes del camino, diques, margenes naturales del río, o en lugar de muros de encauce para dirigir el flujo al estrechamiento. Estos pueden consistir en terraplenes similares en sección transversal y altura a los muros de encauce, o de madera, acero, muros de concreto, estructuras permeables como dobles hileras de pilotes rellenas de árboles cortados. Terraplenes adecuadamente protegidos son recomendados como primera elección.

Un solo espolón, tenderá a causar disturbios severos en el flujo y socavación profunda en su extremo exterior. Los espolones normalmente deben ser usados en grupos, y un solo espolón debe por lo general ser evitado cuando la corriente principal puede chocar contra él. Excepciones a esta recomendación pueden admitirse en-



a.



b.

FIGURA 8.7.- Sección transversal típica de un muro de enrocamiento (a) y detalle de remate (b).

ciertas circunstancias. Los posibles efectos adversos en navegación, deben recibir consideración cuando sea apropiado.

Orientación.- Cuando se construyen en forma de terraplenes, los espolones deben generalmente ser apuntados aguas arriba para así crear estancamiento de agua, lo que provee un colchón para prevenir la erosión de la cara aguas arriba (fig. 5.8 a); es entonces necesario colocar una protección en el remate del espolón, únicamente. Si se apunta aguas abajo para actuar como un deflector de flujo (fig. 5.8 b) las caras agua arriba pueden requerir protección contra la erosión a todo su largo.

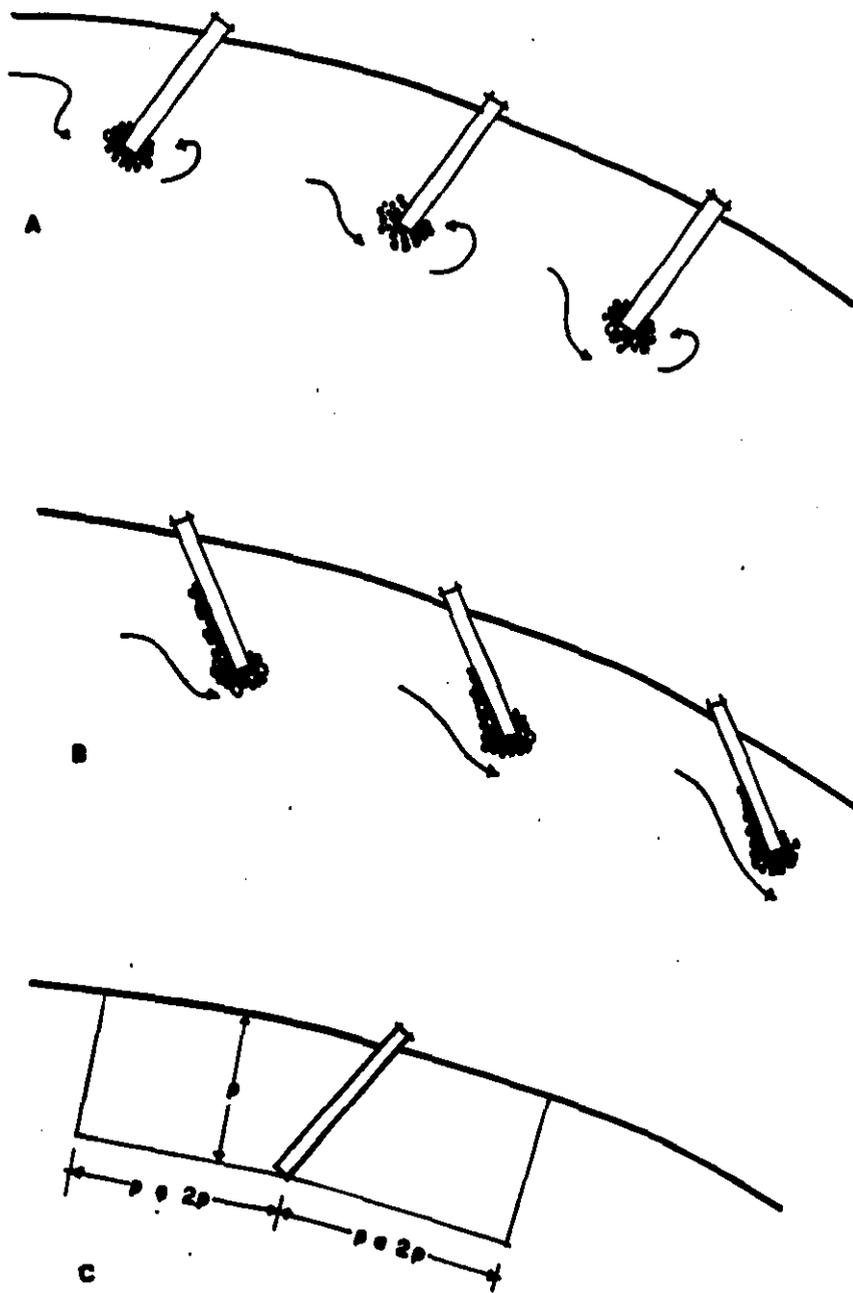
Espaciamiento y longitud.- La longitud de margen protegida por cada espolón, parece ser cuando menos dos veces su longitud proyectada perpendicular a la corriente, igualmente espaciadas con respecto a la proyección de su extremo exterior (fig. 5.8c). Por lo mismo, los espolones no deben estar espaciados más cerca de dos veces de longitud proyectada. Para un grupo de 4 o más, el espaciamiento puede subir hasta 4 veces sus longitudes proyectadas (ref. 5.3).

