

01162

2  
75



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

CALIBRACION DE INSTALACION EXPERIMENTAL DE  
FONDO MOVIL: FORMAS DE FONDO Y TRANSPORTE  
DE SEDIMENTOS

T E S I S

PRESENTADA POR:

**IGNACIO ARTURO CALDIÑO VILLAGOMEZ**

COMO REQUISITO PARA OBTENER  
EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERIA  
(HIDRAULICA)**

CIUDAD UNIVERSITARIA

1996

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

**A Flor Elvira**  
Por su comprensión y el apoyo que en todo momento me brindó para culminar esta etapa.

**A Nadia y Uzziel**  
Quienes también vivieron, a su manera, este trabajo.

A mi madre

A mis hermanos

*Agradecimientos*

A la M.I. Joselina Espinoza Ayala por la dirección de este trabajo y el tiempo que dedicó a la revisión, por sus comentarios y observaciones.

Al Dr. Jorge Rojas Menéndez por su apoyo, asesoría y valiosos comentarios tanto en la etapa de experimentación como en la de estructuración y redacción para culminar este trabajo.

A mis sinodales: Dr. Oscar Fuentes Mariles, Dr. Polioptro Martínez Austria, Dr. Carlos Escalante Sandoval y M. I. Víctor Borguett por la revisión y las observaciones.

Al Ing. Ricardo Alvarez Bretón, por su estímulo y por la ayuda en la utilización de las instalaciones y equipos.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, en especial a mis profesores, por la formación recibida.

Al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua por el apoyo que me ha brindado.

# CALIBRACION DE INSTALACION EXPERIMENTAL DE FONDO MOVIL: FORMAS DE FONDO Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

## INDICE

Página

INTRODUCCION .....	1
1. INSTALACION Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL .....	3
1.1. <i>Instalación experimental.</i> .....	3
1.1.1. <i>Sistemas de alimentación de los sedimentos.</i> .....	3
1.1.2. <i>Características del material del fondo móvil.</i> .....	4
1.1.3. <i>Módulo de pruebas.</i> .....	5
1.2. <i>Procedimiento de pruebas y equipo de medición.</i> .....	7
1.2.1. <i>Procedimiento general.</i> .....	7
1.2.2. <i>Equipos y procedimiento de medición.</i> .....	8
1.2.3. <i>Variables hidráulicas.</i> .....	9
1.3. <i>Condiciones generales del estudio experimental.</i> .....	11
2. FORMAS DE FONDO .....	12
2.1. <i>Generalidades.</i> .....	12
2.2. <i>Criterios de clasificación. Regímenes de flujo.</i> .....	12
2.2.1. <i>Fondo plano sin transporte de sedimentos e inicio de movimiento del fondo</i> .....	15
2.2.2. <i>Rizos</i> .....	15
2.2.3. <i>Dunas</i> .....	17
2.3. <i>Inicio del movimiento de sedimentos o movimiento incipiente.</i> .....	18
2.4. <i>Criterios de predicción del tipo de régimen.</i> .....	21
2.4.1. <i>Criterios que consideran la resistencia total sin dividirla.</i> .....	21
2.4.2. <i>Métodos que separan la resistencia total.</i> .....	23
2.5. <i>Resultados.</i> .....	25
2.5.1. <i>Clasificación de las formas de fondo.</i> .....	26
2.5.2. <i>Análisis estadístico.</i> .....	32

3. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSION .....	36
3.1. <i>Conceptos generales.</i> .....	36
3.2. <i>Transporte de sedimentos en suspensión.</i> .....	37
3.2.1. <i>Perfiles de concentración.</i> .....	38
3.2.2. <i>Concentración media.</i> .....	40
3.2.3. <i>Transporte en suspensión</i> .....	40
3.3. <i>Resultados.</i> .....	41
3.3.1. <i>Transporte de fondo y perfiles de concentración</i> .....	41
3.3.2. <i>Transporte en suspensión</i> .....	50
4. RELACION FORMAS DE FONDO-FACTORES DE FRICCIÓN Y TRANSPORTE	52
4.1. <i>Consideraciones generales.</i> .....	52
4.2. <i>Resultados.</i> .....	56
5. CONCLUSIONES .....	59
REFERENCIAS .....	61

## Simbología utilizada en el presente trabajo

- a nivel de referencia para la concentración de fondo.
- c coeficiente de Chezy.
- c' coeficiente de Chezy referido a las partículas del material de fondo.
- C concentración de sedimentos.
- C<sub>a</sub> concentración de sedimentos en el nivel de referencia a.
- C<sub>m</sub> concentración media de sedimentos.
- C<sub>o</sub> máxima concentración de sedimentos, en volumen, en las expresiones de Van Rijn y de Smith McLean para el cálculo de C<sub>a</sub>.
- d profundidad promedio del agua (tirante).
- D diámetro representativo del sedimento.
- D<sub>16</sub>, D<sub>50</sub>, D<sub>84</sub>, D<sub>90</sub> diámetro del material de fondo para el cual el 16, el 50, el 84 y el 90 % es más fino.
- D. parámetro adimensional del tamaño del sedimento.
- f factor de fricción de Darcy-Weisbach.
- f' componente de f debida a la rugosidad que proporcionan las partículas del fondo.
- f'' componente de f debida a las formas de fondo.
- F número de Froude.
- F<sub>o</sub> factor de forma utilizado para calcular el gasto sólido en la ecuación de Van Rijn.
- F<sub>1</sub> parámetro auxiliar utilizado en la fórmula de Rubey para calcular la velocidad de caída.
- g aceleración de la gravedad.
- g<sub>B</sub> transporte de fondo.
- h altura de las formas de fondo.
- k constante de Von Karman.
- k<sub>s</sub> rugosidad equivalente de las partículas de arena.
- L longitud de las formas de fondo.
- n número de puntos del nivel del fondo medidos.
- n coeficiente de rugosidad de Manning.
- Q gasto medio de la mezcla agua-sedimento.
- q gasto por unidad de ancho.
- q<sub>s</sub> gasto sólido por unidad de ancho.
- R radio hidráulico.
- Re número de Reynolds referido a la sección.
- Re. número de Reynolds local asociado con las partículas del fondo.
- s relación  $\rho_s/\rho$ .
- S pendiente de la superficie libre del agua.
- S<sub>1</sub> parámetro utilizado para agrupar variables de esfuerzo cortante en la expresión de Smith-McLean para el cálculo de la concentración en el nivel de referencia a.
- T parámetro de esfuerzo cortante en el fondo.
- u velocidad media de la corriente.
- u. velocidad cortante de la corriente.

$w$	velocidad de caída de la partícula de sedimento.
$y$	distancia vertical medida desde el fondo a un punto del flujo.
$z$	número de suspensión.
$z'$	número de suspensión modificado, para la ecuación de Van Rijn.
$\beta$	coeficiente que relaciona el sedimento y la mezcla agua sedimento en el cálculo del número de suspensión $z$ .
$\Delta$	= $s-1$ .
$\gamma_s$	peso específico del sedimento seco.
$\delta$	espesor de la capa límite.
$\epsilon_s$	coeficiente de difusión del sedimento.
$\rho$	densidad del agua.
$\rho_s$	densidad del sedimento seco.
$\tau_c$	esfuerzo cortante crítico en el fondo.
$\tau_o$	esfuerzo cortante en el fondo.
$\tau'$	esfuerzo cortante medio en el fondo, correspondiente a las partículas; = $\tau_b'$
$\tau$	parámetro de movilidad de Shields.
$\psi$	parámetro de estratificación.
$\nu$	viscosidad cinemática del agua.
$\sigma_g$	desviación estándar geométrica de la muestra de sedimento.

## INTRODUCCION

Dentro del campo de la Hidráulica Fluvial, el estudio de las formas de fondo y el transporte de sedimentos son de fundamental importancia para el diseño de obras de protección contra erosiones locales y desplazamientos de las márgenes de los cauces así como la determinación de profundidades y velocidades para prevenir daños en áreas de posible inundación.

Otras aplicaciones son: la estimación de volúmenes de azolve que limitan la vida útil de los vasos de las presas; en la solución de problemas de agradación y degradación; en la navegación fluvial, por la necesidad de conocer hasta que calado de las embarcaciones puede soportar la corriente.

Estas y otras aplicaciones han estimulado el desarrollo de esta disciplina. Sin embargo, a pesar del interés mostrado por muchos investigadores en estudios y experimentos, no se dispone, de teorías que sean aplicables a las condiciones de cualquier corriente. Aunque en estudios de laboratorio se tiene control sobre ciertas variables que intervienen en el fenómeno, al comparar los resultados de experimentos con los obtenidos en otras instalaciones, se encuentran diferencias importantes. Ello se debe a las condiciones propias de las pruebas y a las limitaciones de cada una.

Gary Parker et al [13] señala que "el campo de la hidráulica fluvial se encuentra lleno de teorías contradictorias que han coexistido durante décadas, en lugar de evidencias concluyentes. Además, muchos investigadores han propuesto en forma superficial explicaciones de ciertos fenómenos del fondo móvil y han fracasado al darse cuenta de la equivalencia fundamental de las teorías".

La dificultad y la forma en que se efectúan las mediciones es otro aspecto limitante, aunado a la precisión de los equipos y los recursos financieros y de tiempo.

En el estudio de la interacción agua-sedimento en canales de laboratorio, se suelen realizar simplificaciones de las condiciones; por ejemplo, se emplea un canal ancho, la relación ancho-profundidad debe ser grande (5 o mayor), para que la influencia de las paredes (que son rígidas), no sea significativa; una capa de arena de espesor tal que no se erosione hasta el fondo fijo. Se buscan además, las condiciones para que el flujo sea uniforme y se analizan sólo el transporte de agua y sedimento por encima del fondo móvil.

Las dificultades para encontrar relaciones entre las formas de fondo y el transporte de sedimentos con las variables hidráulicas tirante y velocidad en las corrientes aluviales se debe a la complejidad del fenómeno por la interacción del flujo con las formas de fondo. Sin embargo, se dispone de una gran cantidad de datos experimentales con base en los cuales se han propuesto relaciones empíricas o criterios de predicción. Estos no son aplicables a cualquier condición; sin embargo, se busca la que mejor se ajuste a ésta para contar con parámetros de diseño.

De lo anterior se desprende la necesidad de la ejecución de más experimentos con una adecuada planeación. Esto debe realizarse de acuerdo con los recursos disponibles, ya que la combinación de las variables que intervienen en los fenómenos de formas de fondo y transporte de sedimentos es prácticamente imposible de cubrir; el rango de diámetros de arenas es de 0.12 mm a 2 mm; el intervalo de los tirantes que pueden tenerse en una determinada instalación implica una gran cantidad de posibles profundidades del flujo; la variación del gasto, es otro ejemplo. Debe considerarse además, la limitación de tiempo pues para determinadas condiciones que involucran gastos pequeños, lograr que el flujo se establezca puede llevar más de 72 horas lo cual no es práctico.

Las finalidades de este trabajo fueron conocer y manejar diferentes criterios para la clasificación de configuraciones de fondo, la predicción de los regímenes de flujo y el cálculo de transporte de sedimentos en suspensión. También se incluye la participación directa en el proceso de medición, el procesamiento y el análisis de la información; llegar a una mejor comprensión del fenómeno de la interacción formas de fondo-transporte de sedimentos; verificar diferentes relaciones propuestas para condiciones similares a las de los experimentos y otras relaciones que pretenden ser de aplicación general, su alcance y sus limitaciones.

El presente trabajo describe las actividades de una serie de experimentos efectuados en el laboratorio de hidráulica del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, en un canal de fondo móvil con las condiciones de simplificación señaladas antes; y el análisis de los datos que se obtuvieron.

También se buscaron relaciones entre parámetros hidráulicos y los factores de fricción lo cual es de interés para calcular capacidades de conducción y niveles en los cauces; esto es de utilidad para el diseño hidráulico de las obras de protección señaladas.

Se hace una descripción del procedimiento experimental que incluye la instalación, los equipos de medición y los procedimientos de ésta.

Aunque las formas de fondo y el transporte de sedimentos están muy ligados, para efectos de estudio se hace una separación y se señalan los criterios más utilizados y difundidos en la literatura. Después de la descripción de la teoría, en cada capítulo, se aplican a los datos de los experimentos los criterios señalados por diferentes investigadores y se analizan los resultados.

## 1. INSTALACION Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

Con el fin de observar las condiciones del flujo, el comportamiento de las formas de fondo y medir la concentración de sedimentos bajo diferentes gastos en un rango de 12 a 24.4 l/s, se efectuó una serie de experimentos en un canal de laboratorio. Para la ejecución del trabajo experimental, se dispuso de la instalación, el equipo y el material que se describe a continuación.

### 1.1. *Instalación experimental.*

#### 1.1.1 *Sistemas de alimentación de los sedimentos.*

Para el estudio de formas de fondo y transporte de sedimentos, se han utilizado por los investigadores básicamente 2 sistemas: el de recirculación y el de alimentación directa del sedimento.

En el sistema de recirculación, el flujo descarga a un cárcamo al final del canal, donde se bombea la mezcla agua-sedimento a través de una tubería hasta el inicio del canal aguas arriba.

El sistema de alimentación directa, también llamado de no recirculación, consiste en agregar la arena seca al agua con una proporción predeterminada antes de la entrada al canal, lo que generalmente se hace por medio de una tolva; una vez que la mezcla sale del canal, ya no se utiliza en el mismo experimento. El criterio para la condición de equilibrio considera que este se alcanza cuando la concentración de sedimentos medida en el extremo de aguas abajo del canal es igual a la de alimentación.

La ventaja del sistema de alimentación es la posibilidad de establecer una relación de transporte de sedimentos específica lo cual requiere de un procedimiento y un equipo que permita conocer la concentración durante el desarrollo de la prueba. Algunas relaciones de concentración, pueden requerir de longitudes del canal muy largas lo cual representaría una desventaja.

El sistema de alimentación directa requiere de un retorno mecánico. Aunque no se dispone de análisis específicos de costos, aparentemente los costos operacionales del sistema de alimentación son mucho mayores que los del sistema de recirculación. El sistema de alimentación está limitado por la cantidad de sedimento disponible que puede evitar que se consiga la condición de equilibrio.

Un estudio comparativo de los 2 sistemas [9] señala que en condiciones de equilibrio no hay diferencias significativas entre ambos en su comportamiento hidráulico; cuando no hay equilibrio, las respuestas son diferentes.

Las principales ventajas del sistema de recirculación son las siguientes:

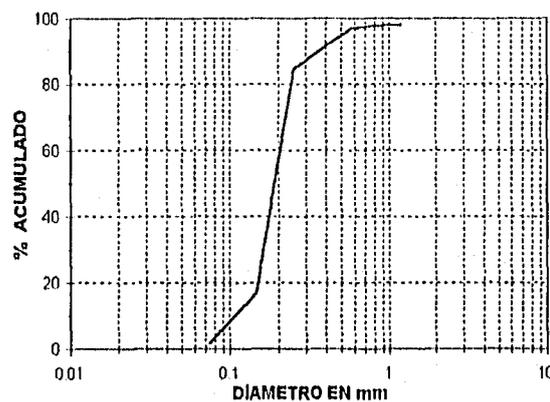
- Puede utilizarse en canales cortos y el propio sistema llega a las condiciones de equilibrio.
- Menores costos y menores tiempos de operación.
- No se requieren grandes volúmenes del material del fondo fijo.

Debido a que su operación es más sencilla y sus costos resultan menores, en esta serie de experimentos se utilizó el sistema de recirculación.

### 1.1.2. Características del material del fondo móvil.

Uno de los principales factores en el comportamiento de las formas de fondo y del transporte de sedimentos lo constituye el material del fondo del cauce. En el desarrollo de estos trabajos se utilizó una arena de origen volcánico de un banco localizado al sur de la ciudad de México, en la sierra del Ajusco. La curva granulométrica se muestra en la lámina 1.1.

Lámina 1.1. Curva granulométrica de la arena utilizada.



A continuación se indican los valores de los diámetros que se utilizan en cálculos y análisis posteriores; se obtuvieron de la misma curva granulométrica.

$$D_{10} = 0.125 \text{ mm} \quad D_{60} = 0.20 \text{ mm} \quad D_{90} = 0.37 \text{ mm}$$

$$D_{16} = 0.14 \text{ mm} \quad D_{65} = 0.22 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.19 \text{ mm} \quad D_{84} = 0.255 \text{ mm}$$

La desviación estándar geométrica se calculó con la expresión: [21]

$$\sigma_g = \frac{1}{2} \left[ \frac{D_{60}}{D_{16}} + \frac{D_{84}}{D_{50}} \right]$$

y resultó de 1.35.

El coeficiente de uniformidad se calculó como  $C_u = D_{60}/D_{10}$  y fue de 1.60 lo cual indica que la arena es uniforme; esto concuerda con la  $\sigma_g$  calculada, por lo tanto, el error que se puede cometer al utilizar un diámetro representativo, no es significativo. La densidad específica de la arena utilizada  $\rho_s$  resultó de 2,550 kg/m<sup>3</sup>.

La velocidad de caída  $\omega_n$  de una partícula con diámetro  $D_n$ , se calculó con la ecuación de Rubey [8]:

$$\omega_n = F_1 [g\Delta D_n]^{1/2} \quad (1.1)$$

donde:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta D_n^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g\Delta D_n^3}}$$

$v$  = viscosidad cinemática del agua

$\Delta = s-1$  ;  $s = \rho_s/\rho$

$\rho_s$  es la densidad del sedimento y  $\rho$ , la densidad del agua

Para la arena utilizada,  $\omega_{60} = 2.25$  cm/s,  $s = 2.55$  y  $\Delta = 1.55$

### 1.1.3. Módulo de pruebas.

Se utilizó un canal con superficies interiores aplanadas y pulidas con mortero de cemento y arena, con una longitud de 19 m y un ancho de 1 m, altura de las paredes de 50 cm, sin pendiente del fondo fijo. En la lámina 1.2 se muestra un esquema de la instalación.

De acuerdo con la magnitud de las profundidades que se midieron, el ancho de 1 m fue suficiente para eliminar los efectos de pared en una franja central.

Sobre toda la superficie del fondo fijo, se colocó una capa de arena de 20 cm de espesor que resultó suficiente para que el fondo fijo no quedara expuesto.

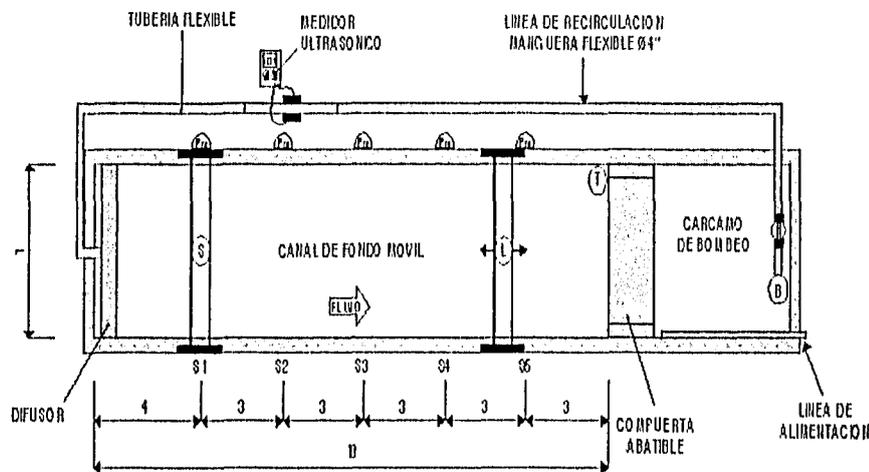
En el extremo de aguas abajo, se instaló una compuerta abatible que giraba sobre un eje que coincidía con el ancho y el fondo del canal. Con esta compuerta se controlaba, en un determinado rango, la profundidad del agua  $d$ , y por consiguiente, las demás condiciones hidráulicas (velocidad media  $u$  y pendiente de la superficie libre del agua  $S$ ).

Enseguida de la compuerta en la dirección de aguas abajo, se localizaba el cárcamo de descarga del canal en el cual se instalaron 2 bombas sumergibles con una capacidad conjunta máxima de 24.4 l/s para las condiciones de operación.

Después de las descargas de las bombas, dentro del tanque, se tenían tuberías de retorno con sus respectivas válvulas, enseguida se instalaron otras válvulas para

regular los gastos de prueba. Después de la confluencia de las tuberías, se conectó una tubería flexible de 100 mm (4 pulg.) de diámetro que descargaba al inicio del canal aguas arriba; los cambios de dirección se lograron flexionando esta tubería.

Lámina 1.2 Croquis general de la instalación experimental



**VISTA DE PLANTA**

**SIMBOLOGÍA**

(L)	Limnómetro	(T)	Termómetro
(B)	Bomba sumergible	(P)	Piezómetro
(S)	Dispositivo para toma de muestras	(V)	Válvula de control
S1 a S5	Secciones de medición		

**NOTAS**

Acotaciones: m

Para atenuar los efectos de la descarga, en la salida de la tubería de recirculación se colocó a lo ancho del canal, un difusor formado por un tubo con cortes longitudinales y con tapones hembra en sus extremos así como tiras de PVC pegadas a las paredes; la finalidad de este arreglo fue que se redujera al mínimo la turbulencia por la entrada del flujo al canal.

En el muro exterior del canal, se instalaron piezómetros contruidos con medio tubo y placa de acrílico conectados con el fluido por medio de tubería de cobre de 12 mm (½ pulg.) de diámetro.

