



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam.



EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

HIDRAULICA FLUVIAL

11-29 FEBRERO DE 1980



## HIDRAULICA FLUVIAL

1	INTRODUCCION	1
1.1	SISTEMA DE UNIDADES	2
1.2	PROPIEDADES DEL AGUA	3
2.1.2.1	Viscosidad dinámica	4
2.1.2.1	Viscosidad cinemática	4
2	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE FORMAN UN CAUCE	5
2.1	PESO ESPECIFICO DE LAS PARTICULAS	6
2.2	FORMA DE LAS PARTICULAS	7
2.3	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS	7
2.4	VELOCIDAD DE CAIDA DE UNA PARTICULA	8
2.2.4.1	Velocidad de caída de una esfera	8
2.2.4.2	Velocidad de caída de una partícula natural	9
2.5	DISTRIBUCION GRANULOMETRICA DE LOS SEDIMENTOS	10
2.2.5.1	Diámetros representativos	11
2.2.5.2	Distribución teórica para representar granulometrías	12
2.6	PESO VOLUMETRICO	14
2.7	CONCENTRACION DE PARTICULAS EN SUSPENSION	15
2.8	VISCOSIDAD DE UN LIQUIDO CON MATERIAL EN SUSPENSION	16
2.9	PESO ESPECIFICO DE UN LIQUIDO CON MATERIAL EN SUSPENSION	17
3	RESISTENCIA AL FLUJO	17
3.1	CONFIGURACION DEL FONDO	17
3.2	RESISTENCIA AL FLUJO EN CANALES SIN ARRASTRE	19
3.2.1	Fórmula de Chezy	20
3.2.2	Fórmula de Manning	20



3.2.3	Fórmula de Darcy	21
3.2.4	Relaciones entre coeficientes de rugosidad	22
3.3	RESISTENCIA AL FLUJO EN CAUCES CON ARRASTRE	23
3.3.1	Métodos que toman en cuenta la resistencia total	24
3.3.2	Métodos que subdividen la resistencia total	25
4	INICIO DE ARRASTRE	26
4.1	ESFUERZO CORTANTE CRITICO PARA SUELOS GRANULARES	27
4.2	ESFUERZO CORTANTE CRITICO PARA SUELOS COHESIVOS	28
4.3	VELOCIDAD MEDIA CRITICA	28
4.3.1	Método de Maza-García	29
4.3.2	Método de Lischivan-Levediev	29
4.4	VELOCIDAD MEDIA CRITICA PARA SUELOS COHESIVOS	29
4.5	DISEÑO DE CANALES Y CAUCES SIN ARRASTRE	30
4.5.1	Método del esfuerzo cortante crítico	30
4.5.2	Método de la velocidad media crítica	32
4.6	ACORAZAMIENTO DEL CAUCE	33
4.6.1	Método de Gessler	35
4.6.2	Método de Cruickshank-García	42
5	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	46
5.1	CUANTIFICACION DEL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO	48
5.1.1	Método de Meyer-Peter y Muller	48
5.1.2	Método de Engelund	49
5.2	CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE DE FONDO SIN SEPARAR FORMAS DE TRANSPORTE	50
5.2.1	Método de Laursen	50
5.2.2	Método de Shen y Hung	51
5.3	CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE EN SUSPENSION	52
5.3.1	Distribución de concentraciones	53

1  
2  
3

4

5.3.2	Fórmulas para cuantificar el transporte en suspensión	55
5.4	CUANTIFICACION DEL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO Y DEL TRANSPORTE DE FONDO EN SUSPENSION	57
2.5.4.1	Método de Einstein	57
2.5.4.2	Método de Bagnold	59
6	DISEÑO DE CAUCES CON ARRASTRE	61
6.1	CLASES DE ESTABILIDAD	61
6.2	GRADOS DE LIBERTAD	62
6.3	GASTO FORMATIVO	63
6.4	CAUCES ESTABLES	64
6.4.1	Método de Altunfn	64
6.4.2	Método de Maza-Cruickshank	66
6.4.3	Teoría de Régimen. Método de Blench	68
7	SOCAVACION	71
7.1	SOCAVACION GENERAL	71
7.2	SOCAVACION TRANSVERSAL	74
7.3	SOCAVACION EN CURVAS	75
7.4	SOCAVACION LOCAL	75
7.5	EROSION AGUAS ABAJO DE GRANDES EMBALSES	76
7.6	EROSION PRODUCIDA POR LA DESCARGA DE COMPUERTAS DE FONDO.	77
7.7	SOCAVACION BAJO TUBERIAS	77
8	OBRAS DE DEFENSA CONTRA EROSIONES	78
8.1	OBRAS DE DEFENSA EN LAS MARGENES DE LOS RIOS	78
8.1.1	Espigones	78
8.1.2	Muros longitudinales	83
8.2	OBRAS DE DEFENSA CONTRA LA EROSION LOCAL	84
8.2.1	Protección contra la socavación al pie de pilas	84
8.2.2	Protección contra la socavacion al pie de estribos	86
8.2.3	Protección contra la erosión bajo tuberías	87



## HIDRAULICA FLUVIAL

### I INTRODUCCION

En la Hidráulica Fluvial se estudian los problemas que se presentan al tratar con corrientes naturales como ríos y arroyos, así como canales artificiales - cuyas paredes y fondo están formados con materiales susceptibles de ser arrastrados por la corriente.

Entre los problemas que pueden ser resueltos por esta rama de la hidráulica, de interés al personal de la Comisión Federal de Electricidad, están:

- Cuantificación del material sólido, arrastrado por un río y que se deposita en un vaso.
- Determinación de las erosiones locales aguas abajo de rápidas o descargas y al pie de pilas y estribos de puentes.
- Diseño de obras de protección contra erosiones locales y para prevenir corrimientos de las márgenes.
- Estudio de las condiciones de equilibrio de los cauces aguas abajo de grandes embalses.
- Determinación de tirantes y velocidades en cauces naturales.



Además, existe una relación estrecha entre los problemas fluviales y los que pueden presentarse en obras marítimas para plantas termoeléctricas, cuando se estudia el efecto del flujo contra el fondo arenoso y viceversa.

Los ríos y arroyos permiten el transporte de agua y sedimentos.

El sedimento está formado por todas las partículas, cualquiera que sea el tamaño, provenientes de las rocas y suelos de una cuenca, que son arrastrados y transportados por una corriente. Por lo tanto, no se incluyen en él ni la materia orgánica ni las sales disueltas en el agua.

### 2.1.1 SISTEMA DE UNIDADES

Las leyes que rigen los fenómenos físicos se expresan mediante relaciones o ecuaciones entre magnitudes físicas. Estas magnitudes se tienen que medir y su valor se expresa en un sistema de unidades.

En un sistema de unidades se escogen unas magnitudes fundamentales y se asigna una unidad a cada una. Las restantes magnitudes se expresan en función de las fundamentales, y en igual forma, sus unidades en función de las unidades fundamentales.

Para el estudio de la hidráulica se requieren tres magnitudes fundamentales y dependiendo de su selección, dos son los sistemas de unidades que serán empleados en este trabajo.

El primero, llamado MKS gravitacional o técnico es el más usual en nuestro medio. Sus magnitudes y unidades fundamentales son

<u>Magnitud</u>	<u>Dimensión</u>	<u>Unidad</u>
Fuerza	F	kgf - kilogramo fuerza
Longitud	L	m - metro
Tiempo	T	s - segundo
y la principal magnitud derivada es la masa		
Masa	M	kgf · s/m <sup>2</sup>

1

2

3

## A.I

El segundo sistema es el internacional. Sus magnitudes y unidades fundamentales son

<u>Magnitud</u>	<u>Dimensión</u>	<u>Unidad</u>
Masa	M	kg - kilogramo masa
Longitud	L	m - metro
Tiempo	T	s - segundo

y la principal magnitud derivada es la fuerza

Fuerza	F	N - newton
--------	---	------------

Un newton es igual a  $1 \text{ kg m/s}^2$

Para pasar de un sistema a otro, se utiliza la segunda ley de Newton, relacionada con la aceleración de la gravedad

$$F = g m$$

I.1

Por lo tanto

$$1 \text{ kgf} = 9.807 \text{ N}$$

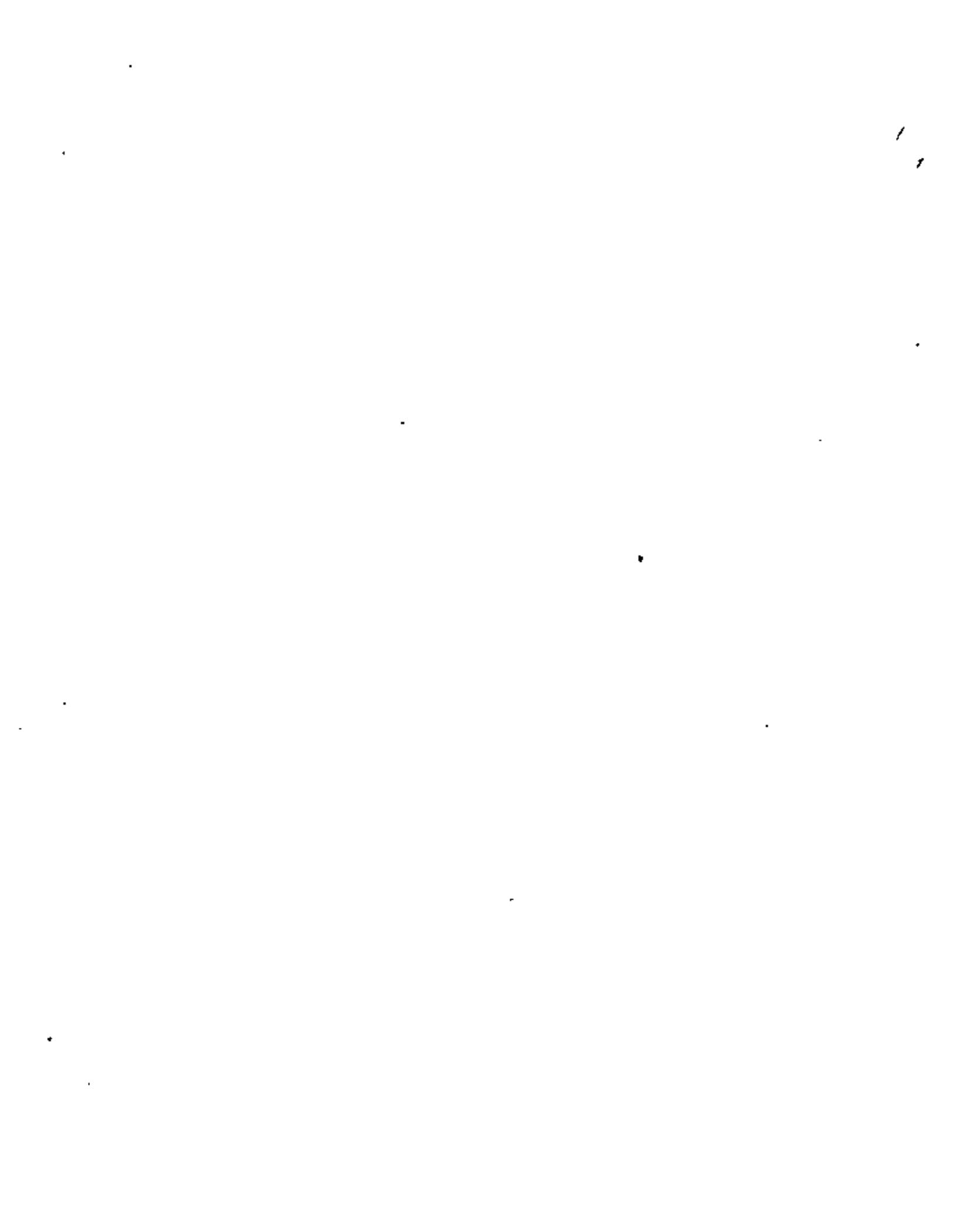
o bien, por comodidad

$$1 \text{ kgf} = 9.81 \text{ N}$$

### 2.1.2 PROPIEDADES DEL AGUA

En hidráulica fluvial se trabaja principalmente con un fluido que es el agua y con material sólido que es el que constituye los sedimentos. Aunque en modelos fluviales es posible trabajar con aire y hasta con aceites, sólo se hará referencia al agua.

Algunas propiedades del agua son intrínsecas de la materia, como peso específico, masa y densidad, cuya explicación se incluye en 2.2.1, al comentar las propiedades de los sedimentos. Aquí se hará un comentario breve de las propiedades que sólo poseen los fluidos.



## 2.1.2.1 Viscosidad Dinámica

La viscosidad es una propiedad de los fluidos por la cual oponen resistencia a su deformación angular. Esa resistencia es proporcional al gradiente de velocidades y a un coeficiente propio del fluido, denominado viscosidad dinámica

$$\frac{FS}{A} = \tau = \mu \frac{du}{dy} \quad 1.2$$

donde  $u$  velocidad del fluido, en una dirección paralela a una pared, en m/s.

$y$  distancia de la pared a la cual se midió  $u$ , en m

$\tau$  esfuerzo tangencial, en  $\text{kg/m}^2$  ó  $\text{N/m}^2$ .

$\mu$  viscosidad dinámica

Las dimensiones de  $\mu$  son  $[\mu] = [\text{ML}^{-1}\text{T}^{-1}] = [\text{FL}^{-2}\text{T}]$  y por lo tanto sus unidades en el sistema internacional son

$\text{kg/m}\cdot\text{s}$

o bien

$\text{N}\cdot\text{s/m}^2$

y en el sistema técnico

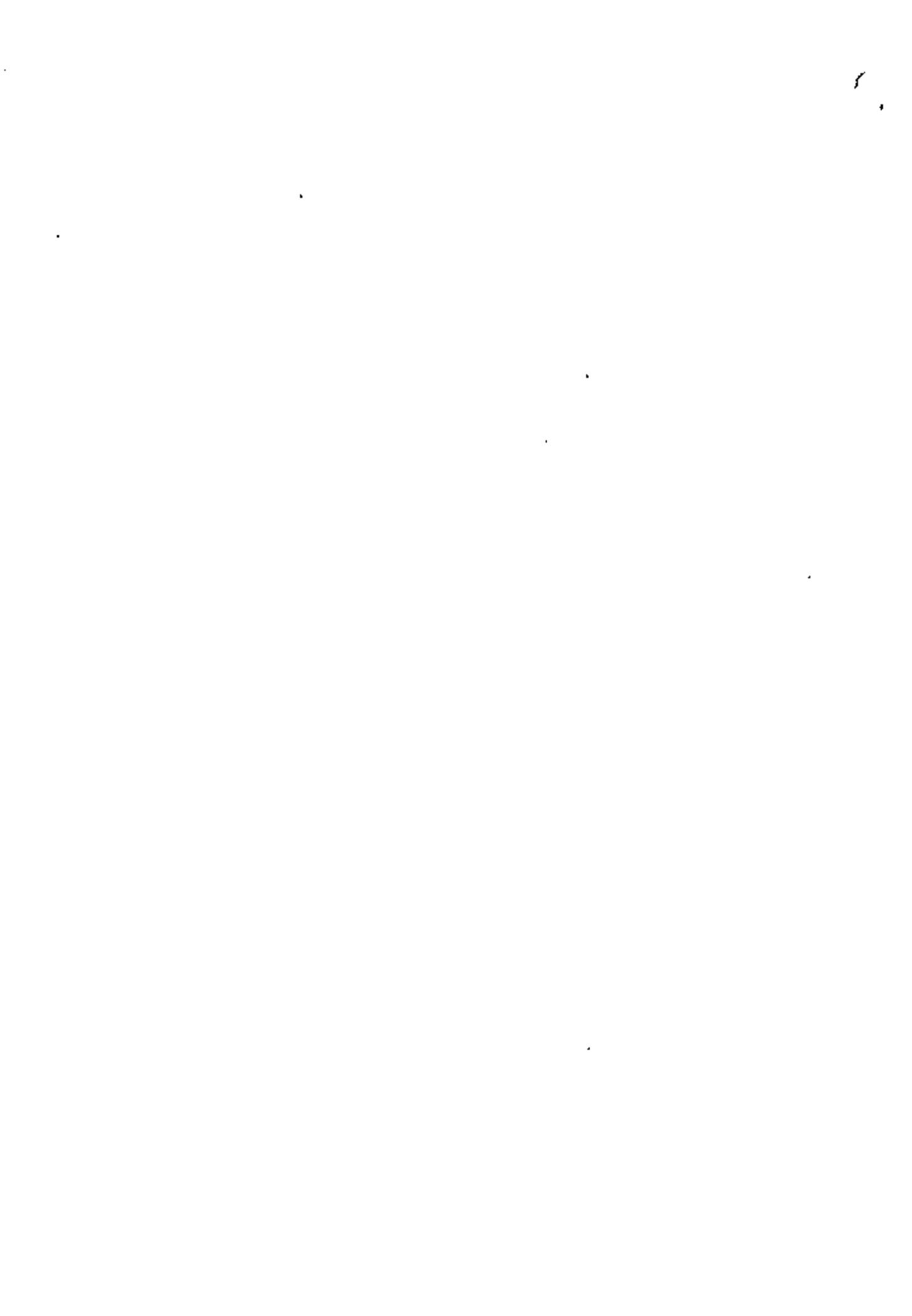
$\text{kgf}\cdot\text{s/m}^2$

En la tabla 1.1 se indican algunos valores de la viscosidad dinámica del agua en función de su temperatura.

## 2.1.2.2 Viscosidad Cinemática

En problemas en que interviene la viscosidad, la práctica más frecuente consiste en utilizar la relación entre la viscosidad dinámica y la masa específica,  $\rho$ , relación que se denomina viscosidad cinemática,  $\nu$ .

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad 1.3$$



Sus dimensiones son  $[v] = [L^2 T^{-1}]$ , por lo que en ambos sistemas sus unidades son  $m^2/s$ .

En la tabla I.1 se indican también algunos valores de la viscosidad cinemática del agua, en función de la temperatura, y de la masa específica.

## 2.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE FORMAN UN CAUCE

Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados y de su comportamiento al ser transportados, se distinguen tres clases de material:

- No cohesivo o granular o friccionante
- Cohesivo
- Rocoso

Las propiedades individuales de las partículas que constituyen un suelo granular y que deben conocerse para resolver problemas en hidráulica fluvial, son:

- 1) Peso específico
- 2) Forma
- 3) Tamaño
- 4) Velocidad de caída

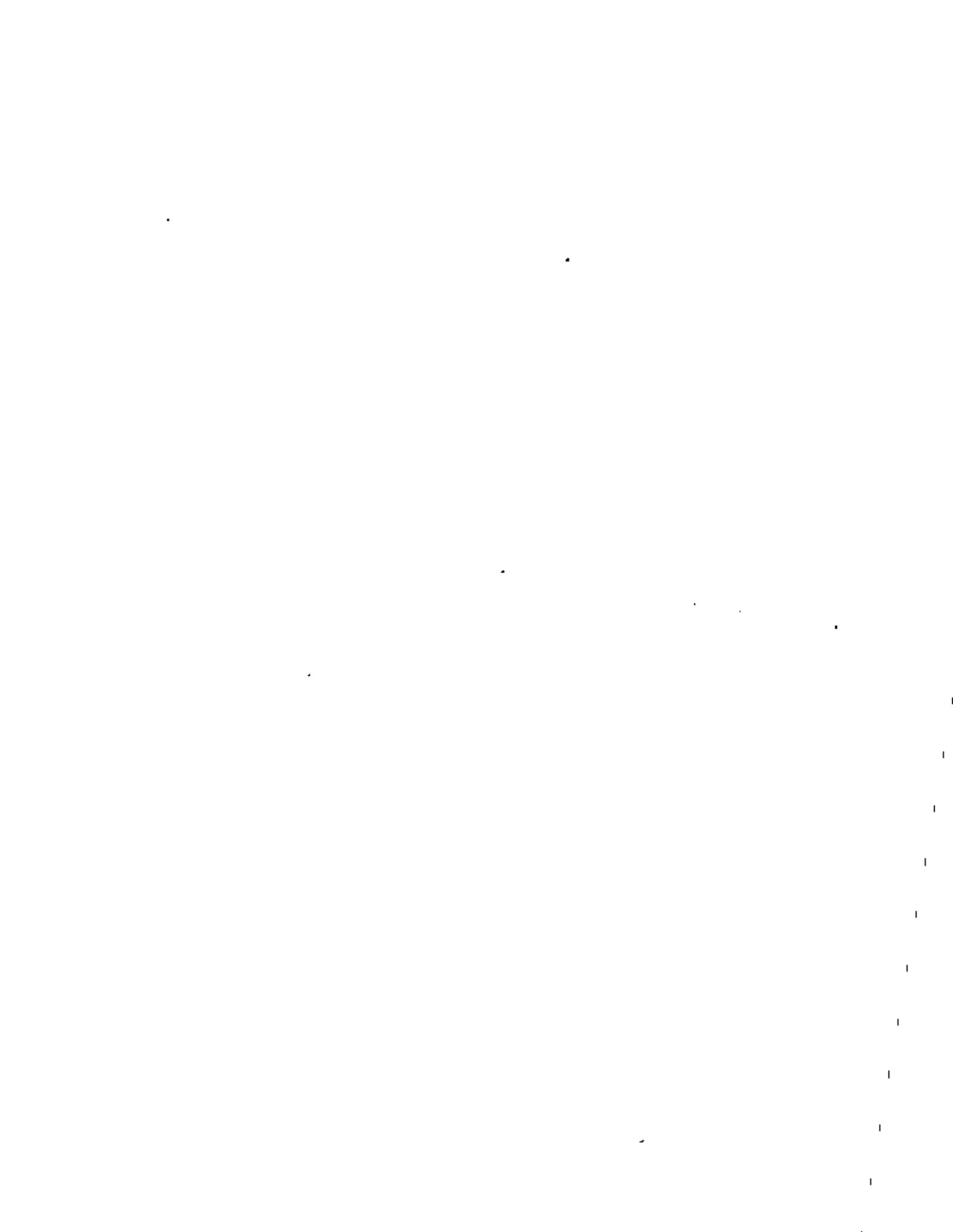
Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño y forma principalmente y en densidad.

El comportamiento de una partícula aislada, sujeta a la acción de un flujo, difiere de aquel que muestra cuando está formando parte de un conjunto.

Por ello, a fin de entender la dinámica de los sedimentos, es necesario conocer también las propiedades referentes a un conjunto grande de partículas, y las más importantes son:

- 5) Distribución granulométrica
- 6) Peso volumétrico

Cuando las partículas son finas y son puestas en suspensión, pueden permane-



cer algún tiempo en ese estado. Al trabajar con material en suspensión interesa conocer

- 7) Concentración de partículas en suspensión
- 8) Viscosidad del líquido con material en suspensión
- 9) Peso específico de una mezcla de líquido y material en suspensión.

A continuación y en el orden indicado se explicarán cada una de las propiedades.

Al tratar con suelos cohesivos, las propiedades más importantes en hidráulica fluvial son el peso volumétrico seco y la resistencia al esfuerzo cortante y, además, sus límites líquido, plástico y de contracción.

### 2.2.1 PESO ESPECIFICO DE LAS PARTICULAS

Se define como peso específico de una partícula, la relación de su peso entre su volumen. Se expresará en este trabajo en  $N/m^3$  o en  $kg/m^3$  y se designará por  $\gamma_s$ .

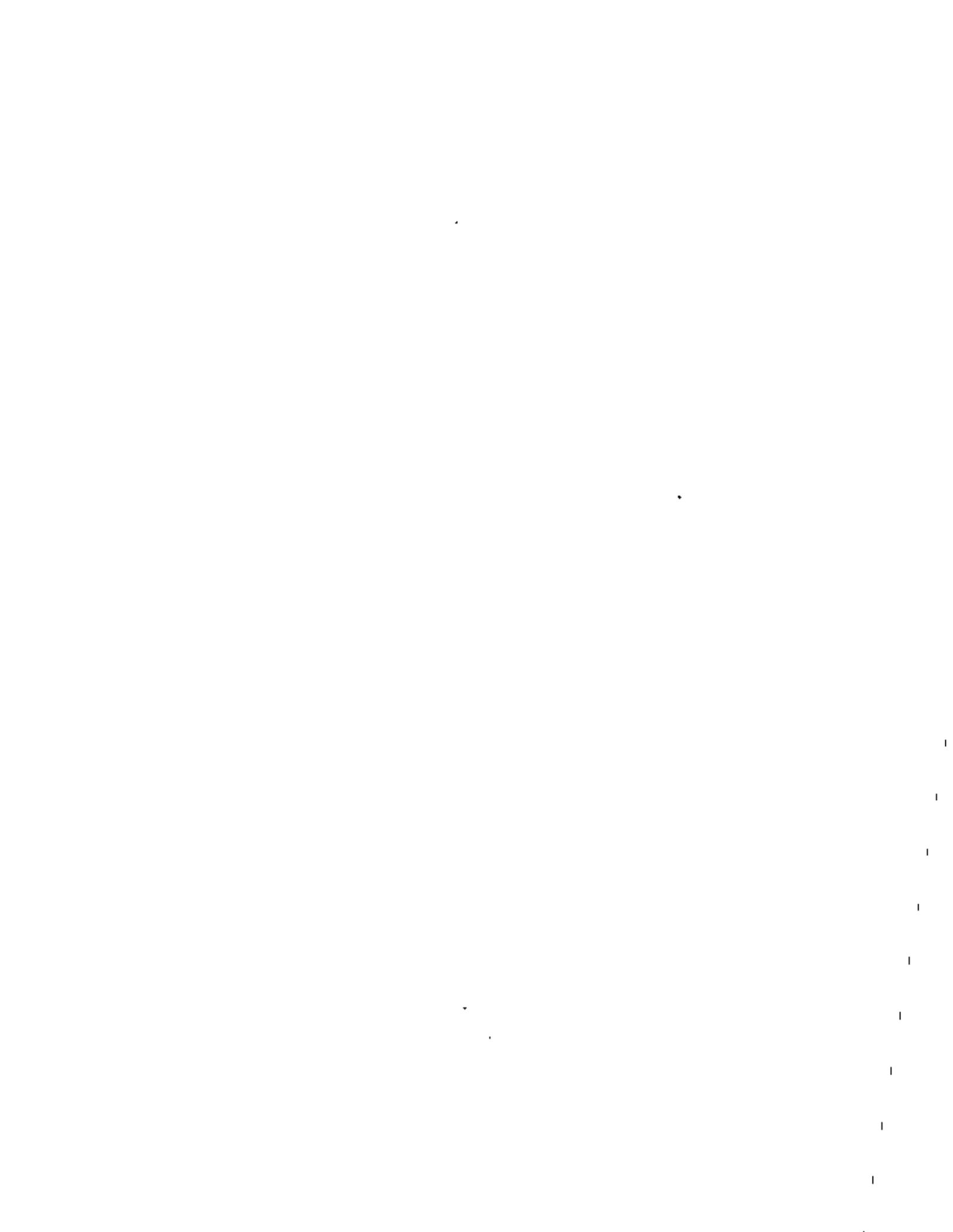
Masa específica de una partícula es la relación de su masa entre su volumen. En este trabajo se expresará en  $kg/m^3$  o en  $kgf.s/m^3$  y se designará por  $\rho_s$ .

La relación entre el peso y la masa específicos está dada por la segunda ley de Newton

$$\gamma_s = \rho_s g \quad I.4$$

La densidad relativa o simplemente densidad se define como la relación de la masa o peso específico de un material entre la masa o peso específico del agua a 4°C.

Puesto que una gran cantidad de arenas están formadas por partículas de cuarzo, el peso específico de estas partículas es de aproximadamente  $25997 N/m^3$  o  $2650 kgf/m^3$  y su densidad 2.65.



## 2.2.2 FORMA DE LAS PARTICULAS

La forma de las partículas puede ser muy variada y afecta notablemente su comportamiento al iniciarse su arrastre o ser transportadas por el agua.

En general la forma de las partículas no se ha tomado en cuenta en las fórmulas. El mejor intento que se conoce es con el llamado factor de forma S.F.

$$S.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad 1.5$$

en donde: a, b, y c son tres longitudes de la partícula medidas en tres direcciones perpendiculares, habiendo hecho coincidir una de ellas con su máxima longitud. "a" es la máxima longitud y b la mínima, y c la que resulte, perpendicular a las otras dos.

## 2.2.3 TAMAÑO DE LAS PARTICULAS

El tamaño de las partículas que se encuentran en los cauces naturales varía dentro de límites muy amplios. Desde rocas de varios metros de diámetro hasta partículas coloidales.

Con el fin de disponer de una nomenclatura común que permita designar a las partículas de un mismo tamaño, se usará la clasificación adoptada por la American Geophysical Union que se muestra en III.1 y que en resumen es la siguiente:

GRUPO		TAMAÑO
Canto rodado	entre	4000 y 250 mm
Guijarro	entre-	250 y 64 mm
Grava	entre	64 y 2 mm
Arena	entre	2 y 0.062 mm
Limo	entre	62 y 4 $\mu$
Arcilla	entre	4 y 0.24 $\mu$

en que  $\mu = 0.001 \text{ mm}$



Para conocer el tamaño de las partículas, se miden directamente si se trata de cantos rodados o guijarros, se hace un análisis granulométrico si son gravas o arenas y se efectúa un estudio de sedimentación cuando son limos o arcillas.

Las partículas de los sedimentos tienen muy diversas formas y por lo tanto su tamaño dependerá de la dimensión que se mida o del método que se utilice para obtener una medida característica.

Por lo anterior, y con base en lo expuesto por varios autores, las principales formas de determinar el tamaño de una partícula consisten en considerar alguna de las dimensiones siguientes; cuyas definiciones se incluyen en los comentarios.

Diámetro de cribado

Diámetro de sedimentación

Diámetro nominal

Diámetro de caída estándar

Dimensiones triaxiales

El diámetro de cribado sirve para determinar el tamaño de gravas o arenas, el de sedimentación para partículas más finas como limos y arcillas, y las dimensiones triaxiales o la media de ellas para cantos rodados o guijarros.

#### 2.2.4 VELOCIDAD DE CAÍDA DE UNA PARTICULA

La velocidad de caída es la velocidad máxima que adquiere una partícula al caer dentro del agua, y se alcanza cuando su peso sumergido se equilibra con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella. La velocidad de caída toma en cuenta no sólo al peso, sino también el tamaño y forma de la partícula y de ahí su principal utilidad.

##### 2.2.4.1 Velocidad de caída de una esfera

La expresión general para obtener la velocidad de caída de una esfera es:



$$\omega = \left[ \frac{4}{3} \frac{gD}{C_D} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right]^{1/2} \quad \text{I.6}$$

donde  $\omega$  velocidad de caída en m/s

D diámetro de la partícula en m

$\gamma_s$  peso específico del material de la partícula en  $\text{kgf/m}^3$  ó en  $\text{N/m}^3$

$\gamma$  peso específico del agua en  $\text{kg/m}^3$  ó en  $\text{N/m}^3$

$C_D$  coeficiente de empuje que depende del número de Reynolds  $Re = \frac{\omega D}{\nu}$  y que se obtiene con ayuda de la figura

$\nu$  viscosidad cinemática del agua en  $\text{m}^2/\text{s}$ . Depende de la temperatura y se puede obtener con ayuda de la tabla I.1.

Para obtener la velocidad de caída de una partícula esférica de diámetro D conocido, se pueden seguir los pasos siguientes:

- Se supone un coeficiente de empuje  $C_D$
- Se calcula la velocidad de caída  $\omega$  con la ecuación I.6
- Se obtiene el número de Reynolds de la partícula  $Re = \omega D / \nu$
- Conocido el número de Reynolds y con la figura I.1, se obtiene un nuevo coeficiente de empuje
- Se repiten los pasos b.a.d, hasta que el coeficiente de empuje con el que se inicia el paso b, sea igual al obtenido en d.

#### 2.2.4.2 Velocidad de caída de una partícula natural

Para obtener la velocidad de caída de partículas naturales con tamaño entre limos y gravas, Rubey en 1933 propuso la siguiente expresión:

$$\omega = F_1 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{1}{gD} \quad \text{I.7}$$

donde  $F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gD^3 \Delta}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{gD^3 \Delta}} \quad \text{I.8}$

$$\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma \quad \text{I.9}$$



En la figura I.2 se muestra la curva correspondiente a la ecuación I.7, para una temperatura de 20°C.

### 2.2.5 DISTRIBUCION GRANULOMETRICA DE LOS SEDIMENTOS

En los libros especializados de hidráulica fluvial, generalmente se trata en forma superficial todo lo referente a la distribuci3n de tamaños de las partículas de un sedimento; por ello, la distribuci3n granulométrica será cubierta, en este trabajo, con un mayor detalle.

El análisis mecánico de una muestra natural de sedimentos permite separar dicha muestra en diferentes fracciones, según sus tamaños. El tratamiento estadístico de los datos básicos que son la abertura de las mallas y peso del material retenido en cada malla, permite obtener la tabla de distribuciones de frecuencias, o sea, la representaci3n tabular de la distribuci3n granulométrica, como se muestra en la tabla III.2.

Sin embargo, para observar objetivamente la forma como se distribuyen los tamaños de las partículas, conviene más las representaciones gráficas que las numéricas en tablas.

La representaci3n gráfica más frecuentemente empleada es la curva de distribuci3n de frecuencias acumuladas del tipo "menor", la cual se dibuja habitualmente en escala semi-logarítmica. Esta forma de representaci3n gráfica es la que se conoce comúnmente como curva granulométrica. En dicho diagrama, las ordenadas se refieren al por ciento que pasa, es decir, al por ciento en peso de partículas que es menor que el tamaño representado por la malla en cuesti3n; las abscisas se refieren al tamaño de las aberturas de tales mallas.

Por consiguiente, al dibujar en papel semi-logarítmico los valores de la columna 2 de la tabla III.2, contra los valores correspondientes de la columna 6 de esa misma tabla, se obtienen los puntos de la curva granulométrica. Estos puntos se unen con segmentos de recta (polígono) o mediante una serie de curvas suaves hasta lograr una sola curva continua que pase por todos los puntos

1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.

(ojiva suavizada), como la que se muestra en la fig III.1

### 2.2.5.1 Diámetros representativos

Una vez dibujada la curva granulométrica, es fácil determinar cualquier diámetro  $D_n$  de la muestra.

$D_n$ , indica el n%, en peso, de la muestra contiene partículas que son menores o iguales que el tamaño correspondiente a dicho porcentaje.

Así, por ejemplo, si  $D_{75} = 0.524$  mm, significa que el 75%, en peso, del sedimento está constituido por partículas cuyos tamaños son menores o iguales que 0.524 mm.

Entre los diámetros más frecuentemente empleados están los siguientes:  $D_{10}$ ,  $D_{15}$ ,  $D_{35}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ ,  $D_{75}$ ,  $D_{84}$ ,  $D_{90}$  y el  $D_{95}$ ; así como el  $D_m$  y el  $D_g$ . Su utilidad se indica a continuación.

Los  $D_{10}$  y  $D_{15}$  son utilizados por Allen Hazan para definir el coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) del sedimento.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad 1.10$$

$D_{35}$ , utilizado por H.A. Einstein como tamaño representativo del sedimento.

$D_{50}$ , utilizado por varios autores como diámetro medio o tamaño representativo del sedimento.

$D_{65}$ , utilizado por Einstein y Strickler como tamaño representativo de la rugosidad del sedimento.

$D_{75}$ , utilizado por Lane como diámetro efectivo del sedimento.

$D_{84}$ , utilizado por Cruickshank y Maza como tamaño efectivo de la rugosidad del sedimento.



$D_{90}$ , utilizado por Meyer-Peter y Muller como diámetro representativo de la rugosidad del sedimento.

$D_{15}$ , utilizado por Gessler como tamaño efectivo del sedimento.

$D_{16}$  y  $D_{84}$ , utilizados para definir la desviación estándar geométrica de la distribución granulométrica del sedimento

$$\sigma_g = (D_{84}/D_{16})^{1/2} \quad \text{I.11a}$$

o bien

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} \quad \text{I.11b}$$

o también

$$\sigma_g = \frac{D_{50}}{D_{16}} \quad \text{I.11c}$$

Es importante tomar en cuenta que sólo cuando la distribución granulométrica es log-normal o logarítmica, se cumple que

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{D_{50}}{D_{16}} = \left( \frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{1/2} \quad \text{I.11}$$

$D_m$ , diámetro medio aritmético de la distribución y se define como

$$D_m = \frac{1}{100} \sum \Delta P_i D_i \quad \text{I.12}$$

$D_g$ , diámetro medio geométrico de la distribución y se define como

$$\log D_g = \frac{1}{100} \sum \Delta P_i \log D_i \quad \text{I.13}$$

#### 2.2.5.2 Distribuciones teóricas para representar granulometrías

En la mayoría de los fenómenos fluviales intervienen principalmente las arenas y las gravas. Cuando los sedimentos de los cauces naturales están constituidos por esos materiales, se ha comprobado que, con mucha frecuencia, los tamaños de sus partículas se distribuyen siguiendo una ley del tipo log-normal de probabilidades.

7

\*

.

Para discernir rápidamente si la granulometría de tales sedimentos se ajusta o no a una distribución log-normal, se procede a dibujar los puntos de la curva granulométrica en papel log-probabilidad, como el que se muestra en la fig III.2. Si los puntos quedan exactamente alineados sobre una recta, significa que los logaritmos de los diámetros se distribuyen siguiendo una ley normal o gaussiana de probabilidades. Cuando esto acontece, se dice que la distribución granulométrica es del tipo log-normal, y puede describirse mediante la relación

$$D_n = D_{50} (\sigma_g)^{Z_n} \quad 1.14$$

donde  $Z_n$  = variable aleatoria estándar. Su valor se obtiene directamente de la tabla III.2, según el porcentaje requerido (probabilidad o área bajo la curva normal). Así, por ejemplo, para calcular o generar el  $D_{35}$ , se busca en dicha tabla qué valor de  $Z_n$  corresponde al 35%  $\sigma_g$  = desviación estándar geométrica. Se define como

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{D_{50}}{D_{16}} = \left( \frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{1/2} \quad 1.11$$

Los diámetros  $D_{50}$  y  $D_{84}$  ó  $D_{16}$ , se obtienen de la recta que se ajustó en el papel log-probabilidad. Pero en realidad sólo son necesarios los diámetros  $D_{16}$  y  $D_{84}$  para generar cualquier otro diámetro, ya que también se cumple que

$$D_{50} = (D_{16} D_{84})^{1/2} \quad 1.15$$

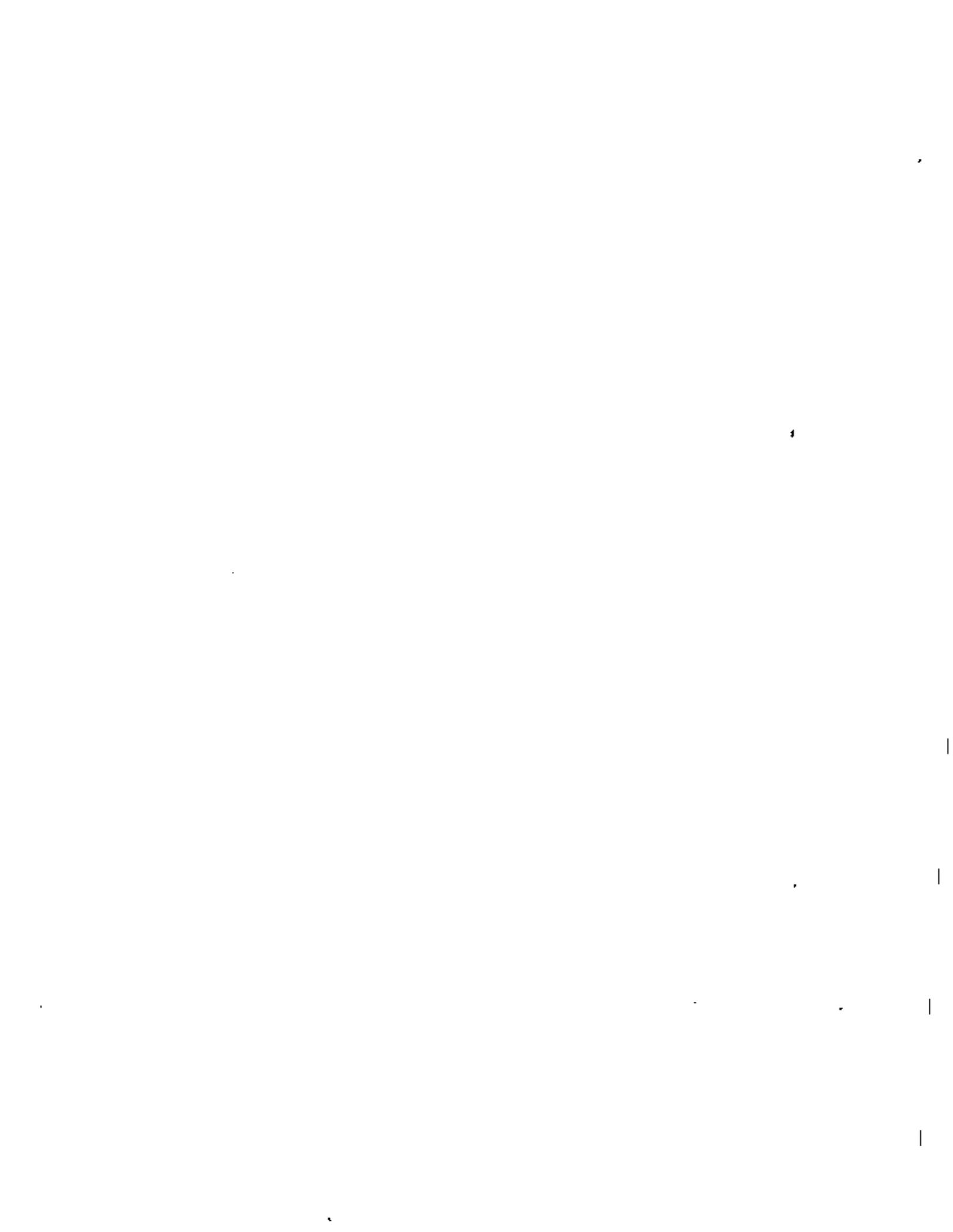
El diámetro medio de la distribución log-normal se calcula mediante la expresión

$$D_m = D_{50} \exp \left( 1/2 \left[ (\log_e \sigma_g)^2 \right] \right) \quad 1.16$$

y dado que la distribución log-normal es asimétrica, se tendrá que

$$D_{50} \neq D_m$$

Cuando los puntos no quedan exactamente alineados en el papel log-probabilidad (porque la distribución real se desvía de la log-normal), pero hay una



tendencia de los mismos a alinearse a lo largo de una recta, se tiene un problema de regresión. La recta que se ajusta mejor a los datos reales debe definirse entonces siguiendo algún criterio estándar o método de regresión, como el de "mínimos cuadrados", por ejemplo.

Sin embargo, para fines prácticos, pueda seguirse el criterio sugerido por G. H. Otto; o bien, se ajusta, a ojo, una recta que pase más o menos en medio de todos los puntos.

El criterio de Otto consiste en aceptar como recta de ajuste a la que resulta de unir, en papel log-probabilidad los puntos correspondientes a los valores 16% y 84%. Es decir, dibujada la curva granulométrica en papel log-probabilidad, se determinan o se leen en dicho papel los valores correspondientes a -- los diámetros  $D_{16}$  y  $D_{84}$ . Luego, con estos dos diámetros, se calculan los demás.

Con frecuencia, al ajustar a ojo una recta, conviene despreciar los extremos o colas de la distribución real, ya que son los que comúnmente desalinean la distribución. El extremo correspondiente a la fracción de material grueso; -- por lo general, es la que desalinea más. De acuerdo con esto, la recta se -- traza sólo por aquella región en la que los puntos parecen estar mejor alineados, alargándola de tal manera que incluya el mayor número de puntos posible. Trazada la recta, se anotan los valores de los porcentajes extremos que la delimitan; ya que son los límites que definen el intervalo en el cual tiene validez el modelo teórico. Fuera de ese intervalo, la predicción resulta poco o muy desacertada, según que los puntos de las colas estén poco o muy desalineados.

### 2.2.6 PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico  $\bar{x}_v$ , de un conjunto de partículas es el peso de la materia entre el volumen total que ocupa el conjunto, contenidos dentro de él los huecos o vacíos.

Sus unidades y dimensiones son las mismas que las indicadas para el peso espe



cífico  $\text{kgf/m}^3$  ó  $\text{N/m}^3$ .

En el peso volumétrico de un sedimento habrá que distinguir el peso volumétrico seco que se tiene cuando todos los vacíos están ocupados por aire y el parcialmente saturado y el sumergido cuando parte o la totalidad de ellos están ocupados por agua.

Las relaciones de mayor interés son, véase la figura I.3

$$\gamma_v = \frac{\text{Peso de sólidos}}{\text{Volumen total}} = \frac{W_s}{V_T} \quad \text{I.17}$$

si se define la porosidad como la relación entre el volumen de vacíos al volumen total

$$n = \frac{V_v}{V_T} \quad \text{I.18}$$

se cumple

$$\gamma_v = \gamma_s(1-n) \quad \text{I.19}$$

Por otra parte, la relación de vacíos,  $e$ , se define como el volumen de vacíos  $V_v$ , entre el volumen de sólidos,  $V_s$ , y por lo tanto, se pueden escribir las ecuaciones

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{I.20}$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{I.21}$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{I.22}$$

### 2.2.7 CONCENTRACION DE PARTICULAS EN SUSPENSION

La cantidad de partículas contenida en el seno de un líquido se expresa mediante su concentración.

La concentración se da en volumen o en peso; aunque es más fácil obtenerla en



peso.

La concentración en peso es igual a la relación del peso seco de las partículas entre el peso del volumen inicial considerado todo como líquido.

$$C_s = \frac{\text{peso seco de las partículas}}{\text{peso del volumen inicial}} \quad \text{(considerado todo como líquido)} \quad \text{I.23}$$

Se expresa en  $\text{kg/m}^3$  ó  $\text{kg/lt}$ , en forma decimal.

Otra forma muy usual de indicar la concentración es en partes por millón (ppm), ya sea en peso o en volumen.

En peso

$$1 \text{ ppm} = \frac{1 \text{ miligramo}}{1 \text{ litro}} = \frac{1 \text{ gramo}}{1 \text{ m}^3} = 10^{-3} \text{ kg/m}^3 \quad \text{I.24}$$

En volumen

$$1 \text{ ppm} = \frac{1 \text{ mililitro}}{\text{m}^3} = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad \text{I.25}$$

Para separar el material sólido y posteriormente pesarlo, se tendrá que filtrar o decantar. No se puede evaporar el agua, ya que quedarían las sales disueltas, las que, en hidráulica fluvial, no son tomadas en cuenta al hablar de la concentración de partículas en suspensión.

### 2.2.8 VISCOSIDAD DE UN LIQUIDO CON MATERIAL EN SUSPENSION

La presencia de material fino en suspensión cambia la viscosidad del líquido.

Si la concentración de partículas expresada en volumen es  $C$  y menor de 0.03, Einstein propuso la siguiente expresión para obtener la viscosidad dinámica de la mezcla

$$\mu_{\text{mezcla}} = \mu(1 + 2.5C) \quad \text{I.26}$$

donde,  $\mu$  es la viscosidad del agua a la misma temperatura de la mezcla.

Para concentraciones mayores de  $0.03 \text{ m}^3/\text{m}^3$ , Ward propuso en 1955 una relación



similar a la anterior

$$\mu_{mezcla} = \mu(1 + 4.5C) \quad 1.27$$

### 2.2.9 PESO ESPECIFICO DE UN LIQUIDO CON MATERIAL EN SUSPENSION

El peso específico de una mezcla de líquido y material en suspensión se puede obtener de la relación

$$\begin{aligned} \text{Peso de la mezcla} &= \text{Peso del líquido} + \text{peso de sólidos} \\ Y_m V_m &= YV + V_s Y_s \end{aligned} \quad 1.28$$

en donde  $V$  significa volumen y  $Y$  peso específico. El subíndice  $m$  se refiere a la mezcla y  $s$  a los sólidos; cuando no tiene subíndice, se refiere al agua.

De la relación anterior se obtiene

$$Y_m = Y - \frac{V_s}{V_m} (Y_s - Y) \quad 1.29$$

ya que

$$V = V_m - V_s \quad 1.30$$

Si se acepta la definición de concentración dada en 2.2.7 se cumple

$$C = \frac{Y_s V_s}{Y_m V_m} \quad 1.31$$

y así, finalmente, se obtiene la relación para valuar el peso específico de la mezcla.

$$Y_m = Y + YC_s - \frac{Y^2 C_s}{Y_s} \quad 1.32$$

## 2.3 RESISTENCIA AL FLUJO

### 2.3.1 CONFIGURACION DEL FONDO

La fricción es la principal acción que se opone al movimiento de un líquido.

El fondo de un cauce natural puede ser plano o puede tener ondulaciones.



El fondo plano se tiene cuando no hay arrastre de partículas, o bien, cuando esas partículas son gruesas, mayores de 2 mm.

En el fondo de un cauce se forman ondulaciones principalmente cuando está formado con arena, y hay transporte de esas partículas.

Existe una dependencia entre la forma y tamaño de las ondulaciones y el tirante y velocidad de la corriente.

Las configuraciones que pueden formarse en un fondo arenoso son, véase la figura 1.4

- 1) fondo plano (sin arrastre).
- 2) rizos (sólo si el material es menor de 0.5 mm)
- 3) dunas
- 4) fondo plano (con arrastre)
- 5) ondas estacionarias
- 6) antidunas

Cuando existe 1), 2) ó 3) se dice que se presenta una condición en el flujo, de régimen inferior. Cuando existe 5) ó 6), se dice que la condición del flujo es de régimen superior. 4) puede estar asociada a una condición de transición o perteneciente a cualquiera de los dos regímenes mencionados.

En el régimen inferior aumenta la rugosidad a medida que se avanza de fondo plano a dunas; además, en la superficie del agua no se presenta ningún tipo de onda que permita conocer la configuración del fondo.

Cuando ocurre el fondo plano con arrastre, decrece la rugosidad.

Con régimen superior, las rugosidades máximas que pueden alcanzarse son menores que las máximas que se presentan con régimen inferior. En la superficie libre del agua se aprecian ondas que indican la configuración del fondo. --- Así, si las ondas avanzan hacia aguas arriba y rompen, se tienen antidunas en el fondo; si las ondas permanecen en su sitio aunque eventualmente sean barridas, se tiene un fondo con ondas estacionarias.



Por todo lo indicado con anterioridad, se distinguirán dos condiciones del fondo para efectuar el cálculo de las pérdidas por fricción: una para fondo plano en que las partículas no se mueven y otro para fondo con ondulaciones en que existe transporte de sedimentos.

### 2.3.2 RESISTENCIA AL FLUJO EN CANALES SIN ARRASTRE

La componente del peso del líquido, en la dirección del escurrimiento, es la fuerza que tiende a moverlo y la fricción desarrollada contra las paredes, la que tiende a frenarlo. En un régimen permanente ambas fuerzas se equilibran y se obtiene la expresión

$$\tau = \gamma R S \quad \text{I.33}$$

donde

- $\tau$     esfuerzo cortante en el fondo, en  $N/m^2$  ó  $kg/m^2$
- $\gamma$     peso específico del líquido, en  $N/m^3$  ó  $kg/m^3$
- $R$     radio hidráulico de la sección, en m
- $S$     pendiente hidráulica

Cuando el régimen es uniforme, la pendiente hidráulica coincide con la pendiente del fondo y de la superficie libre.

Cuando el escurrimiento es turbulento, el esfuerzo cortante depende del cuadrado de la velocidad;  $\tau = f(v^2)$ . Por lo tanto  $f(v^2) = \gamma R S$ .

Experimentalmente se han obtenido expresiones para valuar los coeficientes que permiten que  $f(v^2)$  cumpla la ecuación anterior. Se verán los propuestos por Chezy, Manning y Darcy.

En ríos y canales, el régimen normalmente es turbulento y la resistencia al flujo depende de la rugosidad producida por las partículas.

• • • • •

## 2.3.2.1 Fórmula de Chezy

Chezy propuso en 1775 una fórmula basada en la establecido en 2.3.2, que establece que

$$U = C \sqrt{RS} \quad I.34$$

donde

U velocidad media, en m/s

C coeficiente de fricción, según Chezy, en  $m^{1/2}/s$

Conocido el coeficiente C, se puede obtener la velocidad de la corriente o las pérdidas de fricción ya que

$$S = \frac{h_f}{L} \quad I.35$$

en donde  $h_f$  es la pérdida de fricción ocurrida entre dos secciones cuya separación es L. Ambas magnitudes en m.

Para valuar el coeficiente C, se recomienda la expresión

$$C = 5.75 \sqrt{g} \log \frac{11.1 R}{k_s} = 18 \log \frac{11.1 R}{k_s} \quad I.36$$

obtenida a partir de la teoría de Prandtl para secciones rectangulares muy amplias, en donde,  $k_s$ , es igual a la amplitud de las ondulaciones si las hay en el fondo, o bien a dos veces el diámetro de las partículas, si el fondo es plano. En cauces naturales  $k_s = 2D_{50}$ .  $k_s$  se expresa en metros.

La fórmula I.36 se puede aplicar a cauces naturales muy amplios sin arrastre y con fondo plano o con rizos. El obtener C con las fórmulas indicadas presenta la ventaja de que un error en la determinación de  $k_s$  se refleja en un error muy pequeño en la obtención de C.

## 2.3.2.2 Fórmula de Manning

En 1889 Manning presentó su expresión para valuar el coeficiente de Chezy

$$C = \frac{R^{2/3}}{n} \quad I.37$$



que substituido en I.34 conduce a la fórmula de Manning

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{I.38}$$

en donde,  $n$  coeficiente de rugosidad de Manning que depende de las características de la frontera que contiene al flujo.

Se han obtenido una gran cantidad de fórmulas que permiten obtener el valor de  $n$  para corrientes sobre material granular y fondo plano.

Se recomiendan las siguientes expresiones

Según Strickler, (1923)

$$n = \frac{D_{65}^{1/6}}{24.04} \quad \text{I.39}$$

Según Meyer-Peter y Muller, (1948)

$$n = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad \text{I.40}$$

En las fórmulas anteriores, el diámetro se expresa en metros.

### 2.3.2.3 Fórmula de Darcy.

La fórmula de Darcy fue obtenida a partir de la de Chezy. Si se introduce en ella al radio hidráulico y se despeja a la velocidad queda en la siguiente forma:

$$U = \left( \frac{8gRS}{f} \right)^{1/2} \quad \text{I.41}$$

donde

$f$  coeficiente de rugosidad de Darcy. Presenta la ventaja de ser adimensional.

Para valuar  $f$  en canales y ríos sin arrastre, se recomienda utilizar la expresión



$$\frac{1}{f} = 2.03 \log 12.2 \frac{R}{k_s} \quad 1.42$$

para cauces muy anchos conviene más

$$\frac{1}{f} = 2.03 \log 11.1 \frac{R}{k_s} \quad 1.43$$

Ambas expresiones fueron deducidas para escurrimiento turbulento con pared rugosa.

Conviene considerar a  $k_s$  como dos veces el diámetro de las partículas,  $k_s = 2D$ .

#### 2.3.2.4 Relaciones entre coeficientes de rugosidad

Los coeficientes de las tres fórmulas tratadas, se pueden relacionar entre sí.

Entre el coeficiente de Chezy y el de Manning existe la relación

$$nC = R \quad 1.44$$

y entre los de Chezy y Darcy

$$c\sqrt{f} = \sqrt{8g} \quad 1.45$$

Algunos autores han propuesto que se utilice un coeficiente de Chezy adimensional,  $C'$ , el cual vale

$$C' = \frac{C}{\sqrt{g}} \quad 1.46$$

con ello la velocidad es igual a

$$U = C' U_* \quad 1.47$$

De las ecuaciones 1.45 y 1.46 se obtiene

$$C'f = \sqrt{8} \quad 1.48$$



### 2.3.3 RESISTENCIA AL FLUJO EN CAUCES CON ARRASTRE

En los cauces naturales con arrastre es mucho más complicado predecir la resistencia al flujo debido principalmente a que,

- 1) La configuración del fondo cambia al variar la intensidad de la corriente
- 2) En ocasiones, partículas del fondo son transportadas en suspensión y el aumento de concentración modifica las características del fluido y del escurrecimiento.

La resistencia total que se presenta en los cauces naturales se puede dividir en dos; una debida a las partículas y otra debida a las ondulaciones. Por lo tanto, se podrá hablar de radios hidráulicos, coeficientes de rugosidad y aun de pendientes, asociadas a la rugosidad total, a las partículas y a las ondulaciones. La nomenclatura a seguir será designar la variable "prima" cuando esté asociada a las partículas, la variable "bíprima" cuando lo está a las ondulaciones y sin ningún índice al asociarse a la rugosidad total de la sección.

Por lo anterior, la mayoría de los autores suponen que el esfuerzo cortante en el fondo se puede descomponer en dos

$$\tau_0 = \tau_0' + \tau_0''$$

I.49

donde

$\tau_0$  esfuerzo cortante total en  $\text{kg/m}^2$

$\tau_0'$  esfuerzo cortante asociado a las partículas, en  $\text{kg/m}^2$

$\tau_0''$  esfuerzo cortante asociado a las ondulaciones, en  $\text{kg/m}^2$ .

De I.49 se obtiene que

$$U_* = U_*' + U_*''$$

I.50

y de las fórmulas de resistencia al flujo se obtienen las relaciones entre los coeficientes de rugosidad, que se muestran en 2.3.3 de los comentarios.

Para obtener la velocidad media del flujo o la pendiente, las fórmulas y criterios propuestos se pueden agrupar en:

- a) Aquellos que toman en cuenta sólo la resistencia total



b) Aquellos que subdividen la resistencia total en una asociada a las partículas y otra asociada a las ondulaciones.

Se presentan dos métodos de cada grupo, uno en las recomendaciones y otro en los comentarios. Los considerados como más aproximados se incluyen en las recomendaciones.

### 2.3.3.1 Métodos que toman en cuenta la resistencia total

De los métodos que permiten obtener directamente la resistencia total se recomienda el propuesto por Cruickshank-Maza, quienes tomaron en cuenta la rugosidad relativa de los granos, e implícitamente la variación de la forma de la configuración del fondo, al variar el flujo. Proponen dos ecuaciones una para régimen inferior con fondo de rizos y dunas y otra para régimen superior con ondas estacionarias y dunas.

Para régimen inferior

$$U = 7.58 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.156} \quad \text{I.50}$$

que se cumple, si :

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \quad \text{I.51}$$

Para régimen superior

$$U = 6.25 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \quad \text{I.52}$$

que se cumple si

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382} \quad \text{I.53}$$

En las ecuaciones anteriores

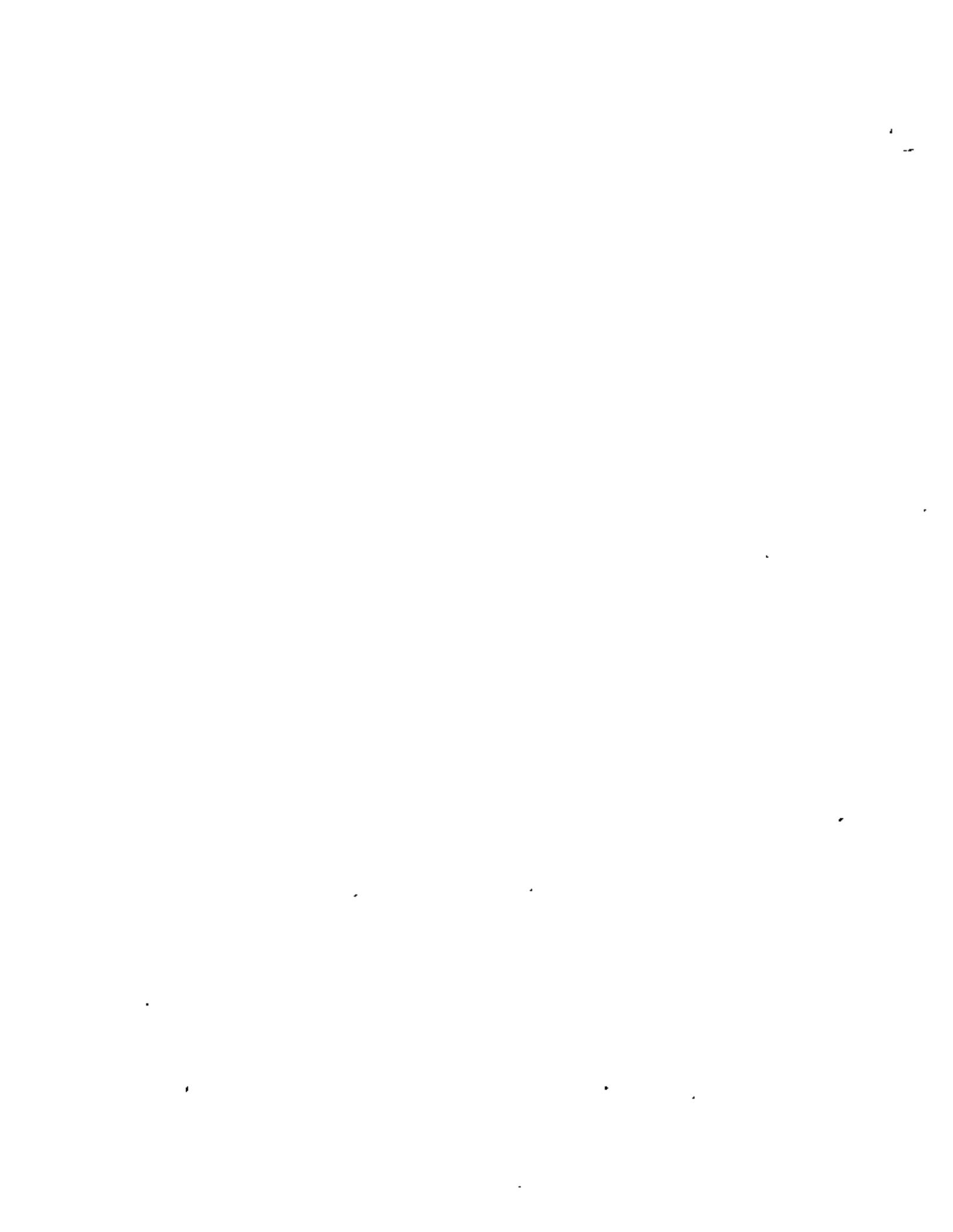
$U$  velocidad media de la corriente, en m/s

$\omega_{50}$  velocidad de caída de las partículas con diámetro  $D_{50}$ , en m/s.

Se obtiene con ayuda de la figura I.2

$d$  tirante medio, en m

$D_{84}$  diámetro de las partículas en que el 84 por ciento, de las de -



5 la muestra, son iguales o menores que ese valor pendiente hidráulica

El método se aplica para materiales granulares siempre y cuando  $D_{50} < 2$  mm.

En la figura I.5 se han dibujado las ecuaciones I.50 y I.52. En ella se aprecian también, los límites de aplicación de cada fórmula.

### 2.3.3.2 Métodos que subdividen la resistencia total

Entre los métodos que permiten obtener la velocidad media del flujo, tomando en cuenta la resistencia debida a las partículas y la debida a las ondulaciones, se pueden citar los propuestos por Alam-Kennedy, Engelund, Einstein-Barbarosa y Raudkivi.

Los dos primeros serán explicados en las recomendaciones y comentarios respectivamente. El de Einstein-Barbarosa llega en ocasiones a dar resultados muy alejados de la realidad.

Alam y Kennedy propusieron su método en 1969 y partieron de suponer a  $S = S' + S''$  y al radio hidráulico constante.

Las fórmulas propuestas son aplicables sólo a régimen inferior:

$$U^2 = \frac{8gRS}{f} \quad \text{fórmula de Darcy} \quad \text{I.41}$$

y

$$f = f' + f'' \quad \text{I.54}$$

donde

$f'$  es el coeficiente de rugosidad de Darcy asociado a las partículas. Es el que se presenta con fondo plano y para valuarlo proponen la figura I.6 obtenida por Lovera y Kennedy

$f''$  es el coeficiente de rugosidad de Darcy asociado a las ondulaciones que hay en régimen inferior (rizos y dunas), se obtiene con ayuda de la figura I.7.



Para aplicar el método se procede por tanteos como se indica a continuación

- 1) Se suponen una velocidad  $U$  y un radio hidráulico  $R$ .
- 2) Se calcula  $U/\sqrt{g D_{50}}$ ,  $R/D_{50}$  y  $UR/v$
- 3) Se obtiene  $f'$  de la figura 1.6 y  $f''$  de la figura 1.7. Si la intersección  $R/D_{50} = UR/v$  cae por debajo de la línea que indica el valor de  $f'$  para pared lisa, se tomará el valor dado por la línea  $UR/v$
- 4) Se calcula  $f = f' + f''$
- 5) Se obtiene  $U$  de la fórmula de Darcy ec. 1.41 en función de la  $f$  calculada y  $S$  conocida
- 6) Se compara  $U$  con el valor propuesto. Si no son iguales se itera nuevamente con la  $U$  obtenida en el paso 5, hasta que ambas sean iguales.

Si se conoce la velocidad y se desea obtener el radio hidráulico, el procedimiento a seguir es enteramente similar. En cambio, si se conoce  $U$  y  $R$ , y se desea obtener la pendiente, se hace en forma directa sin necesidad de tantear.

El método sirve para materiales granulares y flujo con régimen inferior. Tiene la desventaja de requerir, necesariamente, del uso de las figuras mencionadas.

#### 2.4 INICIO DE ARRASTRE

En un tramo de río o en un canal interesa en ocasiones conocer las características hidráulicas del flujo que es capaz de iniciar el movimiento o arrastre de las partículas que forman el cauce.

El conocimiento de la condición crítica de arrastre de una corriente es de gran importancia para diseñar canales que no sufran erosión; diseñar cauces de alivio o canales de acceso que no lleven, ni arrastren sedimentos; o bien, conocer bajo que condiciones se mueven las partículas para provocar su arrastre o evitar su depósito.

El inicio del movimiento se puede referir al esfuerzo cortante máximo que una corriente produzca en el fondo, o bien, a la velocidad media de la corriente. En ambos casos se califica a esa condición como "crítica", que no tiene nada



que ver con la condición hidráulica de un escurrimiento a superficie libre, -- para la cual la energía es mínima.

Cuando se utiliza la velocidad del flujo, algunos autores utilizan la velocidad de la corriente cerca del fondo en lugar de la velocidad media.

#### 2.4.1 ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO PARA SUELOS GRANULARES

Conocido el material que forma el fondo de un cauce, si se desean conocer las características de la corriente que puede iniciar su movimiento, se puede hacer uso del criterio de Shields o el de Lane.

Shields presentó la curva que aparece en la figura 1.8 y como puede observarse, utilizó los parámetros adimensionales

$$\frac{D}{\delta} \cdot \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) D}$$

donde  $D$  diámetro de las partículas, en m. Si se tiene una mezcla de tamaños,  $D = D_{50}$

$\tau_c$  Esfuerzo cortante que el flujo produce en el fondo, en  $\text{kg/m}^2$ .

Para los puntos que caen en la curva de Shields  $\tau_c = \tau_{c0}$

$\delta$  Espesor de la subcapa laminar,  $\delta = \frac{11.6}{U_*}$  en m.

En la última expresión:  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua en  $\text{m}^2/\text{s}$  y puede obtenerse en la tabla I.1.  $U_*$  es la velocidad al esfuerzo cortante,  $U_* = \sqrt{gRS}$ , en m/s.

Puesto que  $D$  se encuentra en ambos parámetros adimensionales e igualmente  $R$  y  $S$  aunque en forma implícita, se debe proceder por tanteos en la forma siguiente:

- 1) Conocidos  $S$  y  $D_{50}$  se supone un radio hidráulico  $R$
- 2) Se calcula  $U_* = \sqrt{gRS}$  y
- 3) Se calcula  $D/\delta$
- 4) Se obtiene  $\tau_c/(\gamma_s - \gamma)D$ , utilizando la figura 1.8
- 5) Se despeja el valor de  $\tau_c$  y de  $R = \tau_c/\tau_{c0} S$
- 6) Si el  $R$  calculado no coincide con el  $R$  supuesto, se repite el procedimiento.



to hasta que ello ocurra.

Para evitar tanteos se incluyen las curvas propuestas por Lane, las que se presentan en la figura 1.9. En ella se obtiene directamente el esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de las partículas.

Una ventaja adicional del criterio de Lane consiste en que presenta curvas que deben utilizarse cuando el líquido no arrastre partículas en suspensión y cuando transporta poco o mucho material fino. Nótese que el aumento de concentración afecta principalmente a los granos menores de 2 mm y que dicho efecto disminuye a medida que aumenta el tamaño de los granos.

El criterio de Lane permite que la corriente llegue a producir un mayor esfuerzo cortante en el fondo, que el dado por otros autores. Ello se debe a que Lane propuso su método para diseñar canales de irrigación, permitiendo al parecer algo de arrastre, el cual no dañaría a los canales ni afectaría a la sección transversal.

#### 2.4.2 ESFUERZO CORTANTE CRITICO PARA SUELOS COHESIVOS

El esfuerzo cortante crítico para suelos cohesivos puede ser obtenido en función de la relación de vacíos y del contenido de arcilla, mediante las curvas propuestas por el Bureau Reclamation y que se muestran en la figura 1.10.

Aunque pueden existir cauces naturales con márgenes cohesivos, generalmente el fondo está cubierto por material granular. En cambio, es frecuente que los cauces de riego excavados y construidos con material cohesivo, no sean revestidos y, por lo mismo, se requieran calcular las características geométricas e hidráulicas del canal, que no provoquen erosión.

#### 2.4.3 VELOCIDAD MEDIA CRITICA

Otro procedimiento para conocer las características hidráulicas de una corriente, en el momento en que se empiezan a mover las partículas del fondo, es mediante la velocidad media crítica.



Puesto que en cualquier vertical existe una distribución logarítmica de las velocidades y la velocidad media se obtiene, aproximadamente a  $0.368 d$  sobre el fondo, siendo  $d$  el tirante, la velocidad media crítica es función del tirante de la corriente y por lo tanto, para valuarla es necesario especificar tanto el diámetro de las partículas como el tirante.

Debido a la distribución logarítmica de las velocidades, cuanto menor es el tirante se requiere menor velocidad media para arrastrar una misma partícula.

A continuación se describen los dos métodos que se recomiendan utilizar, para valuar la velocidad media crítica.

#### 2.4.3.1 Método de Maza-García

A partir de los resultados de otros autores, en 1978 Maza y García propusieron, para valuar la velocidad media crítica, la fórmula siguiente:

$$U_c = 4.71 \Delta^2 D^{.35} R^{.15} \quad I.55$$

o bien, si se desea expresar en función del número de Froude crítico:

$$F_c = 1.504 \Delta^{1/2} \left(\frac{D}{R}\right)^{.35} \quad I.56$$

expresiones que entre sí son equivalentes y se pueden aplicar mientras:

$$0.0001 \text{ m} < D < 0.4 \text{ m.}$$

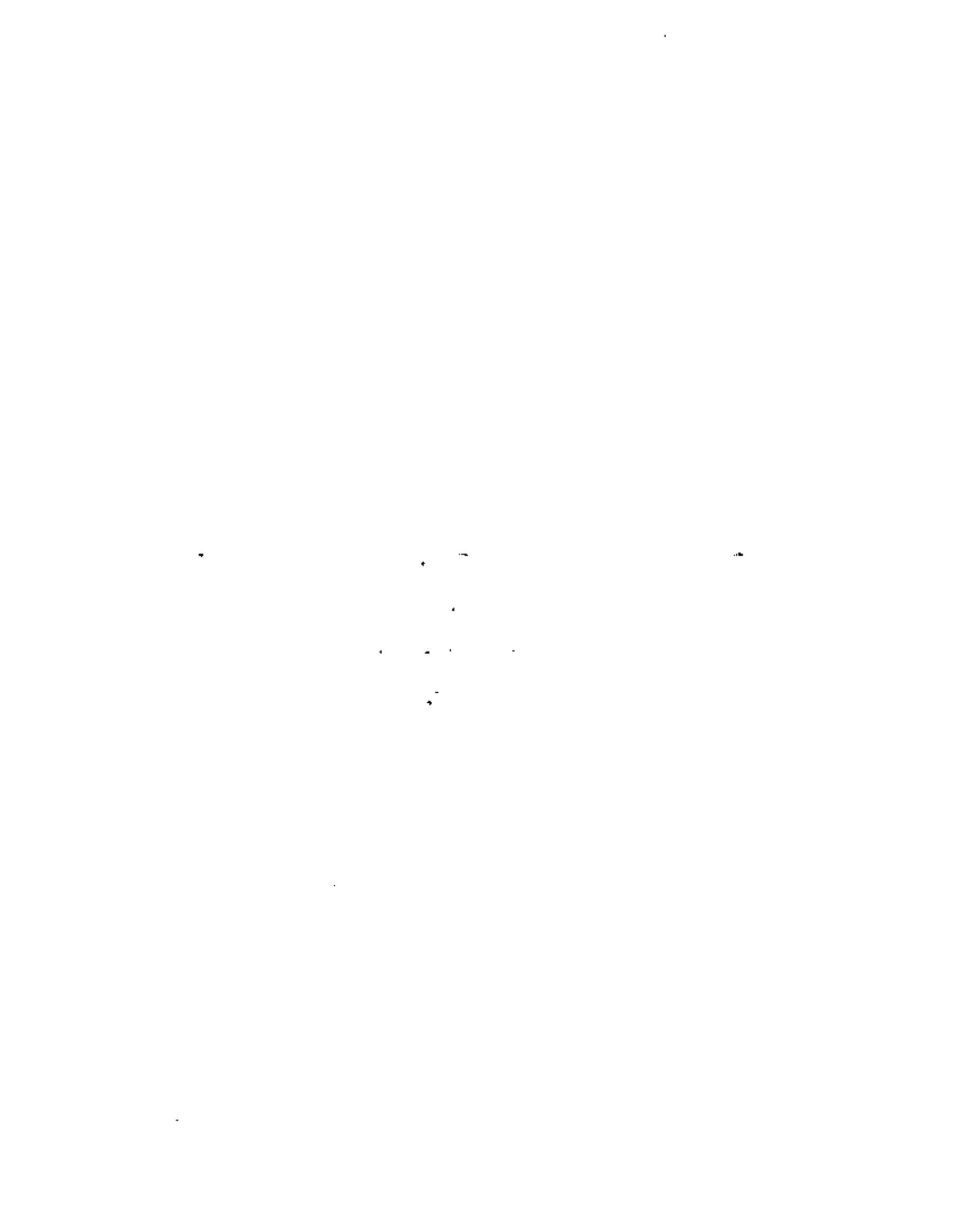
#### 2.4.3.2 Método de Lischtvan-Levediev

Este método fue utilizado en 1959 por Levediev para la determinación de la so cavación general en cauces con material granular. Véase 2.7.

Los valores propuestos de la velocidad media crítica en función del diámetro de las partículas y del tirante de la corriente se indican en la tabla I.3.

#### 2.4.4 VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA PARA SUELOS COHESIVOS

Para valuar la velocidad media crítica a la cual se inicia la erosión en sue-



los cohesivos, se puede utilizar también el método de Lischtvan-Levediev, --- quienes propusieron los resultados que se indican en la tabla I, 2, en función del peso volumétrico seco del material y del tirante, que está limitado hasta 3 m.

#### 2.4.5 DISEÑO DE CANALES Y CAUCES SIN ARRASTRE

Con base en lo explicado con anterioridad en este mismo capítulo, existen dos criterios o métodos para diseñar canales y cauces sin arrastre. El primero - toma en cuenta el esfuerzo cortante crítico y el segundo, la velocidad media crítica.

El método basado en el esfuerzo cortante crítico debe preferirse al diseñar - canales de irrigación, ya que la estabilidad de los taludes es importante y - puede ser tomada en cuenta. El basado en la velocidad media crítica, se reco - mienda por su sencillez cuando la sección es ancha y la estabilidad no es im - portante.

##### 2.4.5.1 Método del esfuerzo cortante crítico

Para calcular la sección hidráulica de un canal en que no se produzca erosión se requiere igualar el esfuerzo cortante que produce la corriente en las ori - llas y el fondo con el esfuerzo cortante crítico que resiste el material de - que están formados.

A continuación se describe el procedimiento de cálculo basado en las recomen - daciones del Bureau of Reclamation.

Los datos de partida son la pendiente del canal, el material en el que será - construido y el gasto que se desea hacer pasar por él.

I - Se selecciona un talud para las márgenes, tal que él sea igual o más --- tendido al recomendado e indicado en la tabla I, 4. El ángulo que forma el talud con la horizontal se designa como  $\alpha$ .

II Se obtiene el ángulo de reposo del material, si éste es granular, con -

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

ayuda de la figura I.11. Dicho ángulo se designa como  $\phi$

- III Se obtiene el valor de K que relaciona el esfuerzo cortante crítico que resiste una partícula colocada en el talud, con el correspondiente que resiste en el fondo

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \phi}} \quad \text{I.57}$$

- IV Se calcula el esfuerzo cortante crítico para el material del canal con los criterios mostrados en 2.4.1 y 2.4.2. Ese es el esfuerzo cortante crítico máximo que una partícula resiste en el fondo; es decir en un plano casi horizontal, y se designa como  $\tau_{co}$

- V Se calcula el esfuerzo cortante crítico que resiste ese material en el plano del talud, a partir de  $\tau_{co}$  mediante la expresión...

$$\tau_{ct} = K \tau_{co} \quad \text{I.58}$$

- VI Se supone una relación entre el ancho de la pendiente b y el tirante d; b/d.

- VII Se obtiene el esfuerzo cortante máximo que produce la corriente en el fondo y en los taludes. Para ello se utilizan las figuras I.12 y I.13 que permiten obtener  $\epsilon$  de las expresiones

$$\tau_o = \epsilon_o \gamma d S \quad \text{en el fondo} \quad \text{I.59}$$

$$\tau_t = \epsilon_t \gamma d S \quad \text{en los taludes} \quad \text{I.60}$$

Al sustituir lo conocido, quedan dos expresiones en función de d.

- VIII Se igualan los esfuerzos cortantes  $\tau_{ct}$  y  $\tau_t$  obtenidos de los pasos V y VII y en igual forma  $\tau_{co}$  y  $\tau_o$ . Así se obtienen dos valores de d; se escoge el menor.

- IX Se despeja el ancho de la plantilla de la relación b/d.

- X Conocida la geometría de la sección transversal; se revisa, con ayuda de las fórmulas de fricción, para verificar si pasa el gasto de diseño.

- XI Si el gasto calculado difiere del de diseño, se escoge un nuevo valor de b/d y se repiten los pasos V a X.

- XII Se da un bordo libre y se ajustan las dimensiones de la sección a valores prácticos.



## 2.4.5.2 Método de la velocidad media crítica

El método se basa en igualar la velocidad media de la corriente con la velocidad máxima que pueden soportar las partículas antes de iniciar su movimiento

$$\bar{U} \text{ corriente} = \bar{U} \text{ crítica} \quad \text{I.61}$$

Para calcular la velocidad media de la corriente se recomienda la fórmula --- II.23.

$$\bar{U} = 5.75 U_* \log \left( \frac{11.11 R}{2 D_{50}} \right) \quad \text{I.62}$$

y para calcular la velocidad media crítica de las partículas la fórmula I.55 ó II.43.

$$U = 6.05 R^{0.15} D_{50}^{0.35} \quad \text{I.63}$$

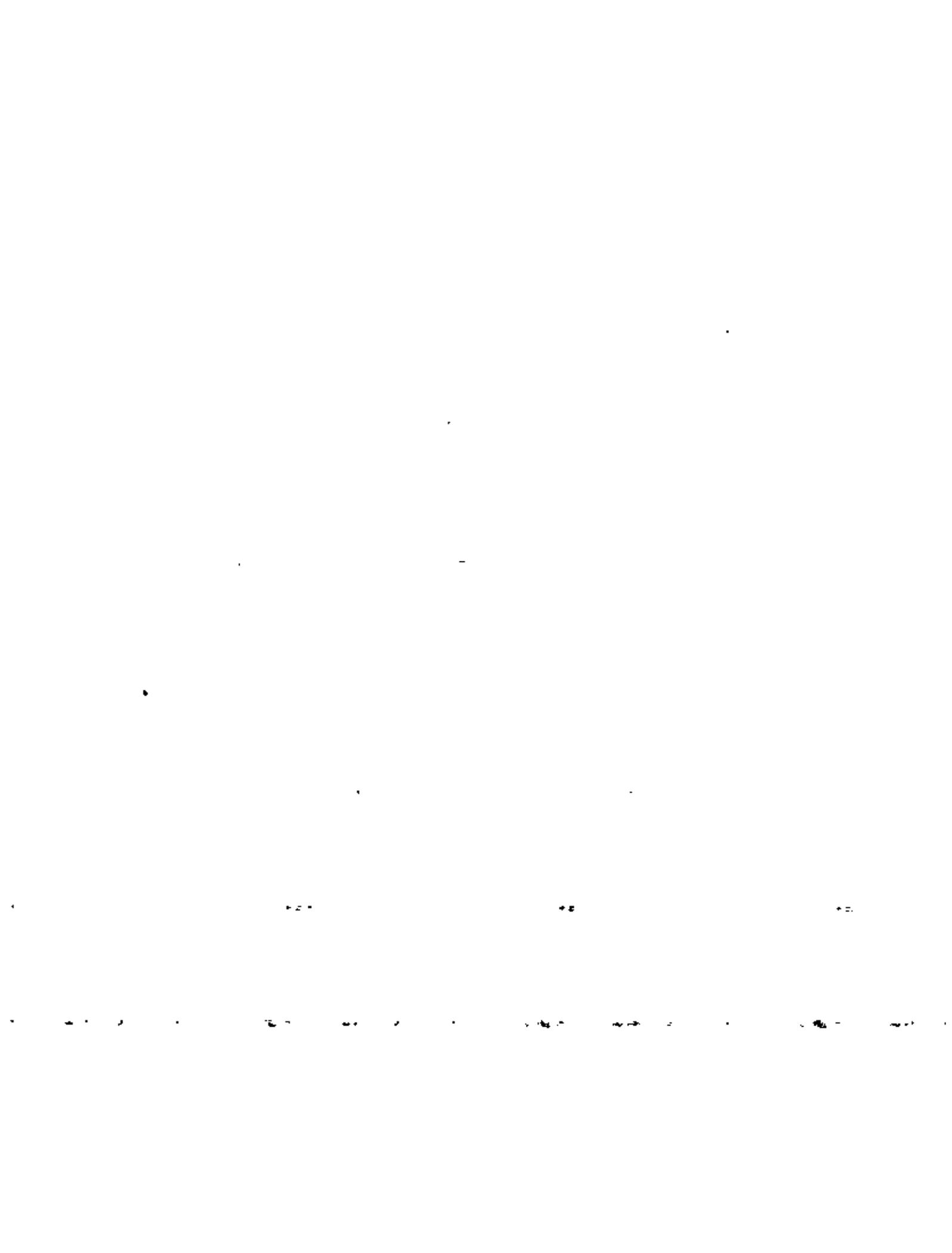
Para obtener la geometría de la sección de un canal sin arrastre se siguen -- los pasos siguientes:

- 1) Se escoge la forma de la sección, trapecial, rectangular, etc. y si es trapecial, sus taludes como en 2.4.5.1.
- 2) Se igualan ambas ecuaciones y queda una expresión en función de R que se resuelve por tanteos. Así se conoce R.
- 3) Se substituye ese valor en cualquiera de las ecuaciones anteriores y se obtiene la velocidad máxima del flujo.
- 4) El área de la sección es igual a  $Q/\bar{U}$  y al mismo tiempo se puede expresar en función del tirante y el ancho. Si fuera trapecial sería

$$A = (B + kd)d \quad \text{I.64}$$

en donde  $k = \cot \alpha$  y  $\alpha$  el ángulo que forma el talud con la horizontal.

- 5) Se obtiene el valor del perímetro mojado  $A/R$  el que a su vez se puede expresar en función de las características geométricas de la sección. Si ésta fuera trapecial, sería



$$P = B + 2d \sqrt{k^2 + 1}$$

I.65

- 6) Con I.64 y I.65 se tienen dos ecuaciones con dos incógnitas que al resolverlas permiten conocer  $d$  y  $B$ .
- 7) Al igual que en 2.4.5.1, se selecciona un libre bordo y se ajustan los resultados obtenidos a valores prácticos.

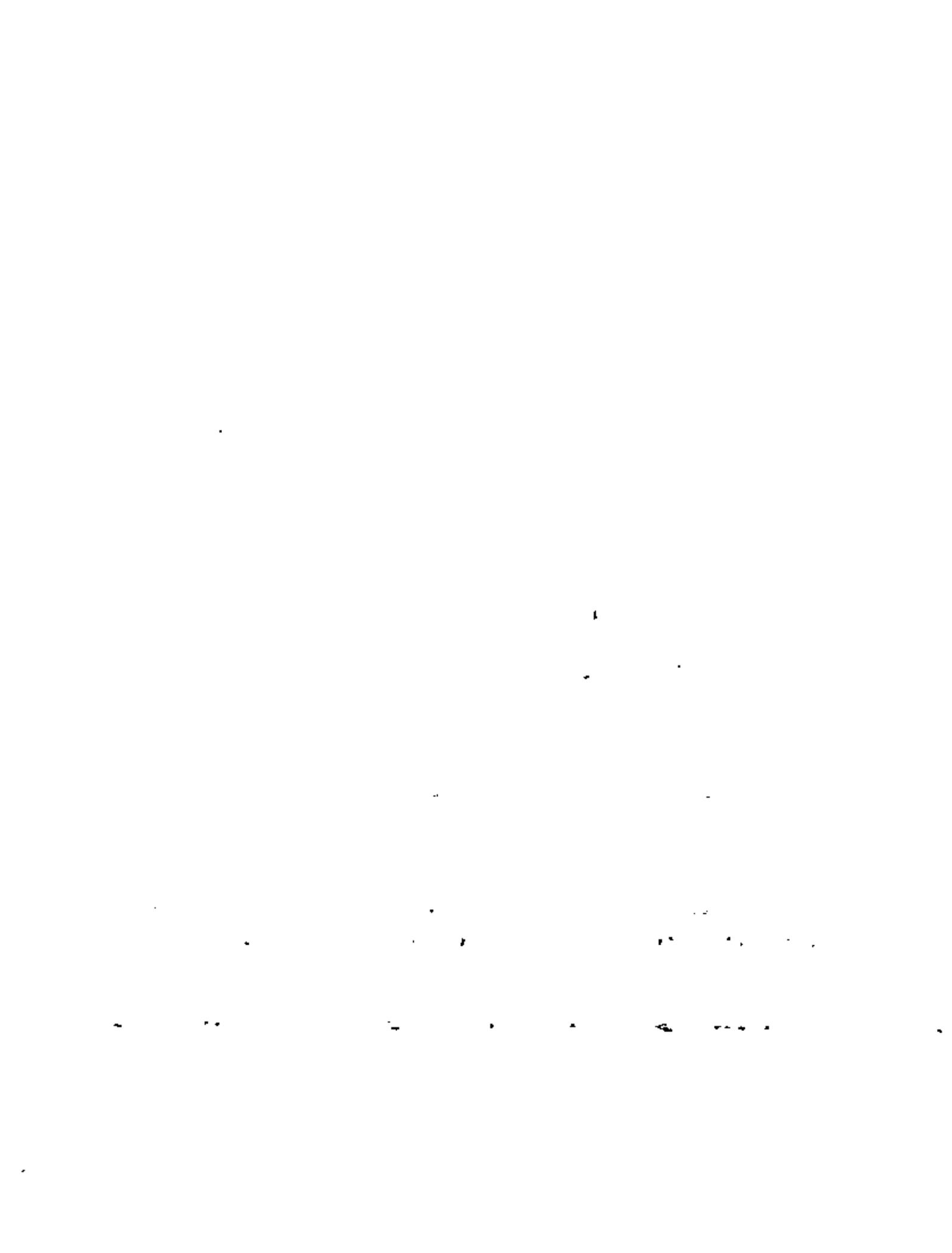
#### 2.4.6 Acorazamiento del cauce

Los sedimentos de granulometría extendida o suelos bien graduados (material no uniforme,  $\sigma_g > 3$ ), son los que revelan en su curva granulométrica un amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño.

La característica más importante de tales sedimentos, cuando están sujetos a la acción de un flujo, es su capacidad para desarrollar un acorazamiento en el cauce. Para que esto suceda es necesario que el flujo sea capaz de arrastrar los granos finos del material del cauce, pero no los más gruesos: las partículas pequeñas, incapaces de resistir el paso del flujo, van siendo lavadas o arrastradas por la corriente, lo que hace que afloren partículas de mayor tamaño que sí pueden soportar el paso del flujo; de este modo, por la permanencia de las partículas gruesas, es como va formándose una especie de armadura o coraza en la superficie del lecho, la cual protege del arrastre al material fino subyacente.

Sin embargo, dado el carácter aleatorio de la turbulencia en el flujo, siempre habrá la posibilidad de que cualquier grano sea arrastrado. La probabilidad de que un grano no sea arrastrado y forme parte de la coraza, será mayor para los granos gruesos que para los finos.

J. Cessler determinó experimentalmente la probabilidad ( $Q$ ) de



que, dada una condición de flujo ( $Z_0$ ), un determinado tamaño de grano no sea arrastrado por la corriente y forme parte de la coraza. En la fig 14 se muestran los resultados de sus experiencias y, como puede observarse, se ajustan bastante bien (línea recta) a una distribución normal de probabilidades con media  $\mu = 1$  y desviación estándar  $\sigma = 0.57$ . Por ello el proceso de acorazamiento es también un fenómeno aleatorio o estocástico.

De acuerdo con esto, pues, la coraza estará formada no sólo por las partículas de mayor tamaño, sino también por partículas finas. Pero como la probabilidad de permanecer en la coraza es mayor para las partículas gruesas, habrá un mayor predominio de éstas. Como quiera que sea, el problema consiste en determinar el esfuerzo cortante crítico del material original, o lo que es lo mismo, el esfuerzo cortante crítico que podría llegar a soportar la coraza o armadura que forma.

La coraza es función de la granulometría del material original, de las características del flujo y de las propiedades del fluido.