Cómo escoger, algunos espolones largos o un mayor número de cortos, dependerá de los efectos de disturbio sobre la margen opuesta y sobre el cauce, aguas arriba y aguas abajo.

Para tipos de tierra, debe ser usado el espolón más largo que no provoque erosión excesiva y cree menores disturbios, ya que el costo mayor de este tipo está en el revestimiento del talud y la extensión horizontal sobre el lecho exterior. En lugar de una serie de espolones cortos debe hacerse la consideración de colocar un revestimiento directamente a lo largo de la margen o dique bajo ataque, ésta es usualmente la solución más económica y limpia.

## 5.6 DIQUES.

Los diques son normalmente construidos en planicies inundables, para prevenir que en avenida sobrepase el estrechamiento en el puente por otro lado, o para prevenir efectos indeseables de remanso, especialmente donde puedan ser afectadas adversamente propiedades colindantes. (véase secc. 4.8). En algunos casos pueden servir a dos funciones: para prevenir problemas que nazcan de los trabajos del camino y puente, y para aliviar problemas preexistentes. Una de las aplicaciones más comunes es donde un camino cruza un valle con amplia superficie inundable en un ángulo de esviajamiento substancial, y donde el gradiente del río es tal que un crecimiento significativo de los niveles de la avenida puedan ocurrir en el otro lado del valle (véase secc. 4.8 y fig. 4.16). Otra aplicación es la de controlar cambios drásticos del cauce en abanicos aluviales.



**FIGURA 8.8.- Orientacion y espaciamento de espelones.**  
**a).-Espelones dirigidos hacia aguas arriba.**  
**b).-Espelones dirigidos hacia aguas abajo.**  
**c).-Area aproximada protegida por un espelón.**

Uno de los requerimientos esenciales para un dique es que debe ser impermeable, suficientemente alto para evitar desborde y seguro contra la erosión. Generalmente la corona debe ser suficientemente ancha para servir de camino con propósitos de mantenimiento.

En la construcción de diques, debe tenerse cuidado de afectar la vegetación natural lo menos posible, y evitar zanjas a los lados que puedan desarrollarse en cauces de erosión.

#### 5.7 PROTECCION DE MARGENES Y TRABAJOS DE ENCAUCE CONTRA EL EFECTO DE MINA.

Métodos.- Falta de protección contra el efecto de mina es frecuentemente la causa de fallas en los revestimientos. Básicamente se pueden usar 4 métodos para prevenir el efecto de mina (fig. 5.9).

1

Excavar y continuar la pendiente del revestimiento hacia abajo, hasta encontrar material no erosionable o debajo del nivel esperado de socavación. Este método es el más perdurable, pero puede ser poco práctico o antieconómico si son esperadas socavaciones profundas.

2

Hincar un muro de tabla-estacado desde el pie del revestimiento hasta un material no erosionable o debajo del nivel esperado de socavación. Dicho muro está sujeto a riesgo de falla por la presión de la tierra del lado de la margen después que la socavación ocurra en el lado del cauce, y tiende a causar una socavación mayor que pendientes pavimentadas.

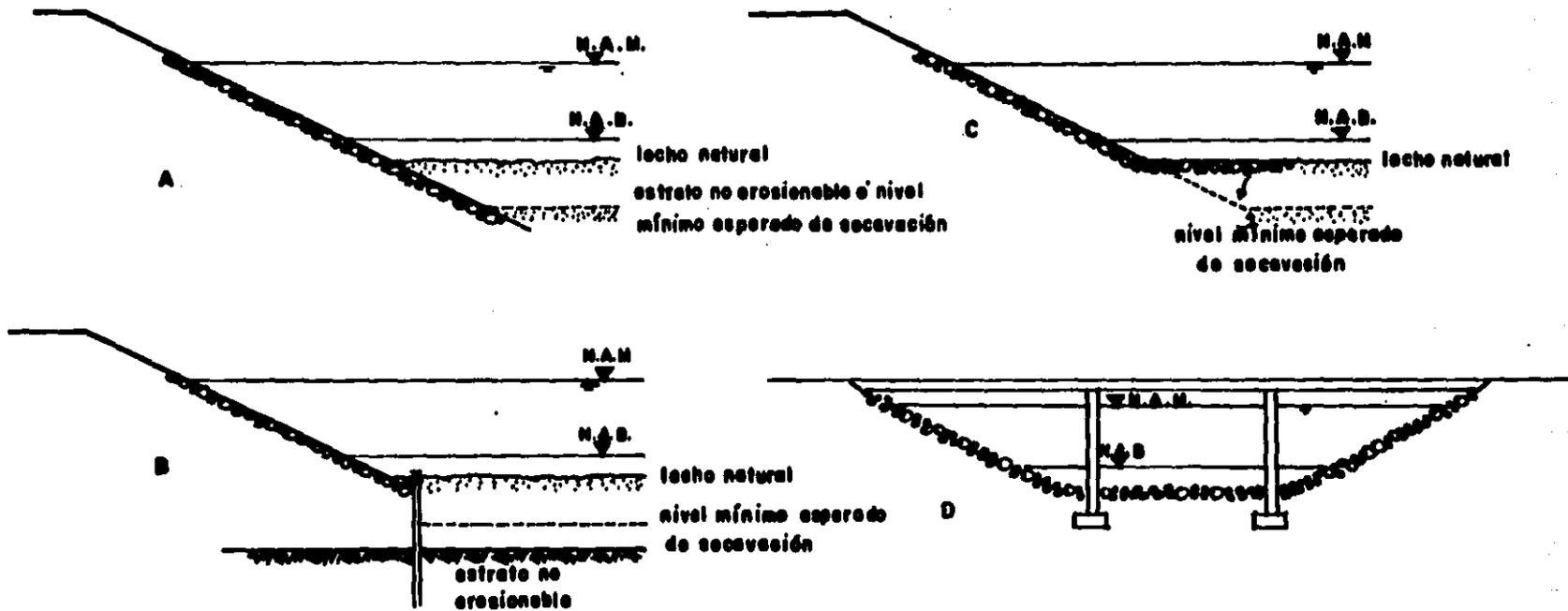
El riesgo de falla resultante de socavación imprevista puede ser reducido si se atan atrás los pifotes a muertos o anclajes similares.

