

3
20.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"**

ARRASTRE DE SEDIMENTOS



T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
BERNARDO ALMANZA TRINIDAD

DIRECTOR DE TESIS : ING. RAUL CORREA ARENAS



ACATLAN, EDO. DE MEXICO

OCTUBRE DE 1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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 está 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.

ARRASTRE DE SEDIMENTOS

INDICE

INTRODUCCION	1
1. ESTUDIO DE AVENIDAS	3
1.1 CUENCA	3
1.2 DATOS FISIOGRAFICOS DE UNA CUENCA	4
1.2.1 Area de una Cuenca	4
1.2.2 Elevación de una Cuenca	5
1.2.3 Red de Drenaje	5
1.2.4 Orden de las Corrientes	6
1.2.5 Longitud de Tributarios	6
1.2.6 Densidad de Corriente	7
1.2.7 Densidad de Drenaje	8
1.2.8 Pendiente del Cauce	8

1.2.9	Suelos y Cubierta Vegetal	9
1.3	PRECIPITACION	10
1.3.1	Tipos de Precipitación	11
1.3.1.1	Precipitación por convección	11
1.3.1.2	Precipitación orográfica	11
1.3.1.3	Precipitación ciclónica	11
1.3.2	Medición de la Precipitación	11
1.3.3	Análisis de los Datos de Precipitación	13
1.3.4	Deducción de Datos Faltantes	15
1.3.5	Ajuste de Registros de Precipitación	16
1.4	ESCURRIMIENTO	17
1.4.1	Tipos de Escurrimiento	17
1.4.2	Hidrograma	18
1.4.3	Aforo de Corrientes	21
1.4.3.1	Sección de control	21
1.4.3.2	Relación sección-velocidad	23
1.4.3.3	Relación sección-pendiente	27
1.5	MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE AVENIDAS	30
1.5.1	Avenida de Diseño	30
1.5.2	Período de Retorno	30
1.5.3	Criterios de Riesgo	30
1.5.4	Métodos	31
1.5.5	Métodos Empíricos	32
1.5.5.1	Fórmulas basadas en el Área de drenaje	32
1.5.5.2	Fórmulas que incluyen la frecuencia	33
1.5.5.3	Fórmulas que incluyen la lluvia	33

1.5.6	Métodos Estadísticos	34
1.5.6.1	Métodos de Levediev	34
1.5.6.2	Método de Gumbel	36
1.5.7	Métodos Basados en el Hidrograma Unitario	38
1.5.7.1	Hidrograma Unitario	38
2.	CLASIFICACION DE SUELOS	41
2.1	TAMAÑO, GRANULOMETRIA Y FORMA	41
2.1.1	Partículas Individuales	41
2.1.2	Conjunto de Partículas	43
2.1.3	Distribución Granulométrica	46
2.2	PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES DE LOS SUELOS	48
2.3	MATERIALES GRUESOS Y FINOS	49
2.4	SUELOS ORGANICOS	50
2.5	CLASIFICACION DE CAMPO Y DE LABORATORIO	51
2.5.1	Clasificación de Campo de Suelos Gruesos	51
2.5.2	Clasificación de Campo de Suelos Finos	51
2.5.2.1	Dilatancia	52
2.5.2.2	Tenacidad	52
2.5.2.3	Resistencia al estado seco	53
2.5.2.4	Color	53
2.5.2.5	Olor	53
2.5.3	Clasificación de Laboratorio de Suelos Gruesos	53
2.5.4	Clasificación de Laboratorio de Suelos Finos	54

3.	METODOS PARA CUANTIFICAR EL ARRASTRE DE SEDIMENTOS	55
3.1	DEFINICION Y NOTACION	55
3.2	MEDICION DEL GASTO SOLIDO DE FONDO	55
3.2.1	Medición del Material de Fondo	56
3.2.2	Equipo para la Medición del Material de Fondo	57
3.3	MEDICION DEL GASTO SOLIDO EN SUSPENSION	57
3.3.1	Selección de Verticales en la Sección Transversal	58
3.3.2	Selección de Puntos de Muestreo en la Vertical	58
3.3.3	Frecuencia de Muestreo	58
3.3.4	Equipo para la Toma de Muestras del Material en Suspensión	58
3.4	PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS QUE FORMAN UN CAUCE	61
3.4.1	Peso Especifico de las Partículas	62
3.4.2	Forma de las Partículas	63
3.4.3	Tamaño de las Partículas	63
3.4.4	Velocidad de Caída de una Partícula	64
3.4.5	Distribución Granulométrica de los Sedimentos	68
3.4.6	Peso Volumétrico	69
3.4.7	Concentración de Partículas en Suspensión	69
3.5	CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE TOTAL DE FONDO	70
3.5.1	Método de Meyer-Peter y Müller	71
3.5.2	Método de Engelund	74
3.6	CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE EN SUSPENSION	75
3.6.1	Distribución de Concentraciones	76
3.6.2	Método de Brooks	77

3.7	CUANTIFICACION POR SEPARADO DEL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO Y DEL TRANSPORTE DE FONDO EN SUSPENSION	80
3.7.1	Método de Einstein	80
3.7.2	Método de Bagnold	90
4.	MODELOS HIDRAULICOS	93
4.1	ANALISIS DIMENSIONAL	93
4.1.1	Dimensiones	94
4.1.2	Teorema Π o de Buckingham	95
4.2	DEFINICIONES	97
4.3	CONDICIONES DE SEMEJANZA	99
4.3.1	Semejanza Geométrica	99
4.3.2	Semejanza Cinemática	100
4.3.3	Semejanza Dinámica	100
4.4	LEYES DE SEMEJANZA	103
4.4.1	Condición de Froude	103
4.4.2	Condición de Reynolds	105
4.4.3	Condición de Euler	108
4.4.4	Condiciones de Cauchy y Mach	109
4.4.5	Condiciones de Weber y Strouhal	110
4.4.6	Simultaneidad de Condiciones	112
4.5	CLASIFICACION DE LOS MODELOS	113
4.5.1	Clasificación Según el Fluido Utilizado	114
4.5.2	Clasificación Según el Material de la Frontera	114
4.5.3	Clasificación Según las Escalas de Longitud	115

4.5.4	Clasificación Según la Condición de Semejanza	117
4.6	MODELOS DE OBRAS HIDRAULICAS	118
4.7	MODELOS FLUVIALES	120
4.7.1	De Fondo Fijo No Distorsionados	121
4.7.1.1	Limitaciones en la escala de longitudes	121
4.7.2	De Fondo Fijo Distorsionados	122
4.7.2.1	Limitaciones en la escala de longitudes	127
4.7.3	De Fondo Movil No Distorsionados	130
4.7.4	De Fondo Movil Distorsionados	133
4.8	EQUIPO DE MEDICION	137
4.8.1	Tirantes y Niveles	138
4.8.2	Velocidad	139
4.8.3	Gasto	140
4.8.4	Transporte de Sedimentos	142
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
	BIBLIOGRAFIA	145

INTRODUCCION

El estudio de la cantidad y características de los sedimentos que son transportados por escurrimientos a superficie libre tiene gran importancia, cada vez que se quiera construir una obra de control o aprovechamiento de esas aguas, tales como canales de irrigación o drenaje, presas de almacenamiento o derivación, aprovechamientos con usos industriales o domésticos, etc. Se puede citar por ejemplo los problemas que ocasiona el depósito de sedimento en un vaso de almacenamiento, ya que limita la vida útil del mismo; en el caso de aprovechamientos hidroeléctricos, los sedimentos dañan las turbinas, especialmente en operaciones con alta carga; si el uso del agua con sedimentos suspendidos es con fines industriales o domésticos, es necesario removerlos; así podrían enunciarse muchos casos más en los cuales incluye el problema de los sedimentos.

La mayoría de los criterios que existen para evaluar el transporte de sedimentos están basados en la experimentación, razón por la cual gran parte de las fórmulas establecidas son de carácter empírico o semiempírico. Desde luego todas estas formulaciones han partido de bases bastante firmes y los criterios son más que un mero intento por descubrir la naturaleza del fenómeno lo más exacto posible.

El contenido del presente trabajo consta de los siguientes capítulos, en donde el capítulo 1 trata a grandes rasgos los puntos más importantes del estudio de avenidas y sus características hidrológicas e hidráulicas dentro de un cauce.

El capítulo 2 está enfocado al estudio de los suelos y sus características granulométricas, su clasificación tanto en campo como en laboratorio, así como también los diferentes tipos de materiales que transitan por una corriente.

En el capítulo 3 se describe la forma de obtener datos referentes a los sedimentos que forman el cauce, así como el equipo más usual para captar dicho sedimento. Se proporcionan además las propiedades del sedimento que más interesan en Hidráulica Fluvial, incluyendo sus unidades y la forma de obtener sus propiedades.

Por otra parte un punto de interés que también es tratado es la exposición de los métodos disponibles para cuantificar el transporte de los sedimentos, dentro de los cuales se recomiendan algunas fórmulas y métodos, para valuar los diferentes tipos de transporte.

Por último en el capítulo 4 se presenta el tema de Modelos Hidráulicos, donde se describen las técnicas para la simulación y estudio de proyectos a escala en modelos hidráulicos.

El objetivo fundamental del presente trabajo, es dar a conocer en forma concisa y elemental, las características más importantes relacionadas con el tema del transporte de sedimentos en ríos. Más específicamente los diferentes métodos para su cuantificación en sus diferentes etapas del transporte.

CAPITULO I

ESTUDIO DE AVENIDAS

1.1 CUENCA

Una cuenca es una zona de superficie terrestre tal que (si fuera impermeable) todas las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por un sistema de corriente hacia un mismo punto de salida.

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada cuenca superficial, existe también una cuenca subterránea, cuya forma es semejante, aunque no igual, a la de la cuenca superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

La cuenca de drenaje de una corriente está limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida.

Muchas veces se requiere dividir las grandes cuencas para facilitar su

estudio. Las subáreas o cuencas tributarias estarán a su vez delimitadas por parteaguas interiores. En general estas subdivisiones se hacen de acuerdo con las estaciones hidrométricas existentes en la zona.

No necesariamente se analiza con el mismo criterio una cuenca tributaria o pequeña que una grande. Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad de escurrimiento están influidas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma. Para una cuenca muy grande, el efecto de almacenamiento del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele también atención a las características de este último.

Es difícil distinguir una cuenca grande de una pequeña, considerando solamente su tamaño. En hidrología, dos cuencas del mismo tamaño son diferentes. Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración, y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Así, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, para propósitos prácticos, Chow considera de 250 Km².

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorréicas y exorréicas; en las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago. En las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y ésta en otra corriente o en el mar.

1.2 DATOS FISIOGRAFICOS DE UNA CUENCA

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca.

1.2.1 Area de una Cuenca

El área de una cuenca es el área en proyección horizontal encerrada

por el parteaguas. Generalmente esta área se determina con un planímetro y se expresa en kilómetros cuadrados. Las áreas pequeñas muchas veces se expresan en hectáreas.

1.2.2 Elevación de una Cuenca

La variación en elevación de una cuenca, así como su elevación media, puede obtenerse fácilmente con el método de las intersecciones. El mapa topográfico de la cuenca se divide en cuadrados de igual tamaño, considerando que por lo menos 100 intersecciones estén comprendidas dentro de la cuenca. La elevación media de la cuenca se calcula con el promedio o como el promedio de las elevaciones de todas las intersecciones.

Muchas veces conviene calcular en una cuenca la gráfica de distribuciones área-elevaciones. Esta gráfica se obtiene dibujando los porcentajes de área abajo o arriba de las distintas elevaciones. El empleo de porcentajes de área es conveniente cuando se desea comparar distribuciones de elevaciones en cuencas de diferentes tamaños. La curva área-elevaciones se puede considerar como el perfil de la cuenca, y su pendiente media (en metros por kilómetro cuadrado) es de uso estadístico en comparación de cuencas.

Los datos área-elevación pueden obtenerse utilizando un planímetro en el plano topográfico de la cuenca, y valuando el área encerrada entre las curvas de nivel y el parteaguas de esta. También se puede emplear el método de las intersecciones; en este se calcula el número de intersecciones correspondiente al intervalo de la elevación escogido.

La elevación media de la cuenca puede calcularse de la curva área-elevación como la elevación correspondiente al 50 por ciento del área.

1.2.3 Red de Drenaje

Otras características importantes de cualquier cuenca son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del

sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las características de una red de drenaje pueden describirse principalmente de acuerdo con el orden de las corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje.

1.2.4 Orden de las Corrientes

Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales, dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca. Así, una corriente puede ser efímera, intermitente o perenne.

Una corriente efímera es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después se inicia el escurrimiento. Una corriente intermitente lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce. La corriente perenne contiene agua todo el tiempo, ya que aun en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El procedimiento más común para esta clasificación es considerar como corriente de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos a las que solo tienen tributarios de orden uno; de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. Para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corrientes perennes como intermitentes.

1.2.5 Longitud de Tributarios

La longitud de tributarios es una indicación de la pendiente de la

cuenca, así como el grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.

La longitud de los tributarios se incrementa como una función de su orden. Este arreglo es también, aproximadamente, una ley de progresión geométrica. La relación no es válida para corrientes individuales.

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros. Además, la longitud que se mide consiste en una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes.

1.2.6 Densidad de Corriente

Se expresa como la relación entre el número de corrientes y el área drenada. Así

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad (1.1)$$

donde

- A área total de la cuenca, en Km²
- D_s densidad de corriente
- N_s número de corrientes de la cuenca

Para determinar el número de corrientes solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se cuenta como una desde su nacimiento hasta su desembocadura. Después se tendrán todos los tributarios de orden inferior, desde su nacimiento hasta la unión con la corriente principal, y así sucesivamente hasta llegar a los tributarios de orden uno.

Esta relación entre el número de corrientes y el área drenada no proporciona una medida real de la eficiencia de drenaje, pues puede suceder

que se tengan dos cuencas con la misma densidad de corriente y estén drenadas en muy diferente forma, dependiendo de la longitud de sus corrientes.

1.2.7 Densidad de Drenaje

Esta característica proporciona una información más real que la anterior, ya que se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área, o sea que

$$D_d = \frac{L}{A} \quad (1.2)$$

donde

- A Área total de la cuenca, en Km²
- L longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en la cuenca, en Km
- D_d densidad de drenaje por Km

1.2.8 Pendiente del Cauce

El perfil de un cauce se puede representar llevando en una gráfica los valores de sus distancias horizontales, medidas sobre el cauce, contra sus cambios de elevaciones respectivas. En general, la pendiente de un tramo de río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo. Así

$$S = \frac{H}{L} \quad (1.3)$$

donde

- H desnivel entre los extremos del tramo del cauce, en m
- L longitud horizontal del tramo del cauce, en m
- S pendiente del tramo del cauce

La definición anterior se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo por analizar. Una manera más real

de valorar la pendiente de un cauce es compensándola, al aceptarla como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce.

1.2.9. Suelos y Cubierta Vegetal

El tamaño de la cuenca es de singular importancia puesto que investigaciones hidrológicas han demostrado que existe una notable diferencia entre áreas de drenaje grandes y pequeñas. Para áreas pequeñas, las cantidades de escurrimiento están predominantemente influenciadas por condiciones físicas del suelo y cubrimiento vegetal, sobre las cuales el hombre tiene cierto control. Por lo tanto, en el estudio hidrológico, debe darse mayor atención a la cuenca en sí.

Para una área grande, el efecto del almacenamiento en el cauce, llega a ser muy pronunciado y debe darse mayor atención a la hidrología de la corriente. En estudios hidrológicos de cuencas grandes, generalmente se usan medidas directas del escurrimiento, en sitios determinados, extrapolados y extendidos. Para cuencas pequeñas, por otra parte, se usan procesos estadísticos de muestreo, debido a que una medida directa de escurrimiento, sería muy difícil. Para este procedimiento, se tienen en cuenta relaciones de precipitación y escurrimiento y ciertos factores climáticos fisiográficos.

Es difícil distinguir entre un área de drenaje pequeña y una grande, usando solamente el criterio del tamaño del área. Frecuentemente dos áreas del mismo tamaño, pueden ser enteramente diferentes, desde el punto de vista hidrológico. En otras palabras, una distinción característica del área pequeña, radica en el hecho de que el efecto del flujo superficial, a diferencia del efecto del flujo en el cauce, es un factor dominante en la determinación del tipo de escurrimiento. Como consecuencia, un área de drenaje pequeña es muy sensitiva, tanto a altas intensidades de lluvia de corta duración, como al uso de la tierra. En áreas grandes, el efecto del almacenamiento en el cauce es tan pronunciado, que tal sencibilidad está altamente distorsionada. De aquí resulta que el tamaño de áreas pequeñas

puede variar desde pocas hectáreas hasta 100 Km² y más.

El tipo de suelo y cubierta vegetal influye directamente en la cantidad de la lluvia o precipitación en excesos que llegará al cauce principal.

Según el S.C.S. los suelos se pueden clasificar así:

- Tipo A. (Potencial de escurrimiento mínimo). Incluye arenas profundas con poco limo y arcilla, y a los loess muy permeables.
- Tipo B. Incluye a los suelos menos profundos que el tipo A, y loess menos profundos o menos compactos que el del tipo A. El grupo, en conjunto, tiene una infiltración superior a la media después de su completo humedecimiento.
- Tipo C. Comprende suelos poco profundos, los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides, aunque menos que los del tipo D. El grupo tiene una infiltración inferior a la media después de la presaturación.
- Tipo D. (Potencial de escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas con alto porcentaje de hufamiento, también incluye algunos suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

1.3 PRECIPITACION

Se denomina precipitación al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire.

1.3.1 Tipos de Precipitación

De acuerdo con la condición que provoca la elevación del aire, la precipitación puede ser por convección, orográfica y ciclónica.

1.3.1.1 Precipitación por convección

Es el más común en los trópicos. Se origina por el levantamiento de masas de aire más ligero y cálido al encontrarse a su alrededor con masas de aire densas y frías, o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y la masa de aire. Al irse elevando dichas masas de aire, se expanden y se enfrían dinámicamente, originando la condensación y precipitación.

1.3.1.2 Precipitación orográfica

Es consecuencia del ascenso del aire producido por las barreras montañosas; su distribución en el espacio está relacionada con las pendientes del terreno.

1.3.1.3 Precipitación ciclónica

Está asociada al paso de ciclones, resulta del levantamiento del aire por convergencia de la masa de aire en una zona de baja presión. En general afecta zonas muy extensas.

1.3.2 Medición de la Precipitación

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comunmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la interperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de la precipitación en pluviómetros y pluviógrafos.

Pluviómetro

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección diez veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas.

Pluviógrafo

Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación i , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.

Los registros de pluviógrafos se pueden transformar y obtener el hietograma de las diversas tormentas medidas. El hietograma es una gráfica que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge arbitrariamente.

Al usar intensidades en lugar de alturas de lluvia, el área bajo el hietograma representa la altura, siendo el cálculo similar al descrito.

1.3.3 Análisis de los Datos de Precipitación

En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los aparatos descritos en 1.3.2 registran la lluvia puntual, es decir, la que se produce en el punto en que está instalado el aparato y, para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona dada, como puede ser una cuenca.

Para calcular la lluvia media para una tormenta dada, existen tres métodos principales:

a) Método aritmético

Para calcular la altura de precipitación media en una zona empleando el promedio aritmético, se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo en cada una de las estaciones localizadas dentro de la zona y se divide entre el número total de estaciones.

b) Método de Thiessen

En este criterio, es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que para su aplicación se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación dentro del conjunto. Para determinarla, primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí. A continuación se trazan líneas bisectoras perpendiculares a los lados de los triángulos, las cuales forman una serie de polígonos; cada uno de ellos contiene una estación.

Cada polígono es el área tributaria de cada estación. Entonces, la altura de precipitación media es

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^n hp_i A_i}{A} = \sum hp_i \frac{A_i}{A} \quad (1.4)$$

donde

- A Área de la zona, en Km²
- A_i Área tributaria de la estación i, en Km²
- hp_i altura de la precipitación registrada en la estación i, en mm
- hp_m altura de precipitación media en la zona de estudio, en mm
- n número de estaciones localizadas dentro de la zona

c) Método de isoyetas

Para emplear este criterio se necesita un plano de isoyetas de la precipitación registrada en la diversas estaciones de la zona de estudio. Las isoyetas son curvas que unen puntos de igual precipitación. Este método es el más exacto pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano de isoyetas. Se puede decir que si la precipitación es de tipo orográfico, las isoyetas tenderan a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Por supuesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona en estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas.

Para calcular la altura de precipitación media en una determinada zona, se usa la ec 1.4, pero en este caso A_i corresponde al área entre isoyetas, hp_i es la altura de precipitación media entre dos isoyetas, y n el número de tramos entre isoyetas.

El método aritmético es el más simple de todos, pero no toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca ni la manera en que se distribuye la lluvia en el espacio, pues le asigna el mismo peso a todas las alturas de precipitación registradas; por ello, es útil únicamente en zonas con topografía muy suave y condiciones atmosféricas muy uniformes, o bien para tener sólo una idea aproximada de la altura de precipitación media.

El método de los polígonos de Thiessen sí toma en cuenta la distribución de las estaciones en el área de la cuenca, pero no los factores topográficos y de otro tipo que afectan a la distribución de la

lluvia; este método es, sin embargo, más conveniente que el de las isoyetas desde el punto de vista práctico, particularmente para cálculos repetitivos como cuando se analiza una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian a menos que se agreguen o se eliminen estaciones.

El más preciso de todos es el método de las isoyetas si éstas se dibujan de modo que toman en cuenta los efectos topográficos en la distribución de la lluvia, para lo que es necesario tener cierta experiencia. Por otra parte, es el método más laborioso de los tres, pues cada tormenta tiene un plano de isoyetas diferente. Si las isoyetas se trazan indiscriminadamente, suponiendo una variación lineal de la altura de precipitación entre las estaciones, su precisión no es mayor que la de los polígonos de Thiessen.

1.3.4 Deducción de Datos Faltantes

Muchas veces se requieren los registros de una determinada estación, los cuales están incompletos por uno o varios días, o inclusive por años.