Si el flujo no es muy intenso será capaz de arrastrar las partículas más pequeñas y el diámetro medio de la distribución del material que permanece formando coraza, aunque un poco mayor, será parecido al del material original. A medida que la intensidad del flujo aumenta, la corriente arrastra partículas más y más grandes y el diámetro medio de la coraza ( $D_{mc}$ ) irá también aumentando hasta alcanzar un valor máximo. Si el flujo aún tiene capacidad para mover las partículas de diámetro máximo, éstas también serán arrastradas y pondrán al descubierto a las partículas finas que estaban protegiendo. Como resultado de la falta de protección, el diámetro medio de la coraza ( $D_{mc}$ ) empezará a disminuir. Luego, el esfuerzo cortante máximo que puede resistir el material original, es aquel que corresponde a aque-



lla condición de flujo que deja en el lecho una distribución granulométrica tal (coraza) cuyo diámetro medio es máximo. O sea que la resistencia o estabilidad de la coraza se debe al efecto estabilizador de cada grano individual y no se limita a un solo tamaño.

A continuación se presentan dos métodos que permiten determinar el esfuerzo cortante crítico de materiales friccionantes bien o mal graduados, o sea que pueden aplicarse tanto a materiales uniformes como a no uniformes. Ambos métodos, a diferencia de los criterios vistos en la sección anterior, analizan el problema desde un punto de vista estocástico, pues tienen en cuenta las fluctuaciones aleatorias del esfuerzo cortante que el flujo produce en el fondo.

#### 2.4.6.1 Método de Gessler

J. Gessler define como esfuerzo cortante crítico de un material friccionante, al esfuerzo que corresponde a la condición de flujo que hace que el diámetro medio de la coraza o armadura alcance su valor máximo.

El método consiste, pues, en suponer diferentes condiciones de flujo o esfuerzos cortantes  $\tau_0$  y en calcular, para cada esfuerzo cortante supuesto, los diámetros medios ( $D_{mc}$ ) de cada una de las distribuciones granulométricas (coraza o armadura) que cada  $\tau_0$  deja en el lecho. El esfuerzo  $\tau_0$  con el cual se obtiene el máximo  $D_{mc}$ , corresponde a la condición crítica, o sea que para dicha condición hidráulica de flujo,  $\tau_0 = \tau_c$ .

Por tanto, para determinar el cortante crítico hay que proceder por aproximaciones sucesivas. Cada iteración se hace siguiendo la secuencia de cálculo que se muestra en la tabla III.4 del ejemplo III.4. A continuación se explica el significado de las variables y de los parámetros que figuran en la tabla III.4, así como

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

la forma en que deben efectuarse los cálculos.

Columna (1),  $P_o$ : distribución de frecuencias relativas acumuladas (porcentaje acumulativo que pasa) del material original.

La curva granulométrica representativa del material del cauce se divide en incrementos o intervalos  $P_o$ . El tamaño de éstos se escoge de manera tal que toda la granulometría quede bien representada; por lo que la amplitud de los intervalos  $P_o$  pueda ser variable o constante, según la forma de la curva granulométrica. En el ejemplo, la granulometría se trabajó en deciles, es decir, se dividió en 10 intervalos de 10% cada uno, como se indica en esta columna, por lo que  $P_o = 10\% = 0.10$ .

Columna (2),  $\bar{P}_o$ : marca de clase o punto medio del intervalo correspondiente.

Una vez definida la amplitud de los intervalos, se determinan las marcas de clase de cada intervalo y se anotan como se indica.

Columna (3),  $Z_n$ : variable aleatoria estándar.

Esta columna es necesaria sólo si la granulometría se ajusta a una distribución normal o log-normal. Pero dado que para el ejemplo se supuso que la granulometría era log-normal, se requieren estos valores para determinar los diámetros representativos de cada intervalo, o sea los tamaños correspondientes a cada marca de clase.

Los valores de  $Z_n$  se obtienen de la tabla III.3 según el porcentaje (probabilidad) que indique la marca de clase de cada intervalo. Así, por ejemplo, como la marca de clase del primer inter-



valo define un porcentaje de 0.05, se busca en la tabla III.3 qué valor de  $Z_n$  satisface una probabilidad del 5%; y puede comprobarse que dicha probabilidad se satisface con  $Z_n = -1.64485$ . En forma análoga se procede para determinar los demás valores de  $Z_n$  correspondientes a cada marca de clase.

Columna (4),  $D_n$  : diámetro o tamaño representativo del intervalo.

Como la granulometría sigue una distribución log-normal, cuyos parámetros son  $D_{50} = 2$  mm y  $\sigma_g = 4$ , los diámetros se generan o determinan mediante la relación.

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Z_n}$$

Así, por ejemplo, el diámetro representativo del primer intervalo es el que corresponde a su marca de clase, es decir, el  $D_5$ . El tamaño de éste diámetro se determina sustituyendo en la ecuación los valores de los parámetros  $D_{50}$  y  $\sigma_g$  y el correspondiente valor de  $Z_n$ , esto es

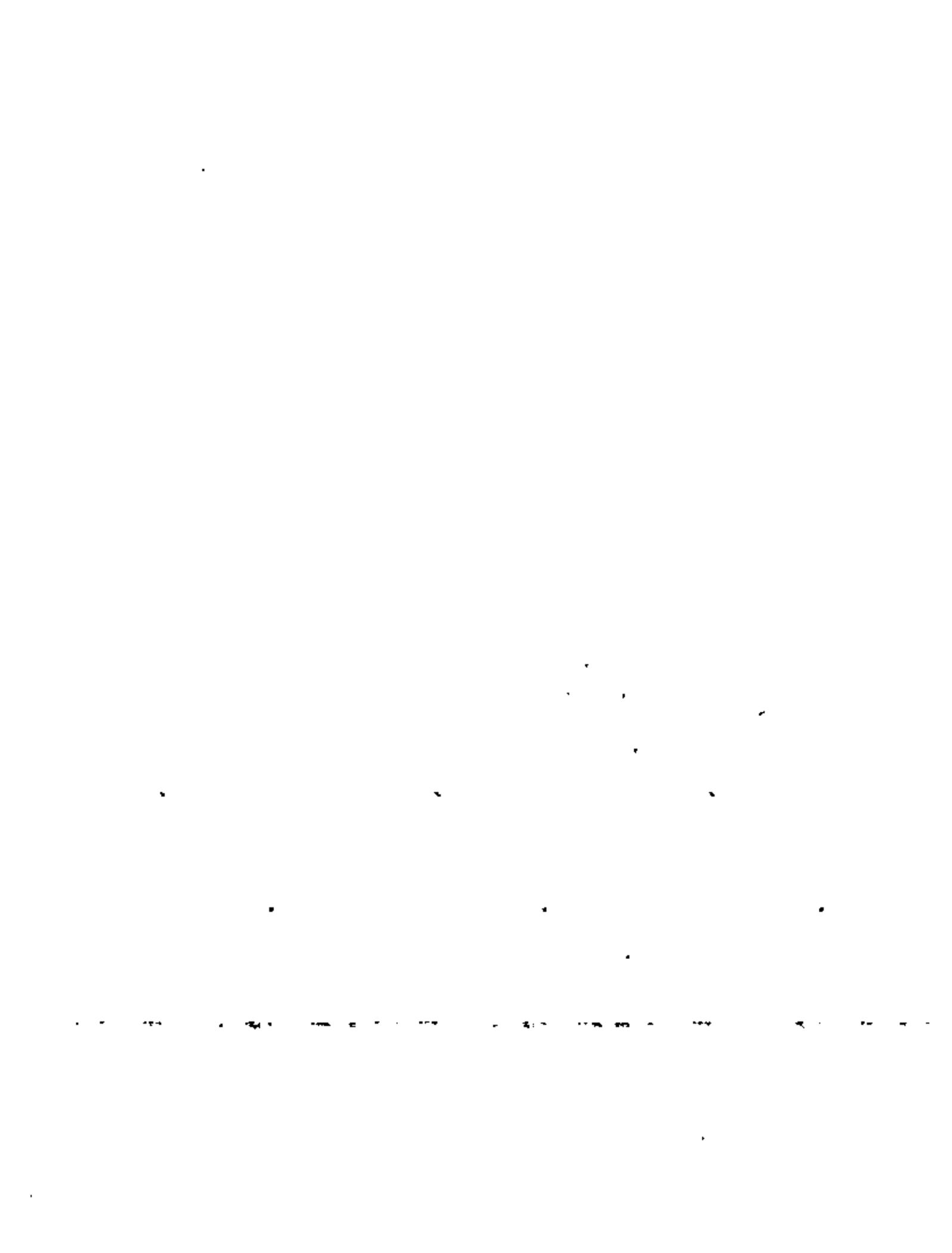
$$D_5 = 2 (4)^{-1.64485} = 0.2045 \text{ mm}$$

el siguiente sería

$$D_{15} = 2 (4)^{-1.03643} = 0.4754 \text{ mm}$$

y en forma análoga se efectúa el cálculo de los demás diámetros representativos (Véase la fig III.3 curva B).

Si la granulometría no se ajusta a ninguna distribución teórica, los diámetros representativos se determinan directamente de la curva granulométrica, leyendo lo más preciso posible.



Columna (5),  $\tau_c$  : esfuerzo cortante crítico de las partículas, en  $\text{kg/m}^2$ .

La resistencia del material original se debe al efecto estabilizador de cada grano individual que permanece formando coraza. El esfuerzo cortante máximo que puede soportar la coraza antes de ser destruida o arrastrada por el flujo, se determina por la suma de las contribuciones de los granos individuales que la constituyen.

Para condiciones de flujo turbulento el esfuerzo cortante crítico se calcula mediante la ecuación

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_n^2 \quad 2$$

en la que

|            |   |
|------------|---|
| $\gamma_s$ | peso específico de las partículas que constituyen el material del cauce, en $\text{kg/m}^3$ . |
| $\gamma$   | peso específico del fluido, en $\text{kg/m}^3$ .  |
| $D_n$      | diámetro representativo del intervalo, o tamaño de las partículas en cuestión, en m.          |

El cálculo se efectúa para cada tamaño representativo, es decir, sustituyendo en la ec 2 los diámetros de la columna 4, pero expresándolos en metros.

Columna (6),  $\tau_o$  : esfuerzo cortante medio en el fondo, debido al flujo, en  $\text{kg/m}^2$ .

Este esfuerzo es el que está actuando sobre las partículas que constituyen el lecho y, como ya se indicó, su valor o intensidad se supone y se mantiene constante hasta que se inicia otra nueva aproximación o iteración. Para este ejemplo, la condi-



ción crítica se tiene cuando  $\tau_0 = 0.931 \text{ Kg/m}^2$ , y este valor es el que aparece ya en esta columna.

Si no se tiene idea con que valor de  $\tau_0$  empezar, se pueden aplicar cualesquiera de los criterios dados en el inciso 2.4, o bien el criterio de Cruickshank-García que se explica en la sección siguiente.

Columna (7),  $\frac{\tau_c}{\tau_0}$  : relación de esfuerzos (variable aleatoria)

Los valores que aparecen en esta columna, se obtienen dividiendo cada valor de  $\tau_c$  de la columna 5 entre el  $\tau_0$  supuesto.

Columna (8), Z : variable aleatoria estándar

Este cálculo es necesario para determinar la probabilidad que tiene cada diámetro representativo de no ser arrastrado y formar parte de la coraza. De acuerdo con las experiencias de Gessler, la variable aleatoria se normaliza de la manera siguiente:

$$Z = \frac{\frac{\tau_c}{\tau_0} - 1}{0.57} \quad 3$$

Así, pues, al sustituir en la ec. 3 los valores de la variable aleatoria  $\tau_c/\tau_0$ , que se tienen en la columna 7, se obtienen sus correspondientes valores normalizados.

Columna (9), q : probabilidad de que no sean arrastradas las partículas de tamaño  $D_n$ .

Cada probabilidad q se determina con ayuda de la tabla III.3 según el área bajo la curva normal estándar que defina cada valor correspondiente de Z. Cuando los valores de Z no coincidan con los que se dan en la tabla III.3 las probabilidades q se determi-



nan interpolando linealmente entre los valores más próximos.

Columna (10),  $q\Delta P_0$ : frecuencia del material original que permanece formando coraza.

Estas frecuencias se obtienen multiplicando la amplitud  $\Delta P_0$  de cada intervalo, que para este ejemplo es constante e igual a 0.10, por la probabilidad  $q$  correspondiente al diámetro representativo del intervalo en consideración. Una vez efectuados todos los productos, se suman y se anota el resultado como se indica.

Columna (11),  $\Delta P_n^{10}$ : frecuencia relativa del material de la armadura o porcentaje de partículas de tamaño  $D_n$  que permanecen formando coraza.

Cada uno de estos porcentajes se obtiene dividiendo cada valor de la columna 10, entre la suma total de la misma columna 10.

Columna (12),  $\Delta P_n^*$ : distribución de frecuencias relativas acumuladas (porcentaje acumulado que pasa) del material de la coraza.

Estos porcentajes se obtienen de la manera siguiente: en el primer renglón de la columna 12 se anota el cero y se suma al primer valor de la columna 11, y el resultado se apunta en el tercer renglón de la columna 12. Luego, la cantidad así obtenida se suma a la segunda cantidad que aparece en la columna 11, y el resultado se anota en el quinto renglón de la columna 12. Y así sucesivamente, como lo indican los sentidos de las flechas del zigzag, o sea sumando al porcentaje del intervalo en consideración los porcentajes de los intervalos anteriores.

Las cantidades identificadas con el símbolo \*, corresponden a



las marcas de clase o puntos medios de los intervalos de la granulometría de la coraza o armadura. Por ello, al dibujar en papel semi-logarítmico los porcentajes que definen cada una de estas marcas de clase contra los diámetros correspondientes de la columna 4, se obtiene la curva granulométrica del material de la coraza (Véase la fig III.3 curva C).

Sin embargo, para evitar trabajo inútil, la columna 12 puede omitirse en todas las iteraciones, pues solo se requiere si se desea conocer la granulometría de la coraza.

Columna-(13);  $D_n \Delta P_a$ : porcentaje de partículas de tamaño  $D_n$  que constituyen la coraza o armadura.

Las cantidades que forman esta columna se obtienen multiplicando los diámetros de la columna 4 por los valores correspondientes  $\Delta P_a$  de la columna 11. La suma de todos estos productos da como resultado el tamaño del diámetro medio de la distribución granulométrica del material de la coraza, ya que por definición:

$$D_{mc} = \sum D_n \Delta P_a$$

Con este cálculo termina lo que sería la primera aproximación, pues aún falta verificar si el  $D_{mc}$  obtenido corresponde o no a la condición crítica, es decir, si ya no aumenta el tamaño del diámetro medio de la coraza, para esfuerzos mayores que el  $\tau_0$  supuesto. Las siguientes iteraciones se inician en la columna 6, suponiendo otros valores de  $\tau_0$  y calculando sus respectivos  $D_{mc}$ . Además, conviene dibujar los valores supuestos de  $\tau_0$  contra los  $D_{mc}$  calculados, como se indica en la fig III.4; ya que así se puede visualizar para que rango de valores de  $\tau_0$  aumenta o disminuye el  $D_{mc}$ .

Una vez definida la condición crítica y si se desea conocer la



distribución granulométrica del material erosionado, se continúa con las columnas siguientes.

Columna (14),  $1-q_n$ : probabilidad que tienen las partículas de tamaño  $D_n$  de ser arrastradas o de no formar parte de la coraza.

Columna (15),  $(1-q) \Delta P_o$ : frecuencia del material original que es erosionado o arrastrado.

Columna (16),  $\Delta P_e$ : frecuencia relativa del material erosionado, o porcentaje de partículas de tamaño  $D_n$  que es arrastrado o lavado por el flujo.

Columna (17)  $\Delta P_e$ : frecuencia relativa acumulada del material erosionado.

Al igual que en la columna 12, las cantidades identificadas con el símbolo \*, corresponden a los puntos medios de los intervalos de la granulometría del material erosionado; por ello, al dibujar estos valores contra los de la columna 4, se obtiene la granulometría del material erosionado.

#### 2.4.6.2 Método de Cruickshank-García

Si la granulometría del material del cauce se ajusta a una distribución log-normal o a una distribución logarítmica, el esfuerzo cortante crítico se determina mediante la ecuación

$$\tau_c = 0.047 (\delta_B - \delta) D_n \quad 5$$

en la que

$\tau_c$  esfuerzo cortante crítico del material del



- cauce, en  $\text{Kg/m}^2$
- $\gamma_s$  peso específico de las partículas que consti-  
tuyen el material del cauce, en  $\text{Kg/m}^3$
- $\gamma$  peso específico del fluido, en  $\text{Kg/m}^3$
- $D_n$  diámetro efectivo del material del cauce, tal  
que el n% en peso es de tamaño menor, en m

El n% que defina el tamaño del diámetro efectivo, se determina con ayuda de la fig III.5. En esa figura,  $\sigma_g$  es la desviación estándar geométrica de la distribución granulométrica del material original, la cual se define como

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

Así por ejemplo, si  $\sigma_g = 4$ , de la fig III.5 se obtiene que para una distribución logarítmica  $n = 84.1\%$ , y para una distribución log-normal  $n = 95.3\%$ . Es decir, si la granulometría del material del cauce se ajustará a una distribución logarítmica, el tamaño del diámetro que habría que utilizar en la ec. 5, sería el correspondiente al  $D_{84.1}$ . Y si la granulometría se ajustará a una log-normal, el tamaño del diámetro que habría que sustituir en la ec. 5 sería el correspondiente al  $D_{95.3}$ .

De la fig III.5 se observa que los resultados para una distribución logarítmica son diferentes y proporcionan valores de  $n$  menores, o sea esfuerzos críticos, también menores que para una distribución log-normal. Esto se debe a que una distribución logarítmica tiene menor rango de variación de tamaños en sus extremos, y el de la parte superior es precisamente el que se presta para elacorazamiento. Por ello es muy importante conocer con precisión el extremo de la curva granulométrica correspondiente a su fracción gruesa.



Se pueden utilizar también los resultados que se muestran en las figs III.6 y III.7, en donde se han dibujado, en función de  $\sigma_s$ , valores de  $\tau_c$ ,  $D'_n$  y  $D'_{mc}$ . A continuación se explican las figuras III.6 y III.7

Puesto que se tiene la curva granulométrica representativa del material del cauce, se determinan sus diámetros  $D_{50}$  y  $D_{84}$ , y estos se sustituyen en la ec 6 para calcular el valor de  $\sigma_s$ . Con este valor se entra a la fig III.6 hasta tocar una de las curvas allí mostradas, según sea el caso, y se lee el valor correspondiente al parámetro adimensional  $\tau_c$ ; luego, el valor del esfuerzo cortante crítico se calcula simplemente como

$$\tau_c = 0.047 \tau_c' (\sigma_s - \sigma) D_{50}$$

pero cuidando que las unidades de los factores  $(\sigma_s - \sigma)$  y  $D_{50}$  sean congruentes.

Con la fig III.7 se pueden determinar el máximo diámetro medio de la coraza  $D'_{mc}$ , así como el diámetro efectivo  $D'$  que interviene en la ec 5

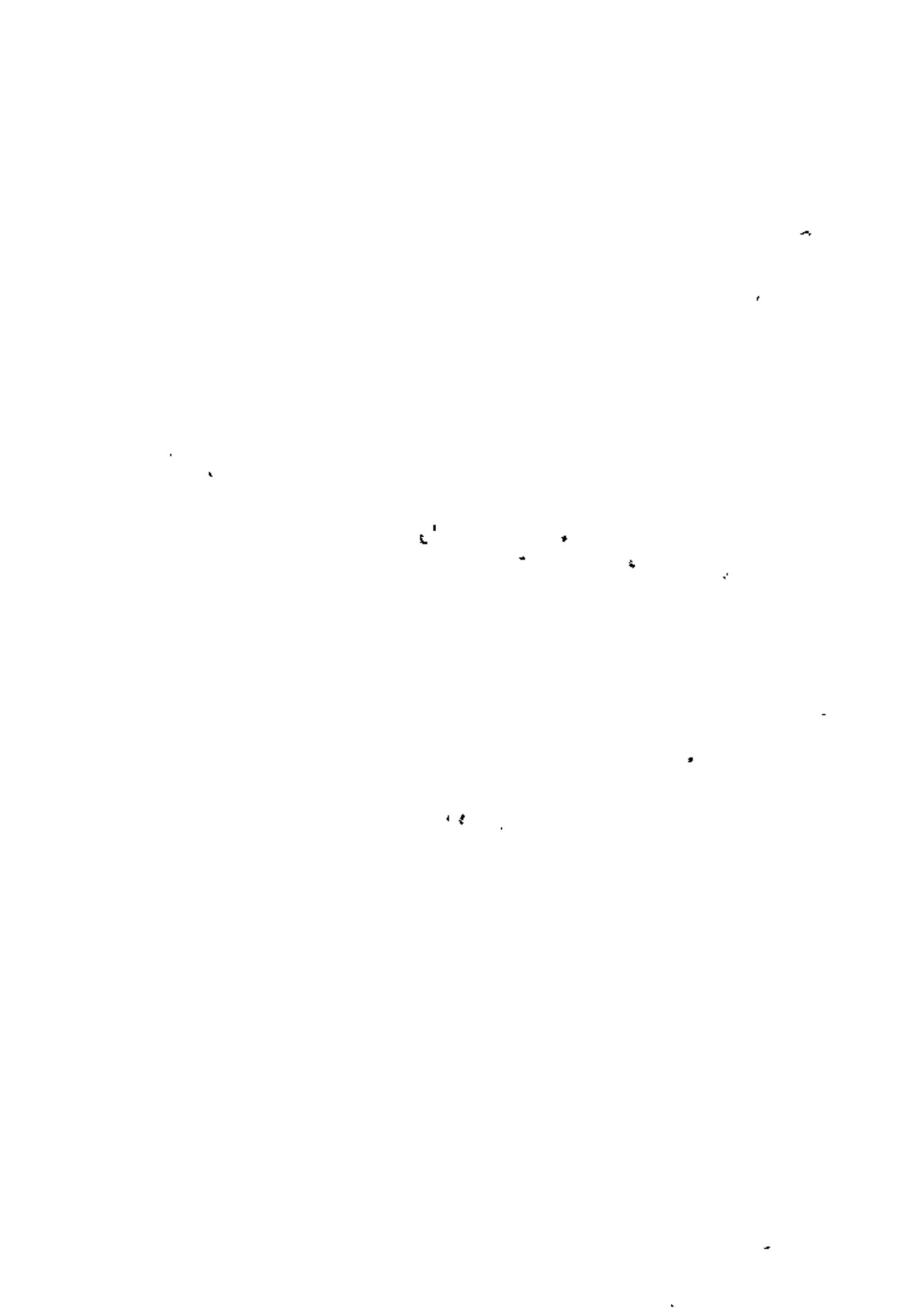
La relación básica que hay que tener en cuenta es

$$D' = \frac{D}{D_{50}}$$

la cual se transforma, según el diámetro que se quiera determinar, en

$$D' = \frac{D}{D_{50}}$$

o bien



$$D' = \frac{D_{mc}}{D_{50}}$$

9

De esta manera, si se desea conocer el máximo diámetro medio de la coraza, se entra a la fig III-7 por el eje de las ordenadas, ya que  $\sigma_g$  es conocida, y se toca una de las curvas indentificadas como  $D'_{mc}$ , según el tipo de distribución a la que el ajuste la granulometría del cauce, luego, en el eje de las abscisas se lee el valor correspondiente al parámetro adimensional  $D'$ , y teniendo en cuenta la relación 9 el tamaño del  $D_{mc}$  se calcula simplemente como

$$D_{mc} = D' D_{50}$$

En forma análoga se procede para determinar el  $D_n$



## 2.5 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Los sedimentos son transportados por un fluido, rodando sobre el fondo, saltando o en suspensión.

Las partículas gruesas generalmente ruedan o se deslizan sobre otras.

Las partículas de tamaño medio, como las arenas, ruedan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja. Pero cuando la velocidad es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento, pueden ser transportadas también en suspensión.

Las partículas finas son transportadas en suspensión.

Los sedimentos que pueden ser transportados son los que forman el fondo y orillas del cauce y, además, las partículas muy finas procedentes de los terrenos de la cuenca.

El conocimiento de la cantidad de sedimentos que transporta una corriente es de utilidad en problemas como los siguientes: Determinar la cantidad de sedimentos que entran al vaso de una presa y determinar su capacidad muerta o de azolves; estimar en cuánto tiempo se azolve un vaso, cuando éste tiene poca capacidad; estimar la magnitud de tanques de sedimentación y la frecuencia de su dragado, cuando ellos se requieren al inicio o al final de una conducción, etc.

Para distinguir la forma de transporte que puede afectar a una obra, o que debe ser tomada en cuenta en diferentes problemas, conviene dividir el transporte de sedimentos en 6 clases, que a continuación se denominan y explican.

- 1) Arrastre en la capa de fondo o arrastre de fondo. Está formado por el material que es arrastrado dentro de una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual a dos veces el diámetro de la partícula. Se designa con el subíndice B, ya sea como  $k_B$  o  $q_B$ , dependiendo de las unidades en que sea expresado.
- 2) Transporte del fondo en suspensión. Está formado por las partículas del fondo



que son transportadas en suspensión, es decir, arriba de la capa del fondo. Se designa con el subíndice BS, ya sea como  $g_{BS}$  o  $q_{BS}$ .

- 3) Transporte de fondo o transporte total del fondo. Está formado por la totalidad de las partículas del fondo que son transportadas en suspensión y dentro de la capa del fondo. Se designa con el subíndice BT, ya sea como  $E_{BT}$  o  $q_{BT}$ . Por lo indicado se cumple

$$E_{BT} = E_B + E_{BS} \quad I.66$$

- 4) Transporte de lavado. Está constituido por todas las partículas finas transportadas en suspensión, que provienen de aguas arriba y que no están representadas en el material del fondo. Se designa con el subíndice L, ya sea como  $g_L$  o  $q_L$ .

- 5) Transporte en suspensión. Lo forman todas las partículas que la corriente transporta en suspensión, ya sea que procedan del fondo o del lavado. Se designa con el subíndice S, ya sea como  $g_S$  o  $q_S$ . De su definición se cumple

$$E_S = E_{BS} + g_L \quad I.67$$

- 6) Transporte total. Está formado por la totalidad de partículas que pasan por una sección, ya sea en suspensión o en la capa del fondo, procedan del fondo o del lavado de la cuenca. Se designa con el subíndice T, ya sea como  $g_T$  o  $q_T$ . Por lo dicho, se cumplen las siguientes relaciones

$$g_T = E_{BT} + g_L \quad I.68a$$

$$E_{TL} = g_L + E_B + E_{BS} \quad I.68b$$

$$g_T = g_S + g_B \quad I.68c$$

Existen una gran cantidad de métodos para valuar el transporte de sedimentos, los cuales, en función de los datos que se necesitan para su aplicación y del transporte que permiten valuar, se subdividirán de la siguiente manera:

- a) Para valuar el arrastre en la capa del fondo, es decir  $g_B$   
 b) Para valuar el transporte total del fondo, sin poder separar el arrastre en la capa del fondo y el transporte de fondo en suspensión, es decir  $E_{BT}$   
 c) Para valuar el transporte total del fondo, separando los dos arrastres que lo componen, es decir  $E_{BT} = g_B + E_{BS}$   
 d) Para valuar el transporte en suspensión, es decir  $g_S = g_L + E_{BS}$



e) Para valuar el transporte total, es decir  $g_T$  expresado según I.68a, b o c.

### 2.5.1 CUANTIFICACION DEL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO

Los datos necesarios para aplicar las fórmulas que permiten cuantificar el arrastre dentro de la capa de fondo son:

- Granulometría del material del fondo
- Sección transversal del cauce
- Elevación del agua, o gasto líquido, para los cuales se desea conocer el arrastre
- Pendiente hidráulica media a lo-largo del cauce o canal
- Temperatura del agua

Con los datos anteriores, es necesario calcular, primero, alguno de los siguientes valores:

- Velocidad media de la corriente
- Velocidad media crítica, para el tirante dado
- Velocidad de caída de algunos diámetros representativos
- Rugosidad total del cauce y la rugosidad debida a las partículas

Los métodos de Meyer-Peter y Müller y el de Engelund serán explicados a continuación.

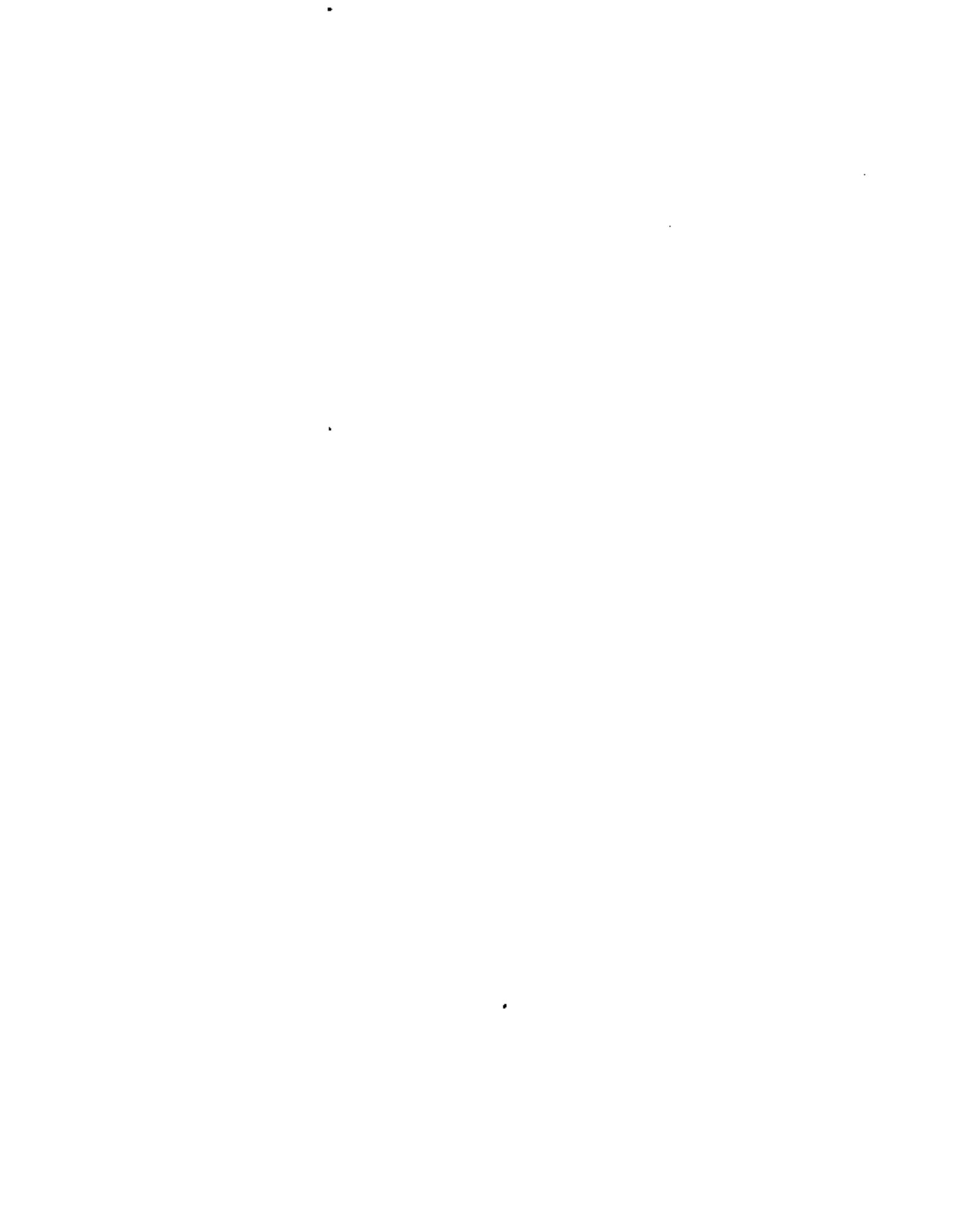
#### 2.5.1.1 Método de Meyer-Peter y Muller

El método de Meyer-Peter y Muller sirve tanto para materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida.

La expresión propuesta establece que

$$g_b = 8 \gamma_s D_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2} \left[ \left( \frac{n}{n'} \right)^{3/2} C_{A*} - 0.047 \right]^{3/2} \quad \text{I.69}$$

donde  $n$  rugosidad total del cauce. Se obtiene de la fórmula de Manning, en  $n/n'$



$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{V} \quad \text{I.70}$$

$n'$  rugosidad debida a las partículas. Se obtiene con la fórmula - de Strickler, en  $\text{m}^{1/3}$

$$n' = \left( \frac{D_{90}}{21} \right)^{1/6} \quad \text{con } D_{90} \text{ en m} \quad \text{I.71}$$

$E_B$  arrastre unitario en la capa de fondo en  $\text{kg/s.m}$ .

$D_m$  diámetro medio de las partículas del fondo, en m. Se obtiene - de la expresión  $D_m = (\sum D_i p_i) / 100$  véase 2.3.3

$$\tau_* = \frac{\gamma_s R S}{(\gamma_s - \gamma) D_m} \quad \text{I.72}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \text{I.73}$$

$R$  Radio hidráulico, en m

$S$  Pendiente hidráulica

$V$  Velocidad media de la corriente en  $\text{m/s}$

Meyer-Peter y Muller probaron materiales con pesos específicos comprendidos entre  $1250$  y  $4200 \text{ kg/m}^3$  y los diámetros medios de las muestras variaron de  $0.4 \text{ mm}$  a  $30 \text{ mm}$ . Como utilizaron números adimensionales para analizar sus resultados, la fórmula propuesta se puede aplicar a otros diámetros y a otros pesos específicos.

#### 2.5.1.2 Método de Engelund

La fórmula de Engelund propuesta para cauces arenosos es

$$q_{d3} = \frac{0.04 \gamma_s (RS)^{3/2} U^2}{\Delta^2 g^{1/2} D_{35}} \quad \text{I.74}$$

Todas las variables han sido definidas anteriormente.



La fórmula indicada presupone el conocimiento de la velocidad media  $U$ , en la sección donde el arrastre se desea valorar. Si no se dispone de ese valor, se debe obtener aplicando las fórmulas y criterios explicados en 2.3.3.

La ecuación I.74 se puede aplicar siempre y cuando  $0.15 < D_{50} < 2$  mm. Además, se debe cumplir que el número de Reynold de la partícula asociado a la velocidad al cortante sea igual o mayor de 12

$$R = \frac{U_* D_{50}}{\nu} \geq 12 \quad \text{I.75}$$

en donde  $U_* = \sqrt{gR\delta}$  es la velocidad al cortante y  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua en  $m^2/s$ . Se obtiene en función de la temperatura con ayuda de la Tabla I.1.

## 2.5.2 CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE DE FONDO SIN SEPARAR FORMAS DE TRANSPORTE

Para aplicar los métodos que permiten valorar el transporte de fondo, sin distinguir el material que es arrastrado en la capa de fondo del que es transportado en suspensión, se necesitan conocer los mismos datos, indicados en 2.5.1 de las recomendaciones. Únicamente el método de Colby requiere de un dato adicional que es la concentración del gasto de lavado.

### 2.5.2.1 Método de Laursen

Laursen propuso su método en 1958. Su fórmula final establece que

$$g_{BT} = \gamma q \sum \left\{ p_i \left( \frac{D_i}{d} \right)^{3/2} \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{L_i}} - 1 \right) A \right\} \quad \text{I.76}$$

donde  $g_{BT}$  gasto sólido unitario del fondo, en  $kg/s.m$

$q$  gasto líquido unitario, en  $m^3/s.m$

$D_i$  diámetro medio de cada fracción en que se divide la curva granulométrica, en  $m$

$p_i$  porcentaje de cada una de las fracciones anteriores, expresado en forma decimal



$\tau_{c,i}$ : esfuerzo cortante crítico para partículas de diámetro  $D_i$ , en  $\text{kg/m}^2$ .  
Se obtiene de la expresión

$$\tau_{c,i} = 0.039 (\gamma_s - \gamma) D_i \quad \text{I.76}$$

$\tau_o'$ : esfuerzo cortante que la corriente produce en el fondo, asociado a la resistencia de las partículas, en  $\text{kg/m}^2$ . Se obtiene de la expresión

$$\tau_o' = \frac{\gamma g^2}{58.9 d^2} \left( \frac{D_{50}}{d} \right)^{1/2} \quad \text{I.77}$$

A parámetro que depende de la relación  $U_*'/\omega_i$  y que se obtiene con ayuda de la figura I.15; en donde  $U_*' = \sqrt{g d S}$  y  $\omega_i$ , velocidad de caída de las partículas.

En la figura I.15 se incluyen dos curvas: una continua-para el arrastre de fondo y otra punteada para obtener el arrastre en la capa de fondo. Por diferencia se puede obtener el arrastre de fondo en suspensión. En esa misma figura se observa que si  $U_*'/\omega_i$  es menor que 0.03, todo el arrastre se produce dentro de la capa de fondo. En cambio, si es mayor que 10, prácticamente casi todo el material del fondo es transportado en suspensión.

#### 2.5.2.2. Método de Shen y Hung

En 1971, Shen y Hung analizaron 587 datos, obtenidos por otros investigadores y propusieron las siguientes fórmulas para valuar el transporte de fondo:

$$g_{er} = 7 \cdot 10^{M-3} \quad \text{I.78}$$

$$M = a_0 + a_1 X + a_2 X^2 + a_3 X^3 \quad \text{I.79}$$

$$X = U_*'^{a_4} S^{a_5} \omega^{a_6} \quad \text{I.80}$$

donde

$$a_0 = 107404.45938$$

$$a_1 = 324214.74734$$

$$a_2 = -326309.58909$$

$$a_3 = 109503.87233$$

$$a_4 = 0.00750189$$

$$a_5 = -0.60428302$$

$$a_6 = 0.00239972$$



$\omega$  Velocidad de caída de las partículas asociadas al  $D_m$

Las restantes variables ya han sido definidas.  $E_{BT}$  se expresa en kg/s.m y  $q$  en  $m^3/s.m$ .

El parámetro  $X$  también puede ser valuado con ayuda de la curva dibujada en la figura I.16, en donde está expresado en función de  $U S^{0.57} / \omega^{0.32}$

La ecuación de la curva es

$$X = \frac{U S^{0.57}}{\omega^{0.32}} \quad 1.81$$

### 2.5.3 CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE EN SUSPENSION

Dos clases diferentes de sedimentos pueden ser transportados en suspensión: material de lavado constituido por partículas finas como limos y principalmente arcilla, y material que procede del fondo.

Para diferenciarlos se obtiene la curva granulométrica del material que forma el cauce. El material de lavado está formado por partículas finas que no están representadas en el material del fondo. Cuando no se conocen los tamaños de las partículas del fondo, se considera como material de lavado el formado por todas las partículas menores que 0.062 mm.

Para cuantificar el gasto sólido transportado en suspensión, se necesitan conocer los datos indicados en 2.5.1, pero además, la concentración del material en suspensión en un punto cuya distancia al fondo también sea conocida. Además, se requiere conocer la granulometría de ese material o cuando menos su diámetro medio.

No todos estos datos son fáciles de obtener. Para conocer adecuadamente los tamaños, se requiere tomar una muestra grande, ya que las concentraciones a veces son muy bajas.

Para valuar el transporte de fondo en suspensión, se pueden utilizar fórmulas que sólo requieran de los datos concernientes al material en suspensión que



se haya muestreado; o bien, se pueden utilizar métodos que sólo necesiten del conocimiento del material del fondo. En 2.5.4 se verán métodos del segundo grupo.

En cambio, para valuar el transporte de lavado se requiere necesariamente el conocimiento de la concentración en un punto conocido.

Una diferencia fundamental entre el material de lavado y el de fondo, consiste en que un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él; es decir, no hay relación alguna entre el transporte de lavado y las características hidráulicas y, si existe un cambio en la cantidad que llega a un tramo, ello ocasionará una modificación de las características geométricas de la sección y en la pendiente del cauce. Véase 2.6. Por lo anterior, el transporte de fondo se puede deducir a partir del conocimiento de las características geométricas e hidráulicas de la corriente y de las propiedades del material del fondo.

A continuación se presentan dos métodos para cuantificar el transporte en suspensión a partir de muestras de concentración del material en suspensión. En 2.5.4 se presentará la forma de cuantificar el transporte en suspensión del material que procede del fondo, en función de las características de ese material, sin necesidad de conocer la concentración en suspensión.

Antes de presentar los métodos de cálculo indicados, se verá la forma de cuantificar la concentración en cualquier punto de una vertical, a partir de una concentración conocida en magnitud y posición.

#### 2.5.3.1 Distribución de concentraciones

##### a) Método de Rouse

Si a una distancia "a" sobre el fondo, se conoce la concentración de sólidos  $C_a$ , se puede valuar la concentración  $C_y$  en cualquier punto localizado a una distancia "y" sobre el fondo, mediante la fórmula propuesta por Rouse, que establece:



$$C_y = C_a \left( \frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right)^z \quad \text{I.82}$$

donde  $d$  tirante de la corriente, en m  
 $a$  distancia vertical sobre el fondo, en m, a la que se conoce la concentración  $C_a$   
 $y$  distancia vertical sobre el fondo, en m, a la cual se desea conocer la concentración  $C_y$   
 $z$  exponente que toma en cuenta la turbulencia de la corriente y que vale

$$z = \frac{2.5 \cdot \omega}{U_*} \quad \text{I.83}$$

En la última ecuación,  $\omega$  es la velocidad de caída de las partículas con diámetro  $D$ .  $D$  puede ser el diámetro medio del material en suspensión, aunque conviene hacer el cálculo para diferentes fracciones de la curva granulométrica.

La ecuación I.82 fue graficada por Vanoni, utilizando los parámetros  $\frac{y-a}{d-a}$  y  $\frac{C_y}{C_a}$ ; las curvas obtenidas se muestran en la figura I.17.

Esa ecuación indicada no es válida en sus extremos ya que si  $y=d$  ó  $y=0$ , se obtiene una concentración igual a cero en el primer caso y una concentración infinita en el segundo, y ambos valores pueden ser absurdos.

b) Método de Lane-Kalinske

Otro método para valuar la concentración en cualquier punto de una vertical, es el propuesto por Lane-Kalinske cuya fórmula establece que

$$C_y = C_a \exp \left\{ - \frac{15 \omega}{U_*} \frac{y-a}{d} \right\} \quad \text{I.84}$$

donde cada término ha sido explicado con anterioridad.

Si se denomina  $m = - \frac{15 \omega}{U_*} \frac{y-a}{d} = -6z \frac{(y-a)}{d}$  I.85



queda

$$C_y = C_a e^{mz} \quad \text{I.86}$$

Esta ecuación no tiene límites de aplicación, como fueron establecidos en la de Rouse.

La aplicación de la fórmula deberá hacerse para cada fracción en que se divide la curva granulométrica y  $\omega$  será la velocidad de caída para el diámetro medio de cada fracción.

### 2.5.3.2 Fórmulas para cuantificar el transporte en suspensión

Como ya se mencionó, se describirán brevemente los métodos de Brooks y de Lane-Kalinske. Se recomienda en primer lugar el de Brooks, que es muy similar al de Einstein, pero no requiere conocer el material del fondo.

#### a) Método de Brooks

Para aplicar el método de Brooks es indispensable conocer la concentración media del tirante; esto es, para  $y=d/2$ . Ello se puede lograr, o midiendo la concentración en ese punto, o calculando la concentración  $C_{d/2}$  con ayuda de las ecuaciones I.825 I.84, a partir de otra concentración conocida.

Según Brooks, el gasto de material sólido en suspensión es igual a

$$g_s = q C_{d/2} (J_1 + Z (J_1 - J_2)) \quad \text{I.87}$$

donde  $g_s$  transporte unitario en suspensión, en kg/s.m  
 $q$  gasto unitario líquido, en  $m^3/s.m$   
 $Z$  parámetro visto en 2.5.3.1

$$Z = \frac{2.5 \omega}{U_*} \quad \text{I.83}$$

$J_1$  y  $J_2$  integrales cuyos valores están tabulados en tablas I-5 y I.6



Brooks consideró y demostró que el paréntesis de la ecuación I.87 era función de  $Z$  y de  $U/U_*$ , por lo que dicha ecuación se puede escribir como

$$g_s = q C_{d/2} \cdot f\left(z, \frac{kU}{U_*}\right) \quad \text{I.88}$$

La función  $f\left(z, \frac{kU}{U_*}\right)$  se encuentra graficada y se presenta en la figura I.19. En ella  $k$  es la constante de Von Karman, igual a 0.4.

#### b) Método de Lane-Kalinske

La fórmula propuesta por Lane-Kalinske para obtener el transporte en suspensión, en función de una concentración  $C_a$  conocida es

$$g_s = q C_a P e^{(1.5 \frac{a}{d} \frac{U}{U_*})} \quad \text{I.89}$$

o bien

$$g_s = q C_a P e^{6za} \quad \text{I.90}$$

donde  $a$  - Distancia sobre el fondo a la cual se conoce la concentración  $C_a$ , en m.

$C_a$  - Concentración conocida, expresada en peso

$A$  - Altura relativa  $A=a/d$ , en donde  $d$  es la profundidad o tirante de la corriente

$P$  - Variable obtenida durante la integración. Su valor se obtiene con ayuda de la figura I.20, en función de  $n/d^{1/6}$  y  $U/U_*$

$n$  - Coeficiente de rugosidad de Manning

$g_s, q, z, U_*$  Ya han sido definidas con anterioridad

Las fórmulas I.89 y I.90 permiten conocer la cantidad de material sólido transportado en suspensión desde la altura "a" hasta la superficie. Por lo tanto, si se desea conocer el transporte en toda la profundidad, primero se necesita calcular la concentración  $C_f$  cerca del fondo, en donde  $Y_f$  se supone igual a dos veces el diámetro. Para ello se deberá utilizar una fórmula que permita obtener la variación de la concentración en una vertical, como podría ser la fórmula de Rouse, o la de Lane-Kalinske. Tomando ésta última, la con-



centración en el fondo, valdrá

$$C_f = C_a \cdot e^{\left(6z \frac{a - 2D_i}{d}\right)} \quad \text{I.91}$$

En la fórmula I.90 el valor de  $C_a$  deberá ser reemplazado por  $C_f$  y "a" por  $2D_i$ . Al hacerlo se obtendrá el transporte en suspensión en toda la profundidad.

#### 2.5.4 CUANTIFICACION DEL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO Y DEL TRANSPORTE DE FONDO EN SUSPENSION

Aquí se incluyen los métodos que permiten cuantificar todo el material del fondo que es arrastrado, separando el que es transportado en suspensión del que va por la capa de fondo. Para la aplicación de esos métodos se necesitan conocer las características del material del fondo y no se requieren muestras del material en suspensión.

##### 2.5.4.1 Método de Einstein

Este método fue propuesto en 1950 y es uno de los que han tenido más difusión.

Las fórmulas finales propuestas por Einstein, presentadas para su aplicación inmediata, son:

a) Para arrastre en la capa de fondo

$$q_{B_i} = \phi_* P_i \gamma_s (\Delta \cdot g \cdot D_i^3)^{1/2} \quad \text{I.92}$$

y por lo tanto

$$q_B = \sum_i q_{B_i} \quad \text{I.93}$$

En las fórmulas anteriores

$\phi_*$  función de transporte que se obtiene en función de  $\psi_*$  (función de



corriente), con ayuda de la figura I.21

La función de corriente  $\Psi_*$  es igual a

$$\Psi_* = \frac{Y \xi}{\tau_*} \left( \frac{\log 10.6}{\log 10.6 \frac{X}{D_{65}}} \right)^2 \quad 1.94$$

- $P_i$  Porcentaje en peso de partículas con diámetro  $D_i$ , que hay en el fondo
- $Y$  Coeficiente que toma en cuenta el cambio que sufre la sustentación de cada partícula dentro de la mezcla de granos. Se obtiene en función de  $D_{65}/\delta'$ , con ayuda de la figura I.22
- $\xi$  Coeficiente que toma en cuenta el hecho de que las partículas grandes oculten a las pequeñas. Se obtiene en función de  $D_i/X$  con ayuda de la figura I.23
- $X$  Coeficiente que toma en cuenta el tamaño de las partículas y el grado de turbulencia de la corriente

$$X = 0.77 \frac{D_{65}}{X} ; \text{ si } \frac{D_{65}}{X \delta'} > 1.80 \quad 1.95$$

$$X = 1.39 \delta' ; \text{ si } \frac{D_{65}}{X \delta'} < 1.80 \quad 1.96$$

- $\alpha$  Coeficiente que toma en cuenta si el flujo es de pared lisa o rugosa. Se obtiene en función de  $D_{65}/\delta'$ , con ayuda de la figura I.24
- $\delta'$  Espesor de la capa sublaminar, referido a la rugosidad de las partículas

$$\delta' = \frac{11.6 \nu}{U_*'} \quad 1.97$$

- $U_*'$  Velocidad al cortante asociada al radio hidráulico  $R$  que a su vez está relacionado con la rugosidad de las partículas

$$U_*' = \sqrt{g R' S}$$

Para obtener  $R'$ ,  $U_*'$  y  $S'$  se deberán seguir los pasos indicados en 2.4, los cuales permiten obtener la velocidad media del escurrimiento. Se han encontrado discrepancias en la obtención del gasto sólido, pero se considera que

•

•

el mayor error está en la determinación de  $R'$  y  $R''$ . Por ello conviene utilizar otro método para valuar estos parámetros y posteriormente utilizar el criterio de Einstein, sólo para valuar el arrastre de sedimentos.

b) Para el transporte del fondo en suspensión

La fórmula propuesta por Einstein es

$$g_{os_i} = g_{oi} (PI_1 + I_2) \quad 1.98$$

$$g_{os} = \sum_i g_{os_i} \quad 1.99$$

$$P = 2.303 \log \frac{30.2 \times d}{D_{65}} \quad 1.100$$

donde

$I_1, I_2$  valores de dos integrales; se obtiene con ayuda de las figuras y respectivamente, en función de

$$A = 2D_b/d \text{ y de } Z = 2.5 \omega_i / U_*$$

Como puede observarse, el cálculo del transporte del fondo en suspensión requiere del conocimiento previo del arrastre en la capa de fondo.

Para aplicar el método de Einstein se recomiendan utilizar las tablas I.7 y I.8. La primera es usada para la obtención de las características hidráulicas de la corriente. La segunda se utiliza para el cálculo del transporte de sólidos, tanto en la capa de fondo como en suspensión.

#### 2.5.4.2 Método de Bagnold

Las fórmulas propuestas por Bagnold son

$$g_{BT} = \gamma_s \tau_{*k} U D_m \left[ \frac{e_b}{\tau_{*d}} + 0.01 \frac{U}{\omega} \right] \quad 1.101$$

pero como se ha indicado

$$g_{BT} = g_o + g_{os} \quad 1.102$$



$$g_B = \frac{\tau_s \tau_* U D_m \alpha_b}{\tan \delta} \quad \text{I.103}$$

$$g_{BS} = \frac{0.01 \tau_s \tau_* U^2 D_m}{\omega} \quad \text{I.104}$$

En las expresiones anteriores el significado de las variables es:

- U Velocidad media de la corriente, en m/s
- $D_m$  Diámetro medio de las partículas de fondo, en m
- $\alpha_b$  Coeficiente que depende de la velocidad media de la corriente y del diámetro medio de las partículas. Se obtiene con ayuda de la figura I.25
- $\tan \delta$  Parámetro que depende de  $\tau_*$  y del diámetro de las partículas. Se obtiene con ayuda de la figura I.26

$g_B$ ,  $g_{BS}$  y  $g_{BT}$  están expresadas en kg/s.m.



## 2.6 DISEÑO DE CAUCES CON ARRASTRE

Cuando se desea rectificar un río y por lo tanto conocer sus características geométricas finales, o cuando se quiere diseñar un canal en el que habrá transporte de sedimentos, se deben utilizar métodos de estabilidad de cauces. Estos métodos se aplican a ríos y canales en los que todo el gasto pasa por un único cauce, sin permitir bifurcaciones o la formación de islas dentro de él.

### 2.6.1 CLASES DE ESTABILIDAD

La principal utilidad de lo que se explicará en este capítulo es el poder predecir las características geométricas y pendiente de un río aguas abajo de un gran embalse.

El tramo aguas abajo adyacente a la cortina tiende a no arrastrar material y ese efecto es la causa principal para el cambio de sección y pendiente. En los siguientes tramos hacia aguas abajo, las modificaciones son ocasionadas por el cambio que sufre el hidrograma, el que ahora estará formado por las extracciones de la toma y descarga a través del vertedor.

Se puede hablar de diferentes grados de estabilidad, los que se explicarán a continuación con objeto de aclarar conceptos.

a) Estabilidad estática. Se presenta cuando la corriente no es capaz de arrastrar los materiales de las márgenes y el fondo, y por lo tanto la sección no varía y en planta el río no sufre ningún corrimiento lateral. Este grado de estabilidad lo tienen los canales sin arrastre o algunos ríos durante la época de estiaje.

b) Estabilidad dinámica. Este grado de estabilidad se presenta en los ríos o canales que tienen un sólo cauce y todo el gasto pasa por él, además existe arrastre de sedimentos y aunque sus secciones transversales llegan a variar, ellas son aproximadamente similares año con año al ser observadas en la misma época.



c) Estabilidad morfológica. La estabilidad morfológica sobre el concepto más amplio, esto es: en cualquier cauce natural, la pendiente, el ancho y tirante y el número de brazos por los que escurre el gasto, dependen de ese gasto y de su distribución anual, de las características del sedimento y de la calidad y cantidad del transporte de sedimentos que proceda de aguas arriba o es aportado lateralmente.

### 2.6.2 GRADOS DE LIBERTAD

Otro concepto de interés y que permitirá una mejor comprensión de los métodos que serán descritos, es el grado de libertad de una corriente.

I. Esgurrimiento con un grado de libertad. Cuando se tiene un canal revestido o sin arrastre, con ancho y pendiente dadas, y se hace pasar un gasto determinado, éste escurrirá con un cierto tirante, que es lo único que puede variar. Se dice entonces que ese escurrimiento tiene un grado de libertad y -- hasta una ecuación para conocer el tirante, que es la única variable.

II. Esgurrimiento con dos grados de libertad. Si en un canal revestido, además de hacer pasar un gasto líquido se alimenta constantemente un cierto gasto sólido, se ajustarán la pendiente del fondo y el tirante, hasta valores tales que el gasto líquido sea capaz de arrastrar a ese material sólido. Se dice entonces que el escurrimiento tiene dos grados de libertad ya que se pueden ajustar el tirante y la pendiente y se necesitarán dos ecuaciones para evaluar esas dos variables.

III. Esgurrimiento con tres grados de libertad. Si se forma un canal en material aluvial, y al principio de ese canal se alimenta un gasto líquido y sólido como en II, se ajustarán la pendiente, el ancho y tirante de la sección, -- hasta que el gasto líquido arrastre en forma uniforme y continua al sedimento alimentado. En esas condiciones se dice que la corriente tiene tres grados de libertad y se requerirán tres ecuaciones para definir el estado de equilibrio.



## 2.6.3 GASTO FORMATIVO

Cuando se estudia la estabilidad de un cauce, es necesario conocer un gasto que represente el hidrograma anual. Ese gasto asociado a la estabilidad de un cauce se denomina gasto formativo.

Existen varios criterios para determinar el gasto formativo en un tramo de un río, los que se explican a continuación.

a) Gasto dominante. El gasto formativo que recibe el nombre de gasto dominante es aquel que de permanecer constante a lo largo del año, arrastra la misma cantidad de material del fondo que el hidrograma anual.

Por lo tanto, para encontrar el valor del gasto dominante, se calcula para cada día del año, el transporte de fondo en función del gasto medio diario aforado; sumando todos los resultados se obtiene el transporte anual del fondo, cuyo valor se divide entre 365 días del año y se obtiene el transporte medio diario con lo que resulta muy fácil obtener el gasto líquido diario que tiene esa capacidad de transporte. El gasto líquido en  $m^3/s$  asociado a ese gasto diario recibe el nombre de dominante.

En ocasiones, lo anterior sólo se aplica a la época de avenidas, ya que si en el estiaje no hay transporte y esos días se toman en cuenta, el gasto dominante resulta muy bajo.

b) Para algunos autores, entre ellos Leopold y Madok, el gasto formativo es aquel que tiene un periodo de retorno de 1.4 años. Si se tiene una estación de aforos cercana, se puede obtener analizando los gastos mínimos con los criterios de Nash o Gumbel que se explican en el capítulo A.1.10. *en el libro*

c) Por último, algunos consideran como gasto formativo, en ríos de planicie, el gasto máximo que es capaz de pasar por el cauce principal sin que desborde hacia la planicie. En la mayoría de los problemas estudiados, este criterio ha conducido a resultados más congruentes.



Sin embargo, se recomienda utilizar los tres y probar los tres gastos obtenidos. Siempre se puede contar con algún dato adicional que permita conocer -- cuál de ellos conduce a un resultado más acertado.

#### 2.6.4 CAUCES ESTABLES

Cuando una corriente escurre por un sólo cauce, se ha mencionado que existe -- un equilibrio entre el hidrograma de la corriente o gasto formativo, el gasto sólido que entra al tramo en estudio, las características de los materiales -- del fondo y orillas, la pendiente media del tramo y las características de la sección transversal.

Generalmente, conocido el gasto formativo  $Q$ , el transporte del sedimento  $g_B$  o  $g_{BT}$  y un diámetro representativo  $D$  del material del fondo, se desea obtener -- la pendiente  $S$ , ancho  $B$  y tirante  $d$ , que hagan estable el tramo en estudio. Para lograr lo anterior se utilizan métodos para analizar la estabilidad de -- cauces, entre los que se pueden citar los propuestos por Altunin, Haza-Cruickshank y Blench.

El primero se desarrolló para cauces formados con material grueso como gravas y boleas. El segundo sólo se puede aplicar a cauces arenosos y el tercero es de mayor utilidad en cauces con márgenes formados con material cohesivo.

##### 2.6.4.1 Método de Altunin

Para conocer la estabilidad de un cauce, Altunin toma en cuenta además de las variables ya indicadas, la mayor o menor resistencia que las orillas presentan a ser erosionadas, y la zona del río en que se encuentra el tramo en estudio.

Así, supone que una sección es del tipo a, si las orillas son difícilmente -- erosionables y del tipo b si son erosionadas fácilmente.

Las tres ecuaciones que propone para obtener los tres grados de libertad son:



$$V = a V_{\phi} d^{\alpha}$$

I.105

que permite conocer la velocidad media de la corriente que no produce erosión, tomando en cuenta el diámetro medio del material del fondo y el tirante

$$V = k d^z S^x$$

I.106

que define la velocidad media de la corriente en función de la resistencia -- del fondo, y

$$B = \frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}}$$

I.107

que resultó de la observación de secciones naturales estables.

En ellas

- a constante igual a 1 en la planicie y 1.1 en la zona intermedia
- $V_{\phi}$  velocidad media máxima que soportan las partículas del fondo sin que se produzca erosión, cuando el tirante es de 1 m. Se obtiene con ayuda de la tabla I.9, en función del diámetro medio de las partículas
- $\alpha$  exponente variable que depende del tirante y que puede tomar los valores siguientes

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{1}{3} ; \text{ si } d < 1.50 \text{ m} \\ \alpha = \frac{1}{4} ; \text{ si } 1.50 < d < 2.50 \text{ m} \\ \alpha = \frac{1}{5} ; \text{ si } d > 2.50 \text{ m} \end{array} \right\} \quad \text{I.108}$$

- k coeficiente de rugosidad, que para cauces con gravas o material de mayor diámetro Altunín supone igual a 11
- z exponente que para las condiciones anteriores se recomienda ---- igual a 1/2
- x exponente que para las condiciones anteriores se recomienda ---- igual a 1/3



A coeficiente dado por la expresión

$$A = (m K^3)^{2/(3+5m)}$$

I.109

su valor también se obtiene de la tabla I.10

En la expresión propuesta para evaluar A, m es el coeficiente de rugosidad según Manning y K un coeficiente que depende de la resistencia de las orillas y cuyos valores son: 3 a 4 si el material que forma el cauce es muy erosionable (tipo b), 16 a 20 para material resistente (tipo a) y para material aluvial entre 8 y 12. En los problemas de ingeniería se acepta  $K = 10$ .

A partir de las ecuaciones I.105 a I.107, se obtienen las ecuaciones generales de diseño que se indican en la tabla I.11. En ella se ha considerado que Z y X tienen los valores indicados arriba. Las ecuaciones se han presentado para los tres valores de  $\alpha$  antes mencionados.

Puesto que los datos iniciales pueden variar y por lo tanto las tres incógnitas que pueden obtenerse de las tres ecuaciones originales, en la tabla I.11 se indican tres posibles combinaciones de parámetros por obtener. En ella -- aparecen cinco incógnitas, para cada grupo, pero eso se debe a que se han añ dido dos ecuaciones adicionales de continuidad.

$$U = \frac{q}{d} \quad \text{I.110}$$

$$\text{y } Q = U B d \quad \text{I.111}$$

#### 2.6.4.2 Método de Maza-Cruickshank

Este método fue propuesto en 1973 y toma en cuenta tres ecuaciones que son: una de fricción, una de arrastre y como tercera una que relacione anchos y -- pendientes, obtenida en forma empírica de observaciones reales.

Como fórmulas de fricción se recomiendan las de Cruickshank-Maza para arenas y la ec I.34 y I.36 para material grueso.



Las fórmulas de arrastre que se proponen son la de Engelund o la de Meyer-Peter y Muller.

Como tercera expresión se ha seleccionado la de Gluschkov.

Para cauces arenosos se escogieron las primeras de cada grupo, y son:

Fricción

$$Q = 6.03 \omega_{50} d B \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} S^{0.456} \quad \text{para régimen inferior} \quad 1.112$$

$$Q = 5.45 \omega_{50} d B \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} S^{0.352} \quad \text{para régimen superior} \quad 1.113$$

Arrastre

$$Q_s = \frac{0.04 (dS)^{1.5} B U^2}{\Delta^2 g^{0.5} D_{35}} \quad 1.114$$

Relación ancho-tirante

$$B^m = K d$$

donde

$$m = 0.72 \left[ \frac{(\gamma_s - \gamma) D_{50}}{\gamma R S} \right] \quad 1.115$$

donde  $K = 10.2$  para orillas y fondo de arena y  $K = 6.3$  para orillas con material cohesivo y fondo de arena.

En las dos primeras fórmulas se ha propuesto como ecuación de continuidad

$$Q = B d U \quad 1.116$$

En donde el tirante medio  $d$  se obtiene como el cociente del área hidráulica entre el ancho medio de la superficie.

Conocidos algunos de los parámetros que intervienen en las ecuaciones de partida, se puede obtener el valor de tres que no sean conocidos, tal que entre



llos existe una relación de estabilidad. Si, por ejemplo, se conoce el gasto formativo  $Q$ , el transporte de sedimentos  $Q_s$ , la granulometría del material del fondo y orillas y se supone que el exponente  $m$  es igual a 0.70 (valor promedio para material aluvial), se obtienen el ancho, el tirante y la pendiente del cauce con estabilidad dinámica. Las ecuaciones que permiten encontrar -- esas variables son:

Para régimen inferior

$$B = \frac{0.568 D_{84}^{0.247} K^{0.7} Q^{0.63}}{\omega_{50}^{0.35} \Delta^{0.238} g^{0.06} D_{35}^{0.118} Q_s^{0.115}} \quad 1.117$$

$$d = \frac{0.468 D_{84}^{0.173} Q^{0.44}}{\omega_{50}^{0.214} \Delta^{0.166} g^{0.041} K^{0.21} Q_s^{0.005} D_{35}^{0.085}} \quad 1.118$$

$$S = \frac{3.245 \Delta^{1.12} g^{0.28} D_{35}^{0.56} D_{84}^{0.223} K^{0.264} Q_s^{0.56}}{\omega_{50}^{0.352} Q^{0.759}} \quad 1.119$$

Para régimen superior

$$B = \frac{0.037 D_{34}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.526}}{\omega_{50}^{0.406} \Delta^{0.18} g^{0.048} D_{35}^{0.055} Q_s^{0.035}} \quad 1.120$$

$$d = \frac{0.5 D_{84}^{0.183} Q^{0.417}}{\omega_{50}^{0.283} \Delta^{0.133} g^{0.033} K^{0.5} D_{35}^{0.047} Q_s^{0.047}} \quad 1.121$$

$$S = \frac{3.50 \Delta^{1.16} g^{0.261} D_{35}^{0.281} D_{84}^{0.225} K^{0.209} Q_s^{0.581}}{\omega_{50}^{0.365} Q^{0.747}} \quad 1.122$$

Una limitante para la aplicación de las fórmulas anteriores es que, generalmente, se desconoce el arrastre de sólido,  $Q_s$ , ya que no es un dato que se obtenga en forma rutinaria. Afortunadamente, los exponentes que afectan a  $Q_s$  en las fórmulas para  $B$  y  $d$ , son muy bajos y ello reduce el error que se haya cometido en su estimación.

#### 2.6.4.3 Teoría de Régimen. Método de Blench

La teoría de régimen se desarrolló inicialmente en la India para diseñar canales de riego. Una gran cantidad de autores han hecho aportaciones a esta teo



ría, entre ellos Blench, cuyo criterio se presenta a continuación.

Según Blench las tres ecuaciones de diseño para obtener las características geométricas y la pendiente de un canal estable son

$$B = 1.81 \left( \frac{Q F_b}{F_s} \right)^{1/2} \quad \text{I.123}$$

$$d = 1.02 \left( \frac{Q F_s}{F_b^2} \right)^{1/3} \quad \text{I.124}$$

$$S = \frac{0.56 F_b^{5/6} F_s^{1/2}}{\left(1 + \frac{C}{2330}\right) K Q^{1/6}} \quad \text{I.125}$$

- donde
- B ancho de la superficie, en m
  - d tirante medio de la sección, en m
  - S pendiente hidráulica
  - Q gasto líquido, en m<sup>3</sup>/s
  - F<sub>b</sub> factor de fondo, cuyos valores promedios son: 0.8 para material fino y 1.2 para material grueso
  - F<sub>s</sub> factor de orilla, cuyos valores son: 0.1 para materiales sueltos 0.2 para materiales ligeramente cohesivos y 0.3 para materiales cohesivos
  - C concentración del sedimento arrastrado del fondo en partes por millón en peso
  - K coeficiente igual a:

$$K = \frac{0.03 a_g}{V^{1/4}} \quad \text{I.126}$$

Los coeficientes de las ecuaciones anteriores obligan a que las unidades sean metros y segundos.

El factor de fondo F<sub>b</sub>, puede ser valuado utilizando las expresiones siguientes:

Si el canal arrastra poco sedimento y el fondo es arenoso

$$F_b = 1.9 \sqrt{d} \quad \text{I.127}$$



donde  $d$  es el diámetro medio, en mm.

Si el fondo tiene grava

$$F_b \approx d^{1/3} \quad 1.128$$

pero aun no se conoce con certeza el coeficiente de proporcionalidad.

Si existe arrastre de sedimentos y fondo arenoso

$$F_b = 1.9 \sqrt{d} (110.012 C) \quad 1.129$$

El método de Blench conviene aplicarlo al diseño de canales de riego y a tramos de ríos con material fino y con cierta cohesión. Hay que tener cuidado cuando su aplicación se extrapola a cauces naturales o canales con material grueso.



## 2.7 SOCAVACION

En un río, y asociados a las obras que en él se pueden construir se distinguirán seis tipos de socavación, que se define en los comentarios. Ellos son:

General

Transversal

En curvas

Local al pie de estructuras interpuestas a la corriente.

Aguas abajo de grandes embalses

Al pie de obras de descarga

Bajo tuberías

## 2.7.1 SOCAVACION GENERAL

Para su cálculo se recomienda utilizar el método de Lischtvan-Lebediev, el cual está basado en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar a un material de diámetro y densidad conocidos.

Esa condición de equilibrio está dada por

$$V_e = V_r$$

I.130

donde  $V_e$  velocidad media que debe tener la corriente para erosionar al material del fondo (iniciar su arrastre).

$V_r$  velocidad media real de la corriente

El método de Lischtvan-Lebediev permite diferenciar las siguientes condiciones y situaciones:

Si el cauce es definido o no

Si la rugosidad es la misma en toda la sección o varía en algunas zonas

Si el suelo es cohesivo o no

Si la distribución del material en el subsuelo es homogénea o heterogénea.

•

•

•

## A I

Para poder aplicar el método se requieren los datos siguientes, que son relativamente fáciles de obtener.

El gasto máximo de diseño

La elevación del agua en el río, en la sección en estudio, para el gasto anterior

La sección transversal de la sección en estudio obtenida durante el estiaje anterior

Si el suelo es granular, se necesita la granulometría del material del fondo, de donde se escoge el diámetro medio  $D_m$ ,

Si el suelo es cohesivo, se deberá obtener el peso volumétrico  $\gamma_s$  de la muestra seca.

a) Cálculo de la velocidad media real,  $V_r$ . Para cualquier condición, el cálculo de  $V_r$  es similar. La hipótesis fundamental consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier franja de la selección permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

Se obtiene así que para cualquier profundidad que se haya alcanzado  $V_r$  vale

$$V_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s} \quad \text{I.131}$$

$d_o$  es la profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la sección, entre el nivel del agua al pasar la avenida, y el nivel del fondo, obtenido durante el estiaje. El valor de  $\alpha$  se deduce a partir de los datos, mediante la expresión

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu} \quad \text{I.132}$$

donde  $B_e$  ancho efectivo en la sección, descontados todos los obstáculos, en m. Para encontrar  $B_e$  se traza una línea perpendicular a las líneas de corriente. Sobre esa línea se proyectan todos los obstáculos y  $B_e$  es la suma de todos los espacios libres. Así se toma en cuenta además al esviamiento de la corriente tirante medio obtenido de la relación área/ $B_e$ , en m



$\mu$  coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas, en el caso de existir un puente; se encuentra en la tabla I.12

Qd gasto de diseño, en m<sup>3</sup>/seg.

b) Cálculo de  $V_e$ . La velocidad necesaria para arrastrar a los materiales depende de la naturaleza de los mismos.

Para suelos no cohesivos

$$V_e = 0.68 D_m^{0.28} \beta d_s^x \quad \text{I.133}$$

y para suelos cohesivos

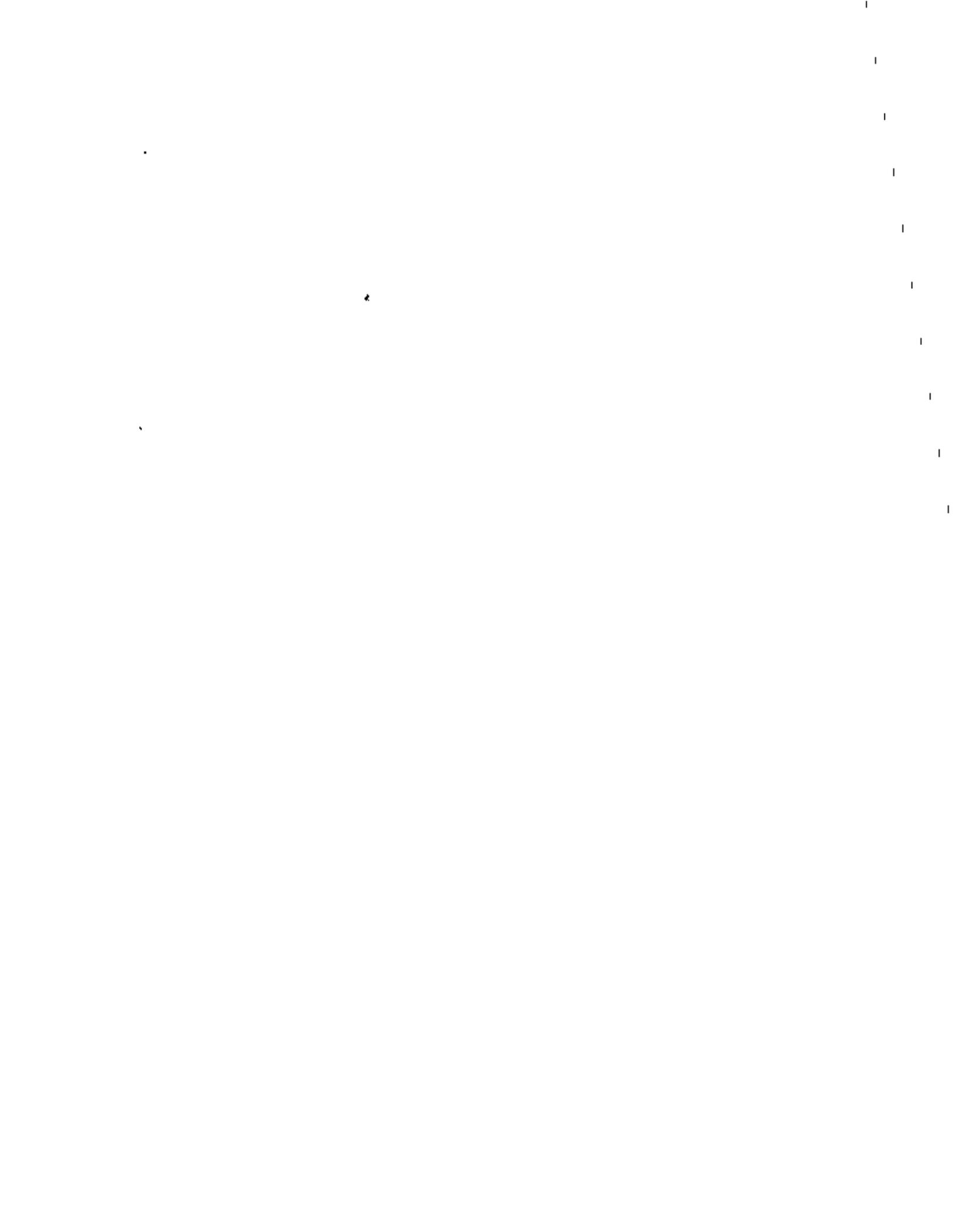
$$V_e = 0.60 \gamma_s^{1.18} \beta d_s^x \quad \text{I.134}$$

donde  $\beta$  un coeficiente que toma en cuenta la frecuencia con que se presenta el gasto de diseño. Su valor se encuentra en la tabla I.13  
 $x$  exponente variable que tiene diferente valor en cada una de las fórmulas. En la fórmula para suelos no cohesivos, su valor depende de  $D_m$ , y para suelos cohesivos depende del peso volumétrico,  $\gamma_s$ . Sus valores se indican en la tabla I.14

c) Cálculo de  $d_s$  para suelos homogéneos. Conocido el suelo que existe en el sitio y suponiendo que la rugosidad es constante en toda la sección, la profundidad hasta la que llegará la socavación se obtiene al igualar los valores de  $V_e$  y  $V_r$ .

$$d_s = \left( \frac{d \cdot d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{1/(1+x)} \quad \text{para suelos granulares I.135}$$

$$d_s = \left( \frac{d \cdot d_o^{5/3}}{0.60 \gamma_s^{1.18} \beta} \right)^{1/(1+x)} \quad \text{para suelos cohesivos I.136}$$



d) Cálculo de  $d_s$  para suelos heterogéneos. Cuando la distribución de los materiales en el subvele es heterogénea, es posible encontrar la profundidad de la erosión en cada vertical, mediante un método por tanteos o por un método semigráfico. Únicamente el método por tanteos será explicado.

Si se cuenta con la distribución estratigráfica de los materiales bajo una vertical, se escoge el manto superior y, de acuerdo a la naturaleza del material, se aplica una de las dos fórmulas del inciso c). Si la profundidad obtenida, queda abajo del límite inferior del manto, se escoge el segundo estrato y se repite el tanteo anterior con la fórmula correspondiente al tipo de suelo de ese segundo estrato. En el primer tanteo en que la profundidad calculada caiga dentro del estrato en estudio, se habrá obtenido la  $d_s$  buscada. Véanse los comentarios.

e) Cálculo de la socavación general cuando la rugosidad no es uniforme en la sección. Cuando existen dos o más zonas con diferente rugosidad, el procedimiento de cálculo es semejante, con la única diferencia de que hay que trabajar en forma aislada con cada zona y que para cada una hay que calcular un  $d_i$  correspondiente

$$d_i = \frac{Q_i}{d_i^{4/3} B e_i \mu_i} \quad \text{I.137}$$

### 2.7.2 SOCACION TRANSVERSAL

Se puede valorar utilizando el método descrito en 2.7.1, ya que se toman en cuenta las reducciones producidas dentro del valor de  $Ae$  y  $Be$ .

Sin embargo, para tener una idea bastante aproximada del valor de la socavación transversal, se puede utilizar la fórmula de Straub

$$d_2 = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} d_1 \quad \text{I.138}$$

El subíndice 2 es para la sección reducida y el subíndice 1 para los valores en una sección inalterada localizada aguas arriba.



### 2.7.3 SOCAVACION EN CURVAS

Varias son las formas de resolver este problema.

Si se dispone de la sección transversal en estiaje, se puede aplicar el método de la socavación general, pues el perfil de estiaje ya indica mayores profundidades en el lado exterior de las curvas. La aplicación de ese método -- presenta la ventaja de que permite conocer la profundidad máxima, y la forma aproximada de la sección transversal, ya socavada.

Si se carece del perfil de estiaje, la máxima profundidad se calcula a partir del conocimiento de las características de la curva en planta: radio de curvatura  $r$  y ancho de la superficie libre  $B$ . La profundidad máxima que puede llegar a representar vale, según Altunín

$$d_{m\acute{a}x} = \epsilon d_r$$

donde  $\epsilon$  es un exponente que depende de la relación  $r/B$  y cuyo valor se encuentra en la tabla I-15 y  $d_r$  es la profundidad máxima en el tramo recto situado aguas arriba.

### 2.7.4 SOCAVACION LOCAL

La erosión local que interesará conocer es, por un lado, aquella que se produce al pie de obstáculos rodeados por la corriente, y por otro, aquella producida por obstáculos que sólo desvían la corriente pero que están ligados a la orilla. En el primer caso se puede incluir las pilas de puente y en el segundo los espigones y los estribos.

a) Socavación local al pie de pilas de puente. El método que se recomienda utilizar es el propuesto por Maza y Sánchez mediante el uso de las tres gráficas que aparecen en las figuras I-27 a I-29. En ellas es posible encontrar la socavación local en función de la relación ancho de la pila y tirante, y del número de Froude de la corriente.



b) Socavación local frente a espigones y estribos. Para valuar la socavación local frente a espigones y estribos se recomienda utilizar el método de Artamonov quien propone la siguiente expresión

$$S_T = \bar{P}_\alpha P_q P_k d_0 \quad \text{I.139}$$

donde  $P_\alpha$  coeficiente que depende del ángulo de esviajamiento, tal como se indica en la tabla I.16

$P_q$  coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$  y cuyos valores se -- consignan en la tabla I.17.  $Q_1$  es el gasto que teóricamente podría pasar por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$  el gasto total que ocurre por el río

$P_k$  coeficiente que toma en cuenta el talud que tienen los lados del estribo o espigón y cuyo valor se obtiene de la tabla I.18

$d_0$  tirante inicial aguas arriba del estribo, en una zona donde no hay socavación

#### 2.7.5 EROSION AGUAS ABAJO DE GRANDES EMBALSES

El descenso del fondo de un río, aguas abajo de grandes embalses, que es producido por la reducción casi total del arrastre de material sólido, se puede estimar al conocer la pendiente crítica que debe existir en el fondo para que no haya arrastre de material.

Se obtiene a partir de las expresiones

$$V_c = 18 \left( \log \frac{11.11 R_c}{2 D_{90}} \right) \sqrt{R_c S_c} = \frac{Q}{A_c} \quad \text{I.140}$$

$$S_c = \frac{0.06 D_{90} (\gamma_s - \gamma)}{\gamma R_c} = \frac{0.06 D_{90} \Delta}{R_c} \quad \text{I.141}$$

Como el radio hidráulico  $R_c$  y la pendiente crítica  $S_c$  se desconocen, y  $A_c$  está en función del tirante, se procede por tanteos.

El criterio de cálculo que se propone sólo sirve para suelos homogéneos en que el material del fondo es no cohesivo. Se supone que al pie de una cortina siempre se forma la pendiente crítica  $S_c$  y que se van presentando descensos a nuevos niveles  $Z_L$ . Véase la figura I.20. En cada instante, deberá



de existir un cambio gradual de pendientes entre la sección al pie de la cortina, con pendiente  $S_c$  y la primera sección inalterada del río, con pendiente  $S_o$ . La distancia a que se encuentra esta primera sección inalterada, crece con el tiempo y se denominará  $L$ .

#### 2.7.6 EROSION PRODUCIDA POR LA DESCARGA DE COMPUERTAS DE FONDO

Tratándose de una compuerta colocada como se indica en la figura I.21 en que la descarga es libre, con la formación del salto hidráulico inmediatamente -- después de la salida y con fondo erosionable, se puede determinar la profundidad de la erosión por medio de la curva que propuso Valenti y que aparece en la figura I.31

#### 2.7.7 SOCAVACION BAJO TUBERIAS

Para cruzar un río, las tuberías como oleoductos y gasoductos se entierran bajo el fondo del cauce. Al producirse la erosión general durante una avenida, puede suceder que la tubería quede parcialmente descubierta. Si eso sucede, se produce una socavación bajo la tubería, cuyo valor puede estimarse de la gráfica mostrada en la figura I.32 propuesta por Maza. Los parámetros dimensionales que en ella intervienen son  $a/D$ ,  $Fr$  y  $S/D$ , en los cuales

- $a$  distancia del fondo del cauce a la parte inferior de la tubería (puede ser negativa), en m
- $D$  diámetro de la tubería, en m
- $Fr$  igual a  $\frac{V}{\sqrt{g_0 d}}$ , en que  $V$  y  $d$  son la velocidad media y tirante medio de la corriente, en m/s y m respectivamente
- $S$  socavación bajo la tubería, medida desde la parte inferior de la misma, en m.



Dentro de este capítulo se describirán las obras de defensa para evitar corrimientos laterales de los ríos y las obras de defensa contra la erosión local.

## 2.8.1

## OBRAS DE DEFENSA EN LOS MARGENES DE LOS RÍOS

Para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos y con mayor frecuencia en las márgenes exteriores de las curvas, se utilizan los espigones y los muros y diques longitudinales.

Algunas diferencias entre ambos tipos de obras consisten en lo siguiente: los muros longitudinales evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas; en otras palabras fijan completamente las márgenes, mientras que los espigones permiten que la orilla entre ellos pueda ser ligeramente erosionada inmediatamente después de su construcción. Por otra parte los muros longitudinales son más costosos y requieren un mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además cuando falla una parte de un muro longitudinal puede extenderse esa falla y destruirse toda la obra, sobre todo si la avenida tiene varios días de duración. En cambio los espigones permiten que la obra en su conjunto continúe trabajando aunque uno o dos de los espigones hayan sido socavados en sus extremos o destruidos o flanqueados y separados de la margen. Por último el costo de su mantenimiento disminuye con el tiempo.

Las principales desventajas de los espigones son que disminuye el área hidráulica y aumentan la rugosidad de las orillas. Por otra parte no se pueden utilizar en curvas con radio de curvatura muy reducido.

## 2.8.1.1

## Espigones

Los espigones son estructuras como diques o pantallas interpuestas a la corriente y empotradas por uno de sus extremos a la orilla. Sirven para ale-



jar las líneas de corriente de la orilla, con lo que las partículas de la misma no pueden ser erosionadas.

Los espigones pueden impedir totalmente el paso del agua a través de ellos, o bien pueden dejarla pasar. En el primer caso se denominan espigones impermeables y en el segundo permeables.

Los puntos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espigones son:

- a) Localización en planta. Radios de las curvas, longitud de las tangentes, ancho estable del río.
- b) Longitud de los espigones.
- c) Separación de los espigones.
- d) Pendiente de la corona.
- e) Angulo de orientación respecto a la orilla.
- f) Permeabilidad del espigón. Material de construcción.
- g) Socavación en la curva, y socavación local en el extremo del espigón.

#### a) LOCALIZACION EN PLANTA

Al proyectar una obra de defensa ya sea respetando la orilla actual; o bien, en una nueva margen (al hacer una rectificación), se requiere trazar en planta el eje del río y, en las orillas delinear una frontera, generalmente paralela al eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones.

La longitud de cada espigón, estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas, es decir el ancho B, estará dado por el estudio de estabilidad de la corriente que se haya hecho, el cual tomará en cuenta si el tramo será navegable, el cambio de pendiente si se rectificó el río, etc.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos,



conviene dentro de lo posible, que los radios de las curvas, medidos hasta el eje del río tengan la longitud  $R$  siguiente:

$$2.0 B \leq R \leq 8 B$$

I.142

donde  $B$  es el ancho medio de la superficie, en los tramos rectos.

Cuando la curva es uniforme (rectificación) todos los espigones tienen la misma longitud, ángulo de orientación y por lo tanto la separación entre ellos es uniforme.

Al proteger, ya sea una sola curva, o un tramo completo, los primeros tres espigones de aguas arriba deben tener longitud variable. El primero deberá ser de la menor longitud posible (igual al tirante) y los otros dos aumentar uniformemente, de tal manera que al cuarto ya tenga la longitud de proyecto, véase la fig 1.33. La pendiente de la corona debe ser uniforme en todos ellos.

#### b) LONGITUD DE LOS ESPIGONES

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

La longitud de trabajo medida sobre la corona, se selecciona independientemente y se ha comprobado que conviene que esté dentro de los límites siguientes:

$$0.4 E \leq L \leq E/4$$

I.143

donde

$E$  ancho medio del cauce y  $L$  tirante medio; ambos para el gasto dominante.

Respecto a la longitud de anclaje o empotramiento, los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje, es decir, sin que penetren dentro

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data collection process, including the identification of data sources, the design of data collection instruments, and the implementation of data collection procedures.

7. The seventh part of the document discusses the various methods used for data analysis, such as descriptive statistics, inferential statistics, and regression analysis. It explains how these methods can be used to interpret the data and draw meaningful conclusions.

8. The eighth part of the document focuses on the presentation of data, including the use of tables, charts, and graphs. It provides guidelines for creating clear and concise reports that effectively communicate the results of the data analysis.

9. The ninth part of the document discusses the importance of data security and privacy. It outlines the measures that should be taken to protect sensitive data from unauthorized access and ensure compliance with relevant regulations.

10. The tenth part of the document provides a final summary and concludes the report. It reiterates the key findings and emphasizes the need for continued attention to data management practices to ensure the organization's long-term success.

El principal peligro de destrucción se presenta al pie del talud o en el arranque de la obra. Para proteger el pie del talud, se pueden utilizar cualquiera de las dos soluciones siguientes: Si la construcción se efectúa en seco, se puede formar una zanja de 1 a 2 m de profundidad la que se rellenará de roca o gaviones; sobre ese relleno se apoyará el muro. También se puede hincar un tablaestacado. Esas obras impedirán el deslizamiento del muro cuando descienda el fondo durante la avenida.

La otra solución de protección del pie del talud consiste en formar un tapete de enrocamiento con un ancho igual al tirante, pero menor de 2 m, y un espesor de 40 a 70 cm. Al descender el fondo durante las avenidas, esa protección se acomoda sobre el fondo socavado evitando el deslizamiento de la capa protectora que forma el muro.

La parte extrema de aguas arriba del muro, o arranque del mismo, se deberá empotrar hacia adentro de la margen, o se colocará un pedraplén que se acomode cuando se presente alguna erosión.

## 2.8.2 OBRAS DE DEFENSA CONTRA LA EROSION LOCAL

Las obras de defensa contra la erosión local se diseñarán específicamente para el tipo de obra que se desea proteger. Así, habrá obras para proteger pilas de puente, estribos de puente, espigones, tuberías, etc. A continuación se explicarán las más importantes y frecuentes.

### 2.8.2.1 Protección contra la socavación al pie de pilas

Las protecciones que aquí se mencionan sirven también para cualquier obra que quede dentro del cauce de un río y sea rodeada totalmente por la corriente, como puede ser un pozo Ranney.

Se recomiendan dos métodos diferentes; el primero propuesto por Levi y Luna, que es útil cuando el eje longitudinal de las pilas está alineado con la dirección de la corriente.



El método consiste en colocar una pantalla delante de la pila a una separación de 2.2 veces el ancho de la misma. La pantalla tiene un ancho igual al de la pila.

Si la pantalla se coloca desde un principio, reduce la erosión en un 70 por ciento; sirve igualmente si se coloca cuando el hoyo producido por la corriente ya está formado, pues lo rellena.

La altura de la pantalla puede ser de sólo un tercio el tirante máximo que alcance la corriente.

El segundo método de protección consiste en colocar un pedraplén al pie de la pila. Los elementos de ese pedraplén se escogen de tal manera que no sean arrastrados por la corriente.

Si se tiene la seguridad de que la pila siempre esté alineada con la corriente, la protección se coloca sólo al frente; si no es así, conviene rodear toda la pila con la protección.

Conviene excavar lo necesario para que el nivel máximo de la protección alcance el nivel al que llegará la socavación general. Véase la figura I.37

El diámetro de los elementos del pedraplén se obtiene de la tabla I.19

Los valores ahí mostrados se obtuvieron experimentalmente.

El material que se coloca debe de formar tres capas como mínimo para evitar que los materiales más finos del fondo sean arrastrados por los vórtices que se forman en las esquinas de la pila rectangular, o en una zona de  $65^\circ$  a cada lado de la parte frontal de una pila circular o con frentes redondeados.

En la fig 1.3 se indica en forma esquemática la mejor manera de colocar el pedraplén de protección.

En ocasiones habrá necesidad de colocar una protección sobre el fondo ac---



tual, sin poder efectuar ninguna excavación frente a las pilas. En esos casos, se necesita tomar en cuenta la socavación general. La colocación conviene hacerla durante una creciente pues ya se tiene algo de socavación general, y además una fuerte erosión local al pie de la pila que puede ser rellena con el pedraplén, ver figura I.38. Habrá que tener cuidado de colocar las piedras dejándolas caer a través de un tubo para que no sean arrastradas por la corriente, durante la caída.

Si la corriente puede incidir contra la pila con diferentes direcciones, -- conviene rodear a ésta con el pedraplén de protección. Véase la figura I.37 e I.38.

Un tercer método, poco utilizado, consiste en colocar un dique o presa de poca altura aguas abajo del puente, con lo que se facilita el depósito de los sedimentos y se eleva el fondo del cauce, aguas arriba de esa obra.

#### 2.8.2.2 Protección contra la socavación al pie de estribos

Se puede evitar la socavación al pie de estribos con dos métodos diferentes. El primero consiste en la substitución del material erosionable del fondo, con un pedraplén de características similares al descrito en 2.7.2.1.

El segundo consiste en colocar en el extremo de cada estribo un dique de encauzamiento, como los que se muestran en la figura I.39.