3

Poniendo un "playón" flexible, horizontalmente al pie del revestimiento, en el lecho, de tal suerte que cuando la socavación ocurra, los materiales se asienten y cubran el lado de la depresión de la socavación, con una pendiente natural. Este método es recomendado como el más económico en cauces con lechos no cohesivos, donde son esperadas socavaciones profundas.

4

Pavimentar el lecho completo a lo largo del estrechamiento. Este método es económico sólo para corrientes relativamente pequeñas, la socavación tiende a ocurrir en el extremo del pavimento aguas abajo, a menos que esté enrasado con una forma



**FIGURA 5.2.-** Métodos para proteger el revestimiento de los márgenes contra el efecto de mina.

- a).- Continúe el revestimiento abajo del estrato no erosionable e debajo del nivel mínimo esperado de excavación.
- b).- Hínque una puntilla de table - estacado hasta el estrato no-erosionable.
- c).- Coloque un plegón horizontal a nivel del lecho natural, o abajo de él (el enrocamiento se centrará en el talud al ocurrir la excavación).
- d).- Pavimente el estrechamiento completo ( la elevación del pavimento debe ser lo suficientemente baja para permitir velocidades aceptables).

ción natural no erosionable, o a menos que se forme artificialmente una poza. - El tamaño de las piedras para el pavimento de enrocamiento puede ser estimado -- con la ayuda de la fig. 5.2. La pavimentación puede ser usada en casos donde el "playón" es inaceptable por la socavación asociada que pudiera resultar en una falla por deslizamiento de la margen. La elevación especificada del pavimento de be ser tal que las velocidades a través del estrechamiento sean aceptables.

Playones.- Los materiales usados para los playones incluyen enrocamientos, ma--- llas de concreto articulado, bloques de concreto, y camas de malla de alambre re llenas de piedra. El enrocamiento de piedra es el más comúnmente usado.

En cauces con lechos no cohesivos el diseño de playones de piedra debe estar basado en el lanzamiento de la piedra para una pendiente de 1 sobre 2. Pruebas de modelos (ref. 5.11) han indicado que dicha pendiente es realista para lechos de arena, pero muy poca confirmación definitiva de campo parece haber sido reportada.

El tamaño de las piedras debe ser determinado como para el revestimiento de taludes (véase secc. 5.3). El volumen de piedra debe ser suficiente para cubrir la pendiente socavada a un espesor de  $1\frac{1}{2}$  veces el tamaño de la piedra mayor, en la graduación especificada (tabla 5.1). En el remate del muro de encauce o espolón, debe haber suficiente piedra para cubrir la superficie cónica final de la pendiente socavada. Las pilas no deben estar localizadas dentro de la pendiente del playón a menos que sea inevitable.

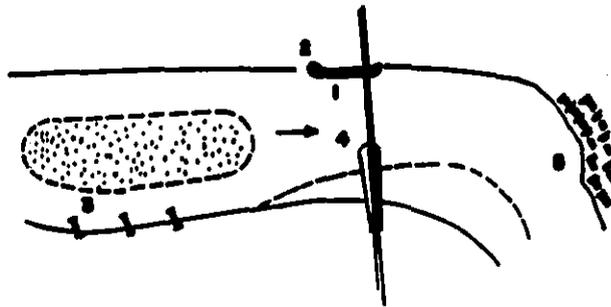
Los playones no se comportan adecuadamente en cauces con lechos cohesivos, en -- donde la socavación ocurre en forma de aplastamientos, como si fueran pisadas. - En tales casos el revestimiento de las margenes debe ser continuado hacia abajo hasta el nivel esperado de peor socavación; y la excavación después rellenada. -

Límites de protección.- Los playones deben ser extendidos en planta alrededor de los remates de los terraplenes más allá de los límites de la socavación esperada bajo las peores condiciones de ataque. Los límites de socavación deben, cuando es posible, ser determinados sobre la base de modelos de prueba o experiencias previas.

Profundidades de socavación a lo largo de las margenes y trabajos de encauce.-

La socavación a los lados y a lo largo de las margenes y trabajos de encauce es factible que ocurra en las siguientes localizaciones: (fig. 5.10).

- A lo largo del cauce y al lado de las margenes y muros de encauce, en flujo paralelo.
- Alrededor de los remates de los muros de encauce; flujo en parte paralelo a la margen, pero con fuertes corrientes en



**FIGURA 5.10.-** Croquis en planta mostrando localizaciones susceptibles de erosión a lo largo de los márgenes, y trabajos de encauce.