Si se necesita completar un registro al que le falta uno o varios días, se puede emplear uno de los dos criterios que se basan en registros simultáneos de tres estaciones que se encuentran distribuidas lo más uniformemente posible y circundando a la estación en estudio. a) Si la precipitación anual normal en cada una de las estaciones auxiliares difiere en menos del 10 por ciento de la registrada en la estación de estudio, para estimar el valor o los valores faltantes se hace un promedio aritmético con los valores registrados en esa fecha en las estaciones auxiliares. b) Si la precipitación anual de cualquiera de las tres estaciones auxiliares difiere en más del 10 por ciento de la registrada en la estación en estudio para valuar un dato faltante se usa la ecuación

$$hp_x = \frac{P_x}{3} \left[\frac{P_x}{P_A} hp_A + \frac{P_x}{P_B} hp_B + \frac{P_x}{P_C} hp_C \right] \quad (1.5)$$

donde

hp_A, hp_B, hp_C altura de precipitación registrada en las estaciones auxiliares

hp_x altura de precipitación faltante en la estación de estudio

P_A, P_B, P_C precipitación anual media en las estaciones auxiliares

P_x precipitación anual media en la estación en estudio

1.3.5 Ajuste de Registros de Precipitación

Cuando se desee saber si el registro de una determinada estación ha sufrido modificaciones que pueden ocurrir por una alteración en la localización de la estación, en sus condiciones adyacentes, o bien al cambiar de operador, se puede usar el método de la curva masa doble. Este método permite ajustar los registros de precipitación de tal manera que se pueda considerar que la estación medidora no ha sufrido cambio alguno desde el inicio de su operación.

El método de la curva masa doble compara la precipitación anual acumulada en la estación por analizar con la precipitación media anual acumulada en grupo de estaciones cercanas, de preferencia del orden de diez. En un plano coordenado, en el eje de las abscisas se lleva el valor acumulado de la precipitación anual de la estación en estudio, y en el eje de las ordenadas el valor acumulado de la precipitación media anual de las estaciones circunvecinas.

Las acumulaciones pueden hacerse del último año de registro hacia atrás, o bien del primer año de registro hacia adelante. Uniendo los puntos se obtiene la gráfica llamada curva masa doble. Si el registro no ha sufrido ninguna alteración, se obtendrá una línea recta; un cambio de pendiente indicará que se debe ajustar el registro, siendo dicho ajuste proporcional al cambio de pendientes.

1.4 ESCURRIMIENTO

Se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

1.4.1 Tipos de Escurrimiento

El escurrimiento es la parte de precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El escurrimiento superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y sólo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que esta cese. La parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento superficial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato, dependiendo de las características del suelo. En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario se le considera como escurrimiento subterráneo.

El escurrimiento subterráneo, es el que proviene del agua subterránea, la cual se recarga por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que este se ha saturado. La contribución del escurrimiento subterráneo al total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerarse compuesto

por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de una cuenca, en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente solo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si una cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo.

1.4.2 Hidrograma

Un hidrograma es una gráfica en la que se representa el gasto que pasa por una sección particular de un río, como función del tiempo.

Se mide el gasto que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtendría una gráfica como la de la fig. 1.1

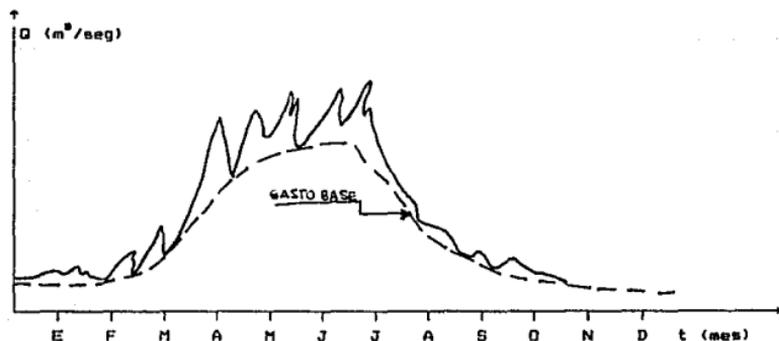


Fig. 1.1 Hidrograma

Una gráfica como la anterior se denomina hidrograma. Un hidrograma es entonces cualquier gráfica que relacione el gasto contra el tiempo. La fig. 1.1 representa un hidrograma anual; si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una gráfica como la mostrada en la fig. 1.2. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir las siguientes partes en cada hidrograma.

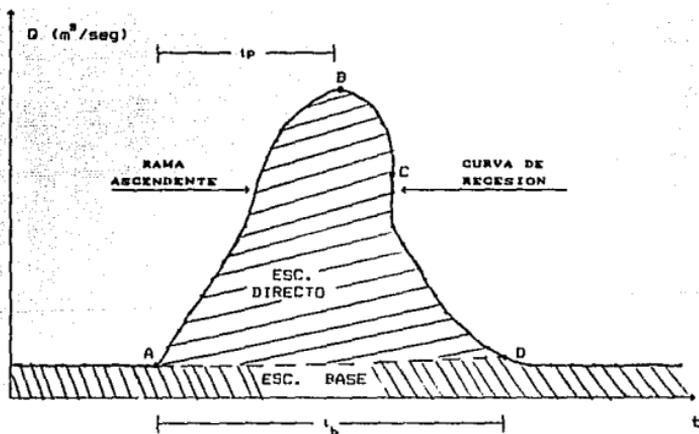


Fig. 1.2 Hidrograma aislado

A: Punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca. Este punto puede producirse inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se puede mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y su suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

B: Pico. Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C: Punto de inflexión. En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo superficial y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre solamente por los canales y como escurrimiento subterráneo.

D: Final del escurrimiento directo. De este punto en adelante, el escurrimiento es sólo del tipo subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue fácilmente.

Tp: Tiempo de pico. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

Tb: Tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto de final del escurrimiento directo. Es, entonces, el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a partir del punto de inflexión, se puede ver como una curva de vaciado de la cuenca.

1.4.3 Aforo de Corrientes

Aforar una corriente en una sección consiste en determinar el gasto que pasa por ella, en la unidad de tiempo. Existen diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

En México se usan básicamente tres tipos de métodos para aforar corrientes:

- a) Secciones de control
- b) Relación sección-velocidad
- c) Relación sección-pendiente

El criterio a) es el más exacto de los tres, pero solo es aplicable a cauces artificiales o a ríos de sección pequeña y escaso escurrimiento.

El criterio b) es el más usual y es utilizable en cualquier tipo de corriente.

El criterio c) es empleado para completar los registros que no pudieron obtenerse mediante b), aunque es muy usado para obtener gastos máximos de corrientes cuando no se dispone de aparatos de medición.

Cuando exista una presa, se le puede usar como estación de aforo, habiendo calibrado previamente el vertedor y la obra de toma, conociendo su función de almacenaje.

1.4.3.1 Secciones de control

En hidráulica, una sección de control de una corriente es aquella donde la energía específica del escurrimiento es mínima. Dicha energía está relacionada con el tirante crítico por lo que se dice que hay una sección de control donde se presenta el tirante crítico. Este ocurre cuando existe levantamiento en el fondo del cauce, estrechamiento en la sección, o una combinación de ambos. La sección de control puede ser

artificial o natural; un ejemplo típico de la primera es la conocida como sección vertedora o vertedor, la cual puede ser de pared gruesa o delgada, dependiendo del ancho de la cresta vertedora que está en contacto con el agua.

Los vertedores de pared delgada se usan para aforar pequeñas corrientes o canales de riego. Si los gastos son menores de $0.50 \text{ m}^3/\text{seg}$ se usan secciones transversales en forma de V, con ángulo de 60° o 90° en el vértice inferior. Para gastos mayores, se emplean secciones rectangulares.

La ventaja de utilizar este tipo de estructuras es que sólo se requiere conocer la carga de agua sobre la cresta vertedora y así obtener el gasto. Por ejemplo, para un vertedor de sección rectangular, el gasto se calcula como

$$Q = CLH^{3/2} \quad (1.6)$$

donde

- C coeficiente de descarga
- H carga sobre la cresta vertedora, en m
- L longitud de la cresta vertedora, en m
- Q gasto en m^3/seg

Se tiene la desventaja de que si la corriente transporta material sólido, este tipo de estructuras funciona como una trampa de dicho material, originando fluctuaciones en el coeficiente de descarga y problemas de mantenimiento.

Muchas veces para evitar estos problemas se construyen secciones de control, elevando el fondo del río o estrechando su sección, o ambos. El aforo de la corriente se efectúa de la misma manera que para vertedores de pared delgada. En secciones rectangulares, el gasto se calcula como

$$Q = 1.7 bH^{3/2} \quad (1.7)$$

donde

- H energía específica, en m
- Q gasto que pasa por la sección de control en m³/seg
- b ancho de la sección del río, en m

La energía específica es igual a la suma del tirante en la sección de control y de su carga de velocidad.

1.4.3.2 Relación sección-velocidad

Este método es el más usado en México para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal y después de calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad.

$$Q = VA \quad (1.8)$$

donde

- A Área hidráulica de la sección transversal de una corriente, en m²
- Q gasto que pasa por esa sección, en m³/seg
- V velocidad media de la corriente en dicha sección, en m/seg

Lo anterior implica que, para conocer el gasto de un río, en una cierta sección de este, se requiere valuar su velocidad y su área.

Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer el tirante del agua se obtiene el Área hidráulica. Entonces, el problema se reduce a medir en una estación de aforos las elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

En realidad, la mejor manera de conocer la magnitud del gasto en avenidas y en estiaje (que tiene también mucha importancia) los niveles alcanzados, la frecuencia de las avenidas y la duración de éstas, es por medio de estaciones de aforo, cuyos datos se recopilan a lo largo del

tiempo. Desgraciadamente no es posible por lo general contar con este acopio de datos relativos a un río o a un arroyo en particular como se comprende, y además, en una sección determinada de él.

La secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha reunido y publicado datos hidrométricos muy valiosos, relativos a los principales ríos de diversas cuencas hidrográficas, en los llamados boletines hidrológicos. Los datos consisten esencialmente en registros diarios de aforos, ya sea con molinete o con lectura de escala (o limnigrafos), tomados a través de períodos variables. Hay ríos de los que se tienen aforos de treinta años o más, y otros en los que sólo se conocen aforos de uno o dos años. Los boletines contienen además registros de observaciones pluviométricas en las estaciones con que se cuenta, y en algunos casos registros de azolves.

Una vez conocida la sección de control, es posible obtener el área hidráulica para cualquier elevación de la superficie libre del agua. Entonces, para calcular el gasto relacionado con esta área hidráulica, es necesario determinar la velocidad media de la corriente. Como la velocidad de la corriente no es uniforme, para obtener una mayor aproximación al valor el gasto, se acostumbra dividir a la sección transversal de la corriente en áreas parciales que, en general, son fajas verticales (fig 1.3). Lo anterior tiene como finalidad definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente. Estos puntos se seleccionan de acuerdo con el criterio que se siga al valuar la velocidad media en una vertical, los cuales están basados en considerar a la distribución de la velocidad en una vertical como una parábola (fig. 1.4).

Para valuar la velocidad media en una faja vertical se hacen mediciones de velocidad en puntos que se encuentran al 20 y 80 por ciento del tirante, a partir del nivel de la superficie libre del agua, y considerar al promedio como la velocidad media. Cuando la corriente es pequeña, se pueden presentar problemas al emplear el criterio anterior, debido a las dificultades para medir la velocidad; en este caso, es aceptable que la velocidad media de la corriente corresponda a la velocidad que se mida a una profundidad del 60 por ciento del tirante a partir de la

superficie libre del agua (fig. 1.4). Un último criterio es la combinación de los dos últimos criterios anteriores, o sea, aceptar como velocidad media al promedio de las velocidades medidas al 20, 60 y 80 por ciento del tirante a partir de la superficie libre del agua.

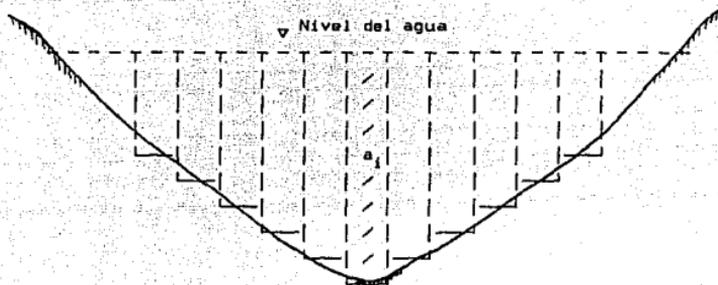


Fig. 1.3 Forma de subdividir un cauce para valuar el gasto

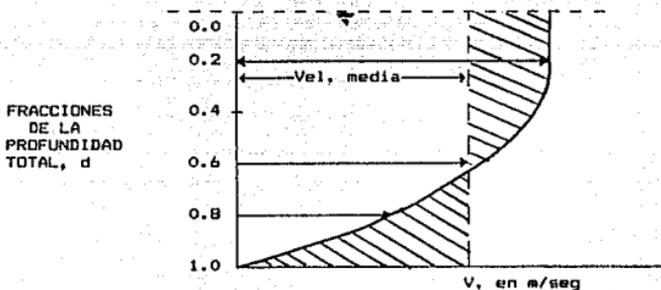


Fig. 1.4 Curva de velocidad en la vertical de una corriente

Conocida la velocidad media en cada faja vertical, el gasto que pasa se calcula como

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i v_i \quad (1.9)$$

donde

Q gasto instantáneo que pasa por la sección de aforos en el momento de efectuar las mediciones, en m^3/seg .

a_i área de la faja vertical i , en m^2 (fig. 1.3)

v_i velocidad media de la faja vertical i , en m/seg (fig. 1.3)

En general, al valuar un gasto, los mayores errores se originan al medir las áreas, más que las velocidades. Por esta razón, es conveniente dar una especial atención a la medición de la profundidad de una corriente. Cuando las velocidades de la corriente son bajas, no se presentan problemas al obtener las áreas, pero cuando tiene velocidades medias mayores de 1.5 m/seg y el río es hondo, es difícil hacer mediciones exactas de las profundidades.

Si la sección medidora casi no varía, es posible obtener su contorno en época de estiaje, con lo cual se conoce a priori el área de las fajas verticales para cada elevación del agua.

Si la sección medidora cambia constantemente, de tal forma que no se considera una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada faja vertical donde se hagan determinaciones de velocidad.

1.4.3.3 Relación sección-pendiente

El estudio del escurrimiento del agua en los cauces naturales y artificiales es mucho más complicado e incierto que el estudio del escurrimiento de los líquidos en las tuberías, debido a la infinita variedad de formas de los cauces y de las condiciones de la superficie de los mismos.

En la estimación del caudal por el método de sección y pendiente es muy común utilizar la fórmula de Manning para valuar la velocidad de la corriente.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1.10)$$

conocida ésta, el caudal o gasto de la corriente se calcula por la relación de continuidad:

$$Q = AV \quad (1.11)$$

siendo

- A Área hidráulica, en m^2
- R radio hidráulico, en m
- S pendiente hidráulica
- V velocidad del flujo, en m/seg
- n coeficiente de rugosidad

En avenidas, la pendiente de la superficie libre del agua (pendiente hidráulica) es sensiblemente igual a la pendiente geométrica del eje del río a lo largo del curso de éste. Por ello, para fines de estimación de la velocidad del agua en crecientes, es suficientemente medir la pendiente del fondo del río. En consecuencia se debe levantar el perfil longitudinal del fondo del río en la zona en que pretenda hacer el aforo. Se recomienda que la longitud de este perfil longitudinal sea mayor de 500 m

Por otra parte, deben levantarse secciones transversales del río, en cada una de las cuales se indica el nivel de las aguas máximas extraordinarias (NAME), el nivel de las aguas mínimas (NAM) y el nivel de las aguas máximas ordinarias (NAMO).

Desde luego conviene que el tramo del río que se elija para tomar estos datos de sección y pendiente, tenga un alineamiento sensiblemente recto, sección constante y que el fondo no tenga rápidas ni resaltos en dicho tramo.

Por excepción se podrá determinar con precisión el nivel de las aguas máximas extraordinarias (NAME), ya sea por las basuras que se atoren en los arbustos o en los árboles próximos al río, por huellas de humedad en las márgenes o en construcciones cercanas, etc., por regla general, la única información disponible es la de los moradores de la región, que no siempre es precisa o concordante.

Suponiendo que se pueda conocer el NAME con más o menos exactitud, hay un fenómeno que no siempre se toma en cuenta al estimar la velocidad y el gasto de los ríos durante las avenidas y que puede ser causa de que los

valores calculados para estas magnitudes difiera enormemente de la realidad. Este fenómeno al que se hace mención es conocido como el de la socavación.

Si la sección o secciones hidráulicas que se estudian en el estiaje permanecen constantes durante las avenidas, la aplicación de las fórmulas para calcular la velocidad y el gasto es correcta, partiendo del área hidráulica y el perímetro mojado que se han medido. Es decir, el método es aplicable a verdaderas "secciones de control".

Si la velocidad alcanzada por la corriente durante las avenidas es capaz de socavar el fondo, las fórmulas tendrán que aplicarse a la sección socavada y no a la sección de estiaje.

Si se denomina con subíndice 1 a las características de la sección inicial aguas arriba del tramo en estudio, y con subíndice 2 a las características de la sección final aguas abajo del tramo, los elementos de la expresión de Manning y la de continuidad se pueden calcular como sigue:

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2}, R = \frac{R_1 + R_2}{2}, S = \frac{hf}{L} \text{ y } hf = Z + hv + h_i$$

donde

- L longitud horizontal entre las secciones 1 y 2, en m
- Z desnivel entre las secciones 1 y 2, en m
- h_i pérdida por turbulencia, en m
- hv pérdida de carga de velocidad, en m

En general las pérdidas hv y h_i pueden despreciarse, aunque pueden ser de consideración si las velocidades en las secciones 1 y 2 son muy diferentes.

Debido a su sencillez, este criterio tiene gran aplicación cuando se desea conocer el gasto de un río del cual no se disponen datos. En este criterio se supone régimen establecido; esto no ocurre cuando se tiene una avenida, que generalmente es el caso de mayor interés. Por otra parte, el

gasto está en relación directa con el coeficiente de rugosidad de Manning, lo que origina que un error en la valuación de éste trascienda en el valor del gasto.

1.5 METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS

1.5.1 Avenida de Diseño

Recibe el nombre de avenida de diseño, la avenida adoptada para diseño de una estructura hidráulica después de consideraciones económicas, criterios de riesgo y factores hidrológicos. Dos son los tipos de avenida extremas que generalmente se tienen en cuenta para el diseño.

1. La máxima avenida probable, que es la máxima avenida que puede ser esperada razonablemente, tomando en cuenta las condiciones pertinentes de localización, meteorología, hidrología y terreno. Esta avenida es usada en el diseño de vertedores y obras de protección, cuya falla involucra pérdidas de vidas humanas o grandes pérdidas económicas.
2. La máxima avenida posible, que es la mayor avenida que puede esperarse, suponiendo coincidencia completa de todos los factores que podrían producir la lluvia más grande y el máximo escurrimiento. La frecuencia de esta avenida no es susceptible de determinar pero su ocurrencia es altamente improbable.

1.5.2 Período de Retorno

Se define como período de retorno de un evento "y", al tiempo promedio en años durante el cual la magnitud de ese evento será igualada o excedida.

1.5.3 Criterios de Riesgo

Existen otros criterios que por sí solos o combinados con el período de retorno pueden ser usados para estimar el riesgo. Entre esos están los siguientes:

- a) probabilidad de encuentro
- b) distribución del tiempo de espera
- c) distribución del daño total
- d) probabilidad de que no exista daño (daño nulo)
- e) daño medio total

1.5.4 Métodos

Los métodos que estudian el comportamiento o la magnitud de avenidas extraordinarias en un cauce, los podemos dividir en tres grandes grupos, basando esta división en los fundamentos usados por los distintos investigadores.

1. Métodos y fórmulas empíricas, deducidos de la experimentación y medidas hechas en el terreno, con fundamentos puramente físicos o sea los característicos de la cuenca en la cual realizaron sus ensayos.

Puesto que con estos métodos no era posible encontrar o estimar la probabilidad de ocurrencia de determinado gasto, la investigación derivó hacia el siguiente grupo.

2. Métodos estadísticos. En contraste con los anteriores estos métodos tienen sus bases teóricas e ignoran las condiciones físicas de la cuenca. Están basadas en la aplicación de distribuciones probabilísticas a series de registros de datos de escurrimiento.
3. Métodos que usan relaciones precipitación-escurrimiento; se puede decir que estos métodos son el compendio de los anteriores ya que se basan en las propiedades físicas para determinar el hidrograma unitario y en los métodos estadísticos para estudiar la lluvia que producirá la máxima avenida.

1.5.5 Métodos Empíricos

Los métodos empíricos se pueden agrupar en varias categorías tal como se indica a continuación:

1.5.5.1 Fórmulas basadas en el Área de drenaje

La ecuación general de este tipo de fórmulas es:

$$Q_p = b A^m \quad (1.12)$$

donde Q_p es el gasto máximo, "b" es un coeficiente que depende de las características de la cuenca estudiada, A es el área de drenaje y "m" es un exponente que varía de 0.5 a 1.0; así por ejemplo, Fuller utiliza $m = 0.8$, Myers usa 0.5 y Fanning propone un valor de 5/6.

La deducción de este tipo de fórmula para un caso particular se hace en la forma siguiente: los picos de crecientes para una región se dibujan en papel logarítmico contra las correspondientes áreas de drenaje; luego se ajusta una recta a los puntos bien sea promediándolos o trazando una envolvente; la pendiente de la recta es el exponente "m" y "b" es el intercepto para $A=1$.

Los valores representados por la curva pueden ser altos, bajos o promedios según como ella se trace; no se tienen en cuenta los efectos de la variación de la precipitación ni las varias características del terreno; además no ofrecen ninguna información sobre la frecuencia de las crecientes. Uno de los métodos más conocidos es el desarrollado por Creager, que conduce a la fórmula siguiente:

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^\alpha \quad (1.13)$$

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}} \quad (1.14)$$

donde:

- Q gasto máximo en m³/seg
- A Area de la cuenca en Km²
- C coeficiente de escurrimiento

1.5.5.2 Fórmulas que incluyen la frecuencia

Varios investigadores han tratado de obviar uno de los inconvenientes más grandes de las fórmulas empíricas, expresando el caudal máximo en función del intervalo de ocurrencia. La primera de estas fórmulas fué presentada por Fuller y tiene la forma siguiente:

$$q = \bar{q} (1 + c \log T_p) \quad (1.15)$$

donde "q", es el gasto probable en m³/seg, para un intervalo de recurrencia de T_p años, "q̄" es la creciete promedia anual y "c" es un coeficiente que varía de 0.7 a 4.5.

El mayor inconveniente de estas fórmulas es que sólo pueden aplicarse a regiones más bien pequeñas, donde los diversos factores hidrológicos varien muy poco, para poder suponer coeficientes constantes.

1.5.5.3 Fórmulas que incluyen la lluvia

Muchas fórmulas para obtener el gasto máximo incluyen la intensidad o la altura de precipitación y algunas características físicas de la cuenca.