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

Para fijar la geometría en planta se utilizará en una primera aproximación, el criterio propuesto por Latuíschenkov quien fija la magnitud de los semi-ejes de la elipse en función de la relación  $Q/Q_m$ , en que  $Q$  es el gasto total que pasa por el cauce durante las avenidas y  $Q_m$  el gasto teórico que corre por el cauce sólo en el ancho formado por el claro del puente.



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

| SUELOS COHESIVOS |      |                 | SUELOS NO COHESIVOS |      |                 | SUELOS NO COHESIVOS |      |                 | SUELOS NO COHESIVOS |      |                 |
|------------------|------|-----------------|---------------------|------|-----------------|---------------------|------|-----------------|---------------------|------|-----------------|
| $\gamma_s$       | $x$  | $\frac{1}{1+x}$ | $\gamma_s$          | $x$  | $\frac{1}{1+x}$ | $D_m$<br>(mm)       | $x$  | $\frac{1}{1+x}$ | $D_m$<br>(mm)       | $x$  | $\frac{1}{1+x}$ |
| 0.80             | 0.52 | 0.66            | 1.20                | 0.39 | 0.72            | 0.05                | 0.43 | 0.70            | 40.00               | 0.30 | 0.77            |
| 0.83             | 0.51 | 0.66            | 1.24                | 0.38 | 0.72            | 0.15                | 0.42 | 0.70            | 60.00               | 0.29 | 0.78            |
| 0.86             | 0.50 | 0.67            | 1.28                | 0.37 | 0.73            | 0.50                | 0.41 | 0.71            | 90.00               | 0.28 | 0.78            |
| 0.88             | 0.49 | 0.67            | 1.34                | 0.36 | 0.74            | 1.00                | 0.40 | 0.71            | 140.00              | 0.27 | 0.79            |
| 0.90             | 0.48 | 0.67            | 1.40                | 0.35 | 0.74            | 1.50                | 0.39 | 0.72            | 190.00              | 0.26 | 0.79            |
| 0.93             | 0.47 | 0.68            | 1.46                | 0.34 | 0.75            | 2.50                | 0.38 | 0.72            | 250.00              | 0.25 | 0.80            |
| 0.96             | 0.46 | 0.68            | 1.52                | 0.33 | 0.75            | 4.00                | 0.37 | 0.73            | 310.00              | 0.24 | 0.81            |
| 0.98             | 0.45 | 0.69            | 1.58                | 0.32 | 0.76            | 6.00                | 0.36 | 0.74            | 370.00              | 0.23 | 0.81            |
| 1.00             | 0.44 | 0.69            | 1.64                | 0.31 | 0.76            | 8.00                | 0.35 | 0.74            | 450.00              | 0.22 | 0.83            |
| 1.04             | 0.43 | 0.70            | 1.71                | 0.30 | 0.77            | 10.00               | 0.34 | 0.75            | 570.00              | 0.21 | 0.83            |
| 1.08             | 0.42 | 0.70            | 1.80                | 0.29 | 0.78            | 15.00               | 0.33 | 0.75            | 750.00              | 0.20 | 0.83            |
| 1.12             | 0.41 | 0.71            | 1.89                | 0.28 | 0.78            | 20.00               | 0.32 | 0.76            | 1000.00             | 0.19 | 0.84            |
| 1.16             | 0.40 | 0.71            | 2.00                | 0.27 | 0.79            | 25.00               | 0.31 | 0.76            |                     |      |                 |

\*  $\gamma_s$  peso volumétrico

TABLA 14 VALORES DE  $x$  Y  $1/(1+x)$ , PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS.

Valores de los coeficientes  $\epsilon$ , en función de  $B/r$

| $B/r$      | 0    | 0.16 | 0.20 | 0.25 | 0.33 | 0.50 | 0.70 | 1.00 |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\epsilon$ | 3.27 | 1.48 | 1.84 | 2.20 | 2.57 | 3.00 | -    | -    |

TABLA I. 15 Determinación del coeficiente  $\epsilon$

TABLA 16

Valores del coeficiente correctivo  $P_\alpha$  en función de  $\alpha$

| $\alpha$   | 30°  | 60°  | 90°  | 120° | 150°  |
|------------|------|------|------|------|-------|
| $P_\alpha$ | 0.84 | 0.94 | 1.00 | 1.07 | 1.188 |

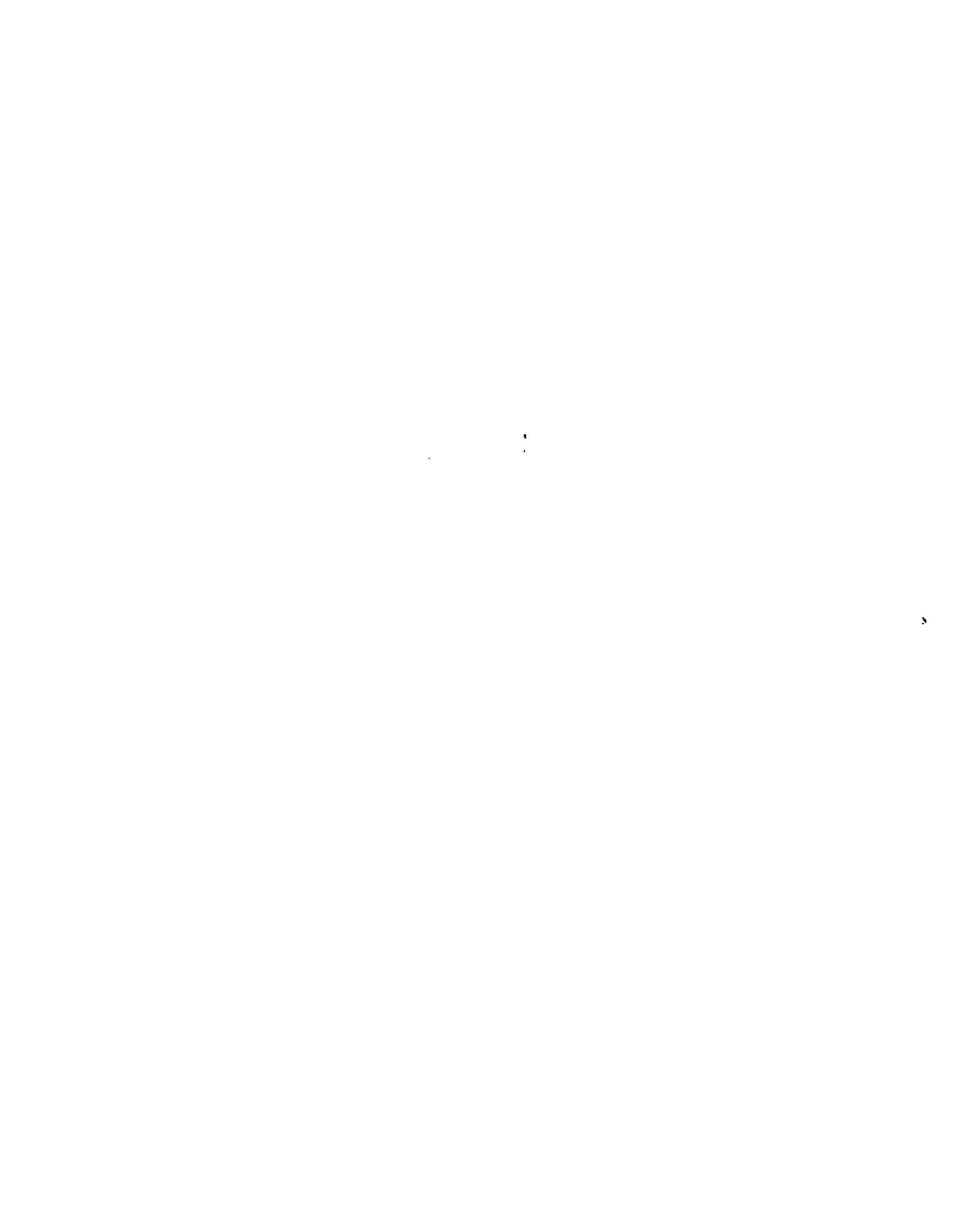


TABLA 17

Valores del coeficiente  $P_q$  en función de  $\frac{Q_1}{Q}$

|                 |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\frac{Q_1}{Q}$ | 0.10 | 0.20 | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.60 | 0.70 | 0.80 |
| $P_q$           | 2.00 | 2.65 | 3.22 | 3.45 | 3.67 | 3.87 | 4.06 | 4.20 |

TABLA 18

Valores del coeficiente correctivo  $P_k$  en función de  $k$

|           |     |      |      |      |      |      |
|-----------|-----|------|------|------|------|------|
| Talud $k$ | 0   | 0.5  | 1.0  | 1.5  | 2.0  | 3.0  |
| $P_k$     | 1.0 | 0.91 | 0.85 | 0.83 | 0.61 | 0.50 |

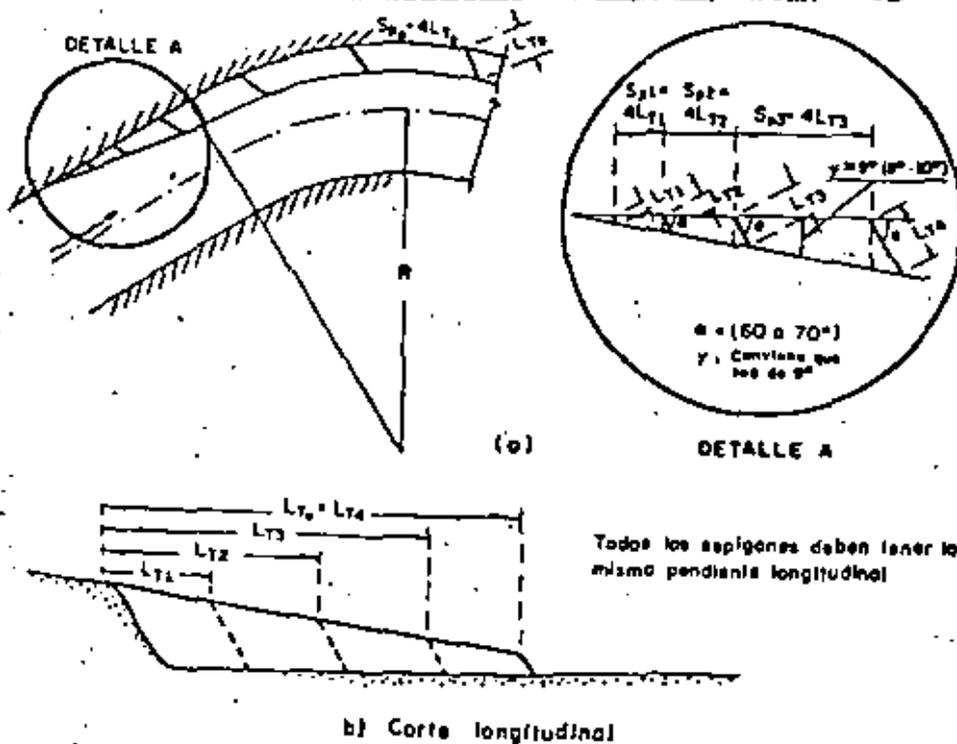


FIG 33 Proyecto de los primeros espigones de aguas arriba

Nota: si la curva es circular, todas las separaciones y longitudes son iguales

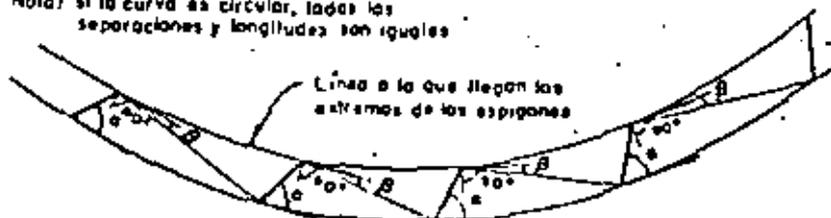


FIG 34 Trazo de espigones en una curva



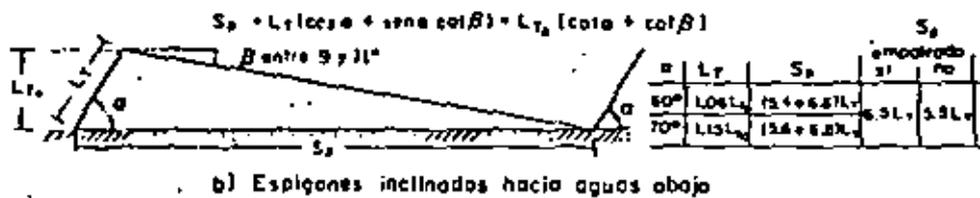
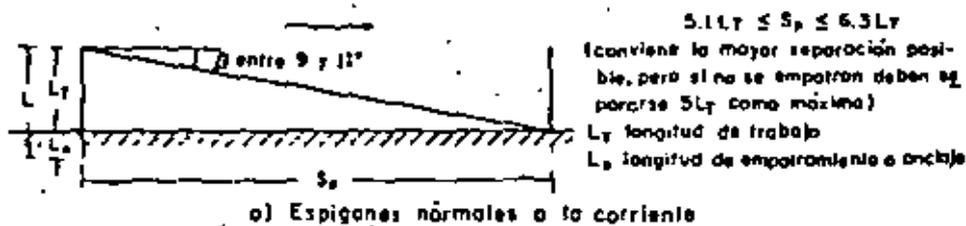
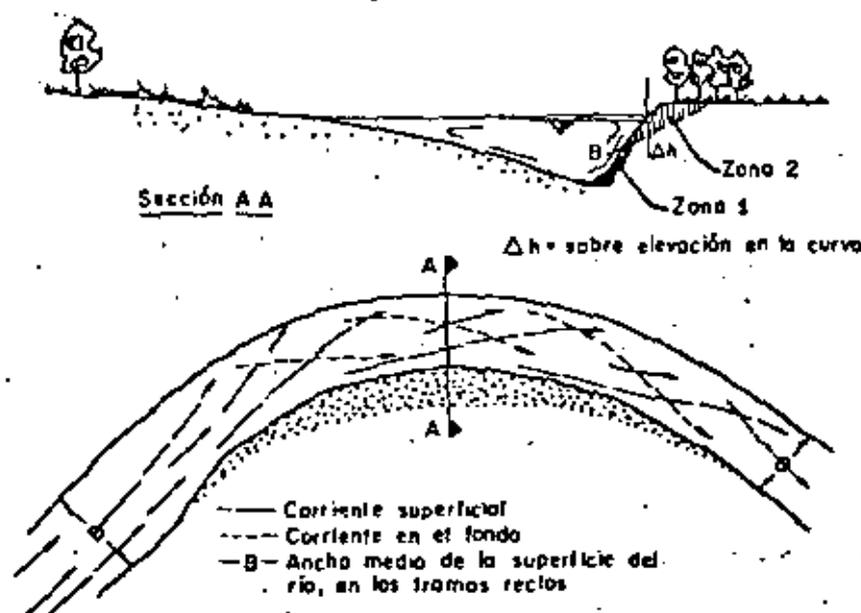
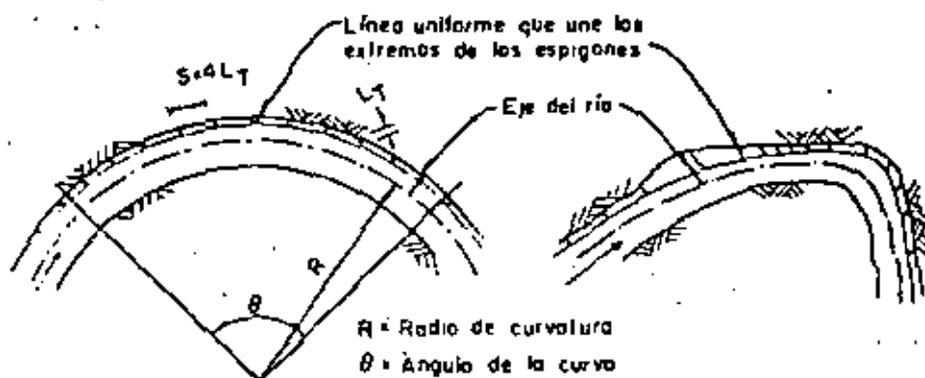


FIG. 35 Trazo de espigones en márgenes rectos



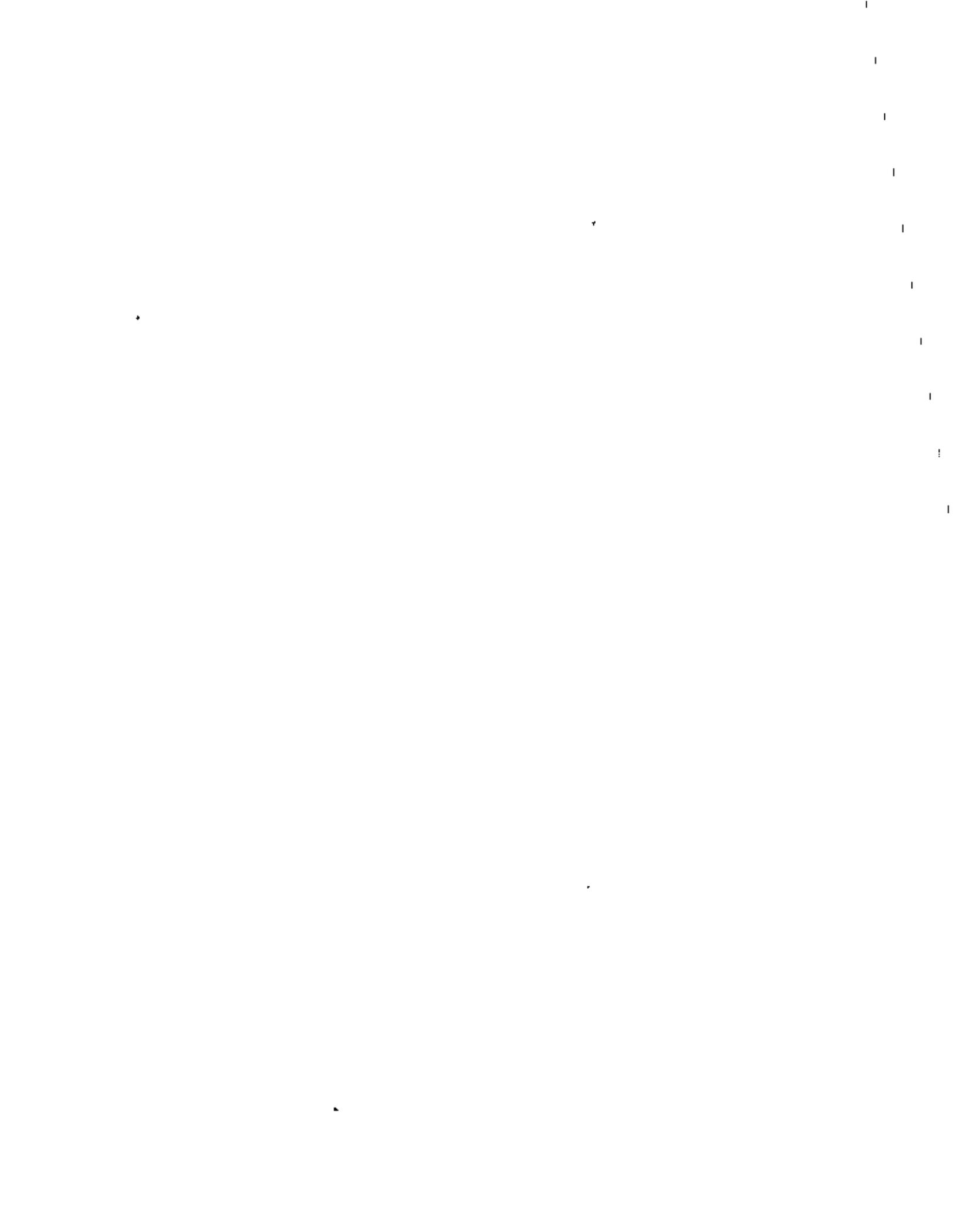
Esquema sobre las corrientes que se presentan en las curvas de los ríos

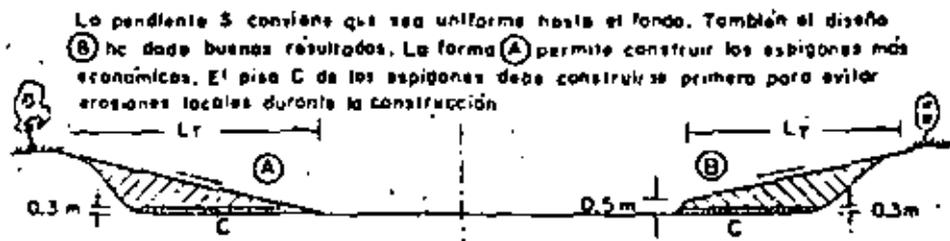


a) Curva trazada con un solo radio

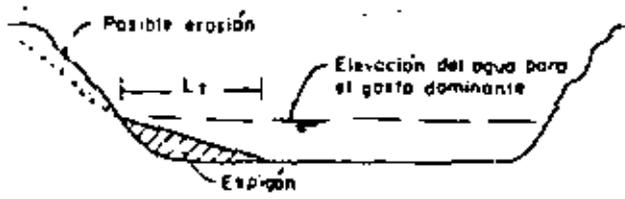
b) Curva real formada con tramos que tienen diferente radio de curvatura

FIG. 36 SEPARACION DE ESPIGONES EN CURVAS



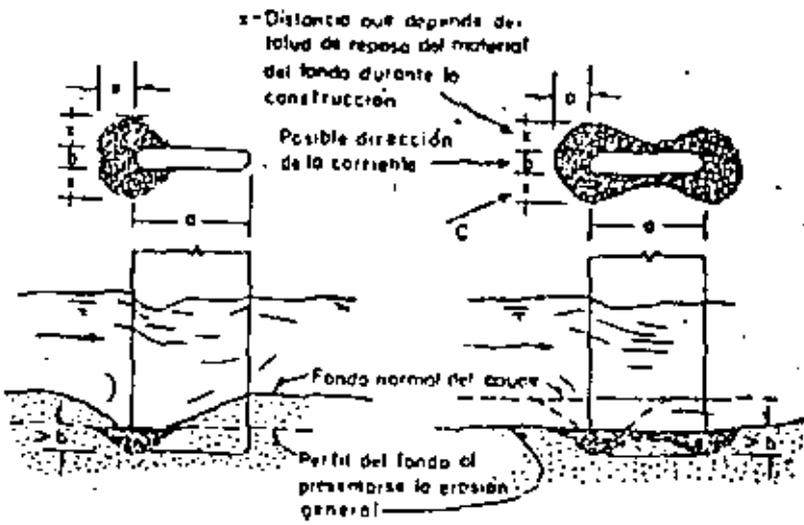


a) Colocación de un espigón cuando la margen no está muy elevada



b) Colocación de un espigón cuando la margen está muy elevada

FIG 36a. Elevación y pendientes de la corona en un espigón.



a. Angulo de incidencia de cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general

b. Angulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición de máxima erosión general

FIG 37 Formas de colocar el boteo para evitar la socavación local



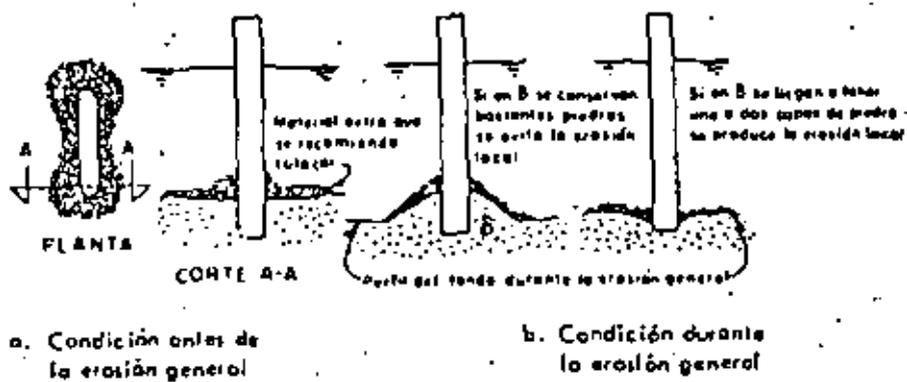


FIG. 38 Comportamiento de un pedraplén que ha sido colocado sobre el fondo actual, con el fin de proteger la pila

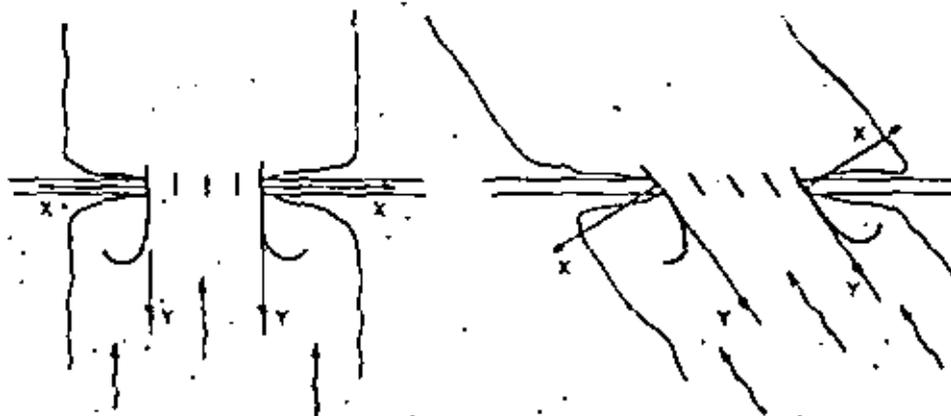


FIG. 39 Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la corriente

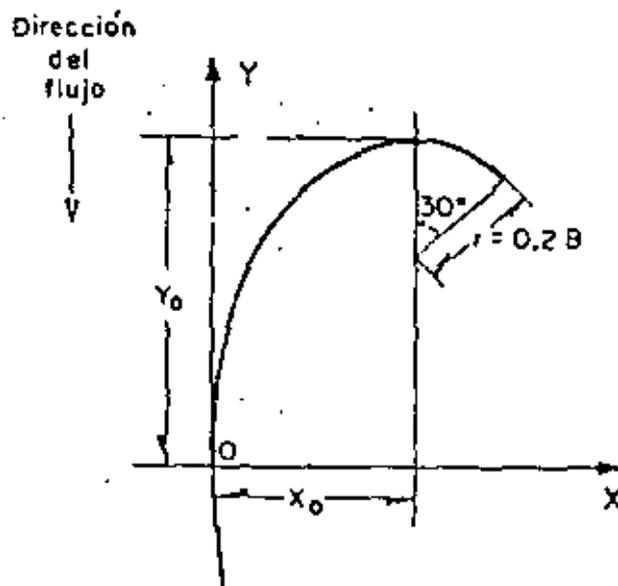


FIG. 40 Geometría de un dique de encauzamiento



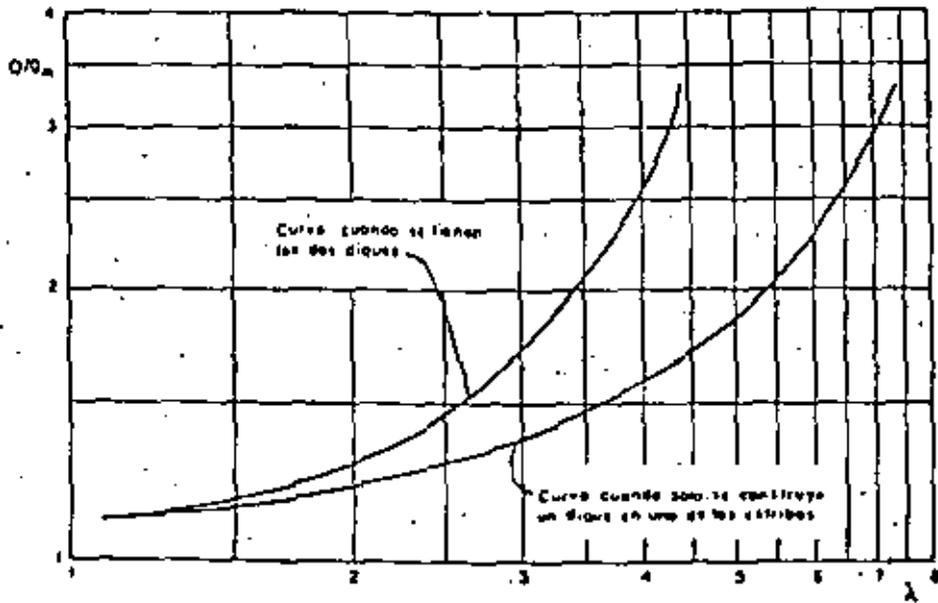
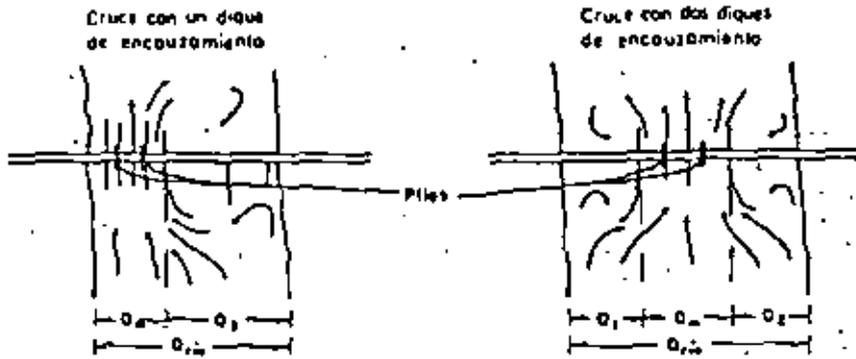
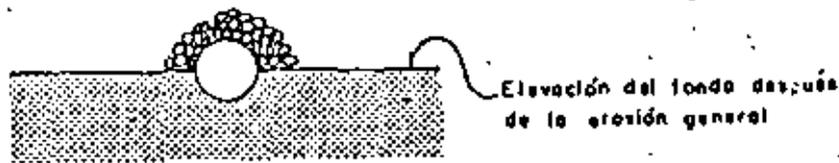
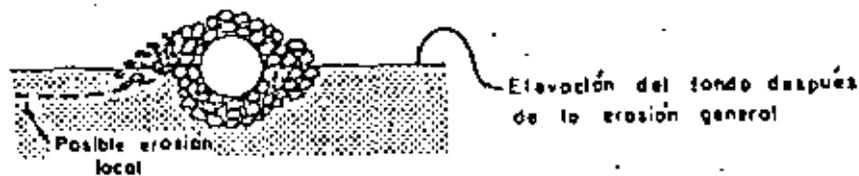


FIG 41 Valores de  $\lambda$  en función de  $O/O_m$





a) Colocación incorrecto. La erosión se produce si solo se coloca el pedraplén en la parte superior



b) Colocación correcto

FIG. 42. Protección de una tubería, con pedraplén

TABLA 19

Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 metro

| Velocidad de la corriente, $V_c$ en m/seg | Peso específico del material, en $\text{kg/m}^3$ |       |       |       |       |
|---|--|-------|-------|-------|-------|
|   | 1 600  | 1 800 | 2 000 | 2 200 | 2 400 |
| 1   | 8  | 8     | 7     | 6     | 6     |
| 1.3                                       | 15   | 13    | 12    | 11    | 10    |
| 2.0                                       | 18   | 16    | 13    | 13    | 12    |
| 2.5                                       | 27   | 24    | 21    | 19    | 18    |
| 3.0                                       | 38   | 34    | 31    | 28    | 26    |
| 3.5                                       | 53   | 46    | 42    | 38    | 35    |
| 4.0                                       | 68   | 60    | 54    | 50    | 46    |
| 4.5                                       | 86   | 77    | 69    | 63    | 58    |
|   |  |       | 85    | 77    | 70    |

Nota.

Si el tirante es diferente de 1 m,  $V = V_c H^\alpha$  en que  $\alpha = \frac{1}{2+H}$

Conocidas  $V$  y  $H$  se despeja  $V_c$  y se pasa a la tabla para conocer el diámetro de las piedras





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam

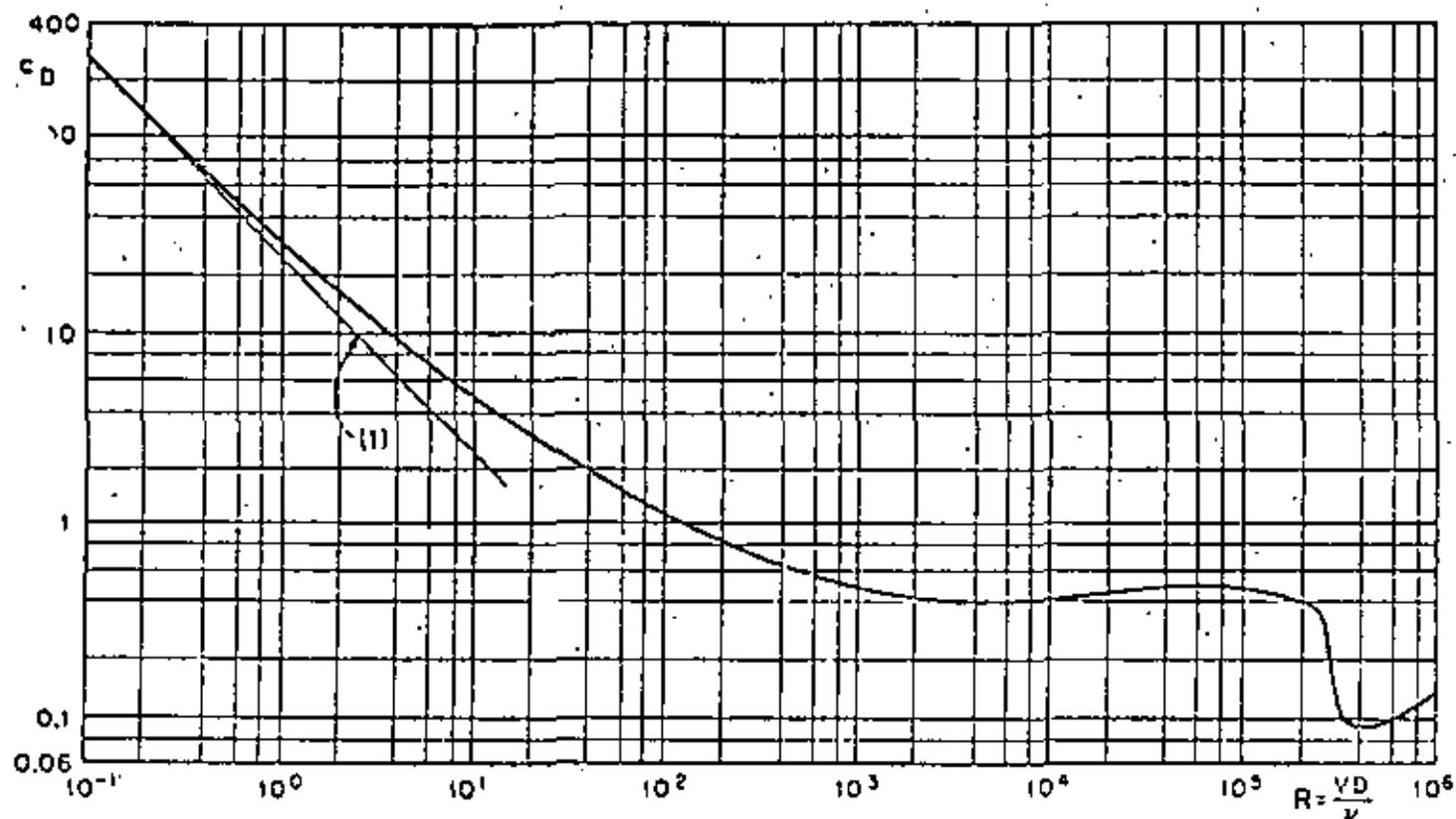


EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

HIDRAULICA FLUVIAL  
GRAFICAS

11-29 FEBRERO DE 1980





Coeficiente de empuje  $C_D$  para esferas.  
 La ecuación de la recta 1, es  $C_D = 24/R$ .

FIG. 1. Abaco para obtener  $C_D$ .

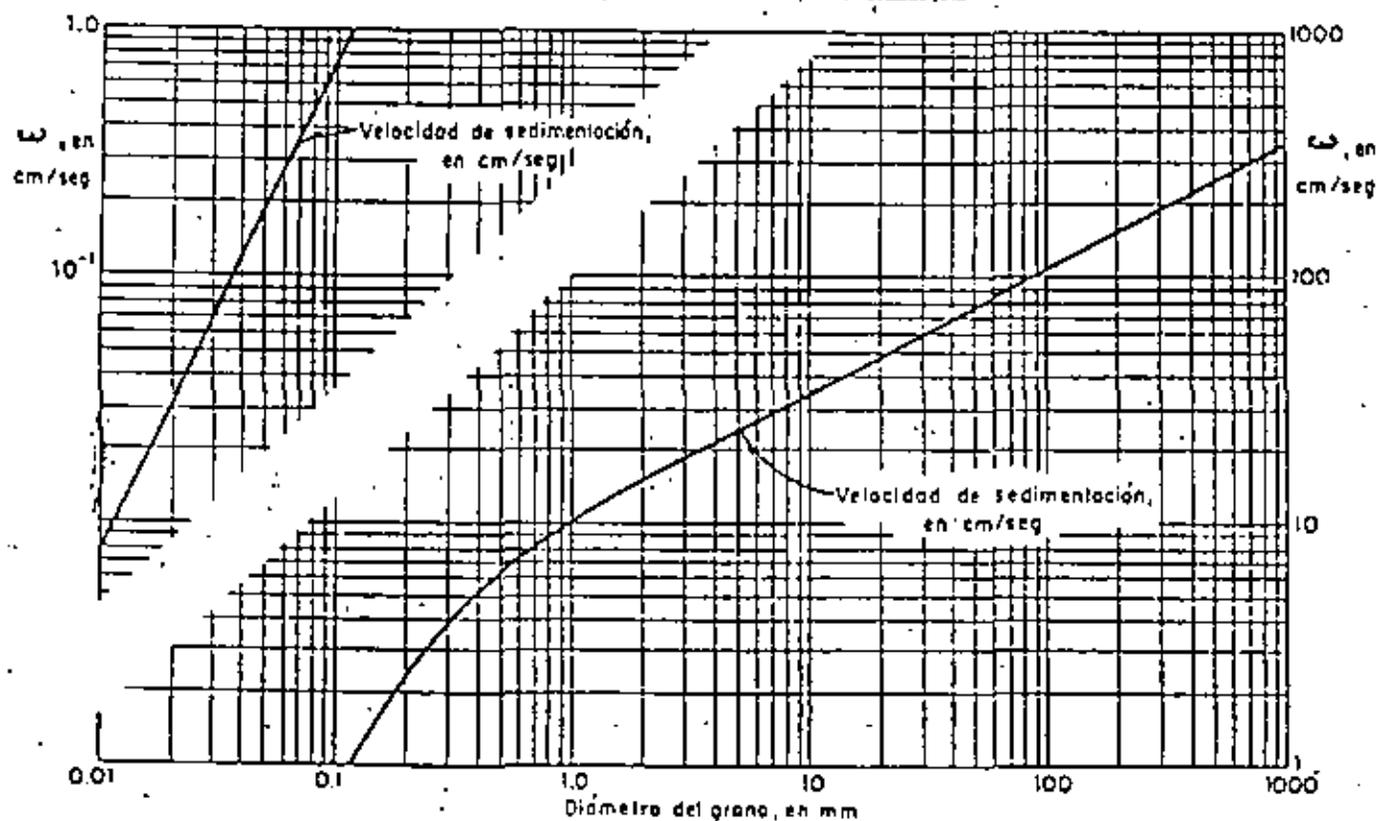


FIG. 2. Velocidad de caída o sedimentación,  $\omega$ , para diferentes tamaños de granos de cuarzo.



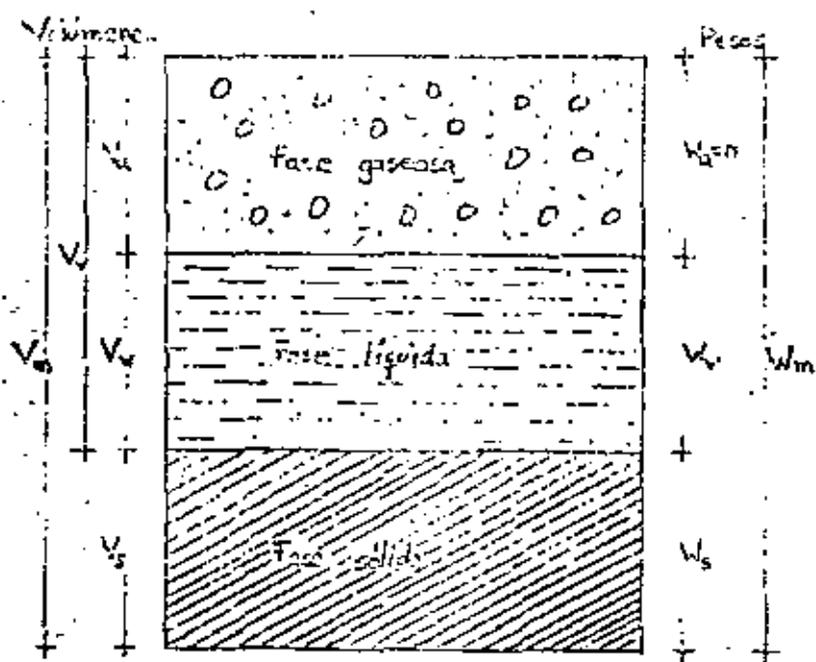


FIG 3 Esquema de una muestra de suelo.

Ad 2.6

(Ver 2.3.3)

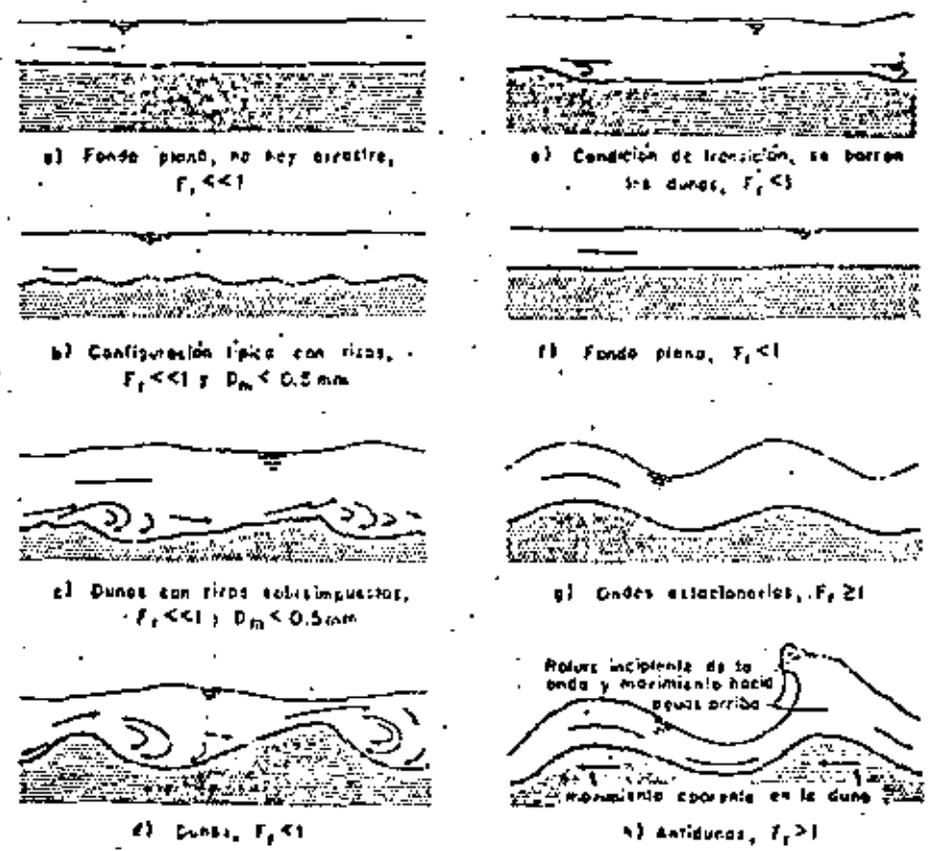


FIG 4 Configuraciones posibles del fondo de los raudales naturales, formados con material granular



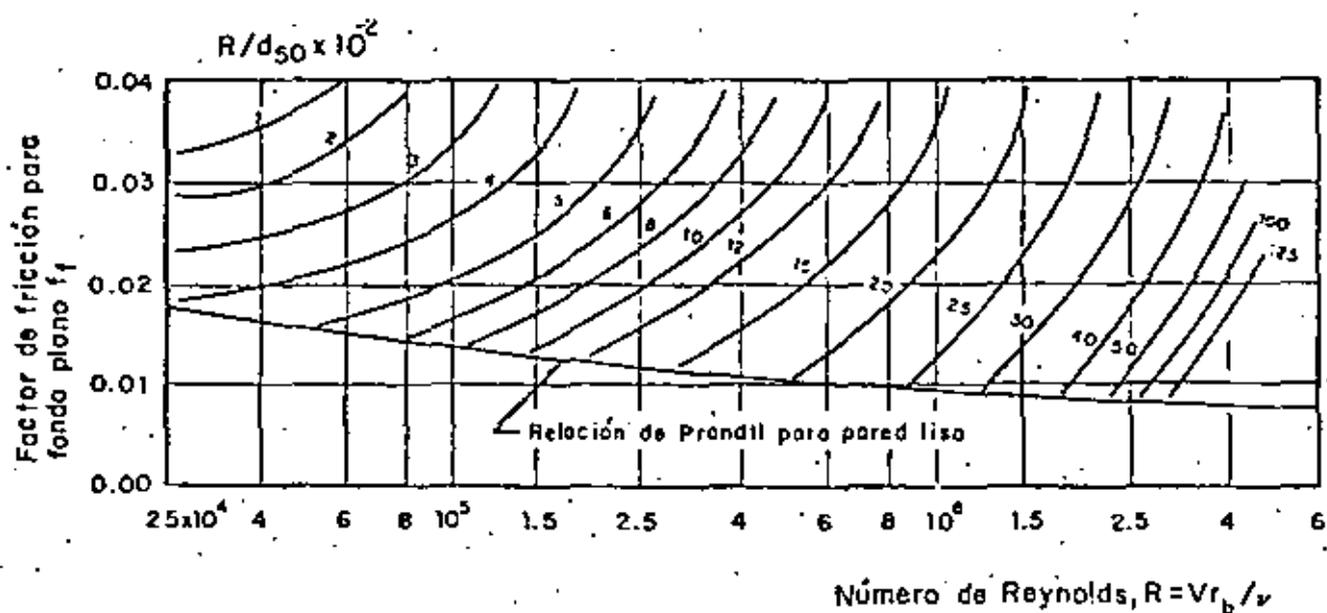


FIG. 6 FACTOR DE FRICCION PARA CORRIENTES ALUVIALES CON FONDO PLANO, SEGUN LOVERA-KENNEDY.

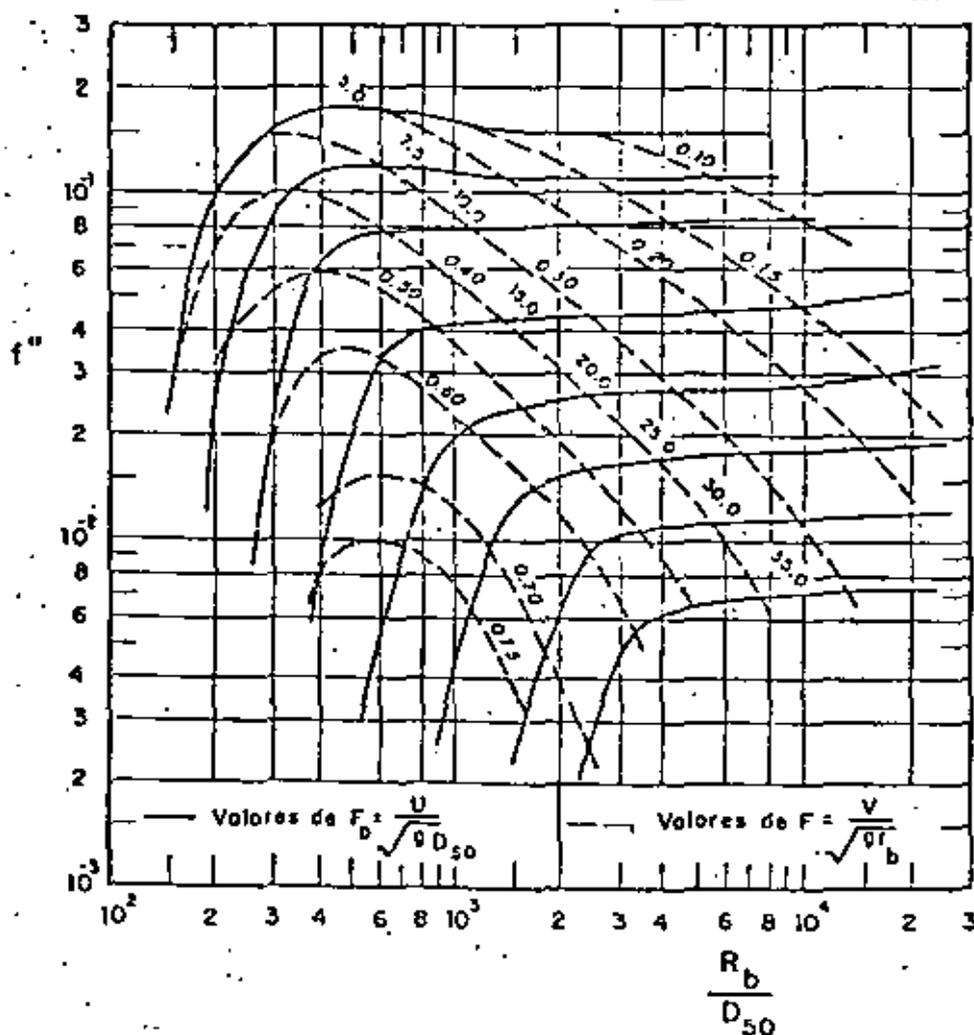


FIG. 7 Parametro  $f''$  en función del número de Froude y de  $R_b/D_{50}$  según Kennedy.



FIG 8

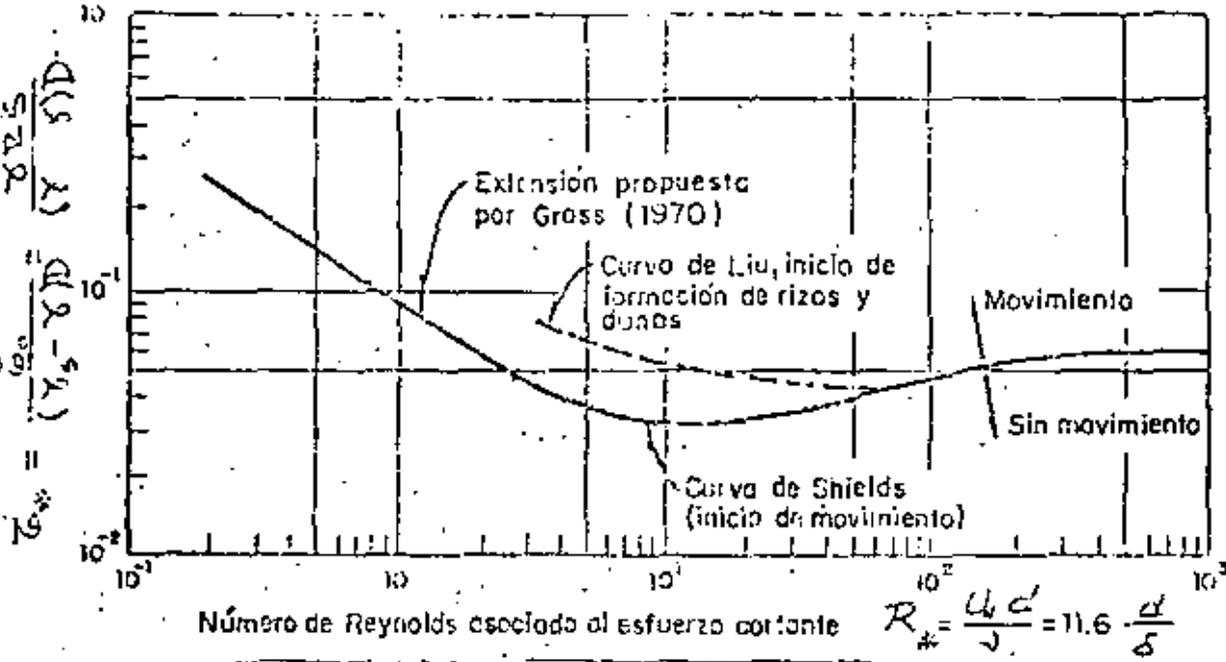


Diagrama de Shields que indica el inicio del movimiento de partículas en el fondo.

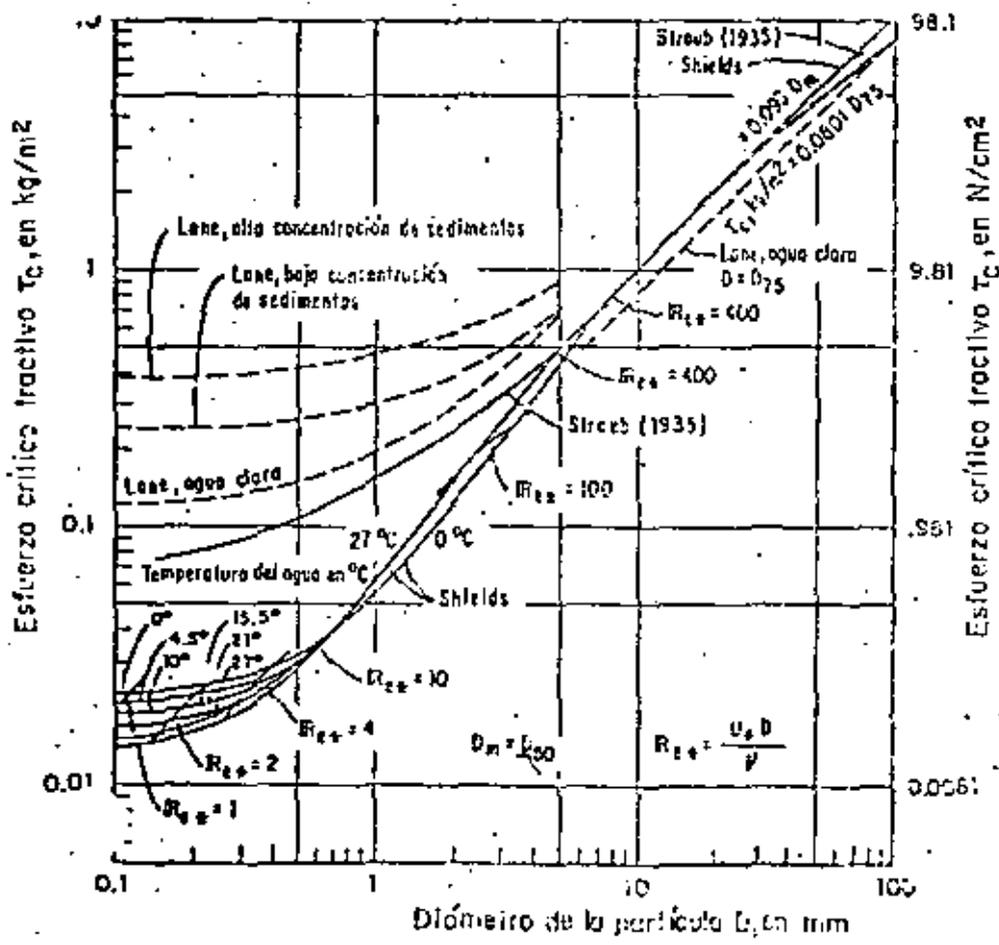


FIG 9  
Esfuerzo crítico tractivo para partículas de cuarzo en función del diámetro de la partícula, según Linc, Staub y Shields.



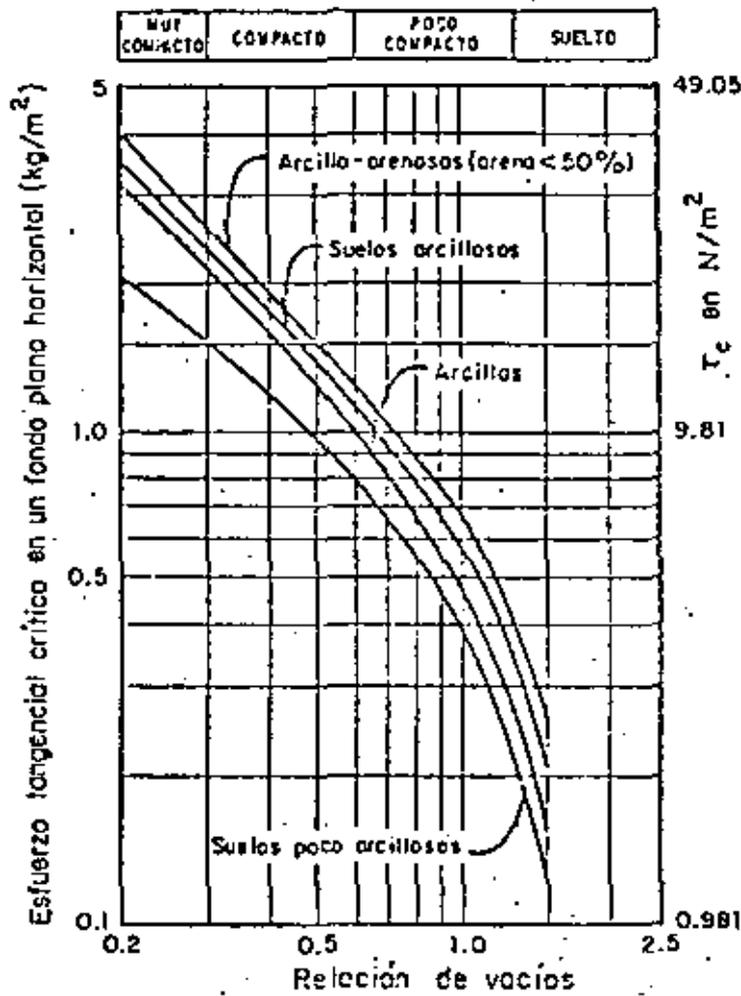


FIG. 10

Es fuerza tangencial crítica necesario para erosionar un suelo cohesivo.

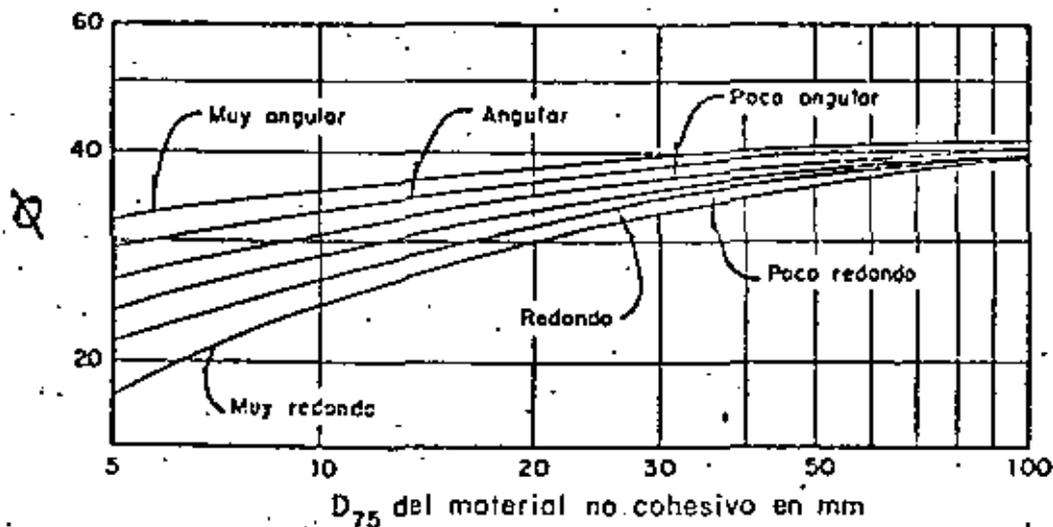


FIG. 11 Angulo de reposo de un suelo no cohesivo.

|

|

|

|

1.2

.....

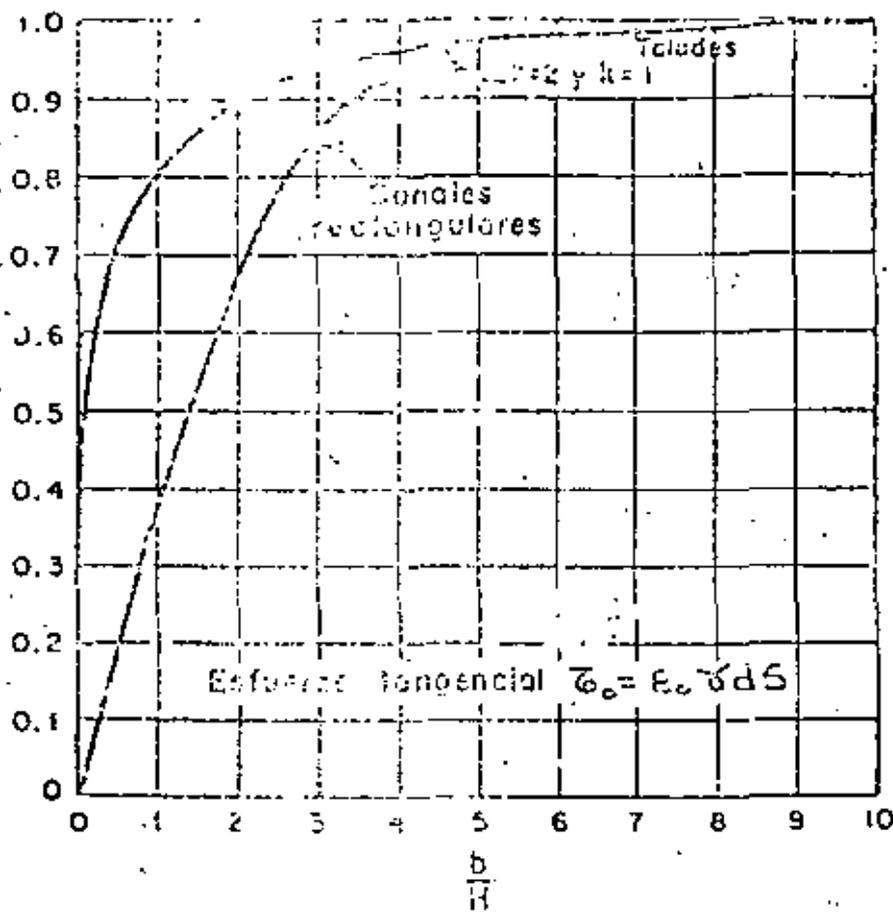


FIG. 12 Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo

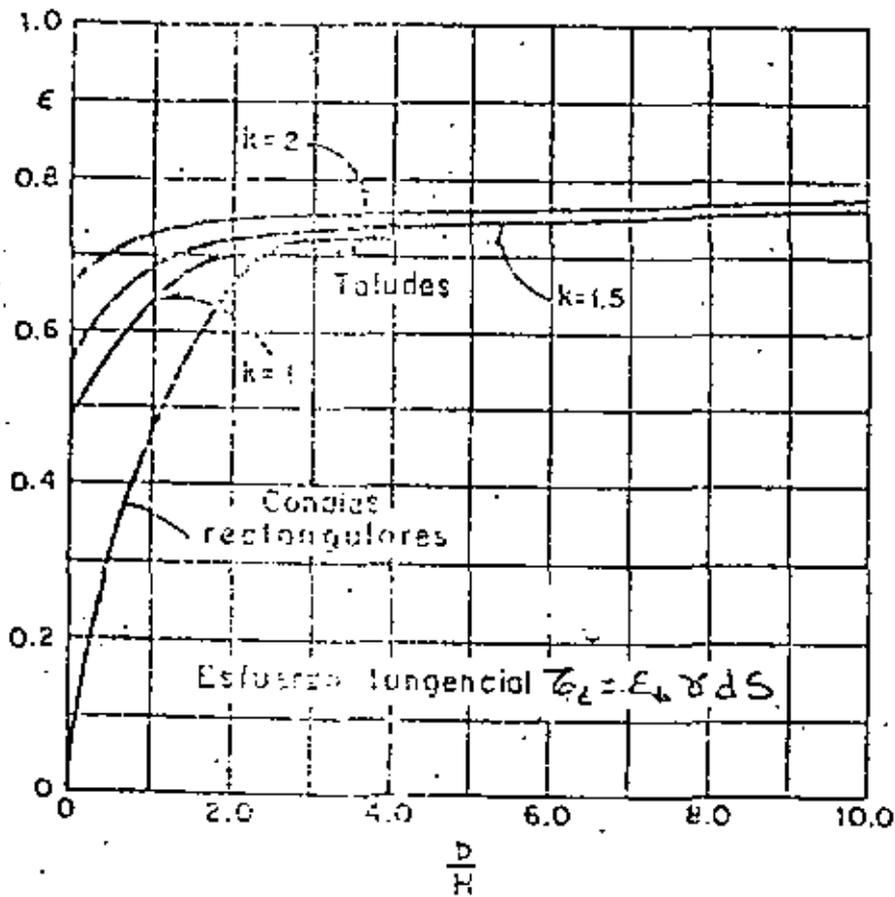


FIG. 13 Esfuerzo tangencial que la corriente produce sobre las barras

2

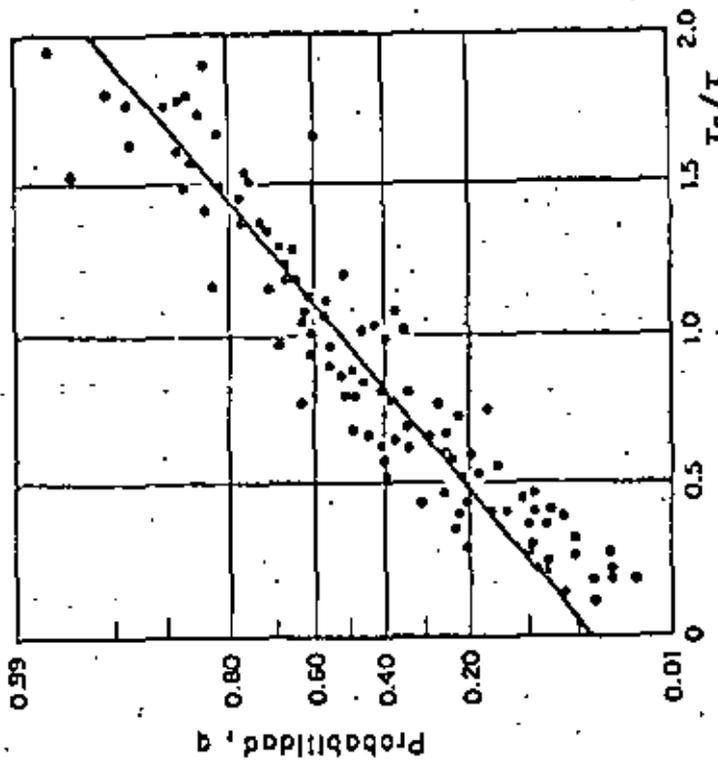
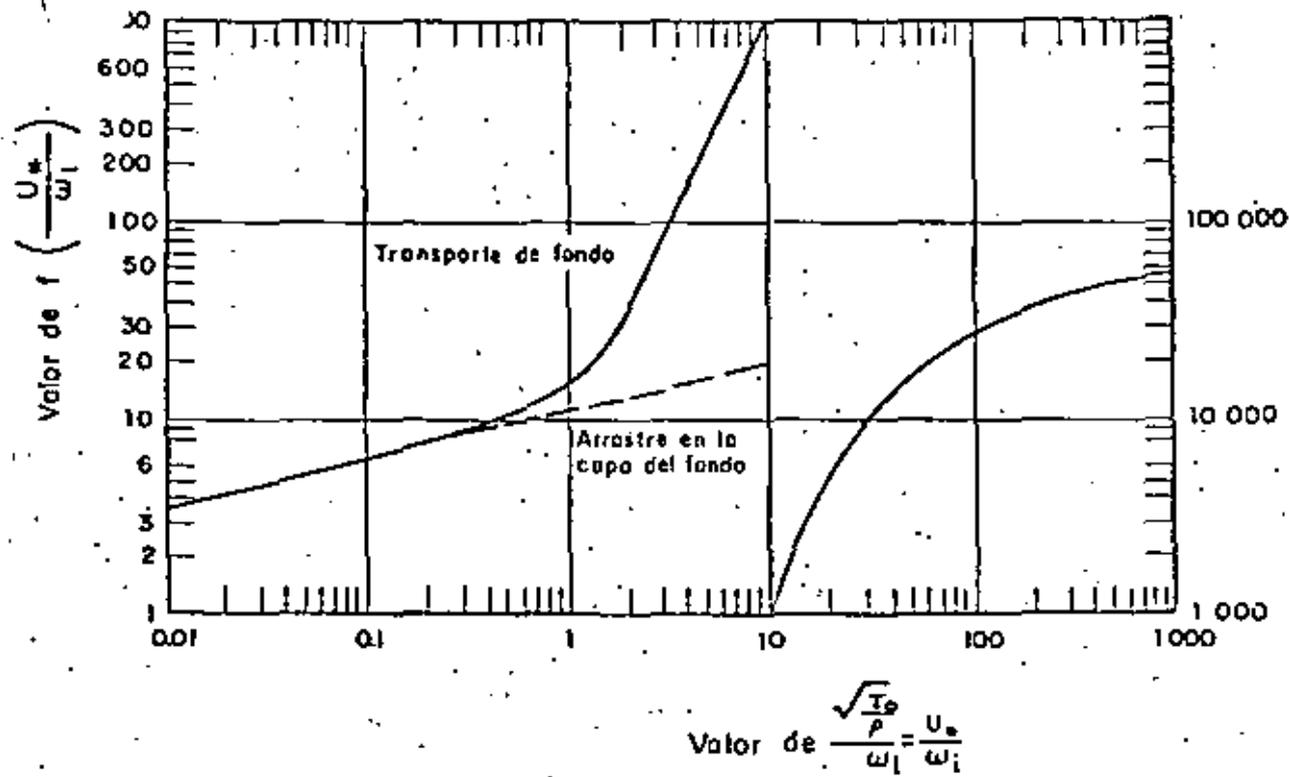


FIG. 14

Probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coqueza, según Gesster.



FIG

Valores de la función  $f\left(\frac{U_*}{\omega_i}\right)$ , método de Laursen.



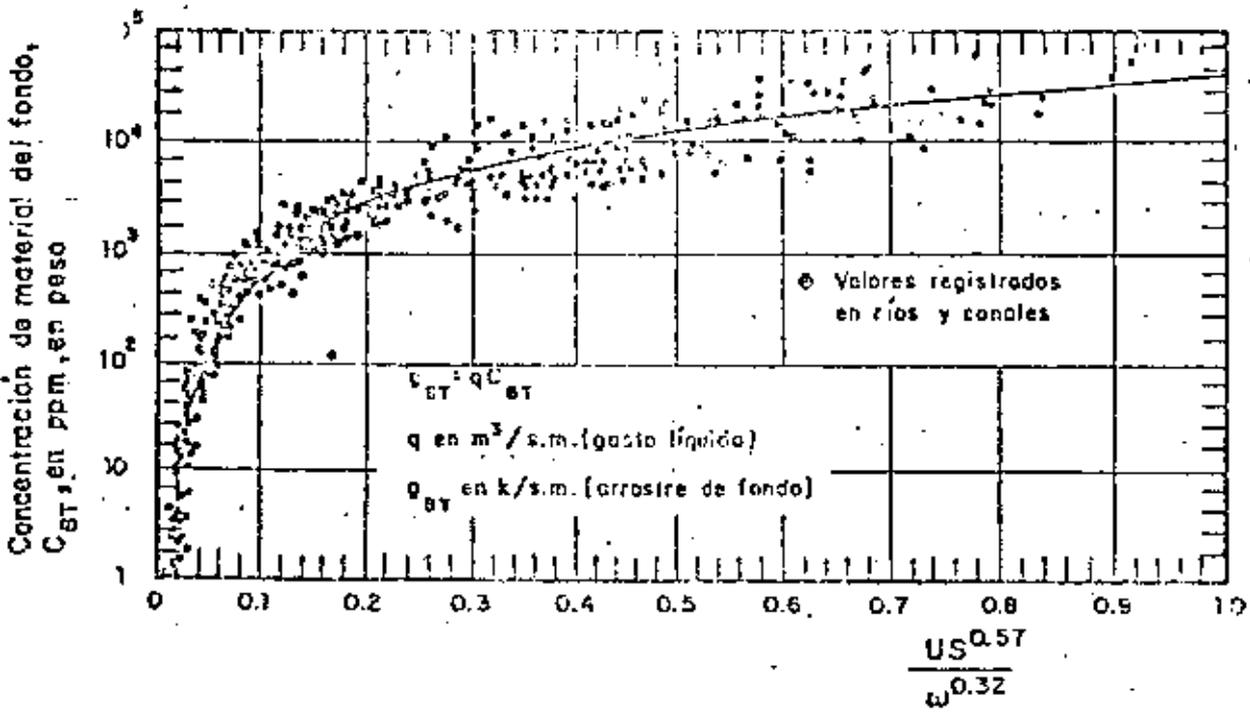


FIG 16

Criterio de Shen y Hung para determinar la concentración del material de fondo.

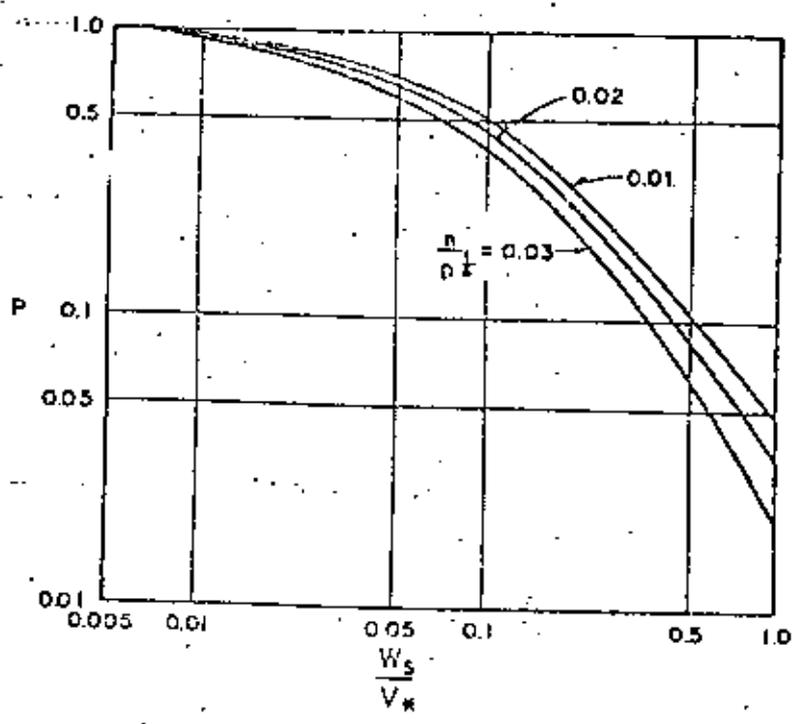


FIG 20 Función de transporte en suspensión de Kalinske



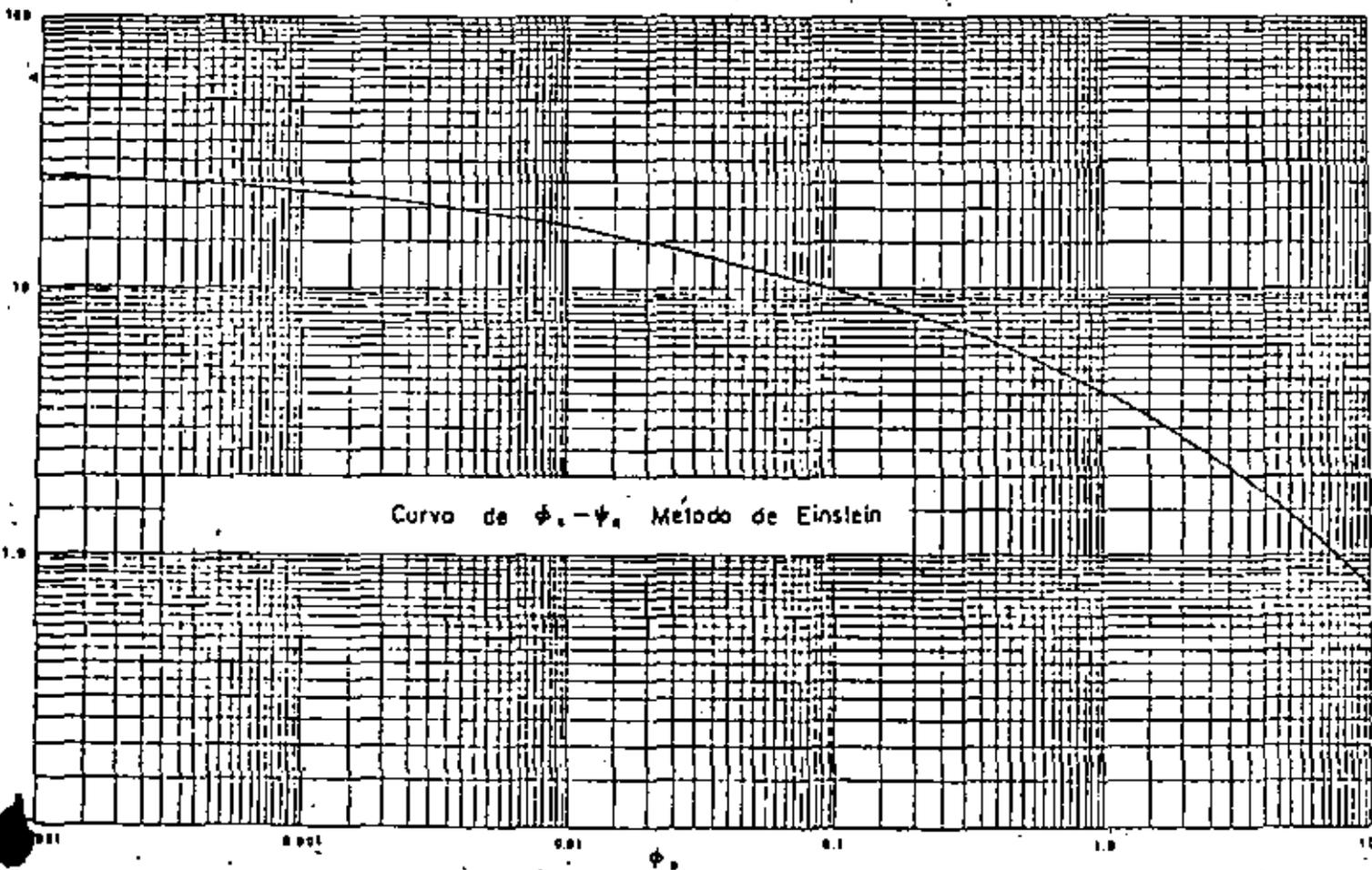


FIG. 21 Abaco para obtener  $\phi_*$

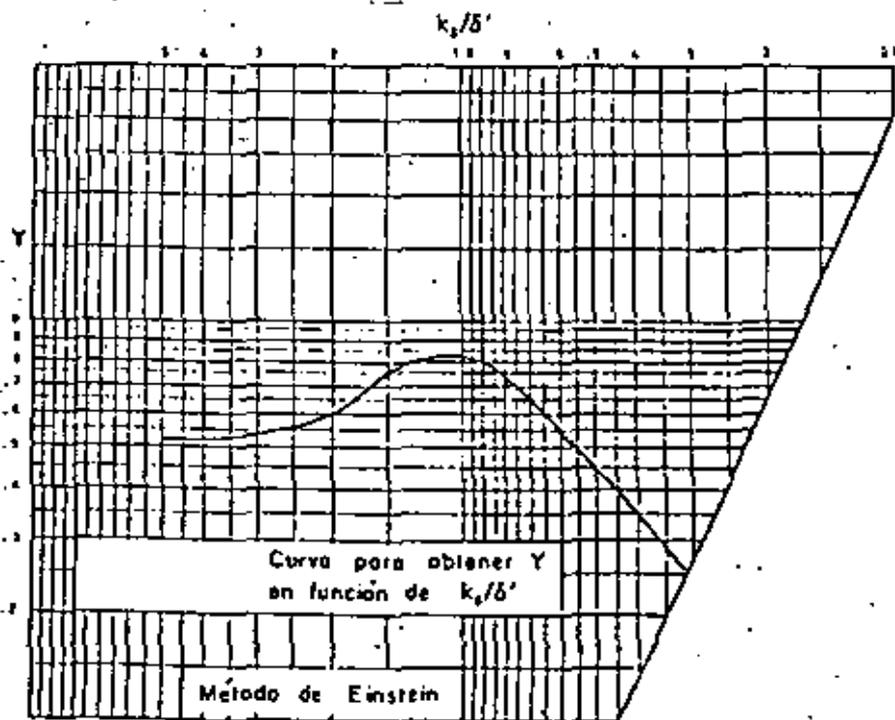


FIG. 22 Abaco para obtener Y



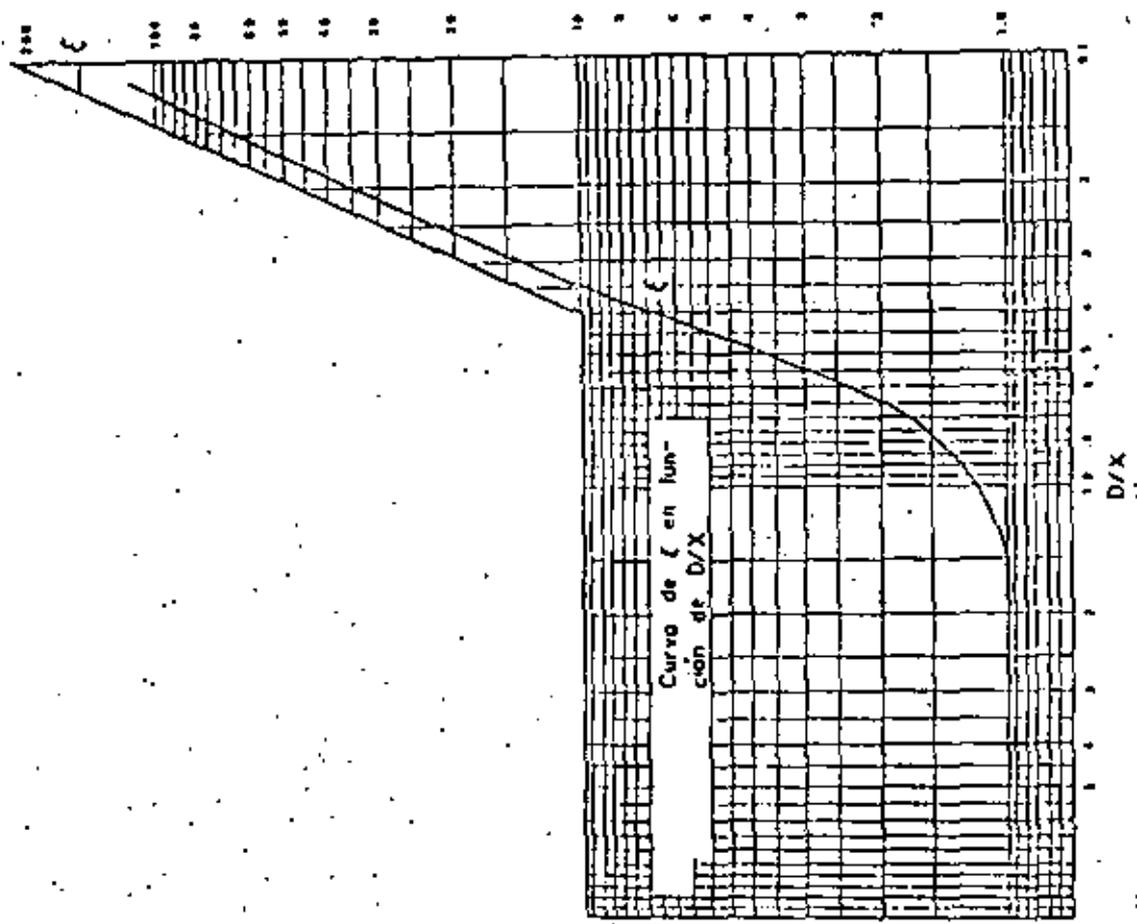


FIG. 23

Abaco para obtener  $\zeta$

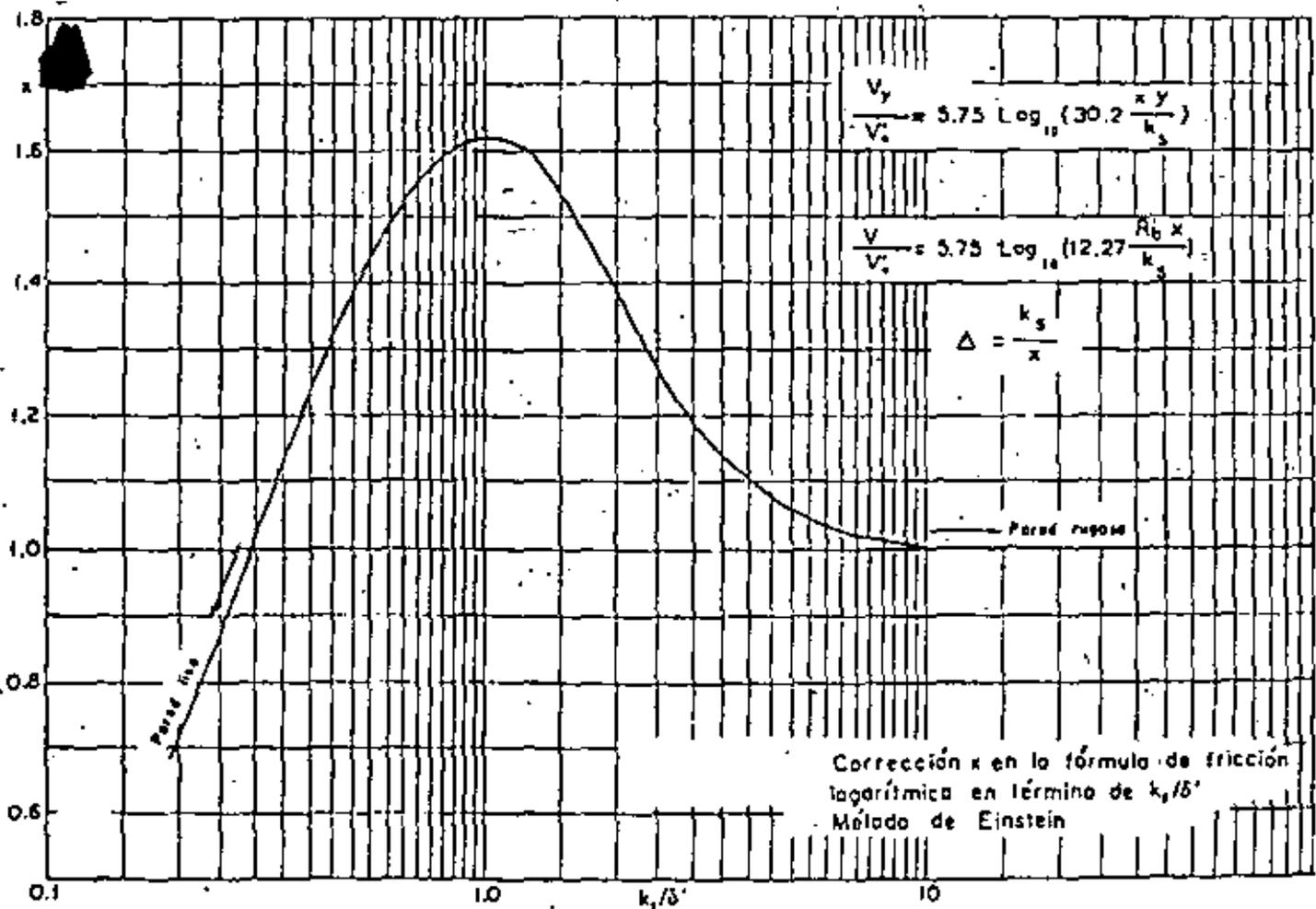


FIG. 24

Abaco para obtener  $x$

Corrección  $x$  en la fórmula de fricción  
logarítmica en término de  $k_s/\delta'$   
Método de Einstein



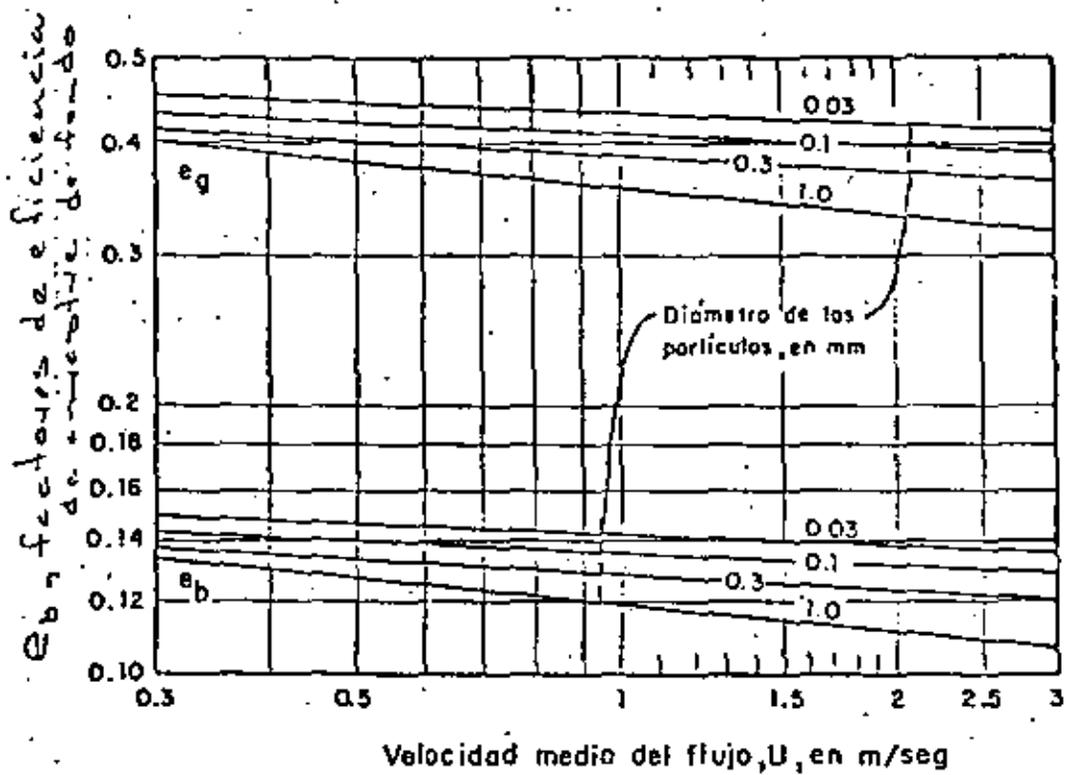
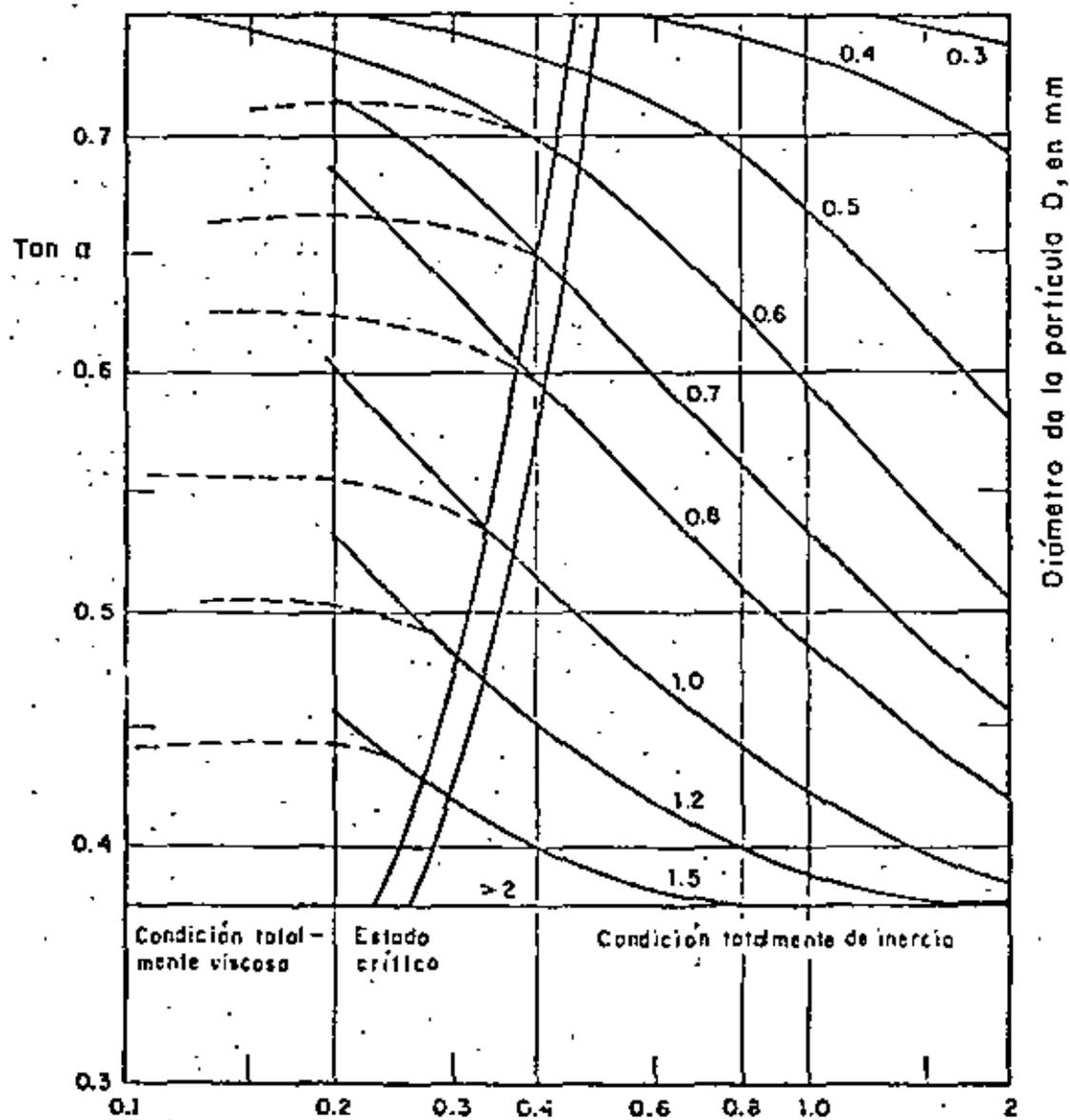


FIG. 25 Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold.





$$\tau_* = \frac{\gamma d_s}{(\gamma_s - \gamma) D} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D}$$

FIG 26 Valor de  $\tan \alpha$ .