- 1-** Flujo paralelo a lo largo del muro de encauce.
- 2-** Remate del muro de encauce.
- 3-** Remate de los espaldones.
- 4-** En la saliente del terraplén de acceso carretero y en sus taludes.
- 5-** En la margen aguas abajo sujeta al impacto directo.

espiral alrededor del remate.

- Alrededor de los remates de los espolones; flujo principal-pegando más o menos un ángulo recto en el remate del espolón.
- Alrededor del terraplén carretero de acceso y taludes sin muros de encauce.
- Sobre la margen, dique, o muro de encauce sujeto a impactos directos del flujo.

Con excepción de alguna información de grandes ríos aluviales en la India y Pakistán, como en las refs. 5.5, 5.10 y 5.11, tal parece que estamos cortos de información documentada sobre profundidades de socavación, en las situaciones arriba mencionadas, que pueden ser usadas como base generalizada para recomendación de diseño. Es por eso que se recomienda fuertemente que cuando sea posible, las profundidades de socavación sean estimadas y proteger el diseño con base en la experiencia con situaciones similares para el río en cuestión. En ausencia de la experiencia, los modelos de fondo móvil pueden darnos una indicación de profundidades relativas. En ausencia de cualquier gufa, de campo o de modelos, el modelo debido a Blench (ref. 5.5) puede ser usado para dar una indicación gruesa de la profundidad de socavación.

## 5.8 DESVIACIONES DEL CAUCE.

Usos.- Las razones para el uso de desviación permanente del cauce en los puentes, son las siguientes:

- 1  
Desviación del cauce lejos de los terraplenes carreteros de acceso.
- 2  
Eliminar o reducir el ángulo de esviajamiento del puente.
- 3  
Proveer un alineamiento del cauce más estable (en lugar de costosos trabajos de encauce).
- 4  
Suministrar una sola estructura en vez de una serie de estructuras separadas por terraplenes.
- 5  
Para reducir los niveles durante la avenida o evitar que sean aumentados por trabajos del camino y puente.

Dificultades.- Antes de diseñar una desviación de cauce, deben considerarse muy cuidadosamente los efectos adversos posibles que sobre el ambiente natural se pueden crear, los efectos adversos son factibles de ocurrir, cuando un cauce natural en meandros es reemplazado por una desviación recta y más corta de menor resistencia hidráulica. Las consecuencias pueden incluir las siguientes:

- Degradación del lecho y aplastamiento de las margenes aguas arriba de la desviación.
- Reemplazo del habitat favorable para peces y vida salvaje, asociados con estanques y bancos de arena, por un cauce recto, de sección transversal regular, con mayores velocidades y transporte de sedimentos.
- Depósito en exceso de sedimento fino, en las extensiones de aguas abajo.

Estos efectos adversos pueden ser reducidos hasta cierto grado por el uso de estructuras de caída, rápidos de roca, para absorber el exceso de pendiente; o diseñando la desviación con un alineamiento cambiante y rugosidad similar a la que se tiene en el cauce natural. Debe tenerse cuidado durante la construcción de desviaciones para evitar erosión y sedimentación; elegir el tiempo apropiado del año para la construcción, por ejemplo, cuando los peces están en incubación.

Degradaciones y erosiones espectaculares pueden ocurrir en desviaciones largas y rectas de corrientes con meandros ya formados, diseñando sin una pendiente adecuada y control de velocidad. Cuando se planeen desviaciones largas un cuidadoso estudio debe hacerse en literatura sobre regimenes de ríos y estabilidad de cauces (ref. 5.5, 5.15, 5.16 y 5.17), o debe obtenerse la asistencia de un especialista.

Principios de diseño.- La capacidad de gasto a sección llena de una desviación, debe ser al menos tan grande como la que tiene el cauce natural. La sección transversal y pendiente para cauces desalineados deben ser seleccionados de tal manera que la velocidad medida no sea mayor que el cauce natural a gastos correspondientes. Cuando secciones transversales menores son deseables por razones económicas, alguna forma de protección para la erosión es necesaria, debiéndose incorporar caídas, para que las velocidades en el cauce natural no se incrementen ni aguas arriba ni aguas abajo.

Es esencial que la desviación diseñada, sea evaluada hidráulicamente en forma completa, dando especial atención a la pendiente provista en primera instancia, la probable rugosidad inmediatamente después de la construcción y al perfil del-

flujo no uniforme que posiblemente se tenga. Es generalmente equivocado considerar que se tendrá un flujo uniforme, en una desviación relativamente corta. Los alineamientos de entrada y salida de la desviación deberán generalmente ser diseñados tangentes al cauce natural, donde las margenes más recientes son erosionables; pero en algunos casos dirigir la salida contra el cauce no erosionable puede ayudar en disipar energía. Debe considerarse la posibilidad de diseñar la desviación a un alineamiento suavemente sinuoso, comparable con el de las extensiones más estables de la corriente natural, para mantener una más cercana -- aproximación de la pendiente natural y rugosidad.

Cortes piloto. - Una desviación de longitud corta, adyacente al puente, debe normalmente ser excavada a sección transversal completa de diseño. Para desviaciones más largas, por ejemplo, una serie de cortes a través de una sucesión de lazos de meandro, los cortes más distantes pueden ser construídos como "cortes piloto", pueden ser excavados inicialmente con secciones pequeñas, pero suficientemente grandes para ser erosionadas, y se permita al río complementar la excavación, los principios que gobiernan el diseño de cortes piloto están tratados en las refs. 5.3, 5.5 y 5.7.