De este grupo, la fórmula más común y más usada es la llamada "fórmula racional".

$$q = \frac{Ci A}{360} \quad (1.16)$$

En esta fórmula, "q" es el gasto en m³/seg., "i" la intensidad de la lluvia en mm/hora para un tiempo de duración igual al tiempo de

concentración de la cuenca y con el mismo período de retorno que el caudal; A el área de drenaje en Ha y C una constante.

Otra fórmula basada en la lluvia es la de Iskowski:

$$Q_{\text{máx.}} = c A m h \quad (1.17)$$

donde $Q_{\text{máx}}$ es el gasto de pico en m^3/seg , A el área de la cuenca en Km^2 , h la altura de precipitación media anual en metros, c y m dos coeficientes que dependen del tamaño de la cuenca, la topografía, el tipo de suelo, etc.

1.5.6 Métodos Estadísticos

Los métodos estadísticos se basan en los registros de gastos de los que se obtienen datos que se pueden analizar de diferentes maneras, en la misma forma que cualquier conjunto de valores de una variable aleatoria.

El sistema más simple y a veces muy utilizado, es separar los datos en una serie de rangos de magnitud, encontrar el número de datos para cada rango y dibujar la magnitud contra el porcentaje de eventos mayores que el rango indicado. En esta forma se obtiene una curva de frecuencias.

Entre los principales métodos con fundamentos estadísticos se pueden contar los siguientes:

1.5.6.1 Método de Levediev

Mediante la aplicación de este método se puede determinar el gasto máximo probable que puede presentarse con una frecuencia de T_p años, a partir de los gastos (Q_1) máximos anuales instantáneos registrados durante un número de n años de observación. La hipótesis principal en la que este método se basa es suponer a los gastos máximos anuales como una variable casual y usa una distribución estadística del tipo III de Pearson.

El gasto máximo de diseño Q_p probable está dado por la suma del gasto ($Q_{\text{máx}}$) instantáneo probable, más otra cantidad dada por la amplitud del

intervalo de confianza, que indica la magnitud del error que se puede cometer al determinar $Q_{m\acute{a}x}$.

Por tanto:

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta D \quad (1.18)$$

donde

$$Q_{m\acute{a}x} = (K Cv + 1) Q_m \quad (1.19)$$

$$Q_m = \frac{1}{n} \sum Q_i \quad (1.20)$$

$$Q = \pm \frac{E_r A Q_{m\acute{a}x}}{n} \quad (1.21)$$

El significado de los términos es el siguiente:

Cv , es el coeficiente de variación que se obtiene de la expresión

$$Cv = \left[\sum \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2 \right]^{1/2} \quad (1.22)$$

Q_i = gastos máximos anuales observados

n = años de observación

K = coeficiente que depende de un coeficiente de asimetría Cs y de la probabilidad p (en %) escogida para que se repita el gasto de diseño.

Su valor se determina con la ayuda de tablas.

Cs = coeficiente de asimetría dado por la expresión

$$Cs = \frac{\sum \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{n Cv^3} \quad (1.23)$$

Esta expresión se usa si el número de años de observación es grande ($n > 40$ años).

Si se cuenta con pocos años de registro se pueden usar las siguientes recomendaciones de Levadiev.

$C_s = 2 C_v$ para corrientes producidas por deshielo

$C_s = 3 C_v$ para corrientes producidas por tormentas

$C_s = 5 C_v$ para corrientes producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el dado por la expresión se escoge siempre el mayor.

p , probabilidad o frecuencia relativa en % dada por $p = \frac{1}{f} \times 100$

f , período de retorno en años

A , coeficiente que en promedio vale 1 y que varía entre 0.7 para ríos con muchos años de registro ($n > 40$ años) a 1.5 para ríos poco estudiados.

E_c , coeficiente que depende de los valores de C_v y de la probabilidad p .

1.5.6.2 Método de Gumbel

Está basado en la distribución de valores extremos propuesta por él. El método considera un gasto máximo de diseño (Q_d) que se presenta con un período de retorno T_p , formado por el gasto máximo ($Q_{m\acute{a}x}$), más o menos una tolerancia ΔQ .

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta Q \quad (1.24)$$

Para calcular el gasto máximo se usa la siguiente ecuación

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\tau_\sigma}{\tau_N} (\bar{Y}_N - \ln Tr) \quad (1.25)$$

$$\tau_\sigma = \left[\frac{\sum Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1} \right]^{1/2} \quad (1.26)$$

en estas ecuaciones el significado de los términos es el siguiente:

$Q_{\text{máx}}$ gasto máximo para un periodo de retorno determinado

$Q_m = \sum Q_i / N$ gasto medio, en $m^3/\text{seg.}$

$Q_i =$ gastos máximos anuales registrados, en $m^3/\text{seg.}$

$N =$ número de años de registro

$\tau_\sigma =$ desviación estandar de los gastos

$\tau_N = \bar{Y}_N$ constantes función de N

$Tr =$ periodo de retorno en años $= \frac{1}{p}$

Para calcular la tolerancia ΔQ se procede de la siguiente forma:

Si $\phi = 1 - 1/Tr$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza o tolerancia se calcula así:

$$\Delta Q = \pm \left[\sqrt{N \alpha \tau_m} \right] \left[\frac{\tau_a}{\tau_N \sqrt{N}} \right] \quad (1.27)$$

donde

$\sqrt{N \alpha \tau_m}$ es una constante función de ϕ

τ_a desviación estandar de los gastos

τ_N constante función de N

Si ϕ es mayor 0.90 el intervalo se calcula con la siguiente expresión

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \tau_a}{\tau_N} \quad (1.28)$$

En la zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición y ΔQ es proporcional al valor calculado por las expresiones 1.27 y 1.28, dependiendo del valor de ϕ .

1.5.7 Métodos Basados en el Hidrograma Unitario

1.5.7.1 Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario para una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo de una altura de precipitación unitaria, distribuida uniformemente sobre la cuenca y durante todo el tiempo de duración en excesos.

La teoría del hidrograma unitario se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La lluvia en excesos esta distribuida uniformemente en toda su duración y sobre toda el área de la cuenca.

- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento directo debido a una lluvia en excesos de duración dada es constante.
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directo de un tiempo base común, son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.
- d) Para una cuenca dada, en la forma de su hidrograma unitario están integradas todas las características físicas de la cuenca.

En base a las hipótesis anteriores, para calcular el hidrograma unitario de un hidrograma aislado se procede de la manera siguiente:

- 1- Se separa el escurrimiento directo del escurrimiento subterráneo.
- 2- Se dividen las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo por su volumen, expresado en altura de precipitación sobre toda el área de la cuenca.
- 3- Se determina la duración efectiva de la lluvia que produjo el escurrimiento directo, en base al hidrograma de la tormenta.

El hidrograma unitario así deducido, solo servirá para calcular hidrogramas de tormentas que tengan la misma duración en excesos. Para duraciones diferentes es necesario hacer ajustes en base a la curva S u otras técnicas.

Para calcular el hidrograma y el pico de escurrimiento debidos a una tormenta no unitaria, se multiplican las ordenadas del hidrograma unitario por el volumen de precipitación expresado en lamina de agua, deducido de las curvas intensidad-frecuencia-duración.

La teoría del hidrograma unitario ha originado una serie de técnicas como son el hidrograma unitario sintético y el hidrograma unitario triangular.

verificaba en condiciones estrictamente confidenciales, en privado y en otro lugar de la fabrica. Sin embargo se mantenía en contacto diario con el observador.

Los resultados de esta investigación mostraron que el pequeño grupo de operarios había generado espontáneamente unos cuantos líderes naturales que dominaban con el activo consentimiento del grupo, La actitud del grupo era de completa indiferencia hacia los incentivos financieros de la compañía, y aunque se ofrecían gratificaciones a todos los empleados por los incrementos en la producción esta no pasaba de 6,000 unidades al día, ni mas ni una menos. Sin embargo el grupo podía producir 7,000 unidades diarias sin dificultad. No obstante todo aquel que intentara superar la cuota fijada por el grupo era llamado inmediatamente al orden. Obviamente los valores y las costumbres del grupo eran mas importantes que cualquier beneficio en efectivo para sus componentes.

Existía una organización formal, dotada de normas sociales propias, algunas expresadas verbalmente, otras implícitas en las acciones; la producción diaria, por ejemplo, representaba un estándar, aunque nunca se expresaba claramente de lo que el grupo consideraba como un día de trabajo justo. Había un código extraoficial de conducta que ejercía poderosa influencia sobre los miembros del grupo y marcaba en ellos las siguiente reglas:

- 1) No debes trabajar demasiado. Si lo haces serás un "rompe-marcas".
- 2) No debes trabajar demasiado poco. Si lo haces serás un "simulador".

3) No debes decir a los supervisores nada que deba perjudicar a un compañero, si lo haces serás un "soplón".

4) No debes intentar mantener una distancia social o "actuar oficiosamente". Si eres inspector, por ejemplo, no debe comportarte como tal.

Las investigaciones sobre las relaciones sociales en la fabrica no han sido tan completas, pero señalan la importancia de los códigos extraoficiales del grupo contrarios a la eficiencia. El interés por el trabajo en si mismo, ligan menos de lo que se cree a los trabajadores con su trabajo. Mas decisivos son en cambio, los nexos de condición social. Para el trabajador, el grupo al que pertenece, con código de conducta y todo, y su posición en la jerarquía de la fabrica resultan tan importantes como el salario o el trabajo. Se averiguo, pues que en el "cuarto de los alambres", residía un grupo altamente integrado con su propia estructura social y el correspondiente código de conducta que no solo se hallaba en conflicto con las intenciones de la administración, sino con la finalidad y la función social de la industria que es la creciente producción de objetos.

Hay dos lecciones que aprender de esta investigación en la fabrica. Primeramente, que ningún agregado de personas puede existir por algún tiempo sin que se formen "grupos informales" y sin que destaquen los líderes naturales. En segundo lugar que no es solamente estúpido sino inútil tratar de deshacer esos grupos:

2.1.2 Conjunto de Partículas

Las partículas que forman cualquier cauce difieren entre sí en tamaño. En los estudios en que influye este parámetro es necesario obtener un diámetro único que represente el conjunto de partículas. Dicha selección depende o del orden del problema en estudio o del autor del método seleccionado para resolverlo. Como diámetro representativo se selecciona un D_i de la curva granulométrica en que el i por ciento de las partículas son iguales o menores que este diámetro seleccionado.

La curva granulométrica es la representación en papel semilogarítmico del porcentaje acumulado de partículas que tienen un diámetro menor o igual a un tamaño dado, contra el logaritmo de esos diámetros. Para obtenerla se lleva a cabo un análisis granulométrico mediante cribado si se trata de arenas o del método de sedimentación cuando el material es fino, como limos y arcillas. La forma de efectuar el primero se describe a continuación, el segundo por ser más complejo y tenerse que efectuar en un laboratorio de mecánica de suelos no es descrito en este trabajo.

Para efectuar el cribado y hacer el análisis granulométrico se siguen los pasos siguientes:

- a) Tomando en consideración el tamaño máximo y mínimo en el conjunto se seleccionan varias mallas, cuyas aberturas se indican en la tabla 2.2
- b) Las mallas se ordenan de abertura mayor en la parte superior a menor. Se coloca una charola en la parte inferior y después de colocar la muestra seca en la primera malla se coloca una tapa en su parte superior.
- c) Se agita durante 15 minutos con movimientos horizontales de rotación y movimientos bruscos verticales. Se puede utilizar un agitador mecánico.
- d) Se pesa el material que ha quedado retenido en cada una de las mallas y en la charola.

- e) Se suman los pesos parciales. El resultado debe ser igual al peso de la muestra. Se obtiene el porcentaje en peso del material retenido en cada malla y en la charola, respecto al peso total de la muestra.
- f) Se obtiene el porcentaje acumulado que pasa por cada malla, el cual es igual a la suma de todos los porcentajes retenidos en las mallas de abajo y en la charola.
- g) En papel semi-logarítmico se dibujan los puntos que indican el porcentaje acumulado que pasa contra el logaritmo del diámetro de la malla correspondiente.
- h) De la curva trazada se selecciona el diámetro que se desea utilizar. Si el diámetro es el D_{50} , se entra en el 50 por ciento que pasa, hasta cruzar la curva granulométrica. En el punto de cruce se baja una vertical para leer el tamaño del diámetro.

Si se desea obtener el diámetro medio de la muestra se utiliza la expresión:

$$D_m = \frac{\sum D_i P_i}{100} \quad (2.1)$$

Para ello se divide la curva granulométrica en varios tramos. El porcentaje de cada tramo o franja es igual a p_i y el diámetro medio de la misma es igual a D_i . Las franjas no necesitan ser iguales entre sí, aunque generalmente se escojan 10 tramos de 10 por ciento cada uno.

T A B L A 2.1

CLASIFICACION DEL AMERICAN GEOPHYSICAL UNION PARA MATERIALES SEDIMENTARIOS

GRUPO	CLASE	TAMANO EN mm
Cantos Rodados	muy grandes	2,000 - 4,000
	grandes	1,000 - 2,000
	medianos	500 - 1,000
	pequeños	150 - 500
Guijarros	grandes	130 - 250
	pequeños	64 - 130
Grava	muy gruesa	32 - 64
	gruesa	16 - 32
	mediana	8 - 16
	fina	4 - 8
	muy fina	2 - 4
Arena	muy gruesa	1 - 2
	gruesa	0.5 - 1
	mediana	0.25 - 0.5
	fina	0.125 - 0.25
	muy fina	0.062 - 0.125
Limo	grueso	0.031 - 0.062
	mediano	0.016 - 0.031
	fino	0.008 - 0.016
	muy fino	0.004 - 0.008
Arcilla	gruesa	0.002 - 0.004
	mediana	0.001 - 0.002
	fina	0.0005 - 0.001
	muy fina	0.00024 - 0.0005

T A B L A 2.2

RELACION ENTRE EL NUMERO DE MALLA Y SU ABERTURA

MALLA	ABERTURA mm	MALLA No.	ABERTURA mm
2"	50.80	10	2.000
1 1/2"	36.10	16	1.190
1"	25.40	20	0.840
3/4"	19.05	30	0.590
1/2"	12.70	40	0.420
3/8"	9.52	50	0.297
No. 4	4.75	60	0.250
No. 8	2.38	100	0.149
		200	0.074

2.1.3 Distribución Granulométrica

Aunque siempre conviene trabajar directamente con la curva granulométrica obtenida, se ha observado que las partículas naturales tienden a distribuirse en la naturaleza continuando con las siguientes leyes de distribución.

Arenas finas	Distribución normal
Arenas y Gravas	Distribucion log Normal
Acorazamiento formado con gravas y boleos	Distribución circular

El análisis mecánico de una muestra natural de sedimentos permite separar dicha muestra en diferentes fracciones, según sus tamaños. El tratamiento estadístico de los datos básicos que son la abertura de las mallas y peso del material retenido en cada malla, permite obtener la tabla de distribuciones de frecuencias, o sea, la representación tabular de la distribución granulométrica. Sin embargo, para observar objetivamente la forma como se distribuyen los tamaños de las partículas, convienen más las representaciones gráficas que las numéricas en tablas.

La representación gráfica más frecuentemente empleada es la curva de distribución de frecuencias acumuladas del tipo menor, la cual se dibuja habitualmente en escala semilogarítmica. Esta forma de representación gráfica es la que se conoce comúnmente como curva granulométrica. En dicho diagrama, las ordenadas se refieren al porcentaje que pasa, es decir, al porcentaje en peso de partículas que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión; las abscisas se refieren al tamaño de las aberturas de tales mallas.

Por consiguiente, al dibujar en papel semilogarítmico los valores, se obtienen los puntos de la curva granulométrica. Estos puntos se unen con segmento de recta o mediante una serie de curvas suaves hasta lograr una sola curva continua que pase por todos los puntos.

Cuando una muestra sigue una distribución conocida se tiene la ventaja de que, conocido un sólo diámetro, generalmente el D_{50} y la desviación estandar geométrica es posible obtener todos los tamaños restantes asociados al porcentaje acumulado.

2.2 PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES DE LOS SUELOS

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespato (de potasio, sodio o calcio), micas, olivino, serpentina, etc.; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos, entre los que destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente condicionado por su capacidad y por la orientación de sus partículas, por lo que la constitución mineralógica es, hasta cierto punto, secundaria. Ello no debe interpretarse como un motivo para que se desentienda de este tópico, cuyo estudio puede ser muy informativo en más de aspecto práctico.

Partiendo de los numerosos minerales (principalmente silicatos) que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, los agentes de descomposición química llegan a un producto final: la arcilla.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. Existen dos variedades de tales láminas: la silica y la aluminica.

La primera está formada por un átomo de silicio, rodeado de cuatro de oxígeno, disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro. Estos tetraedros se agrupan en unidades hexagonales, sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos tetraedros.

Las láminas aluminicas están formadas por retículas de octaedros, dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrededor.

De acuerdo con su estructura reticular, los minerales de arcilla se

encasillan en tres grandes grupos: caolinitas, montmorilonitas e illitas.

Las caolinitas están formadas por una lámina silícica y otra aluminica, que se presuponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción). En consecuencia, las arcillas caolínicas serán relativamente estables en presencia de agua.

Las montmorilonitas están formadas por una lámina aluminica entre dos silícicas, superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre las retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar.

Las illitas están estructuradas análogamente que las montmorilonitas, pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen; por ello, su expansividad es menor que las de las montmorilonitas y, en general, las arcillas illíticas, se comportan mecánicamente en forma más favorable para el ingeniero.

2.3 MATERIALES GRUESOS Y FINOS

En los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, en la cual las tres dimensiones de la partícula son de magnitud comparable. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y solo excepcionalmente corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico. Según la intensidad y lapso con que estos agentes mecánicos hayan actuado, se producen variedades en la forma equidimensional, de las cuales pueden considerarse la redondeada, la subredondeada, la subangulosa y la angulosa, es escala decreciente de los efectos del ataque de los agentes desintegradores. La forma redondeada es prácticamente la esférica, mientras la angulosa es la que presenta aristas y vértices aguzados (por ejemplo, la piedra triturada). Cuando estos vértices y aristas están redondeadas por el efecto del rodado y la abrasión mecánica, se tiene la

forma subangulosa, la que por un proceso más intenso de la erosión puede devenir a la forma subredondeada final. Las formas angulosas son típicas de arenas residuales, y las arenas volcánicas contienen esas formas en partículas cristalizadas. Las arenas marinas son amenudo también angulosas. Las formas redondeadas son frecuentes en las arenas de río y en algunas formaciones de playa, si bien, en el primer caso, abundan formas subredondeadas y subangulosas, pues las partículas que no se arrastran, no sufren el efecto de la abrasión o el rodamiento; naturalmente que lo anterior es más cierto en partículas de pequeño tamaño, por su mayor facilidad para mantenerse en suspensión. Las arenas eólicas suelen ser de grano fino y redondeado.

En los suelos finos, la forma de las partículas tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla, en su mayor parte adoptan la forma laminar; como excepción algunos minerales poseen forma acicular. En estos materiales la influencia de la forma es muy importante, pues a cada una de las dos mencionadas corresponde una diferente relación área a volumen de la partícula y, por lo tanto una muy distinta actividad superficial, en lo que se refiere a adsorción. La partícula de forma laminar tiene dos dimensiones mucho mayores que la tercera; en la forma circular, una dimensión de la partícula es mucho mayor que las otras dos. La forma laminar es, con mucho, la más frecuente en los minerales de arcilla. La forma acicular es mucho más rara (haloisita y algunas otras formas mineralógicas no muy comunes).

2.4 SUELOS ORGANICOS

Los suelos de origen orgánico se han formado casi siempre in situ, ya sea como consecuencia de la descomposición de vegetales (como en el caso de las turbas), ya sea por la acumulación de fragmentos de esqueletos inorgánicos o de conchas de ciertos organismos. No obstante, la expresión suelo orgánico, se aplica generalmente a suelos transportados, producto de la descomposición de rocas, que contienen cierta cantidad de materia orgánica vegetal descompuesta.

2.5 CLASIFICACION DE CAMPO Y DE LABORATORIO

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación.

2.5.1 Clasificación de Campo de Suelos Gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación tamaño de las partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 1/2 cm como equivalente a la malla No. 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad.

En ocasiones puede ser importante juzgar de la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

2.5.2 Clasificación de Campo de Suelos Finos

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo

pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

El conjunto de pruebas citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente crivado por la malla No. 40 o, en consecuencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

2.5.2.1 Dilatancia

En esta prueba, una pastilla con el contenido de aguas necesario para que el suelo adquiera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere con el anterior tratamiento, una apariencia de hígado, mostrando agua libre en su superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado entre los dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que, finalmente, empieza a desmoronarse como un material frágil, al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la pastilla es el adecuado, un nuevo agitado hará que los fragmentos producto del desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas y en algunos limos inorgánicos, particularmente del tipo polvo de roca.

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos.

2.5.2.2 Tenacidad

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave similar

a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un rollito de unos 3 mm de diámetro aproximado, que se amasa y vuelve a rolar varias veces. Se observa cómo aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepasado el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

2.5.2.3 Resistencia al estado seco

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

2.5.2.4 Color

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien de suelos inorgánicos.

2.5.2.5 Olor

Los suelos orgánicos tienen por lo general un olor distintivo que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

2.5.3 Clasificación de Laboratorio de Suelos Gruesos

Las cantidades de los diferentes tamaños de granos presentes en un suelo, se pueden determinar en el laboratorio por medio de cribado para los granos gruesos y por sedimentación para los finos. Los resultados de laboratorio se presentan en forma de una curva acumulativa de tamaños,

llamada curva granulométrica. Para suelos que están formados principalmente por granos gruesos, la distribución granulométrica revela algunas de las propiedades físicas del material. Las graduaciones típicas de suelos son: bien graduado; cuando todos los tamaños de las partículas, desde la más pequeña hasta la más grande, se encuentran presentes en proporciones semejantes; mal graduado, es uniforme cuando la mayor parte de los granos son aproximadamente del mismo tamaño y de graduación salteada cuando hay ausencia de uno o más tamaños intermedios.

Para fines de laboratorio, el tipo de graduación puede determinarse usando el criterio basado en el rango de tamaños y en la forma de curva granulométrica. La medida del rango de tamaño se llama coeficiente de uniformidad C_u , que se define como la relación de diámetro correspondiente al 60 % y 10 % que pasa según la curva granulométrica.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.2)$$

La forma de la curva granulométrica está dada por el coeficiente de curvatura, C_c , que es la relación del cuadrado del diámetro correspondiente al 30 % que pasa, entre el producto del D_{60} por el D_{10} .