PILA RECTANGULAR

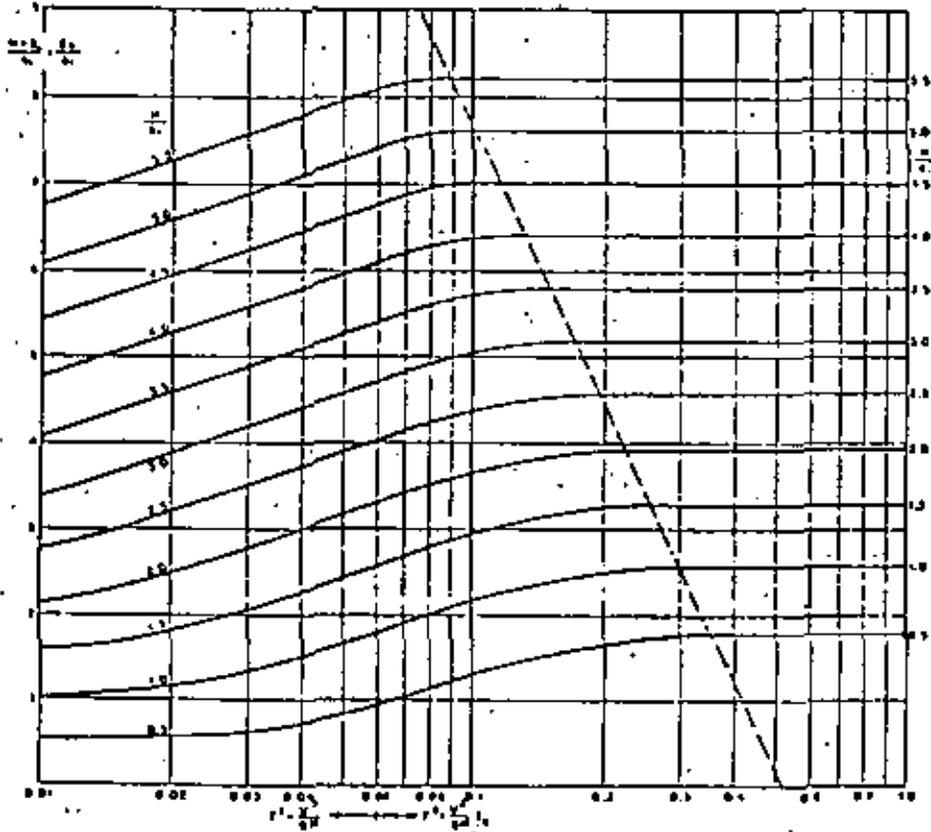
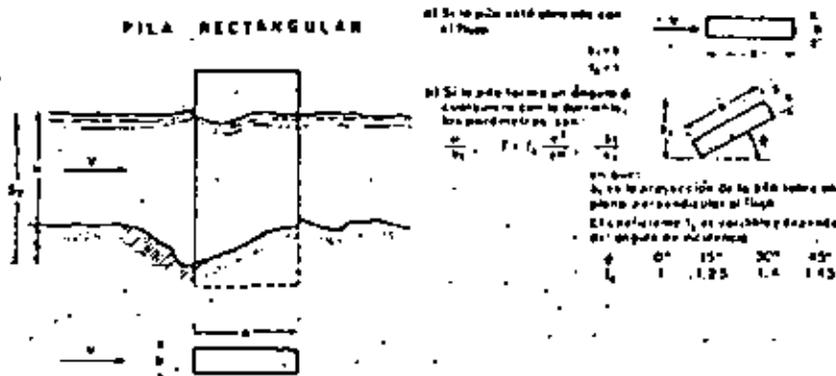
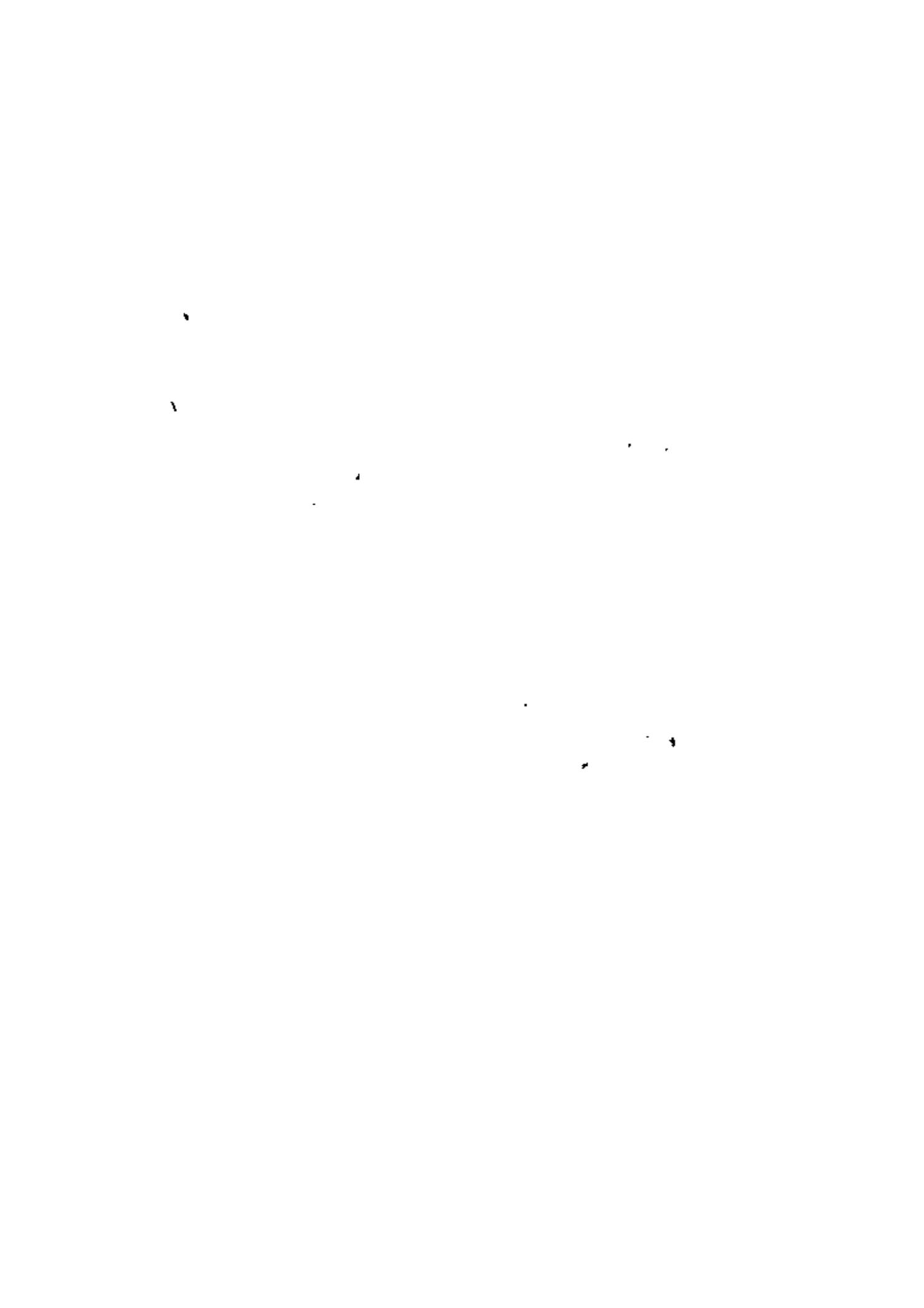
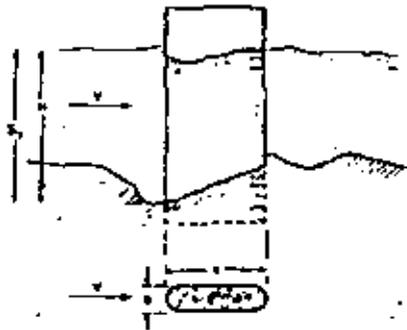


FIG. 27 Socavación Local al pie de pilas rectangulares.



PILA REDONDEADA



El \$S\$ de la pila está sometida con el flujo

$$h_1 \neq h_2$$

El \$S\$ de la pila forma un ángulo \$\phi\$ con la corriente, por los efectos de la

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{F + \frac{1}{2} \rho V^2 \frac{d}{h_2}}{F + \frac{1}{2} \rho V^2 \frac{d}{h_1}}$$

en que:

\$h\_1\$ es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El ángulo \$\phi\$ es variable y depende del ángulo de incidencia

| \$\phi\$ | 0° | 15°  | 30° | 45°  |
|----------|----|------|-----|------|
| \$F_c\$  | 1  | 1.25 | 1.4 | 1.65 |

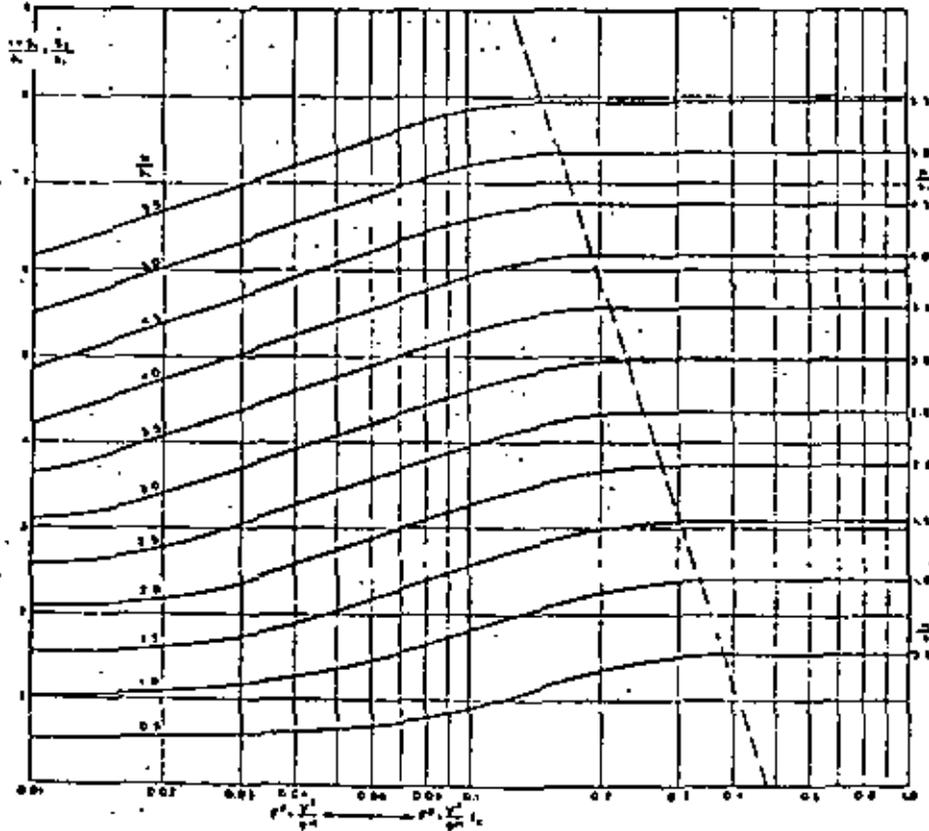
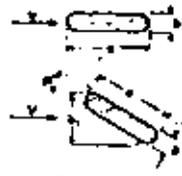


Fig. 28 Socavación local al pie de pilas redondeadas.



PILA CIRCULAR

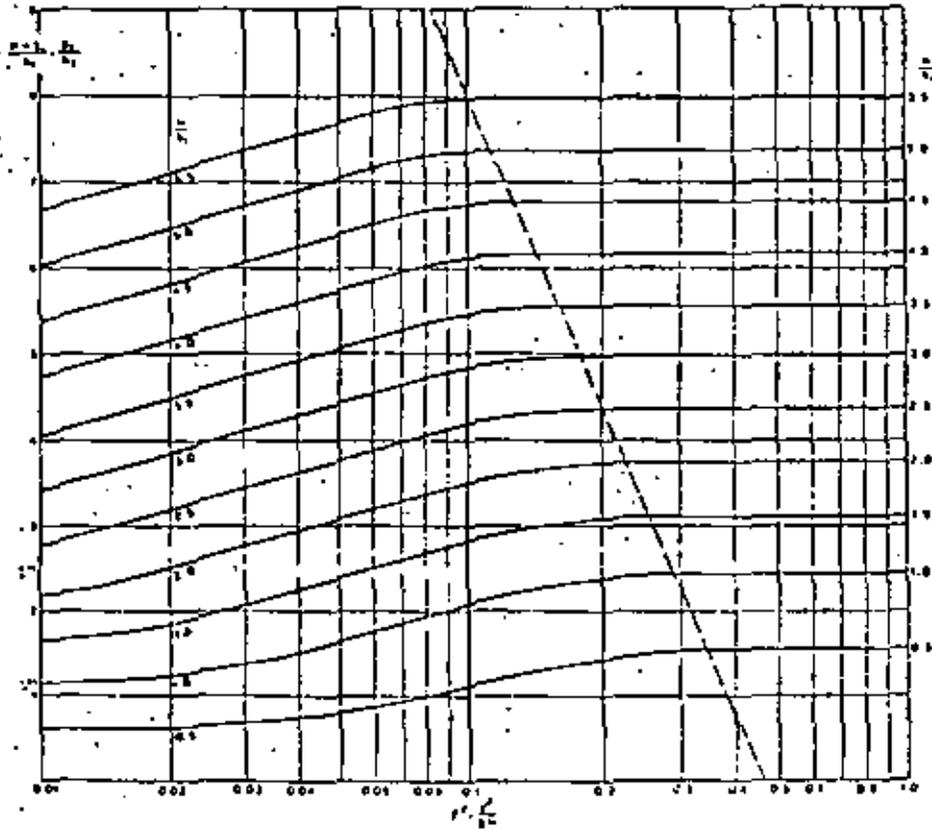
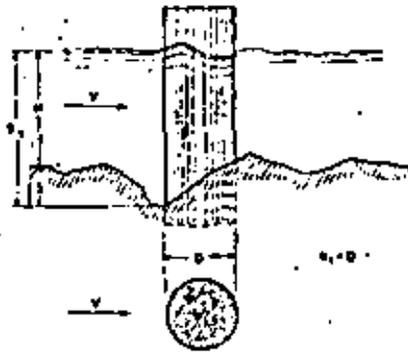
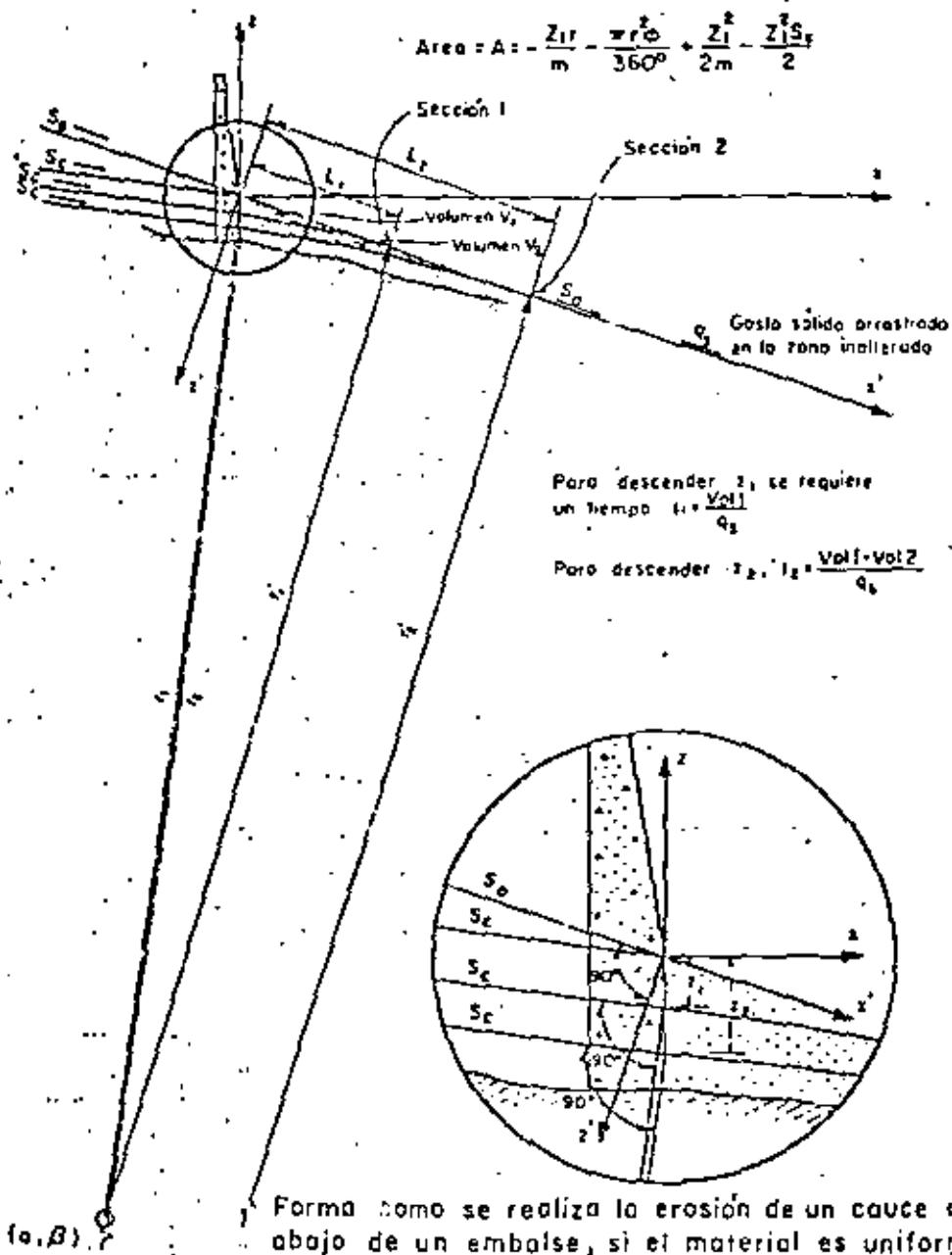


Fig. 29 Socavación local al pie de pilas circulares.



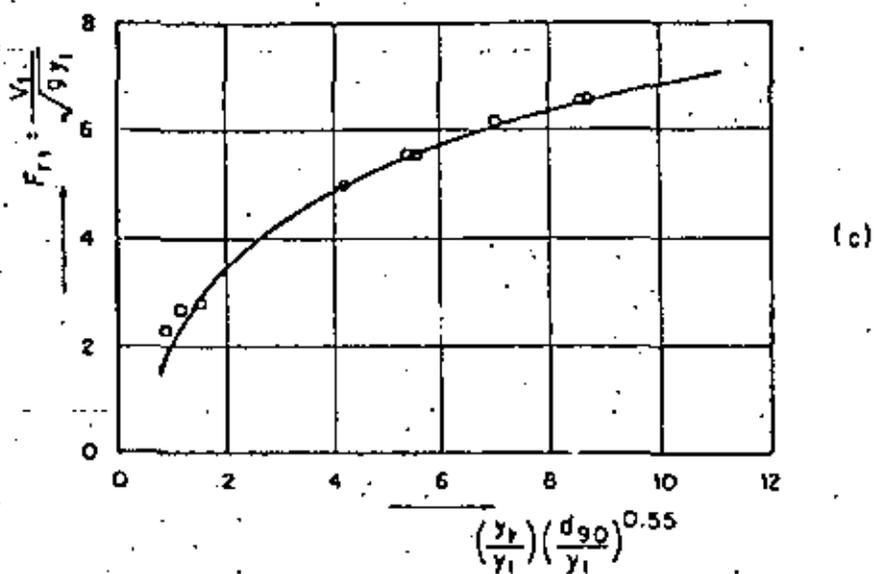
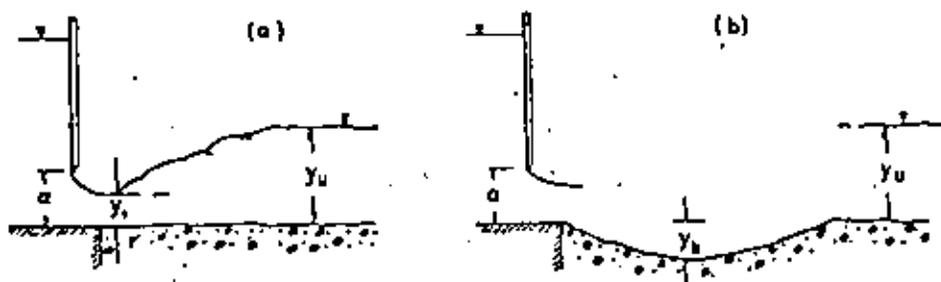


$$\alpha = -\frac{2Z_1}{m}, \quad \beta = -\frac{Z_1}{1 + \sqrt{m^2 + 1}}, \quad m = S_0 - S_c$$

$$L_1 r = \beta$$

FIG 30 Erosión aguas abajo de grandes embalses.





F16 31 Erosión aguas abajo de una compuerta



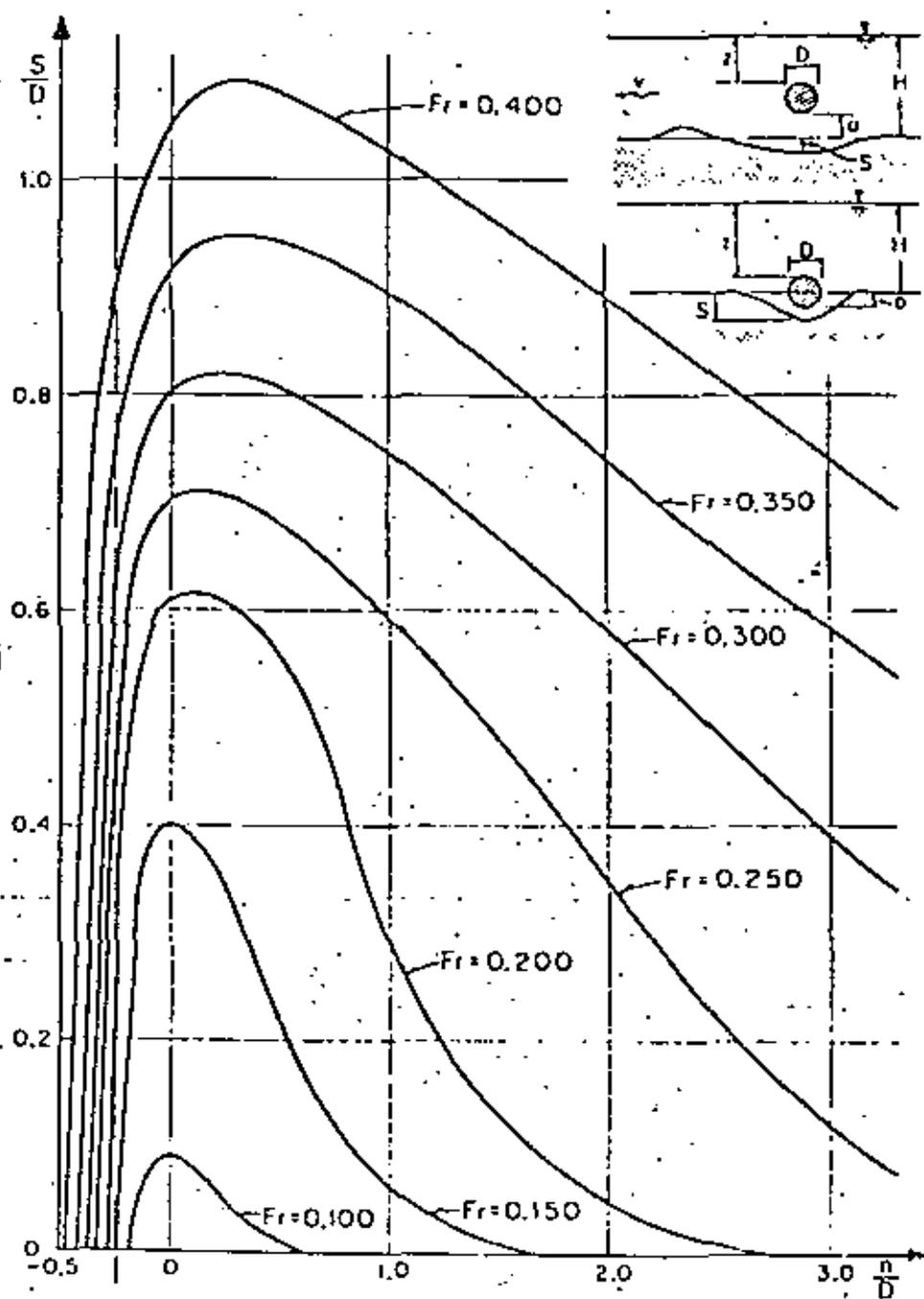


FIG 32 Gráfica que permite obtener el valor de la sacavación  $S$  en función de  $\frac{n}{D}$  y  $Fr$





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

DETERMINACION DEL INICIO DEL ARRASTRE PARA MATERIAL SUELTO CON  
GRANULOMETRIA EXTENDIDA

ING. MANUEL GARCIA FLORES

FEBRERO, 1980



## IV CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA

### DETERMINACION DEL INICIO DEL ARRASTRE PARA MATERIAL SUELTO CON GRANULOMETRIA EXTENDIDA

Por: Carlos Cruickshank Villanueva y  
Manuel García Flores  
Instituto de Ingeniería, UNAM

#### Resumen

El procedimiento de Gessler permite determinar las condiciones para las cuales un material forma una coraza con los granos más gruesos por selección. El procedimiento es relativamente laborioso y debe realizarse para cada caso particular.

Se presenta aquí una comprobación de que, dada una distribución granulométrica teórica a la cual se ajuste la del material, el diámetro que debe usarse en el diseño depende sólo de una medida de la extensión de la granulometría, como puede ser la desviación estándar en una distribución lognormal.

Se hace el análisis en forma adimensional para dos tipos de curvas granulométricas y se dan recomendaciones para el diseño de canales sin arrastre.

#### 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL TRABAJO

Desde hace mucho tiempo ha sido preocupación en el estudio de ríos y diseño de canales la determinación del tamaño del material del cauce, que se resiste a ser arrastrado por una determinada corriente. Testimonios escritos de esta preocupación con soluciones cercanas a las actuales se tienen desde mediados del siglo XVIII y culminan en nuestro tiempo con el trabajo de Shields<sup>(1)</sup> quien logró obtener una relación empírica entre el esfuerzo cortante de fondo de un flujo uniforme y el número de Reynolds del material granular de tamaño uniforme.

Como los materiales naturales rara vez tienen la uniformidad que se utiliza en el laboratorio, quedó la preocupación del criterio por adoptar en la práctica. Lane y Carlson<sup>(2)</sup> con el análisis de los datos de canales en los que no existía movimiento de fondo, propusieron un criterio de diseño para canales sin arrastre (por lo tanto conservador) en el que se adopta el  $D_{75}$  como el diámetro representativo de un material no uniforme, para que con el mismo se aplique el criterio de movilidad de Shields.

El tema se ha seguido investigando y son Gessler<sup>(1)</sup> y Egüiszaroff<sup>(2)</sup> quienes han logrado los avances más significativos. La importancia del tema está no sólo en el diseño de canales sin arrastre, sino también en algunos otros como la determinación del abatimiento del fondo del cauce aguas abajo de una presa al ser cortado el aporte de sedimento sólido, la estabilidad de protecciones de grava en pilas y estribos de puente, etc.

La característica más importantes de los materiales de granulometría extendida es su capacidad para formar un acorazamiento del fondo, por un proceso de lavado de los materiales más finos y permanencia de los gruesos, que protegen al material fino de capas más profundas bajo el cauce. En el proceso de lavado o arrastre del material, pueden presentarse diversas condiciones: si el esfuerzo cortante en el fondo es pequeño, sólo el material más fino es eliminado y no se nota prácticamente ninguna erosión o abatimiento del fondo, se tiene entonces el efecto del acorazamiento; si gran parte de los tamaños de la curva granulométrica son arrastrados, habrá erosión del fondo hasta que el esfuerzo cortante disminuya (por disminución de la pendiente) y se iguale al que puede resistir el material. En cualquier caso el parámetro que debe determinarse es el esfuerzo que resiste el material no uniforme.

Se presenta a continuación el criterio de cálculo desarrollado por Gessler<sup>(3)</sup> con dicho propósito y se introduce una simplificación que elimina los cálculos laboriosos del método más racional, siempre que la curva granulométrica del material de fondo puede ajustarse a una función de distribución teórica de dos parámetros.

## 2. CRITERIO DE GESSLER

Gessler<sup>(3)</sup> hace énfasis en el carácter estadístico del arrastre del material, debido principalmente a la aleatoriedad de la turbulencia del flujo. Señala Gessler que en un fondo de material no uniforme una vez que ha estado sujeto al flujo y se ha formado una coraza, en el material de la misma no puede establecerse un diámetro definido del que pueda decirse que todos los mayores no se han movido y todos los menores han sido arrastrados; más bien, debido al acomodo y a la protección de los granos grandes sobre los pequeños, se tiene dentro de la coraza granos de prácticamente todos los tamaños.

Con base en esta observación, Gessler determinó en forma empírica, con el análisis del material arrastrado y del de la coraza, la distribución de la probabilidad de que, dado un esfuerzo cortante medio del flujo, un determinado tamaño de material quedará como parte de la coraza de fondo.

La distribución que obtuvo, tomando como abscisa la relación  $\tau/\tau_c$  (donde  $\tau_c$  es el esfuerzo cortante crítico para material uniforme que depende del tamaño del material y se obtiene de la curva de Shields, y  $\tau$  es el esfuerzo cortante del flujo) fue de tipo normal con media igual uno y desviación estándar de 0.57. Para condicio-

nes de flujo turbulento sobre las partículas del fondo, el valor crítico del esfuerzo cortante está dado por:

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D \quad (1)$$

El resultado descrito se muestra gráficamente en la fig 1 y se puede expresar como:

$$q = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\tau_c/\tau} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y-1}{\sigma}\right)^2\right] dy \quad (2)$$

donde  $q$  es la probabilidad de que un grano con esfuerzo cortante crítico  $\tau_c$  (según Shields) no sea arrastrado por un flujo con esfuerzo cortante  $\tau$  y el valor de  $\sigma$  es 0.57. Como puede verse si  $\tau_c = \tau$  la probabilidad de que el grano sea arrastrado es 0.50 y si  $\tau_c = 2\tau$ , la probabilidad de arrastre baja a 0.05

Si se conoce la distribución de tamaños del material original antes de estar sujeto al flujo

$$p_o(D) = \int_{D_{\min}}^D p_o(y) dy \quad (3)$$

(donde  $p_o(D)$  es la función de frecuencia), se puede determinar la distribución de tamaños del material que forman la coraza en función de  $q$ . La fracción de material que queda en el fondo, de tamaño menor que  $D$  está dado por:

$$\int_{D_{\min}}^D q p_o(y) dy$$

de tal manera que la función de distribución de la coraza debe ser:

$$p_c(D) = \frac{\int_{D_{\min}}^D q p_o(y) dy}{\int_{D_{\min}}^{D_{\max}} q p_o(y) dy} \quad (4)$$

Igualmente la función de distribución de tamaños del material erosionado es:

$$p_e(D) = \frac{\int_{D_{\min}}^D (1-q) p_o(y) dy}{\int_{D_{\min}}^{D_{\max}} (1-q) p_o(y) dy} \quad (5)$$

Si se analizan las ecs (4) y (5) puede verse que a medida que se in

crementa el esfuerzo cortante desde un valor pequeño y  $q$  disminuye, los tamaños del material de la coraza van haciéndose más grandes, ya que los granos finos son arrastrados cada vez en mayor cantidad mientras que los gruesos siguen quedándose. Sin embargo, al crecer demasiado el esfuerzo cortante, llegará un momento en el que el valor de  $q$  sea muy pequeño para todos los tamaños de material y entonces no sea posible la formación de una coraza; se inicia entonces la degradación del fondo y la distribución de tamaños del material tiende a la distribución original.

Lo anterior hace ver que si a medida que se aumenta el valor de  $\tau$ ; se lleva control del tamaño medio del material de la coraza, éste irá creciendo, tendrá un máximo y luego volverá a disminuir. El esfuerzo cortante para el cual se alcanza el tamaño medio mayor es justamente el esfuerzo cortante crítico para el material no uniforme analizado, ya que a partir de dicho valor se iniciará la degradación del fondo por la corriente. O sea que el  $\tau_{cm}$  estará dado para:

$$\text{Máx} \int_{D_{\text{mín}}}^{D_{\text{máx}}} y p_c (y) dy \quad (6)$$

Para determinar este valor, se debe proceder en forma numérica, dividiendo la curva granulométrica del material en intervalos de clase y para diferentes valores supuestos de  $\tau$ , obtener el valor de la integral (6) hasta encontrar su máximo. Este proceso es fácilmente programable para computadora inclusive de escritorio. Sin embargo, existe la manera de simplificarlo aún más si se hace el análisis en forma adimensional para distribuciones de diámetros teóricas.

### 3. ANALISIS EN FORMA ADIMENSIONAL

Garde y Hasan<sup>(5)</sup> sugirieron una ampliación al criterio de Lane y Carlson, indicando que el diámetro representativo de la mezcla para utilizarse con el diagrama de Shields o la ec (1), debería ser una función de la dispersión de la curva granulométrica y propusieron como dicha medida la relación  $D_{84}/D_{50}$ , que para una distribución de tamaños de tipo lognormal representa lo que se ha llamado desviación estándar geométrica. Los puntos que representan valores medidos en canales sin arrastre que utilizaron Garde y Hasan en su análisis se muestran en la gráfica de la fig 2.

Lo intuido por estos investigadores puede demostrarse utilizando los conceptos de Gessler en forma adimensional como sigue.

Si se introducen dos variables:

$$D' = \frac{D}{D_{50}} ; \tau' = \frac{\tau}{0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{50}}$$

la expresión para  $q$  se transforma en

$$q = \frac{1}{\tau' \sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{D'} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{y - \tau'}{\sigma} \right)^2 \right] dy \quad (6)$$

o sea que

$$q = q(D', \tau')$$

Si la función de densidad de tamaños  $p_0(D)$  está determinada sólo por dos parámetros, al quedar normalizada con el diámetro  $D_{50}$ , tiene como único parámetro libre una medida de su dispersión, como por ejemplo su desviación estándar. Por otra parte el tamaño medio de la coraza referido también al  $D_{50}$  del material original vale:

$$D'_{mc} = \frac{\int_{D'_{min}}^{D'_{max}} y q(y, \tau') p_0(y) dy}{\int_{D'_{min}}^{D'_{max}} q(y, \tau') p_0(y) dy} \quad (7)$$

Por lo señalado arriba, este diámetro medio, dada una función de densidad  $p_0$  (que define además el  $D'_{min}$  y  $D'_{max}$ ), será sólo función de  $\tau'$  y de la dispersión de  $p_0(D')$ . Esto significa que al valor máximo de  $D'_{mc}$  corresponde un solo valor de  $\tau'$ , el que: depende sólo de la dispersión de la distribución de diámetros, corresponde al esfuerzo cortante crítico del material no uniforme y puede asociarse biunívocamente a un  $D'_n$ , en donde

$$n/100 = P_0(D') = \int_{D'_{min}}^{D'} p_0(y) dy$$

Por lo anterior  $n$  depende sólo de la medida de la dispersión del tamaño del material.

El concepto anterior se utilizó suponiendo dos tipos de distribución una lognormal y otra logarítmica, para la curva granulométrica del material. Los valores de  $n$  que corresponden al esfuerzo cortante crítico del material se dibujaron en la fig 2 en función de la relación  $D_{84}/D_{50}$  que equivale a la desviación estándar geométrica  $\sigma_g$  de la distribución lognormal:

$$p_0(D') = \frac{1}{\ln \sigma_g \sqrt{2\pi}} e^{-1/2 \left( \frac{\ln D'}{\ln \sigma_g} \right)^2} \quad (8)$$

Es resultado común en la práctica que los materiales naturales se ajustan bien a una distribución lognormal, si este es el caso, se puede determinar fácilmente el esfuerzo cortante crítico simplemente como:

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_n$$

6

donde  $n$  se obtiene de la gráfica para la curva obtenida para distribución lognormal en la fig 2. Este simple proceso sustituye a todo el más complicado de integrar numéricamente la ec (7) para diferentes valores de  $\tau'$  hasta que se obtiene el máximo  $D'_{mc}$

Los resultados para la distribución logarítmica como se observa en la fig 2, son algo diferentes y proporcionan valores de  $n$  menores, o sea esfuerzos críticos también menores que para la distribución lognormal. Esto es debido a que la primera distribución tiene menor rango de variaciones de tamaño en los extremos de la distribución, y el de la parte superior es precisamente el que se presta para el acorazamiento.

Los resultados de la fig 2 pueden utilizarse para la determinación del esfuerzo cortante crítico de un material si su distribución granulométrica queda entre las dos utilizadas en el presente trabajo, lo cual será el común de las veces. Se pueden utilizar también los resultados mostrados en las figuras 3, 4, 5 y 6 donde se han dibujado en función de  $\sigma_g$ , valores de  $\tau'$ ,  $D'_n$ ,  $D'_{mc}$  y de las distribuciones de diámetros iniciales y finales del fondo para la condición crítica.

#### 4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Para la determinación del perfil de socavación del fondo en un río, cuando se le ha cortado su aporte sólido, se utilizarían las gráficas descritas en el capítulo anterior. Sin embargo, cuando se trate de diseñar un canal sin arrastre, convendrá tomar un coeficiente de seguridad el cual depende en gran parte de la confiabilidad de los datos de granulometría del material y de la sensibilidad del mismo a cambios en características del flujo. Estas últimas están por lo general bien definidas de antemano pero convendrá tener una idea de su posible fluctuación al hacer el diseño.

En la fig 3 se observa que el esfuerzo cortante crítico cambia apreciablemente al cambiar un poco las características de la curva granulométrica, tipo de distribución y desviación estándar; por otra parte, son estas características las más sujetas a variación. Así por ejemplo, un material con  $\sigma_g$  de 10 con una distribución de tipo logarítmica de tamaños, resiste un esfuerzo cortante de la mitad del correspondiente al mismo  $\sigma_g$  con distribución lognormal. Esta diferencia disminuye al disminuir  $\sigma_g$ . Por otra parte para un mismo tipo de distribución, si se comete un error del 10% en la determinación de  $\sigma_g$ , el error en el cortante crítico puede llegar a ser del orden del 20%.

De acuerdo con lo anterior será muy conveniente no escatimar esfuerzos en el muestreo del material que compondrá el canal, y en especial del extremo superior de la curva granulométrica. El coeficiente de seguridad con incertidumbre en esta información podrá

ser aun mayor que 2, con importantes desventajas en la seccion del cauce.

Con una buena informacion sobre la granulometria, el coeficiente de seguridad no deberia pasar de 1.3 en el valor del esfuerzo cortante critico.

### 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha presentado el metodo de Gessler para la determinacion del esfuerzo cortante critico de arrastre de un material no cohesivo en el fondo de un rio o canal. Se ha ampliado la discusion de los resultados del metodo presentandolos en forma adimensional con graficas que permiten cuantificar rapidamente las variables y tener una vision de su sensibilidad a cambios.

La discusion se ha hecho para dos funciones de distribucion con dos parametros (media y dispersion), la lognormal y la logaritmica. Si la curva del material queda dentro de estas dos distribuciones, los resultados dibujados pueden ser utilizados en calculos rapidos para el diseno de canales o la determinacion de la erosion en tramos de rios sin aporte de gasto solido (aguas abajo de embalses). Si la curva granulometrica es muy diferente a las estudiadas con vendra ejecutar los calculos numericos segun el procedimiento original de Gessler.

Es de particular importancia en el diseno de canales sin arrastre, conocer con precision el extremo de la curva granulometrica correspondiente a tamanos gruesos, ya que puede traer importantes ahorros en la construccion del canal, al disminuir la seccion del mismo.

### 6. LISTA DE SIMBOLOS

- $D$       Diámetro de cribado de un grano de material
- $D_n$      Diámetro de la curva granulométrica del material, tal que el  $n\%$  en peso es de tamaño menor.
- $D'$       Diámetro del material dividido entre el  $D_{50}$  de la curva granulométrica.
- $D'_{mc}$     Diámetro medio del material que forma la coraza para la condición crítica.
- $p_o$      Función de densidad o frecuencia de diámetros del material original.
- $P_o$      Función de distribución de diámetros del material original
- $p_c$      Función de frecuencia de diámetros del material que forma la coraza.

- $P_c$  Función de distribución de diámetros del material que forma la coraza.
- $P_e$  Función de distribución de diámetros del material erosionado.
- $q$  Probabilidad de que un grano de cierto tamaño se quede formando parte de la coraza.
- $\gamma$  Peso específico del agua
- $\gamma_s$  Peso específico del material sólido.
- $\sigma$  Desviación estándar de la función de distribución de los esfuerzos tangenciales relativos de fondo.
- $\sigma_g$  Desviación estándar geométrica para la distribución lognormal (ver ec 8)
- $\tau$  Esfuerzo cortante de fondo debido al flujo en las condiciones de turbulencia en el fondo.
- $\tau'$  Esfuerzo cortante de fondo referido al que resiste el 50% en condiciones de turbulencia en el fondo.
- $\tau_c$  Esfuerzo cortante crítico para material uniforme según la curva de Shields.
- $\tau_{cm}$  Esfuerzo cortante crítico para material no uniforme.

## 7. REFERENCIAS

- 7.1 A. Shields. Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung; Mitteilung der preussischen Versuchsanstalt fuer Wasserbau und Schiffbau Heft 26, Berlin, 1936
- 7.2 E.W. Lane y E.J. Carlson, Some factors affecting the Stability of canals constructed in coarse granular material. Procs. IAHR Minnesota, 1953.
- 7.3 J. Gessler-Critical Shear Stress for Sediment Mixtures Procs. IAHR Paris, 1971
- 7.4 S. Equissaroff - Influencia de una mezcla de sedimentos en el acorazamiento de un lecho (en ruso). Revista de la Academia de Ciencias de la URSS 1964 Nos. 2 y 3.
- 7.5 R.J. Garde y S.M. Hasan. An experimental investigation of degradation in alluvial channels. Procs IAHR Fort Collins, 1967

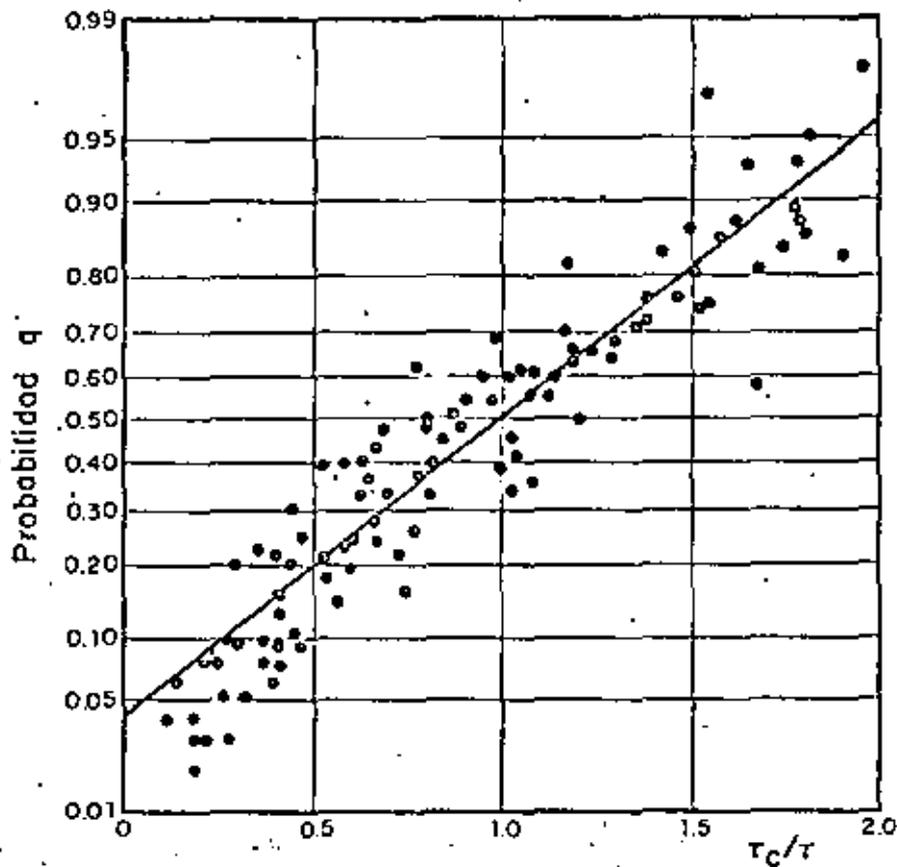


Fig 1. Probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza según Gessler

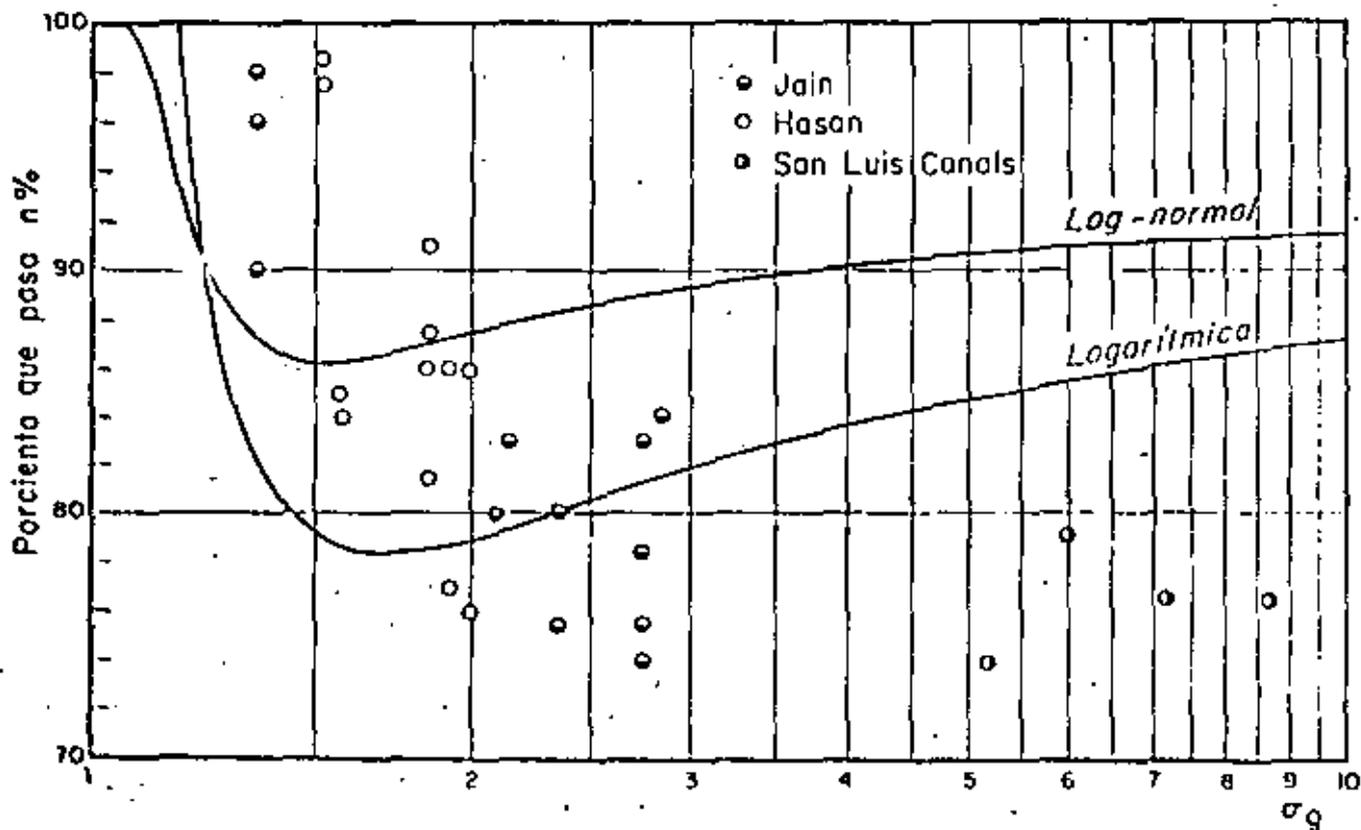


Fig 2. Relación entre n% y  $\sigma_g$  para determinar el diámetro  $D_n$  asociado al esfuerzo cortante crítico

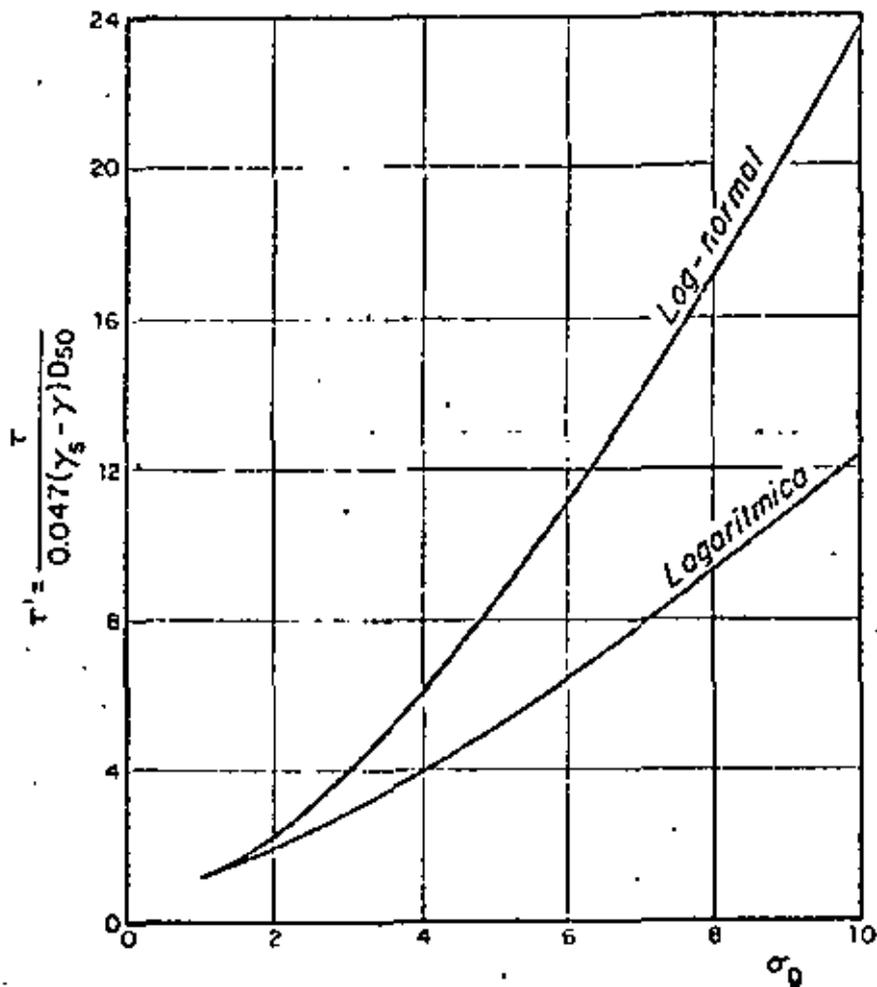


Fig 3. Relación entre  $\tau'$  y  $\sigma_g$  para la condición crítica

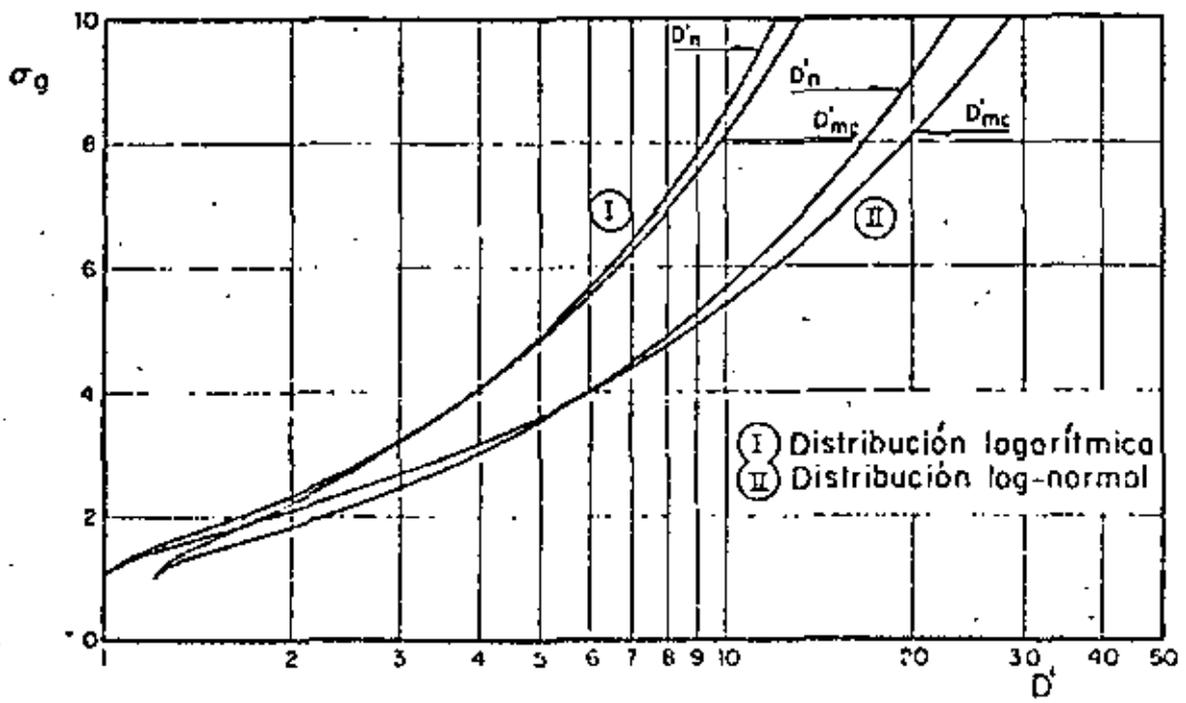


Fig 4. Relación entre  $\sigma_g$  y  $D'$  para la condición crítica

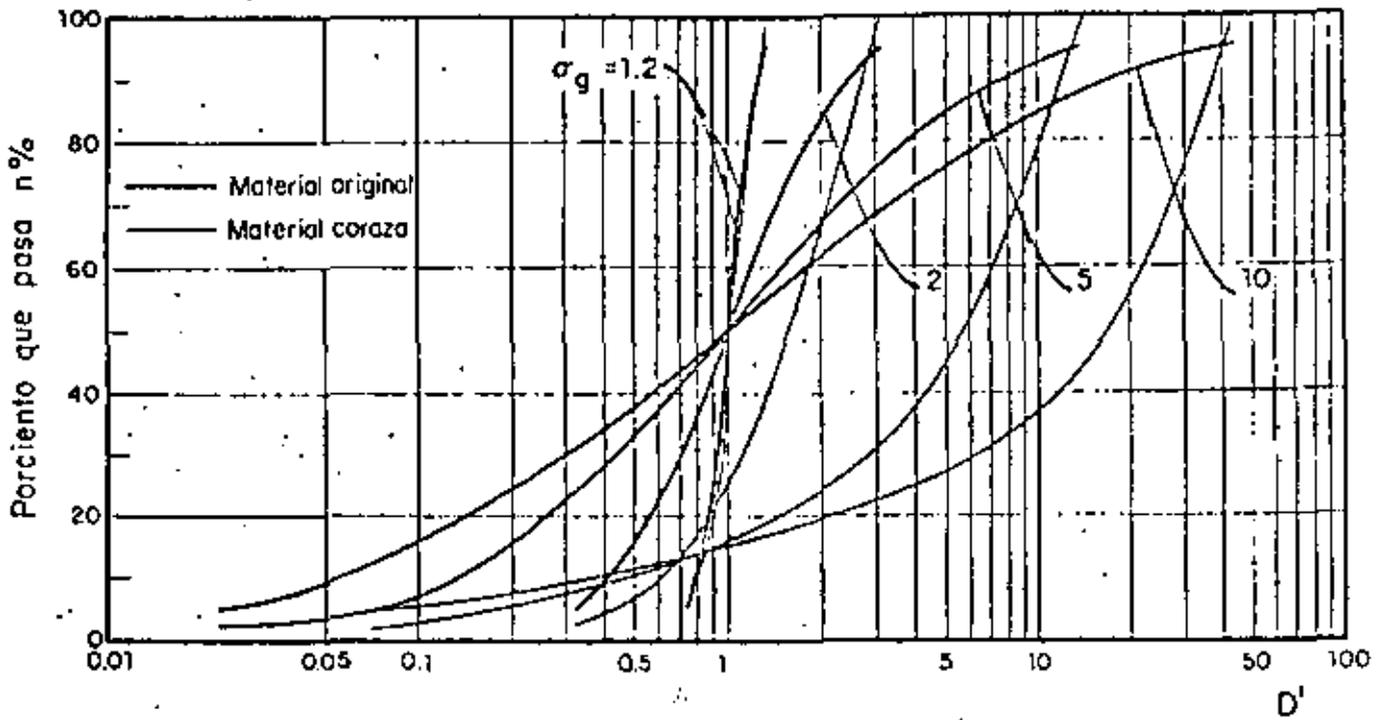


Fig 5. Distribución del material original (log-normal) y de la coraza para la condición crítica

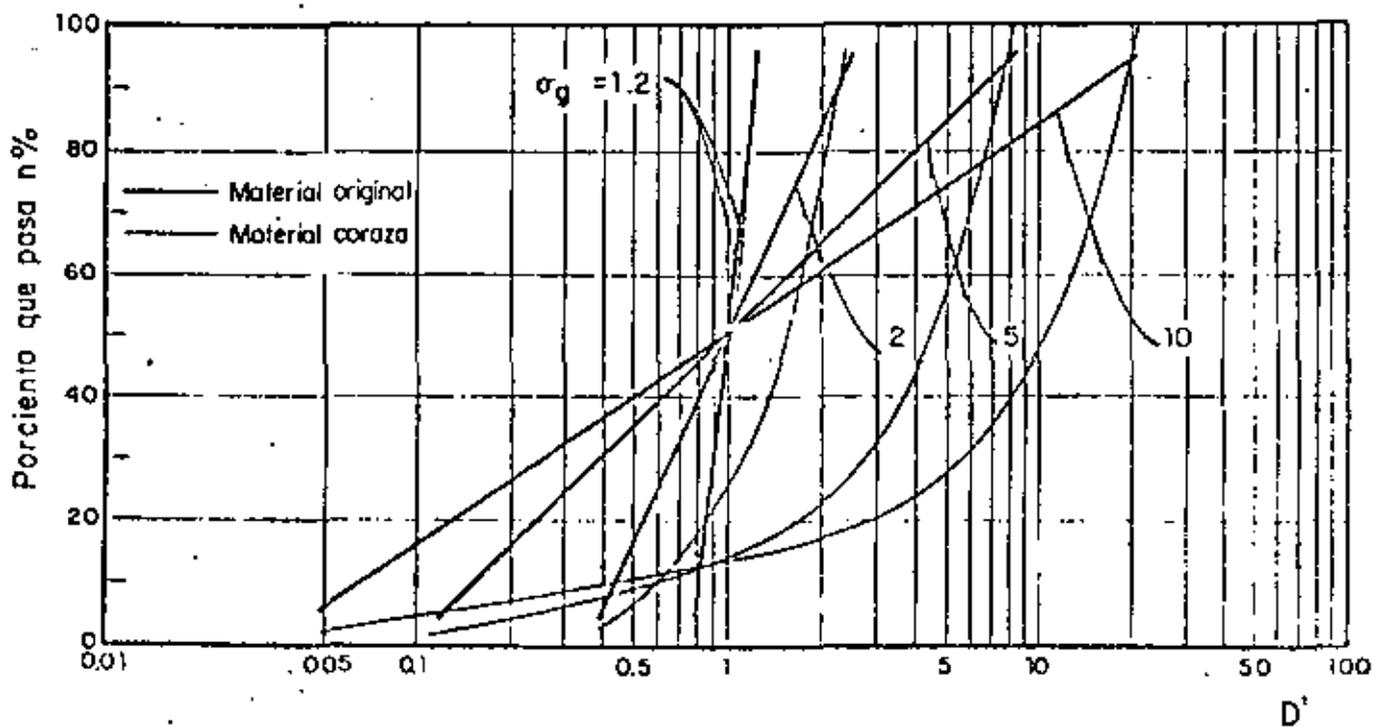


Fig 6. Distribución del material original (logarítmica) y de la coraza para la condición crítica



#### IV CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA

#### OBRA DE ENCAUZAMIENTO DEL RIO VERDE

Por: José Antonio Maza Alvarez  
Manuel García Flores  
Instituto de Ingeniería, UNAM

#### RESUMEN

Los cauces naturales siempre presentan desplazamientos laterales hacia el lado exterior de sus meandros y curvas, acción que es más notable en la zona de planicie cuando el fondo y orillas están formadas con arena.

Al cruzar un río con un puente puede ocurrir que, durante la vida útil del mismo, el corrimiento del río llegue hasta los accesos y estribos ocasionando socavaciones de tal magnitud, que produzcan la falla de la estructura en esa zona.

Durante la construcción del puente sobre el río Verde, Oax, en la carretera Pinotepa Nacional - Puerto Escondido, ocurrió el fenómeno anterior, llegando a quedar el puente en seco, lo que motivó el estudio de obras de encauzamiento y protección que obligaran al río a reconocer su cauce anterior y evitaran que ese corrimiento se volviera a repetir.

En este artículo se presenta el estudio hidrológico para determinar el gasto de diseño del puente, se describen las alternativas de protección que fueron estudiadas en un modelo hidráulico de fondo móvil y por último se muestra un nuevo método que permite determinar las escalas de un modelo fluvial de fondo móvil, el cual fue desarrollado durante el estudio.

## 1. INTRODUCCION

En la carretera Pinotepa Nacional-Puerto Escondido la Secretaría de Obras Públicas construyó un puente de 662 m de claro total para cruzar el río Verde en Oaxaca. El ancho estable del río es de aproximadamente 300 m y por lo tanto bajo el puente siempre se tendrá en estiaje una parte que quede en seco. Esta longitud fue necesaria para dejar pasar el gasto máximo obtenido para la avenida de diseño.

Durante el proyecto del puente se tomaron en cuenta las socavaciones que se podrían presentar tanto por descenso general del fondo como por el efecto local producido por cada pila o estribo. Puesto que el río tendrá libertad de pasar en estiaje bajo cualquier claro, durante la vida útil del puente, se decidió desplantar todos los cilindros de apoyo de las pilas prácticamente a la misma profundidad.

A pesar del estudio hidrológico y de haber tomado en cuenta la socavación, no se consideró el comportamiento general del río y por ello no se estudiaron las tendencias que podría llegar a tener en la parte aguas arriba del puente. Cuando ya se había terminado la construcción de los cilindros y pilas, se presentó una avenida que motivó que el cauce se desplazara aproximadamente 200 m hacia la margen derecha, en la sección del cruce, dejando el puente en seco, como pueda observarse en la fotografía 1.

Para resolver este problema se estudiaron dos soluciones :

- a) Ampliar el puente. Para verificar su justificación se llevó a cabo un estudio hidrológico detallado.
- b) Rectificar el río para encauzarlo a su posición original y para proteger en el futuro la zona de aguas arriba del puente de erosiones o corrimientos laterales.

Se decidió estudiar la rectificación del río en un modelo hidráulico de fondo móvil en el cual se representó toda la parte erosionable del valle y material susceptible de ser arrastrado. La serranía que limita al cauce a lo largo de su margen izquierda, por ser de roca, se representó en fondo fijo para simular la estabilidad de la misma.

Las alternativas que se estudiaron para protección y encauzamiento fueron de dos tipos principales :

- a) Con espigones a lo largo de dos curvas del cauce, ubicadas en la zona de aguas arriba del puente, según puede observarse en la figura 1.
- b) Con diques de encauzamiento. Todos ellos se empotraron en el estribo derecho y variaban entre sí en su geometría y longitud principalmente. La alternativa de solución se muestra en la figura 2.

En este escrito se discute brevemente el estudio hidrológico efectuado, se muestran las alternativas de solución probadas en el modelo hidráulico y se presenta un método original que fue desarrollado durante este estudio, que permite seleccionar con exactitud el tamaño de los granos de la arena que se colocará en el modelo, de tal forma que en éste se tenga reproducida a escala la rugosidad del prototipo.

## 2. ESTUDIO HIDROLOGICO

Para poder determinar la avenida de diseño, asociada a un período de retorno, se utilizaron los datos de la estación hidrométrica Paso de la

Reina que se encuentra aproximadamente a 35 km aguas arriba del puente. Tomando en consideración que entro dicha estación y el puente, el río va encañonando en su mayor parte y que al subir el nivel del agua durante una avenida el volumen que aquélla ocupa es despreciable comparado con el volumen de la avenida, no se hizo necesario transitar la avenida desde la estación hasta el puente para conocer su amortiguamiento y así, los datos obtenidos directamente en la estación se trasladaron a la sección del cruce.

En la mencionada estación se contaba con datos hidrométricos registrados durante 15 años. A los gastos máximos anuales se ajustaron varias funciones de distribución de probabilidad con base en dos técnicas de ajuste: igualando momentos y por mínimos cuadrados. Se observó que la mejor correlación se tenía con una distribución Pearson, pero que ésta, al extrapolarse, conducía a valores muy altos en el gasto (véase la fig. 2a). Se procedió por lo tanto a determinar si no se tenía una mezcla de dos poblaciones. Al dibujar los gastos máximos mensuales contra los volúmenes escurridos en cada mes se obtuvo la fig. 2b. Como puede observarse todos los puntos siguen una tendencia y no hay un grupo que siga otra con una pendiente diferente, que indicaría la existencia de dos poblaciones, una de las cuales sería ciclónica. Con esto se comprobó que todas las avenidas registradas habían sido producidas por tormentas no ciclónicas.

Puede también observarse en la fig. 2a, que la distribución de Gumbel es semejante a la mayoría de las distribuciones allí mostradas y que los valores más grandes y diferentes de la mayoría son dados por la distribución de Pearson, por lo que se decidió desechar ésta y se escogió la Gumbel para determinar la avenida de diseño.

Por otra parte el método de Gumbel, respecto a los restantes ajustes estudiados, tiene la ventaja de que es el único para el cual se ha demostrado que los gastos máximos en un registro grande (70 años o más) siguen la distribución indicada.

La selección del período de retorno para diseño es función del riesgo o probabilidad que se desee admitir de que el valor del gasto estimado sea excedido durante los años de vida útil asignados al proyecto. Así pues, para un período de retorno de 100 años el gasto asociado a ése es de 8500 m<sup>3</sup>/seg, obtenido con un ajuste de Pearson. Esto significa, véase la fig. 2.c, que existe una probabilidad de 0.395 de que ese gasto sea sobrepasado durante la vida útil del puente, considerada de 50 años. Si ahora se consideran los valores dados por el método de Gumbel, para el mismo período de retorno, el gasto se reduce a 7100 m<sup>3</sup>/seg conservando la probabilidad indicada, dentro del mismo intervalo de vida útil. Pero si se conserva el gasto de 8500 m<sup>3</sup>/seg el método de Gumbel indica que tiene un período de retorno de 276 años y para la misma vida útil existe una probabilidad de 0.166 de que ese valor sea sobrepasado.

En la revisión teórica de la capacidad hidráulica del puente se obtuvo que el gasto máximo que podría pasar bajo éste, si el agua llegara hasta la parte baja de las trabes, sería de 13000 m<sup>3</sup>/seg, correspondiendo a un período de retorno de 10000 años, con una probabilidad de 0.005 de que dicho gasto sea excedido durante la vida útil de la obra, considerada de 50 años.

### 3. ENCAUZAMIENTO DEL RIO

Del estudio hidrológico anterior se comprobó que el puente proyectado era suficiente para dejar pasar el gasto de diseño y no se justificaba la

ampliación del mismo, por lo que se decidió proyectar obras de encauzamiento aguas arriba del puente que garantizaran la estabilidad futura de la margen de racha y sirvieran para encauzar al río nuevamente bajo el puente.

Como se han mencionado, dos tipos principales de alternativas fueron estudiadas: una con espigones y la otra con diques de encauzamiento.

### 3.1 Alternativa con espigones

Se proyectaron cuatro espigones sobre la margen derecha inmediata aguas arriba del cruce y uno perpendicular al puente a la altura del estribo de recho (véase la fig. 1). Con esas obras se observó en el modelo que el agua era desviada y pasaba bajo el puente y se favorecía la formación de una nueva margen, ya que se depositaba material entre los espigones (véase fotografía 2). Con dichas obras se esperaba que al cabo de 3 ó 4 años la margen derecha hubiera regresado casi a la posición original que tenía antes de la avenida que la erosionó.

Como un río, sobre todo en la planicie y cuando sus márgenes están formadas con material arenoso, tiene grandes movimientos laterales, se hacía evidente que la curva situada aproximadamente a 5 km aguas arriba del cruce podía moverse y con ello cambiar el cauce del río. De ocurrir ese movimiento la corriente podría dejar de incidir contra las obras proyectadas.

Para garantizar su funcionamiento se diseñó otra protección también con espigones en la curva mencionada, de tal suerte que cuando la corriente del río se cargara hacia la margen derecha fuera recibida por los espigones, quienes la encauzarían contra la margen izquierda en la siguiente curva de aguas abajo. Como la margen izquierda de esta curva está formada por roca no sufriría erosión y haría un trabajo similar al de los espigones anteriores y encauzaría al río hacia la margen derecha de la siguiente curva, aguas abajo; curva que se encontraría localizada inmediatamente aguas arriba del puente y estaría protegida con los espigones proyectados que se mencionaron al principio de este capítulo (véase la fig. 1). En esta forma en un tramo de 6 km aguas arriba del puente, todas las obras trabajarían en conjunto, manteniendo al cauce principal prácticamente en una posición fija.

Aunque esta alternativa resultaba atractiva desde el punto de vista económico y trabajó satisfactoriamente en el modelo, fue descartada por los problemas que presentaría su mantenimiento. Una protección con base en espigones está sujeta, cuando ésta se hace de enrocamiento, a que algunos de ellos puedan ser destruidos paralelamente e incluso flanqueados. La falla pueda ocurrir durante las primeras 2 ó 3 avenidas. Sin embargo, la reparación de estas fallas es muy simple, es económica y efectuada la reparación la obra en conjunto es muchísimo más resistente. A pesar de lo anterior esta alternativa fue de sechada porque un gran número de espigones se encontrarían localizados a más de 4 km del camino, no serían vistos con facilidad por el personal de conservación y al no dar mantenimiento oportuno la obra podría fallar completamente; por lo tanto se decidió concentrar los esfuerzos en estudiar un dique de encauzamiento que en su totalidad fuera observado desde el camino y también fácil de reparar si ello fuera necesario.

### 3.2 Dique de encauzamiento

Se decidió proyectar un dique de encauzamiento siguiendo las ideas expresadas por Artamonov, pero al aplicar su criterio, la obra resultó demasia-

do larga y por lo tanto costosa. Es de hacer notar que dicho criterio se estudió con el objeto de garantizar que las líneas de corriente fueran todas perpendiculares al eje de un puente, efecto que no era tan importante conservar en el río Verde, puesto que las pilas descansaban sobre cilindros circulares y estos a fin de cuentas, determinan la profundidad de la socavación local, la cual es la misma cualquiera que sea la dirección del flujo.

Por lo anterior y a la vista de obras similares mucho más cortas, construidas en Estados Unidos y Canadá, se proyectaron varios diques de encauzamiento cuya forma en planta era un segmento de elipse y cuya separación máxima del camino era del mismo orden de magnitud que el ancho del puente. De esas alternativas se escogió, para ser probada en el modelo, aquella que de ser prolongada requería la menor longitud para empotrarse adecuadamente en un promontorio existente sobre la llanura derecha. En esa forma se podría llegar a aislar del camino al flujo principal del río (véase la fig. 2 y la fotografía 3).

Ya en el modelo hidráulico y conservando la misma geometría en planta, se probaron diversas elevaciones de la corona del dique, la cual se mantenía constante o se escalonaba. Al observar las erosiones en las pilas cercanas al estribo derecho, las velocidades en toda la zona bajo el puente y el funcionamiento general para distintos gastos se obtuvo que la mejor solución era aquella que conservaba un nivel constante de corona, aproximadamente 50 cm arriba del nivel de la llanura. Únicamente fue necesario sobre elevar la corona en los primeros 100 m adyacentes al estribo, para evitar que el agua vertiera sobre la obra y produjera una erosión considerable al pie de dicho estribo o de la primera pila.

Otras geometrías en planta fueron estudiadas y otras obras de mucho menor longitud fueron probadas, pero en todas ellas se apreció, para diferentes gastos, erosiones de consideración en alguna de las primeras 4 pilas cercanas al estribo derecho, además de una socavación al pie del mencionado estribo y del dique mismo (véase la foto 4). Por tal motivo la alternativa descrita inicialmente y mostrada en la fig. 2 se escogió finalmente para proteger el puente, la margen derecha adyacente al puente y encauzar la corriente.

Una solución similar a ésta fue proyectada y construida en la margen izquierda aguas arriba del puente del Ferrocarril sobre el río Mezcalapa. La principal variante entre las dos alternativas consistió en que en el río Mezcalapa el dique se suspendió unos 150 m antes de llegar al estribo permitiendo la entrada de arena y el azolvamiento entre el dique y la orilla, lo cual ocurrió en los primeros dos años de operación de la obra. En ese mismo puente, para evitar la erosión del estribo izquierdo, fue necesario colocar una protección de roca en el fondo del río que abarcó los dos primeros claros y era del ancho del puente.

#### 4. DETERMINACION DE LAS ESCALAS EN UN MODELO DE FONDO MOVIL

Las alternativas mencionadas en el capítulo 3 se probaron en un modelo hidráulico de fondo móvil construido para tal fin. Para representar el fondo del río se utilizó arena volcánica cuya distribución granulométrica se eligió de acuerdo con el procedimiento original que a continuación se describe. Al proceder en la forma señalada se tiene la seguridad de que la rugosidad del modelo está a escala con respecto a la del prototipo y por lo tanto las pérdidas a lo largo del cauce principal y las elevaciones del agua en el mismo son similares a las que se encuentran en la naturaleza. Lo anterior se garantiza

Únicamente si además se escogen las escalas de tal forma que haya arrastre en todas las secciones en donde existe arrastre en el prototipo.

La ecuación de partida para el método propuesto fue desarrollado por Cruickshank y Maza y establece que la velocidad media del flujo es igual a:

$$V = 7.58 \omega_{s0} \left( \frac{H}{D_{84}} \right)^{0.634} S^{0.456} \left( \frac{Y}{Y_{\Delta} - Y} \right)^{0.456} \quad (1)$$

Para régimen inferior, el cual se cumple si

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left[ \frac{YH}{(Y_{\Delta} - Y)D_{84}} \right]^{0.35} \quad (2)$$

o bien

$$V = 6.50 \omega_{s0} \left( \frac{H}{D_{84}} \right)^{0.644} S^{0.352} \left( \frac{Y}{Y_{\Delta} - Y} \right)^{0.352} \quad (3)$$

para régimen superior, que se cumple si

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left[ \frac{Y}{(Y_{\Delta} - Y)D_{84}} \right]^{0.382} \quad (4)$$

Las fórmulas anteriores fueron obtenidas para cauces con arena cuyo diámetro era menor de 2 mm. Cuando  $1/S$  se encuentra entre los dos límites indicados se debe de escoger la fórmula que dé la menor velocidad.

En las planicies la mayoría de los ríos tienen escurrimiento con régimen inferior por lo que en este artículo la determinación de las escalas se hará a partir de la primera expresión. Dentro de dicho régimen las condiciones que se pueden presentar en el fondo son: fondo plano, rizos, rizos con dunas, dunas y nuevamente fondo plano pero esta vez con una gran cantidad de arrastre. Se observa que a medida que aumenta la velocidad de la corriente aumenta su resistencia del flujo y viceversa.

Si se relacionan las velocidades medias entre prototipo y modelo, dados por la fórmula (1) se obtiene la siguiente relación de escala

$$V_e = \omega_e \frac{H_e^{0.634} S_e^{0.456}}{(D_{84})_e^{0.634} (Y_{\Delta} - Y)_e^{0.456}} \quad (5)$$

En la siguiente expresión se pueden valuar algunas de las escalas en la forma siguiente:

- a) Por ser la gravedad la fuerza principal que condiciona el escurrimiento se cumple la condición de Froude y así se llega a:

$$V_e = H_e^{1/2} \quad (6)$$

- b) Una partícula dentro del seno del líquido, tanto en prototipo como modelo debe de recorrer distancias homólogas tanto vertical como horizontalmente al caer libremente dentro de él y por ello se puede demostrar que la escala de velocidades de caída de las partículas tiene que cumplir con la expresión

$$\omega_e = H_e^{3/2} L_e^{-1} \quad (7)$$

- c) Como es indispensable distorsionar este tipo de modelos la escala de pendientes es igual a

$$S_e = H_e L_e^{-1} \tag{8}$$

d) Si se escoge el mismo peso específico para el material del fondo en modelo y prototipo y en ambos se tiene agua a temperatura similar se puede establecer que

$$(\gamma_s - \gamma)_e = 1 \tag{9}$$

Al sustituir los valores dados por las expresiones (6), (7), (8), y (9) se establece

$$(\omega_{s0})_e = H_e^{3.3} L_e^{-2.3} \tag{10}$$

Por lo anterior, si se cumple la expresión (10) y la expresión (7) para  $\omega_{s0}$ , teóricamente la rugosidad del prototipo está representada a escala en el modelo y por lo tanto las pérdidas de fricción son similares.

Al cumplirse las dos últimas condiciones se observa que la escala de velocidades de caída debe ser la misma para cualquier diámetro, pero como dentro del rango de las arenas las velocidades de caída pasan a depender de la raíz cuadrada del diámetro si éste es mayor que 10 mm, para depender del cuadrado del diámetro si éste es menor que 0.1 mm, se obtiene una escala de diámetros diferentes para cada diámetro. En la mayoría de los métodos existentes para determinar las escalas de un modelo de fondo móvil, se obtiene una única escala de diámetros.

La forma como se procede para obtener el material que se debe colocar en el modelo es la siguiente : se divide la curva granulométrica del prototipo en varios tamaños y para cada diámetro representativo se obtiene la velocidad de caída. Al dividir cada velocidad obtenida entre la escala de velocidad de caída se obtiene la velocidad de caída de las partículas del modelo y de ellas, se calcula su diámetro correspondiente, para obtener así la curva granulométrica del material del modelo.

La arena que se tenga en el laboratorio se criba y separa en varios tamaños y después se vuelven a mezclar en la proporción adecuada para dar la curva granulométrica calculada.

Las escalas de gasto sólido, tiempo, gasto líquido, áreas, etc. se encuentran en forma similar a lo dicho por otros autores y las mismas están en función de las escalas de líneas horizontal y vertical y de las escalas de diámetros obtenidos.

### 5. CONCLUSIONES

Al observar un río aguas arriba de un puente es posible intuir si éste va a sufrir corrimientos laterales, y que como consecuencia de ellos la corriente ataque alguno de los estribos o parte del camino. Cuando eso pueda ocurrir conviene proteger la margen correspondiente y para ello se recomienda proyectar un dique de encauzamiento cuya forma en planta sea un segmento de elipse y cuyo eje mayor tenga una longitud aproximada a la del ancho del puente.

Por motivos económicos, a pesar del peligro que se observa, puede diferirse la construcción del dique hasta que éste sea indispensable. Esta forma de proceder únicamente se recomienda, si se tiene la completa seguridad de

que se llevará una vigilancia constante en la zona susceptible de ser erosionada.

Diques de encauzamiento demasiado cortos o bien en forma circular producen erosiones de consideración en las primeras pilas cercanas al estribo en que la obra esté amarrada (véase la fotografía 4).

Al construirse un modelo hidráulico para estudiar el comportamiento de un cauce, ya sea para estudiar problemas similares al descrito o bien en general problemas de rectificación, encauzamiento, control de márgenes, corte de meandros, etc. se recomienda la determinación de las escalas a partir de las expresiones que se han indicado en este escrito. Conviene hacer notar que el cálculo se puede proceder ya sea a partir de una granulometría que exista en el laboratorio y que se trate de aprovechar sin mayor esfuerzo, lo que condicionará las escalas de líneas; o bien, escogiendo inicialmente las escalas de líneas, obteniendo las escalas de diámetros correspondientes y reproduciendo la curva granulométrica necesaria en el laboratorio, lo cual se logra cribando la arena disponible, para volverla a mezclar en las proporciones necesarias de cada tamaño.

6. NOTACION

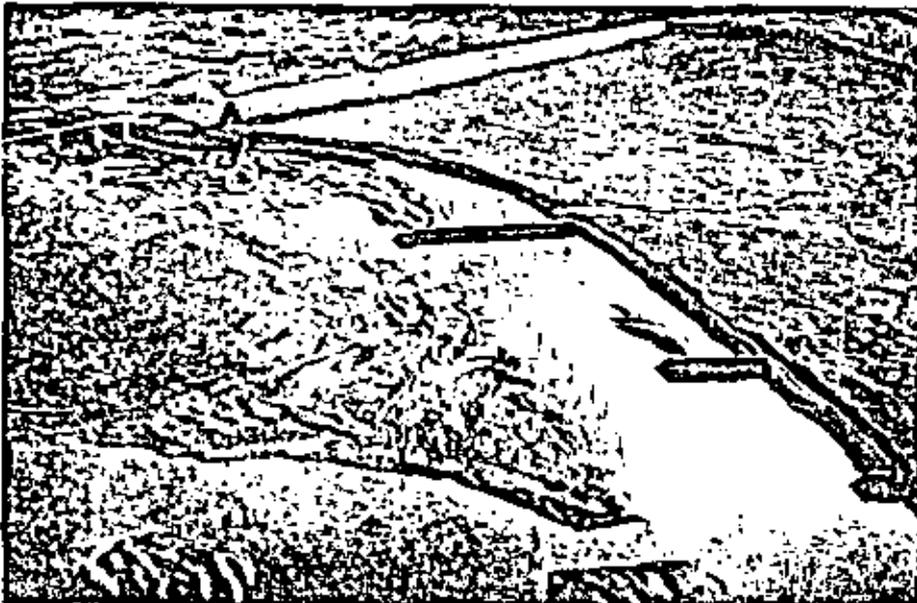
|                 |   |
|-----------------|---|
| Di              | Diámetro de las partículas en que el 1% en peso es menor o igual, en m    |
| H               | Tirante de la corriente, en m   |
| He              | Escala de líneas verticales   |
| Le              | Escala de líneas horizontales   |
| S               | Pendiente hidráulica  |
| V               | Velocidad media de la corriente, m/seg                                    |
| Y               | peso específico del agua, Kg/m <sup>3</sup>                               |
| Y <sub>s</sub>  | peso específico de las partículas del fondo y orillas, Kg/m <sup>3</sup>  |
| w <sub>50</sub> | Velocidad de caída de las partículas con diámetro D <sub>50</sub> , m/seg |
| Subíndice e     | Escala.   |



FOTOGRAFIA 1

En la fotografía 1 se aprecia la magnitud del corrimiento lateral que sufrió el río Verde hacia la margen derecha dejando el puente en seco. La fotografía fue tomada en estiaje desde la nueva orilla.

En la fotografía 2 se puede observar el trabajo efectuado por los espigones propuestos. Los depósitos que se ven aguas abajo de los espigones son menores que los que se podrían formar en el prototipo, ya que en el modelo hay principalmente arrastre de fondo y en el prototipo también hay en suspensión.



FOTOGRAFIA 2

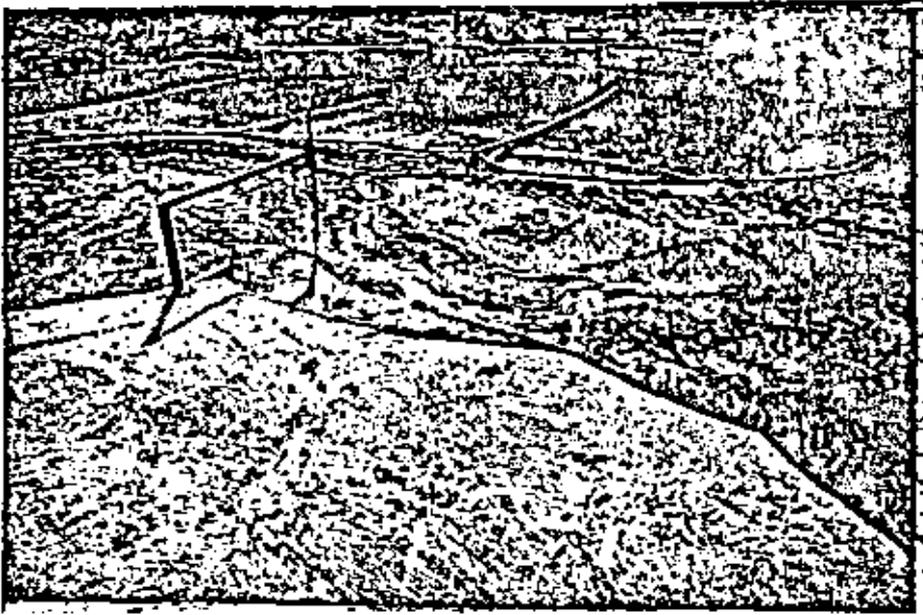


FOTO 3

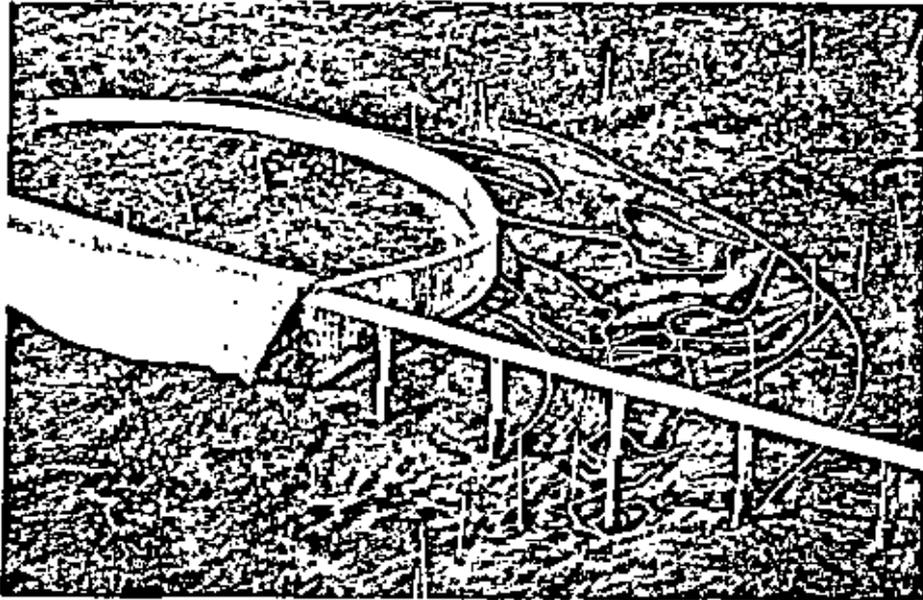


FOTO 4

En la foto 3 se muestra el dique de encauzamiento elíptico durante uno de los ensayos para determinar la longitud de sobreelevación de la corona adyacente al estribo. La alternativa de solución se muestra en la fig. 2 .