Para efectuar las mediciones de velocidad, de tirante, de concentración de sedimentos y de observaciones en general, se ubicaron 5 secciones de control: la primera a 4 m del inicio del canal, aguas arriba y las demás a cada 3 m.

La foto 1 muestra una vista general del módulo experimental.

Foto 1. Instalación experimental



## *1.2. Procedimiento de pruebas y equipo de medición.*

### *1.2.1. Procedimiento general.*

Antes de cada experimento se aplanaba la superficie de la arena formando un espesor uniforme y se dejaba horizontal de acuerdo con referencias señaladas en las paredes, que se nivelaron previamente y que coincidían con el borde del muro de contención de la arena, al inicio del canal aguas arriba.

Se llenaba el cárcamo de bombeo, que tiene una capacidad aproximada de  $1 \text{ m}^3$ , la alimentación se hacía por medio de una tubería de 19 mm ( $\frac{3}{4}$  pulg.) de diámetro con una válvula de flotador en la descarga la cual tenía también como finalidad, permitir que se repusiera el agua perdida por evaporación y la utilizada para muestreo de concentración de sedimentos.

Al inicio del bombeo se alimentaba un gasto pequeño, del orden de  $5 \text{ l/s}$ ; los incrementos también eran pequeños pues se cuidaba que se conservara el fondo plano hasta proporcionar el gasto de prueba programado. El gasto se incrementaba abriendo

las válvulas colocadas enseguida de las descargas de las bombas, de acuerdo con unas marcas previamente señaladas para diferentes gastos. Para gastos menores de 19.1  $\ell/s$ , se utilizaba sólo una bomba.

Al final de la prueba, se apagaba el equipo de bombeo y se maniobraba la compuerta para evitar que el vaciado fuera brusco y que se formaran ondas de dimensiones grandes que pudieran alterar la configuración del fondo.

### *1.2.2 Equipos y procedimiento de medición.*

#### *- Gastos.*

La medición del gasto se efectuó utilizando un medidor ultrasónico marca Controlotron, de tiempo en tránsito, colocado sobre un tramo de PVC rígido de 100 mm (4 pulg.), conectado con la tubería flexible, localizado en la parte central de la longitud del canal. Después de alcanzar el gasto de prueba, se tomaron lecturas cada hora aunque no se observaron variaciones significativas (fueron menores de 0.2  $\ell/s$ ).

El tiempo que transcurrió para que se alcanzara el equilibrio fue variable y dependió del gasto ya que la altura de la compuerta sólo varió para un experimento. Para los gastos mayores de 19  $\ell/s$ , el equilibrio se alcanzó en menos de 5 horas mientras que para gastos menores de 15  $\ell/s$  se requirió de más de 24 horas. En una de las pruebas, con un gasto de 12.5  $\ell/s$ , se tuvo en funcionamiento el sistema más de 72 horas.

#### *- Temperatura.*

Cuando se llegaba al gasto de prueba, se iniciaban las mediciones: se colocaba un termómetro en el fluido junto a la compuerta. Las lecturas de la temperatura se tomaban en promedio cada 2 horas.

#### *- Niveles.*

Cada hora, se registraba el nivel en los piezómetros hasta que se observaba que no había variación en las lecturas correspondientes de los mismos. Asimismo, se tomaba el nivel de la superficie libre del agua con un limnómetro en las 5 secciones al centro del canal.

#### *- Velocidad media.*

Una vez que el nivel registrado en cada piezómetro no variaba en 3 lecturas consecutivas, se consideraba que el flujo se había establecido y se procedía a la medición de la velocidad y a la toma de muestras para obtener la concentración de sedimentos.

La velocidad del flujo en el canal se obtuvo para 3 puntos en cada sección del canal, en el centro y a 33 cm de éste a ambos lados. Se medía utilizando un molinete con señal digital que indicaba directamente la velocidad promedio correspondiente al intervalo del tiempo de medición. Para calcular la velocidad media, se utilizó el promedio de todas las mediciones, de las 5 secciones.

- *Concentración de sedimentos.*

La toma de muestras para calcular la concentración de la mezcla agua-sedimento, se efectuó con un dispositivo que constaba de un tubo de cobre de 6.35 mm (¼ de pulg.) de diámetro, doblado a 90° con el cambio de dirección suavizado en forma semejante a la de un tubo pitot, conectado a una manguera de hule látex y montado en una tabla; por medio de un tornillo se fijaba el tubo para tomar la muestra a la profundidad requerida. El extremo más corto estaba dirigido hacia aguas abajo. Se succionaba para provocar un sifón y se captaba el flujo en una cubeta durante 15 segundos antes de tomar la muestra en un frasco de 300 ml.

Las muestras se tomaron a diferentes tiempos y a profundidades predefinidas. Se pesaban por separado los frascos con la muestra y los papeles filtro; la muestra se pasaba a través de un papel filtro que se sometía a la succión de una bomba de vacío, el frasco se enjuagaba con pequeños chorros de agua destilada y se pesaban nuevamente los frascos. El peso de la mezcla agua sedimento se obtenía de la diferencia de pesos, y el volumen, dividiendo este peso entre el peso específico de la mezcla agua-sedimento.

El papel filtro y el sedimento se colocaban en *vidrios de reloj* y se metía a un horno donde se sometía a una temperatura de 105° C durante 1 hora después de la cual se sacaban y se colocaban dentro de una campana desecadora de vidrio con una lámina divisora con huecos que en su parte inferior contenía sílica-gel para que el papel filtro y el sedimento se enfriaran pero no adquirieran humedad.

Después de un tiempo mínimo de 1 hora, se sacaban los papeles filtro con sedimentos y se pesaban. El peso del sedimento se obtuvo de la diferencia del peso con sedimento y sin éste, y la concentración (en mg/l), como el cociente del peso del sedimento  $W_s$  en miligramos entre el volumen del agua  $V$  en litros:  $C = W_s/V$ .

- *Perfiles de fondo.*

Al finalizar el vaciado, cuando ya no se observaba agua estancada en las depresiones, se medía el perfil longitudinal del fondo al centro del canal utilizando el limnómetro; las mediciones se hacían en los puntos donde se observaba un cambio significativo de pendiente.

Para estimar la profundidad media del agua  $d$ , se midieron los niveles del fondo en una cresta y en una parte baja (máximo y mínimo); el tirante resultó de la diferencia del nivel del agua medido en la sección y del promedio del máximo y el mínimo en la misma. Las profundidades se promediaron y para los cálculos subsecuentes, se utilizó la media.

**1.2.3. Variables hidráulicas.**

La medición del gasto, del tirante, de la velocidad y la temperatura se trató en 1.2.2; a continuación se describe la obtención de los datos restantes que se muestran en el

cuadro 1.1.

Cuadro 1.1. Resumen de datos experimentales

Nº DE PRUEBA	Q (ℓ/s)	d (cm)	u (cm/s)	S	F	u. (cm/s)	Re.	T °C	f	C mg/ℓ
1	19	7.4	29.2	0.001542	0.342	3.35	6.36	---	0.1053	---
2	19	8.3	28.6	0.001542	0.317	3.54	6.73	---	0.1228	---
3	19	8.8	23.8	0.000867	0.256	2.73	5.19	---	0.1056	---
4	17.5	9.6	20.0	0.000442	0.206	2.04	3.88	29	0.0833	---
5	18.8	8.4	28.8	0.001283	0.317	3.25	6.17	28	0.1019	---
6	19.1	8.4	28.2	0.002260	0.311	4.31	8.19	29	0.1871	---
7	19	8.8	27.1	0.001150	0.291	3.16	6.00	29	0.1085	---
8	17.5	8.4	25.7	0.001092	0.282	3.01	5.71	29	0.1095	---
9	19	8.7	27.8	0.001242	0.301	3.25	6.18	29	0.1094	---
10	12.5	7.5	18.4	0.001133	0.215	2.89	5.49	30	0.1970	15
11	15.5	7.9	20.4	0.000908	0.233	2.64	5.02	29	0.1342	15
12	20.5	8.1	26.5	0.001550	0.297	3.52	6.68	32	0.1409	122
13	24.4	9.8	28.0	0.001167	0.285	3.36	6.38	31	0.1149	48
14	15	8.2	20.0	0.001083	0.223	2.95	5.61	29	0.1742	26
15	14	8.3	22.0	0.000917	0.244	2.73	5.19	29	0.1234	14
16	14	7.5	23.0	0.000875	0.268	2.54	4.82	30	0.0974	27
17	14	7.6	22.0	0.000833	0.255	2.49	4.73	29	0.1027	59
18	12.5	6.8	19.0	0.000792	0.233	2.30	4.37	27	0.1171	65
19	17.5	8.5	23.0	0.001125	0.252	3.06	5.82	25	0.1419	60

Para obtener la pendiente de la superficie libre del agua S, se registró el nivel de los 5 piezómetros, se calculó el desnivel entre los más cercanos entre sí y se dividió entre la distancia entre ellos, que fue de 3 m; así se obtuvieron 4 pendientes que se promediaron para obtener la que se utilizaría en el análisis.

La expresión del número de Froude es  $F = u/\sqrt{gd}$  donde g es la aceleración de la gravedad y d el tirante o profundidad media de la corriente.

u. es la velocidad cortante del agua en el fondo y está dada por:  
 $u. = \sqrt{gRS}$  ; R es el radio hidráulico.

Re. es el número de Reynolds asociado con un diámetro representativo del material del fondo, generalmente se utiliza  $D_{50}$ :

$Re. = u.D_{50}/\nu$  ;  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua [8].

f representa el factor de fricción de Darcy-Weisbach y se calcula con la expresión:  
 $f = 8gdS/u^2$

### *1.3. Condiciones generales del estudio experimental.*

Se efectuaron un total de 19 pruebas, en el rango de gastos de 12.5 a 24.4  $\ell/s$ . Los datos que se obtuvieron durante las pruebas se procesaron para la obtención de la velocidad media, del tirante, de la superficie libre del agua y la concentración de sedimentos. En el cuadro 1.1 se presenta un resumen de los datos y parámetros obtenidos de los experimentos. C es la concentración media; su obtención se describe en el capítulo 3.

En estos experimentos, la profundidad d estuvo en un rango de 6.8 a 9.6 cm, los extremos corresponden a los gastos mínimo y máximo respectivamente. Las velocidades u para la serie de pruebas variaron de 18.4 a 29.2 cm/s. Las mediciones corresponden a las condiciones de flujo permanente.

## 2. FORMAS DE FONDO

### 2.1. Generalidades.

El fondo de las corrientes aluviales generalmente no es plano sino que presenta además de la rugosidad propia del material arenoso, *irregularidades* en forma de ondulaciones, las cuales no sólo aumentan la resistencia al flujo, sino que interactúan con éste. Esta interacción, aunada a otros factores, hace que el estudio del fenómeno sea complejo y que a la fecha, no se tenga una solución completamente satisfactoria que explique el mecanismo de la generación de las formas de fondo y su relación con los parámetros hidráulicos (velocidad y profundidad).

La interacción entre el flujo de la mezcla agua-sedimento y el fondo aluvial arenoso produce las *configuraciones de fondo* que modifican la resistencia al flujo y el transporte de sedimentos, y por consiguiente altera las condiciones hidráulicas de la corriente. Un incremento de la resistencia al flujo produce una mayor profundidad, y en el caso de corrientes naturales, puede provocar áreas de inundación en muchos casos, afectando los proyectos de obras de protección.

Alam y Kennedy [1] señalan la complejidad y a la vez lo interesante del fenómeno de la resistencia al flujo en corrientes aluviales: "Los rizos, dunas, barras, antidunas, etc. son el resultado de una interacción entre el material erosionable del fondo y el flujo sobre éste, una interacción que aún no es completamente entendida ni completamente formulada. Los factores de fricción de flujos en canales con fondo erosionable son notablemente dependientes de la geometría de las formas del fondo, la cual a su vez es función de la profundidad y la velocidad del flujo además de las propiedades del fluido y el material del fondo; pero la profundidad y la velocidad dependen del factor de fricción y así el analista se encuentra en un *nudo ciego* sin un punto obvio de inicio para la solución del problema".

La resistencia al flujo en canales aluviales varía entre límites muy amplios y es extremadamente compleja porque la rugosidad debida a las formas de fondo es una función de las características del flujo, de las propiedades del fluido y del sedimento, y de la geometría del canal.

Algunos de los factores que han limitado los trabajos que buscan la explicación a este fenómeno, son [19]: el tiempo disponible, las instalaciones, los procedimientos y los equipos de medición.

En resumen, el análisis del flujo en canales aluviales es extremadamente complejo debido a la cantidad de variables involucradas y a la dificultad en su medición.

### 2.2. Criterios de clasificación. Regímenes de flujo.

Garde y Albertson, [7] definieron régimen de flujo como: "Las diferentes

configuraciones del fondo y de la superficie libre del agua debidas a cambios en el fluido, el flujo o en las características del sedimento". La clasificación de los regímenes de flujo, se basa por lo tanto en la configuración del fondo y de la superficie del agua y la manera y distribución del transporte de sedimento.

El término *equilibrio* en lugar de *régimen* es utilizado por muchos investigadores; este último puede propiciar confusión con la *teoría de régimen* que se aplica principalmente a ríos y que ha sido llamada aproximación hindú debido a que la mayoría de los estudios de campo se efectuaron en la India y es muy aceptada por los ingenieros anglo-hindúes por la sencillez de los criterios de diseño de canales en aluvión aunque se ha criticado por la falta de fundamentación teórica y rigor científico.

El equilibrio, referido al régimen de flujo, se define como la condición estadísticamente uniforme de velocidad, profundidad, concentración de sedimentos y pendiente en el tramo de observación. Un requerimiento clave para el equilibrio del sistema consiste en que en promedio, la pendiente de la superficie del fondo de arena en la dirección del flujo sea paralela a la de la superficie libre del agua [9].

En canales, pueden ocurrir 4 regímenes: laminar tranquilo, laminar rápido, turbulento tranquilo y turbulento rápido. Cuando  $F < 1$ , el flujo es tranquilo y cuando  $F > 1$ , el flujo es rápido. Los regímenes turbulentos son los que se presentan en las corrientes aluviales naturales.  $F$  es sólo una referencia cuantitativa para el sistema en consideración; en uno de los experimentos de Simons y Richardson, [19], en un canal largo, de 2.44 m de ancho, las dunas ocurrieron sólo para  $0.3 < F < 0.6$  por lo que en un río muy profundo, las dunas pueden ocurrir para  $F \ll 0.3$ ; el inicio del movimiento ocurrió para  $F \approx 0.15$  que conlleva a que en un canal pequeño con el mismo material de fondo y la misma relación ancho profundidad el inicio del movimiento ocurriría con  $F > 0.01$  (ver lámina 2.4).

Cuando  $F < 1$ , el flujo se acelera sobre las irregularidades altas y se desacelera en las "depresiones" o partes bajas; ocurre una zona de separación y un flujo local circular en un plano vertical, en las depresiones. La separación y la turbulencia generada disipan una cantidad considerable de energía y provocan una mayor resistencia al flujo.

Si  $F > 1$ , el flujo se desacelera sobre los montículos y se acelera en las depresiones, se forman en la superficie libre del agua ondas senoidales que algunos autores han descrito en forma matemática con aproximación limitada.

Con base en experimentos de laboratorio y en observaciones en corrientes naturales, se ha establecido que la resistencia al flujo y el transporte de sedimentos están relacionados con la rugosidad de las formas de fondo. Resulta más conveniente asociar la resistencia al flujo que provocan las formas de fondo con *regímenes inferior y superior* ligados por una zona de transición. Esta clasificación se basa en la configuración del fondo, la resistencia al flujo y el transporte de sedimentos, En el régimen inferior, se identifican los rizos y las dunas y en el superior, el fondo plano,

las antidunas y las barras.

Los cambios en las formas de fondo que resultan de la interacción del flujo y el material del fondo, dependen de las características del flujo, del fluido y del material. Por lo tanto, la resistencia al flujo y el transporte de sedimentos son funciones de la pendiente y de la profundidad de la corriente, de la viscosidad del fluido y de la granulometría del material.

Las formas de fondo, generalmente son las que más contribuyen a la resistencia total al flujo  $f$ . Si se desconoce la variación de la resistencia, no puede predecirse el comportamiento del flujo con exactitud. En este trabajo, se utilizó el factor de fricción  $f = 8gdS/u^2$  que se obtiene de la fórmula de Darcy-Weisbach.

Para la predicción de relaciones profundidad-velocidad se han desarrollado teorías que consideran que el factor de fricción  $f$  está compuesto por 2 partes, una componente  $f'$  atribuible a la rugosidad de los granos del fondo plano y otra,  $f''$ , que representa los efectos de las formas de fondo. Se ha asumido que  $f'$  y  $f''$  son aditivas:  $f = f' + f''$ . Muchos investigadores han utilizado esta consideración; para la obtención de  $f'$  se han empleado diferentes procedimientos [5], [11].

Lo anterior equivale a señalar que el esfuerzo cortante  $\tau_b$  sobre una superficie con *formas de fondo*, se compone por una parte  $\tau'_b$  que se relaciona con la fricción sobre la propia superficie y por otra parte  $\tau''_b$ , relacionada con la distribución de presión no uniforme sobre la cresta de la forma de fondo y la región de *edies* o *vorticillos*.

La clasificación de configuraciones de fondo que generalmente se acepta, se basa en observaciones efectuadas en canales de laboratorio y corrientes aluviales es la siguiente [19]:

En régimen inferior:

- Plano, sin movimiento de sedimentos
- Rizos
- Dunas con rizos superpuestos
- Dunas

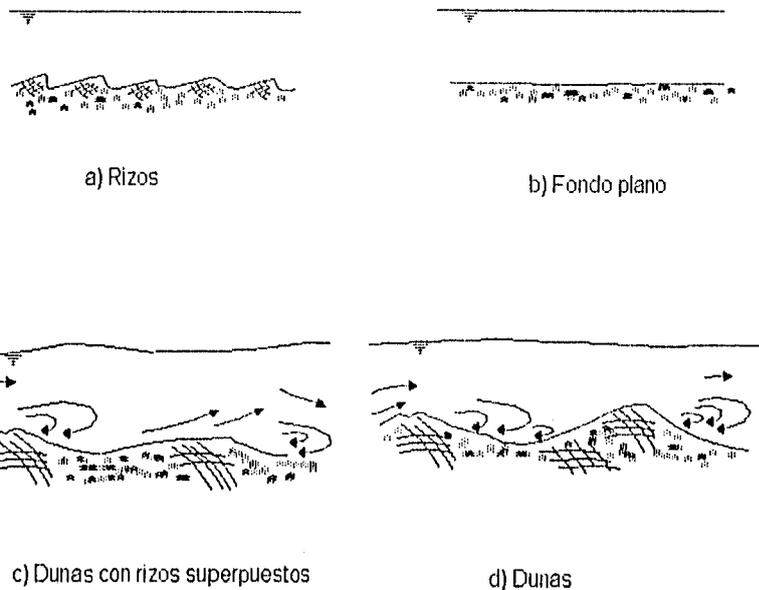
Transición

En régimen superior:

- Fondo plano con movimiento de sedimentos
- Antidunas
- Ondas estacionarias

En la lámina 2.1 se muestra esta clasificación para las formas más comunes. Enseguida se describen las características geométricas de los rizos y las dunas; los primeros fueron las configuraciones que se observaron para el rango de gastos de la serie de experimentos que se analizaron en este trabajo.

Lámina 2.1. Clasificación de las configuraciones del fondo.  
Simmons y Richardson, 1960



**2.2.1. Fondo plano sin transporte de sedimentos e inicio de movimiento del fondo.**

Para las características de una corriente aluvial, el fondo plano ocurre para gastos menores al del inicio del movimiento de las partículas del fondo. Deben conocerse por lo tanto las condiciones cuando se inicia este movimiento. Antes del inicio de movimiento, la resistencia al flujo se trata como un problema de fondo fijo. Después del inicio de movimiento, el fondo cambia a rizos si el tamaño de las arenas es menor de 6 mm y a dunas si es mayor [17].

**2.2.2 Rizos.**

Si en una corriente con fondo móvil, la fuerza tractiva se incrementa y llega al inicio del transporte de sedimentos, el fondo se vuelve inestable. En el caso de sedimentos finos, se forman rizos mientras que en los sedimentos gruesos generalmente se forman dunas: Si el diámetro de los sedimentos es mayor que 6 mm, no se forman rizos.

Los *rizos* son pequeños elementos de arena, triangulares, con pendiente suave en la parte de aguas arriba de la cresta y con mucho mayor pendiente aguas abajo de esta,

parte de aguas arriba de la cresta y con mucho mayor pendiente aguas abajo de esta, con longitudes entre 12 y 60 cm y altura entre 0.6 y 6 cm. La resistencia al flujo es alta. Si la profundidad se incrementa, la resistencia al flujo debida a la rugosidad decrece; hay un efecto de rugosidad relativa producida por los rizos. La resistencia al flujo es independiente del tamaño de los sedimentos cuando la configuración corresponde a rizos debido a que la rugosidad de las partículas es pequeña con respecto a la rugosidad que provocan las formas de fondo.

Con velocidades del flujo relativamente pequeñas, se presenta una subcapa laminar con espesor:  $\delta = \frac{11.6 \nu}{u_*}$ ,  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua. Esta situación

conduce a una superficie hidráulicamente lisa cuando  $\delta$  es más pequeña que el tamaño de sedimento  $D$ . Se considera que los rizos se forman si está presente una capa viscosa y la fuerza tractiva crítica es ligeramente rebasada, mientras que las dunas se forman si el fondo es hidráulicamente rugoso.