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} \quad (2.3)$$

2.5.4 Clasificación de Laboratorio de Suelos Finos

Los tamaños menores de suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy quizá el de uso más extendido, basado en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño; la ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento es debida a Stokes.

CAPITULO III

METODOS PARA CUANTIFICAR EL ARRASTRE DE SEDIMENTOS

3.1 DEFINICION Y NOTACION

Los sedimentos pueden ser arrastrados de dos formas principales, rodando sobre el fondo, saltando y en suspensión.

Las partículas gruesas generalmente ruedan o se deslizan sobre otras. Las de tamaño medio (como las arenas) ruedan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja, pero cuando la velocidad es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento, pueden ser transportadas también en suspensión.

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

3.2 MEDICION DEL GASTO SOLIDO DE FONDO

En este punto se describen, por un lado, algunos de los procedimientos y equipo para obtener el material sólido que arrastra una corriente.

En la descripción de los procedimientos para medir el arrastre sólido se establece la diferencia entre aquellos que permiten obtener el arrastre en suspensión.

El arrastre en suspensión toma en cuenta a todas las partículas sólidas que el líquido arrastra de la capa de fondo y por lo tanto incluye el arrastre de fondo en suspensión y al arrastre de lavado. Para separar ambos arrastres se obtiene la curva granulométrica del material que forma el fondo; así todas las partículas que hayan sido muestreadas en suspensión que tengan un diámetro igual al de alguna de las partículas de fondo se considerará como partículas del fondo arrastradas en suspensión y todas las restantes que sean más finas que las más pequeñas de las partículas del fondo se les considerará como partículas de lavado. Cuando no se cuenta con la curva granulométrica del fondo, se considera como frontera entre ambos arrastres el diámetro 0.062 mm con eso el arrastre de fondo en suspensión está compuesto por todas las partículas mayores de 0.062 mm y el gasto de lavado por todas las menores.

3.2.1 Medición del Material de Fondo

El gasto sólido de fondo puede medirse, en algunos casos, mediante aparatos especialmente contruidos. En general este tipo de mediciones es muy impreciso y sólo puede realizarse en ríos de poca pendiente y material de fondo más o menos fino. En ríos de montaña es prácticamente imposible medir el gasto sólido de fondo dada la gran velocidad que llevan y el tipo de material que arrastran.

Por definición un muestreador de carga de fondo deberá ser capaz de medir la proporción del material de fondo. Esa proporción del material ya sea rodado ó empujado a lo largo del fondo, puede medirse solamente por medida directa volumétrica y no puede ser conveniente ó exactamente obtenida por mediciones separadas de la velocidad del flujo y concentración de sedimento, tal como puede hacerse para carga en suspensión. Esto es debido al hecho de que la carga de fondo no se mueve a la misma velocidad del agua y algunas veces, tanto la velocidad como la concentración están cambiando rápidamente con el tiempo y la profundidad, cerca de la

corriente.

3.2.2 Equipo para la Medición del Material de Fondo

Los muestreadores de fondo pueden agruparse en distintas clases de acuerdo a su tipo de construcción y principio de operación. La proporción del movimiento de carga de fondo para todos los tipos es determinada por la colocación del muestreador sobre el lecho de la corriente y medir la cantidad de material colectado en un tiempo dado.

Un medidor típico de fondo consiste fundamentalmente en una caja prismática, la cual presenta una abertura hacia aguas arriba de modo de captar los sólidos que ruedan sobre el fondo. Mediante este procedimiento se puede determinar el peso del material captado en un cierto tiempo y calcular así el gasto sólido en la capa de fondo. Naturalmente que la colocación de un instrumento de este tipo produce una perturbación en las condiciones normales del transporte.

En la práctica esta situación se resuelve mediante la introducción de un coeficiente de corrección, determinado experimentalmente en laboratorio. Este coeficiente se define como la relación entre el gasto sólido que ingresa al aparato y aquel que pasaría por una sección del río igual a la del instrumento.

3.3 MEDICION DEL GASTO SOLIDO EN SUSPENSION

Dada la gran variabilidad e irregularidad del fenómeno del transporte de sedimentos, la concentración de materiales varía considerablemente a lo largo del año y en años sucesivos; esto determinará realizar muestreo con cierta frecuencia.

Para que el valor del gasto sólido en suspensión obtenido en un cierto momento, sea representativo debe corresponder a varias muestras tomadas en puntos diferentes de la sección transversal.

3.3.1 Selección de Verticales en la Sección Transversal

En cada sección se deben considerar varias verticales para efectuar las mediciones. Lo más simple es considerar sólo una vertical que esté ubicada en el punto medio de la corriente, o mejor, en el punto correspondiente a la máxima profundidad. Es preferible tomar tres verticales correspondientes a la cuarta parte, mitad y tres cuartos del ancho del río. La selección de una de las verticales debe hacerse de modo que cada una de ellas represente una misma porción del gasto total, o bien colocándolas a espacios iguales, pero afectando a cada una de ellas una parte diferente del gasto total.

3.3.2 Selección de Puntos de Muestreo en la Vertical

Dado que la concentración de sedimentos no es uniforme en la vertical, es conveniente tomar muestras en dos o tres puntos de la vertical, seleccionados de un modo más o menos arbitrario; debido a que la distribución de sedimentos depende de la granulometría, si hay gran cantidad de finos la distribución tiende a ser más uniforme.

3.3.3 Frecuencia del Muestreo

La frecuencia depende, en principio, del objetivo de la investigación o del uso que se dará a la información para calcular el volumen de sólidos transportados en un año y la distribución granulométrica de los mismos, debido a que en un período muy corto se presentan grandes fluctuaciones en el gasto sólido. Así en época de avenidas los muestreos deben ser muy frecuentes dependiendo de la naturaleza y tamaño de la cuenca y en ciertos casos es preferible recurrir a un aparato de muestreo continuo.

3.3.4 Equipo para la Toma de Muestras del Material en Suspensión

Las características que debe reunir un muestreador ideal para la toma de muestras de material en suspensión debe ser:

- La muestra obtenida debe ser representativa de la mezcla agua-sedimento en las proximidades del punto y tiempo de muestreo.
- Las condiciones de entrada al muestreador deben ser tales que se produzca una perturbación mínima en el escurrimiento.
- La muestra obtenida a una cierta profundidad, no debe mezclarse con el resto del agua de la sección. Es decir, que el muestreador debe introducirse y retirarse cerrado. Sólo debe abrirse a la profundidad de muestreo.
- El volumen de la muestra obtenida debe ser suficiente para los análisis granulométricos.
- El muestreador debe ser capaz de tomar muestras a diferentes profundidades.
- El muestreador debe ser fácilmente transportable.
- El muestreador debe permitir la realización del muestreo en un tiempo prefijado.
- La forma exterior del muestreador debe ser lo más hidrodinámico posible y debe mantenerse en la vertical.
- Su construcción debe ser simple y su costo reducido.
- Es preferible que el cuerpo del muestreador pueda ser trasladado al laboratorio, sin tener que vaciarlo a otro recipiente.
- Es preferible que el cuerpo principal del muestreador sea transparente para poder ver el material captado.
- El muestreador debe estar preparado para trabajo continuo durante periodos largos.

Entre los principales muestreadores que se han construido, tratando de cumplir con las condiciones antes mencionadas se pueden citar:

Muestreador cilíndrico

Consiste en un pequeño cilindro con dos tapas. Se introduce con las tapas cerradas hasta la profundidad deseada. Se orienta por medio de una aleta y un contrapeso, en la dirección de la corriente. Se abren las tapas operando un cable desde la superficie de modo que se establece un flujo en el cilindro. Luego se cierra rápidamente y se obtiene así una muestra de la que posteriormente se retira, pesa y analiza el material sólido.

El tipo de botella

El diseño más rápidamente improvisado para investigaciones de sedimento consiste en una botella lechera, frasco de jarabe de frutas ó cualquier recipiente estandarizado con los adaptamientos necesarios para bajarlo al punto de muestreo y para abrir la botella a la profundidad deseada. El tipo está provisto con una entrada que varía en tamaño, de cerca de 1/2 pulgada arriba de la abertura del recipiente. El aire dentro de la botella es desplazado por la muestra que penetra, y escapa a través de la abertura produciéndose una acción burbujeante en la entrada. Este tipo se conoce con el nombre de burbuja ó de relleno lento.

La operación de la botella se realiza manteniéndola por medio de un cable y colocándole un lastre o escandallo para que permanezca paralela a la corriente. La medición del material transportado se hace a una distancia mayor de 0.30 m del fondo.

Equipo de muestreo continuo

Este tipo de instrumento permite tomar a cada instante muestras, cuyo volumen sea proporcional al gasto del río. La muestra se envía a un depósito de forma cónica, cuyo volumen es suficiente para almacenar las muestras obtenidas durante un día por ejemplo. Generalmente se dispone de tres depósitos similares de modo que al cabo de 24 horas, se puede retirar

uno de ellos del circuito, dejar decantar el agua y luego obtener los sólidos depositados. Existen diversos dispositivos para lograr proporcionalidad entre la muestra y el gasto del río. Este equipo se utiliza cuando se esperan variaciones muy intensas y rápidas de la concentración.

Muestreo directo con recipiente Van Dorn

Estos recipientes tienen las siguientes características:

Son cilindros (sin tapas en sus extremos) de 10 cm de diámetro y 23 cm de largo, constituidos generalmente de material transparente. En cada extremo tienen dos válvulas de hule en forma de campana; unidas entre sí por una liga axial al eje del tubo. Al accionar un disparador se sueltan y cierran instantáneamente los extremos del tubo.

El funcionamiento es el siguiente: se estira la liga que une ambas válvulas y se traban los empaques en el seguro. Se lleva el recipiente a la zona que se va a muestrear y se baja hasta la profundidad deseada mediante un cabo con marcas para conocer la profundidad. Con otro hilo se le da un jalón que destraba el seguro, la liga se contrae y jala a los empaques que capturan los extremos del cilindro.

Se saca el muestreador a la superficie y se le extrae la muestra de agua que se envasa cuidadosamente en otro recipiente.

En general, con el objeto de obtener una muestra representativa por cualquier método anterior, es esencial que las líneas de flujo en la entrada del muestreador no sean perturbadas durante el período de muestreo y que la velocidad de entrada al muestreador deberá ser la misma que la de la corriente en el punto de entrada.

3.4 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS QUE FORMAN UN CAUCE

Las propiedades individuales de las partículas que constituyen un

suelo granular y que deben conocerse para la cuantificación del material sólido transportado por un río son:

1. Peso específico ó masa específica
2. Forma
3. Tamaño
4. Velocidad de caída

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

El comportamiento de una partícula aislada, sujeta a la acción de un flujo, difiere de aquel que presenta cuando está formando parte de un conjunto. Por ello, a fin de entender la dinámica de los sedimentos, es necesario conocer también las propiedades referentes a un conjunto grande de partículas, de las cuales las más importantes son:

5. Distribución granulométrica
6. Peso volumétrico

Cuando las partículas finas son puestas en suspensión, pueden permanecer algún tiempo en ese estado. Al trabajar con material en suspensión interesa conocer:

7. Concentración de partículas en suspensión

3.4.1 Peso Específico de las Partículas

Se define como peso específico de una partícula la relación de su peso entre su volumen. Se expresa en Kgf/m^3 y se designa por γ_s .

Masa específica de una partícula es la relación de su masa entre su volumen. Se expresa en $\text{Kgf.s}^2/\text{m}^4$ se designa por ρ_s .

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

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g \quad (3.1)$$

donde

g aceleración de la gravedad, en m/s^2

El valor del peso específico para cantos rodados y boleos, varía entre 1,800 y 2,800 Kgf/m^3 , para las gravas oscila entre 2,100 y 2,400 Kgf/m^3 , para arenas fluctúa entre 2,600 y 2,700 Kgf/m^3 .

3.4.2 Forma de las Partículas

Las partículas pueden tener formas que tienden a esferas, discos, láminas, elipsoides ó cilindros o ser completamente irregulares, por lo cual, afecta su comportamiento al iniciarse su arrastre o ser transportadas por el agua.

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

$$S.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (3.2)$$

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

3.4.3 Tamaño de las Partículas

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

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

Las principales formas de determinar el tamaño de una partícula consisten en considerar algunas de las dimensiones siguientes:

- Diámetro de cribado
- Diámetro de sedimentación
- Diámetro nominal
- Diámetro de caída estándar
- Dimensiones triaxiales

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

3.4.4 Velocidad de Caída de una Partícula

La velocidad de caída es la velocidad máxima que adquiere una partícula al caer dentro del agua; se alcanza cuando su peso sumergido se equilibra con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella. La velocidad de caída de una partícula depende de su diámetro, forma, posición relativa de esa forma con respecto a la dirección de caída, peso específico del material y del líquido. Además, influyen en esa velocidad como: cercanía de la partícula a las paredes del cauce, y presencia de otras partículas.

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

$$w = F_1 [g \Delta D]^{\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

donde

w = velocidad de caída, en m/s

D = diámetro de la partícula, en m

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

γ_s = peso específico de la partícula, en Kgf/m^3

γ = peso específico del agua en Kgf/m^3

g = aceleración de la gravedad, en m/seg^2

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

ν = viscosidad cinemática, en m^2/seg

Un segundo procedimiento para obtener la velocidad de caída, es el propuesto por la Inter Agency Committee in Water Resources y que se muestra en la fig. 3.2. En ella se muestran tres familias de curvas, obtenidas para tres factores de forma: 0.5, 0.7 y 0.9.

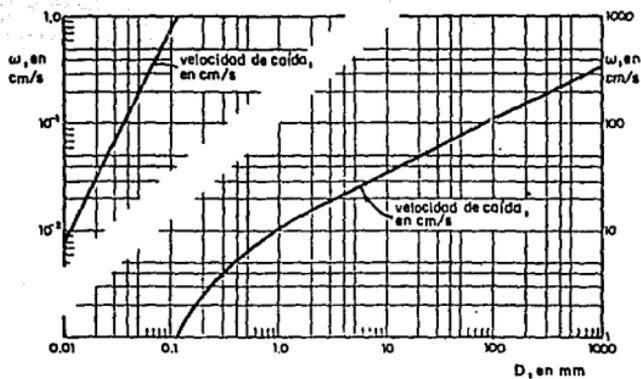


FIG. 3.1 Velocidad de caída de partículas naturales, según Rubey (para 20°C)

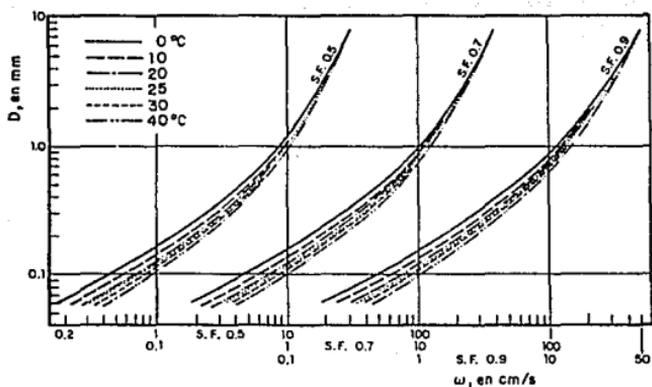


FIG. 3.2 Relación entre la velocidad de caída y el diámetro de las partículas para diferentes factores de forma y temperatura del fluido.

3.4.5 Distribución Granulométrica de los Sedimentos

Las muestras colectadas en un cauce, tienen que ser analizadas por la distribución del tamaño del grano, para el control de su movimiento.

De los tres tipos de muestras: suspendida, de fondo y depositada, la suspendida presenta la más grande dificultad en el análisis debido a las bajas concentraciones que generalmente existen.

Ningún método de análisis de tamaños es satisfactorio sobre el amplio rango de muestras de sedimento suspendido encontrado en las corrientes, los métodos que se han encontrado utilizables en ciertas condiciones y han sido extensivamente usados en estudios de sedimentos son:

- A. Cedazos
- B. Decantación
- C. Pipetas
- D. Hidrómetro
- E. Sedimentómetro
- F. Microscopio

Decantación.- Aunque este método es utilizable para las partículas finas y concentración baja, es laborioso y consume mucho tiempo. La velocidad con la cual las partículas gruesas caen en el agua hacen difícil analizar material arriba de 1/16 mm de diámetro por este método.

Pipeta.- Este método cubre materiales abajo de 1/16 mm de diámetro y es considerado como el más exacto. Es usualmente hecho con una concentración de 2 % por peso; también este análisis puede emplearse para más altas concentraciones.

Hidrómetro.- Proporciona un método simple de análisis y ha encontrado amplio uso en conexión con la construcción de presas de tierra, diques, carreteras y otras aplicaciones de la mecánica de suelos. Dentro del ámbito donde este es satisfactorio, es quizá el más simple y más rápido, aunque es probablemente menos exacto que el de la pipeta. Este método es

impracticable en los análisis de sedimento más grueso que 1/16 (0.062) mm de diámetro, como en el caso de los métodos de decantación y pipeta.

3.4.6 Peso Volumétrico

El peso volumétrico γ_v de un conjunto de partículas, es el peso de la materia entre el volumen total que ocupa el conjunto, contenidos dentro de él los huecos o vacíos. Sus unidades y dimensiones son las mismas que las indicadas para el peso específico (3.4.1).

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

Las relaciones de mayor interés que se utilizan al valuar el volumen real ocupado por los sedimentos al depositarse pueden consultarse en el tomo I cap. III del Juarez Badillo.

3.4.7 Concentración de Partículas en Suspensión

La cantidad de partículas contenidas en el seno de un líquido se expresa mediante su concentración "Cs", la que se da en volumen o en peso, aunque es más fácil obtenerla en peso. Se define como

$$C_s = \frac{\text{peso seco de las partículas}}{\text{peso del volumen inicial}} \quad (3.3)$$

(considerado todo como líquido)

Se expresa en Kgf/m^3 o Kgf/l , en forma decimal.

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

En peso

$$1 \text{ ppm} = \frac{1 \text{ miligramo}}{1 \text{ litro}} = \frac{1 \text{ gf}}{1 \text{ m}^3} = 10^{-9} \text{ Kg/m}^3 \quad (3.4)$$

En volumen

$$1 \text{ ppm} = \frac{1 \text{ mililitro}}{\text{m}^3} = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad (3.5)$$

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

3.5 CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE TOTAL DE FONDO

El arrastre de fondo o transporte total de fondo lo constituye la totalidad de las partículas del fondo que son transportadas en suspensión y dentro de la capa de fondo. Se designa con el subíndice BT: q_{BT} o q_{BT}^* . Por lo indicado se cumple

$$q_{BT} = q_B + q_{BS} \quad (3.6)$$

Siendo

q_B = El arrastre en la capa de fondo o arrastre de fondo y está formado por el material que es arrastrado dentro de una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual a dos veces el diámetro de la partícula.

q_{BS} = Es el transporte del fondo en suspensión y lo integran las partículas del fondo que son transportadas en suspensión, es decir, arriba de la capa de fondo.

Existe una gran cantidad de métodos para calcular el transporte total de fondo. Entre los que más difusión han tenido se encuentran los propuestos por: Duboys (1879), Straub (1935), Einstein (1942), Kalinske (1947), Meyer-Peter y Müller (1948), Einstein-Brow (1950), Laursen (1958), Engelund (1967), y Sheng (1971).

Aquí se presentará el método de Meyer-Peter y Müller y el debido a Engelund. El primero por ser el más ampliamente utilizado y que sirve para arenas y gravas. El segundo porque también da solución confiable, aunque únicamente se puede utilizar con arena.

Los datos para aplicar las fórmulas que permiten cuantificar el transporte de fondo son:

- a) Granulometría del material del fondo
- b) Sección transversal del cauce
- c) Elevación del agua o gasto líquido, para los cuales se desea conocer el transporte.
- d) Pendiente hidráulica media a lo largo del cauce o canal
- e) Temperatura del agua

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

1. Velocidad media de la corriente
2. Velocidad media crítica para el tirante dado
3. Velocidad de caída de algunos diámetros representativos
4. Rugosidad total del cauce y la debida a las partículas

3.5.1 Método de Meyer-Peter y Müller

Este método sirve tanto para materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida.

La expresión propuesta establece que

$$Q_{BT} = B \gamma_B g^{1/2} \Delta^{1/2} D_m^{3/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \quad (3.7)$$

donde

Q_{BT} = Transporte de fondo, en Kgf/m.s

γ_B = peso específico de la partícula, en Kgf/m³

g = aceleración de la gravedad, en m/seg²

γ = peso específico del agua, en Kgf/m³

$$\Delta = \frac{\gamma_B - \gamma}{\gamma}$$

n = coeficiente de rugosidad total del cauce, en s/m^{1/3}. Se obtiene de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (3.8)$$

n' = coeficiente de rugosidad debida a las partículas, en s/m se obtiene con la fórmula de Meyer-Peter y Müller:

$$n' = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26} \quad (3.9)$$

Rh = radio hidráulico, en mts

S = pendiente, mts

D_{90} = es el diámetro de la muestra donde el subíndice (90), indica el porcentaje en peso de la muestra que contiene partículas que son menores o iguales que D_{90} . Por ejemplo si $D_{90} = 0.524$ mm, significa que el 90 %, en peso del sedimento está constituido por partículas cuyos tamaños son menores o iguales a 0.524 mm; en mts.

D_m = es el diámetro medio aritmético de la distribución, se obtiene con la fórmula:

$$D_m = \frac{1}{100} \sum \Delta P_i D_i \quad (3.10)$$

ΔP_i = valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante.

D_i = diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica.

τ_* = parámetro de Shields asociado a la resistencia al flujo, adimensional. Se obtiene con la fórmula de Engelund:

$$\tau_* = \frac{R h S}{\Delta D_{50}} \quad (3.11)$$

En la ecuación 3.7 se puede observar que si $(\frac{n'}{n})^{3/2} \tau_*$ es mucho mayor que 0.047, el arrastre de sedimentos no depende del diámetro de las partículas y la ecuación mencionada se reduce a:

$$q_{BT} = \theta \gamma_s \frac{g^{1/2}}{\Delta} \left(\frac{n'}{n}\right)^{5/4} R h^{2/3} S^{3/2} = \theta \frac{\gamma_s U_*}{\Delta} R h S \left(\frac{n'}{n}\right)^{5/4} \quad (3.12)$$

donde

U_* = velocidad al cortante, en m/seg; es igual a:

$$U_* = \sqrt{g R h S} \quad (3.13)$$

El arrastre de la capa de fondo también se puede expresar en volumen ($m^3/s.m$) y para ello la ecuación 3.7 se divide entre γ_s ya que $q_B = \gamma_s q_B$. Así se obtiene:

$$q_B = \theta \Delta^{1/2} g^{1/2} D_m^{3/2} \left[\left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \quad (3.14)$$

Meyer-Peter y Müller probaron materiales con pesos específicos comprendidos entre 1,250 y 4,200 Kgf/m³ y los diámetros medios de las muestras variaron de 0.4 mm a 30 mm. Como utilizaron parámetros adimensionales para analizar sus resultados, la fórmula propuesta (3.7) se aplica a otros diámetros y a otros pesos específicos.