En la foto 4 puede apreciarse cómo un dique de encauzamiento demasiado corto ocasiona erosiones de consideración en las primeras cuatro pilas cercana al estribo derecho. Obsérvese la tercera pila.

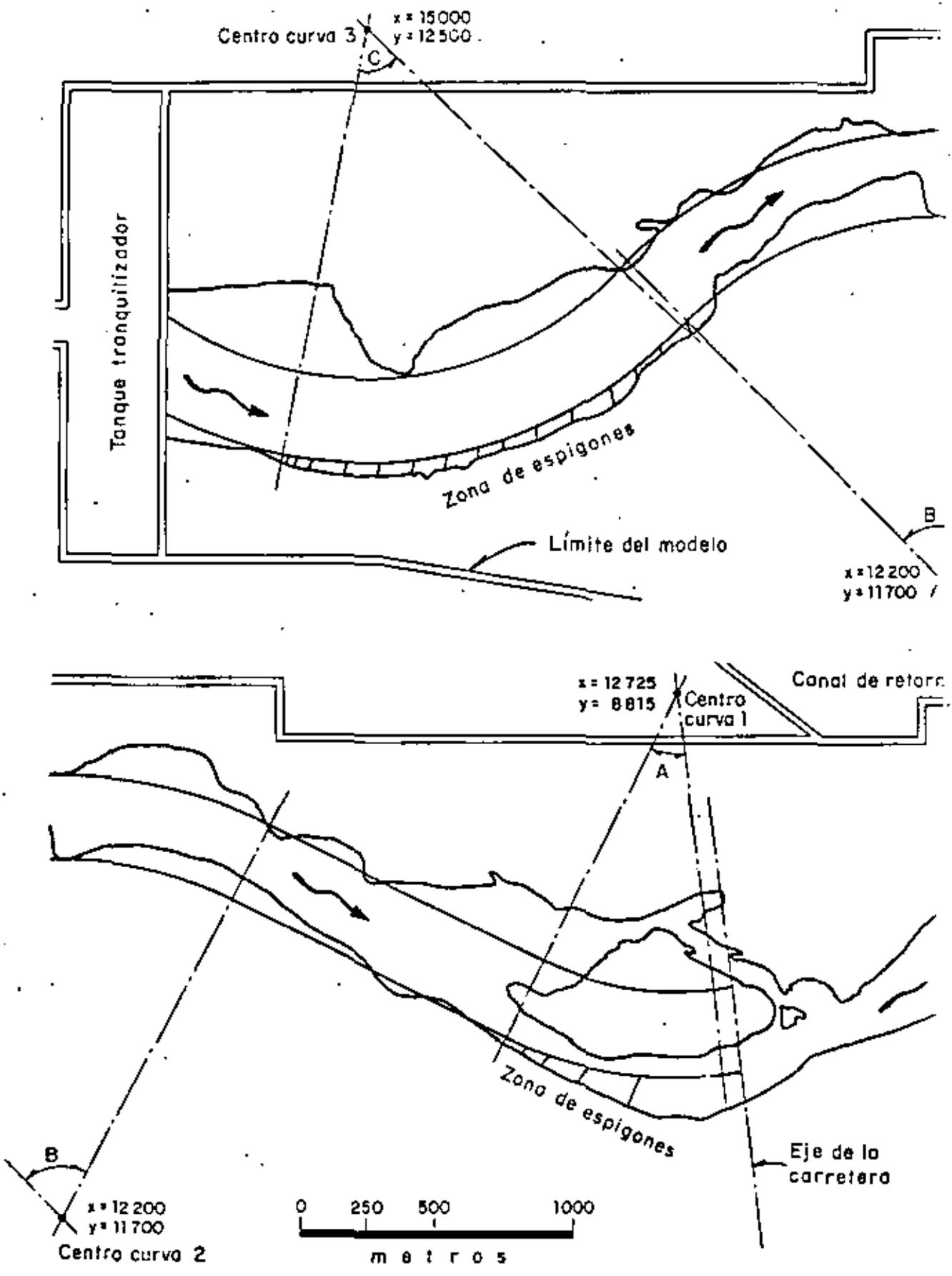


Fig 1. Planta del modelo y alternativa No.1. Espigones

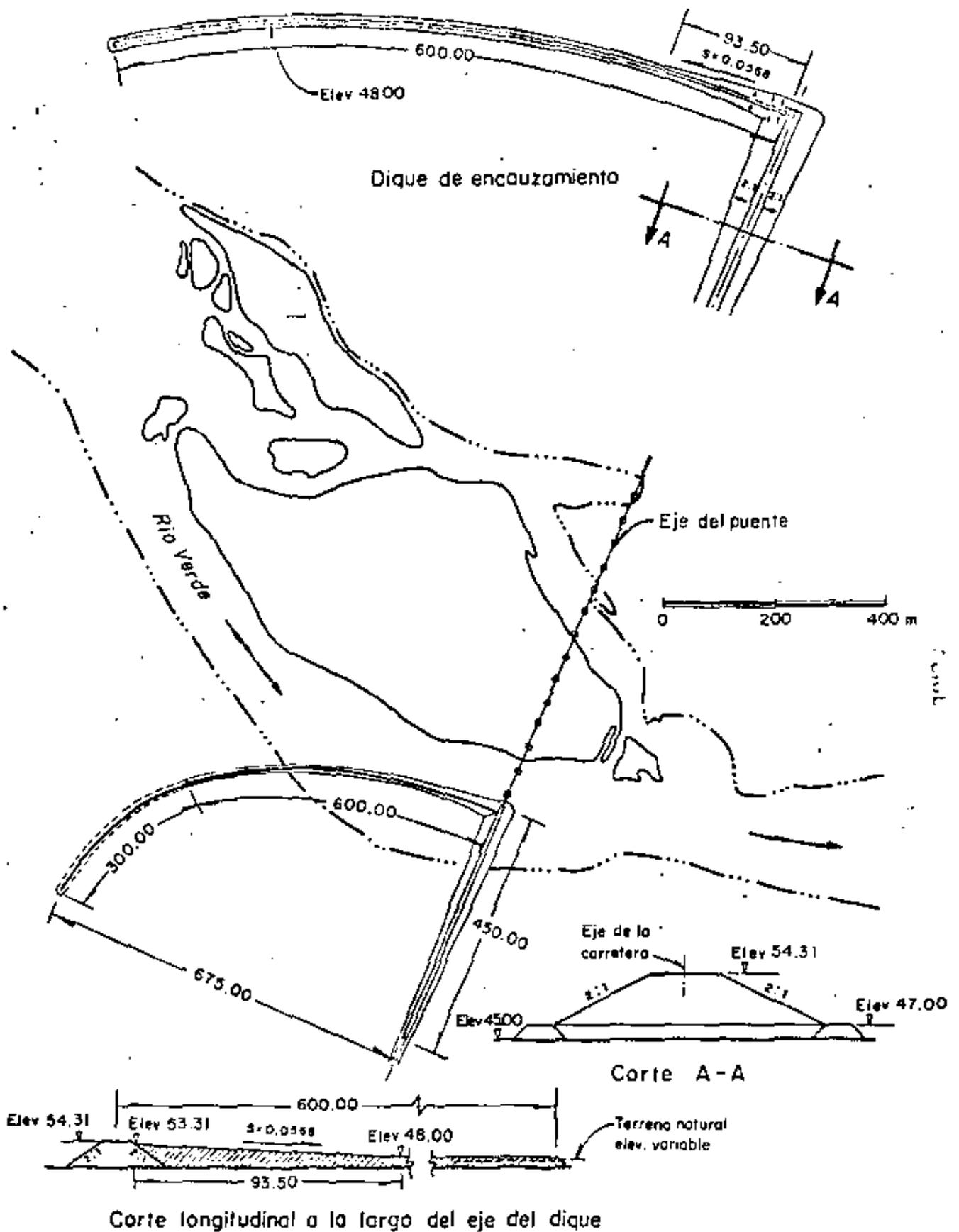


Fig 2. Río Verde, Oaxaca. Alternativa 2. Dique de encauzamiento

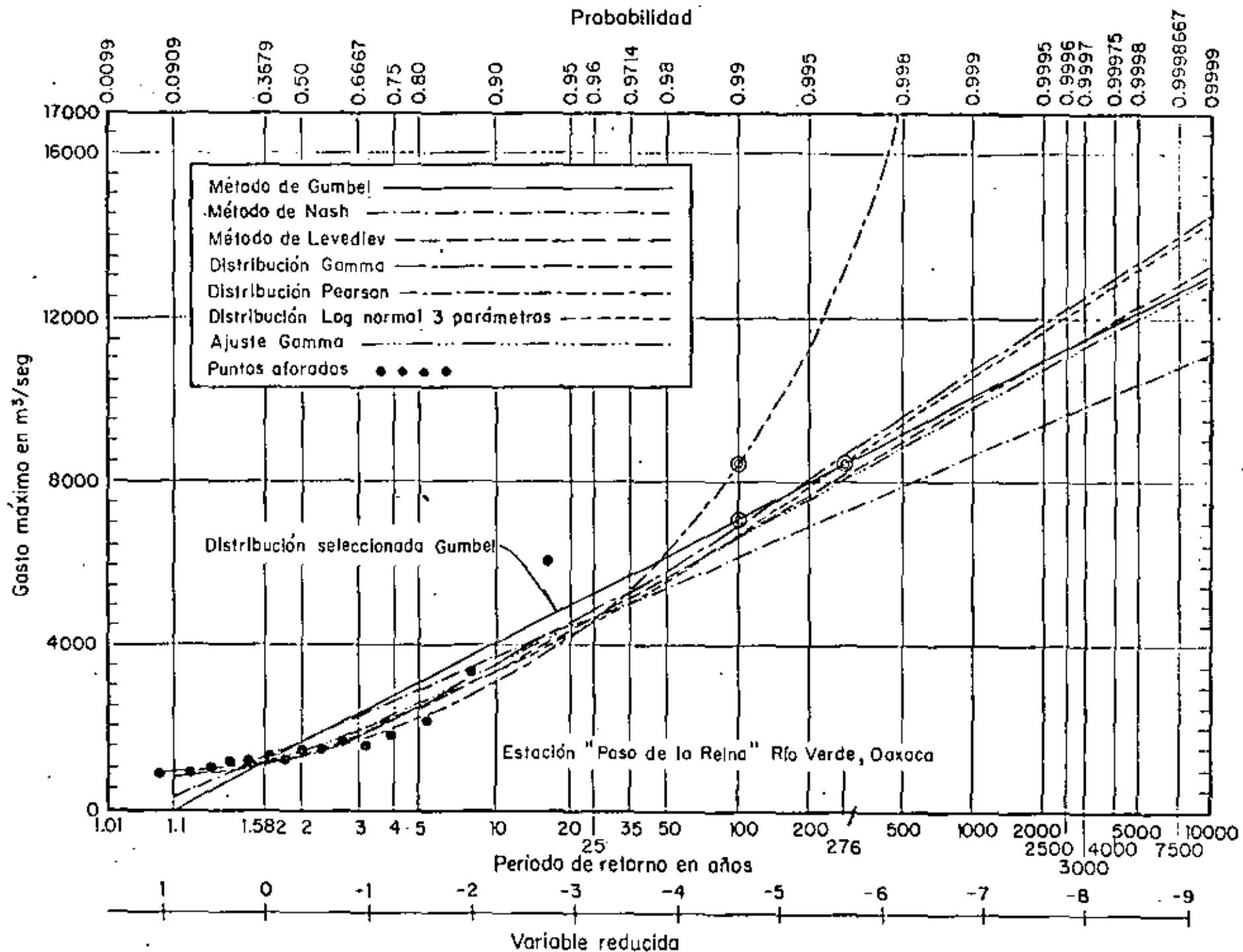
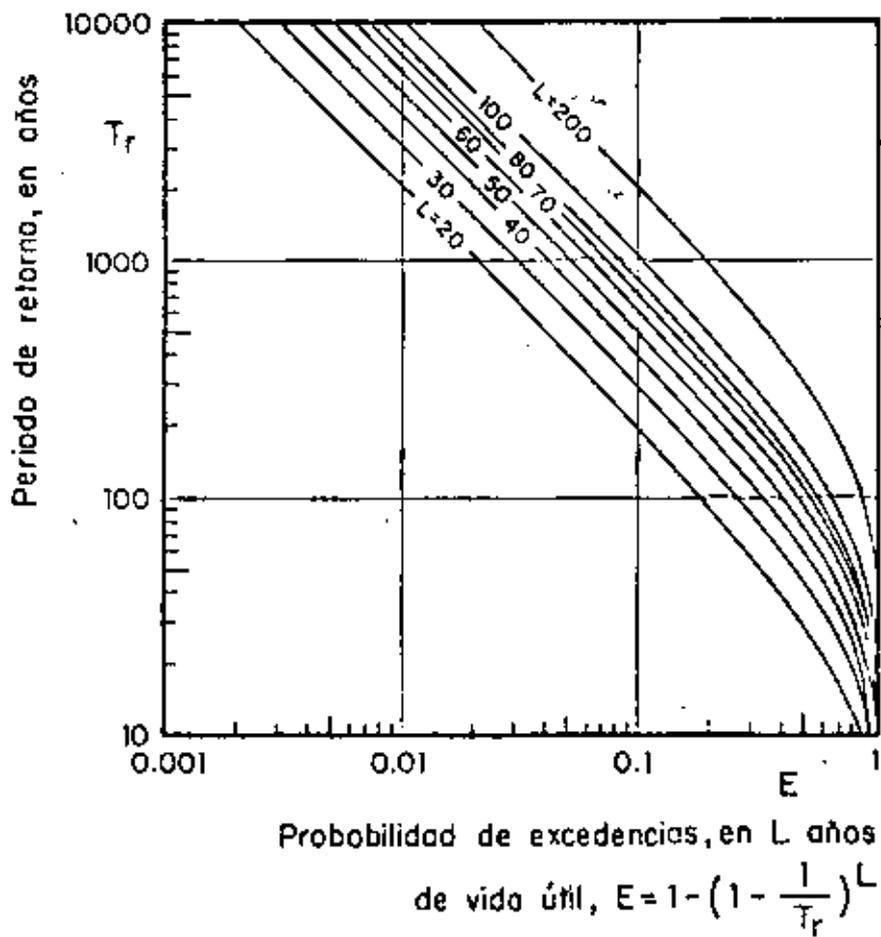
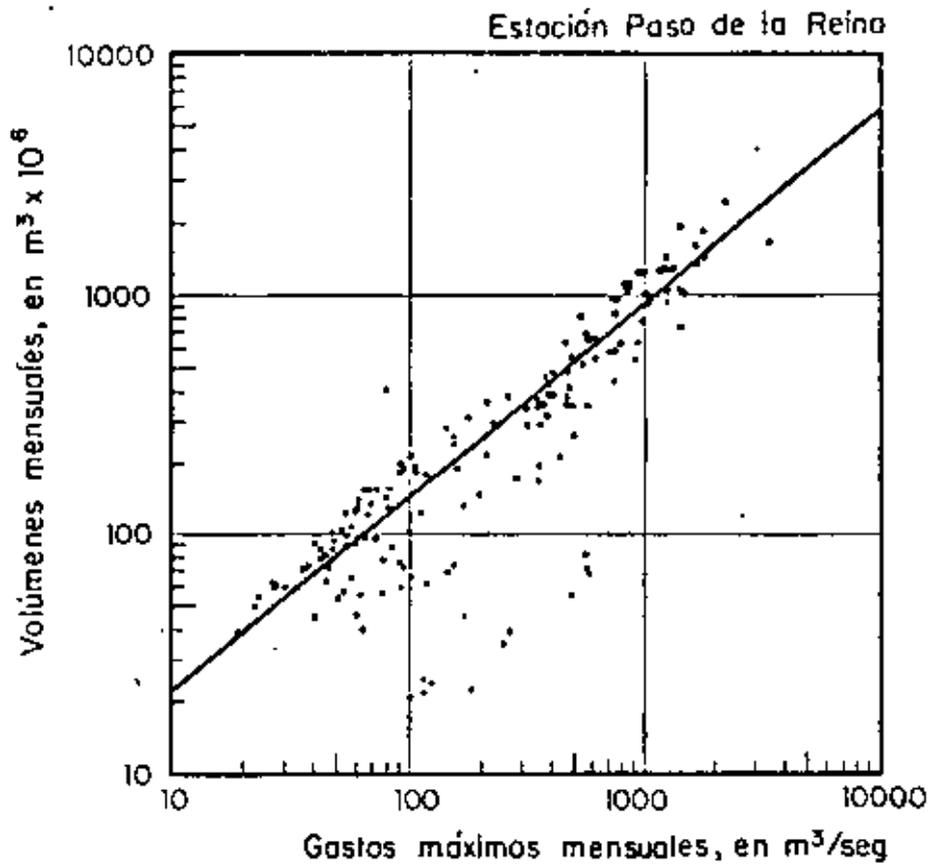


Fig 2a. Resumen de distribuciones para determinar el gasto de diseño





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

VELOCIDADES MEDIAS PARA EL INICIO DE MOVIMIENTO DE PARTICULAS

ING. J. ANTONIO MAZA ALVAREZ

ING. MANUEL GARCIA FLORES

FEBRERO, 1980



V CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA.

VELOCIDADES MEDIAS PARA EL INICIO DEL  
MOVIMIENTO DE PARTICULAS.

J. ANTONIO MAZA ALVAPEZ

Investigador del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.  
Auxiliar de la Subgerencia de Ingeniería Básica, C.F.E.

MANUEL GARCIA FLORES.

Investigador del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

RESUMEN.

Cuando se desean conocer las condiciones hidráulicas de una corriente en el momento en que se inicia el arrastre o movimiento de las partículas del fondo, se pueden aplicar métodos que tomen en cuenta el esfuerzo cortante crítico o la velocidad media crítica.

Al aplicar esos métodos se obtienen resultados diferentes. En este artículo se indican esas diferencias y se proponen una serie de fórmulas para obtener la velocidad media crítica en función del esfuerzo cortante crítico, que permiten obtener esa velocidad, cuando se conoce la granulometría del material del fondo y la profundidad de la corriente.

INTRODUCCION.

El conocimiento de las condiciones que determinan el inicio de arrastre o movimiento de partículas, sujetas a la acción de una corriente, es de gran utilidad para resolver problemas tales como: dimensionar canales en los que el flujo no altere la sección del mismo, diseñar rectificaciones de ríos que desemboquen en puertos o áreas en donde no deba haber sedimentación y que, por lo tanto, obligan a controlar el gasto máximo que se puede hacer pasar por ellas. Así mismo permite conocer el gasto máximo en un río, a partir del cual se mueve el material del fondo, o bien, determinar las condiciones de equilibrio que alcanzarán los tramos de los cauces naturales situados aguas abajo de grandes embalses.

Dos criterios son ampliamente utilizados para calcular las condiciones hidráulicas y geométricas de una corriente, justo en el momento en que está por iniciarse el movimiento de las partículas del fondo, y son: el del esfuerzo cortante crítico y el de la velocidad media crítica. En ambos casos el calificativo crítico se refiere a la condición de inicio de arrastre y no al término usado en hidráulica para distinguir la condición de frontera entre régimen tranquilo y rápido.

Para cada uno de los criterios señalados existen diversos métodos, propues-

to por otros tantos autores, que difieren entre sí. El objeto de este artículo es mostrar los principales métodos existentes para cada criterio, una relación entre los dos y un resumen de sus diferencias principales. Parte de esas diferencias se deben al hecho de que no existe una condición única que defina el inicio del movimiento de partículas; para algunos autores esa condición se presenta cuando se mueve una partícula; para otros, cuando hay un movimiento generalizado y que las partículas se arrastren a todo lo ancho del canal, etc.

#### ESFUERZO CORTANTE CRITICO.

Existen diversos métodos para determinar el esfuerzo cortante que resisten partículas de un determinado tamaño, antes de ser movidas por una corriente. Si ese esfuerzo se compara con el esfuerzo cortante producido por la corriente en el fondo, se obtendrán las condiciones hidráulicas de ella.

Así, el principio básico de diseño consiste en igualar el esfuerzo cortante producido por la corriente ( $\tau_0$ ) con el máximo esfuerzo cortante que resisten las partículas cuando están a punto de moverse (esfuerzo cortante crítico,  $\tau_c$ ):  $\tau_0 = \tau_c$

Los principales criterios que existen para conocer el esfuerzo cortante crítico de los granos son los de Shields, Straub, Lane, Meyer-Peter-Muller e Iwagaki. Existen otros más como el de Hanko, Bogardi, Kurihara, Kramer, Chang, Nagy, etc. Estos últimos autores ampliaron las experiencias de los anteriores, añadiendo algún rango de experiencias propias, o bien dan resultados similares, o muy disparados, como es el caso de Chang.

**CRITERIO DE SHIELDS (1936).** Este autor hizo experiencias en las que tuvo condiciones de arrastre incipiente. Al dibujar sus resultados en función de los parámetros  $q_{DT}$  (arrastre de fondo) contra  $\tau_c$ , extrapolo sus curvas hasta llegar a un arrastre igual a cero. Esa condición correspondió a la de inicio de movimiento. La consideración hecha por Shields parece de las más adecuadas para determinar el estado de inicio de movimiento. Hay que recordar que debido al carácter aleatorio de la turbulencia del flujo, el movimiento de sedimento también es aleatorio, por lo que es difícil definir la condición del inicio de su movimiento.

A partir de los resultados anteriores (con material uniforme) dibujó su curva clásica en función de los parámetros adimensionales.

$$\tau_* = \frac{RS}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad \text{Y} \quad R_* = \frac{V_* D}{\nu} = \frac{11.6 D}{\delta_o}$$

A partir de esa gráfica, Lane obtuvo una curva de esfuerzo cortante contra diámetro, que se muestra en la figura 1, y de la que se tomaron los valores que aparecen en la tabla 1.

**CRITERIO DE LANE (1955).** Este autor determinó el esfuerzo cortante en función del diámetro de las partículas y de la cantidad del material fino en suspensión que arrastre el agua. En general, los valores dados por Lane, son mayores que los propuestos por Shields, ya que a él lo que le interesa-

ba principalmente era el diseño de canales y permitía algo de arrastre, - - mientras que éste no fuera intenso y provocara erosiones.

En la figura 1, se ha indicado también la curva propuesta por Lane para - - agua limpia, y algunos valores se muestran en la tabla 1.

CRITERIO DE STRAUB (1939). Con base en las experiencias de Shields y para aplicar el método de DuBoys de arrastre de sedimentos, Straub propuso una - - curva para determinar el esfuerzo cortante crítico en función del diámetro, la cual se muestra en la figura (1) y tabla (1). Como puede observarse, - dentro del rango de las arenas da valores mayores que los de Shields pero - ligeramente menores que los de Lane.

CRITERIO DE MEYER-PETER-MULLER (1948). Los resultados de estos autores se fundamentan sobre una amplia gama de experiencias en laboratorio, pues - - utilizaron distintos materiales, tanto de granulometría uniforme como no -- uniforme. La condición de inicio de movimiento se obtiene al considerar - en su fórmula de arrastre de sedimentos, que éste es nulo. En la figura - (1) puede observarse que para diámetros mayores de 2 mm sus resultados son ligeramente menores que los obtenidos por Shields y similares a los de Lane, mientras que en el rango de las arenas difieren de los de Shields y son -- mayores. Puede observarse que si  $D < 8$  mm, para Meyer-Peter-Muller la - - variación de  $\tau_c$  es lineal, mientras que para Shields no lo es.

CRITERIO DE IWAGAKI. Este autor presentó en 1956 sus resultados y fórmulas para obtener  $\tau_c$ , las que no se presentan aquí por su extensión, ya que -- utiliza 5 ecuaciones, una para cada rango del parámetro  $R_* = (\gamma_s - \gamma) / \gamma)^{1/2} g^{1/2} D^{3/2} / \nu$ . Los valores de  $\tau_c$ , en función del diámetro de  $\phi$  las partículas y para una temperatura de 20°C, se muestran en la figura (1) y tabla (1). - Se observa que si  $D < 0.6$  mm, sus valores son mayores que los propuestos - por Shields y menores cuando el diámetro es mayor que 6 mm, tendiendo a los propuestos por Meyer-Peter y Muller.

#### MÉTODOS PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA.

Los principales métodos para conocer la velocidad media que debe tener una corriente para iniciar el arrastre de partículas de un diámetro conocido -- son el propuesto por U.S.S.R. y los dados por Levi, Bogárdi, Lischtvan- - Levediev y Hjulström entre otros.

Puesto que existe una distribución logarítmica de las velocidades en la - - vertical y la velocidad media se encuentra a una determinada distancia del fondo, la velocidad media crítica es función del tirante de la corriente y por lo tanto, para valuarla es necesario especificar tanto el diámetro de - las partículas como el tirante de la corriente. Este es uno de los motivos por el que se usa con mayor frecuencia el esfuerzo cortante en lugar de la velocidad media. Otra desventaja de los métodos para determinar la veloci- dad media crítica, es que la mayoría o sólo sirven para material con peso - específico de 2650 kg/m<sup>3</sup>, o no indican la densidad del material para el - - cual sirven.

MÉTODO U.S.S.R. (1936). En 1936, una revista soviética propuso como veloci-

dad media crítica de una partícula la que se obtiene de la figura (2), la cual sirve para partículas de cuarzo cuando el tirante es igual a 1 m. -- Para tirantes entre 0.30 y 3.00 m, el valor obtenido se afecta por el coeficiente que se muestra en la tabla siguiente:

|                  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| d(tirante, en m) | 0.30 | 0.50 | 0.75 | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2    | 2.50 | 3    |
| coeficiente      | 0.80 | 0.87 | 0.95 | 1.00 | 1.06 | 1.09 | 1.12 | 1.16 | 1.22 | 1.25 |

Este método fue posteriormente adoptado en Estados Unidos. Véase tabla 2.

El coeficiente indicado es constante para cada tirante mientras que para todos los restantes autores, la relación entre la velocidad media crítica, asociada a 1 m de tirante y a otro cualquiera, depende tanto del tirante -- como del diámetro mismo de las partículas, tendiendo a ser menor cuanto -- menor es el diámetro.

METODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV (1959). Este método se basa sobre las -- -- -- experiencias que Lischtvan llevó a cabo al estudiar la socavación general -- de cauces naturales, por lo que las velocidades dadas permiten el arrastre de partículas; pero sin producir erosión en el fondo. Las velocidades -- propuestas por estos autores, para tirantes de 0.40, 1, 2, 3, 5 y 10 m, son semejantes a las de otros autores por lo que el movimiento permitido de -- partículas, debe ser reducido. En la figura 2 se muestra la curva, para -- 1 m de tirante, que relaciona la velocidad media crítica con el diámetro de las partículas. También se indican algunos valores en la tabla 2.

METODO DE I.I. LEVY (1948). Este autor propuso dos fórmulas, las que se -- indican a continuación dentro de sus respectivos rangos de aplicación:

$$\text{si } 10 < \frac{d}{D_m} < 60$$

$$U_c = 1.4 (g D_m)^{1/2} \left[ 1 + \log_e \frac{d}{7D_m} \right] \left( \frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7}$$

$$\text{si } \frac{d}{D_m} > 60$$

$$U_c = 1.4 (g D_m)^{1/2} \left[ \log_e \left( \frac{d}{7D_m} \right) \right] \left( \frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7}$$

en donde:  $D_m$ , diámetro medio de las partículas;  $D_{max}$ , diámetro máximo de -- las partículas,  $d$ , tirante. Si el diámetro es uniforme:  $D_{max} = D_m$ . En -- la figura (2), se muestra la curva obtenida con las ecuaciones anteriores -- para 1 m de tirante.

METODOS DE HJULSTROM (1935) Y BOGARDI. El primer autor propuso un rango -- dentro del cual se obtenía el inicio de movimiento para el límite inferior y arrastre de partículas sin erosión para el límite superior. Esas curvas fueron propuestas para un tirante de aproximadamente un metro. En la figu -- ra (2) y tabla (2) se muestran los valores medios propuestos por este autor. Se observa que dentro del rango de las arenas y gravas, las velocidades -- medias críticas propuestas por este autor son muy bajas y en algunos puntos

coinciden con las dadas por Bogardi. Los resultados dados por este último autor se muestran también en la tabla (2) y figura (2).

#### METODO PROPUESTO.

Se han visto algunos criterios tanto para obtener  $\tau_c$  como  $U_c$ . Cuando se diseña un cauce utilizando  $\tau_c$ , generalmente se obtienen secciones hidráulicas más reducidas o velocidades medias mayores que cuando se utiliza la velocidad media crítica. Hay que recordar que varios criterios para obtener la velocidad media crítica sólo indican el valor de ella para cuando la corriente escurre con 1 m de tirante, y otros más que aparecen en la literatura, no lo especifican. Por otra parte el criterio U.S.S.R.-US utiliza un solo coeficiente para relacionar dos tirantes dados, pero ese coeficiente es constante y no lo hacen variar con respecto al diámetro. Sin embargo, este método es uno de los más difundidos.

Como todo parece indicar que las experiencias para obtener el esfuerzo crítico tractivo son más numerosas, cubren una gama más amplia de situaciones y se han realizado incluso con mayor cuidado, se establecerán algunas relaciones que permitan obtener la velocidad media en función del esfuerzo crítico tractivo.

Se sabe que para un fondo plano, la velocidad media de un escurrimiento turbulento con pared rugosa se puede obtener mediante la expresión.

$$U = 5.75 U_* \log \left[ \frac{11.11 R}{\kappa_B} \right] \quad (1)$$

en donde:  $\kappa_B$ , rugosidad del fondo. Si ésta está formado por partículas granulares,  $\kappa_B$  es función del diámetro de esas partículas, en m.  $U_*$ , velocidad al cortante, en m/seg.  $R$ , radio hidráulico o tirante si la sección es muy ancha, en m.

La condición de pared rugosa se presenta cuando  $\kappa_B/\delta_0 > 2.6$ ; siendo  $\delta_0$  el espesor de la subcapa viscosa. Algunos autores establecen el límite  $\kappa_B/\delta_0 > 6$ .

Una expresión más general que toma en cuenta la condición de pared lisa tanto como la de rugosa y además la transición entre pared lisa y rugosa es:

$$U = 5.75 U_* \log \left[ \frac{11.11 R}{\kappa_B + 33.9v/U_* \rho^{1/2}} \right] \quad (2)$$

Si en las ecuaciones (1) y (2) se sustituye  $U_* = (\tau/\rho)^{1/2}$ , se hace intervenir al esfuerzo cortante. Para la condición crítica, ellas toman la forma

$$U_c = 0.57 \tau_c^{1/2} \log \left[ \frac{11.11 R}{\kappa_B} \right] \quad (3)$$

$$U_c = 0.57 \tau_c^{1/2} \log \left[ \frac{11.11 R}{\kappa_B + \frac{33.9v}{\tau_c^{1/2}}} \right] \quad (4)$$

Obtención de la velocidad media crítica: Si en las fórmulas anteriores, se sustituye  $\tau_c$  por los valores propuestos por los diferentes autores que se consignan en la tabla (1) se puede obtener fácilmente la velocidad media crítica para cualquier diámetro y tirante.

Al aplicar esas ecuaciones se observó que la rugosidad  $\kappa_s$  representativa del fondo debía ser igual a  $2D$ , resultado que concuerda con lo propuesto -- por Einstein y Engelund. Cabe recordar que se está suponiendo un fondo -- plano, condición para la cual la única rugosidad se debe a las partículas, ya que no existen ondulaciones. Si hay rizos o dunas en el fondo, las -- velocidades medias para que no haya movimiento de partículas son bastante -- menores (del orden del 50% que para fondo plano). Las ondulaciones indica -- das tienen importancia dentro del rango de las arenas. En el laboratorio -- hemos visto que cuando los rizos se forman ya no pueden desaparecer, por -- pequeña que sea la velocidad que posteriormente tenga el flujo.

Por ejemplo, si por comodidad se selecciona el criterio de Meyer-Peter y -- Muller ya que establecen una fórmula general para todos los diámetros, se -- obtendrán las expresiones que a continuación se indican. Ellos establecie -- ron que  $\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D$  siempre y cuando  $0.4 \text{ mm} < D < 30 \text{ mm}$ .

Al sustituir ese valor en las fórmulas 3 y 4 y cumpliendo que  $(\gamma_s - \gamma) = 1650 \text{ kg/m}^3$  y  $\kappa_s = 2D$ , se obtienen las expresiones

$$U_c = 5.02 D^{1/2} \log \left[ \frac{5.56 R}{D} \right] \quad (5)$$

$$U_c = 5.02 D^{1/2} \log \left[ \frac{5.555 R D^{1/2}}{D^{3/2} + 1.975v} \right] \quad (6)$$

Con estas fórmulas fueron obtenidos los valores de  $U_c$  para 1 m de tirante que aparecen en la tabla (3) (según Meyer-Peter y Muller) y cuya curva también está incluida en la figura (2). En igual forma se obtuvieron las -- restantes columnas de la misma tabla; es decir, se sustituyeron los valores de  $\tau_c$  de la tabla (1) en la fórmula (4). Los resultados obtenidos se -- indican en la tabla (3). (sólo para 1 m de tirante).

Los valores de la tabla (3) se dibujaron en la figura (2) y así se obtuvieron las curvas aplicando el esfuerzo cortante crítico propuesto por Meyer-Peter y Muller, Shields e Iwagaki. En todas las curvas se utilizó un peso específico de  $2650 \text{ kg/m}^3$ . Si bien es cierto que este valor corresponde a la mayoría de partículas arenosas, ya que el cuarzo es el material que -- predomina en ellas, es mayor que el correspondiente a partículas mayores. -- Así el peso específico de partículas mayores de unos 5 cm puede variar de -- 1800 a  $2800 \text{ kg/m}^3$  dependiendo de la roca de la cual provienen.

#### FORMULAS PROPLESTAS.

De la observación de las curvas indicadas en la figura 2, se advierte que la curva propuesta por Meyer Peter y Muller da valores ligeramente mayores que los dados por el U.S.S.R.-US y Lischtvan-Ievédiev así como por Shields en -- el rango de las arenas, lo que hizo adoptar el coeficiente de 0.039 propues

to por Laursen en lugar de 0.047 dado por los autores mencionados; así de - la aplicación de la fórmula (4) se obtuvo.

$$U_c = 3.56 \Delta^{1/2} D^{1/2} \log \left[ \frac{5.555 R D^{0.5} \Delta^{0.5}}{D^{1.5} \Delta^{0.5} + 2.714v} \right] \quad (7)$$

en que  $\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$ ; si  $\gamma_s = 2650 \text{ kg/m}^3$  se llega a

$$U_c = 4.57 D^{1/2} \log \left[ \frac{5.555 R D^{0.5}}{D^{1.5} + 2.113v} \right] \quad (7')$$

La ecuación (7) sólo es válida para  $D > 0.0002 \text{ m}$ .

Se ajustó una curva de forma exponencial tanto para todos los diámetros indi- cados en las tablas como para tirantes entre 0.40 y 10.00 m y se obtuvo la ecuación

$$U_c = 4.712 \left[ \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right]^{1/2} D^{0.35} R^{0.15} \quad (8)$$

Si  $\gamma_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ , toma la forma

$$U_c = 6.05 D^{0.35} R^{0.15} \quad (8')$$

La ecuación (8') fue dibujada en la figura (2) y es la que se indica como - ecuación propuesta para el peso específico estipulado.

Para diámetros entre 0.0005 y 0.1 m la ecuación (8') da resultados casi - - idénticos a la ecuación (7'). Fuera de esos rangos es preferible utilizar la ecuación (7') o la ecuación (7); si  $\gamma_s$  difiere de  $2650 \text{ kg/m}^3$ .

Al trabajar con la ecuación (8), se obtiene un número de Froude crítico que depende de la rugosidad relativa (D/R), siempre y cuando el fondo sea plano.

El número de Froude crítico está dado por

$$F_c = 1.504 \Delta^{1/2} \left( \frac{D}{R} \right)^{0.35} \quad (9)$$

si  $\gamma_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ , toma la forma

$$F_c = 1.932 \left( \frac{D}{R} \right)^{0.35} \quad (9')$$

Las ecuaciones (8), (8') y (9), (9') son equivalentes.

#### INICIO DE MOVIMIENTO PARA GRANULOMETRIA EXTENDIDA.

Cuando el diámetro del material del fondo no es uniforme, lo que ocurre en todos los cauces naturales, al iniciarse el arrastre de las partículas más - finas se produce un acorazamiento en que las partículas mayores quedan en - la superficie del fondo y protegen a las partículas de menor tamaño. Al - aumentar la velocidad, otras partículas de la coraza son arrastradas, y así aumenta el diámetro medio de las partículas de la coraza. Este proceso - - continúa hasta que se logran mover las partículas mayores y se tiene enton-

ces un movimiento y arrastre de todas las partículas del fondo.

Si se desea conocer la velocidad máxima que resiste el fondo acorazado se puede seguir el criterio de Gessler. A partir de él, Cruickshank y García determinaron el diámetro medio de la coraza en función de la desviación - - estándar de la muestra. Si la distribución de los diámetros es log-normal y para casos prácticos, cometiendo un error menor del 3%, para algún caso, el diámetro medio de la coraza corresponde al  $D_{90}$ . Para otras distribuciones y cometiendo en algunos casos, un error menor del 6% en la selección del diámetro, se puede considerar en forma práctica que el diámetro medio de la coraza corresponde al  $D_{84}$  de la muestra.

Por lo anterior en las ecuaciones anteriores, al trabajar con ríos, el diámetro  $D$  que se debe considerar en las ecuaciones: (4), (7'), (8), (8'), (9), (9') es

$$\begin{aligned} D &= D_{90} && \text{Distribución log-normal} \\ D &= D_{84} && \text{Cualquier otra distribución.} \end{aligned}$$

#### BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.

- Garde, R. J. y Ranga Raju K. G. "Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems" Wiley Eastern Limited, New Delhi, 1977.
- "Sedimentation Engineering" ASCE, 1975.
- Bogardi J. "Sediment Transport in Alluvial Stream" Akadémiai Kiadó, - - Budapest, 1974.
- Chow V.T. "Open Channel Hydraulics". McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y. 1959.
- Laursen E. M. "The Total Sediment Load of Stream" J.H.D.- ASCE, Vol. 54, HY1, Febrero 1958.
- Levediev V. "Gidrologia i Gidraulika V. Mostovom Doroshom" - - - - - Straitielsvie, Leningrado, 1959 (Texto en ruso).
- Maza Alvarez J.A. "Socavación en Cauces Naturales" Publicación No. - - 177 del Instituto de Ingeniería, Junio 1968.
- Cruickshank C y García Flores M. "Determinación del inicio del Arrastre para Material Suelto con Granulometría Extendida". IV Congreso - - Nacional de Hidráulica, Acapulco, Gro. México, 1976.

T A B L A 1

ESFUERZO CORTANTE CRITICO EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN KG/m<sup>2</sup>

| DIAMETRO<br>(mm) | SHIELDS<br>(27°C) | STRAUB | LANE<br>(Agua Clara)<br>$D_m = D_{.75}$ | MEYER PETER<br>Y MULLER | IWAGAKI<br>20°C |
|------------------|-------------------|--------|---|-------------------------|-----------------|
| .1               | 0.0139            | .080   | .122                                    | .-                      | 0.0182          |
| .2               | 0.0158            | .080   | .125                                    | .-                      | 0.0224          |
| .3               | 0.0183            | .087   | .133                                    | .-                      | 0.0259          |
| .4               | 0.0231            | .096   | .139                                    | .031                    | 0.0281          |
| .5               | 0.0284            | .107   | .147                                    | .039                    | 0.0300          |
| .6               | 0.0342            | .118   | .155                                    | .047                    | 0.0341          |
| .7               | 0.0400            | .128   | .166                                    | .054                    | 0.0387          |
| .8               | 0.0482            | .139   | .174                                    | .062                    | 0.0425          |
| .9               | 0.0543            | .148   | .184                                    | .070                    | 0.0486          |
| 1.0              | 0.0623            | .161   | .194                                    | .078                    | 0.0520          |
| 1.2              | 0.0780            | .179   | .217                                    | .093                    | 0.0660          |
| 1.4              | 0.0910            | .200   | .233                                    | .109                    | 0.0840          |
| 1.6              | 0.1160            | .223   | .257                                    | .124                    | 0.1030          |
| 1.8              | 0.1300            | .245   | .280                                    | .140                    | 0.1230          |
| 2.0              | 0.1540            | .262   | .300                                    | .155                    | 0.1380          |
| 2.5              | 0.2180            | .323   | .363                                    | .194                    | 0.1940          |
| 3.0              | 0.2590            | .364   | .410                                    | .233                    | 0.2300          |
| 4.0              | 0.3850            | .461   | .520                                    | .310                    | 0.3250          |
| 6.0              | 0.6000            | .625   | .481                                    | .466                    | 0.4780          |
| 8.0              | 0.8000            | -      | .641                                    | .620                    | 0.6390          |
| 10.0             | 1.000             | -      | .800                                    | .776                    | 0.8140          |
| 15.0             | 1.490             | -      | 1.200                                   | 1.630                   | 1.2380          |
| 20.0             | 1.980             | -      | 1.600                                   | 1.551                   | 1.6500          |
| 30.0             | 2.970             | -      | 2.400                                   | 2.327                   | 2.4750          |
| 40.0             | 3.960             | -      | 3.200                                   | 3.100                   | 3.3000          |
| 50.0             | 4.950             | -      | 4.000                                   | 3.880                   | 4.1250          |
| 60.0             | 5.940             | -      | 4.800                                   | 4.650                   | 4.9500          |
| 80.0             | 7.920             | -      | 6.400                                   | 6.200                   | 6.6000          |
| 100.0            | 9.900             | -      | 8.000                                   | 7.760                   | 8.2500          |
| 150.0            | 14.850            | -      | 12.000                                  | 11.630                  | 12.3750         |
| 200.0            | 19.800            | -      | 16.020                                  | 15.510                  | 16.5000         |
| 300.0            | 29.700            | -      | 24.030                                  | 23.260                  | 24.7500         |
| 500.0            | 49.500            | -      | 40.050                                  | 38.770                  | 41.2500         |

T A B L A 2

VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN m/seg.

(PARA UN TIRANTE DE UN METRO).

| Da<br>(mm) | LISCHTVAN<br>LEVEDIEV | HJULSTROM | I.Y. LEVI | U.S.S.R.<br>H = 1m | NEILL | BOGARDI |
|------------|-----------------------|-----------|-----------|--------------------|-------|---------|
| 0.06       | .35                   | .244      | .244      | .226               | -     | -       |
| 0.10       | .37                   | .180      | .319      | .245               | -     | -       |
| 0.20       | .43                   | .180      | .408      | .292               | -     | -       |
| 0.30       | .49                   | .180      | .468      | .343               | -     | 0.17    |
| 0.40       | .51                   | .180      | .516      | .371               | -     | 0.20    |
| 0.50       | .52                   | .190      | .554      | .400               | -     | 0.22    |
| 0.60       | .54                   | .210      | .588      | .420               | -     | 0.24    |
| 0.70       | .56                   | .220      | .617      | .464               | -     | 0.26    |
| 0.80       | .57                   | .230      | .643      | .495               | -     | 0.27    |
| 0.90       | .59                   | .240      | .667      | .520               | -     | 0.29    |
| 1.00       | .60                   | .260      | .688      | .535               | -     | 0.30    |
| 1.20       | .63                   | .280      | .726      | .550               | -     | 0.33    |
| 1.40       | .67                   | .300      | .756      | .580               | -     | 0.35    |
| 1.60       | .69                   | .320      | .788      | .600               | -     | 0.37    |
| 1.80       | .70                   | .340      | .814      | .610               | -     | 0.39    |
| 2.00       | .71                   | .360      | .837      | .620               | -     | 0.41    |
| 2.50       | .75                   | .400      | .887      | .660               | -     | 0.45    |
| 3.00       | .79                   | .460      | .928      | .700               | 0.62  | 0.49    |
| 4.00       | .84                   | .590      | .992      | .740               | 0.70  | 0.56    |
| 6.00       | .90                   | .760      | 1.077     | .840               | 0.82  | 0.67    |
| 8.00       | .99                   | .960      | 1.130     | .930               | 0.92  | 0.77    |
| 10.00      | 1.05                  | 1.150     | 1.166     | 1.030              | 1.01  | 0.85    |
| 15.00      | 1.18                  | 1.520     | 1.210     | 1.230              | 1.19  | 1.02    |
| 20.00      | 1.32                  | 1.770     | 1.230     | 1.310              | 1.33  | 1.16    |
| 30.00      | 1.58                  | 2.130     | 1.352     | 1.540              | 1.56  | -       |
| 40.00      | 1.85                  | 2.440     | 1.435     | 1.780              | 1.76  | -       |
| 50.00      | 2.00                  | 2.590     | 1.495     | 1.960              | 1.92  | -       |
| 60.00      | 2.17                  | 2.740     | 1.540     | 2.120              | -     | -       |
| 80.00      | 2.48                  | 3.000     | 1.600     | 2.450              | -     | -       |
| 100.00     | 2.80                  | 3.250     | 1.634     | 2.740              | -     | -       |
| 150.00     | 3.35                  | -         | -         | 3.600              | -     | -       |
| 200.00     | 3.80                  | -         | -         | 4.080              | -     | -       |
| 300.00     | 4.35                  | -         | -         | -                  | -     | -       |

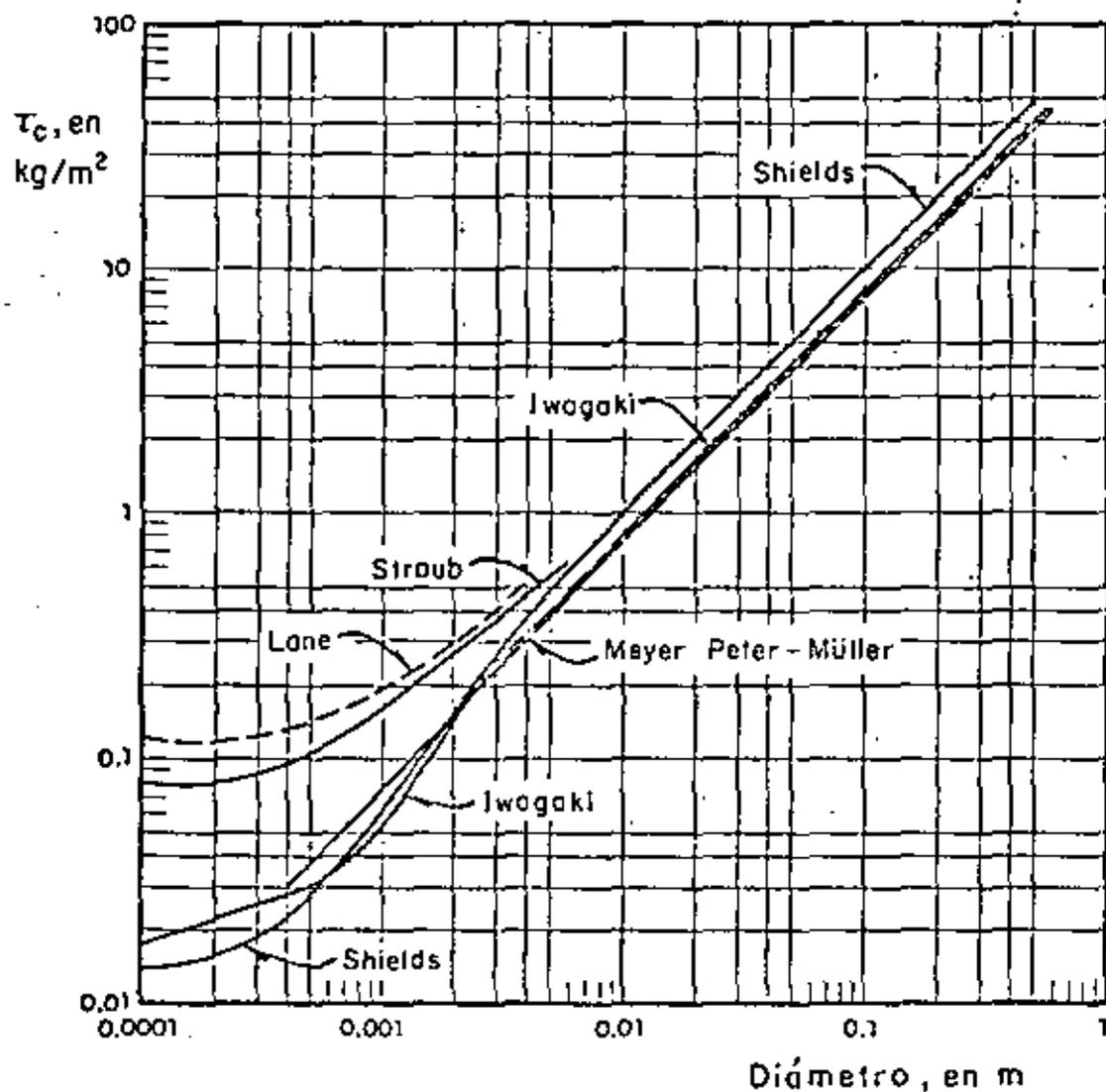


Fig 1. Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de las partículas

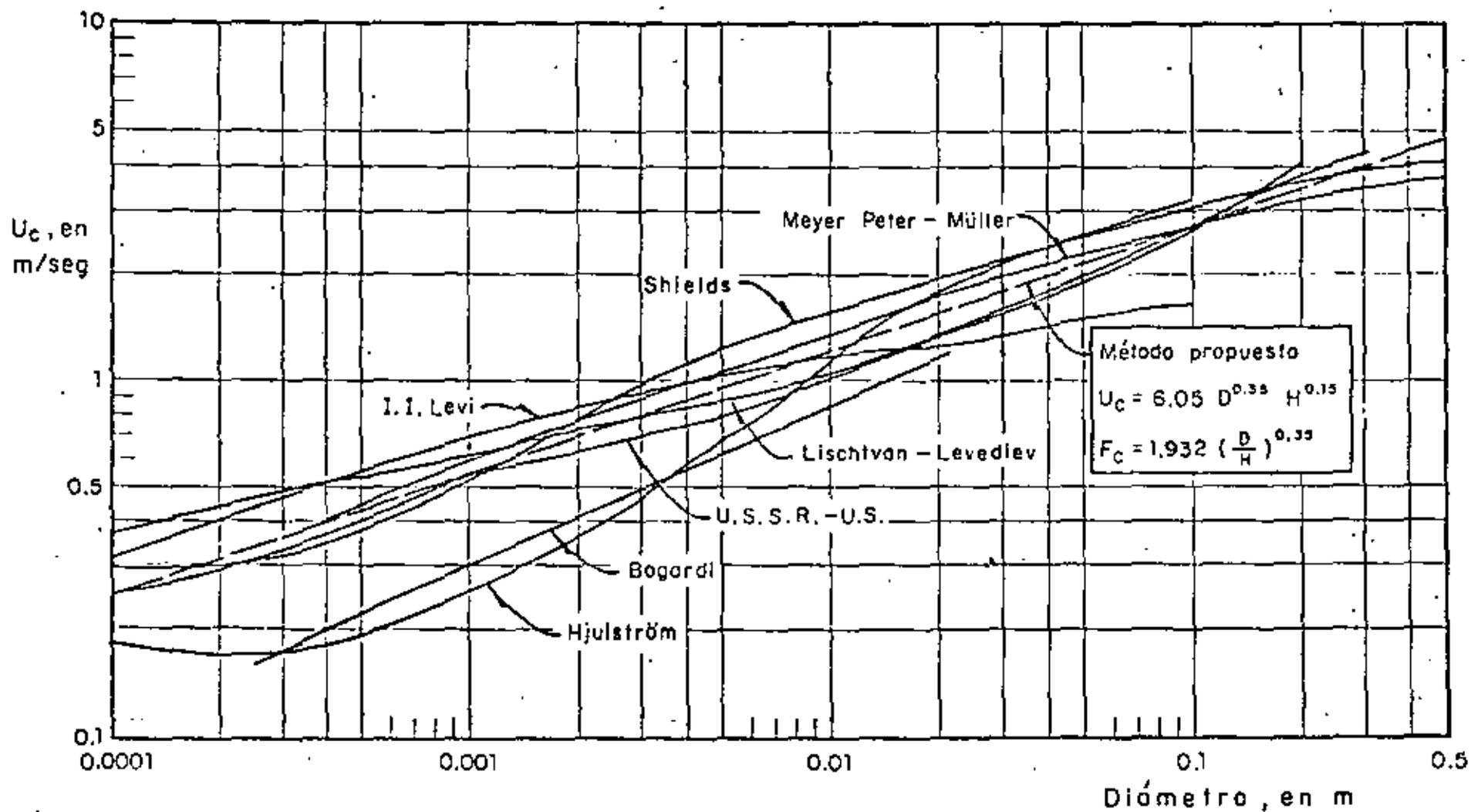


Fig 2. Velocidades medias críticas en función del diámetro de las partículas, para 1.00 m de tirante

T A B L A 3

VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, OBTENIDA  
DE LA APLICACION DE LA FORMULA 4, EN m/seg. (PARA UN TIRANTE DE 1m).

| DIAMETRO<br>(mm) | MEYER PETER<br>Y MULLER | SHIELDS | STRAUB | IWAGAKI |
|------------------|-------------------------|---------|--------|---------|
| 0.1              | -                       | 0.293   | 0.732  | 0.293   |
| 0.2              | -                       | 0.302   | 0.698  | 0.302   |
| 0.3              | -                       | 0.317   | 0.705  | 0.317   |
| 0.4              | 0.406                   | 0.350   | 0.722  | 0.350   |
| 0.5              | 0.448                   | 0.381   | 0.746  | 0.385   |
| 0.6              | 0.484                   | 0.412   | 0.770  | 0.401   |
| 0.7              | 0.511                   | 0.438   | 0.789  | 0.428   |
| 0.8              | 0.540                   | 0.476   | 0.811  | 0.449   |
| 0.9              | 0.567                   | 0.499   | 0.827  | 0.483   |
| 1.0              | 0.592                   | 0.529   | 0.852  | 0.514   |
| 1.2              | 0.630                   | 0.580   | 0.881  | 0.578   |
| 1.4              | 0.670                   | 0.616   | 0.914  | 0.623   |
| 1.6              | 0.708                   | 0.685   | 0.950  | 0.685   |
| 1.8              | 0.742                   | 0.715   | 0.982  | 0.712   |
| 2.0              | 0.771                   | 0.768   | 1.003  | 0.719   |
| 2.5              | 0.839                   | 0.889   | 1.083  | 0.839   |
| 3.0              | 0.898                   | 0.946   | 1.122  | 0.892   |
| 4.0              | 0.996                   | 1.110   | 1.215  | 1.020   |
| 6.0              | 1.154                   | 1.309   | -      | 1.168   |
| 8.0              | 1.275                   | 1.448   | -      | 1.294   |
| 10.0             | 1.378                   | 1.560   | -      | 1.441   |
| 15.0             | 1.579                   | 1.787   | -      | 1.629   |
| 20.0             | 1.734                   | 1.960   | -      | 1.789   |
| 30.0             | 1.972                   | 2.230   | -      | 2.033   |
| 40.0             | 2.150                   | 2.430   | -      | 2.218   |
| 50.0             | 2.290                   | 2.590   | -      | 2.368   |
| 60.0             | 2.420                   | 2.730   | -      | 2.490   |
| 80.0             | 2.610                   | 2.950   | -      | 2.700   |
| 100.0            | 2.710                   | 3.130   | -      | 2.860   |
| 150.0            | 3.050                   | 3.450   | -      | 3.150   |
| 200.0            | 3.240                   | 3.660   | -      | 3.340   |
| 300.0            | 3.490                   | 3.940   | -      | 3.590   |
| 500.0            | 3.710                   | 4.190   | -      | 3.830   |





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

TIPOS DE DRENAJE

ING. JESUS GRACIA SANCHEZ

FEBRERO, 1980

15/2/80



## TIPOS DE DRENAJE.

Una forma muy simplificada de presentar el ciclo hidrológico, es la siguiente; el agua que se evapora de los océanos, forma las nubes, las cuales al condensarse, producen precipitaciones las cuales al llegar al suelo parte queda retenida por el mismo y parte escurre hasta llegar de nuevo a los océanos, para comenzar de nuevo el ciclo. En este curso, se pretende estudiar la parte del ciclo hidrológico que corresponde a los escurrimientos (superficiales) y que aquí se ha denominado "drenaje".

Una cuenca de drenaje constituye toda el área de la cual una corriente y sus tributarios reciben agua. El Rio Lerma y sus tributarios drenan una gran parte de la zona central de la República Mexicana, que va desde las cercanías del valle de México hasta el Océano Pacífico, y cada tributario del Lerma tiene su propia área de drenaje, que forman parte de la cuenca mas grande. Cada corriente, aún la cañada mas pequeña, tiene su cuenca propia de drenaje, cuya forma difiere de una corriente a otra, pero en general con la forma característica de una peña por cuyo extremo angosto drena la corriente principal (fig. 1).

Si se dejara a una corriente en libertad de alcanzar su nivel base, erosionaría el lecho directamente hacia abajo, formando un

un abismo de paredes verticales en el proceso. Pero como la corriente no es el único agente que trabaja en la formación de la cuenca, las paredes de la mayoría de los cauces, se inclinan hacia arriba y hacia afuera del fondo de la cuenca. Esto se debe fundamentalmente al viento, el intemperismo, las características del material de la cuenca, etc.

Además de cortar hacia abajo en su cauce, una corriente corta lateralmente sus márgenes. En las primeras etapas de la vida de un río, predomina la erosión hacia abajo. Posteriormente a medida que la corriente se aproxima a su nivel más bajo, la erosión hacia abajo va siendo cada vez menos importante, en tanto que la erosión de sus bordos se vuelve más activa. Como esto oscila de un lado a otro, forma sobre el fondo del valle una planicie de inundación que tiende a ensancharse siempre, y el valle de la cuenca se hace cada vez más amplio.

Supóngase que en la figura No. 2a muestra una cuenca típica. El parte aguas indicaría los puntos más altos de la cuenca con relación al sistema de drenaje indicado (corrientes). Supóngase que dicha cuenca tuviera bien definidas tres zonas: A (zona de montaña) donde las pendientes del terreno son fuertes, B (zona intermedia) donde las pendientes no fueran muy pronunciadas y C (zona de planicie) donde las pendientes fueran muy bajas. El perfil longitudinal de las corrientes tendría la forma mostrada en la figura No. 2b. Esto es, la pendiente del cauce en la zona de montaña sería muy fuerte y en la planicie muy débil. Esto implica que el tipo

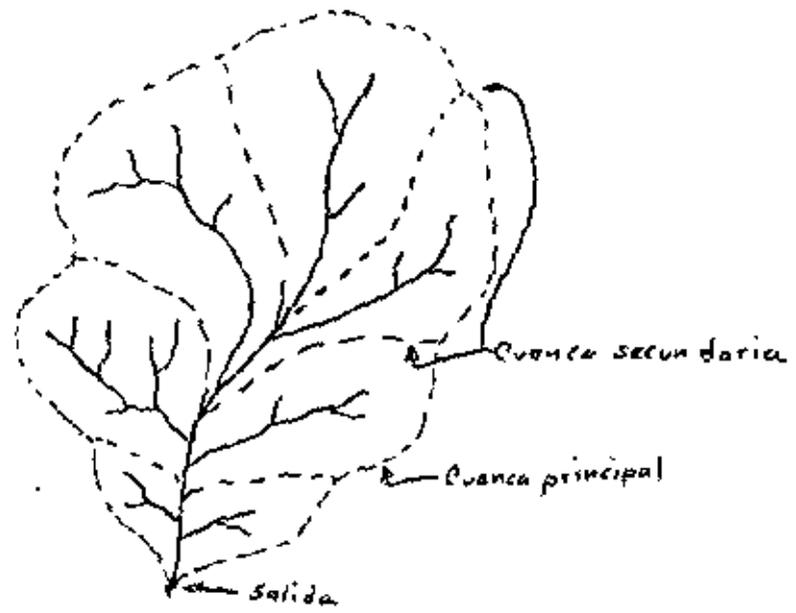


Fig No 1

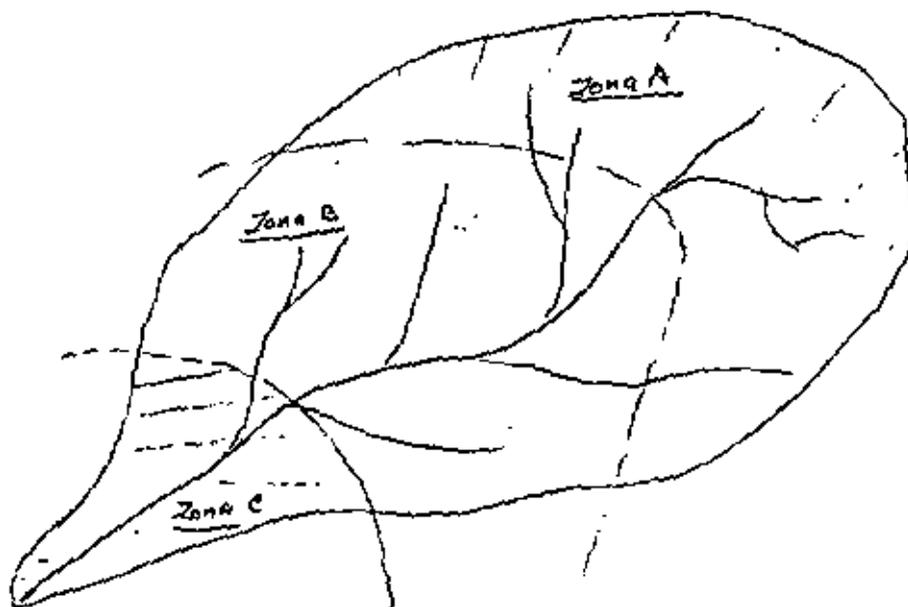


Fig. 20.

Idealización del cauce principal.

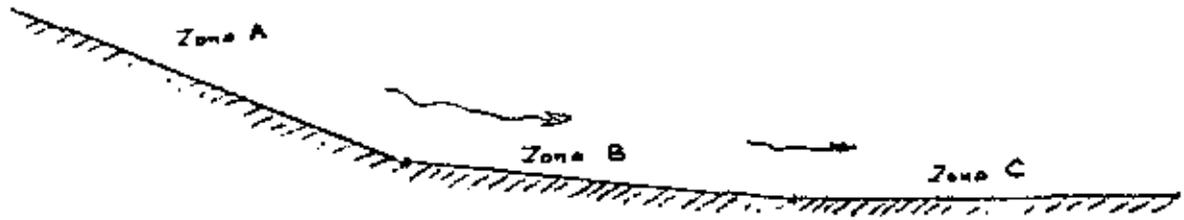
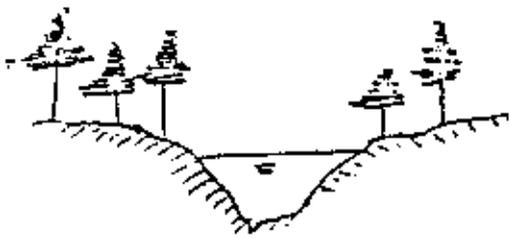


Fig. No 2b



Cauce típico en zona A  
(Montaña)



Cauce típico en zona C (Planicie)

Figs. N. 3

de cauce según la zona en que se encuentre (en general), tendrá ciertas características peculiares. Por ejemplo, en la zona A el cauce tenderá a la forma de una "V", en tanto que en la zona " C " sería como un "plate" (fig. 3). Nótese que en A, debido a la fuerte pendiente del cauce, el río actúa como una "navaja" erosionando el cruce, en tanto que en "c" debido a la poca pendiente del terreno y a los depósitos de material sólido, el río tiende a ensancharse y de ahí su forma característica. Este último caso, tiene particular importancia, debido a que como puede observarse en la misma figura tres, el cauce está formado de dos partes: a) el cauce principal y b) el cauce secundario o llanura de inundación. Normalmente el agua siempre será transportada por el cauce principal, pero en épocas de avenidas, se ocupará también la llanura de inundación. Esto tiene gran importancia si se considera que el material de dicha llanura tiene características muy adecuadas para ser utilizado como zona de cultivos. De ahí que muchos distritos de riego tiendan a ser ubicados en tales zonas.

De lo anterior se puede entender la importancia del estudio y manejo del sistema de drenaje de una cuenca. Aunque se ha particularizado a un solo caso, existen otros muchos ejemplos que estarían en iguales circunstancias tales como : el diseño de diques para protección de ciudades ó zonas agrícolas, construcción de puentes, presas, represas, etc. Sin embargo un común denominador de estos problemas, es el determinar la magnitud del escurrimiento o "el gasto" que lleva la corriente en un determinado momento.

Para aclarar la idea anterior súpóngase dos ejemplos típicos:

a) En la figura No.4 se muestra una cuenca de drenaje, y se propone la necesidad de ubicar una zona agrícola en la parte baja de la misma. Para poder hacer tal cosa es necesario levantar bordos laterales en las márgenes del río con objeto de evitar las posibles inundaciones en épocas de avenidas. Se pregunta ¿ de que altura deben ser los bordos, cuánto su espaciamiento y cuáles sus características de diseño?. Como se puede observar fácilmente el parámetro del que depende tal respuesta es "el gasto de diseño".

Nótese que además de la construcción del bordo, la zona agrícola propuesta debe tener su propio sistema de drenaje, ya que al construir el bordo el agua de lluvia que caiga dentro de la zona tendrá como obstáculo el bordo mismo para drenar el agua hacia el río. Por lo tanto es necesario diseñar un sistema de drenaje dentro de la zona agrícola, el cual consistirá fundamentalmente en un sistema de drenaje superficial (canales) y otro subterráneo. El primero tiene por objeto drenar el agua que escurre superficialmente sobre el terreno, y el segundo el abatir los niveles freáticos de las parcelas. Ambos sistemas drenarían el agua hacia un sistema de drenes maestros (cárreamo) y de ahí sería bombeada hacia el río. Es claro que salvo el drenaje subterráneo cuyo estudio sale del dominio de este curso, el drenaje superficial dentro de la zona agrícola tiene la misma característica que la cuenca de drenaje: su

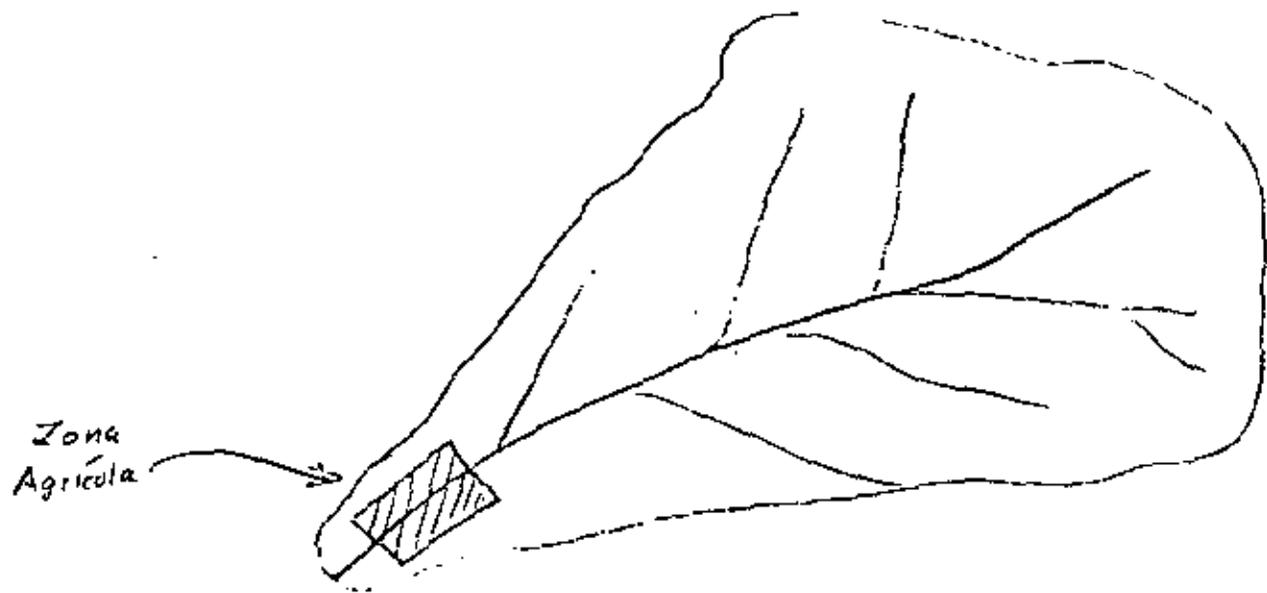


Fig. No. 4.a

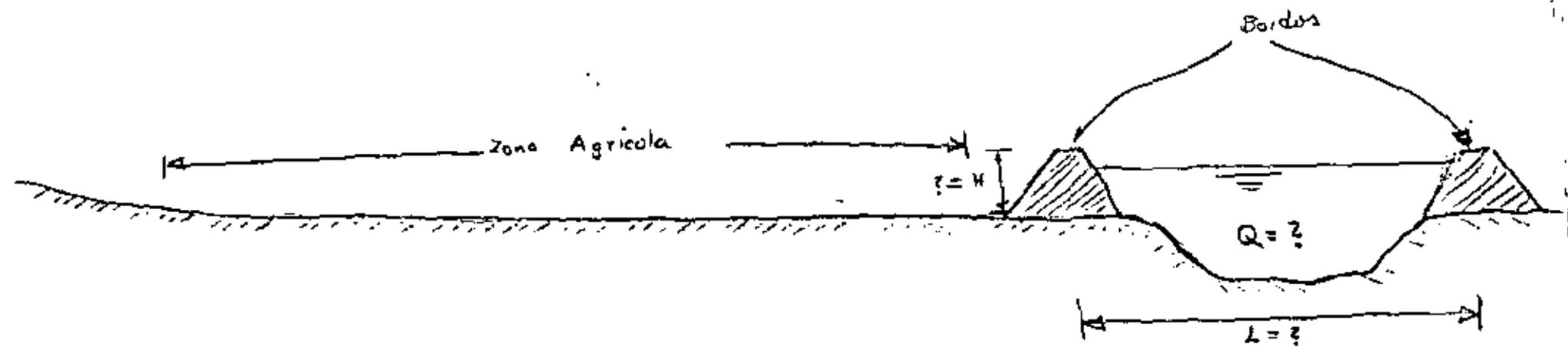


Fig. No. 4.b.

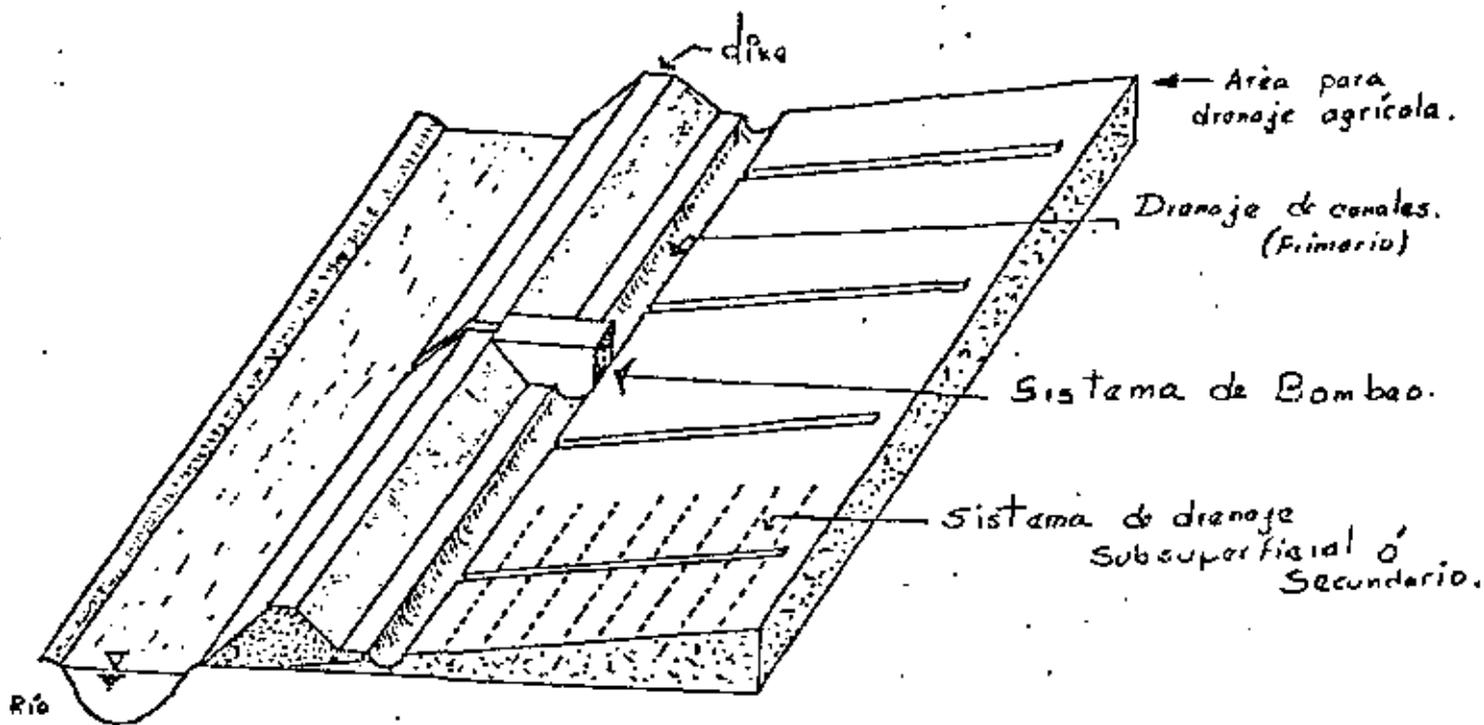


Fig 4.C.

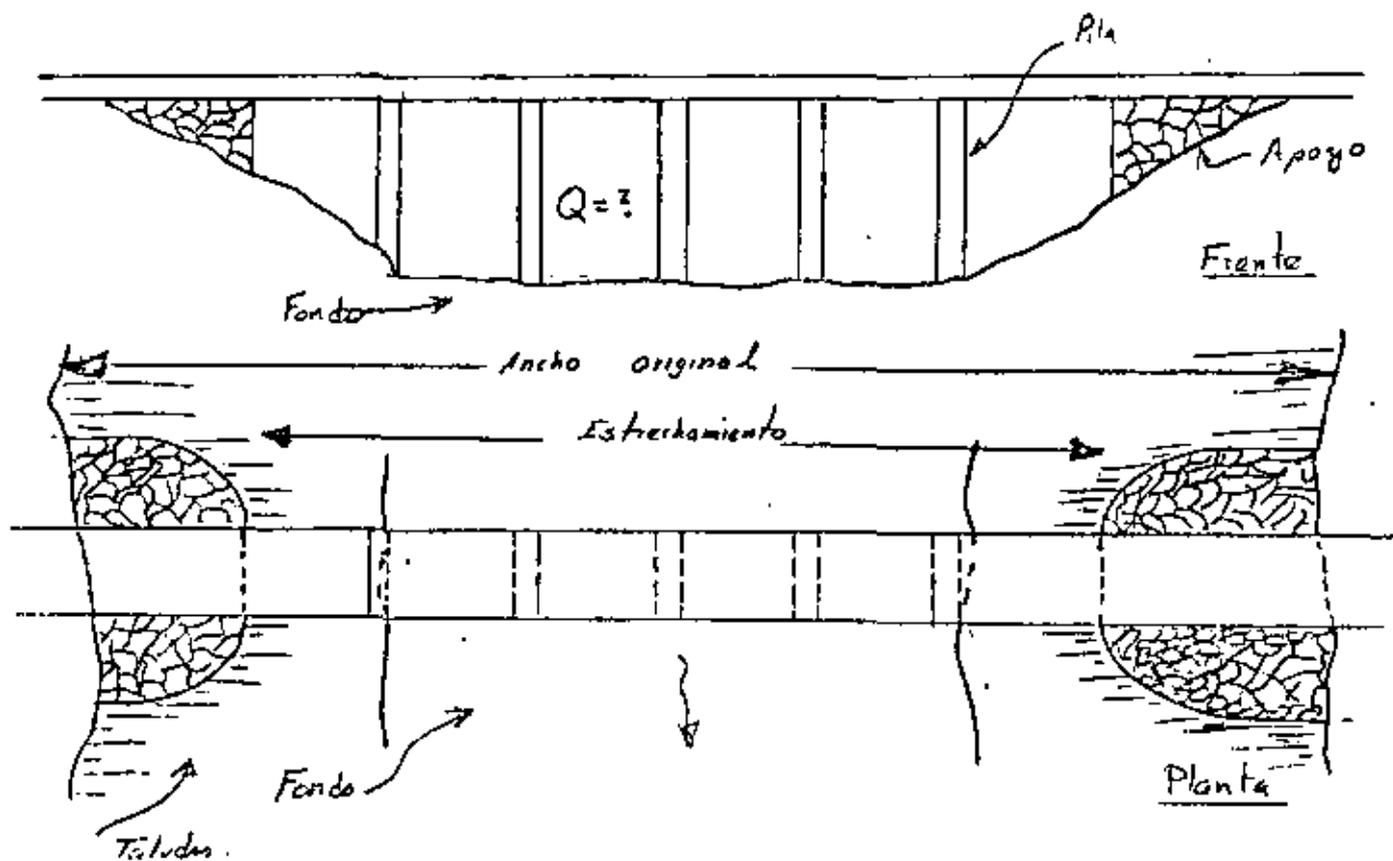
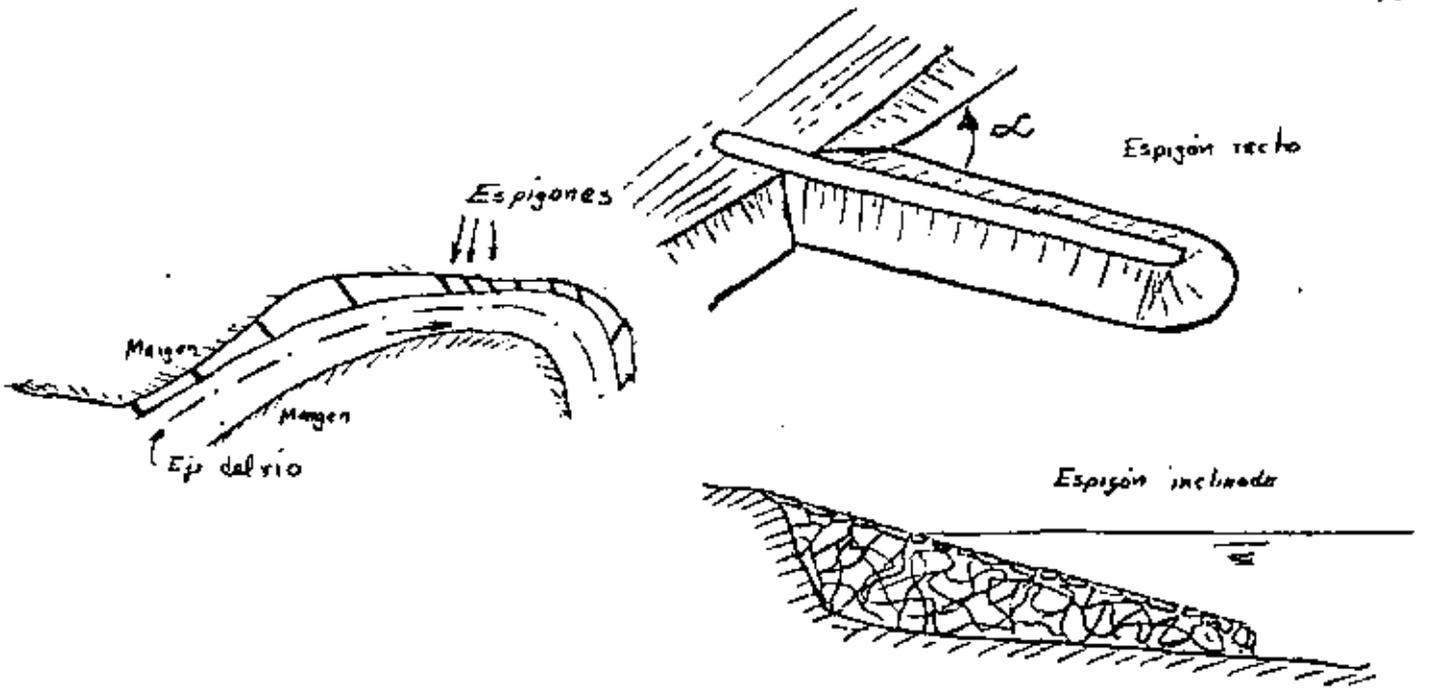


Fig. No 5

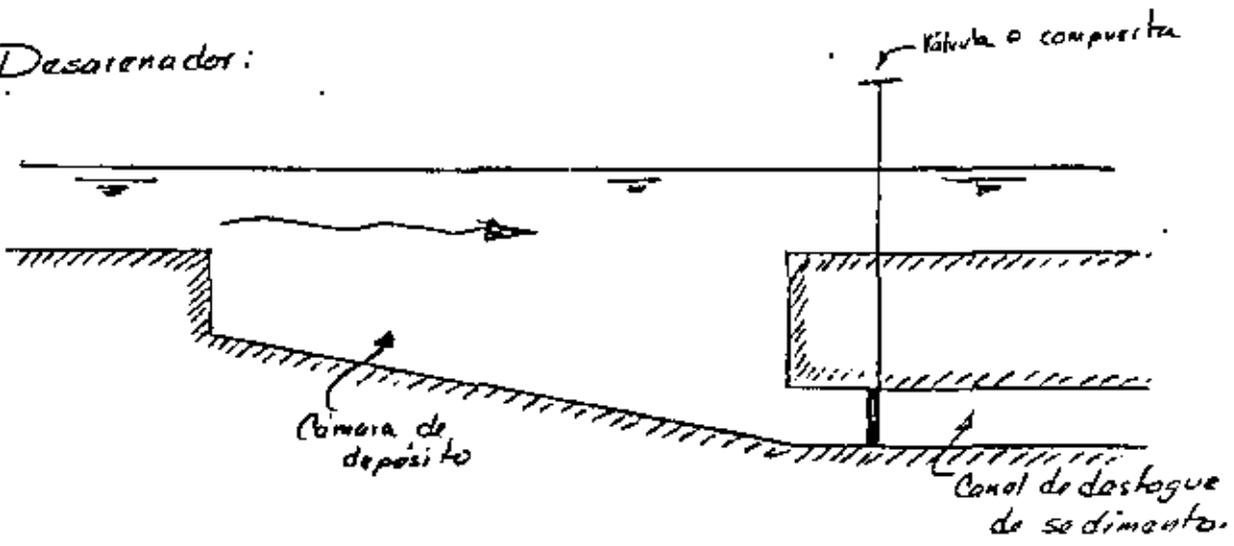
diseño depende del gasto de funcionamiento.

b) En la figura No.5 se presenta al problema de determinar el claro de un puente. Esto depende del gasto de diseño fundamentalmente, además de las características de las pilas, sus socavaciones, el tipo de sedimentos, las condiciones aguas arriba y aguas abajo.

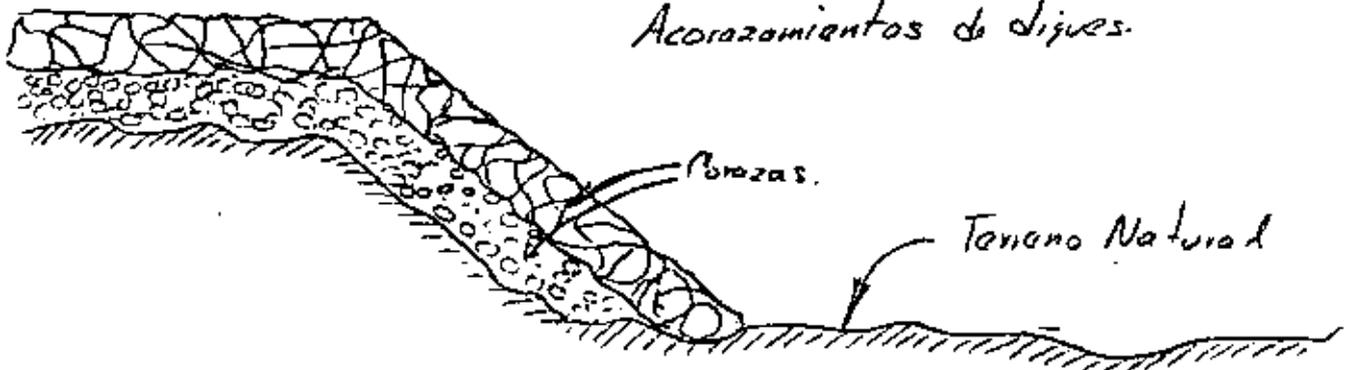
Existen además de los bordos o diques, otros tipos de obras importantes para resolver los problemas de drenaje, tales como los espigones, las represas (permeables e impermeables), los desarenadores, etc. que requieren también de actividades importantes como el dragado, la rectificación de cauces, acorazamiento de taludes, etc. En la figura No.6 se muestran algunos ejemplos de tales obras.



Desarenador:



Acorazamientos de diques.



Gastos de diseño (Cálculo de drenajes).

Dada la importancia de los gastos de diseño, a continuación se expónrán algunos criterios de los mas utilizados.

En general los métodos para la predicción de avenidas pueden clasificarse como sigue:

- a) Envolventes de gastos máximos.
- b) Fórmulas racionales.
- c) Fórmulas empíricas.
- d) Métodos probabilísticos estadísticos.
- e) Métodos basados en el Hidrograma Unitario.

Cada uno de los métodos mencionados tiene sus ventajas y limitaciones. A continuación se desarrollarán en forma resumida algunos de lo métodos mas representativos de la clasificación anterior.

a) Envolventes.

a1) Envolvente de Creager.

$$q = 0.5033 C (.034 C A)^{\left(\frac{.774}{(.376A)^{.148}} - 1\right)}$$

donde A=Area de la cuenca en, Km<sup>2</sup>

q= gasto unitario de diseño m<sup>3</sup>/seg-Km<sup>2</sup>

C= Cte. 100 para la envolvente mundial.

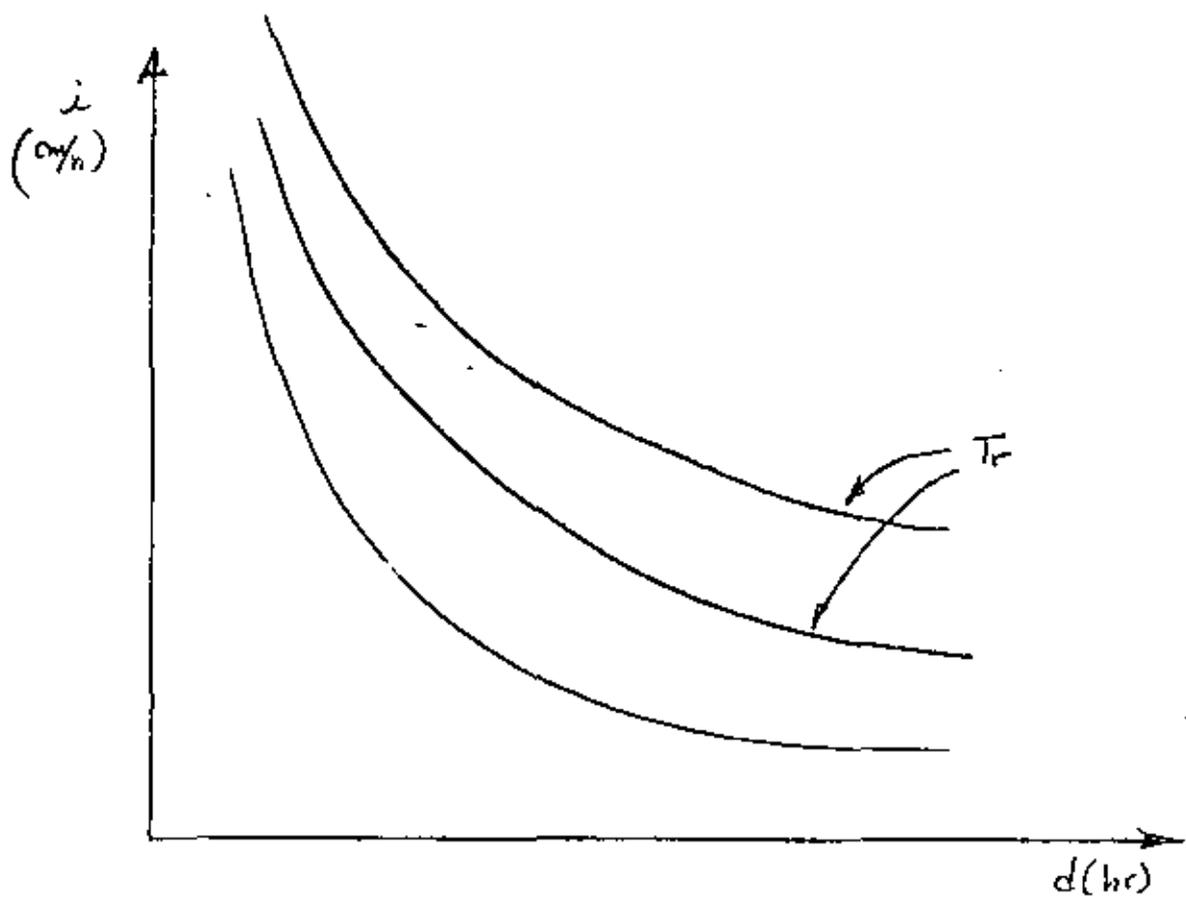
a2) Envolvente de Lowry

$$q = C / (A + 259)^{.68}$$

iguales unidades pero C= 3512

b) Fórmulas racionales.

b1) Fórmula racional Americana.



$$i = \frac{a Tr^c}{d^b}$$

*i* = intensidad  
*Tr* = periodo de retorno  
*d* = duracion  
*a, b, c* = constantes.

Fig No 7

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

donde:

Q = Gasto de diseño (m<sup>3</sup>/seg)

i = Intensidad de la lluvia (m/seg)

A = Area de la cuenca (m<sup>2</sup>)

C = Coeficiente de escurrimiento (adim. y <1)

El valor de i debe tomarse de curvas i-d-Tr como la mostrada en la figura 7 . El valor de i se obtiene según el Tr (período de retorno) escogido y la duración de la lluvia, la cual puede determinarse con alguna de las fórmulas para definir el tiempo de concentración, por ejemplo la de Kirpich:

$$d = t_c = 0.93 \frac{L^{.112}}{H^{.325}}$$

L= Longitud del cauce principal en Km.

H= Desnivel máximo de la cuenca en m(sobre el cruce principal)

t<sub>c</sub>= tiempo de concentración en Hs.