La geometría de las formas de fondo afecta en forma importante la resistencia al flujo; sin embargo, no se dispone de un criterio para determinar con aceptable aproximación su tamaño. Yalin [20], propone:

$$\frac{h}{d} = \frac{1}{6} \left( 1 - \frac{\tau_c}{\tau_o} \right), L = 5 d \quad \text{si } \frac{u_* D}{\nu} > 20$$

$$L = 1000 D_{50} \quad \text{si } \frac{u_* D}{\nu} < 20$$

donde:

$L$  = longitud de la forma de fondo.

$h$  = altura de la forma de fondo.

$\tau_c$  = esfuerzo cortante crítico en el fondo.

$\tau_o$  = esfuerzo cortante en el fondo

$d, u, D$  y  $\nu$ , se definieron en el capítulo 1.

Con las condiciones de los experimentos que se analizan en este trabajo,  $\delta \approx 0.3$  mm resultó mayor que el diámetro medio de la partícula;  $u_* D / \nu$  resultó en todos los casos menor que 20 por lo que fue aplicable la expresión  $L = 1000 D_{50}$  y resultó igual a 19 cm lo cual representa una buena aproximación. Cuando no se dispone de más datos, representa una buena opción para calcular  $L$ . La longitud media de las formas de fondo para esta serie de experimentos varió de 13 a 25 cm que es del orden de la calculada con la ecuación de Yalin. A partir de las dimensiones de las formas de fondo, pueden estimarse las características hidráulicas de la corriente.

Van Rijn [20], describe la formación de pequeñas franjas y protuberancias paralelas a la dirección del flujo que se han observado en canales de laboratorio y en pequeñas

corrientes naturales para sedimentos finos ( $D_{50} < 0.1$  mm); también se han llamado líneas de partición porque su altura es muy pequeña: del orden de  $10 D$ , y se presentan más en sedimentos finos, no se consideran dentro de la clasificación de rizos.

Para velocidades del orden de 1.2 veces la velocidad de inicio del movimiento (velocidad crítica,  $u_{cr}$ ), y tamaños medios del sedimento menores de 0.6 mm, se forman minirizos, su longitud es mucho menor que la profundidad. Los rizos más grandes pueden tener longitudes mayores que la profundidad del agua y son llamados megarizos, la relación  $h/d$  varía de 0.02 a 0.06 y la longitud, de  $0.5d$  a  $d$ . [20].

### 2.2.3. Dunas.

Al incrementarse gradualmente el esfuerzo cortante o la potencia de la corriente<sup>1</sup> por encima de la que requieren los rizos o cuando el material del fondo es mayor de 0.6 mm, ocurren una relación de transporte de material de fondo, una magnitud de velocidad y una situación de turbulencia tales que se forman ondas de arena llamadas dunas las cuales son las de mayor importancia práctica en la ingeniería de ríos.

El perfil longitudinal de una duna es triangular, asimétrico, con una superficie suave y ligeramente curva aguas arriba; la pendiente de aguas abajo es más pronunciada, aproximadamente igual al ángulo de reposo del material. Con valores más pequeños del esfuerzo cortante que los que se observan para las dunas desarrolladas, tienen rizos sobrepuestos, que desaparecen con valores mayores.

Una característica de este régimen de flujo, es la separación del flujo aguas abajo de la cresta lo cual provoca fuertes movimientos de edies que son vórtices pequeños de sentido contrario al movimiento de las manecillas del reloj.

Se ha observado que la longitud de las dunas está en el rango de 60 cm hasta varios metros.

El cálculo para la estimación de su altura y longitud se puede efectuar con las mismas fórmulas que para los rizos.

La clasificación propuesta por Van Rijn se resume en el cuadro 2.1.

De acuerdo con lo señalado en el cuadro 2.1, los rizos desaparecen por completo cuando  $T \approx 10$ .

La expresión para el cálculo de la altura y longitud de los megarizos es la siguiente:  $h/d = 0.02 (1 - e^{-0.1T})(10 - T)$  para  $1 \leq D. \leq 10$  y  $3 \leq T \leq 10$ ;  $L = 0.5d$ . Con las condiciones de los experimentos, en general,  $T$  fue menor que 1 y no fue aplicable ésta.

---

<sup>1</sup>La potencia de la corriente se define como  $P = \tau_o u$ ,  $\tau_o = \rho g d S$

Cuadro 2.1 Clasificación de formas de fondo (Van Rijn, 1991)

REGIMEN DE TRANSPORTE		TAMAÑO DE LA PARTICULA	
		$1 \leq D. \leq 10$	$D. > 10$
INFERIOR	$0 \leq T \leq 3$	minirizos	dunas
	$3 < T \leq 10$	megarizos y dunas	dunas
	$10 < T \leq 15$	dunas	dunas
TRANSICION	$15 < T < 25$	dunas <i>erosionadas</i> , ondas de arena	
SUPERIOR	$T \geq 25, F < 0.8$	ondas de arena (simétricas)	
	$T \geq 25, F \geq 0.8$	fondo plano y antidunas	

Los parámetros T y D. se definen de la siguiente forma:

$$T = (\tau'_o - \tau_{cr}) / \tau_{cr} : \text{parámetro de esfuerzo cortante en el fondo, [-]}^2 \quad (2.1a)$$

donde :

$$\tau'_o = \rho g(u/c')^2 : \text{esfuerzo cortante en el fondo relacionado con las partículas, [N/m}^2\text{].} \quad (2.1b)$$

$$c' = 18 \log(12d/3D_{90}) : \text{coeficiente de Chezy relacionado con las partículas, [-]} \quad (2.1c)$$

$$\tau_{cr} = 0.05 (\rho_s - \rho)gD_{50} : \text{esfuerzo cortante crítico promedio en el fondo [N/m}^2\text{].} \quad (2.1d)$$

$$D. = D_{50} [(s-1)g/v^2]^{1/3} : \text{parámetro del diámetro de la partícula, [-]} \quad (2.1e)$$

$s = \rho_s/\rho$  ;  $\rho_s$  = densidad del sedimento.

$\rho$  = densidad del agua = 1,000 kg/m<sup>3</sup>.

$g$  = aceleración de la gravedad, [m/s<sup>2</sup>].

$v$  = viscosidad cinemática del agua =  $1 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s para una temperatura de 20°C

### 2.3. Inicio del movimiento de sedimentos o movimiento incipiente.

Además de la importancia que el inicio del movimiento de sedimentos en sí representa para el estudio del transporte, la determinación de las condiciones en que este ocurre, son necesarias para el diseño de canales estables y en estudios de erosión. Con el transporte de sedimentos, se manifiesta el fenómeno de las formas de fondo.

El movimiento incipiente ocurre para cierto gasto tal que para valores menores no se observa movimiento de partículas de sedimento y para valores mayores a él, si hay transporte. También es llamado de movimiento crítico. A la velocidad y al esfuerzo

<sup>2</sup> [-] representa adimensional

cortante en el fondo asociados, se les llama críticos.

Pudiera parecer sencillo determinar cuando ocurre el movimiento incipiente, sin embargo, debe establecerse un criterio que lo defina, por ejemplo:

- El movimiento de una sola partícula;
- Un grupo de partículas en movimiento;
- Movimiento generalizado de las partículas sobre el fondo;
- Transporte de sedimentos tendiente a cero.

Son diversos los enfoques que se han utilizado y los criterios que se han propuesto. Shields (1936), fue el primero en estudiar el inicio del movimiento de las partículas considerando las fuerzas actuantes sobre ellas y aplicando principios de similitud.

Shields, con base en datos experimentales obtuvo la relación  $Re. - \tau.$  donde

$$Re. = u. D/v \quad \gamma \quad \tau. = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) g D_{50}} \quad (2.2)$$

$\tau.$  es llamado parámetro de movilidad.

La curva de Shields puede expresarse en términos del parámetro de movilidad  $\tau.$  y del diámetro adimensional de la partícula  $D.$  [20] como:

$$\tau_{.cr} = 0.24 D.^1 \quad \text{para } 1 < D. \leq 4 \quad (2.3a)$$

$$\tau_{.cr} = 0.14 D.^{-0.64} \quad \text{para } 4 < D. \leq 10 \quad (2.3b)$$

$$\tau_{.cr} = 0.04 D.^{-0.1} \quad \text{para } 10 < D. \leq 20 \quad (2.3c)$$

$$\tau_{.cr} = 0.013 D.^{-0.29} \quad \text{para } 20 < D. \leq 150 \quad (2.3d)$$

$$\tau_{.cr} = 0.055 \quad \text{para } D. > 10 \quad (2.3e)$$

Para la arena utilizada,  $D. = 4.71$  y  $\tau_{.cr} = 0.14 D.^{-0.64} = 0.052$ .

En la lámina 2.2 se muestra la curva de Shields que se obtiene con las ecuaciones (2.3), se señala el punto que corresponde a la arena utilizada en los experimentos.

La relación velocidad media - profundidad para condiciones críticas puede obtenerse de la ecuación de Chezy. Para un fondo plano, considerando condiciones de flujo hidráulicamente rugoso ( $Re. = u. k_s/v > 70$ ), la relación velocidad media profundidad para condiciones críticas se expresa como:

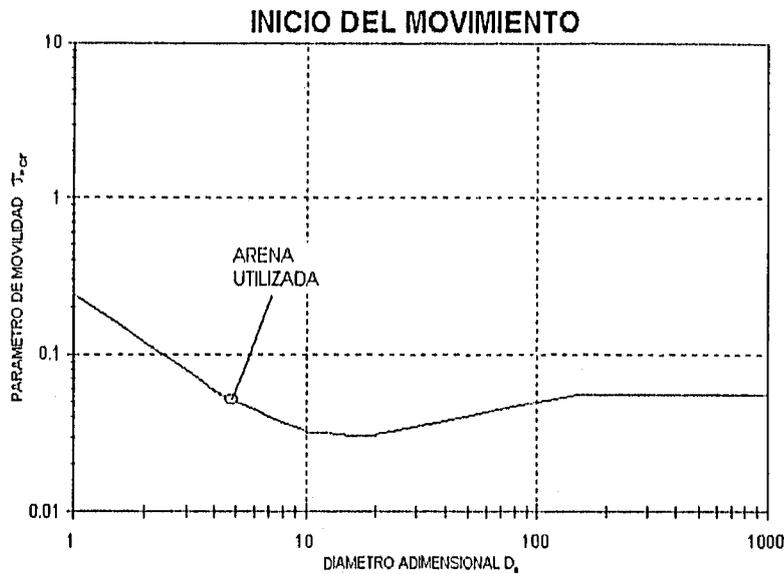
$$u_{.cr} = 5.75 u_{.cr} \log\left(\frac{12d}{k_s}\right) \quad (2.4)$$

donde  $u_{.cr}$  se obtiene a partir del parámetro de movilidad crítico (lámina 2.2):

$$u_{.cr} = [\tau_{.cr}^* [(s-1) g D_{50}]^{\frac{1}{2}}];$$

$k_s = \alpha D_{90}$  = rugosidad efectiva del fondo correspondiente a fondo plano.  
 $\alpha = 1$  para  $D_{50} \geq 10$  cm  
 $\alpha = 3$  para arenas y gravas.

Lámina 2.2. Curva de Shields dibujada con las ecuaciones de Van Rijn



Como una referencia, ya que para esta serie de experimentos,  $Re. < 70$ , se calcularon las velocidades cortante y media aplicando la ec. (2.4); a continuación se presenta el cálculo:

$$u_{*,cr} = [0.052(1.55g * 0.00019)]^{1/2} = 0.012 \text{ m/s} = 1.2 \text{ cm/s,}$$

La velocidad media crítica para el inicio del movimiento de las partículas resultó:

$$u_{cr} = 22.3 \text{ cm/s}$$

Neill [8], propuso para el cálculo de  $u_{cr}$ :

$$u_{cr} = 1.414(d/D)^{1/6}(\Delta g D)^{1/2}, \text{ que para las condiciones medias de los experimentos resultó: } u_{cr} = 20.1 \text{ cm/s}$$

Maza y García propusieron la expresión:

$$u_{cr} = 4.71 \Delta^{1/2} D^{0.35} R^{0.15}; \text{ con aplicación, } u_{cr} = 20.2 \text{ cm/s}$$

$\Delta$  y  $R$  se definieron en el capítulo 1.

## 2.4. Criterios de predicción del tipo de régimen.

Diversos investigadores han desarrollado relaciones para *predecir* el tipo de régimen de flujo y las características hidráulicas asociadas. Su determinación es importante para el diseño hidráulico. Debe señalarse que todas las relaciones se obtuvieron para flujo permanente.

### 2.4.1. Criterios que consideran la resistencia total sin dividirla.

Athallah y Simons (1970) aplicaron la relación  $R/D_{50} - F$  considerando que  $F$  describe los efectos de inercia y gravitacionales del sistema, y que  $R/D_{50}$  es una medida de la rugosidad relativa además de que puede relacionar la intensidad de la turbulencia debida a las formas de fondo.

En el cuadro 2.2 se presentan otras relaciones propuestas. Se ha observado que sólo predicen en forma satisfactoria para algunas condiciones y no lo hacen para la generalidad de los casos.

Cuadro 2.2 Relaciones para predicción del tipo de régimen

AUTOR	Liu	Garde y Albertson	Garde y Ranga Raju	Bogardi	Simons y Richardson	Athallah
RELACION PROPUESTA	$u \cdot D_{50} / \nu - u \cdot / \omega$	$F = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) g D_{50}}$	$R/D_{50} - S/\Delta$	$g D_{50} / u \cdot^2 - D_{50}$	$\tau_0 u - D_{50}$	$u \cdot / \omega - S$

En México, Cruickshank y Maza propusieron las siguientes expresiones:  
Para régimen inferior:

$$u = 7.58 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \text{ para } \frac{1}{S} \geq 83.5 \left[ \frac{d}{\Delta D_{84}} \right]^{0.350} \quad (2.5a)$$

Para régimen superior:

$$u = 6.25 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \text{ para } \frac{1}{S} \leq 66.5 \left[ \frac{d}{\Delta D_{84}} \right]^{0.382} \quad (2.5b)$$

donde  $S$  representa la pendiente de la superficie libre del agua.

Las relaciones indicadas antes consideran la resistencia total al flujo. En la lámina 2.3 se presentan las propuestas por Garde-Ranga Raju y por Bogardi [7].

Simons y Richardson [19], con base en una relación de Hsin-Kuan Liu, desarrollaron

un criterio de predicción que funciona para varios tamaños de arenas y en corrientes superficiales, sin embargo; como se observa en la lámina 2.4, se requiere que se conozcan la velocidad y la profundidad cuando generalmente uno de estos datos se desconoce.

Lámina 2.3. Criterios de predicción de formas de fondo

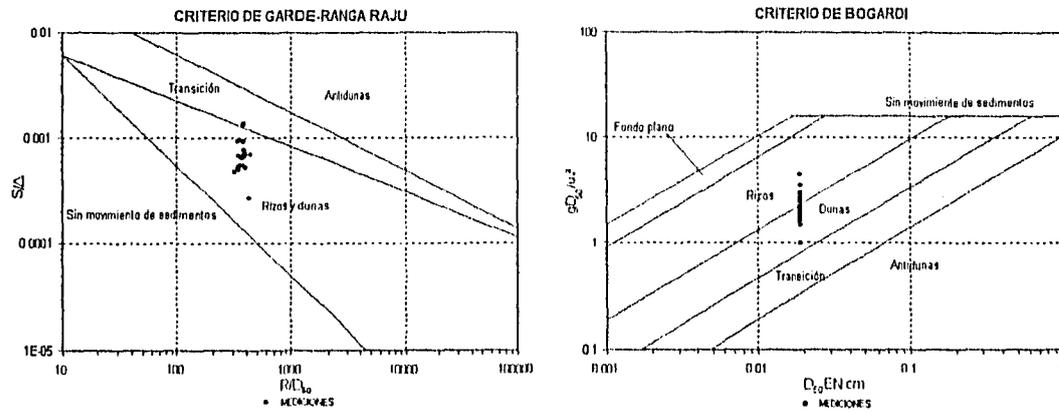
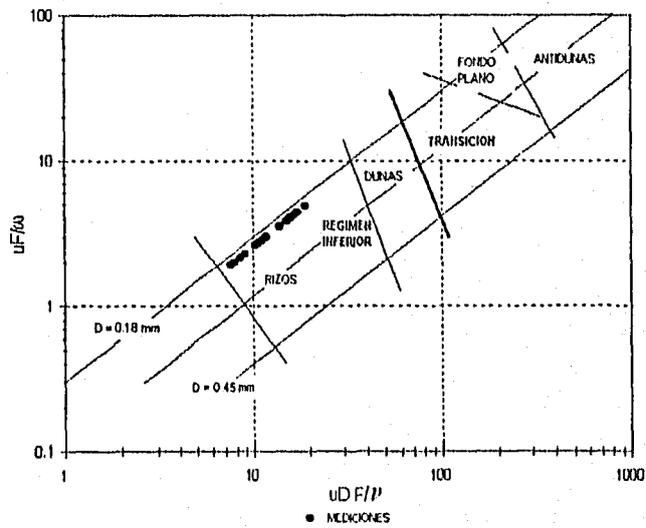


Lámina 2.4. Criterio de Simmons y Richardson



#### 2.4.2. Métodos que separan la resistencia total.

Otros métodos subdividen la resistencia debida a las partículas y la debida a las formas de fondo. Los más conocidos son los de Einstein-Barbarosa [3], Alam-Kennedy [1] y Engelund [5,6].

Einstein y Barbarosa fueron los primeros en considerar la resistencia total como la suma de la resistencia debida a los granos y la debida a las formas de fondo. A pesar de que el procedimiento representa una aproximación lógica a la solución del problema, su aceptación ha sido escasa, quizá por lo laborioso del procedimiento, sin embargo, su aportación ha sido trascendente ya que ha sido la base para el desarrollo de otros estudios.

El método de Engelund [5] considera la relación  $\tau - \tau'$ , donde  $\tau'$  se refiere a la rugosidad de las partículas, y establece el procedimiento para el cálculo del radio hidráulico asociado con las partículas  $R'$  y la velocidad. La relación que propone para régimen inferior es:

$$\tau' = 0.3\tau^{3/2} + 0.06 \quad (2.6)$$

donde  $\tau = \tau_o / (\Delta\rho g D_{50})$

En la lámina 2.5 se muestra esta relación, para régimen inferior. Es conveniente señalar que el mismo Engelund restringe su uso: cuando  $Re.$  es pequeño ( $< 12$ ), está presente una subcapa viscosa y la configuración del fondo es de rizos. Cuando  $Re. > 12$ , la superficie del fondo es hidráulicamente rugosa y se forman dunas.

Alam y Kennedy subdividieron la pendiente de la superficie libre del agua en 2 partes:  $S = S' + S''$ .  $S'$  es la pendiente que se tendría si el fondo fuera plano y  $S''$  la pendiente adicional debida a las formas de fondo.

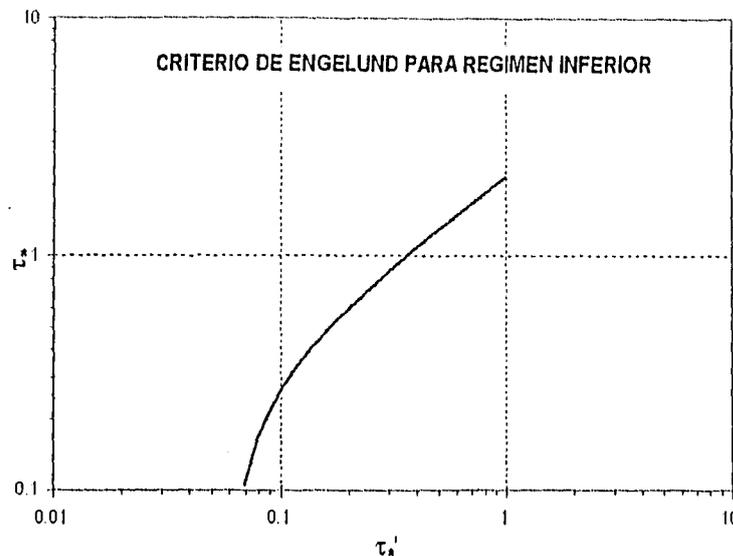
El factor de fricción se expresa como:

$$\begin{aligned} f &= 8gRS/u^2 \\ f' &= 8gRS'/u^2 \\ f'' &= 8gRS''/u^2 \\ f &= f' + f'' \end{aligned} \quad (2.7)$$

$f'$  y  $f''$  son los factores de fricción asociados con la rugosidad de los granos y con la debida a las formas de fondo respectivamente;  $R$  es el radio hidráulico.

La pendiente asociada con un fondo plano cuando hay transporte de sedimentos, se obtiene de una gráfica elaborada por Lovera y Kennedy [11] en la cual, con base en datos de resultados experimentales y de ríos, se relacionan  $Re = uR/\nu$ , el factor de fricción  $f' = f$  (para esta condición no hay formas de fondo), y  $R/D_{50}$ .

Lámina 2.5. Relación  $\tau$  -  $\tau'$  propuesta por Engelund.



$f''$  se obtiene de una gráfica elaborada por los propios Alam y Kennedy, utilizando también datos experimentales y de mediciones en ríos; se requiere el cálculo previo de  $R/D_{50}$  y de  $u/\sqrt{gd}$  [1]. Para determinar la velocidad y la profundidad conocidas la pendiente y las características del material, debe procederse en forma iterativa.