Por otra parte, el tamaño de las partículas únicamente interviene en forma implícita en la relación (n'/n). Esta relación varía entre 0.5 y 1.0; 0.5 corresponde a fondos arenosos con dunas y 1.0 para fondo plano. En cauces naturales, generalmente varía entre 0.6 y 0.8. Aunque también se aplica a fondos arenosos, es la fórmula más común para material grueso.

3.5.2 Método de Engelund

En 1967, Engelund desarrolló su ecuación de arrastre con base en los datos de cuatro conjuntos de experimentos con arenas efectuados en un canal de 2.44 m de ancho y 45.72 m de longitud. Los sedimentos en estos experimentos tenían un diámetro de 0.19 mm, 0.77 mm, 0.45 mm y 0.93 mm, respectivamente y la desviación estandar de los diámetros fue de 1.3 para el sedimento más fino y de 1.6 para los restantes. Estos resultados fueron reportados por Guy en 1966.

La fórmula de Engelund propuesta para cauces arenosos es:

$$q_{BT} = \frac{0.04 \gamma_s (Rh S)^{3/2} U^2}{g^{1/2} \Delta^2 D_{50}} \quad (3.15)$$

donde

Rh = radio hidráulico, en mts

S = pendiente, en mts

g = aceleración de la gravedad, en m/seg²

γ_s = peso específico de la partícula, en Kgf/m³

γ = peso específico del agua, en Kgf/m³

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

U = velocidad media, en m/seg. Se obtiene con la fórmula de Manning (ec. 3.8).

D_{95} = es el diámetro de la muestra, en el que el 35 %, en peso, del sedimento esta constituido por partículas cuyos tamaños son menores o iguales a dicho diámetro.

La ecuación de Engelund se puede aplicar siempre y cuando $0.15 < D_{95} < 2$ mm. Además, se debe cumplir que el número de Reynolds de la partícula asociada a la velocidad al cortante sea igual o mayor que 12, es decir

$$R_g = \frac{U_* D_{95}}{\nu} \geq 12 \quad (3.16)$$

Si se aplica la ecuación 4.15 siempre se tendrá arrastre por baja que sea la velocidad, pendiente ó radio hidráulico. Por ello, la ecuación 3.16 se puede considerar como límite en el cual cesa el movimiento de partículas. Dicha ecuación también se puede escribir:

$$R_h S \geq \frac{1}{g} \left(\frac{12\nu}{D_{95}} \right)^2 \quad (3.17)$$

3.6 CUANTIFICACION DEL TRANSPORTE EN SUSPENSION

Dos clases diferentes de sedimentos pueden ser transportados en suspensión (q_s): material de lavado (q_L) constituido por partículas finas como limos y principalmente arcilla, y material que procede del fondo (q_{BS}). De su definición se cumple que:

$$q_s = q_{BS} + q_L \quad (3.18)$$

Para diferenciarlos se obtiene la curva granulométrica del material que forma el cauce. El material de lavado está formado por partículas

finas no representadas en el material del fondo. Cuando no se conocen los tamaños de las partículas del fondo, se considera como material de lavado el formado por todas las partículas menores que 0.062 mm.

Para cuantificar el gasto sólido transportado en suspensión se necesitan conocer los datos indicados en el inciso 4.5 y además la concentración del material en suspensión en un punto cuya distancia al fondo también sea conocida, así, como también la granulometría de ese material ó cuando menos su diámetro medio.

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

Para valuar el transporte de lavado, se requiere necesariamente el conocimiento de la concentración en un punto conocido durante varios años, ya que un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él; es decir, no hay relación alguna entre el transporte de lavado y las características hidráulicas.

A continuación se presenta un método para cuantificar el transporte en suspensión a partir de muestras de concentración del material en suspensión

Entre los métodos para valuar y cuantificar el material en suspensión se encuentran los de Lane-Kalinske, Einstein, Brooks y Oswald Rendon-Herrero

Como método para valuar la concentración en cualquier punto de una vertical, a partir de una concentración dada (cuya posición sea conocida) se presentará el método de Rouse que es el más utilizado.

3.6.1 Distribución de Concentraciones

Si a una distancia "a" sobre el fondo, se conoce la concentración de sólidos "Ca", se puede valuar la concentración "Cy" en cualquier punto localizado a una distancia "y" sobre el fondo mediante la fórmula

propuesta por Rouse, que establece:

$$C_y = C_a \left[\frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right]^z \quad (3.19)$$

donde

d = tirante de la corriente, en m

a = distancia vertical sobre el fondo, a la que se conoce la concentración C_a , en mts.

y = distancia vertical sobre el fondo a la cual se desea conocer la concentración C_y , en mts.

z = exponente que toma en cuenta la turbulencia de la corriente y que vale

$$z = \frac{2.5 w}{U_*} \quad (3.20)$$

En esta última ecuación, w es la velocidad de caída (ec. 3.3) de las partículas con diámetro D , en el cual puede ser el diámetro medio del material en suspensión, aunque se recomienda hacer el cálculo para las diferentes fracciones de la curva granulométrica.

La ecuación 3.19 no es válida en sus extremos, ya que si $y=d$, o $y=0$, se obtiene una concentración igual a cero en el primer caso y una concentración infinita en el segundo; siendo ambos valores absurdos.

3.6.2 Método de Brooks

Para aplicar este método es indispensable conocer la concentración a la mitad del tirante, esto es, para $y = d/2$. Ello se puede lograr midiendo la concentración en ese punto, calculando la concentración $C_y = C_{d/2}$ con ayuda de la ecuación 4.19 a partir de otra concentración conocida, C_a .

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

$$q_s = q C_{d/2} \left[f \left(z, \frac{k U}{U_*} \right) \right] \quad (3.21)$$

donde

q_s = transporte unitario en suspensión, en Kg/m.s

q = gasto unitario líquido, en m³/m.s

z = parámetro definido por la ec. 4.20

$C_{d/2}$ = concentración a la mitad del tirante expresada en peso en Kg/m³

La función $f \left(z, \frac{k U}{U_*} \right)$ se encuentra graficada y se presenta en la figura 3.3. En ella k es la constante de Von Karman y se toma igual a 0.4.

Al aplicar el método a una condición natural se tendrá que dividir la curva granulométrica en varias fracciones, cada una con un diámetro medio representativo D_i , y con un porcentaje en peso P_i , respecto al local.

Con la ecuación 3.21 se obtiene un q_{s_i} correspondiente a cada una fracción. La suma de todas será el total del material transportado en suspensión. Ese total se puede dividir en dos: la parte con diámetros que existan en el fondo, que será q_{BS} , y la que contenga a las partículas más finas, que será q_L .

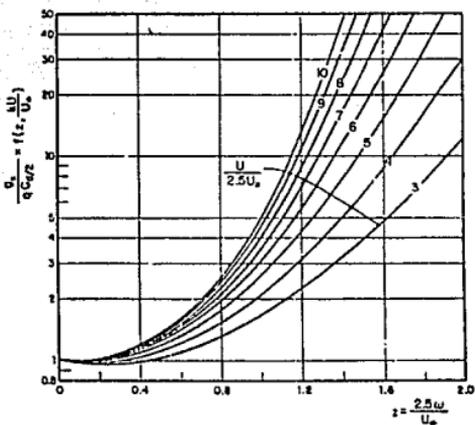


FIG. 3.3 Transporte en suspensión, según Brooks

3.7 CUANTIFICACION POR SEPARADO DEL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO Y DEL TRANSPORTE DE FONDO EN SUSPENSION

Entre los métodos que se han propuesto y se pueden considerar dentro de este grupo están los de Einstein (1950), Bagnold (1960) y Toffaletti (1968-1969). Aquí se describen los dos primeros, que permiten cuantificar todo el material del fondo que es arrastrado, separando el que es transportado en suspensión del que va por la capa de fondo. Para su aplicación se necesita conocer las características del material del fondo y no se requieren muestras del material en suspensión.

3.7.1 Método de Einstein

Este método está basado en pruebas de laboratorio, aunque también probado en casos reales y es uno de los más difundidos.

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

a) Para arrastre en la capa de fondo

$$g_{B_i} = \phi_s P_i \gamma_s (g \Delta D_i^3)^{1/2} \quad (3.22)$$

y por tanto

$$g_B = \sum_{i=1}^n g_{B_i} \quad (3.23)$$

donde

ϕ_s = función de transporte que se obtiene en función de ψ_s con la ayuda de la fig. 3.4

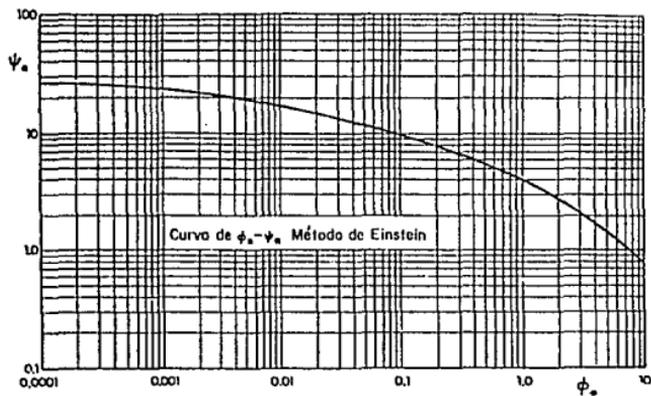


FIG. 3.4 Curva de $\phi_g - \psi_g$. Método de Einstein

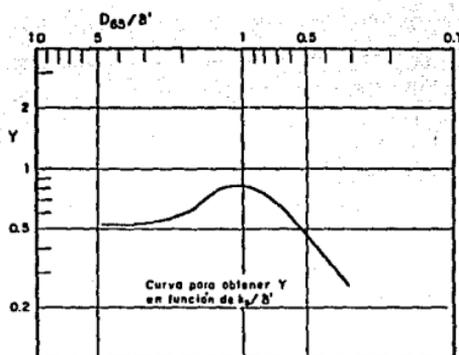


FIG. 3.5 Factor de corrección Y. Método de Einstein

ψ_s = función de corriente, es igual a

$$\psi_s = \frac{Y \cdot \zeta \cdot (\gamma_s - \gamma) D_i}{\gamma R'_h S} \left[\frac{\log 10.6}{\log 10.6 \frac{x X}{D_{os}}} \right]^2 \quad (3.24)$$

P_i = porcentaje en peso de partículas con diámetro D_i ó porcentaje de cada una de las fracciones.

Y = coeficiente que toma cuenta el cambio que sufre la sustentación de cada partícula dentro de la mezcla de granos. Se obtiene en función de D_{os}/δ' con ayuda de la fig. 3.5

ζ = coeficiente que toma cuenta el hecho de que las partículas grandes ocultan a las pequeñas. Se obtiene en función de D_i/X con ayuda de la fig. 3.6

x = coeficiente que toma cuenta si el flujo es de pared lisa ó rugosa. Se obtiene en función de D_{os}/δ' con ayuda de la fig. 3.7

δ' = espesor de la subcapa laminar, referida a la rugosidad de las partículas

$$\delta' = \frac{11.6 \nu}{U'_s} \quad (3.25)$$

X = coeficiente que toma cuenta el tamaño de las partículas y grado de turbulencia de la corriente.

$$X = 0.77 \frac{D_{50}}{x} , \text{ si } \frac{D_{50}}{x \delta'} > 1.80 \quad (3.26)$$

$$X = 1.39 \delta' , \text{ si } \frac{D_{50}}{x \delta'} < 1.80 \quad (3.27)$$

U_*' = velocidad al cortante asociada al radio hidráulico R_h'

$$U_*' = \sqrt{g R_h' S} \quad (3.28)$$

n = número de fracciones en que se ha dividido la curva granulométrica

D_i = diámetro medio de cada fracción, en mts

R_h' = radio hidráulico asociado a las partículas, en mts.

Se han encontrado discrepancias en la obtención del gasto sólido, pero se considera que el mayor error está en la determinación de R_h' . Por ello conviene utilizar otro método, como el de Engelund, para valuar estos parámetros y posteriormente utilizar el criterio de Einstein, sólo para valuar el arrastre de sedimento.

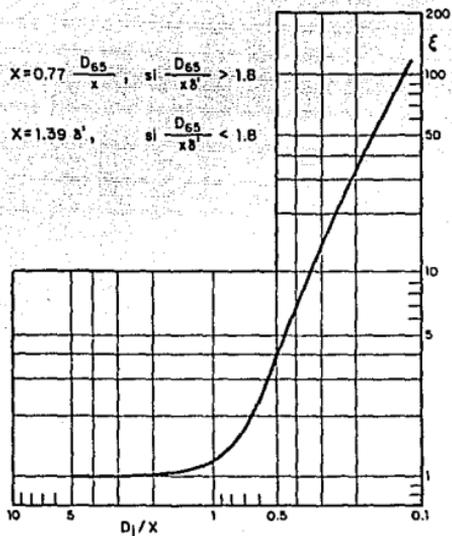


FIG. 3.6 Factor de corrección ζ . Método de Einstein

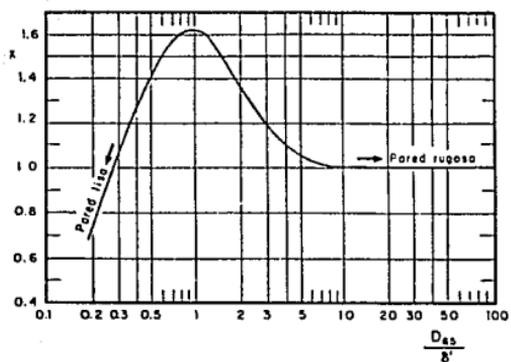


FIG. 3.7 Factor de corrección x . Método de Einstein

b) Para el transporte del fondo en suspensión

La fórmula propuesta por Einstein es

$$q_{BS_i} = q_{B_i} (PI_1 + I_2) \quad (3.29)$$

y por tanto

$$q_{BS} = \sum_{i=1}^n q_{BS_i} \quad (3.30)$$

donde

$$P = 2.303 \log \frac{30.2 \times Rh}{D_{85}} \quad (3.31)$$

I_1, I_2 = valores de dos integrales que se obtienen con ayuda de las fig. 3.8 y 3.9 respectivamente, en función de

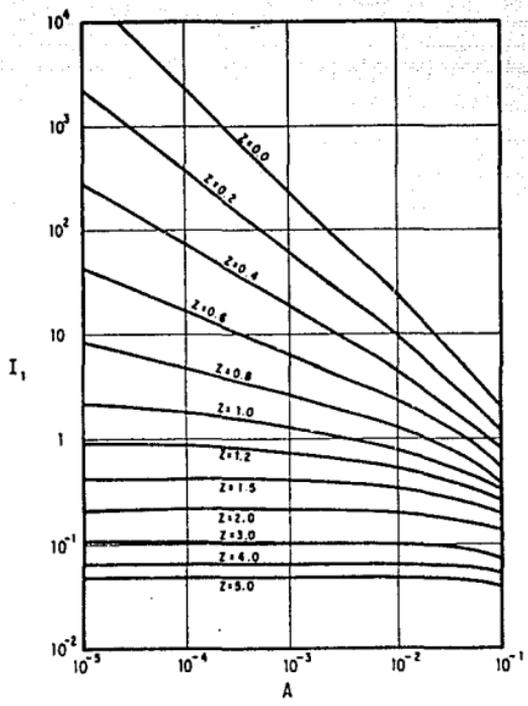
$$A = 2D_i/Rh \text{ y de } z = 2.5 w_i/U_*$$

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

Si en lugar de obtener el transporte en suspensión en función de las características del material de fondo, se lograra a partir de una concentración conocida C_a tomada a una distancia "a" sobre el fondo, la ec. 3.29 tomaría la forma:

$$q_{BSa} = 11.6 C_a U_*^3 a (PI_1 + I_2) \quad (3.32)$$

Recuérdese que la expresión anterior permite valuar el arrastre entre la altura "a" sobre el fondo y la superficie del agua. Si se desea conocer el transporte en toda la altura, se deberá calcular la concentración en el fondo C_f a la altura $2D_i$, utilizando la fórmula de



$$A = \frac{a}{d}$$

$$Z = \frac{2.5 \omega i}{U_*}$$

FIG. 3.8 Integral I_1 de Einstein

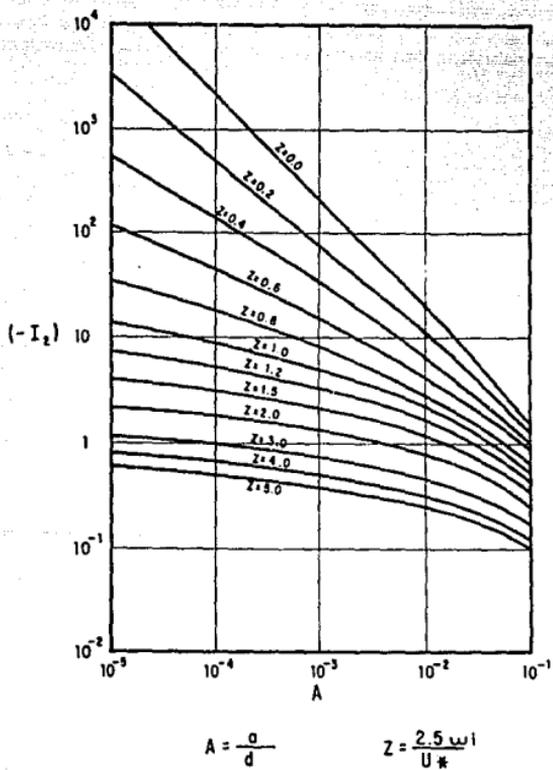


FIG. 3.9 Integral I_z de Einstein

Rouse (ec. 3.19). Quedaría entonces la expresión:

$$g_{BS} = 11.6 C_f U_*^2 2D_i (\rho_i + \rho) \quad (3.33)$$

Las ecuaciones 3.32 y 3.33 se deberán aplicar para las diferentes fracciones en que se divide la curva granulométrica.

3.7.2 Método de Bagnold

Este método fue publicado en 1966 y se basa en las ideas que Bagnold había expuesto en 1956.

Bagnold indica que su método se debe utilizar para partículas mayores de 0.015 mm y menores de 2 mm.

Las fórmulas propuestas por Bagnold son:

$$g_D = \frac{\gamma \tau_* U D_m e_b}{\tan \alpha} \quad (3.34)$$

$$g_{BS} = \frac{0.01 \gamma \tau_* U^2 D_m}{w} \quad (3.35)$$

Por tanto

$$g_{BT} = \gamma \tau_* U D_m \left(\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0.01 \frac{U}{w} \right) \quad (3.36)$$

donde

- U = velocidad media de la corriente, en m/seg.
- D_m = diámetro medio de las partículas de fondo, en mts.
- w = velocidad de caída, en m/seg. Se obtiene con la ec. 3.3
- τ_{*} = parámetro adimensional de Shields. Se obtiene con la ec. 3.11

e_b = coeficiente que depende de la velocidad media de la corriente y del diámetro medio de las partículas, se obtiene con ayuda de la fig. 3.10.

$\tan \alpha$ = parámetro que depende de τ_s y del diámetro medio de las partículas. Se obtiene con ayuda de la fig. 3.11.

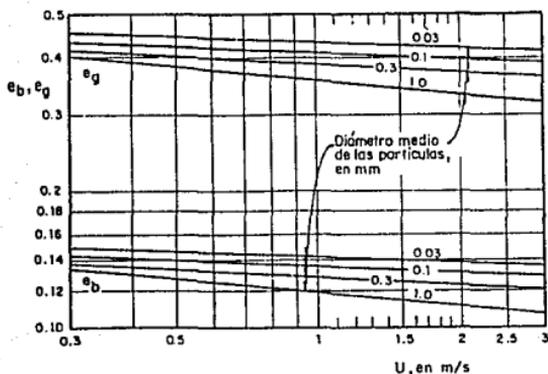


FIG. 3.10 Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold.

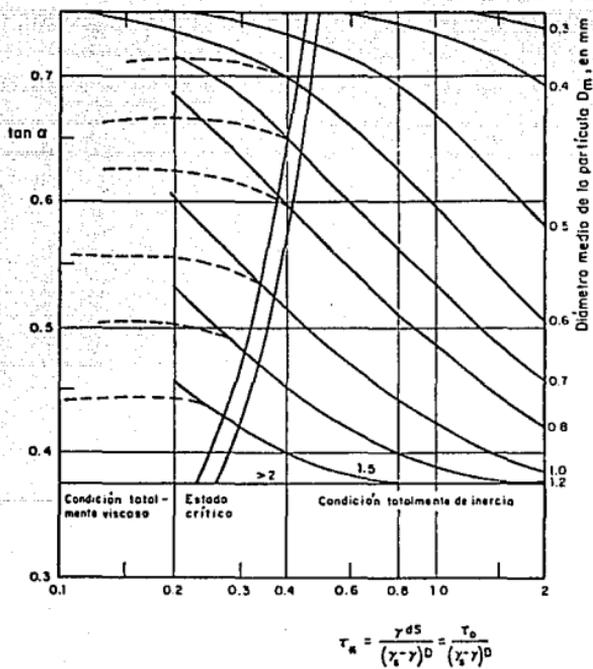


FIG. 3.11 Coeficiente de fricción, según Bagnold

CAPITULO IV

MODELOS HIDRAULICOS

4.1 ANALISIS DIMENSIONAL

El análisis dimensional estudia la forma adecuada de obtener expresiones adimensionales, también denominadas números o parámetros adimensionales.

En esta forma se puede obtener información acerca de un fenómeno suponiendo que este puede ser expresado por una ecuación que contenga a las variables que intervienen en él. Con ayuda de esta técnica se reduce el número de las variables agrupandolas en números o parámetros adimensionales las cuales permiten dar una interpretación y presentación en forma de gráfica a los resultados experimentales.

Las principales ventajas de trabajar con números adimensionales son:

1. Permiten obtener o verificar una expresión matemática.
2. Permite reducir el número de variables de un problema simplificándolo en forma importante.

3. Al estudiar un fenómeno hidráulico en un modelo y lograr diferentes valores para los números adimensionales no se necesitan variar todas las variables que intervienen en cada uno de ellos, ya que algunas son difíciles de modificar, como puede ser el caso de la viscosidad (exige cambio de fluido), gravedad, valor de la presión dentro de cierto rango, etc.
4. Si un fenómeno se estudia en un modelo hidráulico, las relaciones obtenidas entre los parámetros adimensionales se pueden extrapolar a prototipos de diferente tamaño o a otros modelos.