Algunos valores de C son los siguientes:

|                                  |            |
|----------------------------------|------------|
| Suelo arenoso y plano (80 < 2%)  | C= .05-.1  |
| Suelo arcilloso e inclinado (7%) | C= .25-.35 |
| Areas urbanas                    | C= .5 a .7 |
| Area semi-urbana                 | C= .3-.5:  |

c) Fórmulas empíricas.

Cl) Método de Chow.

A = Area de la cuenca en Km<sup>2</sup>

X = Factor de escurrimiento (1 media) =  $\frac{P_{eb}}{d}$

d= duración de la lluvia(hs)

P<sub>eb</sub> = Precipitación en exceso en la estación b

FACTOR Z

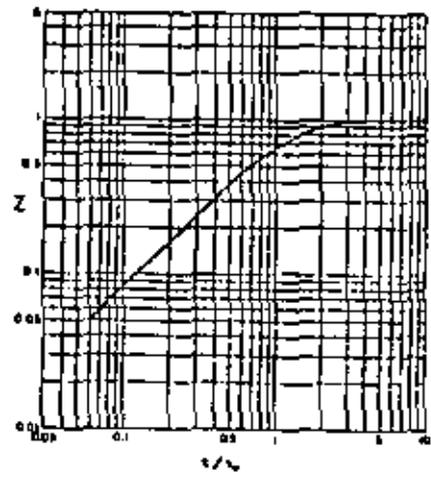


Table I

RANGE GRADES

| COVER                      | SURFACE CONDITION                  | N   |     |     |     |
|----------------------------|------------------------------------|-----|-----|-----|-----|
|                            |                                    | A   | B   | C   | D   |
| FALLOW                     | STRAIGHT ROW                       | 77  | 76  | 75  | 74  |
| ROW CROPS                  | STRAIGHT ROW                       | 79  | 80  | 81  | 82  |
|                            | CONTOURED & TERRACED               | 87  | 77  | 83  | 87  |
| SMALL GRASS                | STRAIGHT ROW                       | 64  | 76  | 84  | 88  |
|                            | CONTOURED                          | 82  | 74  | 82  | 88  |
|                            | CONTOURED & TERRACED               | 80  | 71  | 78  | 83  |
| LESLAGE OR ROTATION MEADOW | STRAIGHT ROW                       | 83  | 73  | 82  | 87  |
|                            | CONTOURED                          | 80  | 72  | 81  | 84  |
|                            | CONTOURED & TERRACED               | 87  | 78  | 78  | 87  |
| WET PASTURE OR RANGE       | POOR                               | 59  | 72  | 74  | 80  |
|                            | NORMAL                             | 67  | 69  | 70  | 71  |
|                            | GOOD                               | 70  | 71  | 71  | 72  |
|                            | EXTRA POOR                         | 47  | 57  | 61  | 66  |
|                            | EXTRA-POOR, NORMAL CONTOURED, GOOD | 65  | 66  | 75  | 82  |
| WATERFRONT                 | NORMAL                             | 80  | 79  | 78  | 78  |
| WOODLAND OR MOUNTAIN       | SPARSE                             | 48  | 56  | 57  | 60  |
|                            | NORMAL                             | 56  | 60  | 63  | 70  |
|                            | DENSE                              | 63  | 68  | 69  | 77  |
| PASTURE                    | NORMAL                             | 69  | 74  | 82  | 86  |
| ROADS                      | CUT                                | 77  | 82  | 87  | 90  |
|                            | HARD SURFACE                       | 79  | 84  | 89  | 91  |
| FOREST                     | VERY SPARSE                        | 38  | 75  | 86  | 91  |
|                            | SPARSE                             | 44  | 69  | 79  | 84  |
|                            | NORMAL                             | 50  | 60  | 70  | 76  |
|                            | DENSE                              | 66  | 72  | 82  | 89  |
|                            | VERY DENSE                         | 76  | 84  | 94  | 97  |
| WATERLOO SURFACE           |                                    | 100 | 100 | 100 | 100 |

Table II

base (cm)

$$Y = \text{Factor climático} * 2.78 P/P_b$$

P = Altura de precipitación en cm.

P<sub>b</sub> = Altura de precipitación en la estación base (cm)

Z = Factor de pico (tabla II)

además:

$$P_{e(t)} = \frac{(P_{(t)} - 503/N + 5.08)^2}{P_{(t)} + 5032/N - 20.32}$$

Nota: si el paréntesis es  $\leq 0$   $\therefore P_e = 0$

donde N = número según el terreno (tabla I)

La secuela de cálculo para aplicar el método es como sigue:

- 1.- Seleccionar N.
- 2.- Fijar d y Tr.
- 3.- obtener i de la relación i-d-Tr
- 4.- calcular P<sub>b</sub>=id
- 5.- Calcular P<sub>b</sub> con la fórmula correspondiente.
- 6.- Calcular X
- 7.- Calcular Y. Notar que P es la precipitación media en la cuenca (V.g. Thiessen)
- 8.- Calcular t<sub>r</sub> = t<sub>c</sub>
- 9.- Obtener d/t<sub>r</sub> y calcular Z con la gráfica correspondiente.
- 10.- Q<sub>max</sub> = XYZ (para la "d" supuesta)
- 11.- Fijar otra "d" y repetir la secuela de cálculo.
- 12.- El Q de diseño será el valor máximo de los calculados con este procedimiento.

a) Métodos probabilísticos-estadísticos.

Hipótesis básicas: Q y Q<sub>max</sub> son variables aleatorias con cierta dis-

tribución de probabilidades.

$\bar{Q}$  = la media de los gastos máximos de la muestra.

$$Q_{max} = \bar{Q}(1 + K_{Fr} C_v)$$

$$\bar{Q} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_{max,i}}{n}$$

$C_v = \frac{S_s}{\bar{Q}}$  = Coeficiente de variación de la muestra.

$$S_s = \sqrt{\frac{n}{n-1} (\bar{Q}^2 - \bar{Q}^2)}$$

K = "Coeficiente de frecuencia", depende de el tipo de distribución elegida y de Tr.

Las distribuciones mas comunmente usadas son: log-normal (Hazen), Pearson (I-Foster, II-Lomediev), Valores extremos (Gumbel, Nash).

Entre las mas utilizadas está la Gumbel, la cual puede definirse como:

$$K_{Tr} = \frac{-1}{\bar{Q}_n} \ln \left( -\ln \frac{Tr-1}{Tr} \right) - \frac{\bar{Y}_n}{\bar{Q}_n}$$

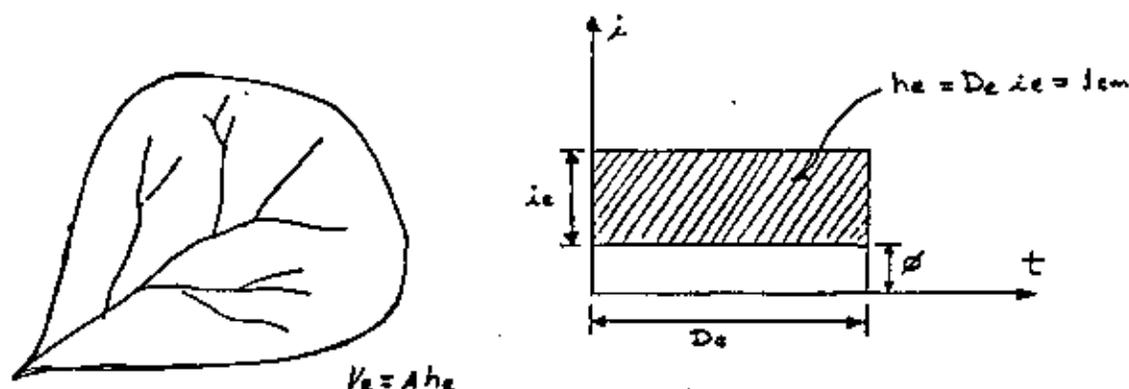
si  $n < 15$  es poco confiable.

los valores de  $\bar{Y}_n$  y  $\bar{Q}_n$  se muestran en la tabla mostrada a continuación :

| n        | $\bar{Y}_n$ | $\bar{Q}_n$ |
|----------|-------------|-------------|
| 15       | .5128       | 1.0206      |
| 20       | .5236       | 1.0628      |
| 30       | .5362       | 1.1124      |
| 40       | .5436       | 1.1413      |
| 50       | .5485       | 1.1607      |
| $\infty$ | .5772       | 1.2826      |

d) Métodos basados en el hidrograma unitario.

1.- Hidrograma unitario. Es el hidrograma de escurrimiento directo producido por una precipitación efectiva unitaria ( $h_e = 1\text{cm}$ ) de duración  $D_e$ , con intensidad constante y distribución uniforme sobre la cuenca.



Método para obtener un hidrograma unitario:

a) Determinar para el lugar en cuestión, los hidrogramas de las diferentes estaciones de la cuenca, y su correspondiente hidrograma.

b) Obtener el hidrograma medio (v.g. polígonos de Thiessen) en la cuenca.

c) Separar el flujo base en el hidrograma de la avenida.

d) Calcular la altura de lluvia efectiva haciendo:

$$h_e = V_e / A$$

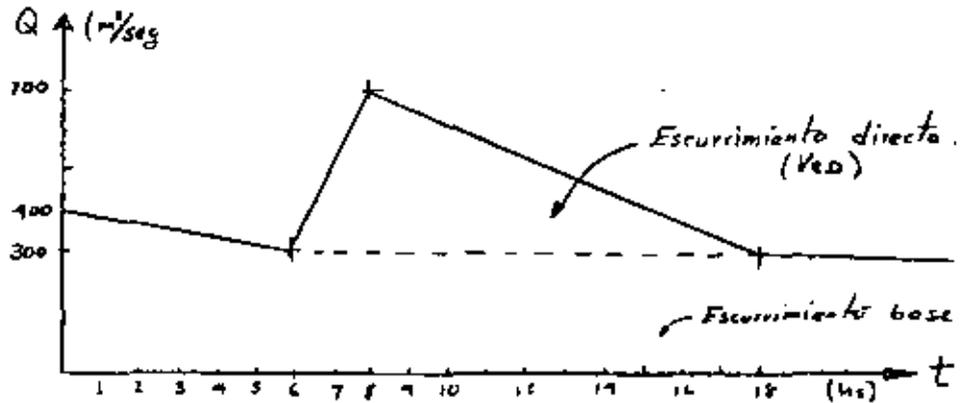
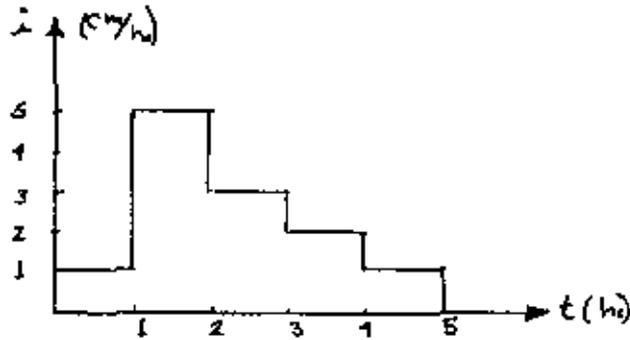
siendo:  $h_e$  = altura de lluvia efectiva.

$V_e$  = Volumen total del escurrimiento, es el área bajo el hidrograma de la avenida.

$A$  = Área de la cuenca.

Tabla No. 2. (Ejemplo)

Para una cuenca de 270 km<sup>2</sup> se han determinado un histograma, y su correspondiente hidrograma, determinar su hidrograma unitario.



Calculo de  $h_e$ .

$$h_e = \frac{V_{ed}}{A_c} = \frac{0.64 \times 10^6}{270 \times 10^6} = 0.00237 = \underline{\underline{3.2 \text{ cm}}}$$

Determinación de  $h_e$  en el histograma

Supongase un índice de infiltración  $\phi = 2.4 \text{ cm}$

Entonces:  $h_e = (5 - 2.4)(1) + (3 - 2.4)(1) = \underline{\underline{3.2}}$  si fue buena la suposición de  $h_e$ .

Por lo tanto el histograma quedará como:

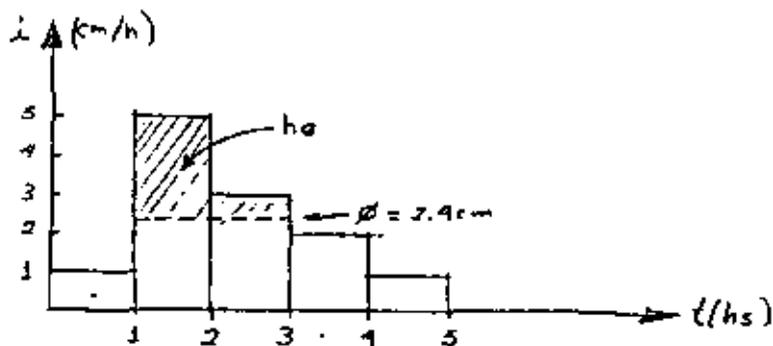
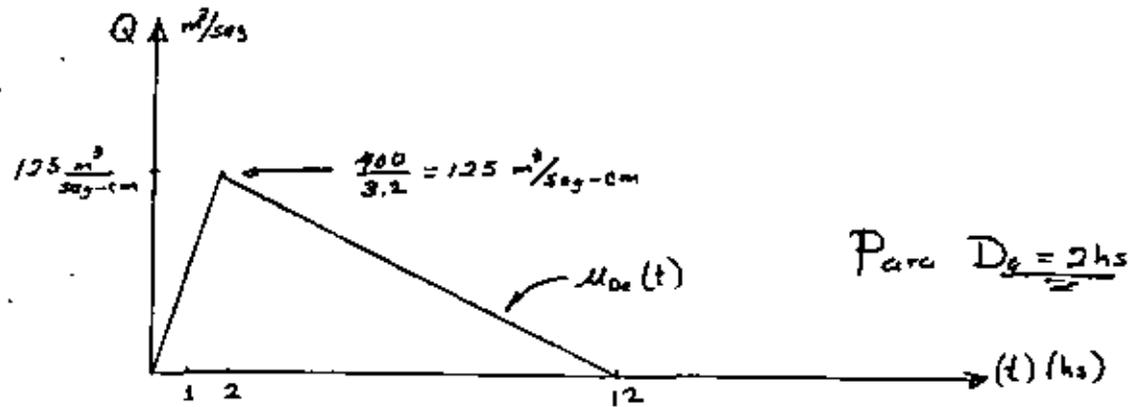


Tabla II (Continuación)

Como se puede observar la duración es  $D_e = 2 \text{ hs.}$

El H.V. para  $D_e = 2 \text{ hs}$  será:



e) Conocida  $h_e$ , determinar en el histograma medio la parte de la lluvia efectiva ( por tanteos ). Y definir el valor de  $D_e$  la " duración efectiva ".

f) Reducir el hidrograma de escurrimiento directo de la avenida, dividiendo sus ordenadas entre  $h_e$ .

g) Hasta aquí el resultado será el hidrograma unitario de duración  $D_e$ , ó sea el correspondiente a una lluvia efectiva de duración  $D_e$ .

En la tabla 2 se muestra un ejemplo numérico del cálculo de un hidrograma unitario.

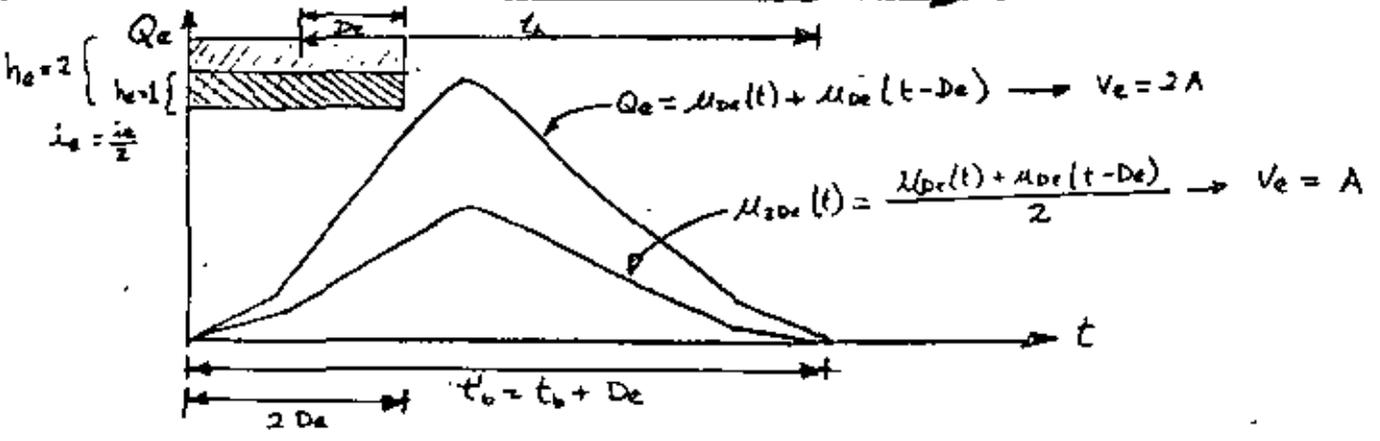
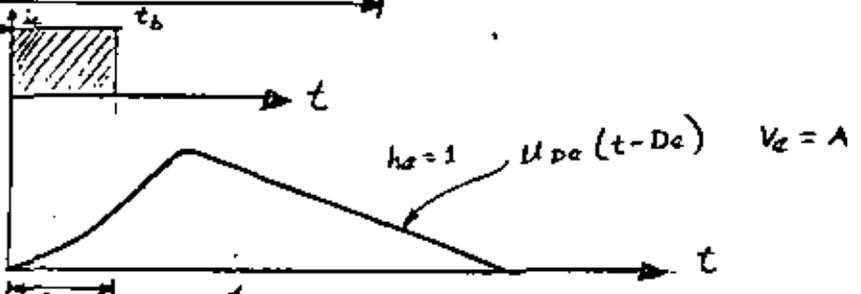
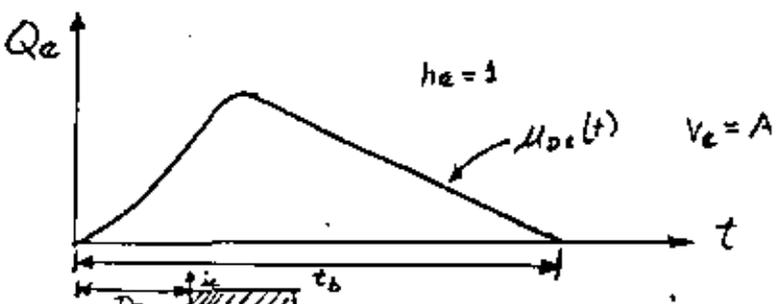
Algunas consideraciones importantes sobre el hidrograma unitario son las siguientes:

- a) Se supone que la lluvia cae uniformemente en toda la cuenca.
- b) Es válida la superposición de causas y efectos.
- c) Lluvias efectivas de igual duración que ocurrieran simultáneamente, tendrían el efecto de una sola lluvia de intensidad en cada instante igual a la intensidad de la suma de las lluvias.
- d) Lluvias efectivas de cualquier duración cuyos principios estén defasados un lapso  $T$  producen hidrogramas de escurrimiento directo defasados un tiempo  $T$ . La suma de los gastos de ambos hidrogramas, en cada instante dan el gasto del hidrograma producido por una lluvia cuya intensidad fuera en cada instante la suma de las dos lluvias iniciales.

Esto da la manera de obtener hidrogramas unitarios de duración  $D_e$  diferente (múltiplos) a las del H.U. (hidrograma Unitario) original. En la tabla 3 se indican mejor estas ideas.

Tabla (III)

Calculo de H.U. con  $D_e \neq D_c$ . (Múltiplos). Supóngase, que se desea obtener un H.U. para  $D_e = 2 D_c$  y luego generalizar.



En forma general:

$$\mu_{nD_c}(t) = \sum_{k=0}^{n-1} \frac{\mu_{D_c}(t - kD_c)}{n}$$

Hasta ahora es posible determinar hidrogramas unitarios, con duración  $D_u$  que sea múltiplo de la original. Un camino que permite determinar H.U. para  $D_u$  cualquiera es el concepto de la curva "S".

Método para determinar una curva "S".

Si se hiciera la suma de un número infinito de H.U. de duración  $D_u$  se tendría algebraicamente la siguiente expresión:

$$U_{nD_u}(t) = \sum_{k=0}^{n-1} \frac{U_{D_u}(t - kD_u)}{n} \quad k = n-1$$

donde:  $U_{nD_u}(t)$  = Ordenadas del hidrograma para duración " $nD_u$ "

$U_{D_u}(t - kD_u)$  = Ordenadas del hidrograma de duración " $D_u$ " defasado " $k$ " veces.

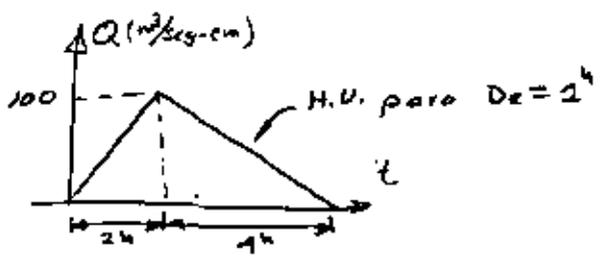
En forma gráfica sería de la forma mostrada abajo, pues el numerador es una suma de funciones, que cuando  $n \rightarrow \infty$  tiene la forma de una "S".



Puede probarse (ver tabla III) que la diferencia de dos curvas "S" da un hidrograma unitario. Es decir, si un hidrograma unitario se desplaza sobre el eje del tiempo  $2.5 D_u$  veces la diferencia entre la "S" original y la "S" desplazada da un H.U. de duración  $D_u' = 2.5 D_u$ . Por lo tanto, se puede decir que si se construye una curva "S" es posible determinar cualquier H.U. de cualquier duración  $D_u$ . En forma de ecuación se tiene:

Tabla II

Dado el hidrograma unitario que se muestra abajo, determinar el hidrograma unitario para  $D_a = 3h$  usando el concepto de curva "S".



Recordar:

$$U_{D_a}(t) = \frac{S_{D_e}(t) - S_{D_e}(t - \frac{D_a}{D_e} D_e)}{D_a/D_e}$$

$$\frac{D_a}{D_e} = \frac{3}{2} = 1.5$$

| t (hs) | $U_{D_e}(t)$ | $U_{D_e}(t-D_e)$ | $U_{D_e}(t-2D_e)$ | $U_{D_e}(t-3D_e)$ | $U_{D_e}(t-4D_e)$ | ..... | "S"      |
|--------|--------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------|----------|
| 0      | 0            |                  |                   |                   |                   |       | 0        |
| 1      | 50           |                  |                   |                   |                   |       | 50       |
| 2      | 100          | 0                |                   |                   |                   |       | 100      |
| 3      | 75           | 50               |                   |                   |                   |       | 125      |
| 4      | 50           | 100              | 0                 |                   |                   |       | 150      |
| 5      | 25           | 75               | 50                |                   |                   |       | 150      |
| 6      | 0            | 50               | 100               | 0                 |                   |       | 150      |
| 7      |              | 25               | 75                | 50                |                   |       | 150      |
| 8      |              | 0                | 50                | 100               | 0                 |       | 150      |
| 9      |              |                  | 25                | 75                | 50                |       | 150      |
| 10     |              |                  | 0                 | 50                | 100               |       | 150      |
| 11     |              |                  |                   | 25                | 75                |       | 150 etc. |
| 12     |              |                  |                   | 0                 | 50                | ...   |          |

Aplicando la fórmula

| t | $S_{D_e}(t)$ | $S_{D_e}(t - \frac{D_a}{D_e} D_e)$ | Dif. | $U_{D_a}(t)$ |
|---|--------------|------------------------------------|------|--------------|
| 0 | 0            | —                                  | 0    | 0            |
| 1 | 50           | —                                  | 50   | 33.3         |
| 2 | 100          | —                                  | 100  | 66.7         |
| 3 | 125          | 0                                  | 125  | 83.3         |
| 4 | 150          | 50                                 | 100  | 66.7         |
| 5 | 150          | 100                                | 50   | 33.3         |
| 6 | 150          | 125                                | 25   | 16.7         |
| 7 | 150          | 150                                | 0    | 0            |
| 8 | 150          | 150                                | 0    | 0            |

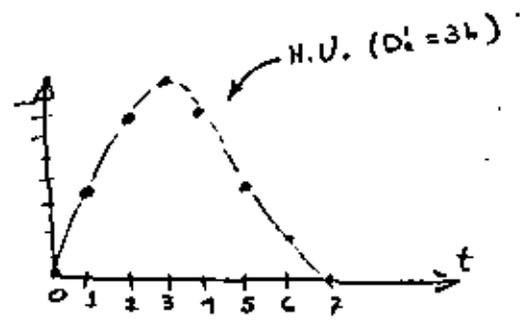
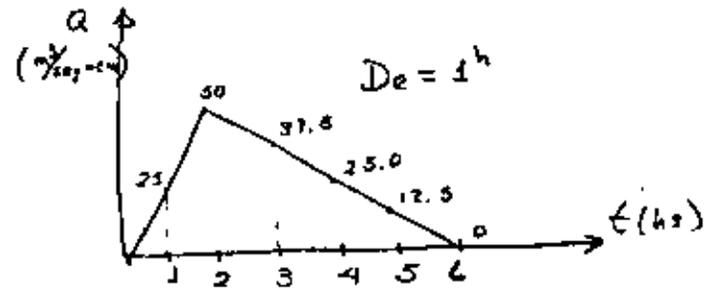
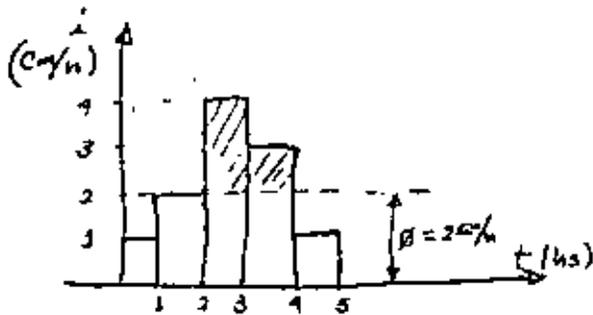


Table V.

Problema: Determinar la avenida de diseño para la Tormenta indicada en el histograma de abajo, sabiendo que el H.V. para una tormenta de  $D_e = 1h$  es el mostrado abajo.



|   | $H_{De}$ | $H_{De}(t - D_e)$ | $Q$  |
|---|----------|-------------------|------|
| 0 | 0        | 0                 | 0    |
| 1 | 50       | 0                 | 50   |
| 2 | 100      | 25                | 125  |
| 3 | 75       | 50                | 125  |
| 4 | 50       | 37.5              | 87.5 |
| 5 | 25       | 25.0              | 50.0 |
| 6 | 0        | 12.5              | 12.5 |
| 7 | 0        | 0                 | 0    |



$$u_{De}(t) = \frac{S_{oe}(t) - S_{oe}(t - D_e/D_e D_e)}{D_e/D_e}$$

**Determinación de hidrogramas de diseño:**

De lo descrito en los párrafos anteriores, se puede notar que hasta el momento solo se tiene, o mejor dicho <sup>solo</sup> se puede calcular el H.U. para cualquier duración. A continuación se indicará el procedimiento para determinar la avenida de diseño:

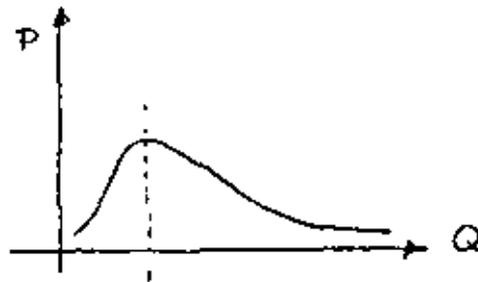
- a) Escoger una tormenta de diseño.
- b) Separar la lluvia efectiva.
- c) Obtener los hidrogramas necesarios (H.U.)
- d) Mayorar cada hidrograma Unitario, multiplicado sus ordenadas por la Hs correspondiente y sumarlos ordenadamente.

En la tabla V se muestra un ejemplo de este procedimiento.

Hasta ahora se ha enfocado el problema de la determinación de los gastos máximos de diseño, sin embargo no siempre es necesario este resultado precisamente, sino que en muchos casos se requieren otros gastos como: el gasto medio anual, máximo anual, gasto dominante (el que se presenta mas repetidamente), etc. No se entrará en detalle en su determinación (en estas notas), por considerarse demasiado simple y obvio su cálculo, ya que solo depende del registro de datos que se tenga. Quizás solo el concepto de gasto dominante requiera una breve explicación.

Si para una cierta estación de aforos, se determinara la curva de distribución de todos los gastos que pasan por la misma, se tendría una curva como la mostrada en la fi-

gura de abajo:



En ella se puede observar que existe un máximo de la curva, al cual representa al gasto mas repetitivo, dicho gasto es el que muchos autores denominan dominante. Algunas veces también se utiliza el término "formativo". Sin embargo este concepto varía según el autor y se deja para otra parte del curso tal discusión.

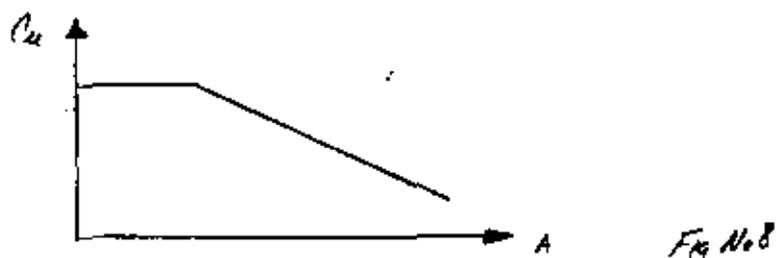
Finalmente un comentario sobre el diseño de drenes superficiales en zonas agrícolas. Como se había indicado antes, el dimensionamiento de tales drenes depende también de un cierto "gasto de diseño". Este tema es también muy amplio y se recomienda, si se desea profundizar sobre el tema el curso de "Ingeniería de Riego y Drenaje" impartido por el C.E.C. en el pasado mes de octubre de 1979.

Esta recomendación es importante, porque el diseño de un sistema de drenaje requiere de ciertas condiciones agrícolas, económicas y técnicas un poco complicadas que no es posible tratar aquí. El criterio que a continuación se expondrá, es muy tosco y solo se presenta para ofrecer una idea complementaria sobre la aplicación del diseño de drenes.

La ubicación del sistema de drenes superficiales, depende de las características topográficas de cada zona en particular, sin embargo una práctica común es espaciarlos dos Km. aproximadamente.

La determinación de los gastos de diseño, depende del área que se

deseo drenar, lo cual puede hacerse con las gráficas mostradas en la figura No.8. Dichas gráficas son de la forma:



La manera de calcular el gasto de diseño es como sigue: escogida el área que se requiere drenar, se entra en la gráfica con dicho valor y se determina el valor de  $C_u$  (Coeficiente unitario de drenaje). Entonces el gasto de diseño del drén estará dado por la fórmula:

$$Q_d = C_u A$$

Ejemplo: (Diques agrícolas, superficial):

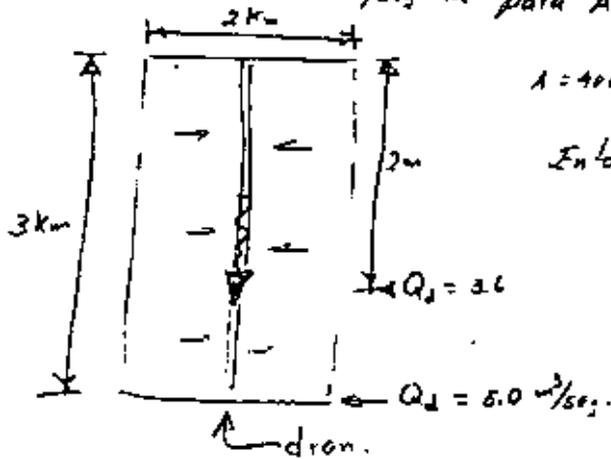
Calcular el gasto de diseño de un área de (2km x 3km) en el edo de Jalisco.

$$A = 2000 \times 3000 = 6 \times 10^6 \text{ m}^2 = 600 \times 10^4 \text{ ha}$$

De la gráfica:  $8.4 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \quad \therefore Q_d = 8.4 \times 600 \frac{\text{l/s}}{\text{ha}} = 5040 \text{ l/s}$

$$\underline{\underline{Q_d = 5.0 \text{ m}^3/\text{seg}}}$$

Si  $C_u = C_t = 9 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$  para  $A \leq 400 \text{ ha}$



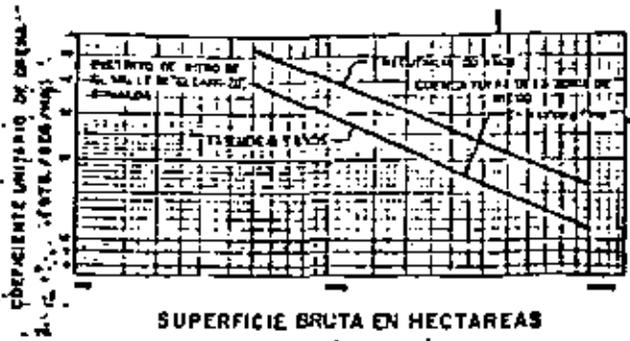
$$A = 400 \times 10^4 = (2000) L \quad \therefore L = \frac{4000000}{2000} = 2000 \approx 2 \text{ km}$$

Entonces:

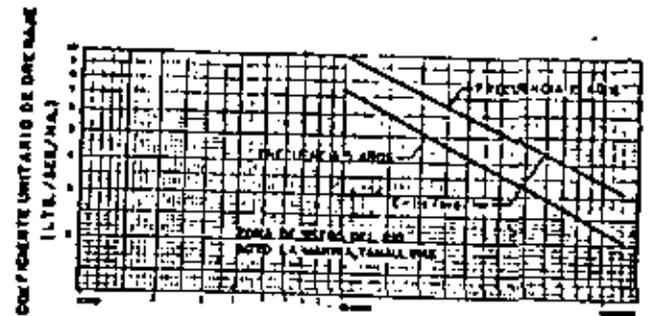
$$Q_d = 9 \frac{\text{l/s}}{\text{ha}} (400) = \underline{\underline{3600 \text{ m}^3/\text{seg}}}$$

Nota: De la parte alta hacia la baja (hasta 2000m) el gasto de diseño es lineal de  $0 \rightarrow 3.6 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Nota: En el último kilómetro el gasto de diseño varía de  $3.6$  a  $5 \text{ m}^3$  pero no en forma lineal, esto significa que si se de-cau gastos para secciones intermedias es necesario volver a entrar en la gráfica.



SUPERFICIE BRUTA EN HECTAREAS



SUPERFICIE BRUTA EN HECTAREAS



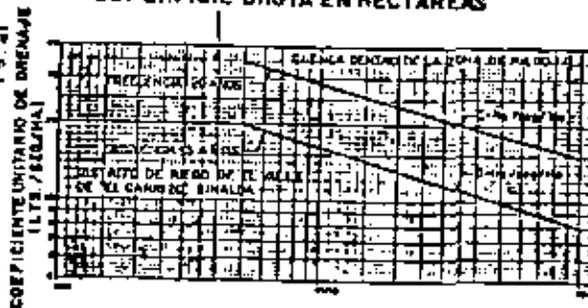
SUPERFICIE BRUTA EN HECTAREAS



SUPERFICIE BRUTA EN HECTAREAS



SUPERFICIE BRUTA EN HECTAREAS

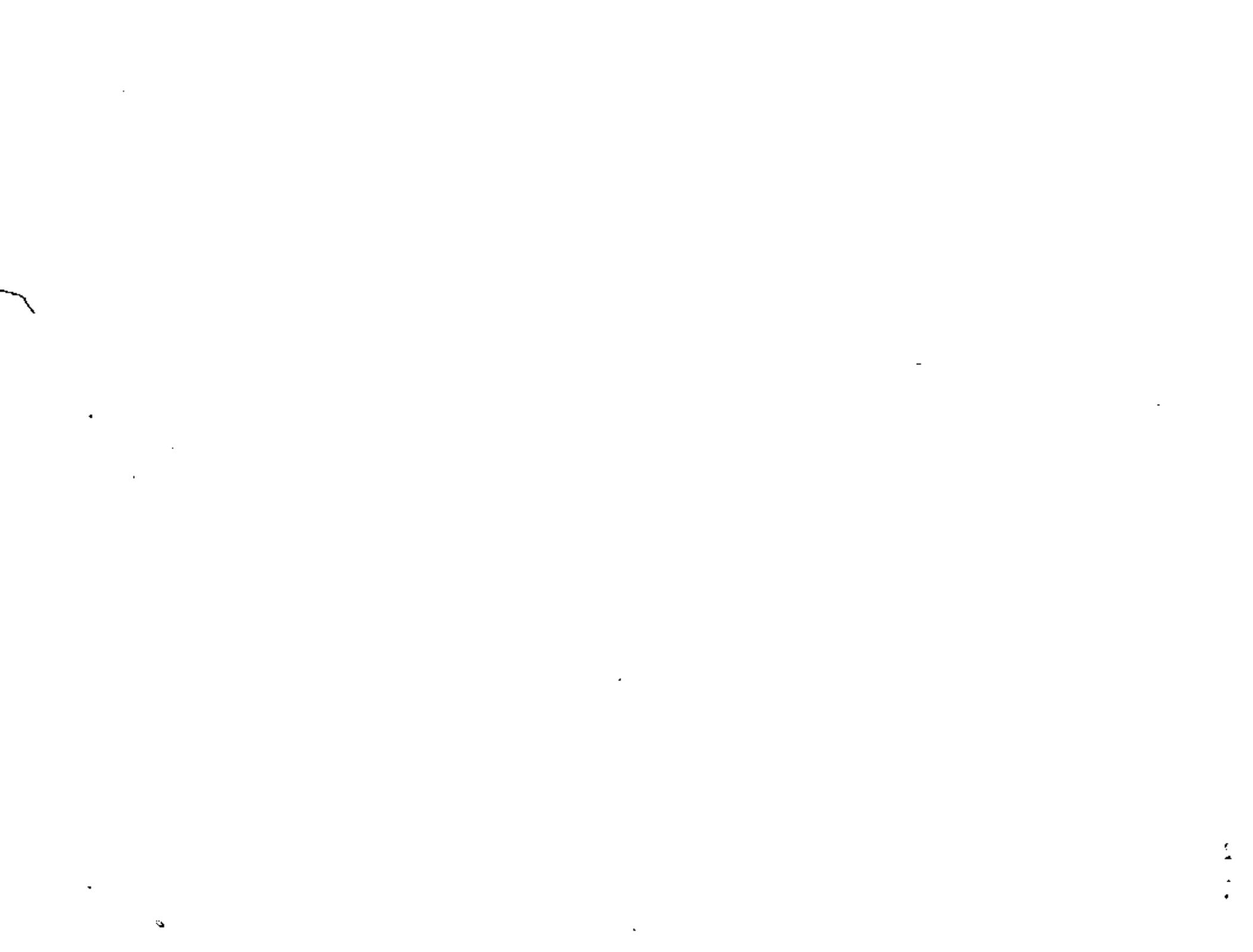


SUPERFICIE BRUTA EN HECTAREAS



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION GENERAL DE DRENAJE, IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS  
 DIRECCION DE INVESTIGACION Y ESTADISTICA DE OBRAS DE DRENAJE

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION GENERAL DE DRENAJE, IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS  
 DIRECCION DE INVESTIGACION Y ESTADISTICA DE OBRAS DE DRENAJE  
 Graficas de Capacidades Unitarias de Drenaje en Diferentes Zonas de Riego  
 Toluca, Jalisco  
 Abril 1962  
 PLANO 2





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

PERDIDA DE SUELO EN CUENCAS

M. EN I. JAIME EUCLIDES CAMARGO HERNANDEZ

FEBRERO, 1980

.

# FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELOS EN CUENCAS

\* Jaime Camargo

## 1. INTRODUCCION.

La superficie de la tierra ha estado sujeta a diversos cambios como son: la actividad volcánica y tectónica por un lado y por otro la actividad del viento, agua y nieve que arrastran las partículas de suelo de las partes altas y con pendiente fuerte para depositarlas en las partes bajas o en zonas cuya pendiente es suave; A esta acción se le conoce como erosión ó proceso erosivo.

La erosión se puede definir en forma simplista como el desgaste de la tierra por acción de los agentes atmosféricos como la erosión geológica y la erosión acelerada.

- - - - - (LAMINA UNO) - - - - -

### a) Erosión geológica

Se presenta independientemente de la acción del hombre y constituyen los procesos de agradación y formación de suelos, así como algunas formaciones topográficas actuales como cañones, valles, etc., por degradación y transporte de material.

-----  
\* Profesor-investigador del Instituto de Ingeniería UNAM.

\* Auxiliar Técnico de la Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental de la S.A.R.H.

Los principales agentes son: el agua, viento, nieve y gravedad (deslizamientos).

El agua inicia el proceso erosivo por el impacto de las gotas de lluvia, más adelante empieza a arrastrar partículas por escurrimiento superficial, ya sea en forma de una capa (erosión en lámina) ó por flujo concentrado (erosión en canal).

El viento desprende partículas pequeñas y posteriormente las transporta generalmente por saltación.

La gravedad provoca erosión por medio de movimientos masivos (deslizamientos) tanto de suelo como de roca.

#### b) Erosión acelerada

La erosión acelerada es la que se presenta en adición a la erosión geológica, al alterarse la cubierta del suelo por actividades humanas tales como: el pastoreo exagerado, la tala de bosques e incendios de los mismos que hacen que la erosión sea acelerada.

- - - - - (LAMINA DOS) - - - - -

El material erosionado en una cuenca, parte es arrastrado por el flujo, y parte es captado por la misma cobertura vegetal ó por la topografía misma de la cuenca. La parte que es arrastrada por el flujo (cañadas ó arroyuelos), en ocasiones se depositan en zonas que el mismo flujo propicia, es decir en sitios donde el flujo no permite su arrastre. El remanente de suelo erosionado es movido por la red de drenaje de la cuenca y depositados en los valles ó en los almacenamientos, donde permanecen indefinidamente; de ahí la importancia de conocer el proceso erosivo del suelo, así como los daños que estos producen.

En una cuenca podemos distinguir varios procesos:

- 1) Suelo erosionado en las partes altas de la cuenca producidos por la lluvia,
  - 2) La pérdida de suelo al arrastrarse,
  - 3) Modifica las características del cauce al variar el gasto sólido y
  - 4) Cuando el gasto sólido llega al mar ó algún embalse.
- Los daños que se producen son: a) donde se originan, b) donde transitan y c) donde se depositan.

- - - - - (LAMINA TRES) - - - - -

El vapor de agua que forman las nubes, por el solo hecho de estar a determinada altura sobre el nivel del terre

no, poseen cierta energía de posición potencial. Cuando el vapor de agua se condensa, se empiezan a formar gotas cada vez más grandes hasta que debido a su peso, ya no se pueden sostener en el aire y se precipitan. . Paulatinamente van adquiriendo mayor velocidad hasta que las fuerzas de resistencia del aire resultan de la misma magnitud que el peso de la gota, por lo que estas adquieren entonces velocidad constante. Al llegar a la superficie del terreno y chocar con ella, debido a la energía adquirida provoca alteraciones en el suelo y desprendimiento o movimiento de partículas del mismo, así como su salpicamiento de algunas de ellas, movimiento tan intenso que puede alcanzar hasta 1.50 m en dirección horizontal y tanto como 60 cm de movimiento vertical. Al observar en conjunto a toda la zona este movimiento se convierte en transporte de esas partículas.

Una vez caída la lluvia sobre el terreno, si su intensidad supera la capacidad de infiltración de aquel, en ese momento empieza a presentarse un escurrimiento superficial. Este escurrimiento incipiente, el agua lo efectúa en forma de una delgada película que escurre por toda la superficie en forma singular y sin reconocer aún cauce alguno. A pesar de lo débil de este escurrimiento, ya tiene la fuerza suficiente como para arrastrar las partículas más pequeñas de aquellas que previamente habían sido desprendidas por el impacto de las gotas de lluvia. Conforme sigue escurriendo el agua, va formando pequeñas concentraciones, lo que redundan en una mayor velocidad y, consecuentemente, una mayor fuerza erosiva que le facilitará el desprender partículas del fondo del pequeño cauce por el que transita. En esta etapa el agua ya es capaz de transportar todo el material fino que ha sido desprendido del terreno. Si aún crecen más esas concentraciones, adquieren la fuerza suficiente para transportar en su seno partículas mayores como las arenas y gravas.

Se ha comprobado que existe una relación definida entre el escurrimiento y la pérdida de suelo (erosión) por lo que se deduce que los factores que pueden afectar de alguna manera el comportamiento de aquel, afectaron también a esta última. Los principales factores que afectan la erosión - por agua son: a) Clima (temperatura, viento, humedad, precipitación y radiación solar), b) Suelo (estructura y textura del suelo, contenido de materia orgánica y densidad, así como sus características químicas y biológicas), c) La vegetación influye en la disminución de la erosión (reducen el impacto de las gotas de lluvia; la capacidad erosiva; aumentan

do la infiltración y disminuyendo el escurrimiento; oponen re  
sistencia al movimiento de suelo desprendido; incrementa la -  
actividad biológica en el suelo etc.) y d) Topografía (pendient  
te, longitud de escurrimiento y forma de las cuencas).

## 2. ECUACION UNIVERSAL DE LA PERDIDA DE SUELO.

Reconocidas las partes medulares de los procesos erosivos, la erosión en sí y el transporte de ese material erosionado, se ha tratado de cuantificar esos fenómenos. Entre las fórmulas que tratan de evaluar la erosión están la de Ellison, Musgrave y la ecuación universal de pérdida de suelo (EUPS).

- - - - - (LAMINA CUATRO) - - - - -

La ecuación universal de pérdida de suelo tiene la forma siguiente:

$$A \sim R K L S C P$$

A : Pérdida de suelo en unidades de volúmen o peso por unidad de área (p.e. m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>, tón/km<sup>2</sup>)

- - - - - (LAMINA CINCO) - - - - -

R : Factor de lluvia que toma en cuenta la fuerza erosiva de ésta:

Es el número de unidades del índice de erosión como medida de la fuerza erosiva de una lluvia específica. Valores regionales de este factor se han publicado para la región oriental de los Estados Unidos de Norteamérica.

--- (LAMINA SEIS)---

Bailey correlacionó el Factor de lluvia R para valores medios anuales y la lluvia en milímetro para una duración de 30 min, y período de retorno de 10 años.

--- (LAMINA SIETE)---

K : Factor de erosibilidad del suelo

Indica el grado de erosión del suelo para condiciones estandar (9 % de pendiente y 22.13 m de longitud).

Las propiedades del suelo que influyen en la erosibilidad son entre otras:

- a) Aquellas que afectan el grado de infiltración,
- b) Aquellas que resisten la dispersión, chapoteo, transporte de lluvia y el propio escurrimiento; valores numéricos del factor de erosibilidad para suelos típicos han sido publicados por E.U.A.

--- (LAMINA OCHO)---

LS : Factor longitud-gradiente

Relaciona la longitud y pendiente del terreno por estudiar con la longitud y pendiente de las parcelas experimentales (22.13 y 9 %).

En los estudios no se ha tomado en cuenta la densidad de la cobertura vegetal.

--- (LAMINA NUEVE)---

C : Factor de control de cultivo.

Toma en cuenta la cubierta vegetal del terreno a estudiar para determinado ciclo de cultivo y las condiciones como se lleva a cabo el mismo, es decir existe una relación estrecha entre la cosecha y el manejo de los cultivos originando diferentes pérdidas de suelo.

$C = f$  (la secuencia de las cosechas; residuos de las cosechas; barbechado (rugoso ó liso) y calidad de los residuos (tipo de vegetación, permanencia grado de desarrollo y época del año)

--- (LAMINA DIEZ A DOCE)---

se muestran los factores de cultivo deducidos por Wischmeier y Smith, 1965.

--- (LAMINA TRECE)---

P : Factor de control de erosión

Toma en cuenta en la cuantificación de la erosión, alguna práctica y obra para evitarla ó reducirla, como la construcción de terrazas, zurcos en los límites de las parcelas, estabilización de flujos concentrados, favorecer el crecimiento de vegetación-fronteras de la parcela.

Los valores numéricos: del factor  $P$  para contorneo; longitudes máximas para contorneo y el ancho de franja recomendado para "cultivo en franja", se pueden obtener en función de la pendiente del terreno (%).

3. APLICACION DE LA ECUACION DE PERDIDA DE SUELO

- - - - - (LAMINA CATORCE) - - - - -

3.1 PRIMERA ETAPA

En una primera etapa, en el Instituto de Ingenieria, se pretendió encontrar una fórmula regional, para valuar la pérdida de suelo en la parte media de la República Mexicana, utilizando para ello, la información de CETENAL, para las cuencas hidrológicas donde se realizan mediciones de azolves por parte de S.A.R.H., como son: primero, cartas topográficas para estimar las características fisiográficas de las cuencas tales como su forma y área, cauces principales y pendientes; adicionalmente esas cartas permitieron estimar la cubierta vegetal e infraestructura existente; segundo, las cartas edafológicas, señalan la ubicación, extensión y distribución de los suelos clasificados, según el sistema FAO/UNESCO 1970, como son las características de los horizontes de diagnóstico, las unidades de suelo, la clase textural y las fases físicas y químicas que nos permiten en función de las propiedades de los suelos (material arcilloso, limoso, arenoso, etc.) estimar de una manera gruesa el factor de erosibilidad de las cuencas hidrológicas, tercero, las cartas de uso de suelo de CETENAL. Señalan el uso agrícola, pecuario, forestal, asociaciones especiales de vegetación, zonas desprovistas de vegeta

ción, cuerpos de agua, para valuar las características de uso de suelo, cuarto, los volúmenes medios escurridos y de acarreo para cada una de las cuencas se obtuvieron de los boletines hidrológicos de la S.A.R.H.

Conocidos los factores de erosibilidad del suelo (K) longitud-gradiente (LS), control de cultivo (C) control de erosión (P) y la pérdida de suelo por unidad de área, se calcularon los factores de lluvia (R) para períodos de Mayo a Octubre, Noviembre a Abril y anual.

- - - - - (LAMINA QUINCE) - - - - -

EN LA PRIMERA ETAPA DEL ESTUDIO, se correlacionó el factor de lluvia (obtenido de la ecuación universal de pérdida de suelo) con la precipitación media de la cuenca por no contar con los valores de precipitación, de duración de 30 min. y un período de retorno de 10 años, para cada una de las cuencas en estudio. Los factores de correlación obtenidos variaron de 0.2880 a 0.6202 dependiendo del período en estudio lo cual permitió establecer la ecuación de pérdida de suelo para la parte media de la República Mexicana.

3.2 SEGUNDA ETAPA

En una segunda etapa; en el Instituto de Ingeniería, se modificó ligeramente el criterio para poder tomar en cuenta la no homogeneidad de las características de la cuenca. La obtención de los factores de la EUPS, se describen a continuación:

- - - - - (LAMINA DIECISEIS) - - - - -

\* FACTOR DE LLUVIA R

Este factor, como originalmente se definió, tomaba en cuenta las características de la lluvia tales como su energía total y la intensidad máxima en 30 minutos; sin embargo, para conocer tales parámetros, se necesita tener en la cuenca pluviógrafos, que nos dan a conocer la intensidad, los cuales no siempre se tienen donde interesan.

De hidrología se sabe que existe cierta relación entre la lluvia y el escurrimiento en una cuenca, como también existe relación entre la cantidad de escurrimiento y la cantidad de material sólido que es arrastrado fuera de ella.

Con base a estas relaciones, se ha desarrollado una técnica para obtener el factor R para una cuenca determinada.

Esta técnica consiste en tratar de conocer el valor que puede tomar R de la EUPS, suponiendo todos los demás factores constantes y despejando el factor que nos interesa.

Los valores de K, SL, C y P se obtendrán de la manera antes descrita, y los valores de la pérdida de suelo "A", son los reportados en los boletines hidrológicos de la SARH como "VOLUMENES MENSUALES DE ACARREO", pero transformado a toneladas de acarreo mensuales.

El valor de "R" así obtenidos, se relaciona entonces con la lluvia mensual caída en la cuenca. Haciendo lo anterior para varios meses, se obtienen varios puntos a los que por la técnica de mínimos cuadrados o alguna similar se pueda ajustar una curva de regresión.

Al hacer los ajustes, se observó que se relaciona directamente el valor de R despejado de la EUPS con la lluvia en ese mes, existe gran dispersión en los datos, por lo que se optó por relacionar los valores de sólidos arrastrados mensuales con los volúmenes líquidos escurridos mensuales, y éstos últimos con la lluvia mensual, de tal suerte que las parejas de valores Factor de lluvia R, altura de lluvia mensual, eran obtenidas como sigue:

--- (LAMINA DIEZ Y SEIS)---

Se tomaba un valor de volúmenes sólidos arrastrados mensuales, se le aplicaba la EUPS y se despejaba un valor de R.

Por otro lado, con el mismo valor de sólidos mensuales acarreados, se entraba a la gráfica de volúmenes mensuales de acarreo (VMA) volúmenes mensuales escurridos (VME), de donde se obtenía un valor de volúmenes mensuales escurridos, con este valor se entraba a la gráfica V.M.E.- Alturas de lluvia mensuales (A.LL.M) y se encontraba un valor de Altura de lluvia mensual que con el valor de R obtenido en el primer paso, formaban la pareja de valores buscada. Haciendo esto varias veces y para varias cuencas, se formaron las curvas Altura de lluvia-Factor R.

--- (LAMINA DIEZ Y SIETE)---

De acuerdo con los resultados mostrados en la lámina, cuando se quiera aplicar la EUPS en cualquiera de las cuencas estudiadas, o en la región cercana a ellas, bastará con obtener los valores medios de R de la de la figura mencionada o por la ecuación que la representa matemáticamente y que es:

$$R = 0.005 H^{2.203}$$

donde R es el factor de lluvia que tiene unidades de ton/km<sup>2</sup> y H es la lluvia mensual total en mm.

- - - - - (LAMINA DIEZ Y OCHO) - - - - -

\* FACTOR DE EROSIBILIDAD DEL SUELO K

Aparentemente la obtención de los valores numéricos del factor K no debería presentar ningún problema, y en realidad no lo presenta, siempre y cuando la persona que esté aplicando la EUPS tenga conocimientos edafológicos suficientes como para distinguir las diferentes características de los suelos para los cuales fueron obtenidos los valores de K reportados por Weischmeir y Smith, sin embargo, en la gran mayoría de los casos ese conocimiento es elemental si no es que nulo, presentándose grande dificultades al tratar de encasillar el suelo erosionado dentro de alguno de los tipos que propone la tabla original.

Los ingenieros civiles, por su preparación en mecánica de suelos, tratan a éstos por sus características mecánicas tales como plasticidad, coeficiente de fricción interna, peso volumétrico, etc., mientras que los edafólogos y agrónomos (que fueron los que desarrollaron los métodos para la cuantificación de la erosión), los tratan en función del horizonte en que se encuentren, su composición mineral y biológica, etc, desconociéndose prácticamente la relación entre una clasificación y otra, por lo que si se quiere utilizar la tabla original cuando se tenga algún problema referente a erosión, se debería contar con el auxilio de personal capacitado en agronomía para conocer la equivalencia exacta del suelo que se tenga con los consignados en las tablas de valores de K. Desgraciadamente esto no siempre es posible, bien sea por escasés de personal especializado o por la premura con que hay que efectuar los cálculos. Para casos como esos existe una tabla que recomienda valores del factor K para suelos gravosos, arenosos ó limo-arcillosos. Muchos suelos no pertenecen exclusivamente a una de las categorías mencionadas, sino que están formadas por una mezcla de ellos. Como se puede intuir, sería muy difícil, si no es imposible, contar con tablas que propusieran un valor de K para cada combinación de grava, arena, limo y arcilla en la composición de un suelo, por lo que se ha optado por proponer un método para evaluación de K.

Este método toma como valor real del coeficiente de erosibilidad K, a uno formado por el valor para grava, arena, limo y arcilla, en la misma proporción que guardan en la com

posición de ese suelo. En resumen, el valor de K estará dado por la fórmula

$$K = \sum_{i=1}^n \frac{K_i p_i}{100}$$

donde i es el tipo de material que compone al suelo (grava, arena, limo-arcilla),  $K_i$  es el valor de K correspondiente a ese material y  $p_i$  es el porcentaje que el suelo tiene de cada material i. El mismo método se puede generalizar a regiones extensas con diferentes tipos de suelo, y ahí el valor de K estaría dado por

$$K = \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^3 \frac{K_i p_i}{1000} P_j$$

en donde la sumatoria interior representa una "K" para cada tipo de suelo y cuyos términos ya se explicaron, y  $P_j$  es el Porcentaje que del área total ocupa el suelo tipo "j". Para usar este criterio, es necesario conocer la composición granulométrica de los suelos que forman la cuenca, existiendo para tal efecto una publicación de CETENAL queda de una manera implícita los elementos necesarios para obtener tal información de acuerdo con la clasificación de suelos FAO-UNESCO adoptada por CETENAL en sus cartas edafológicas.

- - - - - (LAMINA DIEZ Y NUEVE) - - - - -

#### \* FACTOR GRADIENTE "S"

El factor "S" por depender de la topografía aparentemente no debería presentar ningún problema para la evaluación, sin embargo, puede presentar ciertas dificultades.

Según la concepción original (que viene desde Musgrave) el factor S se obtenía directamente como una función de la pendiente del terreno. Si se está estudiando una parcela única o un terreno "pequeño", "S" no representa ninguna dificultad, pero éstas aparecen cuando se quiere utilizar la EUPS en terrenos "grandes" o en cuencas completas, pues entonces las pendientes varían de un lugar a otro. Esta dificultad puede subsanarse trabajando con un valor de la pendiente que tome en cuenta a toda la superficie por estudiar, como puede

ser una pendiente media de la cuenca obtenida por cualquiera de los métodos existentes (Horton, p.e).

Una vez obtenido ese valor de la pendiente media, se usa la ecuación mencionada en el capítulo anterior para calcular el valor numérico del factor S.

#### \* FACTOR LONGITUD "L"

Este factor, a pesar de haber sido definido por Musgrave de manera clara como una función de la longitud del terreno por estudiar, es el que presenta mayor dificultad para su valuación al tratar de generalizar el uso de la EUPS a cuencas completas, pues en ese caso no se sabe exactamente cual longitud deberá tomarse, Weischmeir y Smith definieron el factor L como una función de la longitud durante la cual se mantenía constante la pendiente con la que se valió el factor S, sin embargo, en la generalización que nos interesa, por el hecho de haber tomado una pendiente representativa de toda la cuenca, no se tiene una distancia real durante la cual esa pendiente permanece constante.

A continuación se expone un método para encontrar un valor representativo de toda la cuenca de ese factor L.

Este método no pretende ser el correcto para la valuación del mencionado factor ni mucho menos, sino que se propone como una forma de uniformizar hasta cierto punto el cálculo de L, y garantizar en lo posible que no importa qué persona efectúe los cálculos, siempre se obtendrán resultados semejantes sin mucho error.

El método mencionado se basa en otra definición dada por Weischmeir y Smith, en la que decían que el factor L aparte de la definición ya mencionada, se podía entender como una función de la longitud máxima que existe desde el punto más alejado del terreno por estudiar hasta encontrar un cauce bien definido.

Para valuar L, se obtiene la densidad de drenaje de toda la cuenca. En seguida se obtiene su recíproco que tendrá como unidades Area por longitud. Para trabajar con valores representativos de toda la cuenca, el valor obtenido en el segundo paso, se puede interpretar como el área de cuenca que está drenada por 1 unidad de longitud de cauce. Lo novedoso de esta forma de valuar L está en suponer que el área tributaria así obtenida se asemeje a la de un círculo y que en la parte media de él se tiene la línea de drenaje, tomándose la distancia L máxima como el radio de ese círculo.

Del área obtenida del recíproco de la densidad de drenaje, se despeja el diámetro del círculo correspondiente, dividiéndolo entre dos para obtener el radio (en metros). La longitud así obtenida será la que se busca. Para obtener el factor L, se aplica la fórmula obtenida por Weischmeir y Smith que se discutió en el capítulo precedente, teniendo cuidado que en dicha fórmula la longitud entra en pies. Cuando se tiene el valor de la "longitud equivalente" y la pendiente media de la cuenca, se puede entrar a la gráfica original para obtener un solo factor S.L, siempre que la longitud mencionada no sobrepase los 240 m. que es la máxima que admite dicha figura.

- - - - - (LAMINA VEINTE) - - - - -

\* FACTOR DE CULTIVO "C"

La aplicación directa de este factor en la forma que fué concebido originalmente, presenta problemas principalmente en la gran cantidad de información necesaria para obtenerlo, ya que se debe conocer que cultivos se van a cosechar durante 4 años, la etapa de crecimiento en la que se encuentren al tiempo de la evaluación, la producción promedio que de esos cultivos se haya tenido en ese lugar y algunos otros parámetros que, como se ve, son difíciles de conseguir la gran mayoría de las veces.

Aún en el caso de que se pudiera conseguir tal información, se debería contar con el auxilio de una persona que tuviera conocimientos de agronomía, o investigar que es lo que significan los términos mencionados en la lámina 10 que es con la que se valúa dicho factor C.

Para efectos de aplicación práctica en caso de hacer una evaluación "rápida" del factor C, o en caso de no contar con la información completa, se ha elaborado una tabla que proporciona valores medios del factor C, para los que solo se debe conocer a que tipo de cobertura corresponde el terreno por estudiar.

De la misma manera que para valuar el factor K, se deberá tomar un valor medio de C en el caso de estar trabajando con extensiones grandes de terreno y diferentes características de cobertura vegetal. Para éstos casos, el valor de C está dado por

$$C = \sum_{i=1}^7 p_i C_i$$

donde  $P_i$  representa el porcentaje del área total ocupada por cualquiera de los 7 tipos mencionados, cuyo factor de cultivo correspondiente es  $C_i$ .

\* FACTOR DE CONTROL DE EROSION P

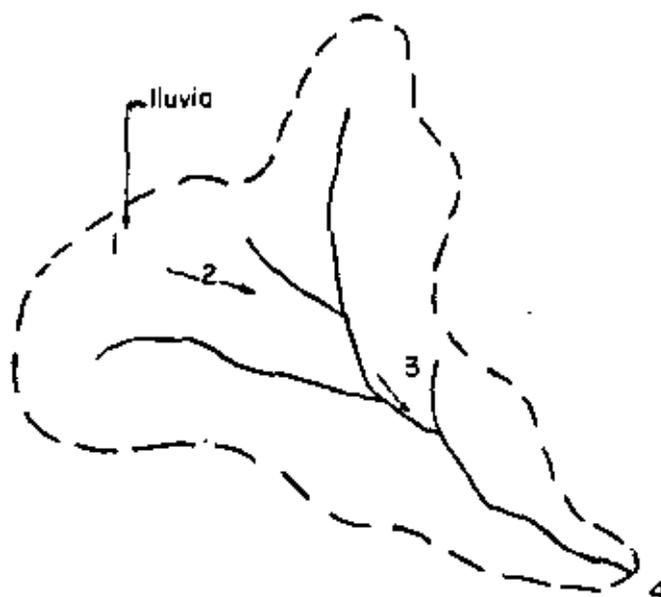
Respecto al factor de práctica de control de erosión P la concepción no cambia al generalizar la EUPS a cuencas completas, salvo que se debe tomar en cuenta un valor medio representativo de toda la cuenca que tome en cuenta el porcentaje del área total que tenga determinada práctica de control de erosión, lo que se puede hacer por medio de una ecuación similar a las propuestas como

$$P = \sum_{i=1}^n P_i p_i$$

en donde  $p_i$  es el porcentaje del área total que tiene un factor de control de erosión  $P_i$ .

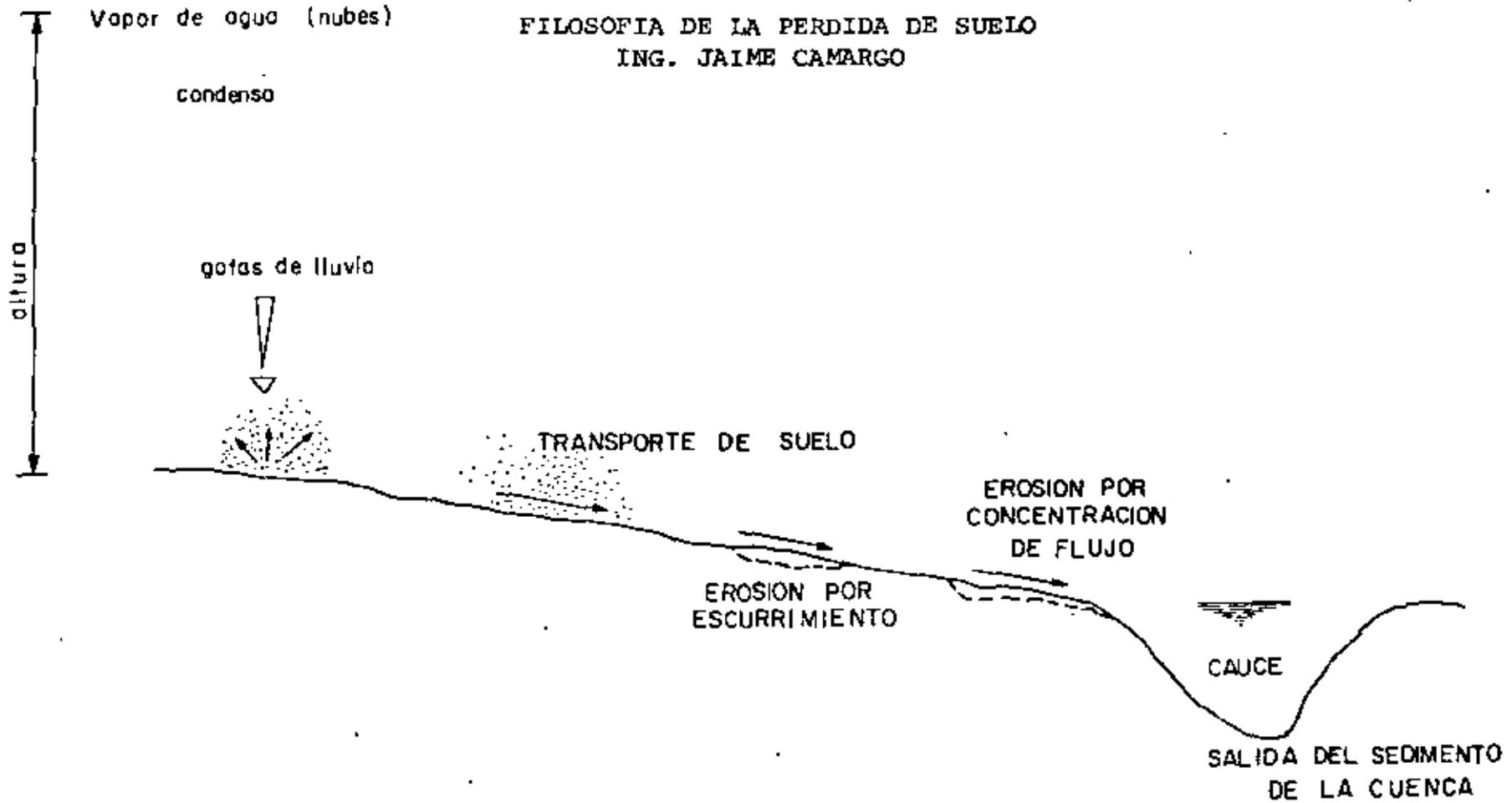


FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO



| <u>P R O C E S O</u>  | <u>DAÑO</u>        |
|---|--------------------|
| 1 Suelos erosionados en las partes altas de la cuenca producido -- por la lluvia. | DONDE SE ORIGINA   |
| 2 Pérdida de suelo al arrastrarse   | DONDE SE TRANSITAN |
| 3 Modifica las características --- del cauce al variar el gasto sólido.           |                    |
| 4 El gasto sólido llega al mar ó a un embalse.                                    | DONDE SE DEPOSITAN |

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
 ING. JAIME CAMARGO



potencial erosivo = f (W lluvia, resistencia del suelo, cobertura)

intensidad lluvia > infiltración, propicia el escurrimiento

grado de erosibilidad = f (V escurrimiento, C flujo, S, n)

resistencia a las fuerzas erosivas = f (propiedades del suelo, D, forma,  $\delta$  s, C,  $\delta$  s)  
 friccionante cohesivo

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO

FORMULAS PARA ESTIMAR LA PERDIDA DE SUELO

- \* Ellison
- \* Musgrave
- \* Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS)

A ~ R K L S C P

- A : Pérdida de suelo en unidades de volúmen por unidad de área
- R : Factor de lluvia que toma en cuenta la fuerza erosiva de ésta.
- K : Factor de erosibilidad del suelo.
- LS: Factor de longitud-gradiente.
- C : Factor control de cultivo.
- P : Factor de control de erosión

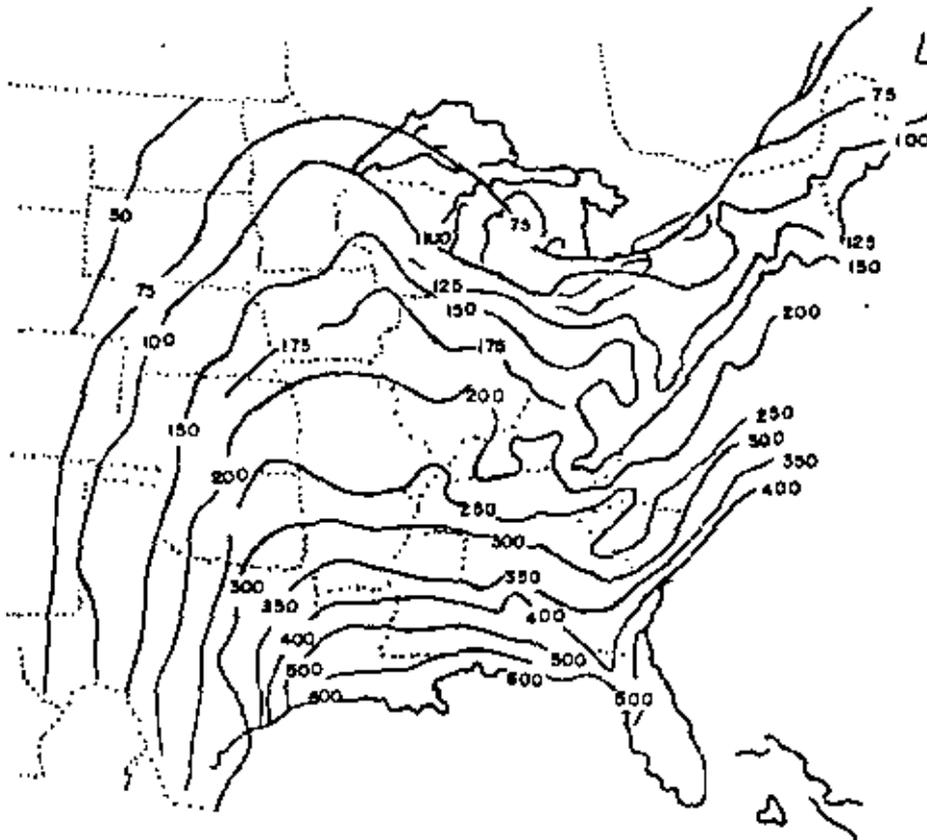
## FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO

ING. JAIME CAMARGO

R : Factor de lluvia que toma en cuenta la fuerza erosiva de ésta.

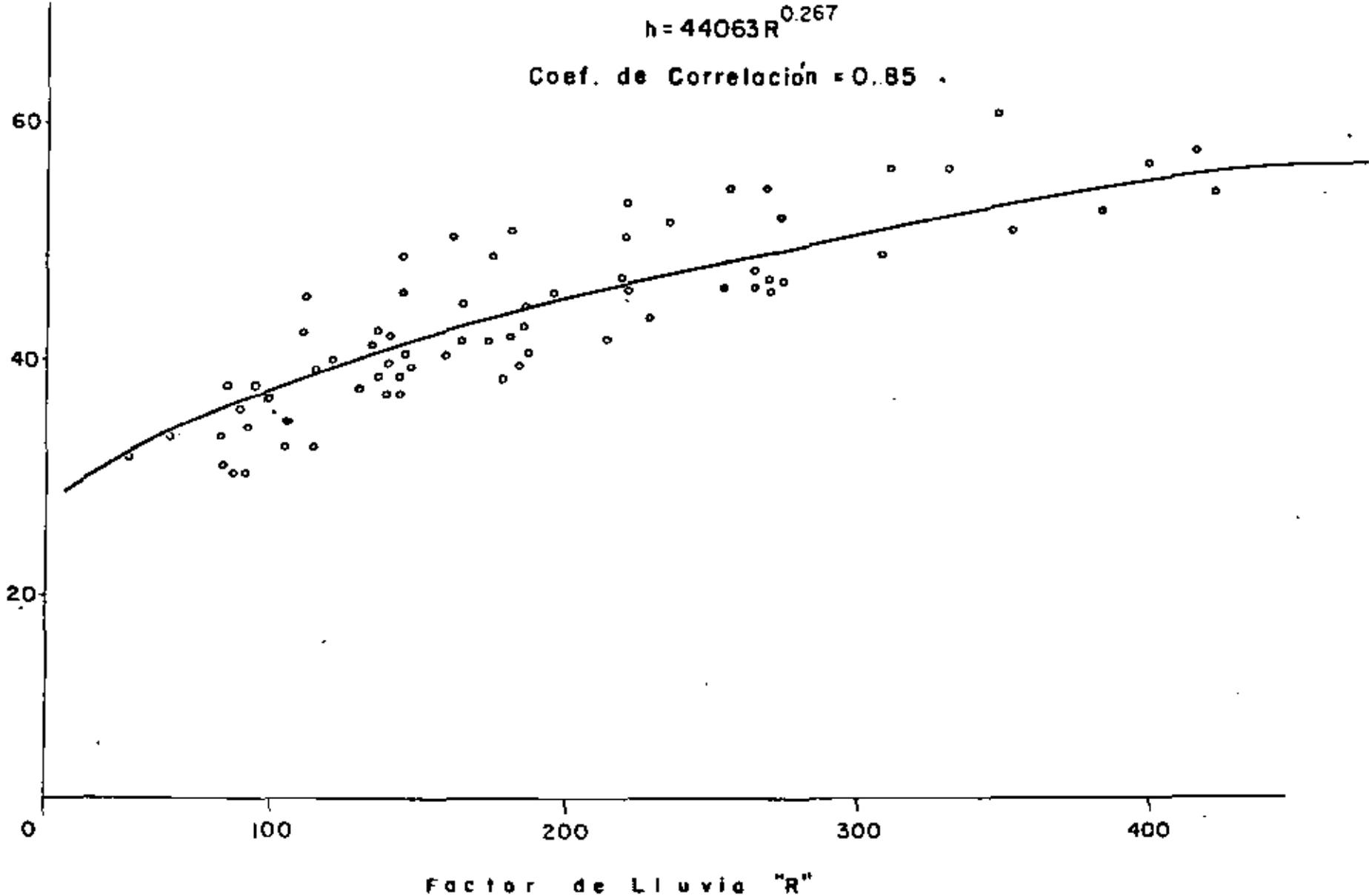
$$I.E = f (Ec, i \text{ de la tormenta ; } Ec \cdot i)$$

d = 30 min.



Ec·i : potencial de caída de la lluvia y la turbulencia del escurrimiento para transportar las partículas desprendidas.

Lluvia en centímetros para una duración de 30 min. y periodo.  
De retorno de 10 años (h)



VALORES MEDIOS ANUALES PARA EL FACTOR DE LA LLUVIA "R"

TABLA 2.1 Valores del factor de erosibilidad K  
para suelos "típicos" en E.U.A.

| Suelo   | K    |
|---|------|
| 1. Aluvión limoso de Dunkirk  | 0.69 |
| 2. Aluvión limoso de Keene  | 0.48 |
| 3. Limo de Shelby   | 0.41 |
| 4. Limo de Lodi   | 0.39 |
| 5. Aluvión limoso de Fayette  | 0.38 |
| 6. Arena arcillo-limosa de Cecil  | 0.36 |
| 7. Aluvión limoso de Marshall   | 0.33 |
| 8. Aluvión limoso de Ida  | 0.33 |
| 9. Arcilla-limosa de Mansic   | 0.32 |
| 10. Aluvión arcillo limoso de Hagerstown  | 0.31 |
| 11. Arcilla de Austin   | 0.29 |
| 12. Aluvión limoso de México  | 0.28 |
| 13. Aluvión limoso de Honeoye   | 0.28 |
| 14. Limo arenoso de Cecil   | 0.28 |
| 15. Limo de Ontario   | 0.27 |
| 16. Limo arcilloso de Cecil   | 0.26 |
| 17. Arena fina limosa de Boswell  | 0.25 |
| 18. Arena fina limosa de Zaneis   | 0.22 |
| 19. Arena limosa de Tifton  | 0.10 |
| 20. Arena limosa de Freehold  | 0.08 |
| 21. Aluvión arcilloso "Bath Haggy" con<br>remoción de 5 cm de piedras super-<br>ficiales. | 0.05 |
| 22. Limo gravoso de Albá  | 0.03 |

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO

ING. JAIME CAMARGO

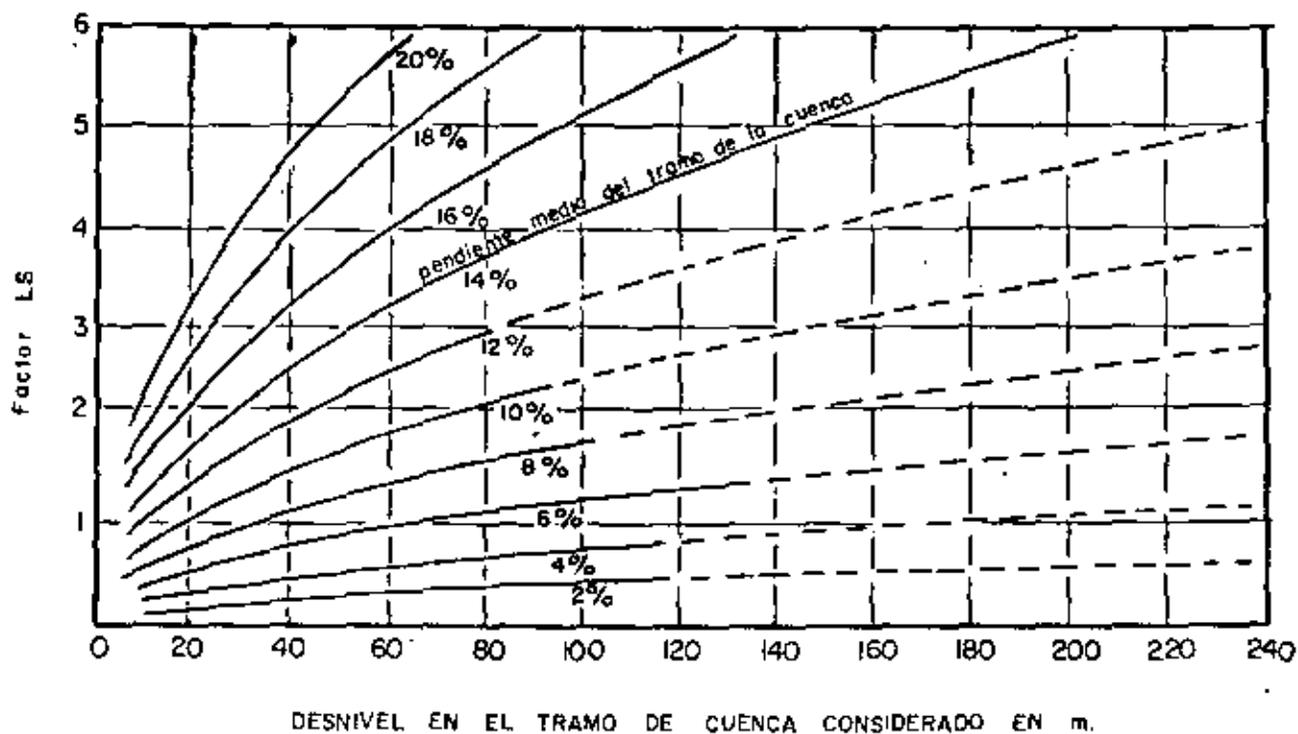
LS ; FACTOR LONGITUD - GRADIENTE

LS = f (Sm terreno, L durante la cual esta pendiente )  
es uniforme

$$LS = 0.552 \lambda^{0.5} (0.0076 + 0.0053 S_0 + 0.00076 S_0^2)$$

$\lambda$  : longitud (m) ;  $S_0$  gradiente (%)

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO



FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO

ING. JAIME CAMARGO

\* C : FACTOR DE CONTROL DE CULTIVO

es función de:

la secuencia de las cosechas.

residuos de las cosechas.

barbechado (rugoso ó liso).

calidad de los residuos (tipo de vegetación, permanencia, grado de desarrollo y época del año).