Como un ejemplo, a continuación se muestra este procedimiento para las condiciones medidas del experimento 12:

Para aplicar este procedimiento, es necesario conocer:  $u$ ,  $D_{50}$  y  $S$ .

a) Cálculo del número de Froude asociado a las partículas del material del fondo

$$F = u/\sqrt{gD_{50}} = 26.5/\sqrt{g(0.019)} = 6.14$$

b) Se supone un  $R_b$ ;  $R_b = R$ . Se utiliza esta notación ( $R_b$ ) por ser la misma que se utiliza en [1].

$R_b = 8$  cm (propuesto)

c) Cálculo de la relación  $R_b/D_{50} = 8/0.019 = 421$

d) Cálculo del número de Reynolds  $Re = uR_b/\nu = 26.5(8)/0.01 = 21,200$

e) Con los valores de  $R_b/D_{50} = 421$  y  $F = 6.14$ , de la figura 3' de la referencia [1], se obtiene  $f''_b = 0.12$

f) Con los valores de  $R_b/D_{50} = 421$  y  $Re = 21,200$ , de la figura 3' de la referencia [1], se obtiene  $f'_b = 0.017$

g) El coeficiente de fricción  $f_b$  se calcula como la suma de  $f'_b$  y  $f''_b$

$$f_b = 0.017 + 0.12 = 0.137$$

\* Estas figuras no se incluyen en el presente trabajo.

h) Con el valor de  $f_b$  así obtenido, se calcula  $R_b$ ,

$$R_b = u^2 f / (8gS) = 26.5(0.137) / [8(981)(0.0155)] = 7.9 \text{ cm}$$

i) Se compara el valor de  $R_b$  calculado en h) con el supuesto en b). Si no son aproximadamente iguales, se repiten los cálculos desde c), con el valor de  $R_b$  calculado en h).

En el caso de este ejemplo,  $R_b$  calculado  $\approx R_b$  supuesto por lo que termina el procedimiento. Para esta prueba, el coeficiente de fricción resultó aproximadamente igual, con una diferencia menor del 3 %, al que se obtuvo con la expresión de Darcy.

Para esta serie de experimentos,  $f'_b$  resultó con valores entre el 10 y el 15 % del factor de fricción total.

### 2.5. Resultados.

En el cuadro 2.3 se señalan las dimensiones de las formas de fondo. Las alturas medias de los rizos para las diferentes pruebas, variaron de 3.1 a 4.8 cm y sus longitudes, de 13 a 25 cm, lo cual estuvo de acuerdo con los criterios de Yalin y de Van Rijn indicados en 2.2.2 y 2.2.3; en todos los casos, su altura resultó menor que el tirante; las relaciones  $h/d$  estuvieron en el rango 0.36-0.55. Los valores son medios, esto se remarca porque debe tenerse presente que se observaron valores mayores y menores, en algunos casos con diferencias hasta del 100 %. Los máximos correspondieron a los gastos de 19  $\ell/s$  y 12.5  $\ell/s$ , este último corresponde al menor gasto de toda la serie de experimentos.

Los valores de las relaciones  $h/d$  de las pruebas 12 y 13, son cercanos a los más bajos, aunque son las de mayor gasto; la longitud de las formas correspondiente a la 13, es la mayor; se deduce que con gastos de este orden, las formas tienden a barrerse y para las condiciones manejadas, se llegaría a una transición a dunas lo cual se confirmó posteriormente al analizar relaciones con factores de fricción y de concentración, (capítulos 3 y 4).

Los perfiles de fondo se muestran en la lámina 2.6. Para la prueba 7, se obtuvo el perfil en la longitud total del canal, para las pruebas 18 y 19 se midió el perfil en tramos de 9 m, a partir de una distancia de 9 m de la entrada para las pruebas 8, 9, 16 y 17 se midió en tramos de 6 m y para las pruebas 11 a 15, se midió en un tramo de 3 m entre las secciones 3 y 4.

Los perfiles correspondientes a las pruebas 11 a 15, se ordenaron de acuerdo con la magnitud de los gastos, (lámina 2.6); se aprecia como los perfiles correspondientes a los 3 gastos más bajos son los de crestas más agudas y las diferencias entre las elevaciones de las crestas y las depresiones son las mayores: 5.90 cm para el gasto de 14  $\ell/s$  (prueba 15) y 4.22 cm para el gasto de 24.4  $\ell/s$  (prueba 13). Los perfiles correspondientes a las pruebas con mayor gasto (20.5 y 24.4  $\ell/s$ ) tienden perder su agudeza, a aplanarse; las diferencias entre las elevaciones de crestas y depresiones

son las menores de todos los perfiles medidos (ver cuadro 2.6).

Tomando como referencia el nivel del fondo al inicio de la prueba (horizontal), se aprecia en forma cualitativa la pendiente del fondo móvil, aguas arriba se observa el nivel final a mayor elevación y aguas abajo, más cerca de la descarga al cárcamo, la elevación estuvo por debajo del nivel inicial. Estas condiciones se hacen más evidentes al observar las elevaciones finales de la prueba 7 para la cual se obtuvo el perfil a todo lo largo del canal: En el tramo inicial de 3 m (aguas arriba), la mayoría de las elevaciones medidas estuvieron por encima del nivel inicial del fondo y en el tramo final, estuvieron por debajo de este nivel; esto se explica porque el sistema adopta las condiciones de equilibrio con la pendiente que corresponde al flujo permanente.

Cuadro 2.3. Dimensiones de las formas de fondo observadas

Nº DE PRUEBA	Q (l/s)	d (cm)	u (cm/s)	ALTURA h (cm)	LONGITUD L (cm)	h/d
7	19	8.8	27.1	4.7	22	0.53
8	17.5	8.4	25.7	3	15	0.36
9	19	8.7	27.8	4.8	21	0.55
11	15.5	7.9	20.4	3.3	15	0.42
12	20.5	8.1	26.5	3.1	18	0.38
13	24.4	9.8	28.0	4.1	25	0.42
14	15	8.2	20.0	3.4	13	0.41
15	14	8.3	22.0	3.7	15	0.45
16	14	7.5	23.0	3.5	16	0.47
17	14	7.6	22.0	3.8	15	0.50
18	12.5	6.8	19.0	3.7	18	0.54
19	17.5	8.5	23.0	3.4	16	0.40

### 2.5.1. Clasificación de las formas de fondo.

Con base en los criterios de clasificación de Simmons y Richardson [19], en el análisis de los perfiles medidos sobre el eje longitudinal al centro del canal, lámina 2.6, y con las observaciones directas del fondo al final de las pruebas, foto 2, las formas de fondo de esta serie de experimentos se identificaron como rizos. En forma alterna, se aplicó el criterio de estos mismos autores, que relaciona  $uD_{50}/v$  con  $uF/w$ ; los resultados se muestran en la lámina 2.4, donde claramente los puntos se ubicaron en la zona de rizos.

Como resultado de la aplicación de los criterios de Garde-Ranga Rajú y de Bogardi, al aplicar las relaciones correspondientes, las formas se clasificaron como rizos y dunas. Bogardi separa los rizos de las dunas y según este criterio, algunas de las pruebas produjeron dunas, ver lámina 2.3.

Lámina 2.6. Perfiles de fondo medidos sobre el eje longitudinal al centro del canal

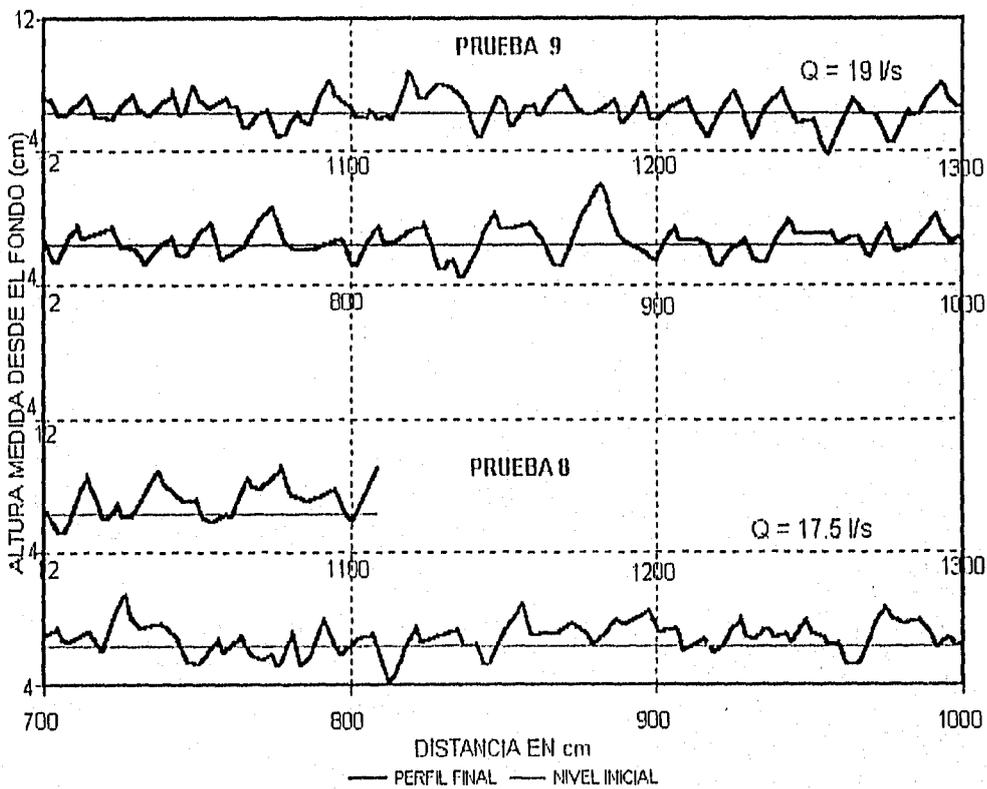
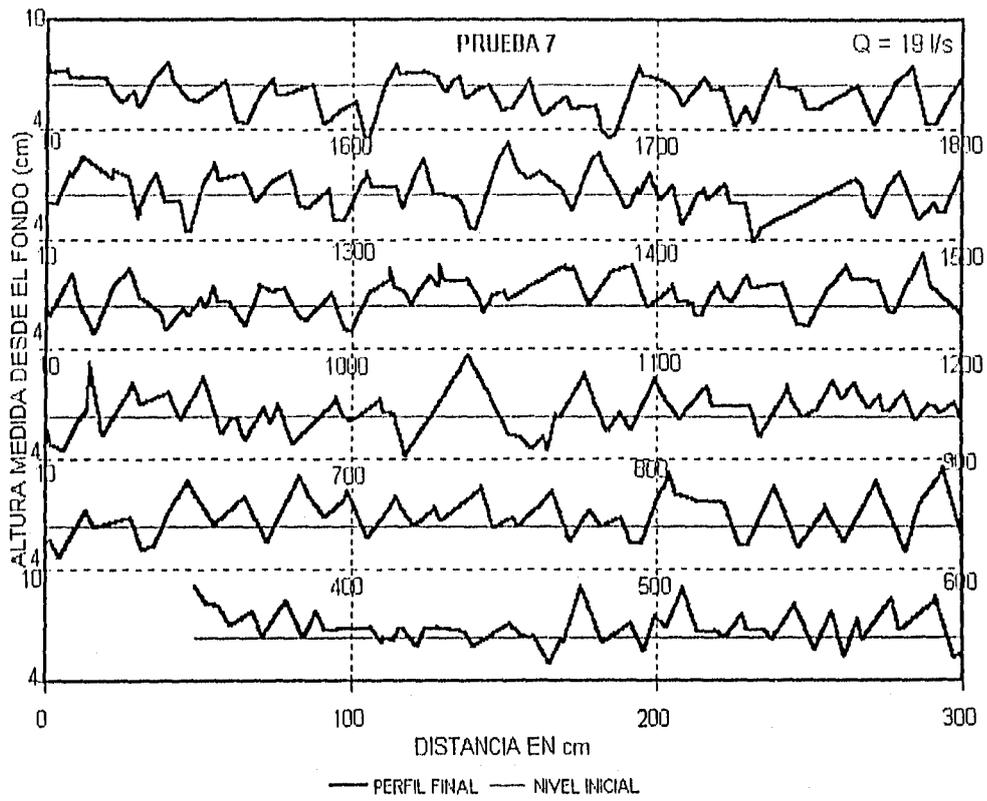


Lámina 2.6. Perfiles de fondo medidos sobre el eje longitudinal al centro del canal (continuación)

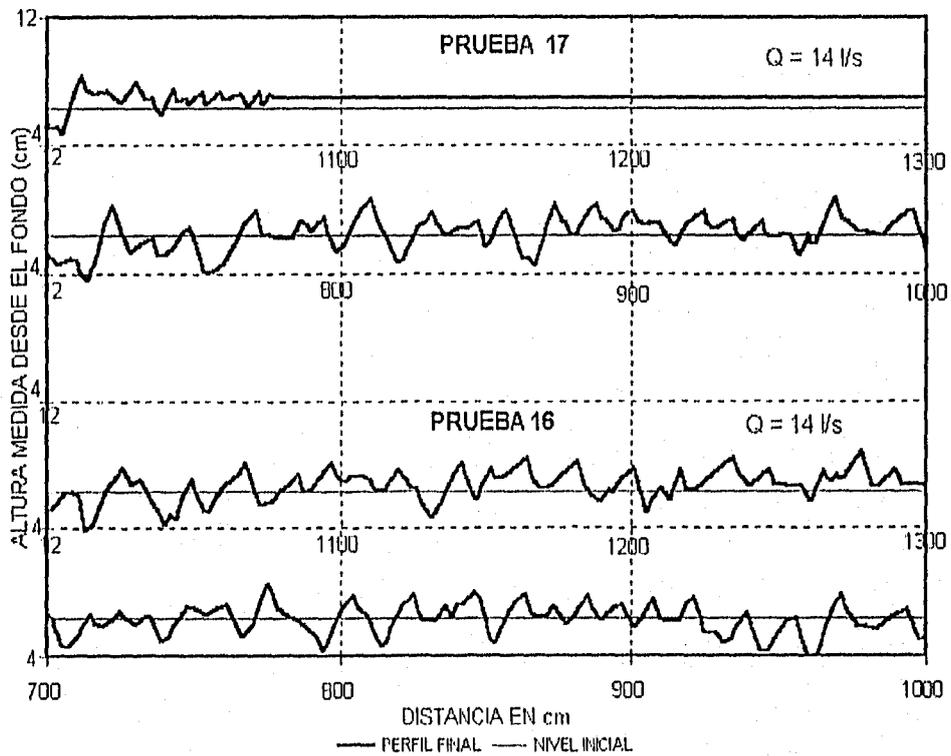
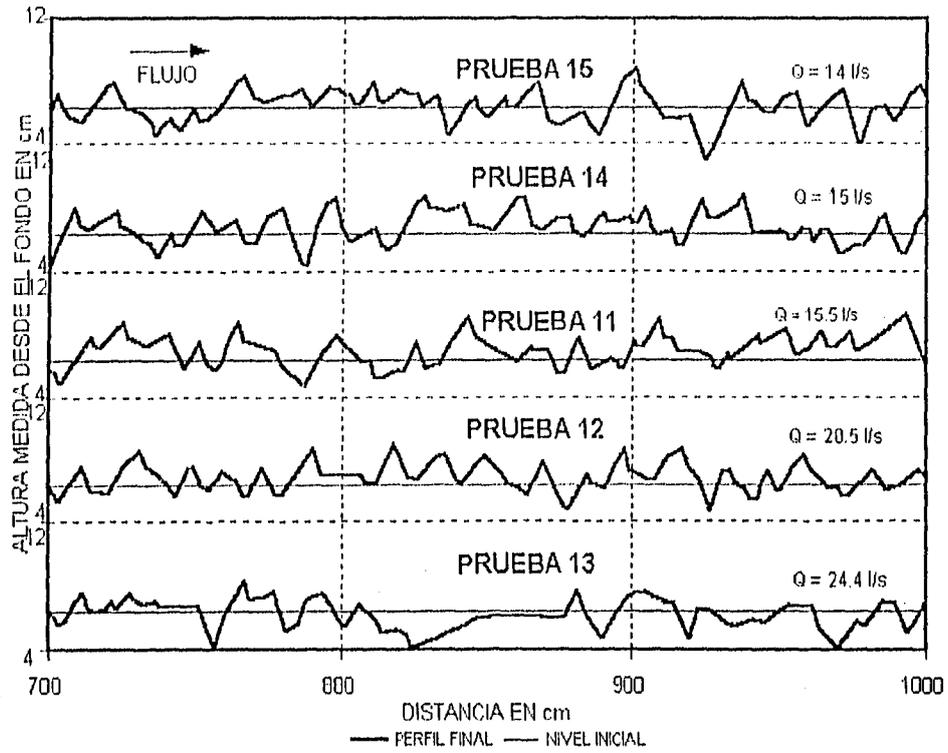
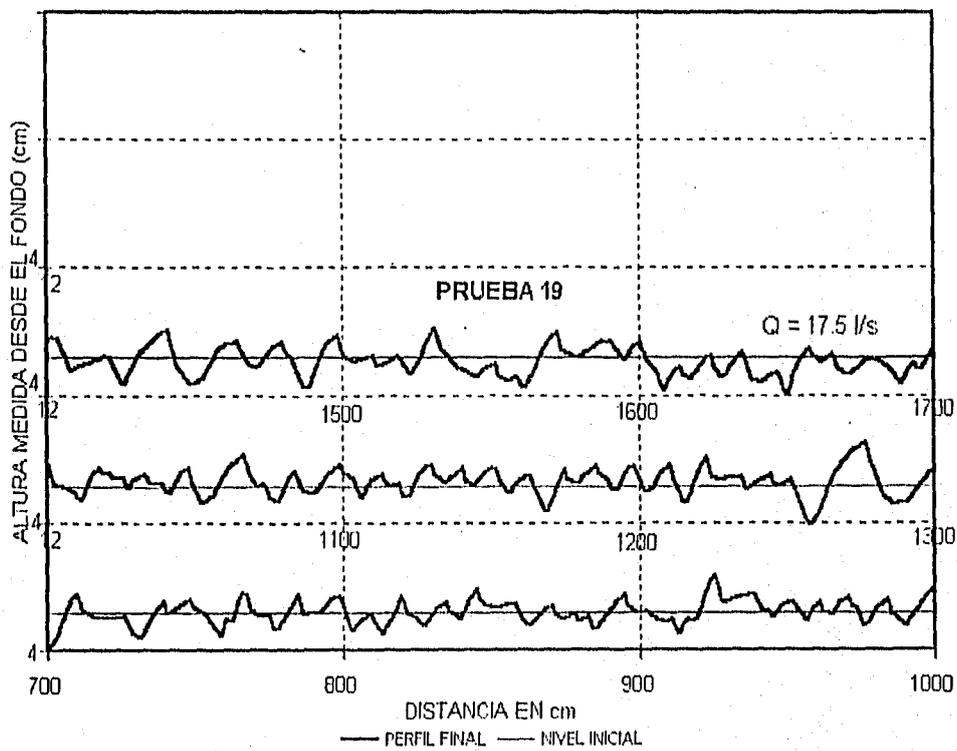
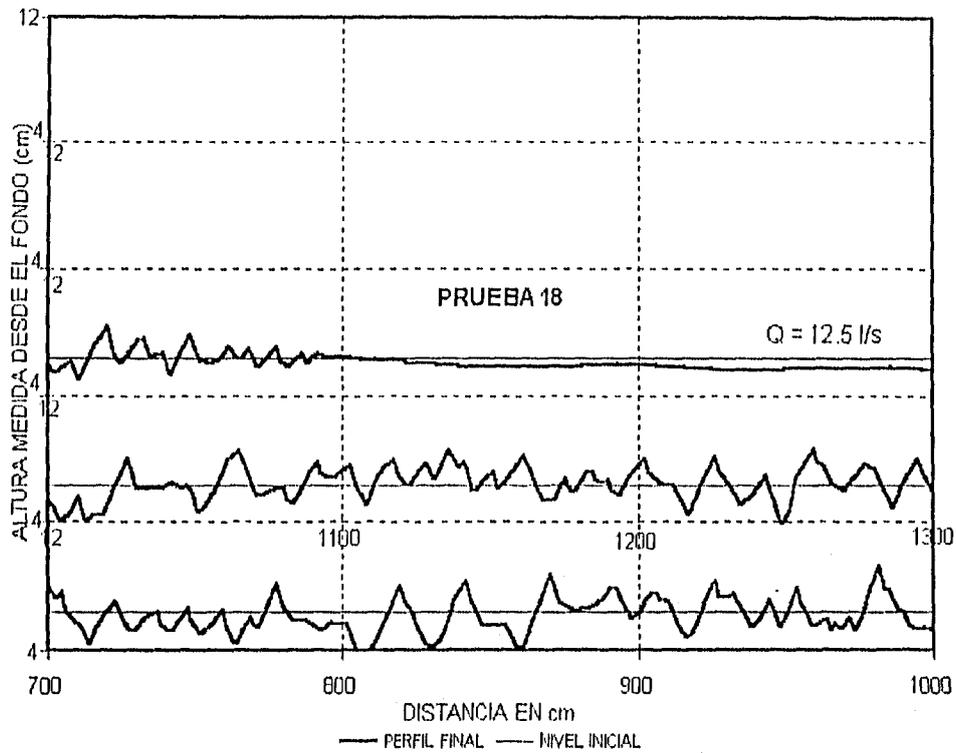


Lámina 2.6. Perfiles de fondo medidos sobre el eje longitudinal al centro del canal (continuación)



El método de Engelund no es aplicable a rizos, sin embargo; el mismo autor señala que "cuando  $Re. < 12$ , está presente una subcapa viscosa y la configuración del fondo son rizos". Para todos los experimentos de este trabajo,  $Re. < 12$ , cuadro 1.1.