Si el material excavado por el río no tiene el riesgo de quedar asentado fuera - en la extensión aguas abajo, y afectar adversamente el habitat zoológico, es preferible excavar desde el inicio las dimensiones completas del cauce.

## R E F E R E N C I A S .

- 5.1 California Division of Highways, 1960. "Bank and shore protection in California highway practice". Sacramento: Documents Section, State of California.
- 5.2 ASCE Task Committee, 1965. Channel stabilization on alluvial rivers. J. Waterways and Harbors Div., ASCE, February: 7-37.
- 5.3 Acheson, A.R., 1968. "River control and drainage in New Zealand". Wellington: Ministry of Works.
- 5.4 U.S. Corps of Engineers, Committee on Channel Stabilization, 1969. "State of knowledge of channel stabilization in major alluvial rivers". Tech Rep. no. 7 (from Waterways Experiment Station, Vicksburg).
- 5.5 Blench, T., 1969. "Mobile-bed fluviology". Edmonton: University of Alberta Press.
- 5.6 Cambbell, F.B., 1966. "Hydraulic design of rock riprap". Misc. Paper 2-777 U.S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- 5.7 Searcy, J.K., 1967. "Use of riprap for bank protection". Hydraulic Engineering Circular 11, Bureau of Public Roads, Washington.
- 5.8 Peterka, A.J., 1963. "Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators". Eng. Monograph 25, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- 5.9 Izbash, S.V., and K.Y. Khaldre, 1959. "Hydraulics of river channel closure". (Translation 1970 by G.L. Cairns), Capitulo 3, Hydraulic resistance of materials tipped into streams. London: Butterworths.
- 5.10 Spring, F.J.E., 1903 (reprinted 1948). "River training and control - guide bank system". New Delhi, India: Railway Board.
- 5.11 Inglis, C.C., 1949. "The behaviour and control of rivers and canals". Research Publication 13, Central Waterpower Irrigation and Navigation Research Station, Poona, India, 2 vols.
- 5.12 Andraev, O.V., 1960. "Diseño de puentes de cruce" (texto en Ruso). Moscú: Ministerio de auto-transportes y Carreteras.
- 5.13 Karaki, S., 1960. "Laboratory study of scour dikes for highway bridge protection". Bulletin 286. Highway Research Board, Washington.

- 5.14 Gill, M.A., 1968. Discussion on 'Research for river regulation dike design' by J.J. Franco. J. Waterways and Harbors Div., ASCE, May: 263-6. -
- 5.15 Thorn, R.B., 1966. Theory of flow in alluvial channels. Capítulo 15 del "River engineering and water conservation works". R.B. Thorn. London: Butterworths. -
- 5.16 Rogers, F.C., and A.R. Thomas, 1969. Regime canals. Section 6 in "Handbook of applied hydraulics", 3rd ed. C.V. Davis and K.E. Sorensen. New York - McGraw-Hill.
- 5.17 Matthes, G.H., 1956. River engineering. Sección 15 del volumen 3 del "American civil engineering practice". R.W. Abbett. New York: Willey. -

## **APENDICES**

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

I  
SIMBOLOS.

Los símbolos están generalmente definidos donde aparecen en el escrito. En algunas ocasiones se usan los mismos símbolos para diferentes fines. La siguiente -- lista da los principales símbolos usados:

- A - Area de sección transversal; o área de drenaje; o separación entre muros de encauce.
- $B_g$  - Ancho en la superficie del agua.
- b - Ancho del cauce a la mitad del tirante; o ancho de la pila.
- C - Un coeficiente (varia para diferentes fórmulas).
- D - Tamaño de grano.
- $D_{50}$  - Tamaño de grano (en una mezcla), donde el 50% en peso de la mezcla es de menor tamaño.
- $D_e$  - Diámetro de la esfera equivalente (de piedra).
- f - Factor "limo" (Lacey); o frecuencia (%).
- g - Aceleración gravitacional.
- m - Un exponente (Ec. 4.4); o rango del evento en una serie de avenidas.
- n - Número de años de registro; o un exponente; o el coeficiente de rugosidad de Manning.
- N.A.B. - Nivel de aguas bajas.
- N.A.M. - Nivel de aguas máximas.
- q - Gasto unitario.
- Q - Gasto.
- R - Una relación (tabla 3.2).
- s - Profundidad de socavación local (abajo del nivel de socavación general).
- S - Pendiente a lo largo del cauce.
- t - Tirante del flujo.
- $t_f$  - Tirante promedio de socavación, a gasto de diseño.
- T - Intervalo de recurrencia (período de retorno).

- V - Velocidad.
- $V_s$  - Velocidad superficial.
- $V_m$  - Velocidad media.
- $V_f$  - Velocidad en el fondo.
- $\gamma$  - Peso específico del agua.