FACTOR DE CULTIVO (WISCHMEIR Y SMITH, 1965)

| Line No   | Cover, sequence and management | productivity |            |    | Soil-loosa ratio for crop stage period |    |    |     |     |     |
|---|--------------------------------|--------------|------------|----|--|----|----|-----|-----|-----|
|   |                                | Hay yield    | Corn yield | F  | 1                                      | 2  | 3  | 4L  | 4R  | L+W |
| CORN IN ROTATION  |                                |              |            |    |  |    |    |     |     |     |
| 1st year C after gr & Ig Hay:   |                                |              |            |    |  |    |    |     |     |     |
| 1   | Spg TP, conv till-----         | 3-5          | 75+        | 8  | 25                                     | 17 | 10 | 15  | 35  | 10  |
| 2   | Do-----                        | 2-3          | 75+        | 10 | 28                                     | 19 | 12 | 18  | 40  | 11  |
| 3   | Do-----                        | 2-3          | 60-74      | 12 | 20                                     | 23 | 14 | 20  | 43  | 13  |
| 4   | Do-----                        | 1-2          | 60-74      | 15 | 30                                     | 27 | 15 | 22  | 45  | 13  |
| 5   | Do-----                        | 1-2          | 40-59      | 15 | 32                                     | 30 | 19 | 30  | 50  | 15  |
| 6   | Do-----                        | <1           | 40-59      | 23 | 40                                     | 38 | 25 | 36  | 60  | 18  |
| 7   | Do-----                        | <1           | 20-35      | 23 | 40                                     | 43 | 30 | 45  | 65  | 23  |
| 8   | Spg TP, pl plant-----          | 3-5          | 75+        |    | 8                                      | 8  | 6  | 15  | 35  | 10  |
| 9   | Do-----                        | 2-3          | 75+        |    | 10                                     | 10 | 7  | 18  | 40  | 10  |
| 10  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      |    | 12                                     | 12 | 8  | 20  | 43  | 13  |
| 11  | Do-----                        | 1-2          | 60-74      |    | 15                                     | 15 | 9  | 22  | 45  | 13  |
| 12  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      |    | 15                                     | 15 | 11 | 30  | 50  | 15  |
| 2d-year C after gr & Ig hay:  |                                |              |            |    |  |    |    |     |     |     |
| 13  | RdL, spg TP, cov till-----     | 3-5          | 75+        | 25 | 48                                     | 37 | 20 | 24  | --- | 14  |
| 14  | Do-----                        | 2-3          | 75+        | 32 | 51                                     | 41 | 22 | 26  | --- | 15  |
| 15  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      | 35 | 54                                     | 45 | 24 | 28  | --- | 15  |
| 16  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      | 42 | 57                                     | 49 | 28 | 42  | --- | 21  |
| 17  | Do-----                        | <1           | 40-59      | 46 | 62                                     | 54 | 30 | 50  | --- | 25  |
| 18  | Do-----                        | <1           | 20-35      | 55 | 66                                     | 60 | 35 | 65  | --- | 33  |
| 19  | RdL, spg TP, pl plant-----     | 3-5          | 75+        |    | 25                                     | 25 | 12 | 24  | 60  | 14  |
| 20  | Do-----                        | 2-3          | 75+        |    | 32                                     | 32 | 13 | 26  | 60  | 15  |
| 21  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      |    | 35                                     | 35 | 14 | 28  | 65  | 15  |
| 22  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      |    | 42                                     | 42 | 17 | 42  | 70  | 21  |
| 23  | Do-----                        | <1           | 40-59      |    | 46                                     | 46 | 18 | 50  | 75  | 25  |
| 24  | RdL, WC in pres C conv till-   | 3-5          | 75+        | 18 | 35                                     | 30 | 20 | 24  | 60  | 14  |
| 25  | Do-----                        | 2-3          | 75+        | 20 | 37                                     | 33 | 22 | 26  | 60  | 15  |
| 26  | Do-----                        | 2-4          | 60-74      | 21 | 39                                     | 36 | 24 | 28  | 65  | 15  |
| 27  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      | 26 | 42                                     | 40 | 28 | 42  | 70  | 21  |
| 28  | Do-----                        | <1           | 40-59      | 28 | 45                                     | 44 | 30 | 50  | 75  | 25  |
| 29  | Do-----                        | <1           | 20-35      | 33 | 48                                     | 49 | 35 | 65  | 80  | 33  |
| 30  | RdR, WC in prec C, conv till-- | 3-5          | 75+        | 30 | 52                                     | 40 | 22 | --- | 60  | 35  |
| 31  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      | 35 | 55                                     | 45 | 24 | --- | 65  | 35  |
| 32  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      | 42 | 60                                     | 53 | 30 | --- | 75  | 35  |
| 33  | RdR, no WC, conv till-----     | 3-5          | 75+        | 55 | 62                                     | 47 | 22 | --- | 60  | --- |
| 34  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      | 60 | 65                                     | 51 | 24 | --- | 65  | --- |
| 35  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      | 65 | 72                                     | 57 | 30 | --- | 70  | --- |
| 3d or 4th year C after gr & Ig hay,<br>2d-year C after SGred ci or sw ci: |                                |              |            |    |  |    |    |     |     |     |
| 36  | RdL, conv till-----            | 3-5          | 75+        | 36 | 63                                     | 50 | 26 | 30  | --- | --- |
| 37  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      | 45 | 66                                     | 54 | 29 | 40  | --- | --- |
| 38  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      | 55 | 70                                     | 58 | 32 | 50  | --- | --- |
| 39  | Do-----                        | <1           | 20-35      | 70 | 76                                     | 54 | 38 | 65  | --- | --- |
| 40  | RdL, pl plant-----             | 3-5          | 75+        |    | 36                                     | 36 | 16 | 30  | --- | --- |
| 41  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      |    | 45                                     | 45 | 17 | 40  | --- | --- |
| 42  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      |    | 55                                     | 55 | 19 | 50  | --- | --- |
| 43  | RdL, + WC in prec C-----       | 3-5          | 75+        | 22 | 46                                     | 41 | 26 | 30  | --- | 15  |
| 44  | Do-----                        | 2-3          | 60-74      | 26 | 48                                     | 44 | 20 | 40  | --- | 20  |
| 45  | Do-----                        | 1-2          | 40-59      | 33 | 51                                     | 47 | 32 | 50  | --- | 25  |

FACTOR DE CULTIVO (WISCHMEIR Y SMITH, 1965)

| Line No | Cover sequence, and management              | Productivity |            | Soil-loss ratio for crop-stage period |     |     |     |     |     |      |
|---------|---|--------------|------------|---------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|
|         |   | Hay yield    | Corn yield | F                                     | 1   | 2   | 3   | 4L  | 4R  | 4L+W |
|         | CORN IN ROTATION                            | Tons         | Bu         | Pct                                   | Pct | Pct | Pct | Pct | Pct | Pct  |
| 46      | RdL+WC in prec C-----                       | <1           | 20-35      | 42                                    | 56  | 52  | 38  | 65  | --- | 33   |
| 47      | EdR, conv till-----                         | 3-5          | 75+        | 70                                    | 78  | 54  | 27  | --- | 62  | ---  |
| 48      | Do-----                                     | 2-3          | 60-74      | 75                                    | 80  | 60  | 30  | --- | 70  | ---  |
| 49      | Do-----                                     | 1-2          | 40-59      | 75                                    | 80  | 70  | 35  | --- | 75  | ---  |
| 50      | RdR, 8 tons manure added-----               | ---          | 60-74      | 60                                    | 70  | 52  | 28  | --- | 62  | ---  |
| 51      | 1st year C after cl hay-----                | 2            | 40-55      | 21                                    | 35  | 32  | 25  | 35  | 60  | ---  |
| 52      | 1st year C after sw cl-----                 | ---          | 40-55      | 23                                    | 45  | 38  | 28  | 35  | 60  | ---  |
| 53      | 1st year C after lesp hay-----              | 1-2          | 60-70      | 55                                    | 70  | 55  | 30  | 40  | 65  | ---  |
| 54      | Do-----                                     | 1-2          | 40-59      | 55                                    | 70  | 60  | 32  | 50  | 75  | ---  |
| 55      | after year cot after graIg hay-----         | 2-3          | 60-70      | 30                                    | 58  | 46  | 24  | 28  | 65  | ---  |
| 56      | Do-----                                     | 1-2          | 40-59      | 35                                    | 65  | 54  | 29  | 42  | 70  | ---  |
|         | Corn in meadowless systems:                 |              |            |                                       |     |     |     |     |     |      |
| 57      | afterSGwintercrops, spp TP-----             | ---          | 75+        | 22                                    | 37  | 35  | 22  | 27  | --- | ---  |
| 58      | Do-----                                     | ---          | 60-70      | 25                                    | 40  | 38  | 24  | 30  | --- | ---  |
| 59      | Do-----                                     | ---          | 40-55      | 30                                    | 45  | 42  | 30  | 40  | --- | ---  |
| 60      | afterSGno intercrop RdL-----                | ---          | ---        | ( )                                   | ( ) | ( ) | ( ) | ( ) | --- | ---  |
|         | Corn after corn(lines 129-34)               |              |            |                                       |     |     |     |     |     |      |
|         | COTTON IN ROTATION                          |              |            |                                       |     |     |     |     |     |      |
| 61      | 1st year cot after graIg hay-----           | 3-5          | HP         | 8                                     | 25  | 30  | 20  | 22  | --- | 15   |
| 62      | Do-----                                     | 2-3          | HP         | 10                                    | 30  | 35  | 25  | 25  | --- | 16   |
| 63      | Do-----                                     | 1-2          | HP         | 15                                    | 34  | 40  | 30  | 30  | --- | 18   |
| 64      | Do-----                                     | 1-2          | MP         | 15                                    | 34  | 45  | 35  | 33  | --- | 20   |
| 65      | Do-----                                     | <1           | MP         | 23                                    | 40  | 54  | 45  | 42  | --- | 23   |
|         | 2d year cot after graIg hay-----            |              |            |                                       |     |     |     |     |     |      |
| 66      | RdL, no WC seeding-----                     | 3-5          | HP         | 30                                    | 54  | 56  | 38  | 38  | --- | 20   |
| 67      | Do-----                                     | 2-3          | HP         | 34                                    | 58  | 62  | 44  | 40  | --- | 20   |
| 68      | Do-----                                     | 1-2          | MP         | 40                                    | 65  | 68  | 46  | 42  | --- | 22   |
| 69      | Do-----                                     | <1           | MP         | 45                                    | 70  | 70  | 50  | 48  | --- | 26   |
| 70      | Rd +WC in prec cot-----                     | 3-5          | HP         | 20                                    | 40  | 46  | 38  | 38  | --- | 20   |
| 71      | Do-----                                     | 2-3          | HP         | 23                                    | 42  | 50  | 44  | 40  | --- | 20   |
| 72      | Do-----                                     | 1-2          | MP         | 23                                    | 47  | 56  | 46  | 42  | --- | 22   |
| 73      | Do-----                                     | <1           | MP         | 27                                    | 51  | 57  | 50  | 48  | --- | 28   |
|         | Cot after cot 3d or more year af-<br>ter M: |              |            |                                       |     |     |     |     |     |      |
| 74      | RdL no WC seeding-----                      | ---          | HP         | 42                                    | 70  | 70  | 48  | 42  | --- | 22   |
| 75      | Do-----                                     | ---          | MP         | 45                                    | 80  | 80  | 52  | 48  | --- | 25   |
| 76      | RdL +WC in prec cot-----                    | ---          | HP         | 32                                    | 51  | 57  | 48  | 42  | --- | 22   |
| 77      | Do-----                                     | ---          | MP         | 35                                    | 58  | 65  | 52  | 48  | --- | 25   |
| 78      | co after 1 year C(RdL)after M-----          | 3-5          | 75+        | 25                                    | 48  | 49  | 32  | 38  | --- | 20   |
| 79      | Do-----                                     | 2-3          | 60-75      | 32                                    | 51  | 51  | 35  | 40  | --- | 20   |
| 80      | Do-----                                     | 1-2          | 40-59      | 35                                    | 54  | 56  | 38  | 45  | --- | 23   |
| 81      | cot after 1 year C, C RdR-----              | 2-3          | 40-59      | 60                                    | 65  | 63  | 40  | 48  | --- | 25   |
| 82      | cot after 2 year c(RdL)after M-----         | 3-5          | 75+        | 36                                    | 63  | 62  | 39  | 45  | --- | 23   |
| 83      | Do-----                                     | 2-3          | 60-75      | 45                                    | 66  | 68  | 45  | 48  | --- | 25   |
| 84      | Do-----                                     | 1-2          | 40-59      | 55                                    | 70  | 73  | 50  | 48  | --- | 25   |
| 85      | cot in cot(V)-C(crot)system-----            | ---          | HP         | 28                                    | 40  | 45  | 35  | --- | --- | 22   |
| 86      | cot in cot-O-lesp seed RdL-----             | ---          | HP         | 23                                    | 34  | 40  | 30  | --- | --- | ---  |
| 87      | Do-----                                     | ---          | MP         | 25                                    | 40  | 45  | 37  | --- | --- | ---  |
| 88      | cot in cot-SG-sw cl-----                    | ---          | MP         | 25                                    | 45  | 48  | 35  | --- | --- | ---  |

| Line No  | Cover sequence, and management                       | Productivity |            | Soil-losa ratio for crop-stage period |      |      |       |     |      |      |
|--|--|--------------|------------|---------------------------------------|------|------|-------|-----|------|------|
|  |  | Hay yield    | Corn yield | F                                     | 1    | 2    | 3     | 4L  | 4R   | 4L+R |
| <b>SMALL GRAIN IN ROTATION</b>                                     |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| With meadow seeding:   |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| In disked row-crop residue   |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 89   | After 1 Year C after M----                           | 3-5          | 75+        | ----                                  | 20   | 12   | 2     | 2   | ---- | ---- |
| 90   | Do-----  | 2-3          | 60-74      | ----                                  | 30   | 18   | 3     | 2   | ---- | ---- |
| 91   | Do-----  | 1-2          | 40-59      | ----                                  | 41   | 25   | 4-15  | 2   | ---- | ---- |
| 92   | Do-----  | < 1          | 25-39      | ----                                  | 60   | 36   | 5-15  | 3   | ---- | ---- |
| 93   | After 2d or 3d year C after M -                      | 3-5          | 75+        | ----                                  | 32   | 19   | 5     | 3   | ---- | ---- |
| 94   | Do-----  | 2-3          | 60-74      | ----                                  | 40   | 24   | 5     | 3   | ---- | ---- |
| 95   | Do-----  | 1-2          | 40-59      | ----                                  | 58   | 35   | 5-15  | 3   | ---- | ---- |
| 96   | Do-----  | < 1          | 25-39      | ----                                  | 75   | 45   | 6-15  | 3   | ---- | ---- |
| 97   | After 1 or more C after SG-----                      | ----         | ----       | ----                                  | ( )  | ( )  | ( )   | ( ) | ---- | ---- |
| 98   | After 1st-year cot after M ----                      | 2-3          | ----       | ----                                  | 35   | 25   | 5-15  | 3   | ---- | ---- |
| 99   | After 2d-year cot after M-----                       | 2-3          | ----       | ----                                  | 50   | 35   | 5-15  | 3   | ---- | ---- |
| 00   | In cot middles after sw cl or lesp                   | ----         | ----       | ----                                  | 30   | 22   | 10-15 | 3   | ---- | ---- |
| On disked row-crop stubble, RdR -                                  |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 01   | After 1 year C after M-----                          | 2-3          | 60+        | ----                                  | 50   | 40   | 5-15  | 3   | ---- | ---- |
| 02   | Do-----  | 1-2          | 40-59      | ----                                  | 80   | 45   | 7-15  | 3   | ---- | ---- |
| 03   | After 2 years C after M-----                         | 2-3          | 60+        | ----                                  | 80   | 50   | 6-15  | 3   | ---- | ---- |
| 04   | After C 3d year after M-----                         | ----         | ----       | ----                                  | 92   | 55   | 7-15  | 3   | ---- | ---- |
| On plowed seedbed RdL  |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 05   | After 1 year C or SG after M --                      | 3-5          | 75+        | 25                                    | 45   | 30   | 5     | 3   | ---- | ---- |
| 06   | Do-----  | 2-5          | 60-74      | 35                                    | 51   | 34   | 5     | 3   | ---- | ---- |
| 07   | Do-----  | 1-2          | 40-59      | 42                                    | 60   | 40   | 7     | 4   | ---- | ---- |
| 08   | After 2 years C or SG after M -                      | 3-5          | 75+        | 36                                    | 60   | 40   | 5     | 3   | ---- | ---- |
| 09   | Do-----  | 2-3          | 40-59      | 55                                    | 70   | 45   | 7     | 4   | ---- | ---- |
| On plowed seedbed RdR  |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 10   | After 1 year C or SG after M --                      | 3-5          | 75+        | 55                                    | 60   | 40   | 5     | 3   | ---- | ---- |
| 11   | Do-----  | 2-3          | 60-74      | 60                                    | 65   | 42   | 6     | 3   | ---- | ---- |
| 12   | Do-----  | 1-2          | 40-59      | 65                                    | 70   | 45   | 7     | 4   | ---- | ---- |
| 13   | After 2 years C after M-----                         | 2-3          | 60-74      | 65                                    | 70   | 45   | 7     | 4   | ---- | ---- |
| Without meadow seeding:  |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 14   | Sequences and yield of lines 89-90                   | ----         | ----       | ( )                                   | ( )  | ( )  | 8     | 8   | 16   | ---- |
| 15   | Sequences and yield of lines 91-99                   | ----         | ----       | ( )                                   | ( )  | ( )  | 10    | 10  | 20   | ---- |
| 16   | 101, 105, 106, 108, 110                              | ----         | ----       | ( )                                   | ( )  | ( )  | 12    | 12  | 25   | ---- |
| 17   | Sequences and yield of lines 102, 104, 107, 111, 113 | ----         | ----       | ( )                                   | ( )  | ( )  | 12    | 12  | 25   | ---- |
| <b>DOUBLE-CHOPPED ROTATION</b>                                     |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 17   | Wheat (grain) and lesp (hay)-----                    | ----         | ----       | ----                                  | 25   | 25   | 5     | 5   | ---- | ---- |
| 18   | Wheat and lesp, both grazed-----                     | ----         | ----       | ----                                  | 25   | 25   | 12    | 6   | ---- | ---- |
| 19   | Spg oats (hay) and lesp (hay)-----                   | ----         | ----       | ----                                  | 50   | 18   | 5     | 5   | ---- | ---- |
| <b>ESTABLISHED MEADOWS</b>   |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 20   | Grass and legume mix-----                            | 3+           | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 0.4 | ---- | ---- |
| 21   | Do-----  | 2            | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 6   | ---- | ---- |
| 22   | Do-----  | 1            | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 1.0 | ---- | ---- |
| 23   | Alfalfa-----   | 2.5+         | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 2.0 | ---- | ---- |
| 24   | Lespedeza-----                                       | ----         | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 2.0 | ---- | ---- |
| 25   | Red Clover-----                                      | ----         | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 1.5 | ---- | ---- |
| 26   | Sericea 2d year-----                                 | ----         | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 2.0 | ---- | ---- |
| 27   | Sericea after 2d year-----                           | ----         | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 1.0 | ---- | ---- |
| 28   | Sweetclover-----                                     | ----         | ----       | ----                                  | ---- | ---- | ----  | 2.5 | ---- | ---- |
| <b>CORN AFTER CORN</b>   |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| Strip till Planted with indicated amount of residue on the surface |  |              |            |                                       |      |      |       |     |      |      |
| 29   | 1,000 to 1,500 lbs-----                              | ----         | 75+        | ----                                  | 50   | 40   | 25    | 30  | ---- | ---- |
| 30   | 1,500 to 2,000 lbs-----                              | ----         | 75+        | ----                                  | 40   | 32   | 18    | 25  | ---- | ---- |
| 31   | 2,000 to 3,000 lbs-----                              | ----         | 75+        | ----                                  | 30   | 24   | 14    | 20  | ---- | ---- |
| 32   | 3,000 to 4,000 lbs-----                              | ----         | 75+        | ----                                  | 20   | 16   | 9     | 15  | ---- | ---- |
| 33   | 4,000 to 6,000 lbs-----                              | ----         | 75+        | ----                                  | 7    | 7    | 7     | 7   | ---- | ---- |
| 34   | 6,000 lbs-----                                       | ----         | 75+        | ----                                  | 3    | 3    | 3     | 3   | ---- | ---- |

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO

\* P : FACTOR DE CONTROL DE EROSION

Construcción de terrazas.  
Zurcos en los límites de las parcelas.  
Estabilización de flujos concetrados.  
Favorecer el crecimiento de vegetación en las fronteras de las parcelas.

FACTOR P PARA CONTORNEO

| Pendiente del terreno | Valor P |
|-----------------------|---------|
| 1.1 - 2               | 0.60    |
| 2.1 - 7               | 0.50    |
| 7.1 - 12              | 0.60    |
| 12.1 - 18             | 0.80    |
| 18.1 - 24             | 0.90    |

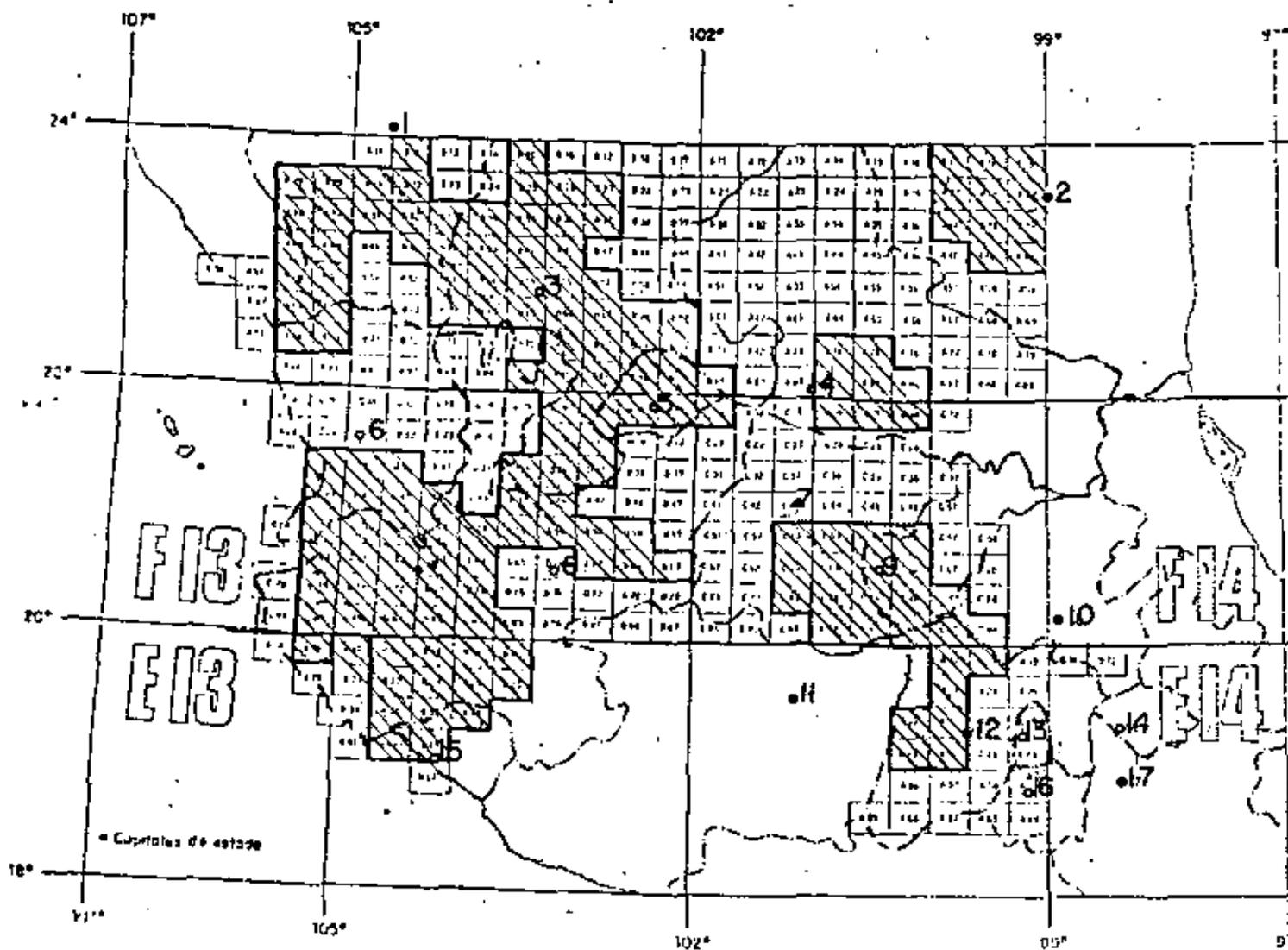
PENDIENTE Y LONGITUDES MAXIMAS PARA CONTORNEO

| Pendiente del terreno<br>% | Máxima longitud de la<br>pendiente (m) |
|----------------------------|--|
| 2                          | 122                                    |
| 4 - 6                      | 100                                    |
| 8                          | 60                                     |
| 10                         | 30                                     |
| 12                         | 24                                     |
| 14 - 24                    | 18                                     |

ANCHO DE FRANJA RECOMENDADO PARA "CULTIVO" EN  
FRANJA

| Pendiente del terreno<br>% | Ancho de la franja<br>(m) |
|----------------------------|---------------------------|
| 2 - 7                      | 27 - 30                   |
| 8 - 12                     | 23 - 27                   |
| 13 - 18                    | 18 - 23                   |
| 19 - 24                    | 15 - 18                   |

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO



CAPITALES

- 1 Durango
- 2 Cd. Victoria
- 3 Zacatecas
- 4 San Luis Potosí
- 5 Aguascalientes
- 6 Tepic
- 7 Guanajuato
- 8 Guadalajara
- 9 Querétaro
- 10 Pachuca
- 11 Morelia
- 12 Toluca
- 13 Cd. de México
- 14 Tlaxcala
- 15 Colima
- 16 Cuernavaca
- 17 Puebla

ZONAS DE LA REPUBLICA MEXICANA EN QUE SE CUENTA CON INFORMACION TANTO SOBRE ARRASTRE DE AZOLVE (SARH) E INFORMACION COMPLETA DE CETENAL.

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO

CORRELACION FACTOR DE LLUVIA (R) = PRECIPITACION MEDIA (h) EN mm.

| Ecuación            | Noviembre-Abril |        |        | Mayo-Octubre |          |        | Anual    |         |        |
|---------------------|-----------------|--------|--------|--------------|----------|--------|----------|---------|--------|
|                     | $a_0$           | $a_1$  | r      | $a_0$        | $a_1$    | r      | $a_0$    | $a_1$   | r      |
| $h = a_0 + a_1 R$   | 69.5480         | 0.0248 | 0.5300 | 644.0824     | 0.0169   | 0.1458 | 704.1727 | 0.0492  | 0.2880 |
| $h = a_0 R^{a_1}$   | 62.8604         | 0.0586 | 0.6202 | 503.8210     | 0.0292   | 0.5690 | 386.8937 | 0.0969  | 0.4527 |
| $h = a_0 e^{a_1 R}$ | 68.2060         | 0.0003 | 0.5590 | 684.5400     | -0.00002 | 0.3909 | 673.8600 | 0.00008 | 0.3606 |

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO

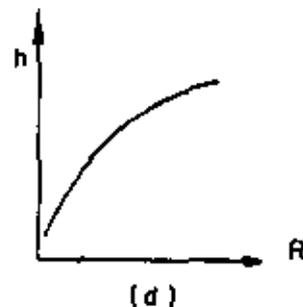
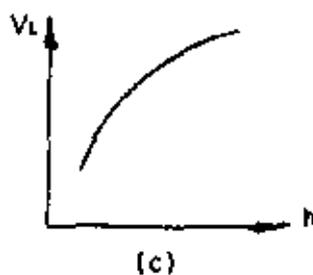
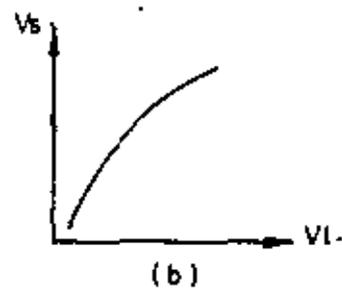
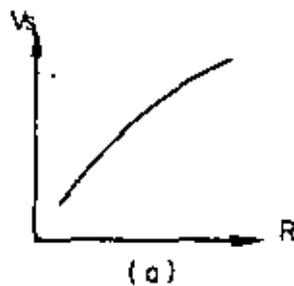
\* FACTOR DE LLUVIA R.

$$A = R \boxed{K L S C P}$$

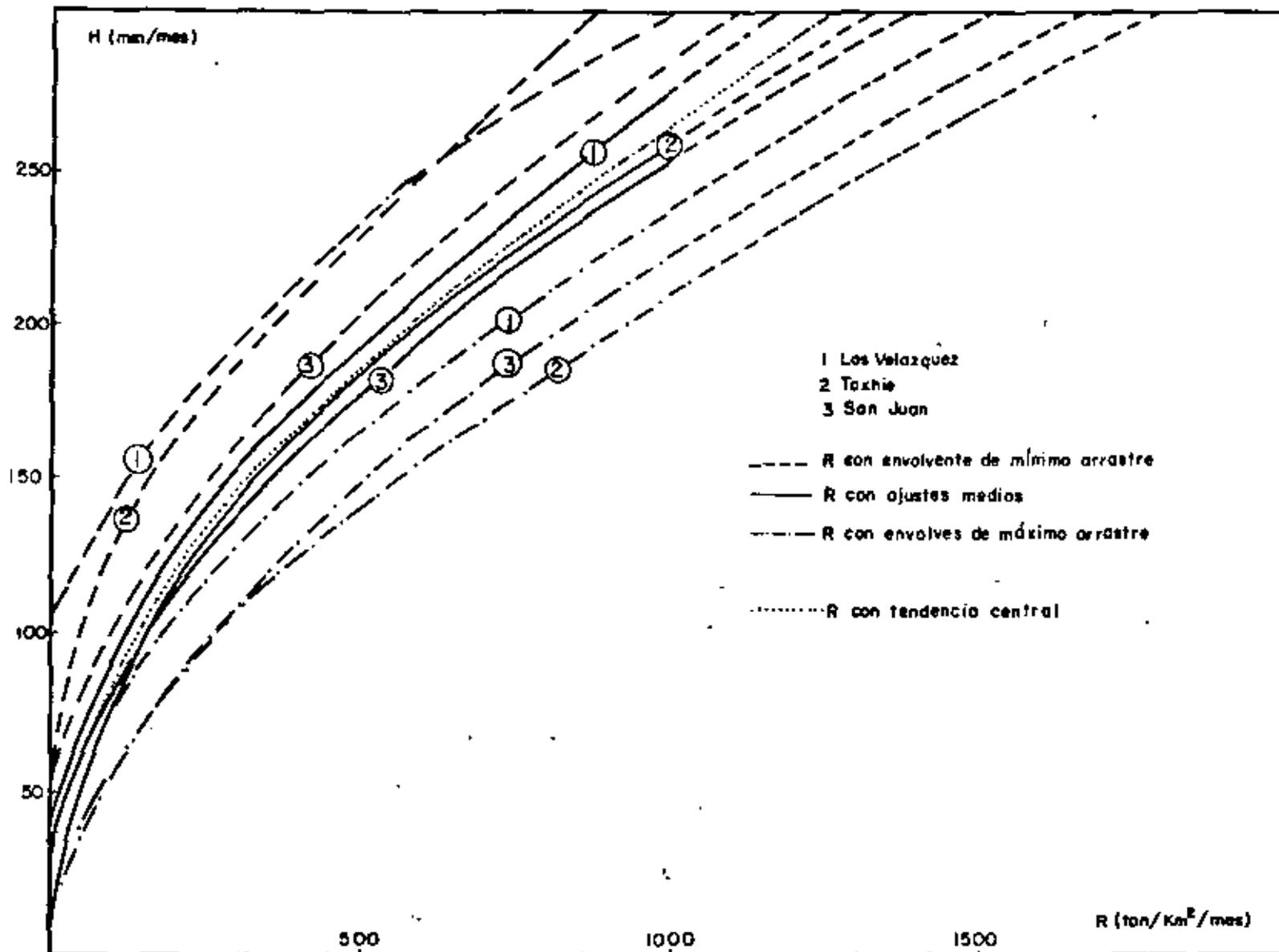
A: valores reportados en los boletines hidrológicos de la SARH como "VOLUMENES MENSUALES DE ACARREO" pero transformado a toneladas de acarreo mensuales.

R: Factor de lluvia (por estimar)

K L S C P : Factores constante para una cuenca determinada.



(valores mensuales)



ALTURA DE LLUVIA MENSUAL-FACTOR DE LLUVIA R PARA LAS TRES CUENCAS ESTUDIADAS, MOSTRANDOSE TAMBIEN LAS ENVOLVENTES MAXIMAS Y MINIMAS, ASI COMO TAMBIEN LA TENDENCIA CENTRAL.

FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO  
ING. JAIME CAMARGO

\* FACTOR DE EROSIBILIDAD DEL SUELO

Los Edafólogos y Agrónomos lo estiman en función del horizonte en que se encuentran, su composición mineral, biológica, etc.

Los Ingenieros Civiles, por su preparación en mecánica de suelos lo estiman en función de sus características mecánicas tales como: plasticidad, coeficiente de fricción interna, peso volumétrico, etc.

Valores de K

|          |      |   |      |
|----------|------|---|------|
| Gravas   | 0.1  | - | 0.02 |
| Arenas   | 0.28 | - | 0.08 |
| Arcillas | 0.36 | - | 0.26 |
| Limos    | 0.69 | - | 0.28 |

cuando la cuenca no es homogénea, la evaluación de "K" se obtiene con

$$K = \sum_{i=1}^n \frac{K_i p_i}{100}$$

$K_i$  : es el valor de K correspondiente a ese material

$p_i$  : es el porcentaje que el suelo tiene de cada material  $i$ .

## FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO

ING. JAIME CAMARGO

### \* FACTOR GRADIENTES

el factor  $S = f$  (topografía)

- en parcelas pequeñas no representa dificultad alguna en su estimación.
- en cuencas completas es común estimarla a través de su pendiente media por cualquiera de los métodos existentes (Horton p.e.).
- con la pendiente así obtenida, se usa la ecuación siguiente para valuar el factor "S".

$$S = \frac{0.43 + 0.30S_g + 0.043S_g^2}{6.613}$$

### \* FACTOR DE LONGITUD L

- en parcelas pequeñas es función de la longitud del terreno por estudiar.
- en cuencas completas, no se sabe exactamente que longitud deberá tomarse. Weischmeir y Smith definieron el factor "L" como una función de la longitud durante la cual se mantiene constante la "S". Un método que se ha utilizado es:
  - 1) Se obtiene la densidad de drenaje  $D = L/A$ .
  - 2) Se obtiene su recíproco  $1/d = A/L$ ; interpretándose como área de la cuenca que está drenada por unidad de longitud del cauce.
  - 3) Se asemeja el área tributaria así obtenida a la de un círculo y que en la parte media de él se tiene la línea de drenaje.
- con la longitud así obtenida, se aplica la fórmula siguiente para valuar el factor "L".

$$L = \left[ \frac{L}{72.6} \right]^m$$

## FILOSOFIA DE LA PERDIDA DE SUELO

ING. JAIME CAMARGO

### \* FACTOR DE CULTIVO "C"

- Para efectos de aplicación práctica en caso de hacer una evaluación "rápida" del factor "C", se utilizan los valores consignados en la lámina.
- Cuando se está trabajando con extensiones grandes de terreno y diferentes características de cobertura vegetal

$$C = \sum_{i=1}^n P_i C_i$$

$P_i$  : representa el porcentaje del área total.

$C_i$  : factor de cultivo correspondiente a la zona "i"

### \* FACTOR DE CONTROL DE EROSION P

La concepción no cambia al generalizar la EUPS a cuencas completas

$$P = \sum_{i=1}^n P_i p_i$$

$P_i$  : es el valor de "P" correspondiente a un área.

$p_i$  : es el porcentaje del área total

## BIBLIOGRAFIA

1. Wischmeir, W.H., "Rainfall Erosion Potential", Agricultural Engineering, Abril 1962.
2. Maza Alvarez, J.A., Camargo Hdez. Jaime, García Flores, Magallanes Jesús, Mejía Roberto, "Evaluación de los métodos para determinar la cantidad de azolve en las presas". Instituto de Ingeniería, Informe Interno, Noviembre 1976.
3. Gracia Sánchez Jesús, Aparicio Javier, Magallanes Jesús, "Arrastre de suelos por lluvia" Instituto de Ingeniería, Informe Interno, Octubre 1977.
4. Springall G, Rolando "Hidrología" Informe 09. Instituto de Ingeniería. Abril 1970.
5. Beasley, R.P., "Erosion and sediment pollution control" IOWA State University press, Ames, Iowa, 1972.
6. Chow V.T., "Handbook of Applied Hydrology", Mc Graw-Hill Book Company, N.Y.
7. "Sedimentation Engineering", ASCE, M&R N°54. 1975, Vito A. Vanoni, Editor, N.Y., 1975.





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam

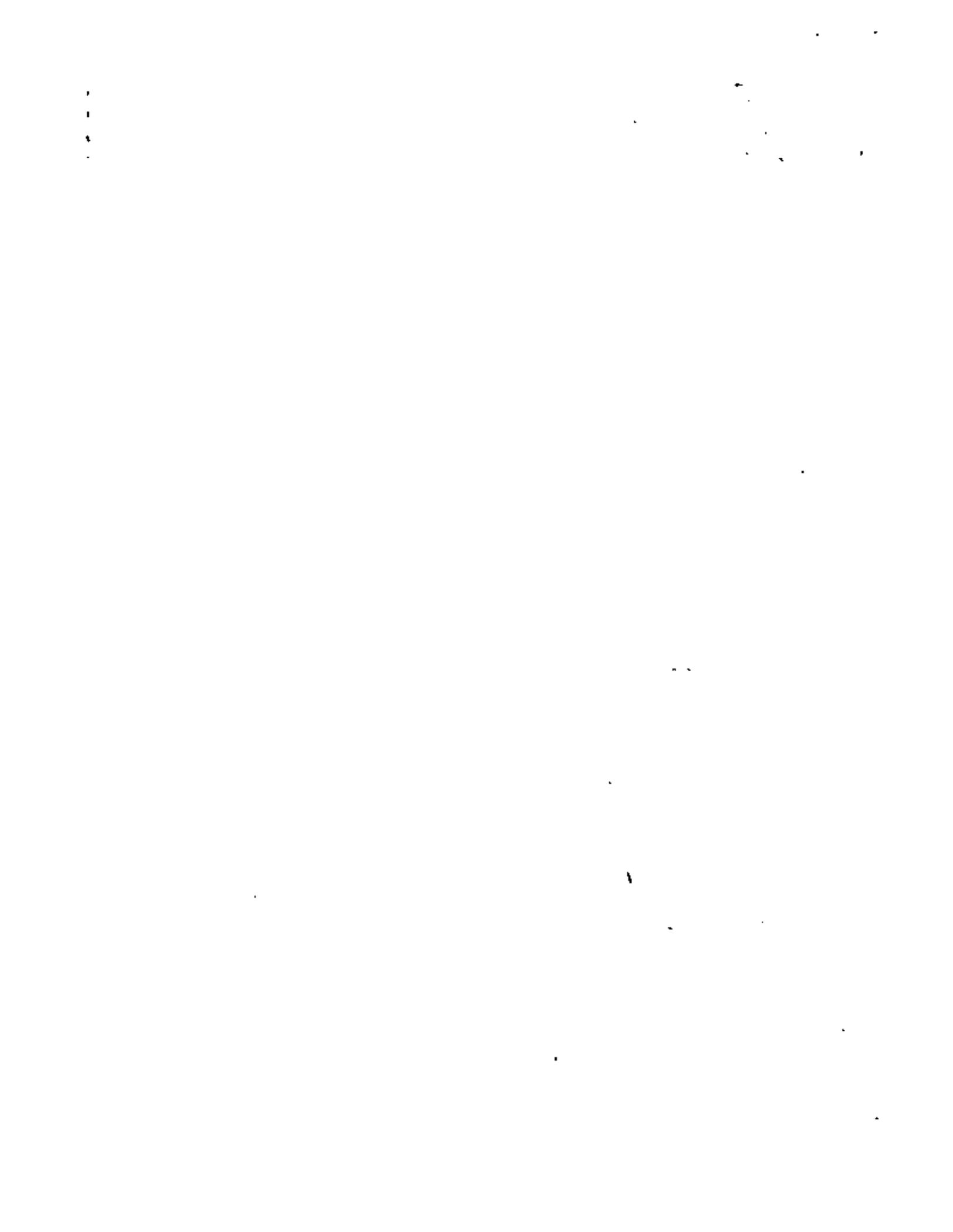


EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

DISEÑO DE CAUCES CON TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

M. EN I. JAIME EUCLIDES CAMARGO HERNANDEZ

FEBRERO, 1980



## COMPORTAMIENTO DE CAUCES NATURALES.

### 1. INTRODUCCION.

La importancia de estudiar los fenómenos inherentes a los aprovechamientos hidráulicos recae en buena medida en aquellos asociados con el comportamiento de los cauces naturales o artificiales; ello abarca también los efectos de las vías terrestres en las planicies fluviales y la protección de los terrenos adyacentes a los cauces naturales.

Esto conduce a separar, para su análisis, el tipo de comportamiento de los cauces, cubriendo entre otros los siguientes puntos: estudio de cauces para riego, navegación, etc.; comportamiento de cauces naturales sin intervención humana: movimientos laterales, deslaves, etc. y por último los efectos del hombre en el comportamiento de los ríos al construir obras de regulación o aprovechamiento.

En los canales artificiales, por ejemplo los de riego, es necesario para lograr su mejor utilización que se alcance un diseño que facilite su mantenimiento, tenga pocas pérdidas y la sección seleccionada así como el método constructivo, lo hagan económico.

En este caso, generalmente los canales excavados en tierra resultan ser atractivos por su bajo costo de construcción, pero frecuentemente se tienen problemas con las erosiones y depósitos que ocurren al no considerarse el material sólido que pudiera arrastrarse. Algunos de ellos deberán diseñarse para no arrastrar las partículas del fondo y taludes.

Si ahora se piensa en un cauce natural y su comportamiento, sin alteraciones por la actividad humana, es importante mencionar algunos problemas propios de los mismos: meandreo, cauces abandonados, corrimiento laterales y poca capacidad hidráulica. Para reducir o controlar esos efectos es necesario una comprensión más clara de las características de los ríos, principalmente los perfiles verticales y longitudinales con el fin de mantener aquellos que desarrollen un adecuado comportamiento ya sea por medio de obras de encauzamiento o regulación.

Por otro lado, hay que mencionar en forma relevante, dado que sus resultados se observan con mayor rapidez, a todos los efectos antes mencionados, los - - -desequilibrios causados por la acción del hombre en la naturaleza al intentar aprovechar el agua de los cauces. Por ejemplo, al construir embalses, aguas abajo de los mismos las características del río se ven afectadas al perder el aporte de material sólido transportado por el agua y también debido al cambio del hidrograma. Así mismo cuando se abren nuevas zonas a la agricultura o --ganadería, la contribución de sólidos de la cuenca a los cauces aumenta considerablemente y sus consecuencias son notorias al modificar la capacidad hidráulica del cauce o quizá generar problemas de azolves en un embalse aguas abajo de la zona, además de modificar el hidrograma original del río.

## 2. TEORIAS EXISTENTES.

### 2.1 Concepto de Estabilidad.

El término de "canal ó cauce estable" define el comportamiento de aquellos cauces que mantienen sus características hidráulicas y morfológicas en un período determinado, sin que esto implique que en ese lapso no se tengan cambios, graduales, de dichas condiciones.

En hidráulica fluvial, de acuerdo con las ideas de Maza y Cruickshank, se puede pensar en tres tipos diferentes de estabilidad, a saber: morfológica, estática y dinámica; pudiendo los cauces, si no ocurren alteraciones sustanciales, pasar de una a otra en forma gradual. Antes de extender más esta idea, se hablará sobre el significado de grados de libertad, para relacionarlos con los conceptos de estabilidad que han sido propuestos.

#### 2.1.1 Grados de libertad.

Grado de libertad se define como la facilidad de que el cauce modifique ya sea su tirante,  $d$ , su ancho,  $b$ , o su pendiente,  $s$ , al ocurrir cambios en el gasto líquido, sólido o en las características del material que lo forma.

##### - Cauces con un grado de libertad.

Supóngase que se tiene un canal revestido de concreto, con pendiente y sección uniformes; si se hace pasar un gasto a través de él, escurrirá con un tirante dado. Así se tendrá para cada gasto un tirante asociado que no variará mientras no se modifique dicho gasto. Para estas condiciones se dice que el canal tiene un grado de libertad y, por tanto, para conocer su régimen hidráulico se requiere una sola ecuación, de la cual se obtendrá el tirante, que será en función de los parámetros restantes: pendiente, rugosidad, ancho, gasto, etc., que permanecerán constantes; la ecuación es una de fricción como la de Manning, Darcy, etc.

##### - Cauces con dos grados de libertad.

Ahora, por otro lado, si a dicho canal únicamente se le dejan las orillas fijas y el fondo se forma, por ejemplo, con arena, suministrándole en forma constante un gasto líquido y uno sólido, del mismo material del fondo.

En estas condiciones se tendrá un ajuste en la pendiente y el tirante que - - permanecerán sin variaciones mientras no se modifiquen los demás parámetros - (gasto sólido y líquido, ancho, material del fondo, etc.). En tal caso, se - dice que el canal tiene dos grados de libertad y se requieren, por tanto, dos ecuaciones para conocer sus condiciones de escurrimiento. Dichas expresiones serán una ecuación de fricción y otra de capacidad de arrastre total.

La ecuación de fricción en este caso es diferente a la indicada anteriormente, ya que debe ser una expresión que considere la granulometría del material y -- las formaciones del fondo (dunas y rizos), las que también dependen del flujo y del material del fondo.

#### - Cauces con tres grados de libertad.

Si también se eliminan las fronteras resistentes, se tendrá un cauce formado - totalmente de arena e igualmente es alimentado constantemente con el gasto - líquido y el sólido. Dependiendo de estos gastos y de las características -- del material con que se ha formado el cauce, se llegará a un equilibrio. - - Cuando ello ocurre se tendrán un ancho, tirante y pendiente, que aproximadamente serán los mismos siempre que se repita el experimento bajo iguales condiciones.

En este caso se necesitan tres ecuaciones para definir su comportamiento - - hidráulico y geométrico. Las dos primeras son las mismas utilizadas en canales con dos grados de libertad y la tercera deberá relacionar la forma de la - sección, el área o el ancho con las características del flujo, del material -- y/o restantes características geométricas,

#### Cuarto grado de libertad.

Algunos autores, entre ellos Blench, Schumm, etc., mencionan un cuarto grado - de libertad: la posibilidad de que el río forme meandros. Aunque, generalmente, el estudio de este aspecto se realiza como la definición de las características geométricas de los meandros y no en relación con los otros parámetros -- hidráulicos y físicos.

Los autores Maza y Cruickshank comentan que los meandros son la forma como el río puede aumentar la longitud de su recorrido y así disminuir la pendiente --

cuando se requiere sea menor que la del valle en que corre el río. Además, - aceptan que la geometría de los meandros sigue una ley específica de acuerdo - con las características físicas y del flujo en los cauces.

## 2.2 Estabilidad en cauces naturales y canales.

La estabilidad requerida en canales artificiales no revestidos significó el -- inicio del estudio de este concepto y posteriormente con el aumento en el uso de las corrientes naturales se buscó una definición más amplia de esta idea, - ya sea como una extensión o un nuevo juicio para explicar el comportamiento de los cauces naturales y artificiales.

### 2.2.1 Cauces con estabilidad morfológica.

Representa el concepto más amplio de estabilidad, aplicado a cauces naturales; donde las características geométricas e hidráulicas dependen del gasto que - - escurre por él y su distribución en el tiempo, de las características físicas de los materiales en el tramo y de la calidad y cantidad del gasto sólido, tan - to del transportado de aguas arriba por la corriente como por aportaciones - - laterales al tramo.

Es notorio que sólo cambios bruscos, sismos, hundimientos, etc. pueden provocar alteraciones en la estabilidad morfológica y que las variaciones de esta - - ocurren en forma progresiva en grandes períodos.

Esto significa que ríos trenzados, con islas, con un sólo cauce, con meandros, etc., si no ocurren cambios violentos, todos ellos serán ríos estables desde - el punto de vista morfológico.

Para este tipo de estudios aún no hay criterios confiables y falta aumentar la información sobre características y comportamientos en cauces con este tipo de estabilidad.

### 2.3 Cauces con estabilidad estática.

En este caso se puede pensar en forma similar a cauces con un grado de libertad, o sea, la corriente no puede mover el fondo ni las orillas del cauce y además tiene la capacidad necesaria para mover los sedimentos que transporta sin que

estos se depositen; por lo que sólo puede adquirir un determinado tirante -- fijado por la pendiente, la rugosidad, el ancho, el gasto líquido, etc.; si -- estos factores no cambian, el tirante permanece constante.

Se pueden mencionar como ejemplos de este comportamiento los canales revesti-- dos, como caso extremo; cauces de montaña, generalmente formados en roca -- el río no puede mover; canales construídos en tierra o en materiales cohesivos que no arrastren o este sea mínimo y por último en cauces acorazados, esto es, cuando cesa una avenida, las piedras se depositan y acomodan no pudiendo ya la corriente moverlas ni arrastrar material.

Para el análisis de este tipo de canales, se pueden dividir en aquellos que -- mantienen fijas su fondo y sus márgenes, como los cauces de montaña y aquellos que no arrastran o este es mínimo, por ejemplo: canales de tierra. Para los primeros se utilizan expresiones del tipo de las de Manning y los segundos, se consideran como el límite entre aquellos canales que no arrastran y los que si arrastran, esto es, un diseño en el cual el material esta "a punto" de iniciar su movimiento.

La utilidad de este último concepto, en hidráulica fluvial, se presenta princi-- palmente en el diseño de canales de tierra usados para riego; en estos sus con-- diciones de trabajo exigen que no se deposite material y que la capacidad erosi-- va del flujo sea tal que no dañe el fondo ni los lados del canal. Se tienen principalmente dos teorías para esta práctica:

- a) Método de la velocidad máxima permisible o velocidad crítica.
- b) Método de la fuerza tractiva.

El primero consiste en limitar la velocidad media a un valor que no cause -- erosión en las paredes. El límite de este valor depende de las característi-- cas del flujo y del material de que esta formada la sección. Es un método en la actualidad en desuso debido a que no considera la distribución de velocida-- des ni la forma de la sección.

El método de la fuerza tractiva se inició en 1950 con los trabajos de E. W. -- Lane para la U.S.B.R.; se basa en la distribución de la fuerza tractiva en una

sección, tal que, la magnitud de esta fuerza en todos los puntos de la misma - sea suficientemente grande para prevenir depósitos cuantiosos y al mismo tiempo lo bastante pequeña para evitar socavaciones.

Generalmente se recomienda para diseñar canales que transporten agua limpia o con una concentración de sedimentos muy reducida.

#### 2.4 Cauces con estabilidad dinámica.

Lindley definió en 1919 el término "régimen" de la siguiente manera:

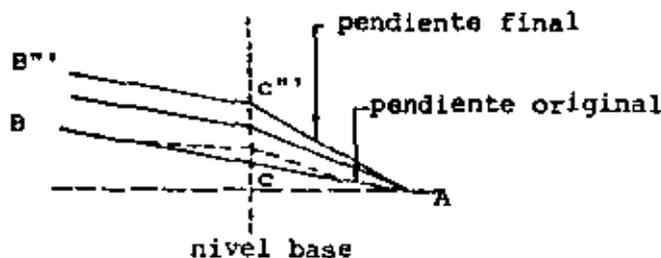
Quando un canal es usado para llevar agua con sedimentos, ambos, el fondo y los taludes se erosionarán o rellenarán, cambiando el tirante, pendiente y ancho hasta un estado de equilibrio en el - cual se dice que el canal está en "régimen".

La extensión de esta idea a cauces naturales lleva a definir el concepto de -- estabilidad dinámica; se dice que en cauces con tres grados de libertad, ancho, tirante y pendiente, mantienen una estabilidad dinámica si las características geométricas y físicas del cauce se mantienen sin variaciones apreciables en un ciclo hidrológico anual.

Esta definición tiene implícito que la corriente escurre por un solo cauce sin diversificarse en dos o más brazos. Como se observa un cauce con estabilidad dinámica es también uno con estabilidad morfológica que corre en un solo cauce, pero a la inversa no es posible.

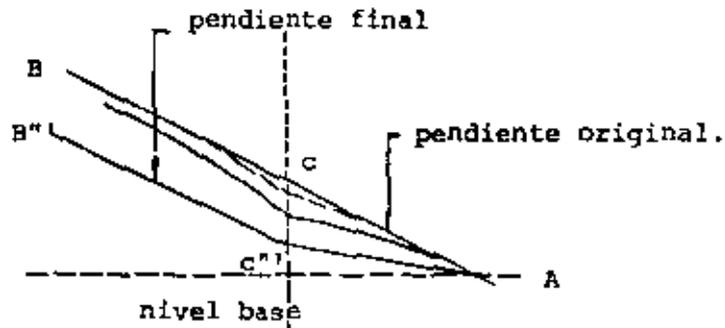
Según Lane 1955             $QBT \propto QdS$   
cambios en el perfil longitudinal.

1.



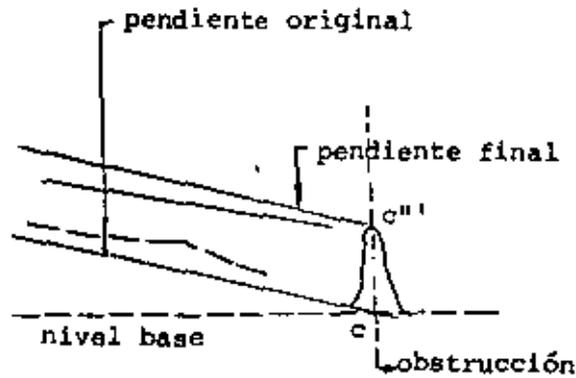
aumenta  $QBT$  ;  $D$  y  $Qd$  ctes  $\rightarrow S$  aumenta,  
ejemplo: mina.

2.



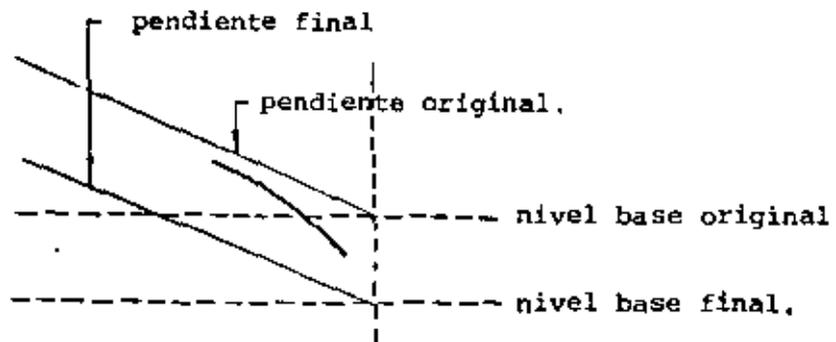
disminuye QBT ; D y Qd ctes + S disminuye  
ejemplo: presa, extracción de material.

3.



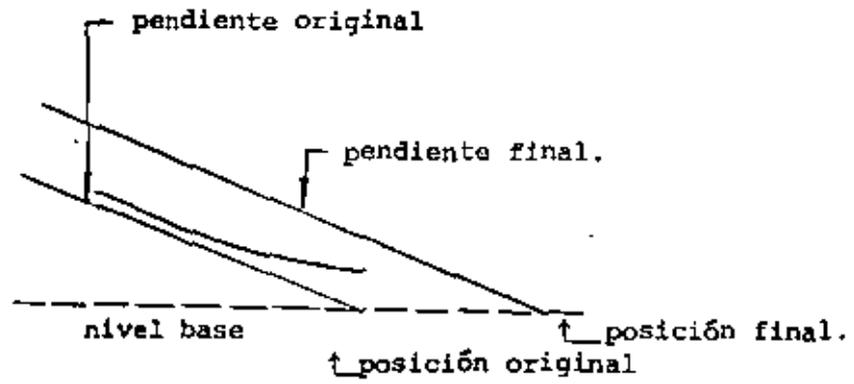
ejemplo: derrumbe de material (presa).

4.



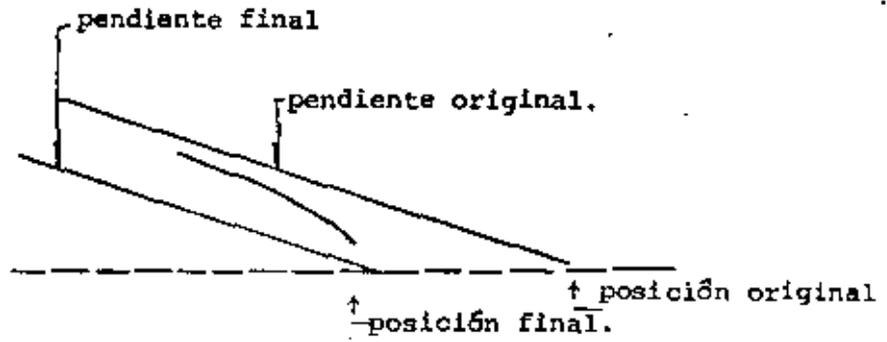
ejemplo: vaciar una presa (quitarla); tajo.

5.



ejemplo: Delta de un río.

6.



CRITERIOS DE EROSION Y DEPOSITOS.

a) Régimen Permanente.

$Qd$ ,  $Q_{BT}$  son constantes.

si el ancho no cambia se requieren dos ecuaciones.

1° fricción : Chezy, Manning, Cruickshank - Maza.

2° gasto sólido : Engelund, Meyer Pater.

ecuación fricción  $Qd = Cwd^{\alpha} S^{\beta} Q_B$

arrastre  $\phi = f \left( \frac{1}{\phi} \right)$

$\phi$ ,  $\psi$  : parámetros Einstein (factor transporte, intensidad de flujo)

$$\phi = \frac{q_{BT}}{D^{3/2} (q\Delta)^{1/2}} \quad \frac{1}{\phi} = \frac{\gamma S d^3}{(\gamma_S - \gamma) D}$$

el criterio de erosión puede explicarse como:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_{BT}}{\partial x} > 0 & \quad \text{EROSION} \\ \frac{\partial Q_{BT}}{\partial x} < 0 & \quad \text{SEDIMENTACION} \\ \frac{\partial Q_{BT}}{\partial x} = 0 & \quad \text{EQUILIBRIO.} \end{aligned}$$

b) Régimen no Permanente.

$$\frac{\partial d}{\partial t} + d \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial d}{\partial x} = 0 \quad \text{continuidad}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial d}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{g U |\bar{U}|}{C^2 d} \quad \text{impulso ó cant. mov.}$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_{BT}}{\partial v} - \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial q_{BT}}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial x} = 0 \quad \text{continuidad. masa sedimentos.}$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} dt + \frac{\partial w}{\partial x} dx = dw \quad w = U, d \text{ ó } z.$$

$$q_{BT} = \frac{0.04 (dS)^{3/2} U^2}{(1-E) \Delta^2 g^{1/2} D_{35}}$$

en forma matricial.

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & g & 0 & g \\ 0 & d & 1 & U & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial q_{BT}}{\partial U} & 0 & \frac{\partial q_{BT}}{\partial d} & 1 & 0 \\ dt & dx & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & dt & dx & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & dt & dx \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial U}{\partial t} \\ \frac{\partial U}{\partial x} \\ \frac{\partial d}{\partial t} \\ \frac{\partial d}{\partial x} \\ \frac{\partial z}{\partial t} \\ \frac{\partial z}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -gU|\tilde{U}|/c^2g \\ 0 \\ 0 \\ dU \\ dd \\ dz \end{bmatrix}$$

cuando el determinante es cero pueden determinarse u obtenerse las direcciones características.

$$-(dx)^3 + 2U(dx)dt + (gd - U^2 + g \frac{\partial q_{BT}}{\partial U}) dx(dt)^2 + g(\frac{d\partial q_{BT}}{\partial d} - \frac{U\partial q_{BT}}{\partial U}) (dt)^3 = 0$$

haciendo  $\frac{dx}{dt} = c$

$$-c^3 + 2Uc^2 + (gd - U^2 + g \frac{\partial q_{BT}}{\partial U}) c + g(\frac{d\partial q_{BT}}{\partial d} - U \frac{\partial q_{BT}}{\partial U}) = 0$$

si el fondo no se mueve, se llega a:  $C_{1,2} = U \pm \sqrt{gd}$

De Uries acepta

$$q_{BT} \ll q$$

$$q_{BT} = f(U^k)$$

$$C_1 = kU \frac{q_{BT}}{q}$$

↑  
varía entre 3 y 7.

en cada punto del plano  $x - t$ , se tienen 3 curvas características, siendo  $C_1$  y  $C_3$  positivas;  $C_2$  negativa. Desde el punto de vista matemático, -- para que el problema físico pueda ser resuelto, se requiere para  $t = 0$ , -- dar los valores de  $U$ ,  $d$  y  $z$  para toda  $0 \leq x \leq L$ ; además se requieren -- dos condiciones de frontera, funciones del tiempo en la frontera  $x = 0$  -- y  $x = L$  el  $q$  y  $q_{BT}$

otro método de solución : Cunge y Perdreau presentan un esquema de diferencias finitas del tipo implícito, es decir, las incógnitas pueden despejarse en forma directa; mientras que el propuesto por De Uries es de tipo

explícito, las variables dependientes pueden calcularse directamente como -  
conducción de estabilidad debe cumplirse que:

$$\frac{C \Delta t}{\Delta X} \leq 1$$

Gasto formativo.

Al inicio de la Teoría de Régimen, ya que se trataba de canales para riego, el gasto utilizado era controlado y se podía medir, no se tenían problemas con su identificación; después al tomarse en cuenta los cauces naturales se complicó la situación para elegir un gasto al analizar el cauce.

Este gasto líquido que debe considerarse en el estudio de un cauce natural, --  
dado que en los ríos las fluctuaciones de los gastos son bastante fuertes, es  
de gran importancia definirlo teóricamente como aquel que identifique al hidro-  
grama que conforma el cauce. Esto representa que todos los gastos que consti-  
tuyen el hidrograma colocados de acuerdo a las variaciones en el período - --  
analizado produzcan en el modelo físico o matemático los cambios propios del -  
prototipo.

Como esto es difícil de lograr se buscó un gasto que en forma teórica trate de  
cumplir con los requisitos mencionados.

A este gasto se le conoce como gasto "formativo" o "representativo", la elección  
del mismo depende del lugar, el cauce y la corriente misma. El hecho de que  
posteriormente cada autor utilice el gasto formativo de su preferencia o el --  
que según él se adapta más a sus estudios, resulta ser un tanto perjudicial ya  
que no permite llevar a cabo una comparación adecuada de los fenómenos produci-  
dos en sitios diferentes y más todavía si el autor no menciona el gasto que --  
maneja en sus expresiones.

Algunos autores, por ejemplo, utilizan como gasto representativo el gasto - -  
dominante, o sea aquel que es capaz de transportar en un período prefijado la  
misma cantidad de sedimento que el hidrograma en igual período; otros manejan  
el gasto que llena el cauce principal, el gasto medio anual, el gasto con un -

período de retorno de 1.4 años, etc.

#### 2.4.1 Principales teorías de estabilidad dinámica.

Las principales teorías relacionadas con el estudio y análisis de cauces con estabilidad dinámica son: Teoría de Régimen, Altunin y Maza-Cruickshank.

##### a) Teoría de Régimen.

La teoría de régimen es un método empírico que nació de las observaciones en los distritos de riego en la India; su aplicación, es por lo tanto principal en este tipo de canales y además en cauces con arena y/o arcilla y limo.

Trata de establecer relaciones entre los parámetros que definen el cauce: tirante, gasto líquido y sólido, ancho, pendiente, etc., correlacionando mediciones directas o indirectas de los mismos. En combinación con las experiencias resultantes, utilizan fórmulas del tipo de Kutter y Chezy para definir completamente las características de los canales y ajustar los coeficientes empíricos.

Posteriormente se ha tratado de establecer una justificación teórica de estas relaciones, con base en los adelantos en mecánica de fluidos y otras disciplinas afines a la hidráulica fluvial.

##### b) Altunin.

Representa un enfoque semiempírico al considerar también tanto expresiones teóricas como empíricas. Las tres ecuaciones de partida son: una empírica, similar a la de régimen; una de fricción, tipo Manning y una, que garantice el continuo movimiento del material sólido.

Sus estudios los llevó a cabo en ríos de la Unión Soviética, principalmente en cauces formados con arenas y/o gravas.

##### c) Maza - Cruickshank.

Maza y Cruickshank con base en sus ideas de estabilidad y grados de libertad, también consideran tres ecuaciones para definir este tipo de cauces: una de --

fricción, una de transporte de sedimentos y una que relacione los parámetros de la sección, del tipo de las de régimen; por esta última resulta ser también un análisis semiempírico. El rango de aplicación de su teoría queda principalmente comprendido para cauces arenosos.

## 2.5 Teoría de Régimen.

### 2.5.1 Principales aportaciones.

Se analizarán las más importantes contribuciones desde su inicio, mencionando el autor, fecha de referencia de sus trabajos, expresiones obtenidas por él, limitaciones y rango de aplicación. Después, a partir de las ecuaciones originales, se trabajará algebráicamente para definir explícitamente, si se puede, los parámetros más relevantes en función del gasto líquido y sólido y de las características del material o relaciones entre el ancho y el tirante que definan la sección.

TEORIA DE REGIMEN.

- \* R. G. KENNEDY (1895) De mediciones en los distritos de riego en la India encontró

$$U = 0.5476d^{0.64}$$

aplicable a canales formados por arena y/o arcilla y limo.

Para definir las características de los canales utilizan formulas del tipo de Kutter y Chezy

rango de aplicación  $4 < b/d < 30$

$$0.10 < D < 0.60 \text{ mm}$$

$$0.30 < Q < 283 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{coeficiente Kutter} = N = 0.0225$$

$$0 < Q_g < 1\%$$

taludes 2:1

orillas arcillosas..

- \* E. S. LINDLEY (1919). Parte de los datos de Kennedy

$$U = 0.57d^{0.57} \quad N = 0.025 \text{ para Kutter}$$

$$U = 0.2742b^{0.355}$$

$$b = 7.8566d^{1.606} \quad (\text{combinación de las anteriores})$$

- \* MOLESWORTH Y VENDUNIA (1922). Analizan varios canales en Egipto.

$$d = 0.10 \left( \frac{S}{50} + 4 \right) b^{0.5} \quad d > 1.62 \text{ m}$$

$$d = 0.0015 (100 S + 8)^2 b \quad d < 1.62 \text{ m}$$

- \* F. W. WOODS (1927). Parte de la información de Kennedy

$$d = 0.5104b^{0.434}$$

$$U = 0.4371 (\log 3.2808b) \quad (S.M.D)$$

$$S = \frac{1}{2(\log 35.3157Q) 1000}$$

\* G. LACEY (1929, 33, 39, 58 y 66).

en 1929 introduce un factor "silt factor",  $f$ , ó factor de sedimento para algunos de fricción, que considera los sedimentos del fondo.

$$U = 0.6459 f^{0.5} R^{0.5} \quad 2$$

$$A = 134.1957 \frac{U^3}{f^2}$$

$$P = 4.83 Q^{0.5}$$

$$n = 0.022 f^{0.2} \text{ (Manning)}$$

$$f = 50.1980 D^{0.5} \quad D = D_m$$

en 1935 revisó sus ecuaciones

$$n = 0.0225 f^{0.25}$$

$$U = \frac{1}{n} R^{3/4} S^{1/2}$$

$$S = \frac{0.000309 f^{5/3}}{Q^{1/6}}$$

en 1939, propuso las siguientes ecuaciones

$$U = 10.7678 (R^2 S)^{0.33} \quad Fr < 1 \quad 1$$

$$0.53 < U < 2.75 \text{ m/s}$$

$$0.771 < R < 5.43 \text{ m}$$

$$f \leq 24.27 ; \quad D \leq 23.495 \text{ cm} \quad n \leq 0.05$$

al substituir valores en 1

$$U = 0.6357 (f R)^{0.5} ; \text{ similar a } 2$$

introduce el término de "shock losses" para explicar la disparidad entre  $f$  y  $D$ , considerando para esto que la formación de dunas es el factor principal de variación entre estos parámetros; además presenta una relación para la rugosidad

$$f = (f_{UR} f_{RS})^{0.5} \quad f_{UR} \rightarrow 2; \quad f_{RS} \rightarrow 1$$

$$f = 55.6561 D^{0.5}$$

en 1958, elimina el término de "shock losses" y explica el cambio de la rugosidad =  $f$  (forma del fondo)

$$f = 50.5964 D^{0.5} \quad (\text{para } E = 1.10)$$

$$E = \frac{P}{W_s} ; \quad W_s = \text{ancho superficie libre.}$$

$$U = 0.6349 (f d)^{0.5}$$

$$b = 4.8308 Q^{0.5}$$

para el rango de aplicación  $0.15 \leq D < 0.40 \text{ mm}$ ;  $0.14 < Q < 141.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , -  $Q_{BT}$  reducido,  $\bar{c} = 550 \text{ p.p.m}$ , rizos.

\* HURST (1930). Utiliza la información de Lindley

$$S = 64.8010 \times 10^{-6} \left(1 + \frac{2.12}{R}\right)$$

es aplicable sólo para un grupo de datos de R, como fórmula general encierra un valor límite para la S.

\* BALLESTER (1936) Río Negro de Argentina, para un  $d = 2$  m, - - -  
 $45 < Q < 1600$  m<sup>3</sup>/s, contenido arcilla de 20.8 % y 3.3% en las orillas y el fondo respectivamente

$$U = 0.52 d^{0.44}$$

\* TCHIKOFF (1936). Canales Valle Imperial (USA),  $5.10 < Q < 102$  m<sup>3</sup>/s, - -  
 $0.88 < \bar{V} < 1.52$  m/s.

$$U = 1.065 R^{0.5}$$

$$U = 0.5400 d^{0.57}$$

\* BOSE y MALHOTRA (1936). De mediciones realizadas en la India

$$P = 4.8543 Q^{0.5}$$

$$S = 0.3762 \frac{D^{0.06}}{Q^{0.21}}$$

$$R = \frac{P S^{0.25}}{6250D}$$

$$U = 0.6185 R^{0.25}$$

$$R = 0.57 Q^{0.334}$$

las expresiones anteriores no son confiables, se llega a valores absurdos en "D".

\* MALHOTRA (1936). De la información de Lindley

$$U = 11.7412 R^{0.632} S^{0.434}$$

que más bien tiene la forma de una fricción.

\* T. BLENCH.

en 1941 con C. King demuestran un método para separar el factor de sedimento,  $f$ , de Lacey en dos:  $F_b$ ,  $F_s$  (factor de fondo y factor de orilla respectivamente), como consecuencia de tener diferentes fases de flujo en el fondo y en las orillas; reemplaza  $P$  y  $R$  por  $b$  y  $d$ .

| ecuaciones básicas  | unidades.     |
|---|---------------|
| $F_b = \frac{U^2}{d}$                                     | $(m/s^2)$ .   |
| $F_s = \frac{U^3}{b}$                                     | $(m^2/s^3)$ . |
| $\frac{U^2}{gdS} = 3.63 \left(\frac{Ub}{v}\right)^{0.25}$ |               |

limitaciones:

fondo con dunas y material con distribución uniforme  
poco gasto en suspensión.

taludes cohesivos de comportamiento hidráulicamente liso.

secciones y pendiente uniforme.

$$0.10 < D < 0.60 \text{ mm} \quad ; \quad \frac{b}{d} > 5 \quad \delta \quad d > 40 \text{ cm.}$$

$$0.028 < Q < 283 \text{ m}^3/\text{s}$$

la 3a. fórmula para un gasto de fondo apreciable se convierte en:

$$\frac{U^2}{gdS} = 3.63 \left(1 + \frac{C}{233}\right) \left(\frac{Ub}{v}\right)^{1/4}$$

$C$  en pp  $10^5$

fórmulas de diseño:

$$b = \left[\frac{F_b Q}{F_s}\right]^{0.5} \quad K = \frac{3.63g}{v^{0.25}}$$

$$d = \left[\frac{F_s Q}{F_b Q}\right]^{1/3}$$

$$S = \left[\frac{F_b Q^{5/6} F_s^{1/12}}{K Q^{1/6}}\right] f'(c)$$

$$S = \left[\frac{F_b Q^{7/8}}{K b^{1/4} d^{1/8}}\right] f''(c)$$

$$S = \left[\frac{F_b Q^{5/6} F_s^{1/2}}{K Q^{1/6}}\right] f'''(c)$$

siendo:

$$f'(c) = (1 + 0.12C)^{5/8} \left(1 + \frac{C}{233}\right)$$

$$f''(c) = (1 + 0.12C)^{7/8} \left(1 + \frac{C}{233}\right)$$

$$f'''(c) = (1 + 0.12C)^{11/12} \left(1 + \frac{C}{233}\right)$$

F<sub>bo</sub> es el valor al cual tiende F<sub>b</sub> cuando la concentración tiende a cero.

expresiones adicionales.

$$d = \left[ \frac{Q^2}{F_b} \right]^{1/3}$$

$$U = (F_b F_s Q)^{1/6}$$

aplicable a modelos  
fluviales.

$$b = 4.83 Q^{1/2}$$

aplicable a ríos.

obtención de F<sub>b</sub> y F<sub>s</sub>

$$F_b = (0.12C + 1) F_{bo} \quad C \text{ p.p. mil}$$

$$F_{bo} = 1.83127 D^{1/2} \quad D_m \text{ (mat. fondo en mm)}$$

F<sub>s</sub> : (valores recomendados por el autor) (m<sup>2</sup>/s<sup>3</sup>)  
arena limosa (0.009); limo arcilloso (0.019);  
-  
lodos cohesivos (0.028).

$$F_s = \frac{F_{bs}^2}{8}; \quad F_s = 1.83127 D^{1/2}$$

D<sub>m</sub> (material de las orillas, en mm)

\* C. INGLIS (1941, 42, 49).

en 1941 propuso las siguientes expresiones para separar el factor de sedimentación de Lacey

$$f_{UR} = 2.4606 \frac{U^2}{R}$$

$$f_{RS} = 285.2964 R^{0.334} S^{0.667}$$

factores adimensionales

$$D = 0.0983 f_{UR}^{0.5} f_{RS}^{0.667}$$

$$S = \frac{0.000302 f_{UR}^{1/6} f_{RS}^{3/2}}{Q^{1/6}}$$

$$\frac{f_{RS}}{f_{UR}} = \left[ \frac{10.7678 R^{2/3} S^{1/3}}{U} \right]^2$$

en 1949 origina el término "formativo" a la descarga permanente que podía producir la misma longitud de meandro como una secuencia natural de gastos. Discutió la disparidad de  $f_{UR}$  y  $f_{RS}$ , sugiriendo que si se alcanza el estado final de régimen, estas adquieren el mismo valor.

ecuaciones de partida.

deducidas

$$P = 2.668 \frac{Q^{0.5} X^{0.25}}{(gd)^{0.25}}$$

$$R = 0.4725 \left(\frac{D}{g}\right)^{1/6} \frac{Q^{1/3}}{X^{1/3}}$$

$$S = 0.00054 Q^{1/6} g^{1/12} D^{5/12} X^{5/12}$$

$$U = 0.7933 Q^{1/6} g^{5/12} D^{1/12} X^{1/12}$$

$$\frac{U}{(gR)^{1/2}} = 1.155 X^{1/4}$$

siendo:

$$X = \frac{C W_B}{(gV)^{1/3}}$$

Número Inglis.

$$C = \frac{Q_B}{Q}$$

en 1963, propone además las siguientes ecuaciones:

$$U = \frac{0.00043}{S} (gD)^{0.5} X^{0.5}$$

$$\frac{UP}{V} = 2.1184 \left(\frac{g}{D}\right)^{1/6} \frac{Q^{2/3}}{V} X^{1/3}$$

\* LEOPOLD Y MADDOCK (1953).

Consideran  $Q$ ,  $Q_p$  variables independientes determinadas por el área de drenaje y las características de los canales como variables dependientes. Analizaron datos de 119 estaciones de aforo en 9 diferentes lugares de los Estados Unidos donde el gasto líquido varía de 0.37 a 15047 m<sup>3</sup>/s; las expresiones a que llegaron son del siguiente tipo:

$$b = aQ^c$$

$$d = fQ^h$$

$$u = jQ^R$$

$$Q_p = mQ^n$$

$$s = pQ^t$$

$Q$  : gasto medio anual.

del principio de continuidad se establecen las siguientes relaciones para los exponentes y coeficientes

$$c + h + R = 1$$

$$afg = 1.$$

para el caso particular de Canadá, llegaron a:

$$\frac{b}{d} = 17.8638Q^{0.1940}$$

\* N. K. BOSE (1942). De canales estables en el Distrito de Riego de Punjab encontró

$$A = 2.2105Q^{0.85}$$

$$d = 0.3342 \frac{Q^{0.29}}{S^{0.37}}$$

$$S = 0.35082 \frac{D^{0.85}}{Q^{0.21}}$$

\* S. I RYBKIN (1947).

propone para ríos en Rusia, por ejemplo, ríos Oka y Alto Volga

$$b = 4.67\bar{Q}^{-0.57} K^{0.13} S^{-0.17}$$

$$d = 0.069\bar{Q}^{0.22} K^{0.50} S^{-0.24}$$

$$U = 3.10\bar{Q}^{-0.21} K^{0.37} S^{0.31}$$

$\bar{Q}$  : gasto medio anual, en m<sup>3</sup>/s.

$Q$  : gasto que pasa, quizá sea el formativo, en m<sup>3</sup>/s.

$$K = \frac{Q}{\bar{Q}}$$

S (mm/Km) ; d (cm) ; b (m) ; U (cm/s).

\* N CHIEN (1955) India.

consideró dos parámetros para  $f$  (factor de sedimento)

$f_{RS}$  y  $f_{UR}$

$$f_{UR} = 0.061 \left(\frac{q_T}{q}\right)^{0.715}$$

$$f_{RS} = 2.2 D^{0.45} \left(\frac{q_T}{q}\right)^{0.052}$$

D (mm) y  $q_T/q < 200$  ppm.

\* PRUS - CHACINSK (1958)

menciona que Velikanov desarrolló por análisis dimensional la siguiente - expresión aplicable a ríos

$$b = \frac{C_1 Q^{1/2}}{5.6236D^{0.25} S^{0.25}}$$

que Altunin comprobó en el rango siguiente

$$100 < Q < 8000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0.2 < D < 600 \text{ mm}$$

$$0.00002 < S < 0.02$$

la ecuación anterior se puede expresar como

$$b = C_2 \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}}$$

donde

$$C_2 = \frac{C_1}{5.6236D^{0.25} S^{0.05}}$$

al valor empíricamente el coeficiente  $C_2$

$$b = 0.75 \text{ a } 1.7 \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}}$$

con 0.75 para ríos de montaña

1.70 para ríos aluviales.

\* J. STEBBINGS (1962)

experimentó en canales de laboratorio.

$$0.052 < Q < 4.17 \text{ lts/s}$$

$$D : 0.3, 0.6, 1.2 \text{ y } 2.4 \text{ mm}$$

encontrando

$$A = 1.8378 Q^{0.90}$$

$$\frac{B}{d} = 1.6 \left( \frac{A}{d^2} \right)^{0.90}$$

para el ancho de la superficie

$$B_2 = 10.0392Q^{0.5}$$

$$Q_T = \text{máx}$$

$$B_1 = 6.2745Q^{0.5}$$

$$Q_T = 0$$

los  $d_1$  y  $d_2$  se obtienen de la expresión  $B/d$

\* F. M. HENDERSON (1963)

parte del concepto de fuerza tractiva.

la fórmula de Strichler

$$\begin{aligned}U &= 14.9063 R^{0.5} S^{1/3} \\P &= 1.3537 D^{-0.15} Q^{0.46} \\U &= 6.0731 D^{1/3} R^{1/6}\end{aligned}$$

manejando estas expresiones

$$\begin{aligned}Q &= 3.876 D^{1/2} \frac{bd}{S^{1/6}} \\S &= 0.0676 \frac{D}{R}\end{aligned}$$

si

$$\begin{aligned}\gamma_s &= 2600 \text{ Kg/m}^3, \quad \phi = 35^\circ \\ \text{Dacorazamiento } D_{80} &\text{ a } D_{90}\end{aligned}$$

$$\text{se obtiene } S = 0.3348 D^{1.15} Q^{-0.46}$$

Leopold y Wolman en cauces naturales (U.S.A., India)

$$S = 0.5158 D_{50}^{1.14} Q^{-0.44}$$

aplicable a ríos trezados y con meandros.

\* K. GHALEB (1963) (RIO NILO, EGIPTO).

$$U = 0.284 d^{0.727}$$

aplicable a:

$$200 < C < 3500 \text{ ppm}$$

$$D_{\text{susp}} < 0.2 \text{ mm}$$

\* S. U. CHITALE (1966) (INDIA).

$$P = 4.2998 Q^{0.523}$$

$$R = 0.4995 Q^{0.341}$$

$$S = 0.000278 Q^{-0.168}$$

$$U = 7.3393 R^{1/2} (R^{1/2} S)^{0.293}$$

\* P. ACKERS (1964)

$$A = 1.9222Q^{0.85}$$

$$U = 0.5202Q^{0.15}$$

$$b = 4.9Q^{0.42}$$

$$d = 0.3950Q^{0.43}$$

para el siguiente rango de variables.

$$0.0113 < Q < 0.153 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$34 < C < 43 \text{ ppm}$$

$$0.16 < D < 0.34 \text{ mm}$$

con base en las ideas de Einstein y Keulegan

$$d, b, A, U, S = f(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, Q)$$

cada uno de los coeficientes representa

$\alpha_1$  : la influencia del sedimento transportado

$\alpha_2$  : las características del fondo.

$\alpha_3$  : la forma de la sección.

\* GUPTA R. D. y KONDAP (1977).

con base en: los principios adimensionales

datos de diversos lugares.

$$b = 0.212 D \left[ \frac{g^{1/2} D^{3/2}}{v} \right]^{0.231} \left[ \frac{Q}{D^2 \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\rho} D \right)^{0.5}} \right]^{0.548}$$

$$A = 2.21 D^2 \left[ \frac{Q}{D^2 \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\rho} D \right)^{0.5}} \right]^{0.055}$$

para el rango

$$0.1048 < Q < 427 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0.23 < d < 4.88 \text{ m}$$

$$1.6 < b < 48.8 \text{ m}$$

$$10 < c < 2100 \text{ ppm}$$

$$0.02 < D < 7.5 \text{ mm}$$

\* R. KELLERIALS (1967)

analiza: Sus datos obtenidos de campo y laboratorio.

Los de Lane y Carlson (recopilados campo)

$$d = 0.1826Q^{0.4} ks^{-0.12}$$

$$s = 0.0860Q^{-0.4} ks^{0.92}$$

$$U = 1.6767Q^{0.1} ks^{0.12}$$

el rango de aplicación es el siguiente:

$$0.028 < Q < 3823 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0.76 < D < 45.72 \text{ cm}$$

$$0.00072 < s < 0.0131$$

$$0.032 < d < 7.8 \text{ m}$$

si se considera, b fijo, quedan:

$$d = 0.4706Q^{0.8} ks^{-0.12} b^{-0.8}$$

$$s = 0.0335Q^{-0.8} ks^{0.92} b^{-0.8}$$

$$U = 2.1257Q^{0.12} ks^{0.12} b^{-0.2}$$

para  $\frac{d}{ks} < 20$  ;  $ks = D_{90}$

\* S. U. CHITALE (1977)

datos recopilados en ríos con meandros como trenzados.

$$5.66 > Q > 708 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$8.23 > b > 99 \text{ m}$$

$$0.73 > d > 9.45 \text{ m}$$

$$0.0000758 > s > 0.022$$

$$0.11 > D > 1.70 \text{ mm}$$

en forma empírica

$$b = 1.4346 Q^{0.949} d^{-1.237}$$

$$d = 1.3382 Q^{0.767} b^{-0.808}$$

$$s = 231.4345 \times 10^{-4} Q^{7.2} b^{-7.767} d^{-9.900}$$

$$D \times 10^4 = 571.4545 Q^{14.310} b^{-15.103} d^{-18.379}$$

\* S. A. CHUMM (1977).

regiones semiáridas y semihúmedas U.S.A., Australia.

cauces con un contenido de grava  $\leq 10\%$

$$8.23 > b > 243.84 \text{ m}$$

$$0.73 > d > 5.49 \text{ m}$$

$$0.59 > Q_m \text{ (gasto medio anual)} > 141.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1.05 > S_l \text{ (long cauce/long valle)} > 2.5$$

en forma empírica

$$\frac{b}{d} = 255 M^{-1.08}$$

M : % Limo-arcilla en las márgenes (indicador estabilidad de las márgenes) =  $1.5574/Q_B$

sustituyendo en la expresión anterior

$$Q_B = 0.0092 \left(\frac{b}{d}\right)^{-0.9259}$$

$$\left(\frac{b}{d}\right) = 158.186 Q_B^{1.066}$$

así mismo llega para "b" y "d"

$$b = 43.6963 \frac{Q_m^{0.38}}{M^{0.39}}$$

$$d = 0.5141 M^{0.342} Q_m^{0.29}$$

$$\left(\frac{b}{d}\right) = 61.4554 Q_m^{0.09} Q_B^{0.732}$$

sustituyendo  $Q_B$

$$\left(\frac{b}{d}\right) = 8.4127 Q_m^{0.2793}$$

en Alberta y Canadá encontró

$$S = 0.003632 M^{-0.48} Q^{-0.42}$$

$$S = 0.00430 Q_B^{0.38} Q^{-0.32} \text{ (al sustituir M)}$$

$$\lambda = 1935.4677 \frac{Q^{0.34}}{M^{0.74}} \text{ (longitud meandros)}$$

$$S_l = 0.94 M^{0.25} \text{ (sinuosidad)}$$

\* ALTUNIN.

cauces en Rusia.

primera ecuación: Glushkov

$$\frac{b^m}{d} = K \quad (1)$$

K : ríos aluviales estables 8 a 12  
ríos con orillas firmes 3 a 14  
ríos con orillas inestables 16 a 20

m : ríos de montaña 1.0  
ríos de planicie 0.5

$$m = 0.72 \frac{D(\bar{Y}_3 - \bar{Y})^{0.1}}{YdS} \quad (\text{vease tabla})$$

B. M. Loxtín propone como criterio de estabilidad a lo largo del cauce

$$f = \frac{D^3}{D^2 S} = \frac{D}{S} \quad (\text{vease tabla})$$

segunda ecuación: Chezy

$$Q = Cbd (dS)^{0.5}$$

N. N Parlovkiy valúa:  $C = \frac{1}{n} d^\alpha$  ;  $1/5 > \alpha > 1/7$ ; al considerar  $\alpha = 1/6$

$$Q = \frac{1}{n} bd^{5/2} S^{1/2}$$

sustituyendo "d" dado por (1)

$$b = A_1 \frac{Q \sqrt{(3+5m)}}{S^{3\sqrt{(6+10m)}}} \quad \text{ó} \quad b = \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}} \quad (2)$$

$$A_1 = (nk^{5/3})^{1/(3+5m)} \quad (\text{vease tabla})$$

como alternativa

$$A = \frac{1}{U\phi^{0.5}}$$

$U\phi$  : velocidad límite para el gasto formativo, no produciendo ni arrastre ni depósito (vease tabla).

A. N. Gostusky para ríos de montaña.

$$b = 1.5 \frac{Q^{0.56}}{S^{0.16}}$$

tercera ecuación.

$$U = a U \phi d^{\alpha} ; \quad = \frac{1}{1+d}$$

a: zonas de montaña ó intermedia = 1.0

zonas de llanuras 1.1 a 1.15

$\alpha$ : gasto formativo 1/5

gasto medio con movimiento intenso del material  
del fondo 1/4

gasto medio en época de avenidas 1/3

por otra parte  $U = kd^Z S^X$

k (coeficiente de rugosidad = 11) Z y X (exponentes 1/2 y 1/3)

En tabla anexa Altunin presenta diferentes esquemas de posibles problemas y soluciones para los mismos.

\* MAZA - CRUICKSHANK (1975).

aplicable a cauces con fondo de arena

primera ecuación: Cruickshank - Maza

régimen inferior

$$Q = 7.58 W_{50} \text{ db} \left( \frac{d}{D_{04}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456}$$

válida para

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{D_{04}} \right)^{0.350} ; \Delta = \frac{Y_S - Y}{Y}$$

régimen superior

$$Q = 6.50 W_{50} \text{ db} \left( \frac{d}{D_{04}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352}$$

válida para

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{D_{04}} \right)^{0.382}$$

segunda ecuación : Engelund

$$Q_{BT} = \frac{0.04 (dS)^{1.5} bU^2}{\Delta^2 g^{0.5} D_{35}}$$

tercera ecuación : Gluskov

$$b^m = kd$$

si se supone  $m = 0.7$  se obtiene:  $B_e$ ,  $S_e$  y  $d_e$  para régimen superior y para régimen inferior.

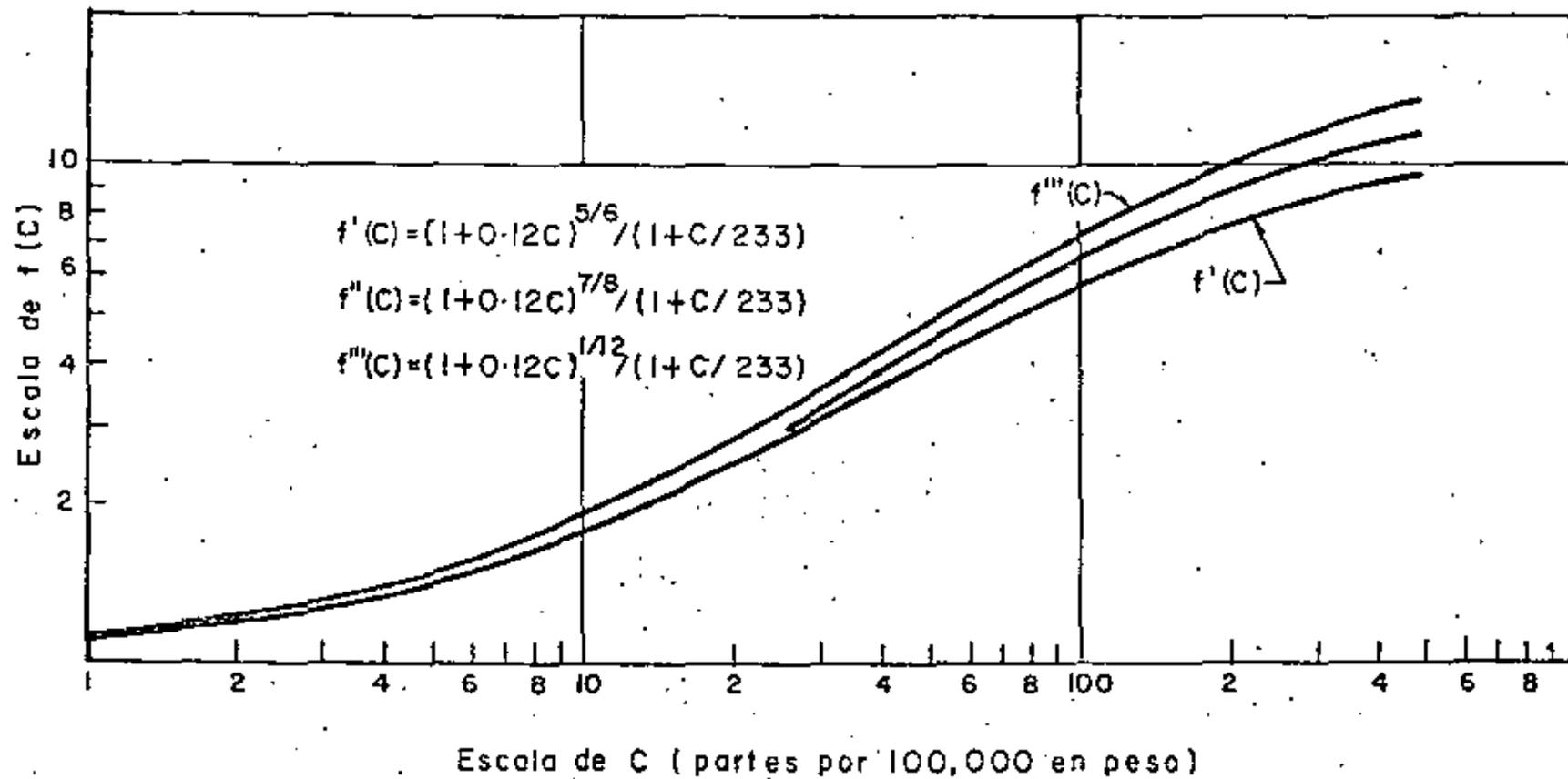


FIG. Funciones auxiliares  $C$  para el Método de Blench.

| Zona del río y condiciones del cauce  | f  | Número de Froude | Parametro A tipo de sección |      | Exponente m cuando K= 10 |      |
|---|----|------------------|-----------------------------|------|--------------------------|------|
|   |    |                  | a                           | b    | a                        | b    |
| Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras.   | 10 | 1.0              | 0.50                        | 0.75 | ----                     | 1.0  |
| Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boleó y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica.             | 7  | 1.0 - 0.50       | 0.75                        | 0.90 | 1.00                     | 0.80 |
| Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado de guijarros, grava y arena. Corriente tranquila. | 6  | 0.50 - 0.20      | 0.90                        | 1.00 | 0.80                     | 0.75 |
| Zona intermedia. Cauce formado de arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.  | 5  | 0.20 - 0.04      | 1.00                        | 1.10 | 0.75                     | 0.70 |
| Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.  |    |                  |                             |      |                          |      |
| a) Río Caudaloso  | 2  | 0.20 - 0.02      | 1.10                        | 1.30 | 0.75                     | 0.70 |
| b) Río poco Caudaloso   | 1  | 0.30 - 0.20      | 1.30                        | 1.70 | 0.60                     | 0.50 |

Caso ( a ) ---- Rios cuyas márgenes son firmes  
 Caso ( b ) ---- Rios de márgenes erosionables

| Tipo de Cauce    | Tirante   | Coficiente |
|------------------|-----------|------------|
| Cauce Caudaloso  | 2.50      | 1 / 5      |
| Cauce Intermedio | 1.5 - 2.5 | 1 / 4      |
| Cauce Reducido   | 1.50      | 1 / 3      |

| Variable por calcular | $\alpha = \frac{1}{5}$                           | $\alpha = \frac{1}{4}$                             | $\alpha = \frac{1}{3}$                             |
|-----------------------|--|--|--|
|                       | Primera Serie                                    | Se conocen S, V <sub>p</sub> , A                   |  |
| H                     | $\frac{0.732V_p^{10/3}}{(1000S)^{9/5}}$          | $\frac{0.685V_p^4}{(1000S)^{4/3}}$                 | $\frac{0.565V_p^6}{(1000S)^2}$                     |
| V                     | $V_p H^{1/5}$                                    | $V_p H^{1/4}$                                      | $V_p H^{1/3}$                                      |
| q                     | HV   | HV   | HV   |
| B                     | $\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$                          | $\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$                            | $\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$                            |
| Q                     | q <sup>5</sup>                                   | q <sup>4</sup>                                     | q <sup>3</sup>                                     |
|                       | Segunda Serie                                    | Se conocen Q, V <sub>p</sub> , A                   |  |
| S                     | $\frac{0.00192 A^{0.053} V_p^{3.26}}{Q^{0.325}}$ | $\frac{0.00163 A^{0.069} V_p^{3.21}}{Q^{0.268}}$   | $\frac{0.00123 A^{0.31} V_p^{3.15}}{Q^{0.154}}$    |
| B                     | $\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$                       | $\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$                         | $\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$                         |
| q                     | $\frac{Q}{B}$                                    | $\frac{Q}{B}$                                      | $\frac{Q}{B}$                                      |
| H                     | $\left(\frac{q}{V_p}\right)^{5/6}$               | $\left(\frac{q}{V_p}\right)^{4/5}$                 | $\left(\frac{q}{V_p}\right)^{3/4}$                 |
| V                     | $\frac{q}{H}$                                    | $\frac{q}{H}$                                      | $\frac{q}{H}$                                      |
|                       | Tercera Serie                                    | Se conocen Q, S, A                                 |  |
| V <sub>p</sub>        | $\frac{0.87 Q^{0.10} (1000S)^{0.307}}{A^{0.2}}$  | $\frac{0.855 Q^{0.063} (1000S)^{0.32}}{A^{0.175}}$ | $\frac{0.943 Q^{0.046} (1000S)^{0.317}}{A^{0.10}}$ |
| B                     | $\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$                       | $\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$                         | $\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$                         |
| q                     | $\frac{Q}{B}$                                    | $\frac{Q}{B}$                                      | $\frac{Q}{B}$                                      |
| H                     | $\left(\frac{q}{V_p}\right)^{5/6}$               | $\left(\frac{q}{V_p}\right)^{4/5}$                 | $\left(\frac{q}{V_p}\right)^{3/4}$                 |
| V                     | $\frac{q}{H}$                                    | $\frac{q}{H}$                                      | $\frac{q}{H}$                                      |

TABLA RESUMEN DE FORMULAS DE CAUCES ESTABLES CRITERIO MAZA-CRUIKSHANK.

Régimen inferior

Régimen superior

$$\tau_* = \frac{\gamma d_s}{(\gamma_s - \gamma) D_{84}}$$

$$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = (S_s - 1)$$

$$D_* = \frac{d}{D_{84}}$$

$$\frac{1}{S} \geq 903 \tau_*^{0.538}$$

$$\frac{1}{S} \leq 891 \tau_*^{0.618}$$

$$B = \frac{0.3084 D_{84}^{0.2483} K^{0.6996} Q^{0.6297}}{W_{50}^{0.3917} (S_s - 1)^{0.0594} g^{0.0595} D_{35}^{0.1190} Q_s^{0.1190}}$$

$$B = \frac{0.3248 D_{84}^{0.2611} K^{0.7141} Q^{0.5959}}{W_{50}^{0.4055} (S_s - 1)^{0.0477} g^{0.0478} D_{35}^{0.0952} Q_s^{0.0952}}$$

$$d = \frac{0.4393 D_{84}^{0.1737} Q^{0.4403}}{W_{50}^{0.2735} (S_s - 1)^{0.0415} g^{0.0415} D_{35}^{0.0832} K^{0.5108} Q_s^{0.0832}}$$

$$d = \frac{0.4554 Q^{0.4167} D_{84}^{0.1826}}{W_{50}^{0.2835} (S_s - 1)^{0.0334} g^{0.0333} D_{35}^{0.0666} K^{0.5006} Q_s^{0.0666}}$$

$$S = \frac{2.9665 (S_s - 1)^{1.2799} g^{0.2798} D_{84}^{0.2234} K^{0.2962} Q_s^{0.5596} D_{35}^{0.5596}}{W_{50}^{0.3525} Q^{0.7667}}$$

$$S = \frac{3.1082 (S_s - 1)^{1.2904} g^{0.2905} D_{35}^{0.5810} K^{0.3092} Q_s^{0.5810} D_{84}^{0.2349}}{W_{50}^{0.3649} Q^{0.7971}}$$

VALORES DE LA VELOCIDAD  $V_{\phi}$  DE FORMACION DEL CAUCE EN  
 FUNCION DEL DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN MOVIMIENTO

| Diámetro en mm | $V_{\phi}$ en m/seg | Diámetro en mm | $V_{\phi}$ en m/seg |
|----------------|---------------------|----------------|---------------------|
|                |                     | 46             | 1.44                |
|                |                     | 48             | 1.47                |
|                |                     | 50             | 1.50                |
| 1.0            | 0.60                | 52             | 1.54                |
| 2.5            | 0.75                | 54             | 1.56                |
| 5.0            | 0.80                | 56             | 1.59                |
| 10             | 0.83                | 58             | 1.62                |
| 15             | 0.86                | 60             | 1.65                |
| 20             | 0.90                | 65             | 1.69                |
| 25             | 0.98                | 70             | 1.73                |
| 30             | 1.04                | 75             | 1.76                |
| 32             | 1.11                | 80             | 1.80                |
| 34             | 1.17                | 85             | 1.84                |
| 36             | 1.24                | 90             | 1.88                |
| 38             | 1.29                | 95             | 1.91                |
| 40             | 1.35                | 100            | 1.95                |
| 42             | 1.38                | 150            | 2.40                |
| 44             | 1.41                | 200            | 2.60                |

## 2.6 Relaciones más importantes.

De las relaciones entre algunos parámetros del cauce y el gasto líquido, resultan los siguientes valores para las variables  $b$ ,  $d$  y  $S$ , obtenidas como promedio de los datos por varios autores:

$$b \sim Q^{0.491}$$

$$d \sim Q^{0.3655}$$

$$S \sim Q^{-0.2711}$$

Para la pendiente también se observa la relación  $Q^{-0.166}$  como otra función -- bastante utilizada por varios autores.