#### Aplicación del método de Van Rijn, [20]:

Para clasificar las formas de fondo con este criterio (cuadro 2.1), deben calcularse  $T$  y  $D$ . con la expresión (2.1). En el cuadro 2.4 se presentan los resultados de los cálculos para los experimentos efectuados.

Con  $D. = 4.71$ , se aplicó la expresión (2.3b); para la mayoría de las pruebas  $T$  fue menor que 1 y su clasificación es de minirizos; cuadros 2.1 y 2.4.

Foto 2. Formas de fondo observadas en los experimentos



Con la aplicación del criterio de Cruickshank-Maza, ecuación (2.5a), se verificó que las condiciones de los experimentos correspondieron a régimen inferior. Del cálculo de las velocidades medias, cuadro 2.4, se observa que son del mismo orden que las medidas con el molinete: se deduce que esta ecuación representa una buena estimación de la velocidad.

La ecuación de Cruickshank-Maza (2.5a), confirmó que las condiciones de las pruebas correspondieron a régimen inferior, sólo en un caso, para la prueba 6, no se cumplió esta condición: el primer miembro,  $(1/S)$ , resultó menor que el segundo en un 20 %. No significa que no corresponda a este régimen, sino que no hay un método que se

ajuste con exactitud en todos los casos.

Con la aplicación del criterio de Van Rijn, (cuadro 2.1), las formas de fondo se clasificaron como minirizos ya que  $1 \leq D. \leq 10$  y  $0 \leq T \leq 3$ ; sin embargo; del resultado de las mediciones se observaron las longitudes del orden de 2 veces la altura de las formas por lo que según la descripción del mismo autor, serían megarizos. Para las condiciones de 5 de los experimentos,  $r'$  y por consiguiente T resultaron negativos; esto puede explicarse si se considera que las pruebas señaladas se efectuaron con los gastos menores de la serie, con velocidades cercanas a la velocidad crítica, de acuerdo con los criterios señalados en 2.3. Las concentraciones medidas no fueron nulas lo cual conlleva a poner especial cuidado si se aplican estas fórmulas con condiciones ligeramente mayores que la velocidad crítica.

Cuadro 2.4 Aplicación de los criterios de Van Rijn y de Cruickshank-Maza a los resultados de los experimentos.

PRUEBA Nº	Q (l/s)	d (cm)	u medida (cm/s)	S	VAN RIJN			CRUICKSHANK- MAZA		
					c' m <sup>1/2</sup> /s	r'	T	1/S	*1	u calc. cm/s
1	19	7.4	29.2	0.001542	52.3	0.306	1.04	648	522	26.2
2	19	8.3	28.6	0.001542	53.2	0.284	0.89	648	543	28.6
3	19	8.8	23.8	0.000867	53.6	0.193	0.29	1154	554	22.8
4	17.5	9.6	20.0	0.000442	54.3	0.133	-0.11	2262	571	17.7
5	18.8	8.4	28.8	0.001283	53.2	0.287	0.91	779	545	26.4
6	19.1	8.4	28.2	0.002260	53.2	0.257	0.83	443	545	34.2
7	19	8.8	27.1	0.001150	53.6	0.250	0.67	870	555	26.0
8	17.5	8.4	25.7	0.001092	53.3	0.228	0.52	916	546	24.7
9	19	8.7	27.8	0.001242	53.5	0.265	0.77	805	551	26.6
10	12.5	7.5	18.4	0.001133	52.4	0.121	-0.19	883	524	23.3
11	15.5	7.9	20.4	0.000908	52.7	0.147	-0.02	1101	532	21.7
12	20.5	8.1	26.5	0.001550	53.0	0.245	0.64	645	539	28.3
13	24.4	9.8	28.0	0.001167	54.5	0.259	0.73	857	575	28.0
14	15	8.2	20.0	0.001083	53.1	0.139	-0.07	923	540	24.1
15	14	8.3	22.0	0.000917	53.2	0.168	0.12	1091	543	22.5
16	14	7.5	23.0	0.000875	52.4	0.189	0.26	1143	524	20.7
17	14	7.6	22.0	0.000833	52.5	0.172	0.15	1201	526	20.4
18	12.5	6.8	19.0	0.000792	51.6	0.133	-0.11	1263	506	18.6
19	17.5	8.5	23.0	0.001125	53.3	0.182	0.22	889	547	25.1

<sup>1</sup> Esta columna corresponde al cálculo del segundo miembro de la ec.(2.5a):  $83.5[d/(\Delta)D_{50}]^{0.35}$ .

Se compararon los rangos de las condiciones de flujo y las dimensiones de las formas de fondo de esta serie de experimentos con otros encontrados en la literatura que utilizaron diámetros del material del mismo orden. En el cuadro 2.5 se presenta esta comparación. Se observa como se obtuvieron resultados similares de acuerdo con los parámetros medidos.

Cuadro 2.5. Rango de variables de flujo y de dimensiones de formas de fondo

AUTORES	D (mm)	R (cm)	$S \cdot 10^3$	u (cm/s)	h (cm)	L (cm)
Guy et al	0.19-0.93	8.84-32.6	0.15-6.5	21.3-104.5	0.15-19.80	8.83-539.40
Barton & Lin	0.18	8.93-36.3	0.44-2.1	22.5-109.0	1.55-3.53	13.10-22.55
Vanoni & Hwang	0.206-0.23	6.00-26.5	0.455-2.9	17.3-55.7	1.13-17.40	11.58-22.86
Presente trabajo	0.19	5.99-8.22	0.442-2.26	18.4-29.2	3.0-4.80	13.00-25.00

### 2.5.2. Análisis estadístico.

Con el fin de relacionar el perfil del fondo con parámetros hidráulicos, se efectuó un análisis estadístico de los datos de las elevaciones del fondo del canal al finalizar las pruebas, en el cuadro 2.6 se presenta un resumen de los estadísticos muestrales de las pruebas de las cuales se obtuvo el perfil del fondo.

Como se señaló en el capítulo 1, las mediciones del perfil longitudinal se tomaron al centro del canal, donde la influencia de las paredes era mínima.

El número de datos (elevaciones) medidos de cada prueba varió de 81 a 446, debido a que para algunas pruebas el perfil se midió sólo en un tramo central de 3 m.

La media de las elevaciones con respecto al mismo nivel de referencia varió de 6.32 a 7.05 cm; el nivel inicial del fondo plano antes del inicio del experimento fue 6.2 cm en todos los casos; la desviación estándar varió de 0.87 a 1.18 cm y las diferencias entre las elevaciones máxima y mínima variaron de 4.22 a 6.21 cm (rango).

Con la media y la desviación estándar de las muestras, se calculó la función de densidad de probabilidad normal y se dibujó a una escala tal que pudiera superponerse y compararse con las frecuencias observadas. En las lámina 2.7 se observa la distribución de frecuencias de las elevaciones y las curvas de la distribución normal. Para las pruebas con mayor número de puntos de medición, la aproximación con la curva normal resulta mejor que para las que tuvieron menos lo cual está de acuerdo con el *teorema del límite central* [2]. Destaca lo siguiente:

La prueba 11 tuvo una frecuencia del 17 % para un solo intervalo, que tuvo valores de  $7.2 \pm 0.1$  cm; sólo para la prueba 13, dos marcas de clase rebasaron el 12 % de frecuencia: para 6.2 y 7 cm, siendo esta prueba la que tuvo menor tamaño de muestra con 81 puntos.

Cuadro 2.6 Estadísticos de las elevaciones de los perfiles de fondo

Nº DE PRUEBA	Q (l/s)	Re.	n	MEDIA (cm)	DESVIACION ESTANDAR (cm)	MAXIMO (cm)	MINIMO (cm)	RANGO (cm)
7	19	6.00	446	6.71	1.18	9.72	3.51	6.21
8	17.5	5.71	153	7.00	1.01	9.48	4.18	5.30
9	19	6.18	241	6.64	0.98	9.96	3.83	6.13
10	12.5	5.49	---	---	---	---	---	---
11	15.5	5.02	150	7.05	0.89	9.07	4.68	4.39
12	20.5	6.68	82	6.73	0.94	8.95	4.65	4.30
13	24.4	6.38	81	6.32	0.90	8.28	4.06	4.22
14	15	5.61	99	6.79	1.02	8.79	4.39	4.40
15	14	5.19	212	6.61	0.97	8.80	2.90	5.90
16	14	4.82	266	6.53	0.97	8.84	3.41	5.43
17	14	4.73	147	6.64	1.01	8.70	3.62	5.08
18	12.5	4.37	247	6.38	1.09	9.19	3.40	5.79
19	17.5	5.82	399	6.36	0.87	9.08	3.99	5.09

La prueba 12, con un tamaño de muestra de 82, tuvo una frecuencia del 10 % para 5.8, 6.6 y 7.4 cm.

Las pruebas 7 y 18, con 446 y 247 puntos, no tuvieron valores de elevaciones con frecuencias mayores del 8 % .

Se observó que la mejor aproximación a la distribución normal la tuvieron las pruebas 7, 18 y 19 que son las de mayor número de puntos medidos de esta serie de experimentos.

Con respecto a los parámetros que aparecen en la lámina 2.7, a Re. se le llama número de Reynolds local con referencia a la superficie del fondo, y es igual a  $u \cdot D / \nu$ . D es un diámetro representativo del material; en general se utiliza  $D_{50}$ ; n es el número de elevaciones medidas,  $\bar{x}$  la media y S la desviación estándar. El máximo y el mínimo, se refieren a las elevaciones medidas.

En el capítulo 4, se presenta un análisis de las relaciones de u. con f, de Re. con f y con la frecuencia de las elevaciones de fondo obtenidas de la medición de los perfiles.

Lámina 2.7. Frecuencias de las elevaciones del fondo

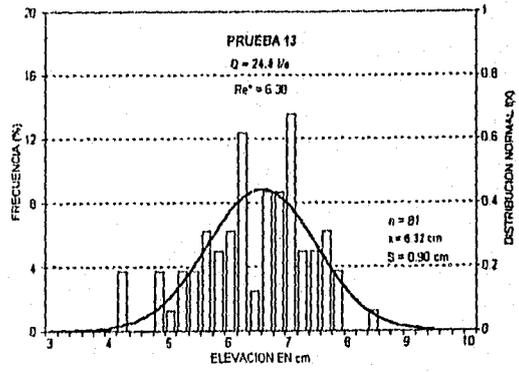
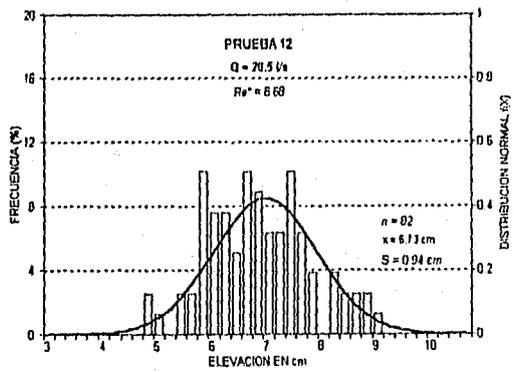
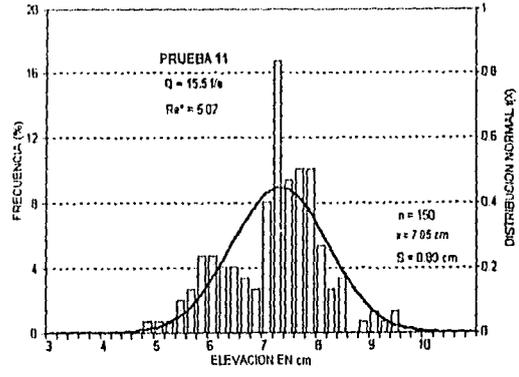
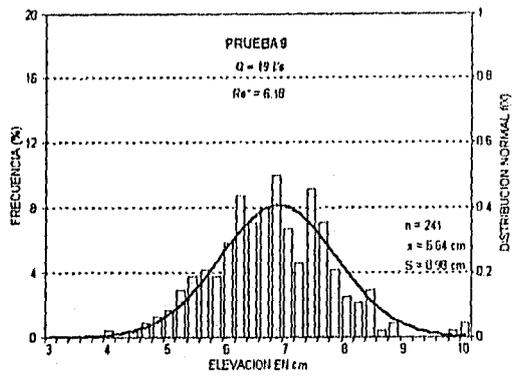
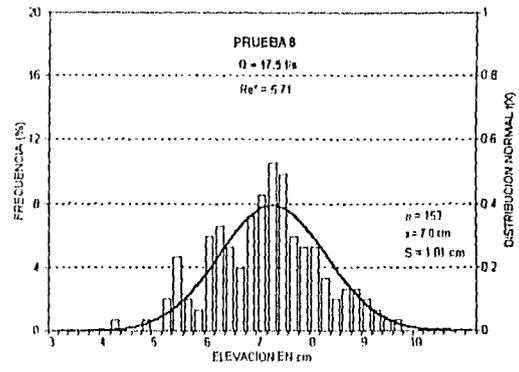
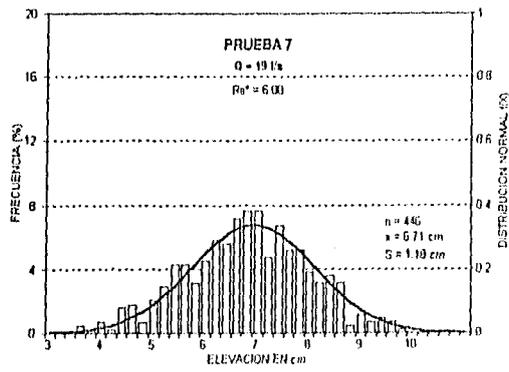
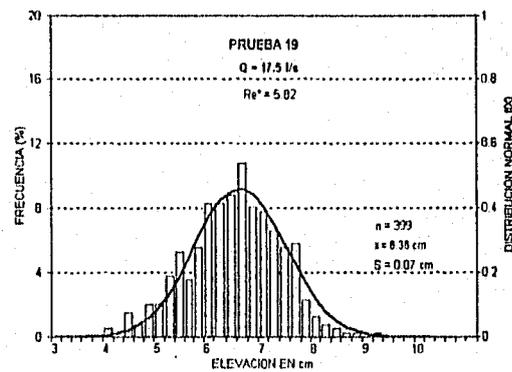
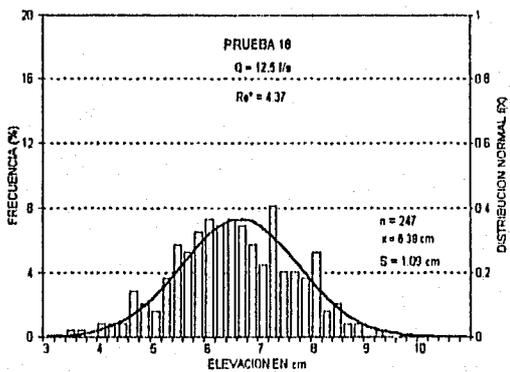
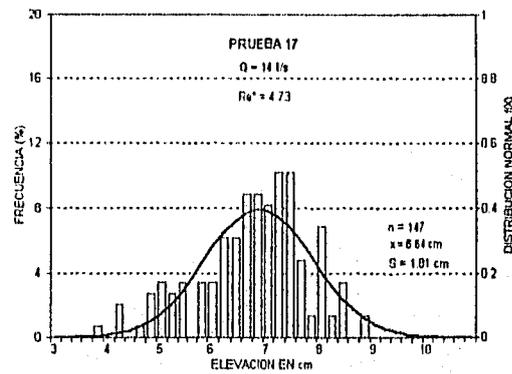
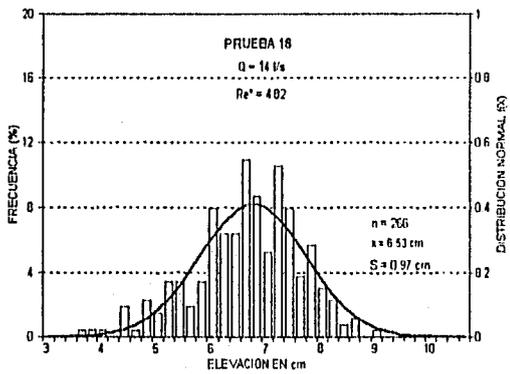
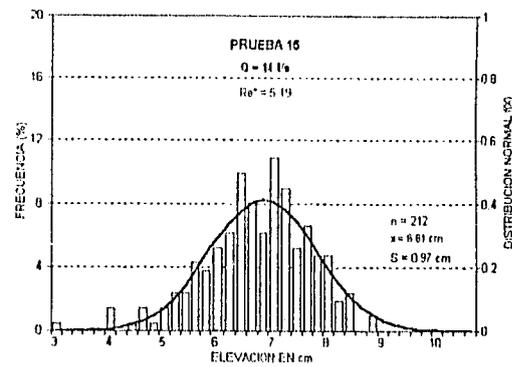
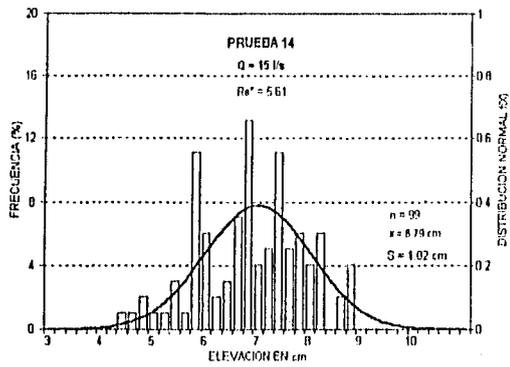


Lámina 2.7. Frecuencias de las elevaciones del fondo (continuación)



### 3. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSION

#### 3.1. Conceptos generales.

El transporte de sedimentos en suspensión es muy importante en problemas tales como el control de la erosión del fondo y de las paredes de los cauces, la estimación de la vida útil de vasos de almacenamiento y el diseño de filtros y sedimentadores, de acuerdo con el uso del agua.

El transporte de sedimentos en una corriente puede ocurrir por deslizamiento, rodamiento por el fondo y por saltos de las partículas; a estas maneras, se les llama transporte de fondo. Cuando las partículas no tienen un contacto frecuente con el fondo se dice que están en suspensión.

El inicio de movimiento de las partículas del material del fondo ocurre cuando se rebasa la velocidad crítica o de movimiento incipiente. Si la velocidad es sólo ligeramente mayor, el transporte se produce sólo cerca del fondo; si la velocidad es más grande, se tendrá además del anterior, transporte en suspensión.

A continuación se definen algunos de los términos más usados en la literatura, referentes al transporte de sedimentos: [17]

*Capa de fondo.* Capa de flujo que limita con el fondo, con espesor igual a 2 diámetros del grano.

*Transporte de fondo.* Partículas de sedimento que se mueven rodando, deslizándose y saltando en la capa del fondo.

*Transporte en suspensión.* Partículas de sedimento que se mueven fuera de la capa de fondo y sus pesos son soportados continuamente por el fluido

*Transporte de lavado.* Es la parte del transporte de sedimentos consistente en granos más finos que los del fondo que proceden de la cuenca, aguas arriba de la sección considerada.

*Material de fondo.* Partículas que componen el fondo móvil: generalmente son arenas y gravas.

*Transporte total de fondo.* Es la suma del transporte de fondo y en suspensión.

Resulta difícil separar las diferentes formas de transporte por su estrecha relación entre sí. Por lo tanto, el arrastre o transporte de fondo se define como el material que se mueve sobre o cerca del fondo; de esta manera, el arrastre total es la suma del transporte total de fondo y del transporte de lavado; prácticamente todo el transporte de lavado se encuentra en suspensión.

Si el valor de la velocidad cortante en el fondo es mayor que la velocidad de caída, las partículas pueden ser levantadas a un nivel en el que las fuerzas turbulentas son del orden o mayores que el peso de la partícula sumergida. La velocidad de la partícula en

el sentido longitudinal del flujo es similar a la velocidad del fluido y el comportamiento del sedimento en suspensión se describe generalmente por medio de la *concentración de sedimentos* [20], que es el volumen o el peso de sólidos por unidad de volumen o de peso del fluido.

El transporte en suspensión en una corriente está compuesto por el transporte de fondo en suspensión y por el transporte de lavado. El primero está constituido por el material del fondo del cauce, que por las características del flujo y del propio material, no sólo se transporta rodando, deslizando y saltando. El transporte de lavado está formado por el material fino que proviene de la cuenca y no está representado en el material de fondo.

Generalmente, la magnitud del transporte de fondo es pequeña comparada con el transporte en suspensión. Por ejemplo, en la parte Oeste de Pakistán, el transporte de fondo de la mayoría de los canales representa sólo el 5 % del transporte total y puede despreciarse en el cálculo del transporte total de sedimentos [17].

Para el cálculo del transporte de fondo  $g_B$  se requiere conocer las características hidráulicas de la corriente y las propiedades del material del fondo. Con base en el análisis de 130 experimentos seleccionados de la literatura, con  $0.2 \leq D_{50} \leq 2$  mm,  $0.1 \leq d \leq 1.2$  m y  $F < 0.9$ , Van Rijn propuso la siguiente expresión:

$$g_B = 0.053 \Delta^{0.5} g^{0.5} D_{50}^{1.5} D^{-0.3} T^{2.1} \quad \text{para } T < 3 \quad (3.1)$$

$$g_B = 0.1 \Delta^{0.5} g^{0.5} D_{50}^{1.5} D^{-0.3} T^{1.5} \quad \text{para } T \geq 3 \quad (3.2)$$

$\Delta$ ,  $g$ ,  $D_{50}$  se describieron en el capítulo 1;  $D$  y  $T$  en el capítulo 2.