## II

## INFORMACION HIDROLOGICA EN LA REPUBLICA MEXICANA.

PUBLICACION	ALCANCE	FRECUENCIA	DEPENDENCIA
Boletín Hidrológico del Valle de México	Datos Hidrométricos y Meteorológicos del Valle de México	Anual	Comisión Hidrológica - de la Cuenca del Valle de México, S A R H
Boletín del Servicio Meteorológico Nal.	Observaciones pluviométricas y termométricas*	Mensual	Dirección General del Servicio Meteorológico Nacional, S A R H
Boletín Hidrométrico	Escurrecimientos del río Colorado, Bravo y otros ríos internacionales	Anual	Comisión Internacional de Límites y Aguas, - S R E
Boletín Hidrométrico	Datos Hidrométricos y climatológicos del río Papaloapan	Anual	Comisión del Papaloapan, S A R H
Boletín Hidrológico	Datos Hidrométricos*	Periódica	Comisión Federal de - Electricidad
Boletín Meteorológico	Datos Meteorológicos*	Periódica	Comisión Federal de - Electricidad
Boletín Hidrológico	Datos Hidrométricos**	Periódica	Dirección de Hidrología, S A R H
Boletín Climatológico	Datos Climatológicos región Hidrológica - N° 12 - A (parcial)	Información hasta Dic. de 1972	Dirección de Hidrología, S A R H

\* Se refieren a sus estaciones en toda la República Mexicana

\*\* Abarca información por región Hidrológica. El país está dividido en 37 regiones Hidrológicas

## III

## EJEMPLO DE DISEÑO PARCIAL DE UN ESTRECHAMIENTO.

Los siguientes cálculos intentan ilustrar alguno de los procedimientos para seleccionar el ancho de un estrechamiento y estimación de la socavación general. No se cubre el diseño hidráulico completo.

1.- Información

Gasto de diseño:	$Q = 4.250 \text{ m}^3/\text{seg}$
Nivel del agua correspondiente N.A.M. =	28.35 m
a gasto de diseño:	(sobre el plano de referencia)
Ancho del cauce natural, en la superficie, en el lugar del cruce:	457.20 m
Nivel de aguas bajas N.A.B. =	21.95 m
Elevación promedio del lecho durante aguas bajas	= 21.34 m

El material del lecho del río es arena,  $D_{50} = 0.4\text{mm}$ , a una profundidad mayor que los niveles esperados de socavación.

En base a consideración de costo de las pilas, efectos probables de socavación local, el nivel más bajo permisible de socavación general es seleccionado inicialmente como la elevación 16.75 m sobre el plano de referencia.

Mediciones en el campo de la geometría promedio del cauce en un tramo "cortado" cercano; a un gasto de  $850 \text{ m}^3/\text{seg}$ , da la composición de sección transversal mostrada en la figura A-1; los niveles medios correspondientes para la superficie del agua y del lecho, transferidos al lugar del cruce, están a los niveles 23.16 y 20.12 m respectivamente.

2.- Selección de un tanteo para el ancho de un estrechamiento de acuerdo a la sección 4.3 y figura 4.6

Para  $Q = 4,250 \text{ m}^3/\text{seg}$ , el rango sugerido es aproximadamente 215 m a 320 m Usaremos 300 m como primer tanteo.

3.- Estimación de la socavación general por el método de régimen 2 de la sección 4.4

Primer intento, tomando  $B_s = 300 \text{ m}$  a  $Q = 4,250 \text{ m}^3/\text{seg}$

## Paso 1

Véase la figura A-1 para la sección transversal del cauce "cortado" a

$$Q_i = 850 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q_i = \frac{Q_i}{b_i} = \frac{850}{232.5} = 3.656 \text{ m}^2/\text{seg}$$

## Paso 2

Para estimar el gasto unitario de diseño, se supone un tirante de socavación de 10.0 m a gasto de diseño. Véase la figura A-2.

Entonces

$$q_f = \frac{Q_f}{b_f} = \frac{4,250}{277.5} = 15.315 \text{ m}^2/\text{seg}$$

## Paso 3

De la ec. (4.4)

$$\begin{aligned} t_f &= t_i \left( \frac{q_f}{q_i} \right)^m, \text{ donde } m = 0.67 \text{ para lecho de arena} \\ &= 3 \left( \frac{15.315}{3.656} \right)^{0.67} = 7.925 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo tanto la elevación de la socavación general es:  $28.35 - 7.925 = 20.425$  m sobre el plano de referencia.

## Paso 4

Estime la elevación mínima de socavación general por consideración de una posible redistribución de la sección transversal socavada promedio. Véase la figura 4.11 y figura A-3. Experiencias previas de este río junto con la consideración de un alineamiento derecho en el arribo del flujo, y la intención de proveer trabajos de encauce para mantener el alineamiento, - indica que solo una pequeña provisión necesita ser hecha para irregularidades en el nivel del lecho.

Primer estimado: multiplique el tirante de socavación promedio por 1.4 para tener el máximo =  $1.4 \times 7.925 = 11.095$  m, por lo que la elevación mínima de socavación general es =  $28.35 - 11.095 = 17.255$  m.

Segundo estimado: intente el método de la figura 4.11(a). La elevación -- del lecho en aguas bajas es: 21.34 m y la elevación promedio del lecho so cavado es 20.425 m. Entonces redistribuya el rectángulo de (21.34-20.425) 0.915 m de alto como un triángulo dándonos la mínima elevación del lecho- socavado de 19.51 m.