4.1.1 Dimensiones

En toda ecuación que se utilice para describir un fenómeno físico las variables que intervienen en ella están relacionadas entre sí. Cada variable además de tener un valor numérico tiene una dimensión, es decir, una combinación de unidades con la cual se indica la forma como se definió la variable.

En ingeniería las variables que se utilizan están expresadas en función de un limitado número de dimensiones básicas que son M, masa, L, longitud, y T, tiempo o en forma equivalente F, fuerza, L y T; ambas están ligadas por la segunda Ley de Newton, que en función de dimensiones se escribe como:

$$[F] = (M L T^{-2}) \quad (4.1)$$

Los parentesis rectangulares indican que se trata de una igualdad entre dimensiones y además se observa en la ecuación 4.1 que tres de las dimensiones son independientes.

El sistema de dimensiones que generalmente se utiliza para resolver problemas con ayuda del análisis dimensional es el [M, L, T]; en la tabla 4.1 se indican las dimensiones que representan a diferentes variables físicas utilizadas en Hidráulica y Mecánica de Fluidos.

4.1.2 Teorema Π o de Buckingham

El teorema π , que es fundamental en el análisis dimensional, establece que:

"Toda ecuación dimensionalmente homogénea en la que intervienen n magnitudes físicas, A_1, A_2, \dots, A_n , que se expresan en funciones de V_1, V_2, \dots, V_m magnitudes fundamentales, puede reducirse a una relación entre $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-m}$ números adimensionales".

Para formar los parámetros adimensionales se pueden seguir el método de Buckingham, o el de inspección.

La forma de aplicar adecuadamente el análisis dimensional, para obtener una ecuación entre parámetros adimensionales o representación gráfica, contempla los siguientes pasos:

1. Se identifican todas las variables asociadas con el fenómeno por estudiar. Esto exige de un conocimiento previo del fenómeno aún no cuantificado.
2. Se les asignan sus dimensiones fundamentales a cada una de las variables correspondientes. En la tabla 5.1 y para las principales variables se muestran sus dimensiones, ya sea que se escoja la masa o fuerza como dimensión fundamental.
3. Se aplica alguno de los métodos para obtener los parámetros adimensionales. Al hacerlo se puede obtener varias combinaciones de números adimensionales; a su vez cada combinación contiene $(n-m)$ números adimensionales. De todas las combinaciones se escoge la que contenga números adimensionales con algún significado físico, como pueden ser, por ejemplo, los números de Reynolds, Froude, Euler, Cauchy, Mach, Strouhal, o los parámetros adimensionales de Shields, Einstein, etc. que se utilizan en Hidráulica Fluvial. Esto último no siempre es posible o indispensable. En la tabla 4.2 se indican los números adimensionales que comúnmente son utilizados en Hidráulica.

Variable	Símbolo	Dimensiones	
		MLT	FLT
Características geométricas			
longitud	L	L	L
perímetro mojado	P_m	L	L
área	A	L ²	L ²
volumen	Ψ	L ³	L ³
Propiedades de los fluidos			
masa	m	M	FT ² L ⁻¹
densidad	ρ	M L ⁻³	FT ² L ⁻⁴
peso específico	γ	M L ⁻³ T ⁻²	FL ⁻³
viscosidad cinemática	ν	L ² T ⁻¹	L ² T ⁻¹
viscosidad dinámica	μ	M L ⁻¹ T ⁻¹	F T L ⁻²
módulo de elasticidad volumétrico u elástico	E_v	M L ⁻¹ T ⁻²	F L ⁻²
tensión superficial	σ	M T ⁻²	F L ⁻¹
Características del flujo			
velocidad	V	L T ⁻¹	L T ⁻¹
aceleración	a	L T ⁻²	L T ⁻²
presión	p	M L ⁻¹ T ⁻²	F L ⁻²
fuerza	F	M L T ⁻²	F
esfuerzo cortante	τ	M L ⁻¹ T ⁻²	F L ⁻²
gasto	Q	L ³ T ⁻¹	L ³ T ⁻¹
trabajo, energía	W, E	M L ² T ⁻²	FL
momento	M	M L ² T ⁻²	FL
potencia	P	M L ² T ⁻³	FLT ⁻¹
impulso	I	M L T ⁻¹	FT
Otras			
ángulo	α	ninguna	ninguna
pendiente	S	ninguna	ninguna
velocidad angular, frecuencia	ω, f	T ⁻¹	T ⁻¹
velocidad del sonido	c	LT ⁻¹	LT ⁻¹
aceleración de la gravedad	g	LT ⁻²	LT ⁻²
tiempo	t	T	T
temperatura*	T	θ	θ
calor específico	C_p, C_v	L ² T ⁻² θ^{-1}	L ² T ⁻² θ^{-1}
transporte de sedimento, en peso	G_s	M L T ⁻³	F T ⁻¹
transporte de sedimento, en vol	Q_s	L ³ T ⁻¹	L ³ T ⁻¹
peso	W	M L T ⁻²	F

* La dimensión θ está referida a la dimensión de temperatura

Tabla 4.1 Dimensiones de las variables físicas utilizadas en Hidráulica

4. Se escoge uno o varios prototipos o se construye un modelo hidráulico para medir en él las variables, seleccionadas en el paso 1, con lo que se logra determinar los coeficientes y exponentes que afectarán la relación entre los números adimensionales obtenidos en el paso 3.

4.2 DEFINICIONES

Se define a continuación varios conceptos que son útiles al desarrollar una técnica experimental.

a. Prototipo

Obra, máquina, fenómeno o sistema natural que se desea estudiar. A las variables relacionadas con él se les añade el subíndice p.

b. Modelo

Representación de un prototipo, para lo cual deben utilizarse condiciones de similitud o semejanza. A esta variables se les asigna el subíndice m.

c. Escala

Relación que existe entre una magnitud del prototipo y su correspondiente en modelo. Se representa con el símbolo de la variable tratada, a la cual se añade el subíndice e.

d. Distorsión

Cuando dos o más magnitudes semejantes se relacionan con dos o más escalas diferentes se dice que existe distorsión. Generalmente se dice que un modelo es distorsionado cuando se utilizan dos escalas para relacionar sus dimensiones geométricas, es decir, se tiene una de longitudes verticales. L_{v_e} , y otra para las horizontales. L_{h_e} .

TABLA 4.2 Números adimensionales utilizados comúnmente en Hidráulica

Símbolo	Nombre	Expresión	Variable de mayor significancia	Problema en que interviene
R	Reynolds	$\frac{VL}{\nu}$	Viscosidad	Flujo laminar, fricción; conductos a presión
F	Froude	$\frac{V}{\sqrt{g L}}$	Gravedad	Escurrimiento a superficie libre; ondas
M	Mach	$\frac{V}{C}$	Velocidad del sonido dentro del fluido	Flujo compresible; ondas de Mach; ondas de choque
E	Euler	$\frac{\rho V^2}{\Delta p}$	Presión	Cavitación; empujes
W	Weber	$\frac{\rho L V^2}{\sigma}$	Tensión superficial	Ondas capilares
C	Cauchy	$\frac{\rho V^2}{E}$	Compresibilidad	Ondas de choque
S	Strouhal	$\frac{fL}{V}$	Periodicidad	Formación de vórtices; movimiento de ondas
τ_*	Shields	$\frac{R_H^3 S}{\Delta D^3} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D}$	Esfuerzo cortante sobre el fondo	Inicio y transporte de sedimentos*
ϕ_E	Einstein (función de transporte)	$\frac{q_B}{\gamma_s (g \Delta D^3)^{1/2}}$	Transporte de sedimentos	Cuantificación del arrastre*

* Los números de Shields y Einstein se han incluido como ejemplo de parámetros adimensionales de utilidad en Hidráulica fluvial, campo en el que existen otros parámetros igualmente importantes. Algo similar se presenta en Hidráulica marítima pero no se incluyen para no aumentar considerablemente la tabla.

V, velocidad; L, longitud característica; ρ , masa específica (densidad) del fluido; σ , tensión superficial del fluido; Δp , presión; C, velocidad del sonido en el fluido; E, módulo de elasticidad; f, frecuencia; R_H , radio hidráulico; S, pendiente hidráulica; Δ densidad relativa sumergida de las partículas de sedimento; D, diámetro representativo de los sedimentos; q_B , caudal de arrastre en la capa de fondo; γ_s , peso específico de las partículas.

También se entiende como distorsión (se designa con la letra Ω) la relación de Lh_e/Lv_e y se expresa como:

$$\Omega = \frac{Lh_e}{Lv_e} \quad (4.2)$$

e. Punto homólogo

Al tratar con modelo y prototipo, se denominan puntos homólogos aquellos que tienen correspondencia geométrica. Por tanto, partes homólogas son aquellas formadas con puntos homólogos.

4.3 CODICIONES DE SEMEJANZA

Si los resultados obtenidos en un modelo se desean transferir a un prototipo es necesario que los dos sistemas de flujo sean hidráulicamente similares; por tanto para que un modelo represente un fenómeno, debe cumplir tres condiciones de similitud o semejanza con su prototipo que son la geométrica, cinemática y dinámica.

4.3.1 Semejanza Geométrica

La semejanza geométrica implica, de modo estricto, que se cumpla que la relación entre dimensiones homólogas entre prototipo y modelo sean iguales.

En otras palabras, un modelo y un prototipo son geoméricamente similares sí y sólo sí todas las dimensiones del cuerpo en la dirección de cada uno de los tres ejes coordenados, se relacionan mediante la misma escala de longitudes.

Lo anterior significa que el modelo y prototipo son idénticos en forma y únicamente difieren en el tamaño. Por tanto, cualquier longitud del prototipo se puede obtener multiplicando su longitud homóloga en el modelo por un valor fijo que es la escala de longitudes o líneas.

$$L_p = L_e L_m \quad (4.3)$$

donde L_p , es una longitud en el prototipo; L_m , su longitud homóloga en el modelo y L_e , la escala de longitudes.

4.3.2 Semejanza Cinemática

Los movimientos en modelos y prototipo tienen similitud cinemática si partículas homólogas llegan a puntos homólogos en tiempos homólogos. Esto significa que las curvas de distribución de velocidades en secciones homólogas deben ser geoméricamente semejantes, independientemente del plano de referencia escogido.

Por tanto, la similitud cinemática obliga a que modelo y prototipo tengan una escala de líneas y también una escala de tiempos. Con ello se logra una escala única de velocidades.

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} \quad (4.4)$$

$$t_e = \frac{t_p}{t_m} \quad (4.5)$$

donde V_e es la escala de velocidades y t_e la escala de tiempo.

4.3.3 Semejanza Dinámica

Se cumple la semejanza dinámica si las fuerzas ejercidas por el fluido en puntos homólogos del modelo y prototipo están relacionadas entre sí mediante un valor fijo, que se denomina escala de fuerzas, F_e .

Las fuerzas que actúan sobre un partícula de fluido pueden ser debidas a la gravedad, F_G , a la presión F_p , a la viscosidad, F_v y a la tensión superficial, F_σ . Si la suma de esas fuerzas más la de inercia F_I no es

igual a cero, la partícula se acelerará. Se puede demostrar por razones de equilibrio, que la suma de las fuerzas anteriores más la fuerza de inercia, F_I , es igual a cero. Se cumple así que:

$$F_G + F_P + F_\nu + F_\sigma - F_I = 0 \quad (4.6)$$

Dichas fuerzas se pueden expresar en forma simple como:

$$F_G = mg = \rho L^3 g \quad (4.7)$$

$$F_P = (\Delta p)A = (\Delta p)L^2 \quad (4.8)$$

$$F_\nu = \mu \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) A = \mu (V)L \quad (4.9)$$

$$F_\sigma = \sigma L \quad (4.10)$$

$$F_I = ma = \rho(L^3) \frac{L}{T^2} = \rho(V^2)L^2 \quad (4.11)$$

donde

m	masa del cuerpo
g	aceleración de la gravedad
ρ	densidad del fluido
L	longitud
Δp	diferencia de presión
A	área
μ	viscosidad dinámica
σ	tensión superficial
a	aceleración
$\frac{\partial v}{\partial y}$	gradiente transversal
V	velocidad

La semejanza dinámica implica que se cumpla

$$F_e = \frac{F_{G_p}}{F_{G_m}} = \frac{F_{P_p}}{F_{P_m}} = \frac{F_{\nu_p}}{F_{\nu_m}} = \frac{F_{I_p}}{F_{I_m}} = \frac{P_{\sigma_p}}{P_{\sigma_m}} \quad (4.12)$$

Si además, en el fenómeno por estudiar, dos de las fuerzas se consideran despreciables con respecto a la inercia, por ejemplo las fuerzas de presión y viscosas, se puede demostrar que se cumple

$$\frac{F_{I_p}}{F_{G_p}} = \frac{F_{I_m}}{F_{G_m}} = 1 \quad (4.12a)$$

Si las fuerzas viscosas son las únicas de importancia se obtiene

$$\frac{F_{I_p}}{F_{\nu_p}} = \frac{F_{I_m}}{F_{\nu_m}} = 1 \quad (4.12b)$$

En cambio si no intervienen las fuerzas gravitacionales y viscosas se llega a

$$\frac{F_{I_p}}{F_{P_p}} = \frac{F_{I_m}}{F_{P_m}} = 1 \quad (4.12c)$$

4.4 LEYES DE SEMEJANZA

Se ha mencionado que existe semejanza dinámica entre un prototipo y su modelo cuando las fuerzas que se generan en el interior del fluido en puntos homólogos están relacionadas entre sí, y tal relación es única y constante para todas las fuerzas.

Lo anterior implica el cumplimiento exacto de las ecs. 4.12. Para que ello suceda, el modelo debe tener el mismo tamaño que el prototipo. Sin embargo en un escurrimiento en particular no todas las fuerzas son igualmente importantes; aún más algunas pueden llegar a ser despreciables. Cuando esto ocurre la similitud dinámica se alcanza con un razonable grado de precisión, aún en modelos de diferente tamaño que el prototipo y generalmente más reducidos.

A continuación se presentan las relaciones que se deben cumplir entre las escalas cuando una fuerza tiene predominio sobre las demás.

4.4.1 Condición de Froude

Hay escurrimientos en que la fuerza más importante es la de gravedad y en los que se pueden despreciar los efectos viscosos, como ocurre en los escurrimientos turbulentos a superficie libre.

Quando las fuerzas de gravedad e inercia son únicas a considerar se cumple la ec. 4.12a y al considerar las expresiones de esas fuerzas, dadas por las ecs 4.7 y 4.11 (tanto para prototipo como modelo), se llega a establecer que:

$$\frac{v_e}{\sqrt{g_e l_e}} = 1 \quad (4.13)$$

expresión conocida como condición de Froude y que indica la relación que tiene que existir entre las escalas, cuando se desean representar adecuadamente los escurrimientos en que la fuerza predominante es debida a

la gravedad. El cumplimiento de la condición de Froude obliga a que el número de Froude del escurrimiento sea idéntico en modelo y prototipo.

$$F = \frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} \quad (4.14)$$

donde a V/\sqrt{gL} se denomina como número de Froude y L es una dimensión característica.

Al tener una ecuación (ver ec. 4.13) y tres variables, se pueden escoger dos libremente. Una de ellas es la escala de gravedad, ya que prácticamente tiene valor constante e igual a uno. La segunda escala que conviene escoger libremente es la de longitudes, con lo que se fija el tamaño del modelo. Seleccionadas g_e y L_e , la escala de velocidades es dependiente de ellas y por tanto se tiene que:

$$V_e = (g_e L_e)^{1/2} = L_e^{1/2} \quad (4.15)$$

Esta última expresión establece que cuanto mayor sea la escala de longitudes menor es la velocidad en el modelo.

La condición de Froude la deben cumplir los modelos en que se estudien

- a) Obras hidráulicas, como son la obra de exedencias y disipadores de energía.
- b) Escurrimientos en canales y ríos y comportamiento de obras que se construyan en ellos.
- c) Estructuras o fenómenos bajo la acción del oleaje y mareas.

A partir de la ec. 4.15 se obtienen las demás escalas que cumplen con un modelo de Froude, cuyos valores se resumen en la tabla 4.3 y en la tabla 4.4 se recomiendan algunos valores de la escala de longitudes para diferentes tipos de modelos en que rige esta condición.

4.4.2 Condición de Reynolds

Cuando en un escurrimiento, la viscosidad del líquido gobierna o interviene en forma preponderante en el fenómeno por estudiar, entre el prototipo y su modelo se debe cumplir la ec. 4.12b que relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas viscosas, y al sustituir en ella las ecs. 4.9 y 4.11 se obtiene la siguiente relación entre escalas conocida como condición de Reynolds.

$$\frac{V_e L_e}{\nu_e} = 1 \quad (4.16)$$

donde ν_e es la escala de viscosidad cinemática e igual a μ_e/ρ_e .

La ec. 4.16 garantiza la similitud dinámica cuando las únicas fuerzas de interés se deban a la inercia y a la viscosidad del fluido. El cumplimiento de la condición de Reynolds obliga a que los números de Reynolds en modelo y prototipo sean iguales, es decir se debe cumplir que

$$R = \frac{V_p L_p}{\nu_p} = \frac{V_m L_m}{\nu_m} \quad (4.17)$$

donde $\frac{VL}{\nu}$ es el número de Reynolds y V y L son una velocidad y longitud características.

La condición de Reynolds la deben cumplir modelos donde se estudien, por ejemplo, el empuje y sustentación de cuerpos y flujos laminares y de transición en tuberías.

La ec. 4.17 permite, para resolverla, la selección independiente de dos escalas, generalmente la de viscosidades y la de longitudes. La primera implica la libertad de seleccionar el fluido del modelo, y la segunda del tamaño del mismo. Por tanto, la escala de velocidades es igual a

$$V_e = v_e / L_e \quad (4.18)$$

Como puede observarse, la última expresión establece que cuanto menor es la escala de líneas mayor es la relación en el modelo.

Característica	Ecuación	Condición de Froude		Condición de Reynolds	Condición de Weber	Condición de Cauchy
		no distorsionado	Distorsionado			
Geométrica						
Longitud horizontal	Lh	L_e	L_h	L_e	L_e	L_e
Longitud vertical	Lv	L_e	L_v	L_e	L_e	L_e
Área	$A = (L)^2$	$(L_e)^2$	$L_h(L_v)$	$(L_e)^2$	$(L_e)^2$	$(L_e)^2$
Volumen	$v = (L)^3$	$(L_e)^3$	$(L_h)^2 L_v$	$(L_e)^3$	$(L_e)^3$	$(L_e)^3$
Cinématica						
Tiempo	$t = L/V$	$(L_e/v_e)^{1/2}$	$L_h/(v_e L_v)^{1/2}$	$(L_e)^2/v_e$	$[(L_e)^3 v_e / \rho_e]^{1/2}$	$L_e (v_e / L_e)^{1/2}$
Velocidad	$V = L/t$	$(v_e L_e)^{1/2}$	$(v_e L_v)^{1/2}$	v_e / L_e	$[v_e / \rho_e (L_e)^2]^{1/2}$	$(L_e / v_e)^{1/2}$
Aceleración	$G = V/t$	v_e	$v_e L_v / L_h$	$(v_e)^2 / (L_e)^2$	$v_e / [(v_e L_e)^2 / \rho_e]^{1/2}$	$L_e / (v_e L_e)$
Gasto	$Q = A(V)$	$[v_e (L_e)^2]^{1/2}$	$L_h [v_e (L_v)]^{1/2}$	$v_e (L_e)$	$[v_e (L_e)^3 / \rho_e]^{1/2}$	$(L_e)^2 (L_e / v_e)^{1/2}$
Dinámica						
Masa	$m = \rho V$	$\rho_e (L_e)^3$	$\rho_e (L_h)^2 L_v$	$\rho_e (L_e)^3$	$\rho_e (L_e)^3$	$\rho_e (L_e)^3$
Fuerza	$F = ma$	$\gamma_e (L_e)^3$	$\gamma_e (L_h)^2 L_v$	$\rho_e (L_e)^3$	$\rho_e L_e$	$\rho_e (L_e)^3$
Presión	$p = F/A$	$\gamma_e L_e$	$\gamma_e L_v$	$\rho_e (L_e)^2 / (L_e)^2$	$\rho_e L_e$	$\rho_e L_e$
Trabajo	$W = F(L)$	$\gamma_e (L_e)^3$	$\gamma_e (L_h)^2 L_v$	$\rho_e (L_e)^3$	$\rho_e (L_e)^3$	$\rho_e (L_e)^3$
Potencia	$P = W/t$	$[\gamma_e (L_e)^3 / v_e]^{1/2}$	$\gamma_e L_h [v_e (L_v)]^{1/2}$	$\rho_e (L_e)^3 / L_e$	$[\rho_e (L_e)^3 / \rho_e]^{1/2}$	$[(L_e)^3 (L_e / v_e)^{1/2}]^{1/2}$
Hidráulica						
Pendiente	$S = L_v/L_h$	1	L_v/L_h	1	1	1
Perímetro mojado	P_m	L_e	L_e	L_e	L_e	L_e
Radio hidráulico	$R_h = A/P_m$	L_e	$L_h(L_v) / P_m$	L_e	L_e	L_e
Coefficiente de rugosidad (Manning)	$n = (R_h / v_s)^{1/3}$	$(L_e)^{1/3} / (v_e)^{1/3}$	$[(L_h)^2 / (v_e L_v)]^{1/3}$	$1 / (v_e)^{1/3}$	$1 / (v_e)^{1/3}$	$1 / (v_e)^{1/3}$

- ¹ En este tipo de condición se utiliza una sola escala de longitudes, es decir, son no distorsionados
- * Su valor depende del tipo de sección transversal y su dimensión es de longitud
- ** Se utilizan otros coeficientes para calcular el coeficiente de rugosidad

TABLA 4.3 Valores de las escalas de longitudes para las condiciones de Froude, Reynolds, Weber y Cauchy

Relación de material de las fronteras	No distorsionado		Distorsionado	
	Estudio	Valores más usuales de la escala de líneas	Estudio	Valores más usuales de la escala de líneas
Fondo fijo	Compuertas y ahijas Vertedores, tanques amor- tiguadores, rápidas, túneles	5-40 20-70	Flujo en ríos y canales	Horizontal 250-1000 Vertical 50-100
	Agitación en puertos Conductos cerrados con escu- rimiento a superficie libre	80-200 10-25	Corrientes liberales	100-300 50-100
	Flujo alrededor de estructuras. Dilataje contra estructuras. Pérdidas en estructuras	20-60 20-60	Estuarios	200-2500 50-150
Fondo móvil	Maquinas hidráulicas Erosión local por corrientes	0,3-0,4 m 20-60	Erosión en ríos y arroyos Pre de sedimentos	100-500 50-100
	Erosión local por oleaje	40-80	Erosión libre y acribe de puertos	80-200 30-100

* diámetro del rotor o impulsor

TABLA 4.4 Valores de las escalas de longitudes para diferentes modelos que utilizan la condición de Froude

A partir de la ec. 4.18 se obtienen las demás escalas de un modelo que cumple la condición de Reynolds, y dichos valores se resumen en la tabla 4.3.