### 3.2. Transporte de sedimentos en suspensión.

De acuerdo con observaciones en experimentos de laboratorio y corrientes naturales, se ha observado que la concentración de sedimentos aumenta con la profundidad. La relación de incremento, o decremento en el otro sentido, depende del cociente de la velocidad de caída entre la velocidad cortante en el fondo  $w_D/u_*$ .

Bajo condiciones de equilibrio :

$$w_D C + \epsilon_s \frac{\partial C}{\partial y} = 0 \quad (3.3)$$

donde:

$w_D$ , es la velocidad de caída de una partícula de diámetro  $D$  definida por (1.1)

$C$ , es la concentración de sedimentos

$\epsilon_s$  es el coeficiente de difusión del sedimento

y es la variable en la dirección vertical

Para la integración de (3.3), conviene escribirla como:

$$\frac{dC}{C} = -\frac{w_D}{\epsilon_s} dy$$

Si se integra esta ecuación entre un nivel cualquiera sobre el fondo y un nivel  $a$ , además de considerar los elementos de  $\epsilon_s$ , se llega a: [8]

$$\frac{C}{C_a} = \left( \frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right)^z \quad (3.4)$$

y es la distancia vertical medida desde el fondo

$C$  es la concentración a la altura  $y$

$C_a$  es la concentración en el nivel  $a$

donde:

$$z = \frac{w_D}{u_* k} \quad (3.5)$$

Al exponente  $z$  se le llama número de suspensión.

$k$  es la constante de Von Karman que para agua clara es igual a 0.4

La expresión (3.4) se conoce como el perfil de concentración de Rouse, quien fue el primero que la publicó.

Las expresiones (3.3) a (3.5) son válidas para régimen inferior donde generalmente las concentraciones son bajas, ya que se asume que la velocidad de caída es constante lo cual no ocurre para concentraciones altas pues las partículas se obstruyen entre sí durante su caída.

### 3.2.1. Perfiles de concentración.

Las fórmulas para el cálculo de la distribución de la concentración en la vertical, requieren que se conozca además de las características del material de fondo, la concentración de sedimentos al menos en un punto, el tirante  $d$  y la distancia vertical desde el fondo o de la superficie al punto de muestreo.

El transporte de fondo en suspensión se define como la integración del producto de la velocidad y la concentración; del nivel del fondo donde  $y = a$ , hasta la superficie donde  $y = d$ .

Resulta común que en muchos sitios donde se necesitan datos de concentración de sedimentos, no se conozca ésta para algún punto de la sección. Conviene por lo tanto, contar con procedimientos para su estimación a partir de las condiciones hidráulicas como son la profundidad, la velocidad, la pendiente de la superficie libre del agua y la altura de las formas de fondo. Van Rijn y Smith-McLean [20] desarrollaron fórmulas para la estimación de la concentración  $C_a$  a una distancia  $a$  del fondo.

a representa la distancia del fondo a la cual se inicia la suspensión; por debajo de este nivel, el transporte es de fondo. Es muy importante su cálculo ya que la fórmula de Rouse es muy sensible a  $C_a$ .

El efecto de las formas de fondo sobre la concentración, puede considerarse con la introducción de un parámetro de rugosidad efectiva  $k_s$ . Con base en datos de laboratorio y de campo, Van Rijn propuso:

$$C_a = 0.015 \frac{D_{50} T^{1.5}}{a D^{0.3}} \quad (3.6)$$

donde:

$C_a$  = concentración en el nivel a

a = nivel de referencia sobre el fondo medio; Van Rijn propuso:  $a = k_s$  o  $a = h/2$ .

h = altura media de las formas de fondo.

T = parámetro adimensional de esfuerzo cortante sobre el fondo, definido por (2.1a)

D. = parámetro adimensional de la partícula, definido por (2.1e)

Cuando no se conoce la altura de las formas de fondo,  $k_s$  se calcula como:

$$k_s = 12d10^{-c/18}$$

donde:

c = coeficiente de Chezy;  $c = u/(dS)^{1/2}$

Van Rijn propuso utilizar el número de suspensión modificado  $z'$  en lugar de z en (3.4); se calcula como sigue:

$$z' = z + \psi \quad (3.7)$$

$$\psi = 2.5(\omega_D/u_*')^{0.8}(C_a/C_0)^{0.4}$$

$$z = \omega/(\beta k u_*'); k \text{ es la constante de Von Karman} \quad (3.8)$$

$$\beta = 1 + 2(\omega/u_*')^2$$

$$C_0 = 0.65$$

Smith Mc-Lean propuso para el cálculo de la concentración en el nivel de referencia a:

$$C_a = 0.004C_0 \left[ \frac{S_1}{1+0.004S_1} \right] \quad (3.9)$$

$C_0 = 0.6$  es la máxima concentración en volumen.

$$a = 3D_{90} + 26.3 (\tau' - \tau_{cr}) D_{50} \quad (\text{m})$$

$$\tau' = \tau' / (\rho_s - \rho) g D_{50} \quad (-)$$

$$\tau_{cr} = \tau_{cr} / [(\rho_s - \rho) g D_{50}] \quad (-)$$

$$S_1 = (\tau' - \tau_{cr}) / \tau_{cr} \quad (-)$$

$\tau_{cr}$  es el esfuerzo cortante crítico definido en la ec. (2.1d), [N/m<sup>2</sup>]

$\tau' = \tau'_b = \rho g (u/c')^2$  es el esfuerzo cortante en el fondo referido a las partículas, [N/m<sup>2</sup>]

$c' = 18 \log (12d/3D_{90})$  es el coeficiente de Chezy referido a los granos, [m<sup>1/2</sup>/s]

En este trabajo, se aplicaron los métodos de Van Rijn y de Smith Mc-Lean para el cálculo de los perfiles de concentración de sedimentos.

### 3.2.2. Concentración media.

La concentración media  $C_m$  se define como la relación del gasto de sedimentos entre el gasto total:

$$C_m = \frac{Q_s}{Q} \quad (3.10)$$

$Q_s$  es el gasto de sedimentos y  $Q$  el gasto de la mezcla y es de uso generalizado calcularla en  $\text{mg}/\ell$  que es aproximadamente igual que en partes por millón (ppm). Para expresarla en estas unidades, deben efectuarse las conversiones necesarias.

La concentración media se calculó con la expresión de Straub [8], a partir de los perfiles de concentración medidos :

$$C_m = \frac{3}{8}C_{0.2d} + \frac{5}{8}C_{0.8d} \quad (3.11)$$

donde  $C_{0.2d}$  y  $C_{0.8d}$  son las concentraciones obtenidas a las distancias de 0.2 y 0.8 veces la profundidad  $d$ , medidas desde el fondo.

En la lámina 3.1 se muestran las concentraciones medias medidas por Guy *et al* en un canal con ancho de 2.44 m y por Barton-Lin (ancho = 1.22 m) [20] y las obtenidas en esta serie de experimentos. El rango de las concentraciones medidas en las condiciones de las pruebas del presente trabajo, fue de 15 a 122  $\text{mg}/\ell$ , que corresponde al límite inferior de las velocidades reportadas por los investigadores mencionados.

Las velocidades medidas en el presente trabajo resultaron del gasto fijado y del tirante que se fijó en forma aproximada al inicio de cada prueba.

### 3.2.3 Transporte en suspensión.

Si se conoce la distribución de concentraciones en la vertical, con la ec. (3.11) puede calcularse la concentración media y con (3.10), el transporte de sedimentos o gasto sólido. Cuando no se dispone de la medición del perfil, el transporte de sedimentos debe estimarse a partir de expresiones que relacionan las características hidráulicas de la corriente y del material del fondo. Van Rijn propone la siguiente expresión para el cálculo del gasto sólido:

$$q_s = C_a u d F_o \quad (3.12)$$

donde:

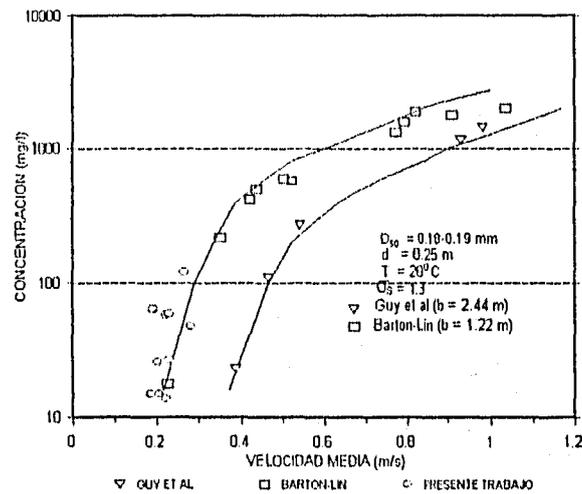
$C_a$  se obtiene de acuerdo con la ecuación (3.6)

El factor de forma  $F_o$  se expresa como:

$$F_o = \frac{\left(\frac{a}{d}\right)^{z'} - \left(\frac{a}{d}\right)^{1.2}}{\left(1 - \frac{a}{d}\right)^{z'} (1.2 - z')} \quad (3.13)$$

$z'$  es el número de suspensión modificado, definido por (3.7)

Lámina 3.1. Comparación de las concentraciones medias de los experimentos con otras mediciones reportadas



### 3.3. Resultados.

#### 3.3.1. Transporte de fondo y perfiles de concentración.

El transporte de fondo se calculó con el método de Van Rijn (ec. 3.1); las concentraciones asociadas variaron de 1 a 50 mg/l. Se observó que es muy sensible a la variación de la pendiente de la superficie libre del agua: las concentraciones más altas correspondieron a los experimentos con mayores pendientes.

Se obtuvieron valores del parámetro  $T$  negativos lo cual significa que de acuerdo con este criterio, se estaría por debajo de la condición crítica para el inicio de movimiento de las partículas.

Para la obtención de los perfiles, se efectuaron mediciones de la concentración de sedimentos en diferentes secciones del canal y en diferentes tiempos; en cada sección de medición se obtuvieron muestras a diferentes profundidades con el fin de observar la variación en la vertical (perfiles). En la mayoría de las pruebas, se tomaron 4 muestras en cada sección: una a 1.5 cm de la superficie libre, otra a 1 cm del fondo y las 2 restantes, distribuidas de tal forma que la distancia entre los puntos fuera la misma. Se aplicó esta distribución buscando contar con un número de puntos suficiente para definir el perfil y la separación de la superficie libre y del fondo fue la mínima observada en pruebas previas, para no tener perturbaciones significativas de la superficie libre del agua y para no provocar movimientos de las partículas del fondo por la cercanía del tubo del dispositivo de medición.

El procedimiento para obtener la concentración se describió en el capítulo 1.

En la lámina 3.2 se muestran los perfiles de concentración medidos para varias de las pruebas efectuadas. Las concentraciones medidas variaron desde 1 mg/l cerca de la superficie libre, hasta 450 mg/l a 1 cm del fondo. Se observa la tendencia del incremento de la concentración con la profundidad; para las pruebas 12, 13, 15, 17 y 19; las concentraciones cerca del fondo fueron mayores de 200 mg/l; para las pruebas 14 y 16, fueron menores de 100 mg/l. En las pruebas 18 y 19, se midieron 2 perfiles: para ambas pruebas resultó uno con concentración máxima mayor de 200 mg/l y otra con concentración máxima menor de 100 mg/l.

La obtención de muestras se efectuó en forma consecutiva en las secciones programadas: la 2 y la 3, (ver lámina 1.2 y foto 1), y en diferentes tiempos; en cada sección se tomaron series de 4 muestras, cada una a distinta profundidad. En la lámina 3.2 se observa que los perfiles no siempre tienen la mismas tendencias y orden de magnitud, la diferencia es más notoria para los puntos de mayor profundidad. Por ejemplo, para el experimento 12, se midió en el punto más cercano al fondo, una concentración de más de 400 mg/l a las 18 horas de funcionamiento y una de 230 mg/l a las 20 horas en el mismo punto; para el experimento 15, las diferencias fueron mayores.

Se seleccionó una de las series de concentraciones medida en cada sección, para aplicar la ecuación de Rouse con la distancia del fondo y la concentración medidas para cada punto. En la lámina 3.3 se muestran las curvas que se obtienen con cada punto y se distinguen los perfiles calculados con la concentración obtenida a mayor profundidad; se observa, que con las mediciones más cercanas a la superficie libre del agua, esta expresión proporciona valores muy grandes cerca del fondo que claramente se aprecia que son sobre-estimadas lo cual conlleva a que para su aplicación, se utilicen las mediciones de concentración más cercanas al fondo.

Con los datos de la prueba 19, se hace más evidente que la ecuación de Rouse sobreestima las concentraciones más cercanas al fondo cuando se utilizan mediciones

Lámina 3.2. Perfiles de concentración medidos

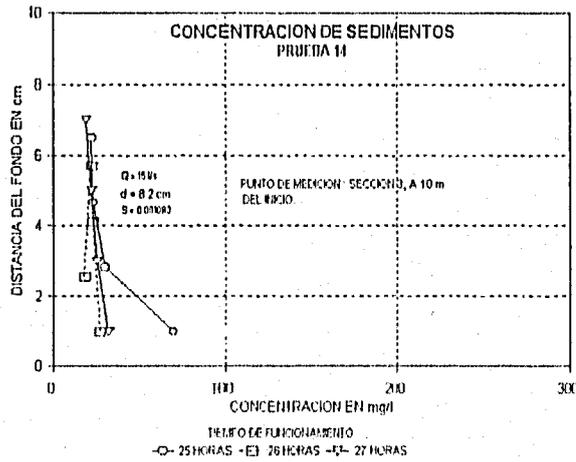
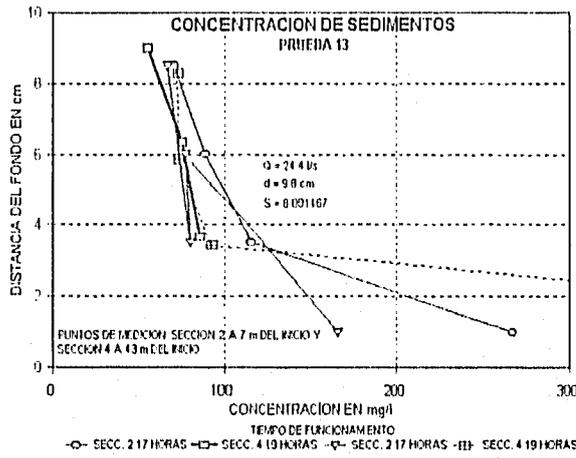
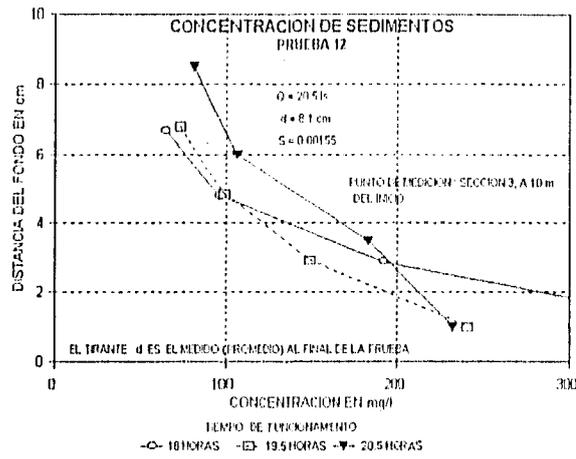


Lámina 3.2. Perfiles de concentración medidos (continuación)

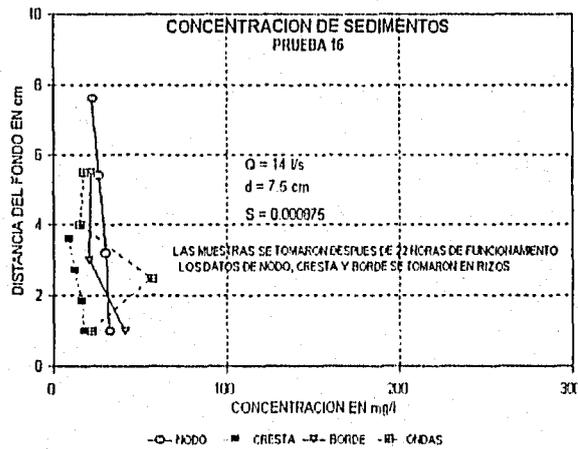
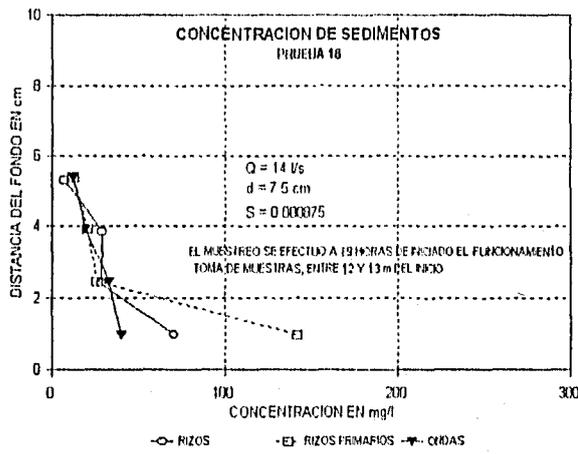
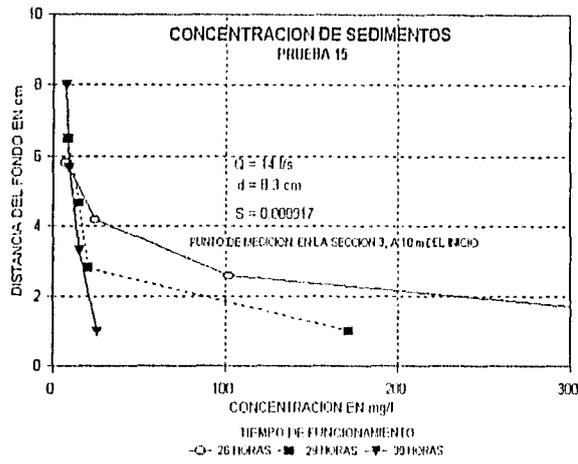


Lámina 3.2. Perfiles de concentración medidos (continuación)

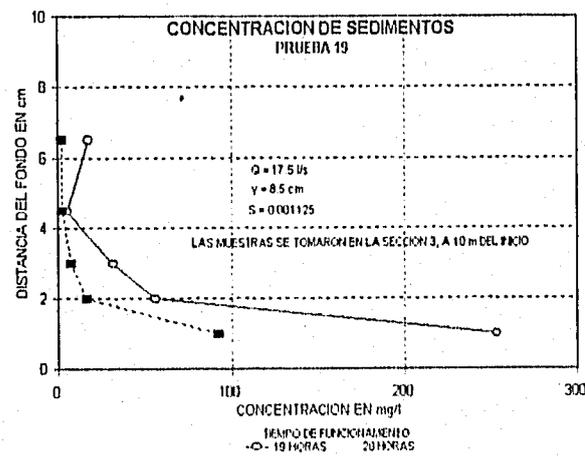
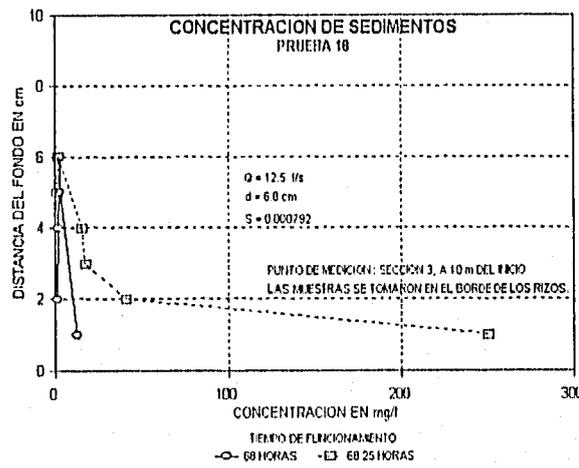
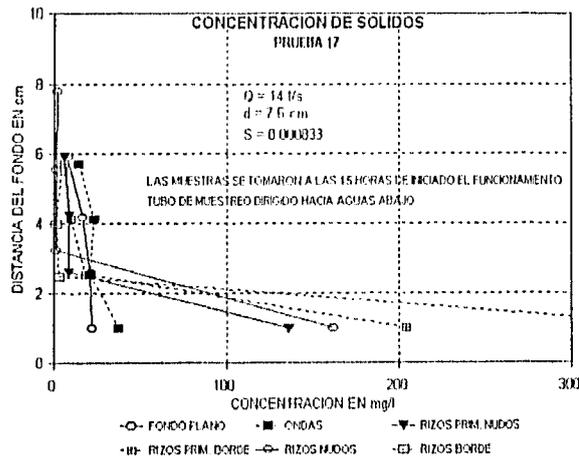
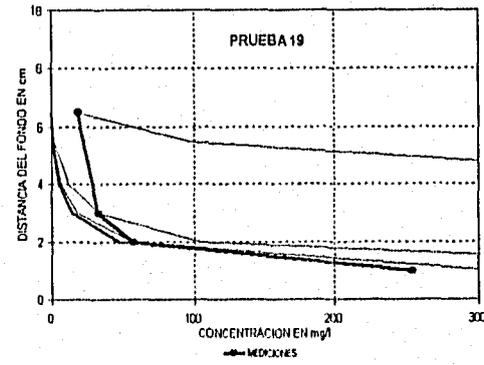
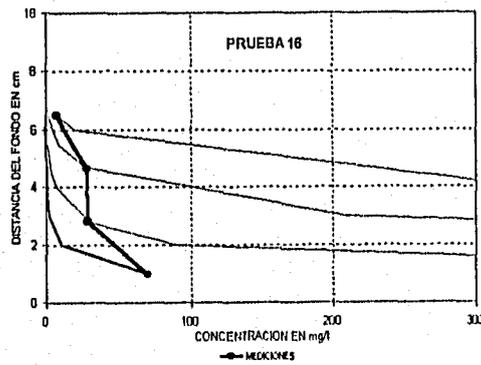
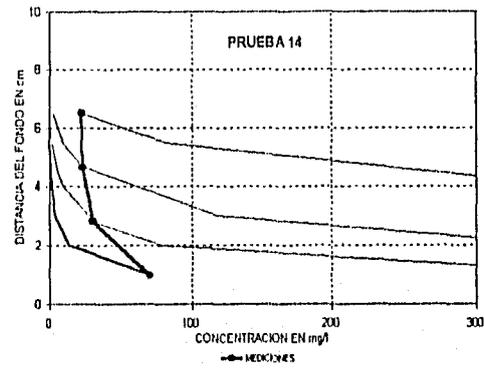
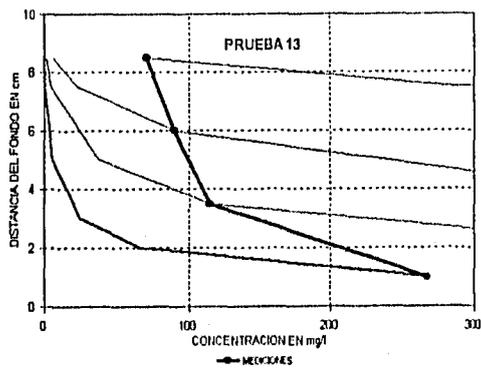
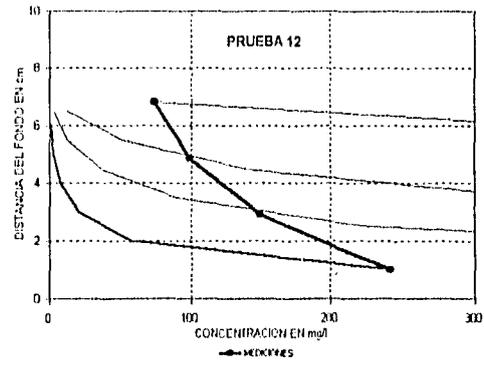
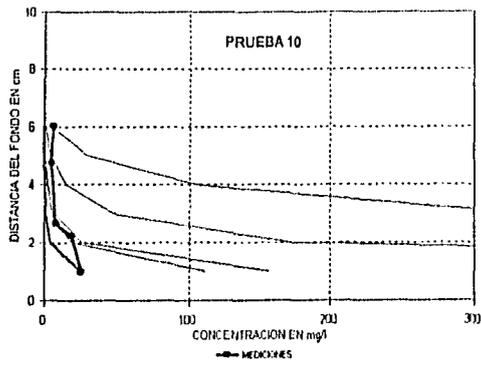


Lámina 3.3. Perfiles de concentración obtenidos con la ecuación de Rouse



de puntos cercanos a la superficie libre del agua; con las mediciones en los demás puntos, los perfiles calculados son semejantes al medido.