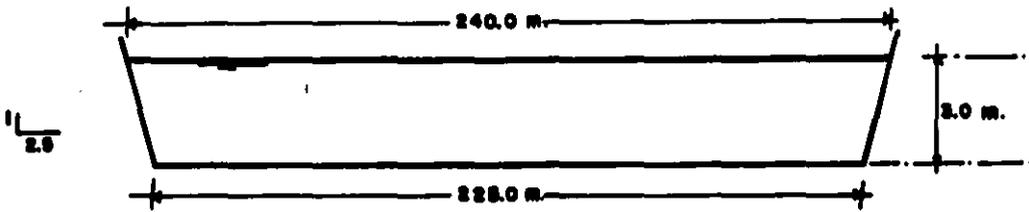


FIGURA A.1 Sección transversal promedio, en un tramo "cortado" de río, con  $Q = 850 \text{ m}^3/\text{seg.}$

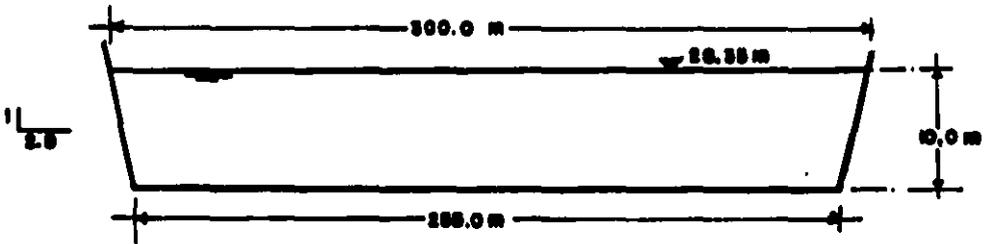


FIGURA-A.2 Sección transversal promedio, excavado en el estrechamiento estimado, con  $Q = 4.250 \text{ m}^3/\text{seg.}$  (paso 2 del primer tanteo).

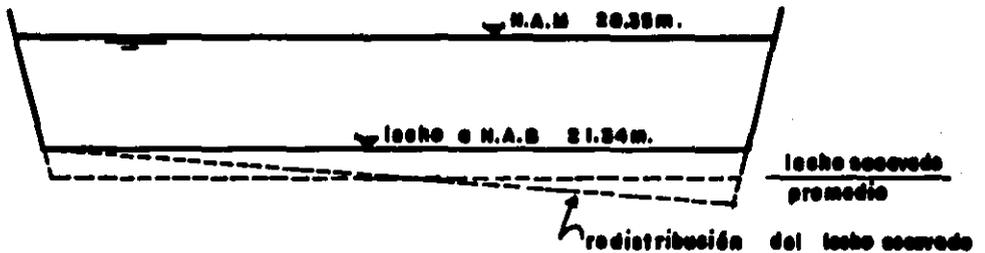


FIGURA A.3. - Redistribución del área de excavación (paso 4 del primer tanteo, segundo método). Esto es el estimado de peor excavación general.

Segundo tanteo:

En base al primer tanteo, tal parece que el estrechamiento podría ser más cerrado y cumplir con el criterio original de una elevación mínima permisible de socavación en la cota 16.75.

Un cálculo similar para  $B_g = 240$  m se acerca al estimado de la elevación mínima de socavación general de 15.00 m y 16.20 m respectivamente, para los 2 métodos de distribución del anterior paso 4; parecen entonces quedar cortos.

Se decide preparar un tercer cálculo por otro método, para  $B_g = 270$  m.

4.- Estimado de socavación general por el método 4 - Velocidad competente, de la sección 4.4

Paso 1

Tomando  $B_g = 270$  m y sin considerar socavación, el área de la sección transversal trapecial a  $Q = 4,250$  m<sup>3</sup>/seg

$$\frac{1}{2} (270 + 235) \times 7.01 = 1.770 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad media} = \frac{4.250}{1.770} = 2.40 \text{ m/seg}$$

$$\text{Tirante: } 28.35 - 21.34 = 7.01 \text{ m}$$

Paso 2

Entre a la figura 4.10 con  $D_{50} = 0.4$  mm, interpole a un tirante de 7.01 m entre las curvas para 6 y 15 m y lea la velocidad media competente como 1.5 m/seg; por lo que una socavación general significativa puede ser esperada.

Supóngase un tirante promedio de socavación en 10.65 m. Entre después a la figura 4.10 con  $D_{50} = 0.4$  mm, interpole y lea la velocidad media competente como 1.70 m/seg.

El área de la sección transversal requerida es:  $\frac{4,250}{1.7} = 2.500 \text{ m}^2$

El tirante promedio de socavación correspondiente, por la geometría de la sección transversal, queda fuera a los 10.0 m.

Correspondiendo a una elevación promedio de socavación de:  $28.35 - 10.00 = 18.35$

Paso 4

La redistribución de la sección transversal socavada por los métodos usados en el estimado 3, da estimados de elevación mínima de socavación de -

15.55 m y 17.07 m respectivamente. Con esta base un estrechamiento ligeramente más ancho podría adoptarse, o el requerimiento inicial de diseño de be ser revisado.

#### 5.- Procedimientos posteriores

Los cálculos mostrados son probablemente suficientes para propósitos de - diseño preliminar. Estos deben revisarse después que se hayan adoptado -- las longitudes de los claros y dimensiones de las pilas y después de una - selección preliminar del tipo de cimentación. Previsiones apropiadas de-- ben hacerse entonces para socavación local en las pilas (sección 4.5) y - atención deben recibir los márgenes de seguridad (sección 4.7).

Si el gasto de diseño ha sido estimado en base a frecuencias (digamos 50- o 100 años) los cálculos de socavación deberán entonces realizarse para - seguridad de la estructura a gastos mayores.