4.4.3 Condición de Euler

Quando en un escurrimiento, las fuerzas de presión son las más importantes, y gobiernan al escurrimiento o fenómeno por representar en un modelo, se deberá cumplir la ec. 4.12c, que relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas de presión; tomando en cuenta las ecs. 4.0 y 4.17 dentro de ellas se obtiene

$$\frac{\rho_e V_e^2}{P_e} = 1 \quad (4.19)$$

La ec. 4.19 se conoce como la condición de Euler. El cumplimiento de la condición de Euler obliga a que el número de Euler en modelo y prototipo sean iguales

$$E = \rho_p V_p^2 / P_p = \rho_m V_m^2 / P_m \quad (4.20)$$

donde $\frac{\rho V^2}{p}$ es el número de Euler y p indica una diferencia de presiones.

Si en la ecuación anterior se sustituye la escala de presiones por la escala de fuerzas entre la de áreas, y se obtiene su recíproco se llega a

$$\frac{F_e}{\rho_e V_e^2 L_e^2} = 1 \quad (4.21)$$

La ecuación 4.21 también se conoce como condición de Newton. La condición de Euler la cumplen simultáneamente tanto los modelos en que rige la condición de Froude, como los que obedecen la de Reynolds.

Por otra parte si en lugar de la fuerza de presión se utiliza la elástica, de la ec. 4.20 se obtiene finalmente la relación

$$C = \frac{\rho_p V_p^2}{E_v} = \frac{\rho_m V_m^2}{E_v} \quad (4.21a)$$

donde E_v módulo de elasticidad volumétrico y sus unidades son kgf/m^2 .

La ec. 4.21a es conocida como el número de Cauchy y en la tabla 4.3 se indican algunas escalas que se obtienen al considerar que en el fenómeno que se estudia las fuerzas elásticas son las más importantes.

Si ahora se utiliza la velocidad o celeridad con que se transmiten las ondas sonoras dentro del fluido, C , y se considera que $E_v = \rho C^2$, la ec. 4.21a se expresa como:

$$M = \frac{V_p}{C_p} = \frac{V_m}{C_m} \quad (4.21b)$$

La ec. 4.21b se denomina número de Mach y relaciona a las fuerzas de inercia con las elásticas.

4.4.4 Condiciones de Cauchy y Mach

El número de Cauchy se utiliza en estudios en los cuales la compresibilidad es importante, sin embargo es poco utilizado. El de Mach sirve para estudiar fenómenos relacionados con la compresibilidad de los gases, por ejemplo para el aire cuando sus velocidades son mayores de

150 m/s. En modelos aerodinámicos sobre todo en velocidades sónicas o supersónicas se debe tomar en cuenta.

4.4.5 Condiciones de Weber y Strouhal

Otras condiciones de semejanza, que se utilizan, aunque con menos frecuencia, son la de Weber y Strouhal; sin embargo, en algunos estudios pueden ser la condición más importante por cumplir.

Procediendo en forma semejante a la indicada para las condiciones anteriores se obtienen las expresiones.

a) Condición de Weber.- Se obtiene a partir de relacionar las fuerzas de inercia y tensión superficial, se expresa como:

$$\frac{V_e \rho_e^{1/2} L_e^{1/2}}{\sigma_e^{1/2}} = 1 \quad (4.22)$$

donde σ es la tensión superficial; y por tanto los números de Weber en prototipo y modelo deben ser iguales

$$W = \frac{V_p (\rho_p)^{1/2} (L_p)^{1/2}}{(\sigma_p)^{1/2}} = \frac{V_m (\rho_m)^{1/2} (L_m)^{1/2}}{(\sigma_m)^{1/2}} \quad (4.23)$$

donde el valor de $(V_p^{1/2} L_p^{1/2}) / (\sigma_p)^{1/2}$ es el número de Weber. Si se acepta que el fluido en modelo y prototipo es el mismo, es decir ρ_p y σ_p son iguales a 1, la ec. 4.23 establece que:

$$V_e = \frac{1}{(L_e)^{1/2}}$$

Esta relación indica que las velocidades en el modelo deben ser $(L_e)^{1/2}$ menores que las del prototipo.

- b) Condición de Strouhal.- Se calcula a partir de relacionar una fuerza hidroaerodinámica (que actúa para restaurar el equilibrio en la configuración del flujo) y la fuerza de inercia de la masa oscilante del fluido, se expresa como:

$$\frac{f_e L_e}{V_e} = 1 \quad (4.24)$$

donde f es la frecuencia del fenómeno. Y por tanto los números de Strouhal en modelo y prototipo deben ser iguales.

$$S = f_p L_p / V_p = f_m L_m / V_m \quad (4.25)$$

donde fL/V es el número de Strouhal.

La primera condición dada por la ec. 4.22 se utiliza cuando se estudian problemas en que las fuerzas de tensión superficial gobiernan el movimiento, como puede ser el escurrimiento de una lámina delgada de líquido sobre una superficie o fenómenos en que intervienen ondas capilares.

La ec. 4.24 se utiliza en modelos donde el escurrimiento es transitorio (no permanente) y la frecuencia o periodicidad del fenómeno es de importancia.

4.4.6 Simultaneidad de Condiciones

a) Froude-Reynolds

Si un fenómeno hidráulico depende únicamente de la gravedad o solo de la viscosidad, se estudia en un modelo que cumpla con la condición de Froude o la de Reynolds, respectivamente.

Si en el fenómeno por estudiar intervienen tanto fuerzas gravitacionales como viscosas, debe construirse un modelo que cumpla ambas condiciones.

Al cumplirse la simultaneidad de las dos condiciones, expresadas por las ecs. 4.13 y 4.16, se llega a la siguiente relación.

$$\nu_e = L_e^{3/2} \quad (4.26)$$

La cual indica que el fluido del modelo y el tamaño de este deben estar relacionados entre sí y no pueden escogerse libremente.

El cumplimiento de la ec. 4.26 obliga a seleccionar en el modelo un fluido diferente al del prototipo, ya que de otra manera L_e es igual a 1 lo cual puede resultar muy costoso o poco práctico. Por tanto, pocos modelos llegan a cumplir con las condiciones de Froude y de Reynolds simultáneamente.

b) Froude-Euler

La simultaneidad de las condiciones de Froude y Euler se cumple ya que al combinar las ecs. 4.13 y 4.21, se llega a establecer que:

$$F_e = \gamma_e L_e^3 \quad (4.27)$$

Lo cual es cierto, ya que el término de la derecha indica la relación entre pesos de un volumen homólogo del modelo, y el peso es una fuerza.

c) Reynolds-Euler

La simultaneidad de las condiciones de Reynolds y Euler se obtiene al combinar las ecs. 4.16 y 4.21, con lo cual se llega a:

$$F_e = \rho_e v_e^2 \quad (4.28)$$

Si el fluido es el mismo en modelo y prototipo y ambos están a la misma temperatura se tiene que:

$$F_e = 1 \quad (4.29)$$

La ec. 4.28 indica que la escala de fuerzas depende únicamente del fluido a utilizar en el modelo y no de su tamaño.

4.5 CLASIFICACION DE LOS MODELOS

Los modelos hidráulicos se pueden clasificar tomando en cuenta

- a) El fluido utilizado
- b) El comportamiento del material, de que estan hechas las fronteras cuando el flujo esta en movimiento.
- c) Los valores de las escalas de líneas según tres ejes coordenados.
- d) La condición de similitud escogida para seleccionar las escalas.

4.5.1 Clasificación Según el Fluido Utilizado

Los fluidos más utilizados en modelos son el agua y el aire, por lo que se pueden clasificar como modelos hidráulicos y eólicos, respectivamente.

Para estudiar obras y maquinaria hidráulica, así como procesos fluviales y marítimos, se utilizan principalmente modelos hidráulicos, es por ello que se dará mayor importancia al estudio de este tipo de modelos ya que abarcan a la mayor parte de los problemas que se presentan en Ingeniería Civil. Algunos problemas en escurrimientos a superficie libre se pueden estudiar empleando los llamados modelos de aire en que se emplea ese fluido.

4.5.2 Clasificación Según el Material de la Frontera

Dependiendo del comportamiento del material de que están hechas las fronteras, al actuar la corriente sobre ellas, los modelos se clasifican como de *fondo fijo* o *fondo móvil*. Como una combinación de ambos existen los modelos de fondo fijo con partículas móviles en el fondo que sirven como trazadores.

- a) Los de *fondo fijo* son aquellos en los que el fluido en movimiento no altera la frontera. Son modelos de fondo fijo los construidos con mortero, vidrio, lucita, etc. y aquellos en que se tenga un material granular y el fluido en movimiento no sea capaz de moverlo o arrastrarlo.
- b) Los de *fondo móvil* son aquellos en los que el fluido en movimiento altera y modifica la frontera, ya que es capaz de mover o arrastrar las partículas de que está formada. Entran en esta clasificación los modelos en que se utilice arena, partículas de lucita, café, cáscara de nuez, etc. y en los que la velocidad del fluido sea mayor que la crítica para iniciar su transporte (arrastre).

Los de fondo fijo sirven para estudiar empujes, distribuciones de presión o velocidades, tirantes, etc. y los de fondo móvil para estudiar procesos de erosión y sedimentación local o regional, transporte de sedimentos, estabilidad de playas o cauces, procesos costeros, etc.

Para el estudio de las trayectorias seguidas por las partículas del fondo en ríos o litorales y delimitar zonas de depósitos y posible erosión, también se utilizan modelos de fondo fijo sobre cuyo fondo se colocan pequeñas cantidades de partículas granulares, por ejemplo: arena o café. Esas partículas pueden permanecer en su lugar de colocación, ser transportadas o depositarse en otro lugar, mientras que la frontera fija sobre la que se mueven no sufre alteración.

Por último existen otros modelos en que una parte se representa de fondo fijo y otra de fondo móvil, como pueden ser modelos de obras de excedencias, en que la obra misma se hace de fondo fijo y el cauce donde descarga se representa de fondo móvil para estudiar y cuantificar las posibles erosiones provocadas por esas descargas.

4.5.3 Clasificación Según las Escalas de Longitudes

Si se toman en cuenta las escalas que relacionan las longitudes en la dirección de tres ejes coordenados (X, Y y Z), los modelos se pueden clasificar en *no distorsionados* y *distorsionados*.

- a) Es *no distorsionado* cuando la escala de longitudes es igual en cualquier dirección en que se aplique, o sea que existe una única escala de longitudes entre el modelo y el prototipo.
- b) Se dice que un modelo es *distorsionado* cuando la escala de longitudes en una dirección es diferente de las otras dos o bien cuando las tres escalas de longitudes difieren entre sí; es decir que existe distorsión cuando se utiliza más de un valor para indicar las escalas de longitudes.

Los modelos distorsionados más usuales se diseñan con una escala para las longitudes verticales, L_v , y otra para las horizontales, L_h .

Se denomina *distorsión*, Ω a la relación dada por la ec. 4.2

Para alcanzar un mayor grado de semejanza conviene que el modelo no tenga distorsión; usualmente son de este tipo aquellos en que se estudian, por mencionar algunos ejemplos, obras hidráulicas, agitación en puertos, socavaciones locales, empujes y sustentación, distribuciones de velocidad y presión, pérdidas de carga local, estabilidad de escolleras.

Se seleccionan y construyen modelos distorsionados principalmente por tres motivos:

- a) Para representar y medir con precisión distancias verticales. Esto ocurre cuando en modelos fluviales o marítimos se representan grandes extensiones horizontales, que obligan por el espacio disponible en el laboratorio a utilizar una escala grande (por ejemplo, mayor de 200:1). Si en esos casos el tirante es de 1.0 a 7.0 m y las sobrelevaciones que puedan ocurrir son del orden de un metro, su representación a la escala de 1200 haría que los tirantes fueran de 0.005 a 0.035 m y la sobrelevación de 0.005 m, lo cual es difícil de apreciar, o puede hacer que el régimen del escurrimiento cambie de turbulento en el prototipo a laminar en el modelo.
- b) Para cambiar el régimen de escurrimiento del modelo y que sea turbulento en lugar de laminar. También se logra disminuyendo la escala en modelos no distorsionados.
- c) Para representar adecuadamente la rugosidad en el modelo. Los modelos no distorsionados exigen generalmente rugosidades muy bajas, que en ocasiones resultan menores que las que pueden lograrse con superficies perfectamente pulidas. Téngase en cuenta que en un modelo fluvial sin distorsión su rugosidad puede obtenerse con la relación

$$n_m = n_p / L_e^{1/3} \quad (4.30)$$

donde n es la rugosidad según Manning.

Cuando en el problema por estudiar, las pérdidas por fricción no son importantes, se permite que la rugosidad real en el modelo sea mayor que el valor obtenido con la ec. 4.30.

En cambio, cuando la rugosidad debe representarse con la mayor aproximación, conviene, en ocasiones, distorsionar el modelo, ya que con ello la rugosidad teórica aumenta y es más fácil de representar con los materiales y acabados normales que se dan a las fronteras del modelo.

Se puede demostrar (véase tabla 4.3) que cuanto mayor es la distorsión de un modelo (exceptando que Lh_0 no varíe) menor es el valor de la escala de rugosidades y por tanto técnicamente los modelos adquieren mayor rugosidad. Cuando se distorsiona un modelo debido al motivo señalado en el punto a, se puede obtener una rugosidad teórica muy alta, por lo que al modelo hay que añadirle elementos pegados a las paredes para lograr esa rugosidad artificialmente.

4.5.4 Clasificación Según la Condición de Semejanza

Los modelos donde se estudian fluidos en movimiento, generalmente, cumplen con la condición de Froude o la de Reynolds. Por tanto, se pueden clasificar como de Froude o de Reynolds.

En los primeros se estudian fenómenos en los que la acción de la gravedad juega el papel más importante, y en los segundos en los que la viscosidad produce los únicos efectos de interés.

Las obras hidráulicas, los procesos fluviales y marítimos se estudian en modelos de Froude y por ello son más ampliamente utilizados para resolver problemas en Ingeniería Civil.

Las diferentes escalas en modelos de Froude o de Reynolds, no distorsionados, se indican en las columnas 3 y 5 de la tabla 4.3; y en la columna 4 las escalas en modelos de Froude distorsionados.

4.6 MODELOS DE OBRAS HIDRAULICAS

Dentro de las principales obras hidráulicas que normalmente se estudian en un modelo hidráulico se pueden mencionar:

- a) Obras de excedencias en conjunto, que incluyen el canal de acceso, vertedor, rápida o canal de descarga y la estructura terminal, que puede ser un tanque amortiguador, un salto de ski o un deflector.

Igualmente se puede estudiar totalmente o una parte de:

- b) Obras de desvío
- c) Obras de toma
- d) Operación y funcionamiento de compuertas

En algunos modelos se incluye el estudio de la erosión local provocada por la decaraga de las obras anteriores.

De acuerdo con la clasificación, establecida en 4.5, este tipo de modelos casi siempre son de fondo fijo, no distorsionado y cumplen con la condición de Froude; por tanto, para definir las escalas se utilizan las relaciones de la tabla 4.3 (tercera columna). En la tabla 4.4 se indican los valores usuales de la escala de longitudes que recomiendan utilizar en estos modelos.

La escala de rugosidad, n_e , según Manning (tabla 4.3), tienen un valor

$$n_e = (L_e)^{1/3} = \frac{n_p}{n_m} \quad (4.31)$$

Si se utiliza el coeficiente de Chezy, C , su escala será:

$$C_e = 1$$

Puesto que el coeficiente de Manning es utilizado con mayor frecuencia se usara la escala n_e en las explicaciones que siguen a continuación.

En la tabla 4.1 se indican algunos valores del coeficiente de Manning para los materiales más comunes que se utilizan en la construcción de modelos.

Como L_e es mayor que uno, n_e también lo es, y por tanto la rugosidad del modelo es siempre menor que la del prototipo (ec. 4.31), tratándose de modelos sin distorsión.

M a t e r i a l	n , coeficiente de Manning
Mortero de cemento-arena	0.011 - 0.013
Fibracel (madera lisa)	0.009 - 0.011
Lucita (plastico transparente)	0.009
Vidrio	0.009 - 0.010
Pasta de cemento perfectamente pulida	0.009 - 0.011
Concreto acabado con llana	0.013 - 0.015
Ladrillo con mortero de cemento	0.016
Concreto sin pulir	0.017

TABLA 4.5 Valores del coeficiente de manning para diferentes materiales utilizados en la construcción de modelos.

Las obras hidráulicas generalmente se construyen con concreto, por lo que la rugosidad del prototipo, n_p , está comprendida entre 0.012 y 0.016. La rugosidad teórica del modelo, obtenida con la ec. 4.31, para valores de la escala de líneas entre 20 y 70 (tabla 4.4) resulta menor que la mínima que físicamente puede darse con un pulido cuidadoso a las superficies del modelo, por ejemplo para $L_e = 50$ y $n_p = 0.016$ se requiere una $n_m = 0.0083$

que no se puede satisfacer con ninguno de los materiales indicados en la tabla 4.5; es decir, el modelo resulta más rugoso de lo que en teoría debería ser; a pesar de ello la respuesta que dan estos modelos es bastante aceptable, ya que las pérdidas por fricción son pequeñas y de poca importancia, por ser cortas las longitudes a representar.

4.7 MODELOS FLUVIALES

Son los que sirven para estudiar el comportamiento hidráulico o evolución de corrientes naturales y canales, los efectos que las estructuras que se interponen a la corriente sobre ellas y los efectos que la corriente ocasiona sobre dichas estructuras.

Las estructuras que se pueden estudiar en un modelo fluvial son:

- a) Estructuras de encauzamiento como son, por ejemplo, diques, muros y espigones, los cuales permiten mejorar las condiciones naturales de la corriente y crear condiciones geométricas y cinemáticas favorables.
- b) Revestimiento de márgenes y obras de encauzamiento para crear condiciones de navegación favorables.
- c) Pilas de puente, ataguías y algunos tipos de obras de toma que son estructuras que no provocan cambios fuertes en el nivel del agua y fondo pero que causa corrientes secundarias y desigualdad en la distribución de velocidades y como consecuencia de ello provocan socavación local o depósito de sedimentos.
- d) Estructuras de control que inducen en los niveles del río y en el transporte de sedimentos.

Los modelos fluviales son modelos de Froude; pueden ser de fondo fijo o móvil, distorsionados y no distorsionados. A continuación se describen estos cuatro tipos de modelo.

4.7.1 De Fondo Fijo No Distorsionados

Sirven para estudiar estructuras de control o repartidores de caudal, alteraciones al flujo, pérdidas locales ocasionadas por cualquier obra de la corriente como las estructuras anteriormente mencionadas. Las principales relaciones entre las escalas para estos modelos se indican en la columna 3 de la tabla 4.3.

4.7.1.1 Limitaciones en la escala de longitudes

A continuación se enunciarán las limitaciones correspondientes a los modelos no distorsionados, que son:

- 1) Espacio disponible en el laboratorio. Limita el valor mínimo de L_e o tamaño máximo del modelo.
- 2) Costo y facilidad de operación del modelo. Limita el valor mínimo de L_e .
- 3) Gasto máximo disponible en el laboratorio. Limita el valor mínimo de L_e ya que $Q_m = Q_p / (L_e)^{5/2}$.
- 4) Rugosidad del modelo. Limita el valor máximo de L_e , o bien obliga a distorsionar.
- 5) Precisión en las mediciones verticales. Limita el valor máximo de L_e , o bien obliga a distorsionar.
- 6) Cumplimiento de flujo turbulento. Limita el valor máximo de L_e o bien obliga a distorsionar.

La práctica usual consiste en tomar en consideración primero al punto 1. Si no es limitante pasar el punto 3 tomando en cuenta que la escala de longitudes puede variar normalmente entre 100 y 200. Se revisan los puntos 4, 5 y 6 y se pasa al punto 2 para obtener el costo. Se tenderá en todo cálculo a seleccionar la menor escala L_e posible, y por ende a tener un

modelo del mayor tamaño posible.

4.7.2 De Fondo Fijo Distorsionados

Sirven para estudiar tramos largos de ríos, en los cuales se desea tomar en cuenta la rugosidad (4.5.3).

La relación de partida, para obtener las escalas, es la condición de Froude referida al tirante, que es una longitud medida verticalmente; por tanto, se cumple que:

$$\frac{V_e}{\sqrt{g_e d_e}} = 1 \quad (4.32)$$

Si en esta última ecuación se considera que $g_e = 1$, se tiene

$$V_e = (d_e)^{1/2} = (L_v_e)^{1/2} \quad (4.33)$$

donde d_e es la escala de tirantes y L_v_e la de longitudes verticales.

En la tabla 4.6 se indican los valores de las escalas utilizadas en modelos de fondo fijo distorsionados.

La escala de rugosidades se obtiene a partir de alguna fórmula de fricción para canales como, por ejemplo, Chezy, Manning o Keulegan. Se indicarán las relaciones entre las escalas utilizando la de Manning, aunque el criterio es el mismo para cualquier otra fórmula, la cual establece que:

$$n_e = \frac{(R_{H_e})^{2/3} (S_e)^{1/2}}{V_e} \quad (4.34)$$

En esta última expresión, S_e y V_e son conocidas (ver tabla 4.6). Lo que es desconocido es R_{H_e} , que es la escala de radios hidráulicos. Para obtenerla se utilizan las expresiones:

a) De la definición de escala se cumple que:

$$R_{H_e} = \frac{R_{H_p}}{R_{H_m}} \quad (4.35)$$

b) De la definición de radio hidráulico resulta:

$$R_{H_e} = \frac{A_p}{A_m} \frac{P_m}{P_p} \quad (4.36)$$

Para cada elevación del agua por estudiar se dibujan a escala adecuada las secciones del prototipo y modelo; se obtiene el área de ambas secciones con un planímetro, se miden sus correspondientes perímetros mojados y se sustituyen los valores en la ec. 4.36, de donde se obtiene R_{H_e} . Sustituyendo este valor en la ec. 4.34 se conocerá la escala de rugosidades r_e para la elevación del agua asociada a las áreas y perímetros mojados analizados.

Nótese que para cada elevación del agua se obtiene en escala de radios hidráulicos, lo cual se demuestra para la sección rectangular posteriormente.