Con el fin de observar su ajuste y evaluar la confiabilidad de la predicción, se aplicaron los criterios de Van Rijn y de Smith-McLean para la obtención de perfiles de concentración de acuerdo con las condiciones hidráulicas y las características de la arena.

En la lámina 3.4, se muestra la aplicación del método de Van Rijn y los perfiles de concentración medidos en los experimentos. Para algunas pruebas el ajuste resultó muy bueno y para la mayoría fue deficiente lo cual confirma la dificultad de encontrar un criterio que prediga con precisión para cualquier condición. Conviene señalar que el rango de velocidades de los experimentos y mediciones de campo que sirvieron de base para la obtención de las fórmulas fue de 0.4 a 1.6 m/s, el rango de las profundidades fue de 0.1 a 25 m y el diámetro medio de las partículas varió de 0.18 a 0.7 mm. De acuerdo con esto, las condiciones de esta serie de experimentos estuvieron en el límite inferior; las velocidades estuvieron fuera de este rango: fueron de 0.19 a 0.30 m/s. Esto representa una posible causa de las diferencias entre las concentraciones medidas y las calculadas para los experimentos de este trabajo.

La obtención del nivel de referencia  $a$  para aplicar el criterio de Van Rijn se hace con  $a = h/2$  cuando se conoce la altura  $h$  de los rizos o dunas o con  $k_s = 12d^{1/8}$  que se obtiene de las condiciones hidráulicas de la corriente:  $S$ ,  $d$  y  $u$ . Con los perfiles del fondo y de mediciones directas, se dispuso de  $h$ , sin embargo, cuando se utilizó esta en la aplicación de la ec. (3.6) para obtener los perfiles de concentración el ajuste con las mediciones resultó muy deficiente. Cuando se utilizó  $k_s$ , el ajuste si bien no siempre fue bueno, mejoró notablemente. En la lámina 3.4, las curvas correspondientes a este criterio se obtuvieron utilizando  $a = k_s$ .

Se efectuó otra comparación: Al criterio de Van Rijn y las mediciones de los experimentos, se adicionó el criterio de Smith-McLean y las mediciones en una estación del río Mississippi [20]. Para tener condiciones de comparación, se adimensionalizó la variación de la profundidad y dividiendo entre la profundidad media  $d$ . Se observa que las concentraciones de los experimentos y las del Río Mississippi para las mismas relaciones  $y/d$ , son del mismo orden. Asimismo, las fórmulas de Smith-McLean proporcionan valores de la concentración menores que las de Van Rijn. Para la prueba 19, los perfiles obtenidos por ambos criterios son muy parecidos. En la lámina 3.5 se presentan estos resultados.

Los perfiles medidos de las pruebas 15 y 16, (lámina 3.5), se ajustan en forma excelente a los calculados con las dos fórmulas señaladas. Para el caso de las pruebas 17 y 19, el ajuste de los perfiles es bueno si se consideran sólo los 3 puntos más alejados del fondo; los puntos más cercanos al fondo para ambas pruebas tuvieron valores medidos de concentración muy altos que se disparan con respecto a los demás y a los perfiles calculados.

### Lámina 3.4 Perfiles medidos y calculados

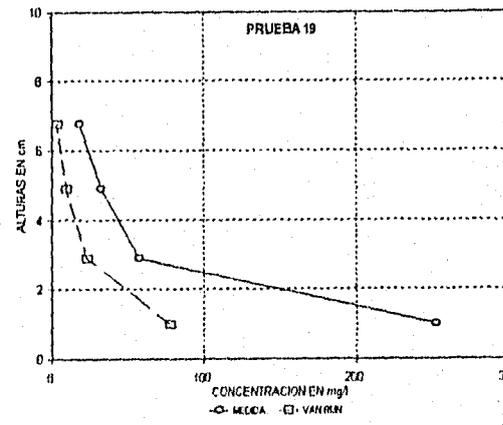
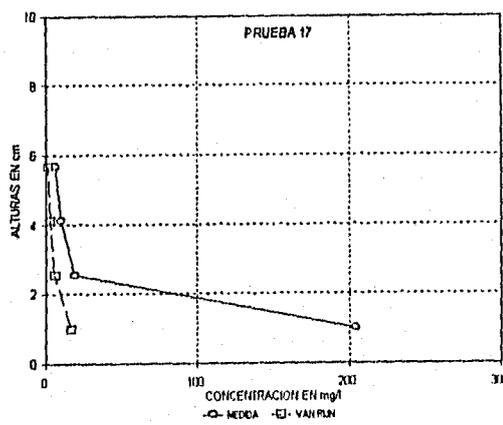
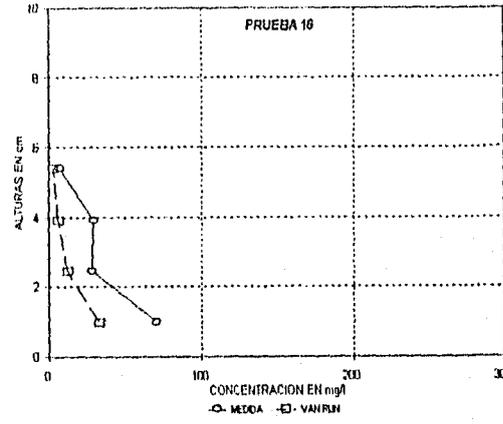
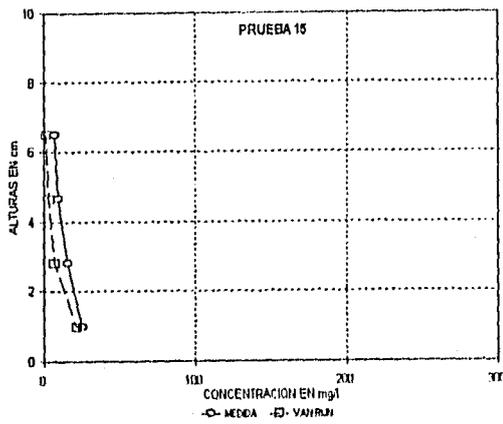
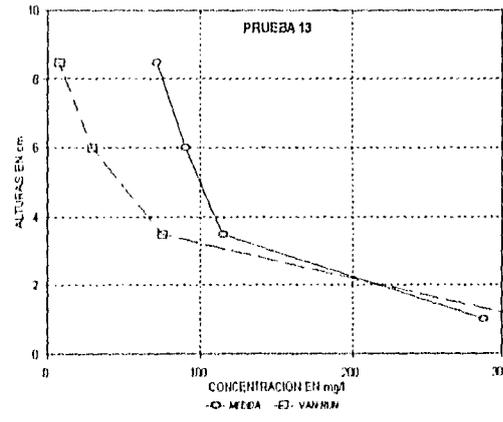
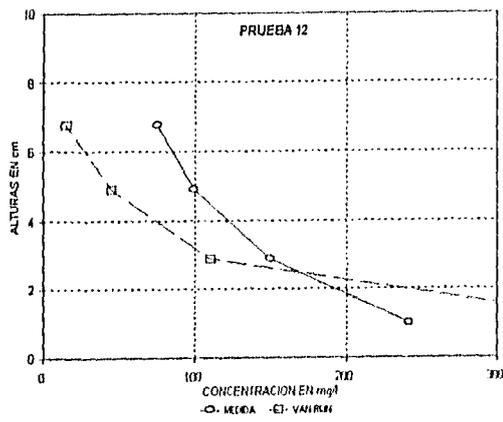
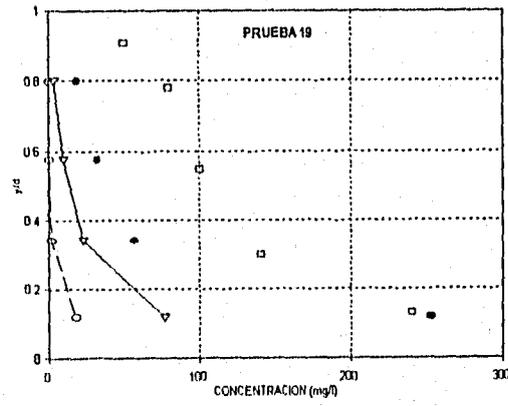
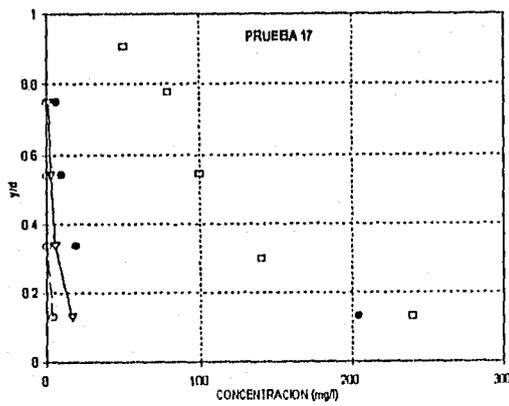
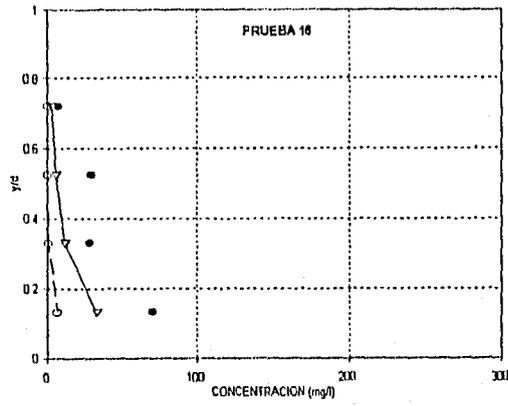
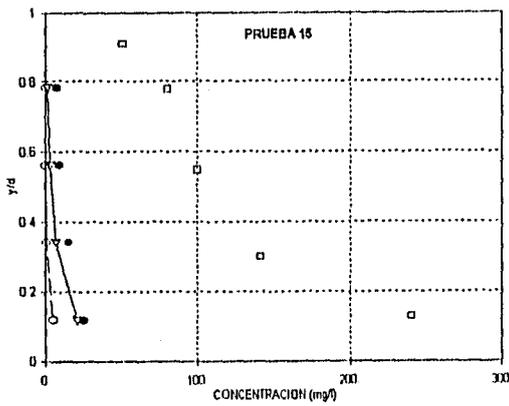
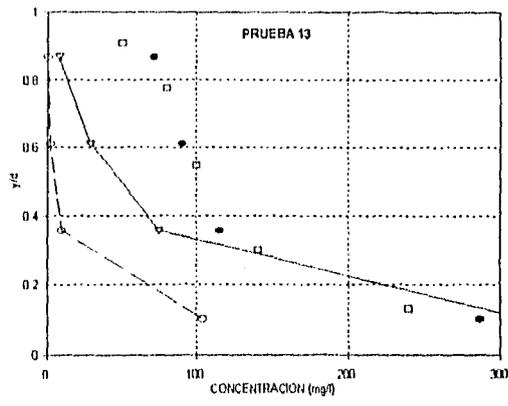
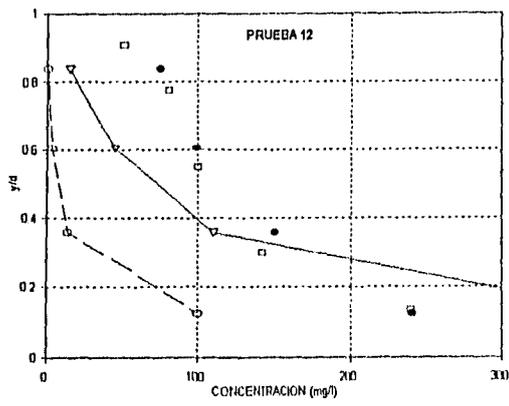


Lámina 3.5 Perfiles medidos, y calculados por 2 métodos



● PRESENTE TRABAJO   □ RIO MISSISSIPI   ▽ VAN RIJN   ○ SMITH-McLEAN

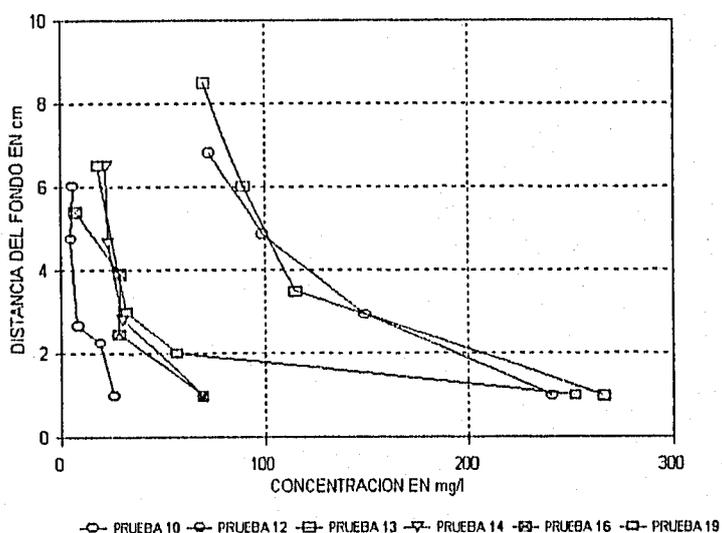
Al relacionar los perfiles de concentración con los gastos, se observó un cambio de magnitud considerable en las concentraciones máximas y en sus tendencias; esto se relaciona con una *transición* que se identificó también con la relación u.-f (lámina 4.1) y se confirma que ocurre para gastos del orden de 15 l/s. En la lámina 3.6, se muestran perfiles de concentración obtenidos para diferentes pruebas; la transición se ocurre para los gastos correspondientes al área donde faltan perfiles entre los mostrados.

### 3.3.2. Transporte en suspensión.

La concentración en el nivel de referencia  $C_a$  se obtuvo aplicando la ec. (3.6), que también se utilizó para el cálculo del perfil de concentraciones (Método de Van Rijn). La concentración media  $C_m$  se comparó con la calculada con la expresión de Straub con base en el perfil medido. En el cuadro 3.1 se muestra el cálculo del gasto sólido con la expresión de Van Rijn.

El transporte medido resultó mayor que el calculado, sin embargo; este método puede considerarse una buena aproximación para la estimación de la concentración y el transporte de sedimentos por arrojar valores del mismo orden. Además, debe tenerse presente que la variación de la concentración con respecto al tiempo en un mismo punto puede ser grande, (ver lámina 3.2) y la forma en que la expresión de Straub, ec. (3.11), toma los valores para el cálculo.

Lámina 3.6. Tendencias de los perfiles de concentración de sedimentos medidos



Cuadro 3.1. Cálculo del gasto sólido en suspensión con el método de Van Rijn

PRUEBA	Q	c'	r'	k <sub>s</sub>	C <sub>s</sub> *10 <sup>5</sup>	C <sub>s</sub> ρ kg/m <sup>3</sup>	z	z'	F <sub>0</sub>	Q <sub>s</sub> kg/s.m	C <sub>c</sub> mg/l	C <sub>m</sub> mg/l
1	19	52.3	0.306	0.027	7.0	0.179	0.883	0.93	0.527	0.00204	107	---
2	19	53.15	0.284	0.039	3.8	0.098	0.879	0.91	0.610	0.00142	75	---
3	19	53.6	0.193	0.032	0.86	0.022	0.874	0.90	0.53	0.00024	13	---
5	18.8	53.2	0.287	0.029	5.4	0.138	0.884	0.93	0.509	0.0017	90	---
6	19.1	53.2	0.275	0.073	1.9	0.047	0.845	0.87	0.706	0.00079	42	---
7	19	53.6	0.250	0.034	2.9	0.074	0.884	0.92	0.544	0.00096	50	---
8	17.5	53.3	0.228	0.033	2.0	0.052	0.883	0.91	0.549	0.00062	35	---
9	17	53.5	0.265	0.034	3.5	0.09	0.884	0.92	0.549	0.00119	63	---
12	20.5	53.0	0.245	0.048	1.9	0.049	0.880	0.91	0.678	0.00071	35	122
13	24.4	54.5	0.259	0.042	2.7	0.068	0.883	0.91	0.575	0.00107	44	48
15	14	53.2	0.139	0.04	0.19	0.005	0.874	0.89	0.609	0.00005	4	14
16	14	52.4	0.168	0.024	1.0	0.026	0.862	0.89	0.489	0.00022	15	27
17	14	52.5	0.189	0.027	0.39	0.01	0.858	0.88	0.517	0.00009	6	59
19	17.5	53.3	0.172	0.05	0.36	0.009	0.883	0.90	0.678	0.00012	7	60

Para las pruebas que aparecen con ---, no se midió la concentración.  
 C<sub>c</sub> = concentración calculada, C<sub>m</sub> = concentración medida

## 4. RELACION FORMAS DE FONDO-FACTORES DE FRICCIÓN Y TRANSPORTE.

### 4.1. Consideraciones generales

En los capítulos anteriores se trataron por separado las formas de fondo y el transporte de sedimentos; esto se efectuó con fines de estudio, sin embargo, ambos fenómenos ocurren estrechamente ligados en forma interactuante. En este capítulo se presenta un análisis conjunto donde se relacionan las formas de fondo con factores de fricción y el transporte de sedimentos.

Si bien es interesante y representa las bases del estudio, el conocimiento de la geometría de las formas de fondo no es el objetivo último desde el punto de vista ingenieril, sino que se requiere disponer de un método para estimar el comportamiento de la resistencia debida a la fricción para diferentes configuraciones del fondo. Una resistencia al flujo muy alta puede causar que el nivel de las avenidas aumente en forma significativa con los consiguientes riesgos para las áreas de inundación.

Aunque el interés por conocer las causas de las diferentes configuraciones de fondo de las corrientes aluviales se ha manifestado cuando menos desde el siglo pasado, [16], no se ha encontrado aún una explicación satisfactoria del fenómeno. Algunos investigadores consideran que los rizados y las dunas están directamente relacionados con la turbulencia. Liu [10] sostiene que la formación de rizados está asociada con la inestabilidad de la interface entre el fluido y el fondo; Vanoni y Brooks observaron que pueden ocurrir 2 profundidades de flujo para una combinación de pendiente y gasto: En sus experimentos observaron que para valores del transporte de sedimentos bajos, se tenían profundidades altas, velocidades bajas y el fondo era rugoso. Cuando el transporte de sedimentos era alto, la profundidad era pequeña y el fondo, liso.

Las formas de fondo generalmente constituyen la parte predominante de la resistencia al flujo y es necesario conocer la variación de esta para la predicción del comportamiento del flujo con cierta precisión.