## IV

## MUESTREO Y ANALISIS DEL MATERIAL DE LECHO.

Al realizarse las investigaciones de campo en lugares con lechos erosionables, - muestras del material de lecho susceptible a la acción de la socavación, deben - obtenerse y analizarse. Es importante que las muestras den una representación -- del material en la zona de socavación, por lo que deben localizarse con respecto a información de sondeos e indicaciones superficiales.

En lechos de aluvión de materiales de graduación fina, no hay mucha dificultad - en obtener una muestra representativa. Las muestras simplemente son sacadas en - grueso y analizada su distribución de tamaño de grano--por peso.

Normalmente las distribuciones deben ser graficadas en "por cientos acumulados- en peso de material más fino que" (con escala aritmética en las ordenadas) con-- tra diámetro del grano (escala logarítmica en las abscisas), para producir la ya familiar curva de distribución en papel semi-logarítmico en forma de "S"; con lo que la mediana ( $D_{50}$ ) y otros valores percentiles pueden ser leídos de la curva.- El muestreo y análisis de lechos de grava con una graduación amplia pueden pre-- sentar las siguientes dificultades:

- Una gran diferencia en la naturaleza del material superficial, de un pun- to a otro.
- Diferencias en la naturaleza del material superficial en diferentes pe--- ríodos de tiempo, dependiendo de las condiciones de flujo precedentes.
- Presencia de una capa fina superficial o pavimentación, que no es repre-- sentativa del material inmediatamente debajo de esta capa.
- Dificultades prácticas en recoger y analizar una muestra suficientemente- amplia que pueda ser representativa.

Quando sea práctico, una muestra a granel o varias muestras deben obtenerse y -- analizarse en la misma forma que para materiales de graduación fina. La muestra- a granel puede ser suplida fotografiando pequeñas áreas superficiales a través - de un marco con malla de alambre.

Donde la muestra a granel no es práctica, el muestreo con malla de la superficie puede ser un substituto.

En este método, un marco con malla de alambre es colocado sobre una área que pudiera ser representativa, y piedras individuales son tomadas en los puntos de in- tersección de los alambres. La muestra resultante debe ser analizada por un gra- ficado "porcentaje por número menor que" (escala aritmética de las ordenadas) -- contra diámetros de grano (escala logarítmica en las abscisas). La curva de dis--

tribución de una muestra de superficie, debido a efectos de pavimentación, no necesariamente se obtiene un panorama correcto del grueso del material susceptible de socavación. Es por eso importante complementarlo con sondeos o inspección del material del sub-lecho.

V

BASE TEORICA PARA INFORMACION DE VELOCIDAD COMPETENTE (FIGURA 4.10 Y TABLA 4.1).

Figura 4.10

Las curvas de velocidad media competente fueron obtenidas aceptando el criterio de "régimen" para cauces estables en arena, al lado izquierdo de la gráfica, y - el criterio de esfuerzo cortante para bajas proporciones de movimiento de grava y cantos rodados, a la derecha. Curvas de transición empíricas fueron dibujadas para unir las líneas rectas obtenidas por el criterio de grava con las obtenidas por el criterio de régimen.

Para arena de 0.3 mm se adopta el criterio de régimen para carga de arena insignificantes:

$$\frac{V_m^2}{t} = 1.0$$

Donde  $V_m$  es la velocidad media y  $t$  el tirante.

Para grava se adopta el criterio de Shields:

$$\frac{\tau_o}{\gamma' D} = 0.06$$

Donde  $\tau_o$  es el esfuerzo cortante en el lecho,  $\gamma'$  es el peso específico su mergido del material de lecho, y  $D$  es el tamaño de grano de material de lecho.

Más adelante se consideró la fórmula de la velocidad media:

$$\frac{V_m}{V_*} = 8.45 \left( \frac{t}{k_g} \right)^{1/6}$$

Donde  $V_m$  es la velocidad media,  $V_*$  es la velocidad al cortante ( $= \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$ ),  $t$  es el tirante y  $k_g$  es la rugosidad grano-uniforme equivalente.

Estas ecuaciones pueden combinarse y transformarse algebraicamente para dar:

$$\frac{V_m^2}{g(S-1)D} = 4.3 \left( \frac{t}{k_g} \right)^{1/3}$$

Donde  $S$  es el peso específico seco del material de lecho. Considerando --  $S = 2.65$  y  $k_g = 4D$ , da:

$$V_m^2 = 143t^{1/3} D^{2/3}$$

Esto produce la línea recta con una pendiente 3:1 en el lado derecho de - la figura 4.12.

Las curvas de transición fueron trazadas para unir y no están basadas en información experimental.

La parte teórica en la aplicación de las curvas, estrictamente hablando, es solo

para cauces anchos y rectos con flujo uniforme, y el diagrama completo requiere de una extensa realización de pruebas para su verificación.

Tabla 4.1

En base a estudios en Rusia y E.U.A. en velocidades de socavación y esfuerzo cortante para suelos cohesivos; las velocidades medias competentes sugeridas en la tabla fueron obtenidas de los siguientes valores de esfuerzo cortante en el lecho.

Columna izquierda:	0.035 lb/pie <sup>2</sup>
Columna media:	0.12 "
Columna derecha:	0.35 "

Para convertir esfuerzo cortante en velocidades medias se usó la fórmula de Manning, considerando  $n = 0.025$  en todos los casos. La fórmula entonces la transforma a:

$$V_m = 7.5 t^{1/6} \tau_0^{1/2}$$

Donde  $t$  es el tirante y  $\tau_0$  es el esfuerzo cortante en el lecho.