Por otra parte, un factor muy importante para definir las características de un cauce estable es la relación ancho-tirante ( $\frac{b}{d}$ ), la cual es un indicador de la forma y estabilidad de la sección.

Stebbing aporta unas ideas interesantes al respecto, al comentar que la forma de la sección depende fundamentalmente del gasto de fondo y observa además que el área es constante para un régimen establecido y cualquier gasto sólido, y -- que la relación  $b/d$  aumenta cuando aumenta el gasto sólido; Schumm confirma esta tendencia y además considera la influencia de las arcillas en los taludes, para determinar la forma del cauce.

Maza - Cruickshank obtienen la relación inversa, para un aumento del gasto -- sólido  $b/d$  disminuye y además si el gasto sólido fuera cero no se tendría -- una relación  $b/d$ , lo cual no ocurre, por lo que precisamente se necesita encontrar una expresión de manera tal que cuando el gasto sólido sea nulo no desaparezca la sección.

En materiales gruesos Kallerhals enfatiza que el tratamiento para estos cauces debe ser un poco del tipo estático en donde se considere la fuerza con que el agua actúa en el fondo y los taludes, (él usa una relación entre el cortante -- del agua y el diámetro "dominante"). Esto significa que la forma del cauce -- depende del acorazamiento del cauce y el cortante que produzca el agua sobre --

el fondo principalmente.

También es importante decir que los factores  $F_b$  y  $F_s$  de Blench representan el efecto del agua sobre taludes y fondo, y al obtener la relación  $b/d$  de -- Blench esta queda en función de dichos parámetros y de la velocidad del líquido.

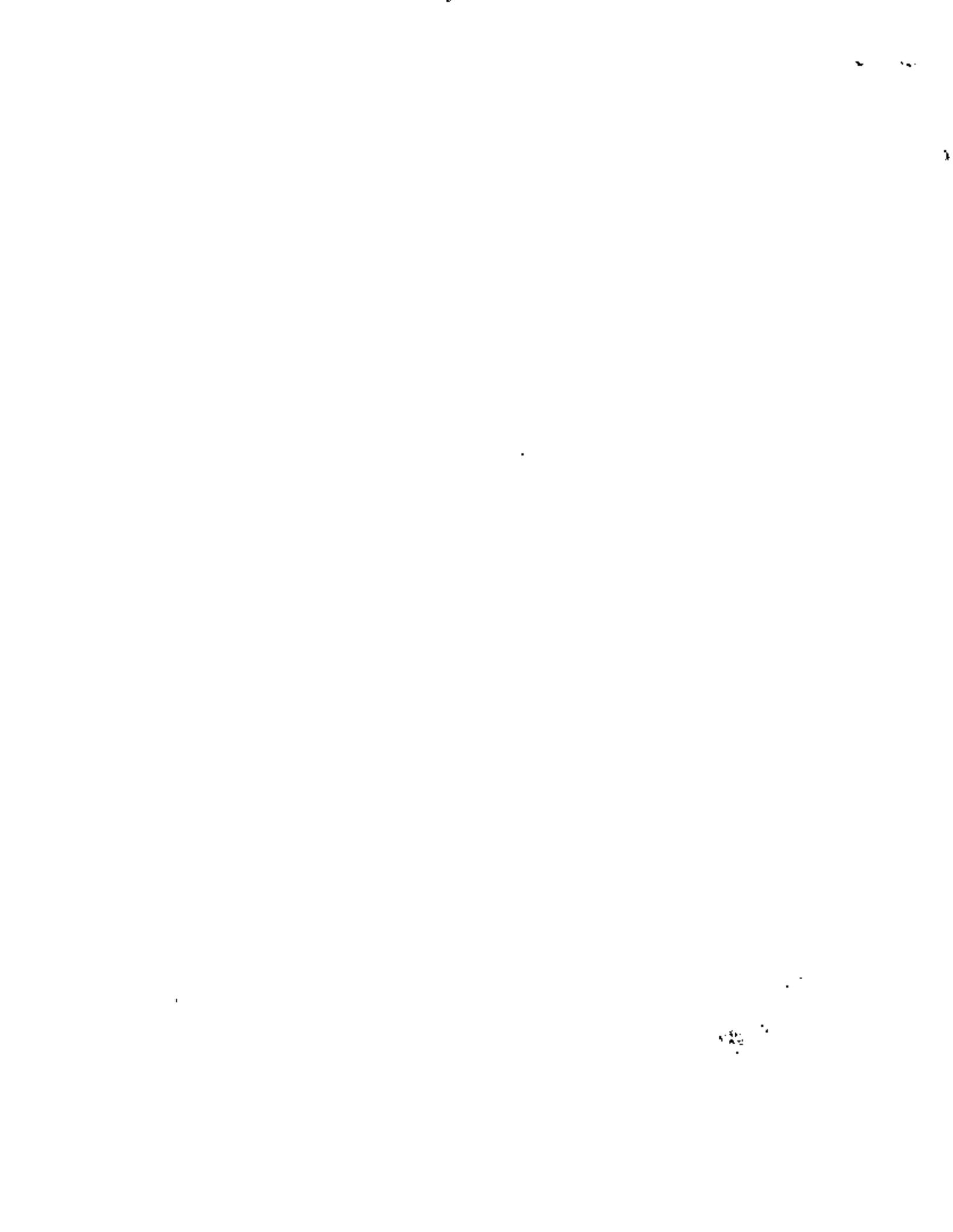
TABLA 2.1 Valores del factor de erosibilidad  $K$   
para suelos "típicos" en E.U.A.

| Suelo   | $K$  |
|---|------|
| 1. Aluvión limoso de Dunkirk  | 0.69 |
| 2. Aluvión limoso de Keene  | 0.48 |
| 3. Limo de Shelby   | 0.41 |
| 4. Limo de Lodi   | 0.39 |
| 5. Aluvión limoso de Fayette  | 0.38 |
| 6. Arena arcillo-limosa de Cecil  | 0.36 |
| 7. Aluvión limoso de Marshall   | 0.33 |
| 8. Aluvión limoso de Ida  | 0.33 |
| 9. Arcilla-limosa de Mansic   | 0.32 |
| 10. Aluvión arcillo limoso de Hagerstown  | 0.31 |
| 11. Arcilla de Austin   | 0.29 |
| 12. Aluvión limoso de México  | 0.28 |
| 13. Aluvión limoso de Honeoye   | 0.28 |
| 14. Limo arenoso de Cecil   | 0.28 |
| 15. Limo de Ontario   | 0.27 |
| 16. Limo arcilloso de Cecil   | 0.26 |
| 17. Arena fina limosa de Boswell  | 0.25 |
| 18. Arena fina limosa de Zaneis   | 0.22 |
| 19. Arena limosa de Tifton  | 0.10 |
| 20. Arena limosa de Freehold  | 0.08 |
| 21. Aluvión arcilloso "Bath Haggy" con<br>remoción de 5 cm de piedras super-<br>ficiales. | 0.05 |
| 22. Limo gravoso de Albá  | 0.03 |

## REFERENCIAS

1. R.J. Garde y K.G. Ranga Raju. "Mechanics of Sediment-Transportation and Alluvial Stream Problems". Halsted Press 1977.
2. W.H. Graf. "Hydraulics of Sediment Transport". McGraw-Hill.
3. A.J. Raudkivi. "Loose Boundary Hydraulics Pergamon" - Press 1976.
4. H.W. Shen. "River Mechanics V I, II". H.W. Shen., F. C. Colorado 1971.
5. E.W. Lane. "Stable Channels in Erodible Material". - ASCE Paper 1957.
6. G. Lacey. "Flow in Alluvial Channels With Sandy Mobile Beds". PICE Paper 6274. 1958.
7. E.W. Lane. "Design of Stable Channels". ASCE Paper 2776. 1953.
8. N. Chien. "A concept of the regime theory". Paper -- 2884; 1955 TASCE.
9. D.B. Simons y M.L. Albertson. "Uniform Water Conveyance Channels in Alluvial Material". Paper 3399 TASCE 1960.
10. N.E. Kondrat'ev, et al. "River Flow and River Channel Formation". Translated from Russian. 1962.

11. J. Stebbings. "The Shapes of Self-Formed Model Alluvial Channels". Paper No. 6642 PICE 1962
12. F.M. Henderson. "Stability of Alluvial Channels". - Paper No. 3440 ASCE 1963.
13. D.B. Simons y N.L. Albertson. "Uniform Water Conve-- uance Channels in Alluvial Material". ASCE Paper -- 3399, 1963.
14. P. Ackers. "Experiments on Small Streams in Alluvium". JHASCE, HY4, July 1964.
15. R. Kellerhals. "Stable Channels with gravel-Paved -- Beds". WHD ASCE Feb. 1967.
16. S.A. Schumm. "The Fluvial System". Ed. J. Wiley & - Sons. 1977.
17. T. Blench y M.A. Qureshi. "Practical Regime Analysis of River Slopes". JHD ASCE 1964.
18. T. Blench. "Mobile - bed Fluviology". The University of Alberta Press. 1969.
19. S.V. Chitale. "Sympathetic changes in river regime". PICE Vol. 63 Paper 8032.
20. S.T. Altunin. "Regulación de Cauces". Moscú, 1962,- Traducción del ruso al español.
21. R. Springall C. "Cauces Estables". I. de I. UNAM. - No. 157.



EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

**ESTABILIDAD DE  
CAUCES ARENOSOS**

JOSE ANTONIO MAZA  
CARLOS CRUICKSHANK\*

PROFESORES INVESTIGADORES, FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

1

2

3

4

5

6

7

8

9

# Estabilidad de cauces arenosos

J. Antonio Maza Alvarez\*  
Carlos Cruickshank Villanueva

## ABSTRACT

When water works are constructed on the rivers to make use of them and to defend against the floods that they produce or to solve problems of erosion and deposit, it is necessary to know the conditions under which the natural river is stable. The rivers have three grades of freedom and there by, three equations are required to know their stability conditions.

In this work are shown the formulae that have been derived, and that start from three equations utilized in fluvial hydraulics; these equations are: one of friction proposed by Cruickshank and Maza; another proposed by Engelund for sandy river beds and that permits the knowledge of total bed load, and the third equations proposed by Glushkov, that relates the width and height of a water flow.

While resolving a real problem, in many cases it is difficult to determine with precision one of the parameters, a fact that may lead to mistakes of importance. However, even though without knowing them it is possible to solve many problems, specially when some of those parameters remain constant when the modification is carried out or when the construction is taken place.

In this article are shown the applications of the proposed method, in which the number of the necessary variables diminishes, as long as the conditions of the river before its modification is known. Satisfactory results have been obtained in cases where the rivers have sand or grave in the bottom and on their banks.

## RESUMEN

Cuando se construyen obras en los ríos, con objeto de aprovecharlos y defenderse de las inundaciones que producen o resolver problemas de erosión y depósito, es necesario conocer las condiciones bajo las cuales un cauce natural es estable. Los ríos tienen tres grados de libertad y, por tanto, se requieren tres ecuaciones para conocer sus condiciones de estabilidad.

En este trabajo se muestran las fórmulas que han sido probadas y que parten de tres ecuaciones utilizadas en hidráulica fluvial; estas últimas son: una de fricción, propuesta por Cruickshank y Maza; otra, propuesta por Engelund para cauces arenosos, que permite conocer el arrastre de sedimentos, y la tercera propuesta por Glushkov, que relaciona el ancho y tirante de una corriente.

Al resolver un problema real se dificulta, en muchas ocasiones, determinar con precisión alguno de los parámetros, lo cual puede conducir a errores de importancia. Sin embargo, aun sin conocerlos es posible resolver muchos problemas, sobre todo cuando al efectuar la modificación o al construir la obra, algunos de esos parámetros permanecen constantes.

En este artículo se muestran aplicaciones del método propuesto, en que el número de variables necesarias disminuye, siempre que se conozcan las condiciones del río antes de modificarlo. Se han obtenido resultados satisfactorios en casos de ríos que tienen arena o grava en el fondo y en sus orillas.



## 1. INTRODUCCION

En 1895, Kennedy obtuvo su primera expresión empírica para definir la sección estable de un canal a partir de los datos obtenidos en diversos canales de tierra, principalmente de la India y Paquistán.

Desde esa fecha se cuenta con numerosas contribuciones, dentro de lo que se ha denominado teoría de régimen, principalmente debidas a Lane (ref 1), Lacey (ref 2), y Blench (ref 3). Por otra parte, en la Unión Soviética, Goncharov (ref 4), Lebediev (ref 5), y Altunin (ref 6), entre otros, han establecido otro criterio empírico. En fecha más reciente, Simmons (ref 7), Albertson y Ackers (ref 8) han contribuido en diversas formas a mejorar el conocimiento de los cauces y del desarrollo de meandros. La teoría de régimen nació de observaciones en canales formados con materiales limosos y arcillosos y su aplicación se ha extendido a ríos con fondo y márgenes de arena, limo y arcilla. El método de Altunin se basó en observaciones hechas en cauces naturales formados con boleo, grava y arena.

Las características de un cauce (pendiente, profundidad y ancho) dependen de: a) gasto de la corriente y sus variaciones; b) materiales del fondo y de las orillas, y c) cantidad y características de los sedimentos que alimentan el cauce y forman el fondo. Teóricamente, la pendiente y la sección transversal de un río pueden obtenerse en función de parámetros que representen tan fielmente como sea posible cada una de las tres condiciones mencionadas. Se supone que para que un tramo de río alcance esa pendiente y las secciones sean estables, ha transcurrido tiempo suficiente desde la última modificación natural y violenta que haya tenido lugar en dicho tramo.

## 2. GRADOS DE LIBERTAD

Supóngase que se tiene un canal con fondo y paredes muy resistentes, revestido de concreto, con pendiente y sección uniformes, y por comodidad se escoge rectangular; si se hace pasar un gasto a través de él, escurrirá con un tirante dado. Así se tendrá para cada gasto un tirante asociado que no variará mientras no se modifique dicho gasto. Para estas condiciones se dice que el canal tiene un grado de libertad y, por tanto, para conocer su régimen hidráulico se requiere una sola ecuación, de la cual se obtendrá el tirante, que será función de los parámetros restantes: pendiente, rugosidad, ancho, gasto, etc., que permanecerán constantes; la ecuación es una de fricción como la de Manning, Darcy, etc.

Ahora supóngase que a dicho canal únicamente se le dejan las paredes con material resistente y que el fondo se forma, por ejemplo, con arena, alimentado con gasto líquido constante, y a la vez con gasto sólido, también constante, formado con el mismo material del fondo.

En esas condiciones habrá un ajuste de todas las características hidráulicas y geométricas hasta que se adapte el fondo a una pendiente tal que la cantidad de arena que pase por una sección sea la misma a todo lo largo del canal. Cuando esto ocurre se han ajustado el tirante y la pendiente, que permanecerán sin variación mientras no se modifiquen los demás parámetros (ancho, gastos sólido y líquido, material del fondo, etc.). En tal caso, se dice que el canal tiene dos grados de libertad y se requieren, por tanto, dos ecuaciones para conocer sus condiciones de escurrimiento. Dichas expresiones serán una ecuación de fricción y otra de capacidad de arrastre total, ya que para que se establezca el equilibrio, la cantidad de material sólido que se alimenta debe coincidir con la capacidad de arrastre de la corriente.

La ecuación de fricción necesaria para analizar el escurrimiento con dos grados de libertad es diferente a la indicada anteriormente, ya que, por ser el fondo móvil, se deberá usar una expresión que considere la granulometría del material y el desarrollo de las ondulaciones (rizos y dunas) que se formarán en el fondo, las que a su vez dependen tanto de la velocidad y tirante del flujo como el material del fondo. Se utilizará la fórmula de fricción propuesta por Cruickshank y Maza (ref 9).

Si ahora al canal se le retiran las fronteras resistentes, se tendrá un cauce formado totalmente de arena. Supóngase que es alimentado, igual que en el caso anterior, con gastos líquido y sólido constantes. Dependiendo de estos gastos y de las características del material con que se ha formado el cauce, se llegará a un equilibrio, en el que el gasto sólido es igualmente constante en todas las secciones. Cuando ello ocurre, se tendrán ancho, tirante y pendiente, que aproximadamente serán los mismos siempre que se repita el experimento bajo iguales condiciones.

Para este último canal se tienen tres grados de libertad, con tres parámetros: ancho, tirante y pendiente en función de los restantes, y por tanto se necesitarán tres ecuaciones para definir su comportamiento hidráulico y geométrico. Las dos primeras son las mismas utilizadas en canales con dos grados de libertad y la tercera deberá relacionar la resistencia de las márgenes con las características del material y del flujo.



Al efectuar estudios como los indicados en canales con tres grados de libertad, los gastos generalmente son constantes y no varían con el tiempo. En este trabajo, al analizar un tramo de río, también se selecciona un gasto representativo del escurrimiento real; sin embargo, en la naturaleza los gastos varían constantemente y por ende los niveles del agua y volúmenes de materiales sólidos arrastrados. Las variaciones de nivel producen en las orillas escurrimientos hacia adentro o fuera del terreno (perpendiculares al flujo del río) que hacen variar la condición de estabilidad de las márgenes.

### 3. GRADOS DE ESTABILIDAD

El término "canal estable" o "cauce estable" se ha usado preferentemente para estudiar el comportamiento de canales o ríos formados por un solo cauce, y como tal no puede describirse la estabilidad de cualquier tramo de un río. A fin de que sea más fácil entender las condiciones de estabilidad de un cauce o canal, a continuación se presentan algunas ideas.

#### 3.1 Estabilidad estática

Cuando la corriente es capaz de arrastrar una cantidad de sedimento mayor que el que transporta, pero no puede mover y arrastrar los elementos de las orillas y fondo del cauce, el canal tiene "estabilidad estática".

Ejemplos de cauces con dicha estabilidad son: los canales revestidos, por mencionar una condición extrema; los formados por material granular cuando el gasto es tal que no puede moverlos, y los arroyos de montaña cuyos cauces están formados por boleos y rocas que rara vez son movidos por la corriente. Se han encontrado también muchos ríos que corren por terrenos formados por arcilla, que, al desarrollar cohesión, y por tanto, oponer mayor resistencia a la erosión, presentan este mismo tipo de estabilidad.

#### 3.2 Estabilidad dinámica

Un canal tiene estabilidad dinámica cuando las variaciones de la corriente, los materiales de la plan-

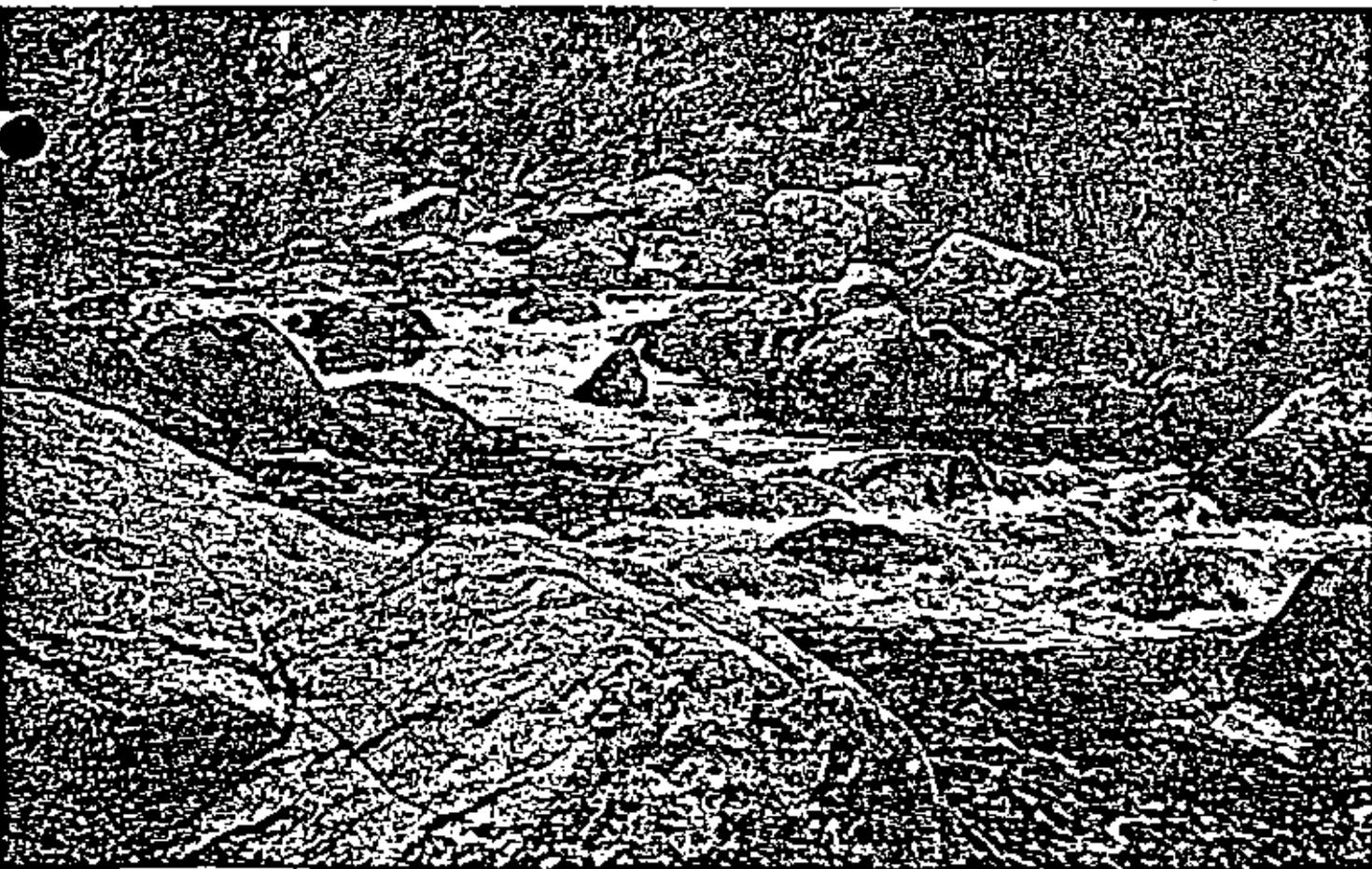


FOTO 1. Cauce en zona de montaña. Este tramo tiene estabilidad estática para la mayoría de los gastos, ya que los elementos del fondo no son movidos por ellos.



tilia y de las orillas, y los sedimentos transportados han formado una pendiente y una sección que no cambian apreciablemente año con año. Algunas alteraciones pueden ocurrir a lo largo de un ciclo anual, pero las condiciones se mantienen prácticamente iguales después de un ciclo completo. La estabilidad dinámica de un río exige implícitamente que el escurrimiento se haga por un solo cauce, sin formación de islas. Esta definición ha sido tomada del concepto de estabilidad expresado en la teoría de régimen. De este modo, un canal en régimen es estable dinámicamente. ...

### 3.3 Estabilidad morfológica

La estabilidad morfológica es el concepto más amplio; esto es, en cualquier cauce natural, la pendiente,  $S$ , de un tramo cualquiera, el ancho,  $B$ , y el tirante,  $H$ , de su sección transversal, así como el número de brazos,  $N$ , en que se divida el cauce dependen del gasto líquido,  $Q$ , que escurre anualmente y de su distribución, de las características físicas de los materiales que forman el fondo y paredes

del cauce, y de la calidad y cantidad de  $Q$ , del sedimento que es transportado, y que llega al tramo procedente de aguas arriba y de aportaciones laterales.

De acuerdo con esta descripción, la mayoría de los tramos de los ríos tienen estabilidad morfológica, igual el río que corre por un solo cauce y forma meandros regulares, que aquel que tiene un trazo no uniforme, o en el que se han formado islas, o bien el que escurre por varios brazos. Es decir, todos los ríos son estables desde el punto de vista morfológico, excepto en aquellos tramos en los que por un movimiento telúrico o un corte natural de algún meandro muy desarrollado, el río haya alterado bruscamente su curso o cambiado su pendiente.

Aclarando más esa idea, se puede mencionar que los cambios naturales en un río ocurren en períodos de tiempo muy grandes. Al considerar un período de tiempo muy reducido (vida útil de una obra: 75 años o menos), las características de cualquier tramo de río varían muy poco en forma natural, a excepción de sus desplazamientos laterales; por

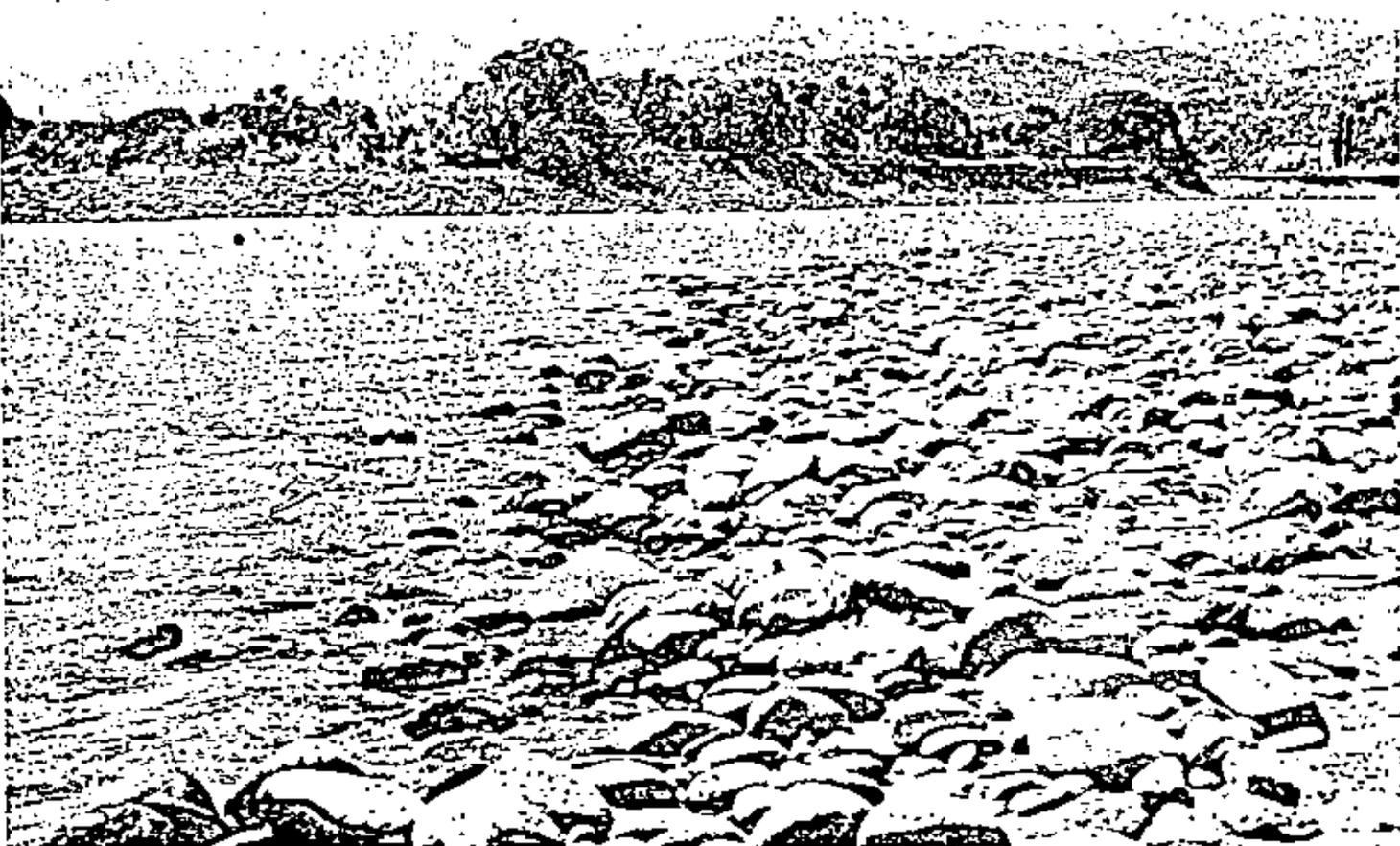


FOTO 2. Este tramo de río formado por un solo cauce tiene estabilidad morfológica para los gastos de la época de avenidas, pero durante el estiaje su estabilidad es estática, pues el fondo y orillas no son alterados por la corriente.



ello se habla de estabilidad morfológica. Si siglos después se observa el mismo río, las características de cada tramo habrán variado respecto a las inicialmente observadas, pero también serán estables en sentido morfológico.

Las alteraciones naturales mencionadas aceleran los cambios que sufre un río y solo en esas condiciones el tramo alterado no será estable.

### 3.4 Comentarios

En lo anterior no se han considerado las alteraciones que puede introducir el hombre, quien con la construcción de presas, rectificaciones de ríos y destrucción de bosques modifica los hidrogramas y la cantidad de sedimentos que llegan a cada tramo, de tal suerte que varios tramos, en mayor o menor grado, dejan de ser estables desde el punto

de vista morfológico y dinámico. Los tramos alterados por el hombre tenderán a alcanzar un cierto grado de estabilidad en unos cuantos años a partir de la modificación; por ejemplo, reducción de la capacidad hidráulica con formación de islas que se cubren de vegetación cuando se construye un gran embalse; creación de nuevos meandros o erosión activa en algunas curvas, al reducirse la longitud de un río mediante rectificación, etc. Si en dicha rectificación se protegen las márgenes y se evita la formación de un meandro, se producirá una erosión del fondo aguas arriba de dicha rectificación.

De acuerdo con las definiciones de estabilidad mencionadas, un canal con estabilidad dinámica puede tener estabilidad morfológica; es decir, cuando en forma natural un cauce arenoso escurre por un solo brazo. Lo contrario no es necesariamente cierto: por ejemplo, un tramo de río con cauce arenoso en que

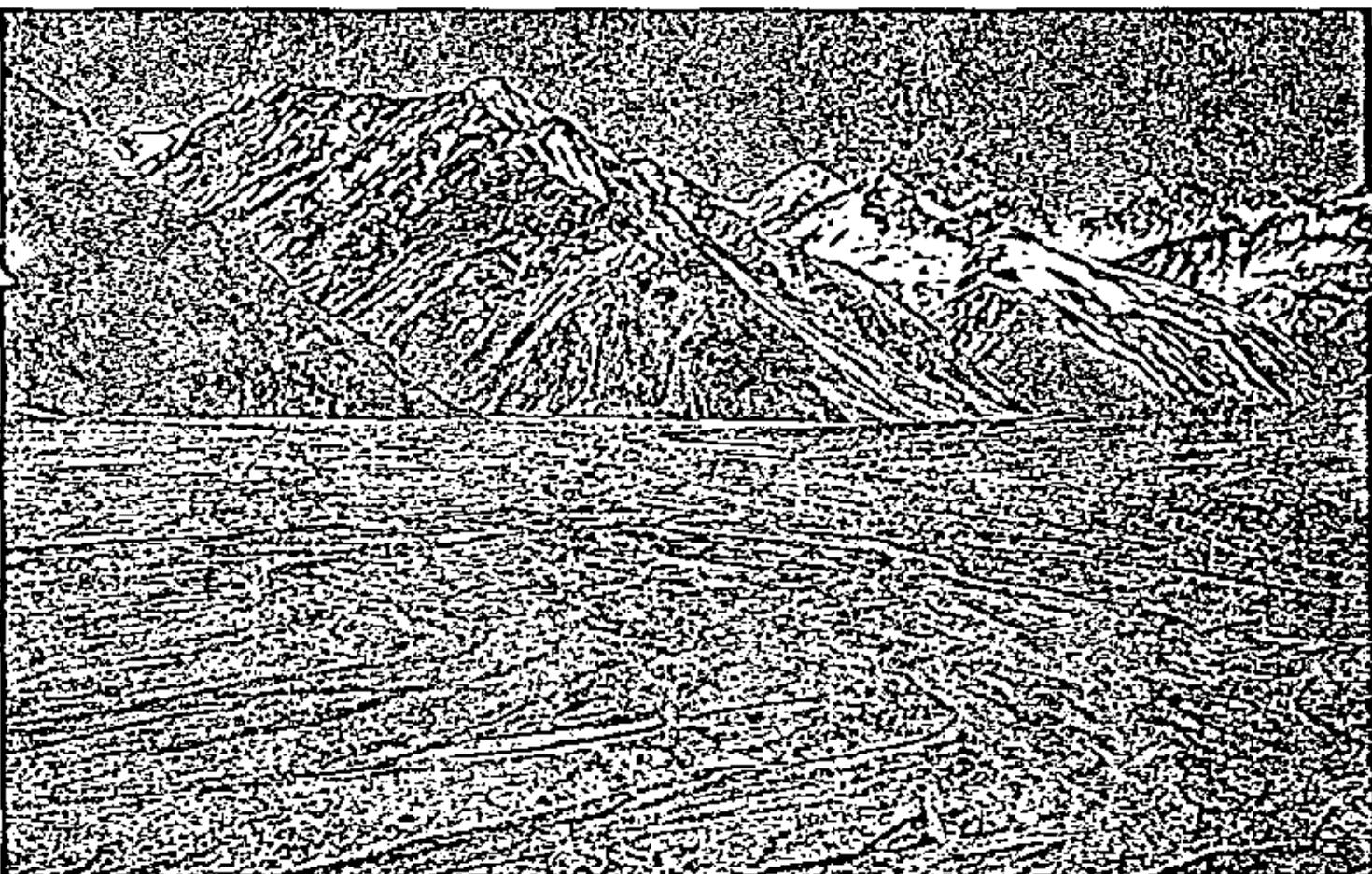


FOTO 3. Río con cauce trenzado. Aunque en avenidas llena todo el valle, durante el resto del año el agua corre por numerosos brazos que son borrados en la siguiente época de avenidas, para formarse otros nuevos al volver a bajar los caudales. Los cauces trenzados ocurren cuando hay una mayor aportación de material de la que el río puede arrastrar. Las partículas del fondo son gruesas (arena y guijarros) y la pendiente tiende a aumentar año con año. Los tramos de los ríos con estas condiciones solo tienen estabilidad morfológica.



la fuerza crítica tractiva o la velocidad crítica para el inicio de arrastre. Para cauces aguas abajo de grandes embalses que, por falta de material sólido proveniente de las secciones de aguas arriba, tienden a una estabilidad estática, existen métodos de cálculo para obtener las características del flujo y elevaciones de la plantilla, tomando también en cuenta el tiempo transcurrido desde que se construyó la presa (ref 10).

Para cauces y canales con estabilidad dinámica puede utilizarse el método descrito en este trabajo, el cual también indica si el tramo en estudio tiende a estabilidad estática.

Para el estudio más general que corresponde a los tramos con estabilidad morfológica pero no dinámica (ríos trezados o con islas), aún no hay criterios confiables y faltan muchas observaciones de su comportamiento y características.

#### 4. FORMULAS DE EQUILIBRIO PARA CANALES CON FONDO ARENOSO

En este trabajo únicamente se estudian los cauces con fondo de arena debido principalmente a que el flujo en este tipo de cauces, por ser más comunes en la naturaleza, ha sido objeto de más investigación. Sin embargo, un tratamiento similar puede aplicarse a ríos y canales con fondos de grava, o con fondos y orillas formados por materiales cohesivos.

Dado que una corriente con fronteras móviles tiene tres grados de libertad, se necesita igual número de ecuaciones para definir la geometría del cauce. Las variables independientes son: descarga líquida representativa, cantidad y tipo del sedimento que entra en el tramo del río en estudio, y por último características del material de las orillas y fondo del cauce.

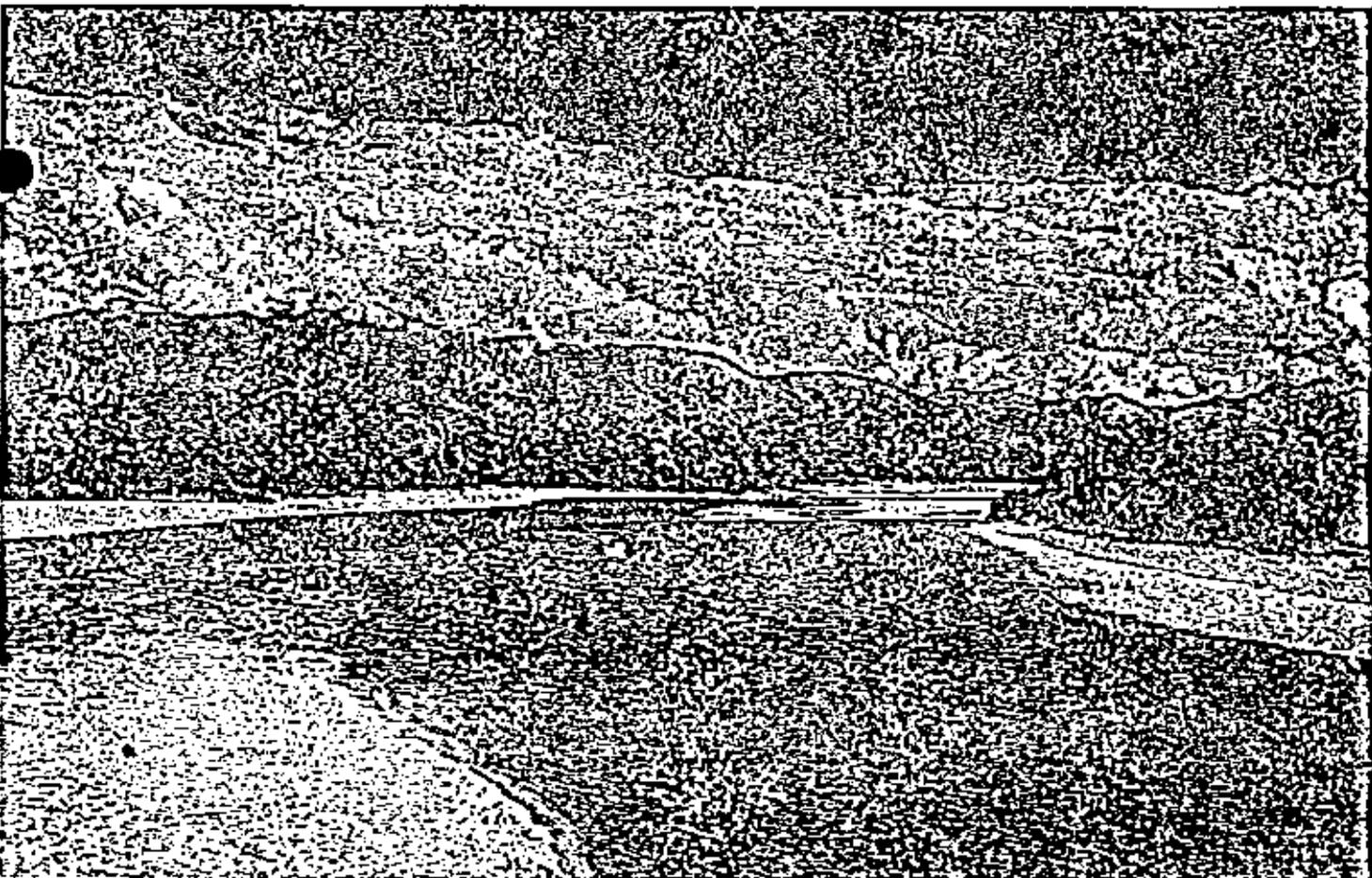


FOTO 5. Al continuar hacia aguas abajo, el material disminuye su tamaño y predominan las gravas finas y las arenas. Aún se forman islas durante las épocas de avenidas pero son más fácilmente borradas y movidas. La estabilidad de estos cauces es morfológica.



Cuando se trata de una corriente natural, el problema principal consiste en seleccionar un gasto líquido o que tenga el mismo efecto en la geometría del canal que el hidrograma real que pasa por el tramo en un lapso dado. Este periodo se escoge generalmente de un año, dado que la estabilidad dinámica se basa principalmente en el equilibrio entre la entrada de sedimento al tramo y el sedimento que la abandona en ese determinado tiempo. Un gasto representativo será, por ejemplo, el que sea capaz de transportar en un periodo prefijado de tiempo la misma cantidad de sedimento que el hidrograma en igual periodo. El gasto así escogido se conoce como "dominante". Para canales artificiales, la elección es mucho más fácil, dado que normalmente transportan un gasto casi constante. Además del dominante, conviene analizar la estabilidad de un cauce para un segundo gasto que es el que llena completamente el cauce principal, antes de que el agua empiece a desbordarse sobre la llanura de inundación. Para los ríos que corren sobre terreno aluvial, los resultados obtenidos con este último

gasto son más representativos de la estabilidad total del cauce. Cuando el río no sale de su cauce principal, Altunin recomienda que se estudie también su estabilidad para el gasto en que únicamente 10 por ciento de todos los registrados sea igual o mayor que él.

Las tres ecuaciones necesarias para definir la estabilidad de un canal, como se ha señalado antes, son: a) una de resistencia del flujo que define la relación entre pendiente, profundidad y velocidad de la corriente; b) una de capacidad de la corriente para arrastre de sedimento de un diámetro determinado; c) una relación entre características del material y del flujo que defina la resistencia de las márgenes del cauce.

Se probaron varias fórmulas de cada tipo para obtener las características de equilibrio geométrico. Finalmente se escogieron como ecuaciones de partida las siguientes:

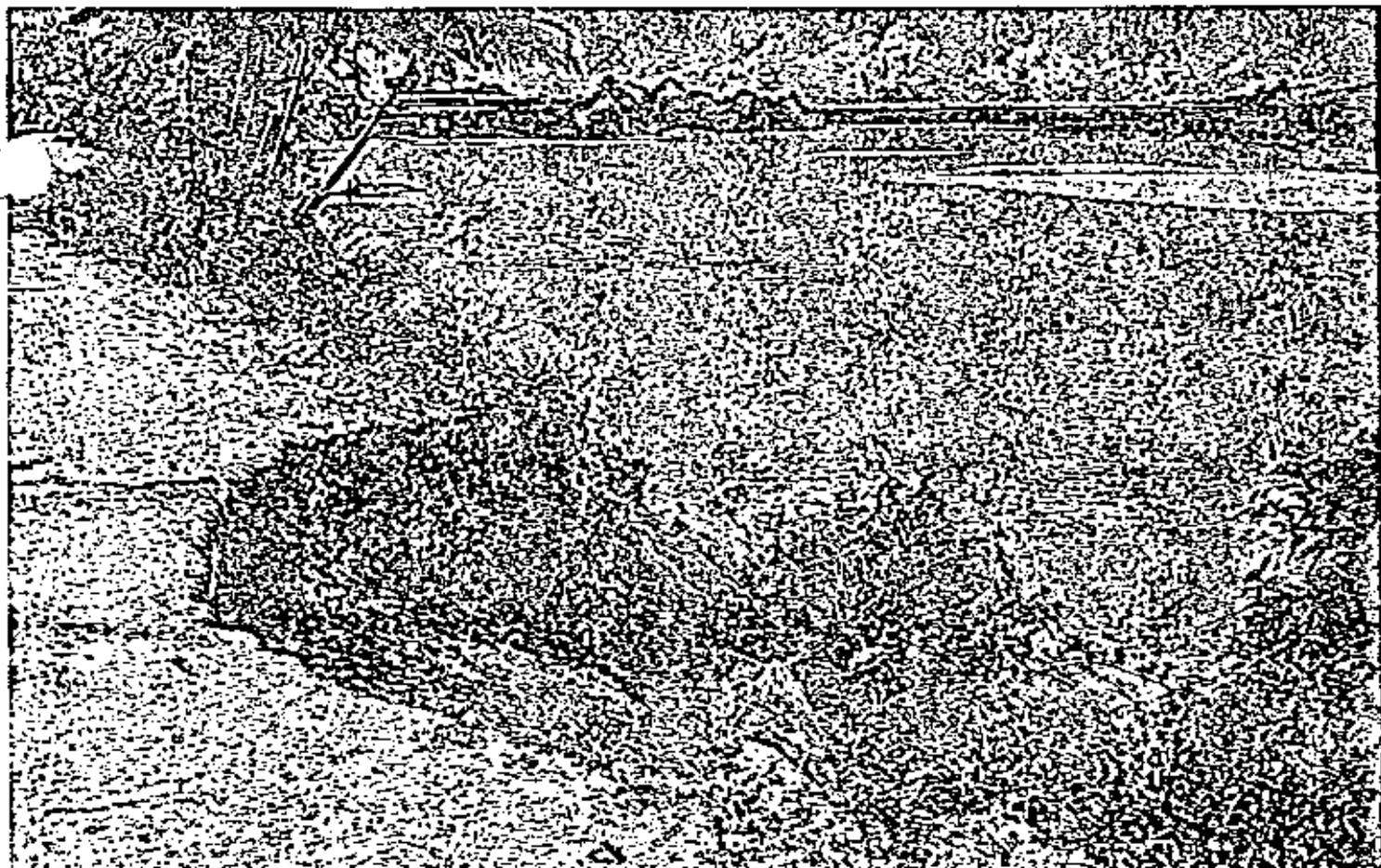


FOTO 6. Tramo de río ya en la zona de planicie. Durante la época de estiaje se descubren algunos bajos de arena, pero durante el resto del año el río está formado por un solo cauce. Su estabilidad es dinámica y morfológica. El material del fondo generalmente es arenoso con gravas.



a) Fórmulas de resistencia del flujo

utilizan ecuaciones derivadas por los autores a el flujo sobre fondo arenoso, en régimen inferior, correspondiente al flujo sobre rizos o dunas, y superior, correspondiente a fondo plano y anti-dunas. La zona de transición o de barrido de rizos y dunas se caracteriza por un aumento en la velocidad sin cambio en el esfuerzo cortante [pendiente y profundidad del flujo].

La expresión para régimen inferior establece\*

$$\frac{V}{W_{30}} = 6.03 \left( \frac{d}{D_{64}} \right)^{0.824} S^{0.458} \quad (1)$$

o bien

$$Q = 6.03 W_{30} d B \left( \frac{d}{D_{64}} \right)^{0.824} S^{0.458} \quad (2a)$$

\* El significado de cada variable se explica en la notación que se incluye al final del artículo

La fórmula para régimen superior es

$$Q = 5.45 W_{30} d B \left( \frac{d}{D_{64}} \right)^{0.844} S^{0.432} \quad (2b)$$

En la mayoría de los cauces con estabilidad dinámica sobre fondo arenoso la condición de escurrimiento es en régimen inferior.

b) Fórmula de capacidad de transporte de sedimentos

Se utilizó una ecuación derivada por Engelund [ref 11]

$$q_s = \frac{0.04 (d S)^{1.5} V^7}{\Delta^2 g^{0.5} D_{35}} \quad (3)$$

O bien

$$Q_s = \frac{0.04 (d S)^{1.5} B V^7}{\Delta^2 g^{0.5} D_{35}} \quad (4)$$

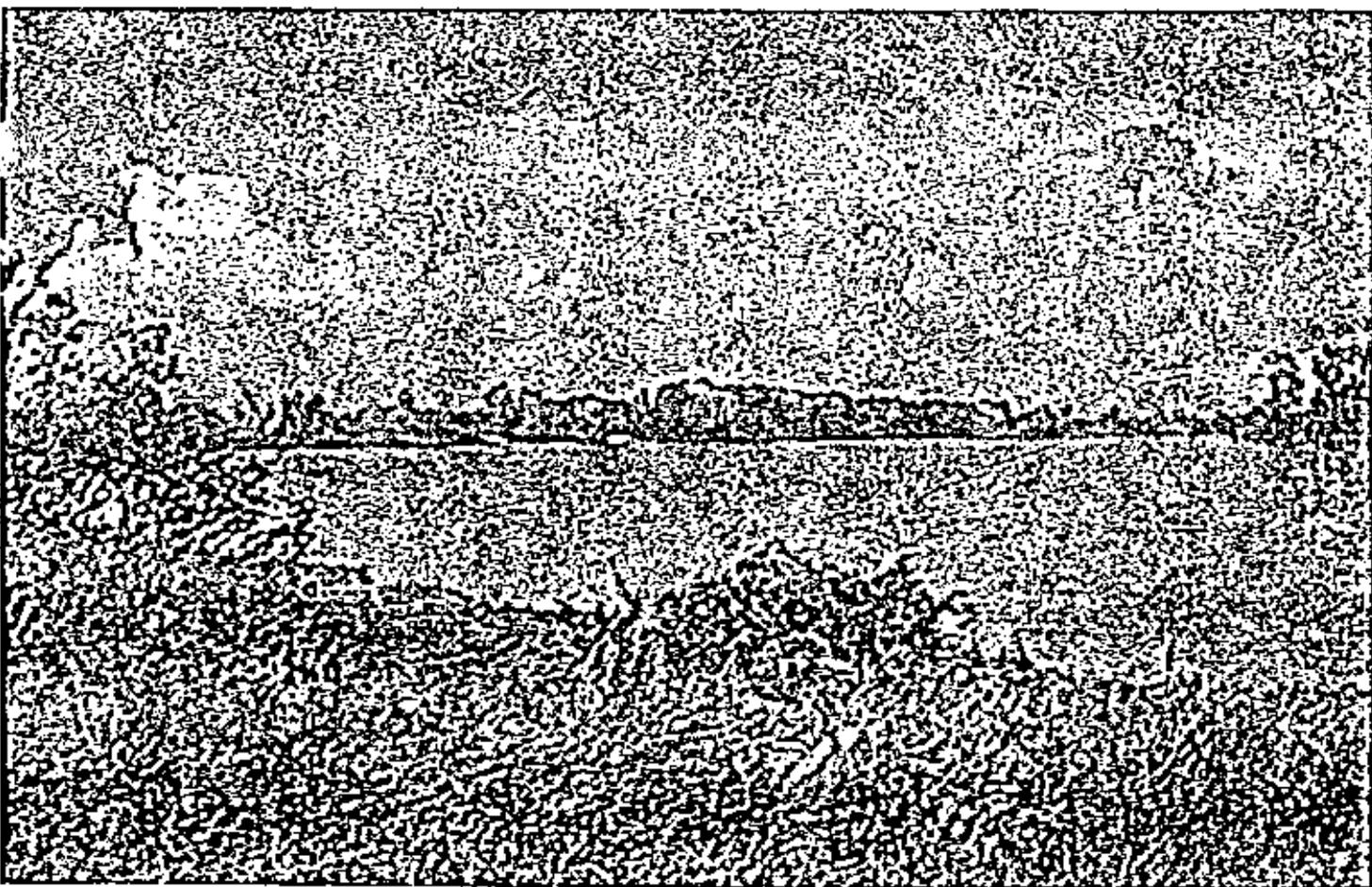


FOTO 7. En la planicie los ríos generalmente tienen un solo cauce y el material de las orillas y fondo es arena fina. Su estabilidad es dinámica y morfológica. Si las márgenes están formadas por arcilla tienden a tener estabilidad estática.



Engelund obtuvo esta ecuación a partir de datos registrados en canales de laboratorio en los que usó arena como material de fondo. La ec 3 se compara con el criterio de Colby (ref 12), basado en mediciones hechas en canales y ríos, pero con la ventaja de que su aplicación es más sencilla.

### c) Relación de resistencia de las márgenes

Esta es la que probablemente se sujeta a mayor discusión. Reuniendo resultados de diferentes fuentes, se escogió una expresión del tipo propuesto por Altunin

$$B^m = Kd \quad (5)$$

De acuerdo con Altunin y otros autores soviéticos,  $K$  puede variar de 2 a 4 para fondo y orillas cohesivas y 8 a 12 para cauces arenosos y  $m$  de 0.50 a 1.0, dependiendo de la resistencia de los bancos y de la zona del desarrollo del río en la que se en-

cuentra el tramo en estudio. De acuerdo con Altunin y Gluschkov, el exponente  $m$  se puede valorar con la expresión

$$m = 0.72 \left( \frac{(\gamma_s - \gamma) D_{3\%}}{\gamma d S} \right)^{0.1} \quad (6)$$

Los resultados que se obtienen con los valores anteriores toleran variaciones demasiado grandes para que sean confiables; afortunadamente, al examinar los resultados de Simmons y Albertson, para canales con fondo de arena, fue posible fijar los valores de los parámetros  $K$  y  $m$  de límites más reducidos.

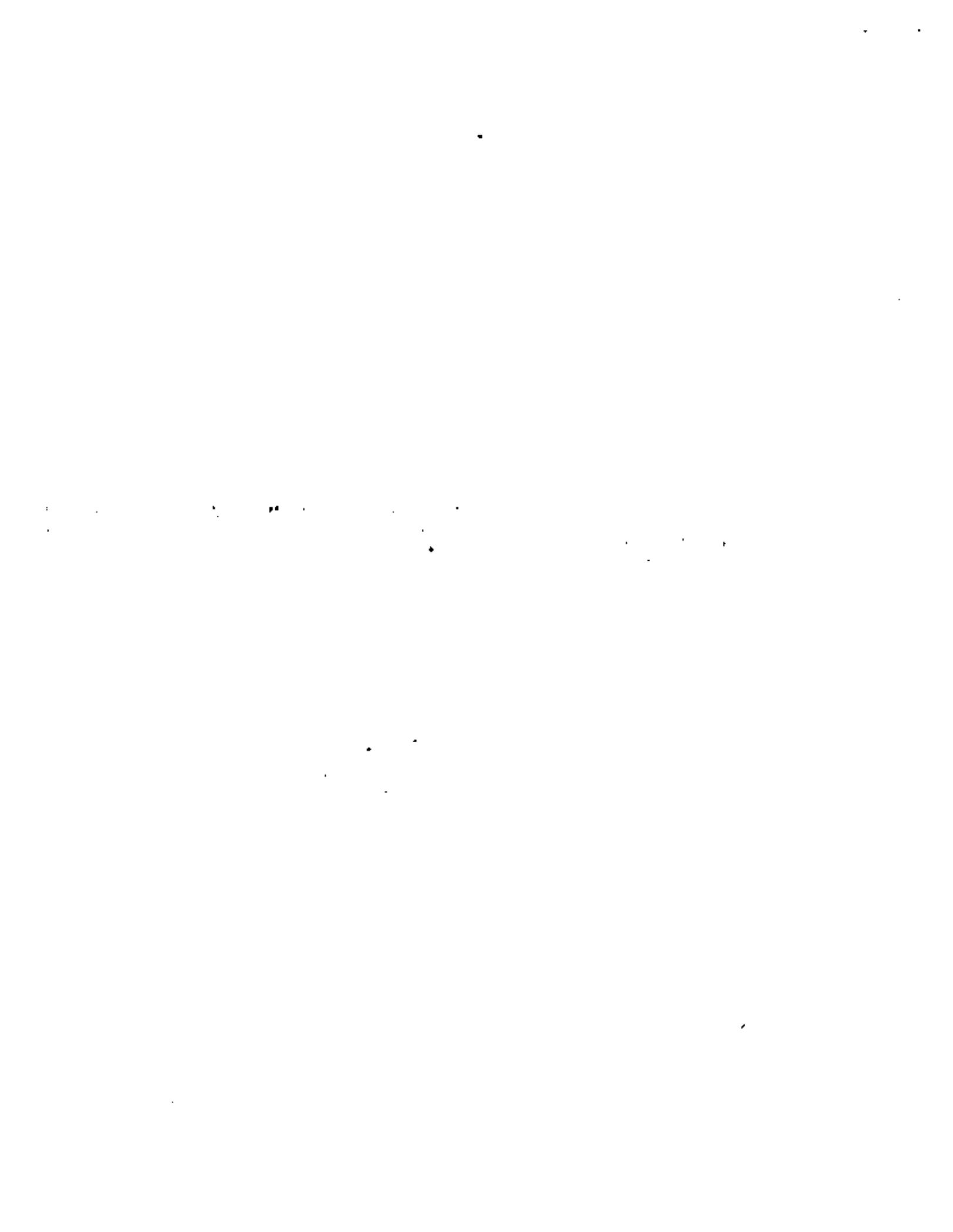
Los valores obtenidos fueron (unidades métricas)

$$m = 0.7$$

$$K \begin{cases} 10.2 & \text{para orillas y fondo con material arenoso} \\ 6.3 & \text{para fondo de arena y orillas cohesivas} \end{cases}$$



FOTO 8. En las planicies, durante las avenidas gran parte del agua puede escurrir sobre la llanura de inundación y no interviene en el equilibrio del cauce principal. Si se impide el desbordamiento de las aguas y estas se concentran en el cauce principal, se altera completamente su estabilidad original. En la foto se puede ver, al pie de cada palmera, los depósitos de troncos y ramas que las aguas arrastraron durante las avenidas.



los cuales son similares a medidas efectuadas en canales de la República Mexicana y en corrientes y fondo de aluvión.

Al sustituir en la ec 5 el valor 0.7 del exponente, se obtiene

$$\frac{B}{d} = K^{1.42} d^{0.42} \quad (7)$$

Esta ecuación indica que la relación de ancho a profundidad aumenta a medida que la profundidad crece.

El resultado ha sido ampliamente discutido por Ackers, considerando la estabilidad de las orillas y está implícito en las ecuaciones de régimen de Lacey y Blench, de las cuales se obtiene

$$\frac{B}{d} \sim d^{1/2}$$

A partir de las ecs 2, 4 y 5 se pueden expresar las variables dependientes  $B$ ,  $D$  y  $S$  como funciones de  $Q$ ,  $Q_c$  y de las características del material del fondo. Las ecuaciones que resultan son

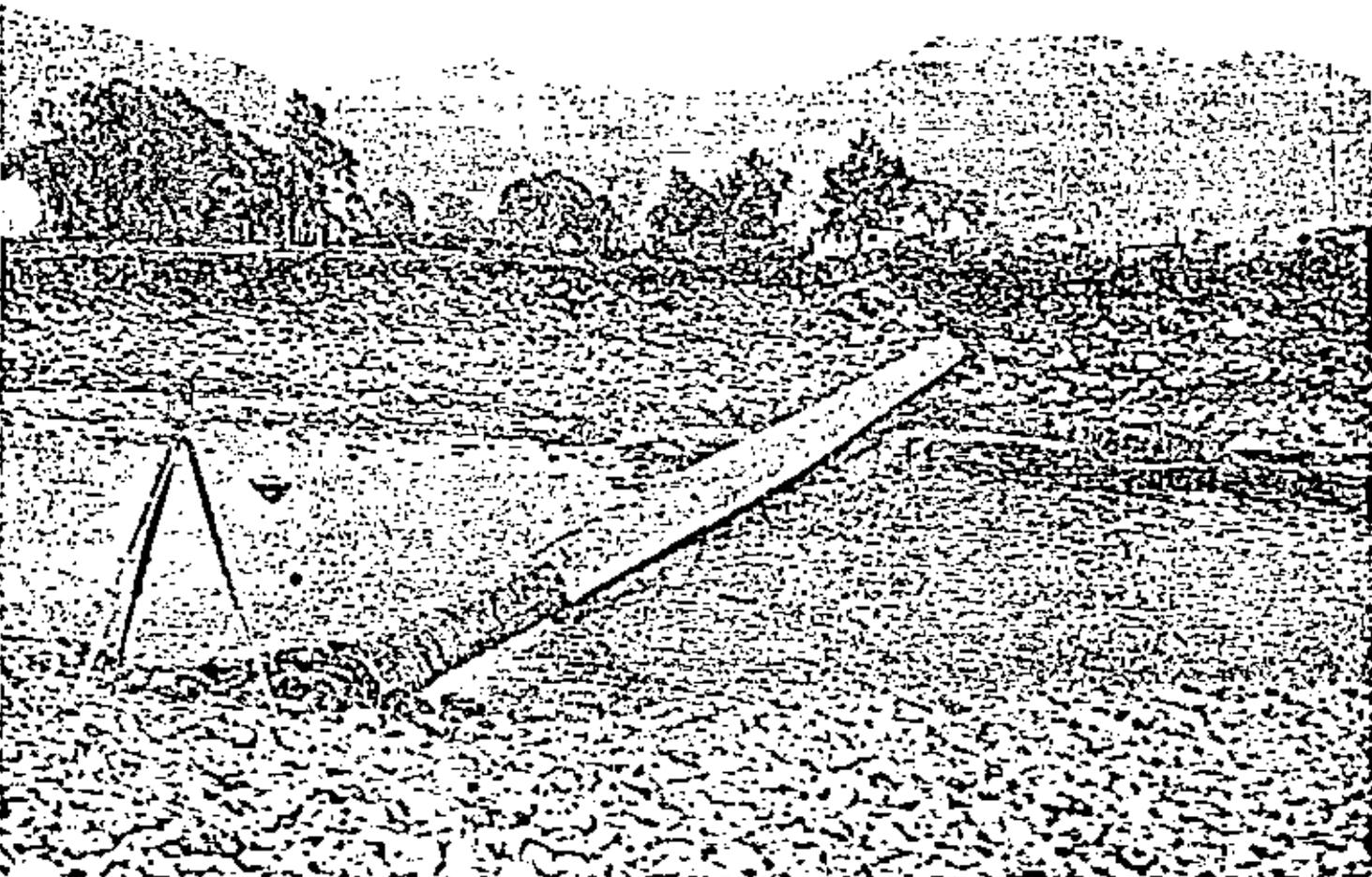


FOTO 9. Aunque un tramo de río tenga estabilidad morfológica y dinámica, siempre se moverá lateralmente en las curvas. Esos movimientos tratan de evitarse con espigones y muros. En la foto se aprecia el tramo de un oleoducto que ha quedado descubierto debido a la erosión lateral de su margen. Antes de la última época de avenidas la orilla se encontraba donde está el tránsito.



$$C = \left( \frac{\beta^{0.303} Q^{1.005} K^{1.758}}{\alpha Q_s^{0.204}} \right)^{\frac{1}{1.758 \cdot m - 1.304}} \quad (8)$$

$$d = \frac{1}{K} \left( \frac{\beta^{0.303} Q^{1.005} K^{1.758}}{\alpha Q_s^{0.204}} \right)^{\frac{m}{1.758 \cdot m - 1.304}} \quad (9)$$

$$S = \left( \frac{B \left( \frac{m}{2} - 1 \right) Q_s}{\beta Q^2 K^{0.5}} \right)^{0.847} \quad (10)$$

donde

$$\alpha = \frac{6.03 W_{50}}{D^{0.621}} \quad (11)$$

$$\beta = \frac{0.04}{\Delta^2 g^{1.2} D_{35}} \quad (12)$$

Como puede observarse en las ecs 11 y 12,  $W_{50}$  es el parámetro de mayor valor y, por tanto,  $\alpha$  es siempre mayor que  $\beta$ ; al aumentar el tamaño del material del fondo,  $\alpha$  se incrementa y  $\beta$  disminuye.

Si se considera  $m = 0.7$ , se llega a

$$B = \frac{\beta^{0.119} Q^{0.630} K^{0.7}}{\alpha^{0.392} Q_s^{0.119}} = \frac{0.368 D_{35}^{0.47} K^{0.7} Q^{0.630}}{W_{50}^{0.35} \Delta^{0.25} g^{0.600} D_{35}^{0.119} Q_s^{0.119}} \quad (13)$$

$$d = \frac{\beta^{0.093} Q^{0.44}}{K^{0.51} \alpha^{0.273} Q_s^{0.093}} = \frac{0.468 D_{35}^{0.173} Q^{0.44}}{W_{50}^{0.273} \Delta^{0.166} g^{0.441} K^{0.51} Q_s^{0.093}} \quad (14)$$

$$S = \left( \frac{Q}{\alpha B d^{1.824}} \right)^{2.103} = \frac{3.215 \Delta^{1.12} g^{0.28} D_{35}^{0.50}}{W_{50}^{0.352} D_{35}^{0.273} K^{0.264} Q_s^{0.34} Q^{0.719}} \quad (15)$$

Para régimen superior, al utilizar la ec 2b en lugar de la 2a resultan las expresiones

$$B = \frac{0.37 D_{35}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.598}}{W_{50}^{0.408} \Delta^{0.19} g^{0.045} D_{35}^{0.093} Q_s^{0.093}} \quad (16)$$

$$d = \frac{0.500 D_{35}^{0.173} Q^{0.417}}{W_{50}^{0.273} \Delta^{0.133} g^{0.033} K^{0.5} D_{35}^{0.067} Q_s^{0.067}} \quad (17)$$

$$S = \frac{3.50 \Delta^{1.16} g^{0.291} D_{35}^{0.5-1} D_{35}^{0.233} K^{0.308} Q_s^{0.381}}{W_{50}^{0.305} Q^{0.197}} \quad (18)$$

A pesar de que los exponentes y los coeficientes de las ecuaciones son parecidos en ambos regímenes, al compararlas resulta que, para el mismo gasto e igual material del fondo y alimentación de gasto sólido, las dimensiones de la sección y la pendiente son menores para régimen superior aproximadamente en un 25 por ciento. Esto se debe a la disminución de la resistencia al flujo al barrerse las dunas y a que con las antidunas, si bien la resistencia aumenta, no recupera los valores correspondientes al régimen inferior.

## 5. DISCUSION DE RESULTADOS

Considerando las ecs 13 a 18, se concluye que:

a) Cuanto mayor es el gasto líquido, mayores son  $d$  y  $B$  y menor la pendiente, lo cual concuerda con las observaciones reales.

b) Cuanto menor es el material del fondo,  $B$  y  $d$  aumentan y  $S$  disminuye. En las zonas de montaña donde el material es grueso, hay tirantes y anchos menores que en la zona de planicie; en cambio, las pendientes son mayores.

c) Al aumentar la resistencia de las paredes (indicada por el valor de  $K$ , el cual disminuye al incrementarse la resistencia), el ancho decrece, el tirante aumenta y la pendiente disminuye. Lo anterior se comprueba en cauces arcillosos en zonas de planicie.

d) Si aumenta el gasto sólido,  $B$  y  $D$  disminuyen y  $S$  aumenta. En experiencias de laboratorio se ha observado un incremento de  $B$  y  $S$ , y una disminución de  $D$ . Es probable que el aumento de  $B$  en laboratorio, donde las márgenes formadas son muy poco resistentes, sea momentáneo, mientras se forma la pendiente real de equilibrio.



En pocas fórmulas acerca de la estabilidad de cauces se da de manera explícita la influencia del gasto sólido sobre la pendiente, a pesar de que se considera de primera importancia. Esto se debe a que la mayor parte de las fórmulas existentes (como las de régimen) fueron obtenidas de datos para sistemas de canales con poca variación en la concentración de material sólido.

En apoyo a esta afirmación se puede hacer el siguiente análisis: en las ecs 13 a 18 es posible agrupar en una constante única todas las características del sedimento y usar la concentración de arrastre de sedimento en el fondo,  $C$ , en lugar de  $Q_s$ , donde  $Q_s = CQ$ . Lo anterior conduce a las expresiones

Régimen inferior

$$B = \frac{T_b Q^{0.509}}{C^{0.315}} \quad (19)$$

$$d = \frac{T_d Q^{0.338}}{C^{0.623}} \quad (20)$$

$$S = \frac{T_s C^{0.56}}{Q^{0.205}} \quad (21)$$

Régimen superior

$$B = \frac{T_b' Q^{0.5}}{C^{0.662}} \quad (22)$$

$$d = \frac{T_d' Q^{0.35}}{C^{0.667}} \quad (23)$$

$$S = \frac{T_s' C^{0.551}}{Q^{0.216}} \quad (24)$$

En las ecs 19 a 21 los exponentes de  $Q$  pueden compararse con los dados por las expresiones de régimen que son, respectivamente, 0.50, 0.30 y 0.17, o con los análisis de Simmons y Albertson, que indican exponentes de 0.51 y 0.36 para  $B$  y  $D$ , respectivamente. Estas ecuaciones incluyen la distribución de la influencia del tamaño de la arena y la concentración del sedimento transportado. La influencia de este último parámetro es de especial importancia en la pendiente de equilibrio del canal, hecho reconocido pero no cuantificado. No solamente los exponentes, sin también los coeficientes para la descarga son muy parecidos a aquellos dados por Simmons y Albertson, para canales en régimen, cuando las características del sedimento y valores de la concentración son sustituidos en las ecs. 13 a 18 para régimen inferior.

## 6. APLICACION DE LAS FORMULAS DE EQUILIBRIO

El principal problema para aplicar las ecuaciones obtenidas consiste en conocer la cantidad de sedimento transportada por la corriente. Esto tiene especial importancia en el diseño de canales de tierra, ya que este debe basarse en una estimación confiable del tipo y de la cantidad del sedimento alimentado en sus primeras secciones.

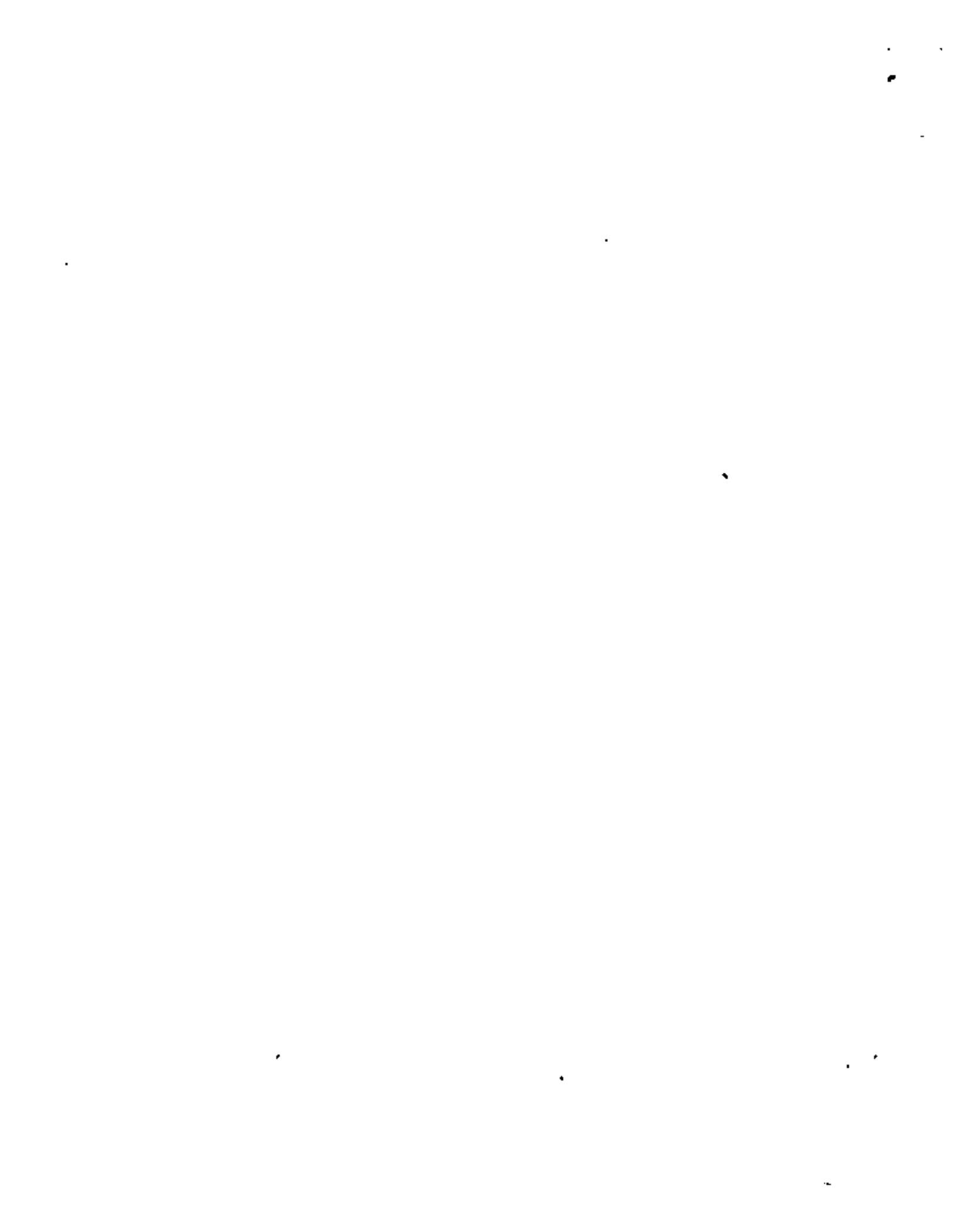
Otro parámetro cuyo conocimiento presenta, en ocasiones, serias dificultades, es el gasto líquido. Si cerca de la zona en estudio se dispone de una estación hidrométrica, el hecho de conocer  $Q$  y  $Q_s$  se reduce a un cálculo numérico; pero si no lo hay, se puede proceder en forma inversa, o sea, escoger tramos en que el río esté formado por un solo cauce en la cercanía de la zona en estudio, para obtener en él  $d$ ,  $B$ ,  $S$  y las características del material del fondo, y a partir de esos valores calcular  $Q$  y  $Q_s$ , que después se aplicarán a la zona en estudio.

Se presentan varios problemas dentro de la práctica al modificar las condiciones naturales de un río para las cuales el conocimiento exacto del arrastre de sedimentos no es de vital importancia, dado que en general las relaciones entre descargas líquidas y sólidas no se modifican o cuando más sufren ligeros cambios. Tomando en cuenta lo anterior, se puede suponer en muchos problemas que  $Q_s$  no se modificará; en otros casos, es posible calcular el porcentaje del cambio de arrastre que puede tener lugar. Con estas consideraciones, las ecs 13 a 18 son útiles para predecir las modificaciones que puede sufrir la geometría de los ríos debido a trabajos de ingeniería y así resultará muy fácil analizar lo que sucederá con todos los parámetros cuando uno de ellos se varíe (ref 13).

A continuación se presentan aplicaciones del criterio propuesto, para problemas en que se desconocen los valores de varios parámetros.

### 6.1 Rectificación de ríos

Al rectificar un río, cortar meandros y curvas, se disminuye su longitud de recorrido y, por tanto, se aumenta su pendiente. Se puede considerar que  $Q$ ,  $Q_s$  y  $K$  se mantienen constantes antes y después de la rectificación, aunque, en forma rigurosa, también sufren alteraciones según el cambio de longitud. En muchos ríos se puede garantizar que también las características del material del fondo permanecen constantes ( $H'_{s0}$ ,  $D'_{s0}$  y  $D'_{s1}$ ); sin embargo, en cauces que arrastran partículas de diverso tamaño (gravas y arena), al incrementar  $S$  artificialmente, se presenta una tendencia a aumentar el tamaño del material del fondo, mediante una selección natural del mismo. En una zona



rectificada, al aumentar la pendiente, las partículas más finas son arrastradas con facilidad y queda el grueso cubierto por las de mayor tamaño.

Si el material es bastante uniforme y, por tanto, permanece prácticamente constante antes y después de la rectificación en que se ha aumentado la pendiente, se observa que:

a) Si no se protegen las orillas, el río tenderá a recuperar la pendiente original y para ello desarrollará meandros existentes o formará algunos nuevos.

b) Si se protegen las orillas exteriores de las curvas en la zona por rectificar, también el río tenderá a su pendiente de equilibrio; para ello, erosionará los tramos de aguas arriba de la rectificación y depositará en la zona de aguas abajo.

c) Dependiendo de la resistencia real de las orillas y del fondo a ser erosionados, se pueden presentar situaciones intermedias a las indicadas en a) y b); esto es, podrá ocurrir erosión lateral en algunos sitios y, además, erosión del fondo aguas arriba de la rectificación y depósito de esos mismos materiales en la zona inmediata aguas abajo de dicha rectificación.

Mientras se alcanza la pendiente de equilibrio (lo cual puede llevar varios años)  $B$  y  $d$  se modifican. Con la aplicación de las ecs 13 a 18 es posible encontrar los valores del ancho y del tirante para una nueva pendiente, a partir de la hipótesis de que antes y después de la rectificación, el hidrograma anual y el volumen de material arrastrado no se alteran ( $Q$  es constante).

Régimen inferior

$$B_1 = B_0 \left( \frac{S_0}{S_1} \right)^{0.21} \quad (25)$$

$$d_1 = d_0 \left( \frac{S_0}{S_1} \right)^{0.145} \quad (26)$$

Los subíndices 0 y 1 indican características anteriores y posteriores a la rectificación, respectivamente.

Esas ecuaciones han permitido calcular las rectificaciones del río Papaloapan con errores menores de 5 por ciento en el ancho y de 6 por ciento en el tirante.

Cuando una rectificación se efectúa con objeto de aumentar la capacidad hidráulica del tramo del río rectificado y aguas arriba del mismo, se debe evitar el depósito de material en los tramos aguas abajo. Esto puede lograrse con dragados convencionales o localizando convenientemente una draga fija en las

primeras secciones inmediatas aguas abajo de la rectificación.

## 6.2 Cauces con dos grados de libertad

Si un río pasa por una zona muy poblada o si se desea mejorarlo para la navegación, en ocasiones se llegan a proteger ambas márgenes, con lo que se impide cualquier erosión o movimiento lateral del río. La protección se puede lograr a base de espigones o muros longitudinales.

Si al construir las obras de protección y encauzamiento, el ancho seleccionado es menor que el necesario para cumplir con el equilibrio dinámico y morfológico, ese tramo de río tendrá un grado de libertad menor y, por tanto, se requerirán dos ecuaciones para conocer la pendiente y el tirante.

Dichas ecuaciones serán la 2a (o 2b) y la 4, es decir, una de fricción y otra de arrastre.

A partir de las ecs 2a y 4 se obtienen dos expresiones para valuar la pendiente y el tirante de equilibrio

$$S = \frac{B^{0.126} Q^{0.811}}{\beta^{0.611} Q \alpha^{0.153}} \quad (27)$$

$$d = \frac{\beta^{0.17} Q^{0.8}}{\alpha^{0.36} B^{0.14} Q^{0.17}} \quad (28)$$

Como puede observarse, al decrecer  $B$ , el tirante aumenta y la pendiente  $S$  tiende a disminuir; sin embargo, se nota la tendencia de incremento en el arrastre de sedimentos. Por lo anterior, el fondo aguas arriba del encauzamiento tiende a bajar y el del extremo de aguas abajo a subir. Este último efecto es perjudicial, ya que se reduce la capacidad hidráulica de un encauzamiento en su zona de aguas abajo al elevarse el fondo del río, pero es posible eliminarlo con un dragado adecuado, aguas abajo de la protección.

## 6.3 Alteraciones al construir grandes embalses

Al construir una presa con gran capacidad de embalse, se interrumpe el paso de sedimentos hacia los tramos de aguas abajo y se varía el hidrograma de la corriente. Sin embargo, prácticamente no se ha dado importancia a las consecuencias que produce en un río la formación de un gran embalse. Aguas abajo de la presa se pueden distinguir dos tramos:

El primero está situado inmediatamente aguas abajo de la cortina; en este el fondo desciende y la pen-



diente disminuye, ya que las partículas que el agua arrastra no son sustituidas por otras. El cauce tiende a adquirir una estabilidad estática, lo cual se cumple a medida que transcurre el tiempo. A cada descarga de la obra de excedencias, el río es más estable estáticamente, empezando en las secciones más cercanas a la cortina. El comportamiento del río en esa zona y el cálculo de la erosión del fondo están fuera del tema de este artículo (ref 10).

El segundo tramo, situado aguas abajo del anterior, es aquel en que el río alcanza a arrastrar suficiente material de aguas arriba y, por tanto, el fondo no se altera. Entre dos secciones cualesquiera dentro de este tramo, existe continuidad en los volúmenes de material sólido arrastrado; no obstante, existe una disminución del gasto líquido en época de avenidas y una menor variación a lo largo del año; por supuesto, el gasto sólido también cambia en función de la variación del gasto líquido.

Si las presas son más de una y se destinan a la agricultura y no a generar electricidad, la alteración de los gastos es aún mayor.

En los tramos aguas abajo de un gran embalse, donde aún no llega el efecto de la erosión del fondo, se puede suponer que las características del material del lecho y  $K$  permanecen constantes antes y después de la construcción de la presa y solo varían  $Q$  y  $Q_s$ .

Con ayuda de las ecs 13 a 15, se pueden obtener el ancho, tirante y pendiente del nuevo cauce, en función de las características estables del río antes de la construcción del embalse

$$B_1 = B_0 \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^{0.627} \left( \frac{Q_{s0}}{Q_{s1}} \right)^{0.118} \quad (29)$$

$$d_1 = d_0 \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^{1.439} \left( \frac{Q_{s0}}{Q_{s1}} \right)^{0.063} \quad (30)$$

$$\frac{S_1}{S_0} = \left( \frac{Q_{s1}}{Q_{s0}} \right)^{0.58} \left( \frac{Q_0}{Q_1} \right)^{0.768} \quad (31)$$

En estas expresiones los subíndices 0 y 1 indican, respectivamente, las condiciones anteriores y posteriores a la construcción de la presa.

Se observa que al disminuir  $Q_1$  la relación  $Q_1/Q_0$  es menor de uno; en cambio, la relación  $Q_{s1}/Q_{s0}$  alcanza valores mayores de uno; sin embargo, por tener exponentes menores, domina la disminución de  $Q_1/Q_0$  y, por tanto, el tirante y ancho tienden a disminuir después de que el río es alterado, por lo que se reduce considerablemente la capacidad hi-

dráulica del río a fin de evitar serios desbordamientos e inundaciones al descargar la obra de excedencias.

Las variaciones de la pendiente pueden ocurrir al seguir el río un nuevo recorrido más o menos sinuoso, generalmente entre las orillas del cauce original. Si la relación de pendientes se supone aproximadamente igual a 1, se llega a

$$Q_{s1} = Q_{s0} \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^{1.37} \quad (32)$$

Tomando en cuenta el valor de  $Q_{s1}$  dado por la ec 32, al sustituirlo en las ecs 29 y 30, se obtiene

$$B_1 = B_0 \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^{0.42}$$

$$d_1 = d_0 \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^{0.22}$$

A estas mismas expresiones se llega si se supone que los gastos sólidos son iguales antes y después de la alteración del equilibrio del río, lo cual no ocurre. Por tanto, la pendiente  $S$  sí debe sufrir una modificación y conviene utilizar las expresiones 29 a 31.

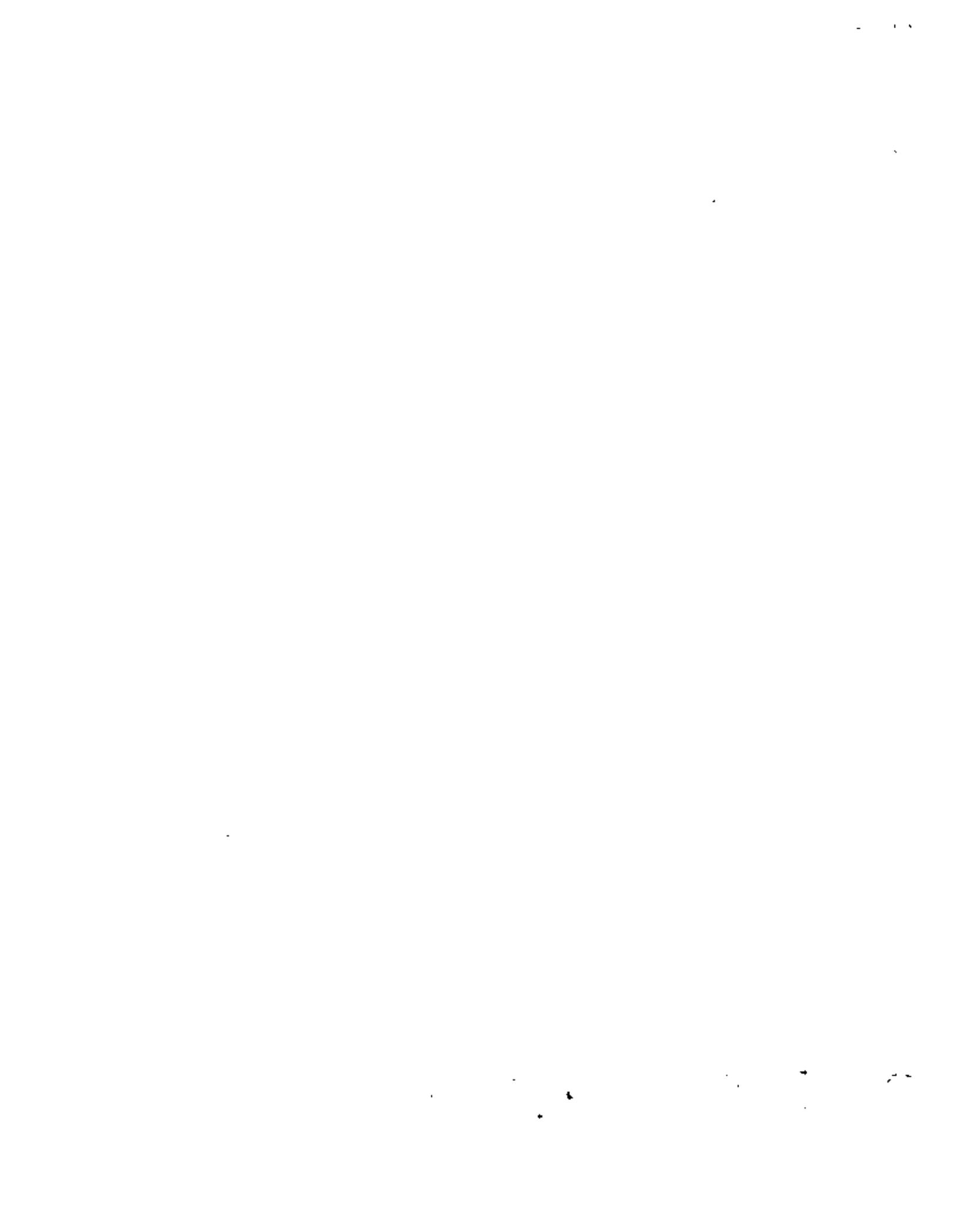
## 7. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

La fórmula desarrollada por Engelund y utilizada para conocer el arrastre de sedimentos es muy adecuada para fondos de arena; por ello, las ecuaciones derivadas deben utilizarse principalmente para cauces con fondo y orillas arenosas, y aceptar con reservas los resultados que se obtengan para ríos con fondos de boteo o materiales muy finos como arcillas.

La ec 2a, propuesta por Cruickshank y Maza para calcular la resistencia del fondo de un cauce natural, ha sido deducida para fondos arenosos y con régimen lento (inferior). La ec 2b fue deducida para cauces similares con régimen superior. Por tanto, también esta expresión obliga a restringir el empleo del método a cauces arenosos o con gravas finas.

En lugar de partir únicamente de relaciones empíricas de cauces naturales estables, se ha presentado un método para conocer las condiciones de estabilidad de un río, a partir de expresiones normales utilizadas en hidráulica fluvial para valuar el gasto líquido o sólido a través de una sección.

Se han mostrado además algunas aplicaciones del método, para estudiar las consecuencias de las alteraciones más comunes que sufre un cauce na-



tural. En los ejemplos mostrados se ha supuesto que el material del fondo no varía, lo cual no es rigurosamente y siempre puede haber una selección natural de los granos mayores, por lo que debe hacerse un análisis más preciso a partir de las ecs 13 a 18 y aún más, si el coeficiente "m" tiene un valor diferente de 0.7 deberán usarse las ecs 8 a 10.

Para aplicar esas ecuaciones se requiere del conocimiento exacto de los gastos sólido y líquido.

## 8. NOTACION

Los subíndices 0 y 1 indican, respectivamente, características anteriores y posteriores a una modificación.

- $B$  Ancho medio, en m
- $D$  Diámetro medio de las partículas del fondo, en m, en que  $\%$  por ciento de ellas tienen un diámetro menor que  $D$ ,
- $K$  Constante ( $m^{3.3}$ )
- $Q$  Gasto líquido, en  $m^3/\text{seg}$
- $Q_s$  Gasto sólido, en  $m^3/\text{seg}$
- $S$  Pendiente hidráulica
- $V$  Velocidad media, en  $m/\text{seg}$
- $W_s$  Velocidad de caída de partículas con diámetro  $D_s$ , en  $m/\text{seg}$
- $Z$  Profundidad o tirante medio, en m
- $g$  Aceleración de la gravedad, en  $m/\text{seg}^2$
- $m$  Exponente
- $q_s$  Gasto sólido por unidad de ancho, en  $m^3/\text{seg}/m$
- $\alpha$  Constante, en  $m^{3.3}/\text{seg}$
- $\beta$  Constante, en  $\text{seg}/m^{1.3}$
- $\gamma$  Peso específico del agua, en  $\text{kg}/m^3$
- $\gamma_s$  Peso específico del sedimento, en  $\text{kg}/m^3$

## 9. REFERENCIAS

1. Lane, E W, "Design of Stable Channels", trans ASCE, 120 (1955).
2. Lacey, G, "Stable Channels in Alluvium", Min. Proc. Inst. Civil Engr. 229 (1930).
3. Blanch, T, "Mobile-bed Fluviology", The University of Alberta Press (1969).
4. Academia de Ciencias de la URSS, "Problems of River Runoff Control", Israel Program for Scientific Translation, 6 Jerusalén (1964).
5. Lebediev, V V, "Hidráulica e hidrología en diseño de puentes" (texto en ruso), Leningrado (1959).
6. Altunin, S T, "Regulación de ríos" (texto en ruso), Moscú (1965).
7. Simmons, D B y Albertson, M L, "Uniform Water Convergence Channels in Alluvial Material", Procs., ASCE, 86, HY5 (1960).
8. Ackers, D, "Experiments of Swall Streams in Alluvium", Journal Hydraulic Division ASCE, HY4 (1964).
9. Cruickshank, C y Maza Alvarez, J A, "Flow Resistance in Sand Bed Channels", Procs International Symposium on River Mechanics, Bangkok, Thailandia (ene 1973).
10. Maza Alvarez, J A, "Socavación en cauces naturales", Instituto de Ingeniería, UNAM, 177 (1970).
11. Engelund, F, Closure of discussion to "Hydraulic Resistance of Alluvial Channels", Procs., ASCE, 93, HY4 (jul 1967).
12. Colby, B R, "Practical Computations of Bed Material Discharge", Procs., ASCE, 90, HY20 (mar 1964).
13. Maza Alvarez, J A, "Modificaciones a la estabilidad natural de un río", VI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Bogotá (jul 1974).

1

2

3

4



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



EROSION Y SEDIMENTACION EN OBRAS HIDRAULICAS

GRAFICAS

FEBRERO, 1980