Es muy complicado establecer una relación entre la resistencia al flujo y las características de éste debidas a la interacción flujo-fondo con formas. La resistencia debida a las formas de fondo cambia mientras sus dimensiones cambian y el efecto de la resistencia de los granos (individuales) varía de acuerdo con su estado de movilidad.

La variación de las configuraciones del fondo de los ríos provoca que los factores de fricción también varíen en un rango amplio. Aunque este fenómeno no ha sido entendido completamente, debe considerarse que si la rugosidad del cauce permaneciera constante, los niveles y las velocidades sufrirían cambios mayores que los que se observan; por ejemplo, el fondo plano que se observa con gastos grandes

hace posible que el aumento del nivel sea mucho menor que si los rizos persistieran.

Con gastos pequeños, las formas de fondo que provocan rugosidades altas se manifiestan en profundidades grandes y velocidades bajas. Las formas de fondo tienen un efecto de *compensación* sobre la respuesta de la profundidad cuando ocurren cambios considerables en los gastos de las corrientes, [1].

Einstein propuso separar la resistencia total al flujo, en una resistencia debida al material del fondo y otra debida a las formas considerando que la primera podía calcularse como si fuera de fondo fijo. Con base en datos de canales experimentales y de ríos, Einstein y Barbarossa [4], determinaron que la resistencia debida a las formas de fondo era función de la relación del transporte de sedimentos. Lovera y Kennedy [11], efectuaron un análisis de datos de experimentos con fondo plano y encontraron que la resistencia de las partículas era una función del  $Re$  y de la rugosidad relativa.

Shen *et al* [18] efectuaron un estudio sobre la resistencia al flujo: La resistencia total fue representada por el factor de fricción de Darcy-Weisbach  $f$ , compuesta por la resistencia debida a las partículas del material,  $f'$  y la resistencia debida a las formas de fondo  $f''$ . Utilizando formas prefabricadas rígidas tanto lisas como rugosas, midieron en forma independiente las 3 resistencias mencionadas. Por otra parte,  $f$  se calculó como la suma de  $f' + f''$  medidas y se comparó con la  $f$  medida en forma independiente. La máxima diferencia entre la  $f$  medida y la  $f$  calculada fue del 9 % y en la mayoría de los casos resultó menor del 6 %; el número de Froude  $F$  resultó  $\leq 0.4$  para las condiciones de sus experimentos. Estas observaciones confirmaron experimentalmente la propuesta de Einstein de calcular  $f = f' + f''$ .

También observaron que el esfuerzo cortante local variaba con la posición sobre la superficie de las formas de fondo lisas, desde un valor de cero en el punto donde el flujo se unía después de haberse separado, a un valor máximo en la cresta. La distribución del esfuerzo cortante sobre las formas rugosas y las formas lisas fue similar en forma, en magnitud fue mayor para las formas rugosas.

En general, el movimiento de sedimentos, depende de la configuración de las formas de fondo en la cara de aguas abajo, y del efecto combinado de la turbulencia local y el arrastre medio. Cuando se rebasa la condición de inicio de movimiento de las partículas, las irregularidades de las mismas provocan perturbaciones locales del fondo plano y se establece una interface o superficie de discontinuidad en el flujo; el esfuerzo cortante crece en forma considerable en la interface y las partículas son agitadas y elevadas por la turbulencia hasta que la interface vuelve a unir las al fondo. Aguas abajo del punto de unión, la turbulencia disminuye y se desarrolla una capa límite. El esfuerzo cortante medio que es el que suministra la energía para el transporte, disminuye a un valor de cero en este punto de unión y se incrementa en la dirección de aguas abajo.

Debido a que la agitación es reducida, parte del material no puede conservarse en

movimiento en el punto de unión y cae al pie de la forma aguas abajo lo cual conduce a otra irregularidad y este proceso se inicia nuevamente.

Para que las formas de fondo crezcan a partir de una pequeña irregularidad y adopten una configuración uniforme, el esfuerzo cortante medio sobre el fondo debe llegar a un valor lo suficientemente alto, para provocar el transporte de sedimentos; sólo entonces, la irregularidad crecerá. De este modo, sus dimensiones disminuirán. Si está presente una pequeña cavidad en el fondo plano y el esfuerzo cortante promedio en el fondo es menor que el valor mínimo para el inicio del movimiento de las partículas, estas condiciones conllevarán a una secuencia de formas de fondo locales que decrecerán en tamaño, no crecerán ni se propagarán [15].

Raudkivi determinó la variación de la resistencia total para rizos y dunas: De acuerdo con sus observaciones [15], el inicio del movimiento y del transporte de fondo ocurre para valores del esfuerzo cortante medio notoriamente por debajo del valor crítico de Shields. Además, para un mismo flujo, el esfuerzo cortante sobre la cresta es el máximo y este valor es el mismo que para la condición de fondo plano, un poco antes del inicio del movimiento.

McLean [12], señala: Los rizos y las dunas provocan una rugosidad mayor; para un determinado flujo medio, el esfuerzo total en el fondo se incrementa, sin embargo; mucho de este esfuerzo total se origina de la distribución de presión sobre las formas de fondo, esta parte del esfuerzo no mueve el sedimento porque la escala de longitud de la variación de la presión es mucho mayor que el tamaño de un grano. La fricción de las partículas es la parte del esfuerzo total que transporta sedimentos (efectiva); el esfuerzo total por lo tanto, se incrementa por la presencia de las formas de fondo, y la fricción debida a las partículas, disminuye al igual que la capacidad del flujo para arrastrar sedimentos y es de esperarse una reducción en la relación de transporte.

Los rizos viajan por la erosión del material de la cara de aguas arriba que se deposita en la de aguas abajo. Cada partícula viaja en forma intermitente y es enterrada por periodos.

La resistencia al flujo y el transporte de sedimentos son muy variables y dependen de la variación de las formas. En el cuadro 4.1, se muestra la variación observada por Simmons y Richardson [19] basada en experimentos con diámetros medios de arenas 0.45 y 0.28 mm. Asimismo, se presentan los resultados del presente trabajo.

Se observa como para la arena de 0.28 mm, la variación de  $f$  para los rizos fue de 0.04; para la de 0.45 mm, la variación de  $f$  fue mayor, de 0.08. En el caso de las dunas, la variación de  $f$  fue mínima para la de 0.28 mm y de 0.10 para la de 0.45 mm.

Para los resultados del presente estudio, la variación de  $f$  fue mayor, de 0.11, y las

concentraciones fueron del mismo orden que para los rizos observados por Simmons y Richardson. Resulta importante destacar que  $f$  es multivaluada en las transiciones para diferentes condiciones del flujo. Al relacionar la concentración de sedimentos con el esfuerzo cortante  $\tau_0$  en el fondo, los investigadores mencionados encontraron una discontinuidad y una función bimodal para en el rango  $0.065 < \tau_0 < 0.2$  que correspondía a la transición de régimen inferior a régimen superior.

Cuadro 4.1. Parámetros de los experimentos de Simmons y Richardson para 2 materiales del fondo móvil

DIAMETRO MEDIO (mm)	CONFIGURACION DEL FONDO	$f$	CONCENTRACION (mg/l)
0.28	RIZOS	0.0635-0.1025	1-150
0.28	DUNAS	0.0612-0.0791	150-800
0.45	RIZOS	0.0521-0.1330	1-100
0.45	DUNAS	0.0489-0.1490	100-1200
P R E S E N T E T R A B A J O			
0.19	RIZOS	0.0833-0.1970	14-122

Raudkivi, [14] reportó que un mismo valor del factor de fricción puede ocurrir para 3 diferentes velocidades medias y al relacionar  $u$ . (abscisa) con  $f$ , observó que esta última fue multivaluada en el rango de 6.1 a 7.6 cm/s para las condiciones de sus experimentos.

Con respecto a la distribución de la concentración sobre el perfil de las formas de fondo, la presencia de éstas provoca perturbaciones y los perfiles de concentración varían según el punto que se considere. Inmediatamente aguas abajo de la cresta, se han observado las concentraciones máximas, mayores aún, que las medidas más cerca del fondo, esto se debe a que el sedimento en suspensión que pasa sobre la cresta es alejado del fondo por la separación del flujo. Este comportamiento también fue observado en campo por Slousby *et al* (1991). Aguas arriba de la cresta, la pendiente del fondo es pequeña y es ahí donde el perfil de concentración se aproxima a la ecuación de Rouse (3.4), [21].

Para la toma de muestras, debe considerarse lo señalado en el párrafo anterior. No es conveniente que se tomen en la zona separación ni donde el flujo se vuelve a unir pues ahí ocurre un gran movimiento local de partículas que provocaría una sobreestimación de la concentración. Esto es posible en laboratorio y no siempre en los ríos por la dificultad del proceso de medición y porque no siempre se pueden visualizar las formas de fondo.

#### 4.2. Resultados

Del procesamiento de los datos experimentales, se calcularon el factor de fricción  $f$  de Darcy, la  $n$  de Manning equivalente y el coeficiente de Chezy  $c$ , éste último se utilizó en la fórmula de Van Rijn, ec.(3.6) para el cálculo del transporte de fondo. Con estos coeficientes, se mide la resistencia al flujo.

De acuerdo con las condiciones de los experimentos que se muestran en el cuadro 2.1 y las características del material de fondo descrito en el capítulo 1, el rango de los coeficientes de fricción se muestra en el cuadro 4.2; el máximo valor de  $f$  correspondió al menor gasto utilizado, con un número de Froude de 0.215 que fue el mínimo de la serie. La relación  $c/\sqrt{g}$  es igual a  $u/u_*$ : es la relación de la velocidad media entre la velocidad cortante en el fondo.

Cuadro 4.2. Coeficientes de resistencia al flujo.

COEFICIENTE DE FRICCIÓN	VALOR MINIMO	VALOR MAXIMO
$f$	0.0833	0.1970
$n$	0.022	0.027
$c$	20	30.7
$c/\sqrt{g}$	6.4	9.8

En la lámina 4.1 se muestra la relación  $u$ - $f$ ; para la que se identificaron 2 tendencias, una para  $u < 3$  y otra para  $2.5 \leq u \leq 3.5$ .  $f$  resultó multivaluada para  $2.8 < f < 3.1$ ; para esta serie de experimentos, esta condición se identificó como una zona de transición de rizados a dunas con rizados sobrepuestos. Los gastos correspondientes de la transición variaron de 15 a 19  $l/s$ .

Esta zona de transición se apreció nuevamente al relacionar  $Re$  con las frecuencias de las elevaciones de las formas de fondo, lámina 4.2, donde también se identificaron estas tendencias: Las frecuencias más altas se observaron para las elevaciones entre 6 y 8 cm, sin embargo; el valor medio cambió con el  $Re$ . (lámina 2.7).

La relación  $Re$ - $f$ , lámina 4.3 es similar a  $u$ - $f$  en forma: en ésta, se identificaron 2 tendencias, una para  $Re < 5.7$  y otra para  $Re > 5.9$ . Para valores de  $5.7 < Re < 5.9$ ,  $f$  no es univaluada, esta condición se asocia con la transición de rizados a dunas con rizados superpuestos.

Lámina 4.1 Relación u.-f

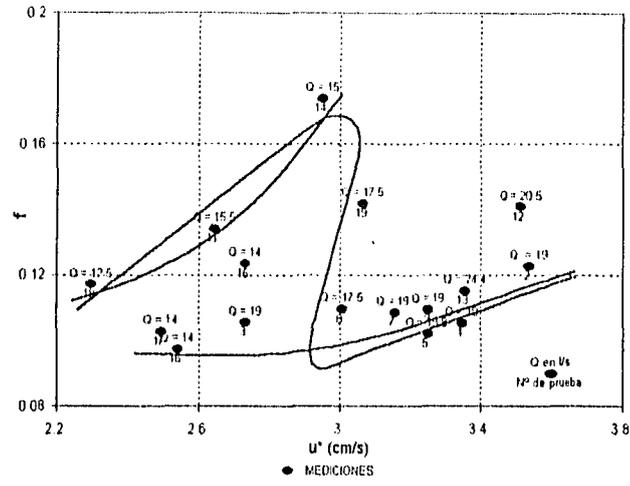


Lámina 4.2 Relación Re.-frecuencia de elevaciones

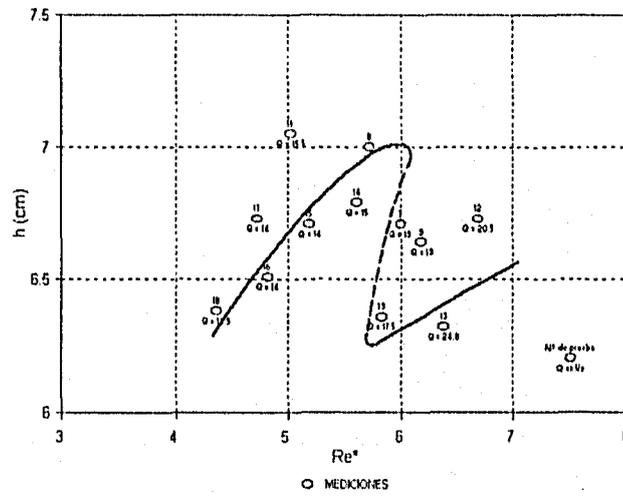
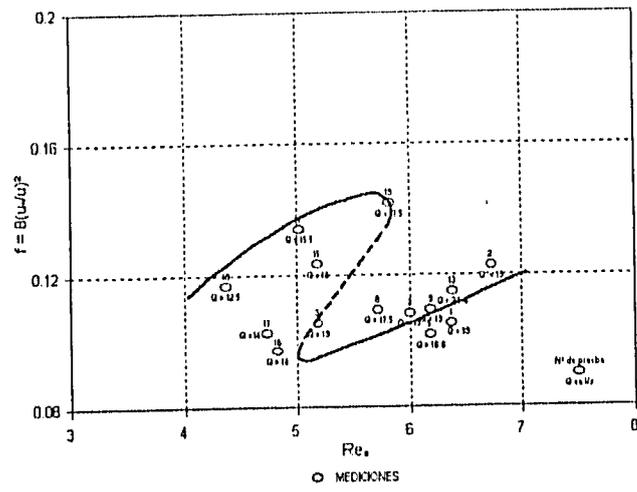


Lámina 4.3 Relación Re.-f



## 5. CONCLUSIONES

En esta serie de experimentos, las formas de fondo observadas fueron rizos y dunas con rizos sobrepuestos. Para gastos en el rango  $12.5 \leq Q \leq 17.5$  l/s fueron rizos y para  $17.5 < Q \leq 24.4$  l/s, dunas con rizos sobrepuestos.

El criterio de Van Rijn para la clasificación y predicción del tipo de régimen, considera prácticamente todos los parámetros del flujo y del material del fondo por lo que puede considerarse más confiable. Su aplicación a las observaciones de los experimentos los identificó como megarizos.

Para los experimentos con gastos más bajos, se tuvieron condiciones cercanas a las de inicio de movimiento de las partículas, con velocidades medias del orden de 21 cm/s y concentraciones bajas.

Como resultado del análisis de los datos de los experimentos, se identificó una zona de transición de rizos a dunas con rizos sobrepuestos que se manifestó en los perfiles del fondo. Con las relaciones de  $Re$ ,  $u$ , y la frecuencia de las elevaciones de los perfiles con el factor de fricción, se confirmó esta transición, que correspondió a los valores de  $5.7 < Re < 5.9$ .

Las expresiones del criterio de Van Rijn para los perfiles de concentración se ajustaron en forma excelente al perfil de la prueba 15; en forma aceptable a los de las pruebas 12, 13 y 16 en las cuales, el mejor ajuste se da para valores de  $y/d < 0.4$ ; y en el caso de las pruebas 17 y 19, discrepan significativamente los puntos más cercanos al fondo. La prueba 19, se ubicó en la zona de transición.

Al dibujar los perfiles de concentración, se observó también una transición que correspondió a  $5.6 < Re < 5.9$ , este rango coincide con el observado con las relaciones del número de Reynolds local  $Re$  con el factor de fricción y con la frecuencia de las elevaciones del fondo.

Las concentraciones en suspensión medias que se obtuvieron variaron de 15 a 122 mg/l que es del orden de las registradas en la bibliografía para las condiciones de esta serie de experimentos. Esto revalida la técnica de medición utilizada.

Se observó la interrelación de las formas de fondo con el transporte de sedimentos en suspensión, las concentraciones se incrementaron en la transición de rizos a dunas con rizos sobrepuestos.

La identificación de esta transición es de especial interés pues aunque se ha observado en otros estudios no ha sido estudiada en forma exhaustiva y por otra parte, proporciona elementos para estudios posteriores en esta zona, donde de acuerdo con las observaciones, la variación del factor de fricción es muy grande, lo que es de gran importancia para aplicaciones de hidráulica fluvial.

La identificación del comportamiento del factor de fricción en el rango de pruebas, donde se observó su bimodalidad con respecto a la velocidad cortante, representa un avance significativo en el conocimiento del fenómeno.

El sistema de recirculación utilizado es práctico y confiable, lo cual se apreció más, en pruebas con duraciones largas, de más de 12 horas, en las cuales básicamente había que vigilar que el equipo de bombeo no interrumpiera su funcionamiento.

Existen en la bibliografía, numerosas relaciones basadas en resultados experimentales que son aplicables a diferentes condiciones de las variables que intervienen en el fenómeno de las formas de fondo y del transporte de sedimentos; no todas las que se emplearon, se ajustaron de la misma forma a los experimentos analizados en este trabajo, aunque en general, coincidieron en su identificación. Esta situación resulta común en este tema y confirma la complejidad del fenómeno.

Una vez que se logre un mejor conocimiento del complejo fenómeno del transporte de sedimentos, se recomienda otra etapa de mediciones en corrientes naturales, con lo cual se tendrían elementos para validar y corregir los modelos que resulten de estudios básicos como el presentado.

## REFERENCIAS

- 1.- Alam, Abu M. Z. y Kennedy, John F., **Friction factors for flow in sand-bed channels**, ASCE, JHD, Vol. 95, HY6, Noviembre, 1969.
- 2.- Benjamin, Jack R. y Cornell, C. Allin, C., **Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers**, McGraw-Hill, Inc, 1970.
- 3.- Einstein, Hans A., **Formulas for the transportation of bed load**, ASCE, Proceedings, Marzo, 1941.
- 4.- Einstein, Hans A., y Barbarossa, Nicholas L., **River channel roughness**, ASCE, Proceedings, Julio, 1951.
- 5.- Engelund, Frank y Fredsoe, Jorgen, **Sediment ripples and dunes**, Annual Review Fluid Mechanics, 1982, 14:13-37.
- 6.- Engelund Frank, **Hydraulic resistance of alluvial streams**, ASCE, JHD, Vol. 92, HY2, Marzo, 1966.
- 7.- Garde, R. J. y Ranga Raju, K. G., **Regime criteria for alluvial streams**, ASCE, JHD, Vol. 89, No. HY6, Noviembre, 1963, págs. 153-164.
- 8.- Garde, R. J. y Ranga Raju, K. G., **Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems**, Wiley Eastern Limited, Nueva Delhi, India, Segunda edición, 1985, Segunda reimpresión, 1991.
- 9.- Guy, Harold P., Rathbun, Ronald E. y Richardson, Everett V., **Recirculation and sand-feed type flume experiments** ASCE, JHD, Proceedings, Vol. 93, No. HY5, Septiembre, 1967, págs 97-114.
- 10.- Liu, Hsin-Kuan, **Mechanics of sediment -ripple formation**, JHD, ASCE, Proceedings, ASCE, Vol. 83, No. HY2, documento 1197, Abril, 1957.
- 11.- Lovera, Federico y Kennedy, J. F. **Friction factors for flat-bed flows in sand channels**, ASCE, JHD, Vol. 95, No. HY4, Julio, 1969, págs.1227-1234.
- 12.- McLean, S. R., **Depth-Integrated suspended-load calculations**, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, No. 11, págs. 1440-1458, Noviembre, 1991.
- 13.- Parker Gary A.M., y Alvin G. Anderson, M., **Basic principles of river hydraulics**, JHD, Proceedings ASCE, Vol. 103, HY9, Septiembre, 1977.

---

\* ASCE: American Society of Civil Engineers. JHD: Journal of the Hydraulics Division

- 14.- Raudkivi, Arvid J., **Analysis of resistance in fluvial channels**, ASCE, JHD, Proceedings, HY5, Septiembre, 1967, págs 73-84.
- 15.- Raudkivi, Arvid J., **Bed forms in alluvial channels**, Journal of Fluid Mechanics Vol. 26, parte 3, págs. 507-514, 1966.
- 16.- Shen, Hsieh Wen, **Development of bed roughness in alluvial channels**, ASCE, JHD, Proceedings Vol. 88, No. HY3, págs. 45-58, Mayo, 1962.
- 17.- Shen, Hsieh Wen, E. V., **River Mechanics**, H.W.Shen Editor, Library of Congress, E.U.A., 1971 .
- 18.- Shen, Hsieh Wen, Fehلمان, Henry M., y Mendoza, Cesar, **Bed form resistances in open channel flows**, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 6, Junio, 1990.
- 19.- Simons, D. B. y Richardson, E. V., **Forms of bed roughness in alluvial channels**, ASCE, JHD, Transactions, Vol. 128, 1963 parte I, págs. 284-323.
- 20.- Van Rijn, Leo C., **Principles on Sediment Transport in Rivers, Estuaries, Coastal, Seas and Oceans**, Delft Hydraulics, 1993.
- 21.- Zyserman, Julio A. y Fredsoe, Jorgen, **Data analysis of bed concentration of suspended sediment**, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 9, Septiembre, 1994, págs. 1021-1042.