Variable	Escala	No distorsionado	Distorsionado
Escala comunes a modelos de fondo fijo y móvil			
Longitud horizontal	L_h	L_e	L_h
Longitud vertical	L_v	L_e	L_v
Area	A_e	$(L_e)^2$	$(L_h/L_v)L_v$
Volumen	V_e	$(L_e)^3$	$(L_h/L_v)^2 L_v$
Distorsión	Ω	1	L_h/L_v
Velocidad	V_e	$(L_e)^{1/2}$	$(L_v)^{1/2}$
Tiempo	t_e	$(L_e)^{1/2}$	$L_h/(L_v)^{1/2}$
Aceleración	a_e	1	L_v/L_h
Gasto	Q_e	$(L_e)^{3/2}$	$(L_h)(L_v)^{3/2}$
Pendiente	S_e	1	L_v/L_h
Perímetro mojado	P_e^*	P_p/P_m	P_p/P_m
Radio hidráulico	R_{He}	$(L_e)^2/P_e$	$(L_h)L_v/P_e$
Fuerza	F_e	$(L_e)^3$	$L_h(L_v)^2$
Presión	P_e	L_e	L_v
Número de Reynolds	R_e	$(L_e)^{1/2}$	$(L_v)^{1/2}$
Escala aplicables a modelos de fondo fijo			
Coefficiente de rugosidad de Manning**	n_e	$(L_e)^{1/6}$	$(L_h)^{1/6} (L_v/P_e)^{1/3}$
Coefficiente de rugosidad de Chezy	C_e	1	$L_h^{1/2}/R_{He}^{1/2}$
Aspereza de la pared	k_{se}	L_e	L_v
Escala aplicables a modelos de fondo móvil			
Velocidad de caída	ω_e	$L_e^{1/2}$	
Díámetro de las partículas	D_e	función de ω_e	
Peso específico	γ_{se}	Se puede elegir independientemente	

- * Si se trata de una sección muy amplia $P_e \approx L_e$ o a L_h
 ** En modelos distorsionada de fondo fijo, se puede requerir rugosidad artificial

TABLA 4.6 Escalas para modelos fluviales (cumplen condición de Froude)

Lo anterior se repite para distintas elevaciones del agua, es decir, para distintos tirantes. Se obtiene así una escala de rugosidades para cada tirante, las que no necesariamente serán iguales entre sí.

La relación entre el coeficiente de rugosidad n , el tirante, d , se puede obtener también analíticamente, y a continuación se ejemplifica para una sección rectangular (fig. 4.1).

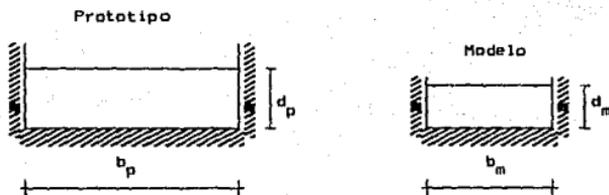


FIG. 4.1 Sección rectangular en prototipo y modelo

Sea, b_p , el ancho de una sección que es rectangular en prototipo y, d_p su tirante; esto último es aceptable ya que muchas secciones naturales de ríos (en que $b \gg d$) se aproxima esa geometría. Seleccionadas las escalas L_v y L_e se obtiene d_m y b_m del modelo. Tomando en cuenta las fórmulas para obtener el área y perímetro mojado de una sección rectangular se llega a:

$$R_{H_e} = L v_e \left[\frac{1 + 2 \frac{d_p}{b_p}}{1 + 2 \frac{d_p}{b_p}} \right] \quad (4.37)$$

Si el paréntesis rectangular se designa como K, la expresión anterior se reduce a:

$$R_{H_e} = K L v_e \quad (4.38)$$

y la escala de rugosidades, según Manning, será igual a:

$$n_e = \frac{K^{2/3} (L v_e)^{2/3}}{(L h_e)^{1/2}} \quad (4.39)$$

Puesto que K varía según la relación (d_p/b_p) , tirante contra ancho de la sección del prototipo, y como el ancho en un cauce aproximadamente rectangular se conserva casi constante se obtendrá un valor K para cada valor del tirante, por tanto, R_{H_e} y n_e variarán también para cada tirante del prototipo, d_p , cuando es el ancho de la sección el que cambia.

Se recomienda que en estos modelos la distorsión no sea mayor de 10.

Cuando la rugosidad del modelo es mayor que la del material con que se forma el fondo fijo, se tiene que colocar una rugosidad artificial; se recomienda formarla con grava o cubos pegados al fondo o con láminas también sujetas al fondo. La separación de las gravas o láminas se obtiene al calibrar el modelo; para ello se hace pasar un gasto en el que son conocidos los tirantes a lo largo del tramo representado en el modelo. El tirante de la primera sección aguas abajo se reproduce artificialmente mediante una compuerta o válvula que tenga el modelo en su parte final. A continuación se calibra el tramo entre esa primera sección y la siguiente

aguas arriba. Se fija en esta segunda sección la elevación que debe alcanzar el agua y se empiezan a colocar gravas en el fondo (al mismo tiempo que fluye el gasto conocido). Cada obstáculo eleva un poco el nivel en la segunda sección, por tanto, cuando se llega al nivel prefijado y conocido se suspende la colocación de grava, la que se ha procurado distribuir uniformemente en el tramo. A continuación se procede con el segundo tramo, que está entre las secciones 2 y 3. Se continúa el procedimiento hasta llegar a la última sección aguas arriba.

4.7.2.1 Limitaciones en la escala de longitudes

Las escalas de longitudes se pueden escoger, en principio, libremente, sin embargo existen condiciones que limitan sus valores. Las más importantes son:

- Costo excesivo del modelo. Cuanto menor sea la escala de longitudes horizontales (L_h) de mayor tamaño es el modelo y se pueden lograr distorsiones menores, con el inconveniente de un costo elevado.
- Espacio disponible en el laboratorio. Cuando no se cuenta con grandes extensiones abiertas, esta es la principal limitación. Por tanto

$$L_h \geq \frac{\text{Longitud a representar del prototipo}}{\text{Longitud disponible en el laboratorio}} \quad (4.40)$$

- Capacidad máxima del equipo de bombeo del laboratorio o del sistema de alimentación ya que el gasto del modelo Q_m no puede exceder dicho gasto

$$Q_m \leq Q_{\max} \text{ laboratorio} \quad (4.41)$$

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{Q_p}{(L_h)_e (L_v)_e^{3/2}} \quad (4.42)$$

- d) Excesiva rugosidad del modelo. Valores altos de L_h , tienden a requerir mayores distorsiones, lo cual conduce a escalas de rugosidad menores y por tanto se necesita alta rugosidad en el modelo. Esta última puede ser difícil de representar cuando el prototipo ya tiene, de por sí, alta rugosidad; por ejemplo en un cauce con dunas.
- e) Mínima rugosidad alcanzable en el modelo. Grandes longitudes de ríos pueden llegar a ser canalizados y revestidos con concreto a lo largo de algunas ciudades o poblaciones. En dichos tramos puede haber puentes, confluencias de otros afluentes, entradas y salidas para automoviles, curvas etc, cuya operación en conjunto desea ser estudiada. Como el revestimiento de concreto se coloca con máquinas tiene baja rugosidad en el prototipo; si el modelo es no distorsionado o tiene una distorsión muy pequeña puede conducir a que la rugosidad teórica del mismo (ecs 4.34 a 4.39) sea menor que la mínima que se puede dar al modelo con acabado bien pulido.

Por tanto la combinación de valores de la escala de longitudes verticales y de la distorsión tienen que conducir a una rugosidad teórica igual o mayor que la mínima que se puede alcanzar en el modelo.

- f) Precisión en las condiciones verticales. Esto limita el valor máximo de la escala de longitudes verticales, el cual dependerá de las diferencias de nivel entre secciones, variación de los tirantes o pérdidas locales que se deseen medir y del equipo utilizado para hacerlo.
- g) Generalizar flujo turbulento en todo el modelo. En el prototipo pueden existir zonas bajas o con velocidad muy reducida. En todo el modelo se debe cumplir que el flujo no llegue a ser laminar. Para asegurar lo anterior se debe cumplir teóricamente que el número de Reynolds del escurrimiento en el modelo sea mayor de 500. Se recomienda en forma práctica que dicho número sea mayor de 1000.

$$R_m = \frac{V_m d_m}{\nu_m} \geq 1000 \quad (4.43)$$

donde

R_m número de reynolds en el modelo
 d_m tirante en el modelo
 V_m velocidad media en la zona donde el tirante es igual a d_m

h) Conservación de flujo bidimensional en el modelo

En un cauce con profundidad uniforme y ancho infinito el flujo es bidimensional. En cauces naturales en donde el radio hidráulico tiende a ser igual al tirante se cumple lo anterior en una zona central. En un flujo turbulento con pared rugosa y tomando en cuenta los resultados de Keulegan, el ancho de esa zona, cuando la rugosidad es uniforme en todo el perímetro mojado, es igual a

$$B_{cp} = b_p - 2\beta d_p \quad (4.44)$$

donde

B_{cp} zona en la que la distribución de velocidades en las verticales es idéntica.
 b_p ancho de la superficie libre del agua en el prototipo
 d_p tirante medio en la sección del prototipo
 β coeficiente que vale 1.5 para cauces naturales con fondo más rugoso que los márgenes, 2.5 para canales trapeciales y entre 2.5 y 5 para rectangulares

Para garantizar en el modelo la existencia de esa zona, la distorsión Ω debe cumplir con la relación

$$\Omega \leq \alpha \frac{b_p}{d_p} \quad (4.45)$$

donde α es un coeficiente que varía entre 0.05 y 0.16, pero que se recomienda seleccionar igual a 0.1.

4.7.3 De Fondo Móvil No Distorsionados

La selección de escalas es similar a la de los modelos de fondo fijo no distorsionados. Tampoco en estos queda representada la rugosidad a escala pero las pérdidas por fricción son mínimas y no influyen. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que estos modelos llegan a ser aún más rugosos que los de fondo fijo, ya que el fondo está formado por partículas granulares. Las principales relaciones entre las escalas se indican en la tabla 4.3. Para reproducir a escala las partículas del fondo se recomienda utilizar el método de la velocidad de caída que implica que el tamaño de las partículas del modelo sea tal que al caer, en el interior de un líquido en movimiento, recorra distancias homólogas a las de las partículas del prototipo, ver fig 4.2; de este método se obtiene, para un modelo no distorsionado, que la escala de la velocidad de caída de las partículas vale

$$w_m = (L_e)^{1/2} \quad (4.46)$$

y por tanto la velocidad de caída de las partículas en el modelo se obtiene de la expresión

$$w_m = \frac{w_p}{w_e} \quad (4.47)$$

donde w_p es la velocidad de caída de las partículas, en m/s; ella es función de diámetro, D , y del peso específico de las partículas γ_s y de la viscosidad del agua ν .

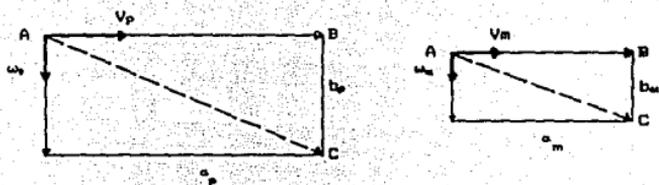


Fig. 4.2 Triángulos de velocidad de caída de las partículas en prototipo y modelo.

Para calcular las velocidades de caída de las partículas se recomienda emplear la fórmula de Rubey, que es válida para partículas naturales.

$$w = F_1 (g\Delta)^{1/2} \quad (4.48)$$

en que

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g\Delta^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g\Delta^3}} \quad (4.49)$$

donde Δ es igual a $(\gamma_s - \gamma)/\gamma$.

Conocida la velocidad de caída de las partículas del modelo, se obtiene su tamaño utilizando la fórmula de Rubey antes indicada. La escala de diámetros vale por tanto

$$D_e = \frac{D_p}{D_m} \quad (4.50)$$

donde D_p es el diámetro de las partículas del prototipo y D_m el del modelo.

La velocidad de caída de partículas mayores de 10 mm depende de la raíz cuadrada del diámetro. Si las partículas del fondo, en el prototipo, son iguales o mayores que el valor mencionado, la escala de diámetros de las partículas obtenidas con las ecs 4.46 a 4.50 resulta igual a la escala de longitudes, es decir si $D_p > 10$ mm se tiene que:

$$D_e = L_e \quad (4.51)$$

Si al aplicar las ecs 4.50 y 4.51 el diámetro de las partículas del

modelo resulta menor de 10 mm deberán utilizar necesariamente las ecs 4.46 y 4.47 y finalmente se cumple que $D_e \neq L_e$.

Cuando el material del prototipo es arena con granulometría uniforme, es decir que su desviación estándar geométrica sea menor que 3 ($\sigma_g < 3$) se recomienda trabajar con el D_{50_p} y obtener el D_{50_m} y D_{50_e} . Este valor de la escala de diámetros se acepta constante para los restantes diámetros de manera que solo hay una escala de diámetros.

En cambio, cuando el material del prototipo tiene granulometría extendida ($\sigma_g > 3$) se deberá dividir la curva granulométrica en fracciones y para el diámetro medio de cada una se obtendrá el correspondiente del modelo aplicando las ecs 4.46 y 4.47. Obtenidos los diámetros del modelo y aplicando la ec 4.50 se pueden obtener varias escalas de diámetros; excepto para las partículas grandes ya que se cumple entonces la ec 4.51.

4.7.4 De Fondo Móvil Distorsionados

Las relaciones entre las escalas son similares a las obtenidas para los modelos de fondo fijo distorsionados. Sin embargo, la selección de esas escalas difiere principalmente por la circunstancia de que el modelo debe reproducir la rugosidad del prototipo con el efecto de las partículas y de las ondulaciones que se producen en el fondo, ya que no es posible introducir ningún obstáculo que altere en forma artificial dicha rugosidad.

Por ser un modelo de Froude, las escalas V_e , Q_e , A_e , t_e y a_e son idénticas a las de modelos de fondo fijo distorsionados y se muestran en la tabla 4.6.

La escala de rugosidad o la rugosidad del modelo y la representación del material de fondo, es decir las escalas de diámetros y pesos específicos determinan la selección de las escalas de longitudes y la distorsión.

Para lograr lo anterior se deben cumplir las siguientes condiciones:

- a) Semejanza en la velocidad de caída de las partículas
- b) Semejanza de las rugosidades
- c) Semejanza en las fuerzas críticas de arrastre
- d) Semejanza en el transporte de sedimentos

El cumplimiento de las condiciones de semejanza establecidas conduce a las siguientes expresiones.

- a) Para cumplir con la semejanza en la velocidad de caída de las partículas las distancias que recorre una partícula al caer dentro de un líquido en movimiento deben ser semejantes en modelo y prototipo, véase la fig 4.2, donde para un modelo distorsionado se cumple

$$\omega_e = Lv_e^{3/2} Lh_e^{-1} \quad (4.52)$$

- b) De la ecuación propuesta por Cruickshank-Masa para fricción en cauces arenosos y para régimen inferior se llega a

$$\frac{V_e}{\omega_{se}} \left[\frac{D_{se}}{Lv_e} \right]^{0.024} \left[\frac{\Delta_e}{S_e} \right]^{0.496} = 1 \quad (4.53)$$

$$\Delta_e = \frac{(\gamma_s - \gamma)_e}{\gamma_e} = (s - 1)_e \quad (4.54)$$

donde

- ω_{se} escala de velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{se}
- γ_e escala de peso específico del fluido; generalmente $\gamma_e = 1$
- Δ_{se} escala de pesos específicos sumergidos de las partículas e igual a $(\gamma_s - \gamma)_e / \gamma_e$
- s densidad relativa de las partículas, e igual a γ_s / γ
- S_e escala de gradientes hidráulicos
- D_{se} escala de diámetros correspondientes al 04%

Si se respetan las relaciones

$$V_e = Lv_e^{1/2} \quad \text{condición de Froude} \quad (4.55)$$

$$S_e = \frac{Lv_e}{Lh_e} \quad \text{sin distorsión en la pendiente} \quad (4.56)$$

$$\Delta_e = 1 \quad \text{material de igual peso específico en modelo y prototipo} \quad (4.57)$$

$$\omega_e = (Lv_e)^{3/2} (Lh_e)^{-1} = \omega_{0e} \quad (4.58)$$

se llega a

$$D_{v,e} = (Lv_e)^{0.8} (Lh_e)^{-2.3} \quad (4.59)$$

El cumplimiento de la ecuación 4.53 obliga a que con este método solo se puedan estudiar tramos de río en que el material del fondo sea arena y que además en el modelo, el tamaño de las partículas sea menor que el del prototipo y mayor que 0.1 mm. Si esto último no ocurre se deberá utilizar material granular de menor peso específico y por tanto la ec 5.57 tendrá un valor mayor que uno.

Si $\Delta \neq 1$ se deberá tomar en cuenta en las ecs 4.52 y 4.53 (ya que la velocidad de caída depende de $(\gamma_s - \gamma)/\gamma$)

c) El esfuerzo crítico que produce la corriente en el fondo es $\tau_{0c} = \gamma R_H S$, en que R_H es el radio hidráulico. Considerando una sección muy ancha se cumple que $R_H = d$, y como d es una dimensión vertical (tirante de agua), se satisface la siguiente relación entre las escalas

$$\tau_{0c} = Lv_e^2 Lh_e^{-1} \quad (4.60)$$

Esta última relación también se debe cumplir para el esfuerzo cortante, τ , que resisten las partículas.

$$\frac{\tau_p}{\tau_m} = \tau_e = (Lv_e)^2 (Lh_e)^{-1} \quad (4.61)$$

τ_p y τ_m se obtienen en función del diámetro y peso específico del material utilizando, entre otros, los métodos de Shields o Lane.

Para cumplir esta última condición o para aumentar el transporte de sedimentos en el modelo, se acostumbra en ocasiones darle una mayor pendiente a este, debido a lo cual existirá una distorsión de pendientes, ya que habrá otra escala, S'_e , independiente de la indicada por la ec. 4.56 que vale

$$S'_e = \frac{S_p}{S_m} \quad (4.62)$$

El valor dado por la ec. 4.62 es el que deberá tomarse en cuenta en la ec. 4.53.

d) Escogida una función de transporte del fondo, como las de Meyer-Peter y Müller, Engelund, etc, se obtendrá la escala de gastos sólidos sustituyendo en dicha función los valores de las escalas que intervienen en ella, por ejemplo, la expresión propuesta por Engelund quedaría

$$G_e = \frac{\gamma_s (Lv_e)^{5/2} (S'_e)^{3/2} Lh_e}{(\Delta_e)^2 D_{s,e}} \quad (4.63)$$

donde G es el transporte total de fondo expresado en kgf/m^2 y G_e su correspondiente escala.

Al imponer las condiciones que se utilizaron para llegar a la ec. 4.59 se obtiene finalmente que

$$G_e = \frac{(Lv_e)^4}{(Lh_e)^{0.5} D_{50}} \quad (4.63a)$$

Como puede observarse, Lv_e y Lh_e no se pueden escoger libremente sino que deben cumplir con las condiciones impuestas, sobre todo con las ecs 4.52 y 4.53.

En el modelo se debe garantizar que exista transporte de sedimentos. Ello se puede calcular utilizando la curva propuesta por Shields. Al calcular para un modelo, los parámetros adimensionales que aparecen en ella $\tau_* = \Delta D_{50}/dS$ y $R_* = V_* D_{50}/\nu$ y llevarlas a la gráfica, el punto dibujado debe quedar arriba de la curva de Shields y de preferencia cercano al punto correspondiente al prototipo. En las relaciones anteriores: d es el tirante; V_* , velocidad al cortante e igual a \sqrt{gdS} ; S , gradiente hidráulico y D_{50} diámetro cincuenta de la curva granulométrica.

Si el punto del modelo cae por debajo de la curva de Shields se pueden variar las escalas y repetir el procedimiento de cálculo señalado; o bien, se pueden respetar Lv_e y Lh_e pero se introducirá una distorsión en la escala de pendientes, es decir $S_e \neq Lv_e/Lv_p$, lo que permitirá aumentar S_m de tal forma que se garantice el transporte de partículas. La nueva S_m y por tanto la escala de pendientes obtenida, según la expresión $S_e = S_p/S_m$ se deberán tomar en cuenta en las ecs 4.53 y 4.63 como ya se indicó.

4.8 EQUIPO DE MEDICION

El valor científico de los modelos depende de la disponibilidad de equipo suficientemente preciso para medir las variables de interés. No obstante el avanzado desarrollo de los instrumentos de medición en muchos estudios no es necesario el uso de aparatos complejos, ya que las mediciones pueden hacerse con dispositivos sencillos.

Al seleccionar un equipo debe ser tomada en cuenta la aproximación requerida y los posibles errores que se pueden cometer al utilizarlo y que son de dos tipos sistemáticos y aleatorios; además la selección de los instrumentos de medición debe ser considerada de acuerdo a la investigación que se va a desarrollar.

Generalmente en un modelo hidráulico se miden: a) la elevación de la superficie libre del agua, b) presiones, c) velocidad y dirección de la corriente, d) gastos y e) variaciones del nivel del fondo (por ejemplo, en modelos fluviales y marítimos de fondo móvil). Para ello se utilizan diferentes equipos de medición algunos de los cuales se mencionan a continuación.

4.8.1 Tirantes y Niveles

Para medir el tirante o nivel del agua en una sección transversal se emplean limnímetros, los cuales pueden ser de gancho o punta; este aparato tiene una regla graduada y un vernier, este último permite hacer las lecturas hasta con un 0.1 mm de precisión. Los terminados en punta, se utilizan para medir directamente la elevación del agua cuando está en movimiento y los de gancho cuando el agua esta en reposo.

En la mayoría de los modelos de fondo fijo y mediante una manguera se puede comunicar cualquier sección del modelo a un recipiente cilíndrico donde el agua este en reposo y se pueda medir con precisión su elevación media con un limnómetro de gancho. En los modelos fluviales de fondo móvil se usan necesariamente los limnómetros de punta. El de gancho también se utiliza para medir la carga sobre el aforador de gasto y los de punta se colocan a lo largo del tramo de río en estudio.

Se recomienda que la punta o gancho del limnómetro este en contacto con la superficie del agua y para el segundo la punta del gancho se debe referir a un nivel cero para saber cuál es el tirante que se tiene en el modelo.

Si se desea medir la variación de la elevación del espejo de agua en el tiempo o el perfil de la superficie del agua, se utilizan limnigrafos, los que en papel o cinta magnética registran esas variaciones. En algunos equipos, una o dos puntas quedan siempre parcialmente introducidas en el agua; en cambio otros, la punta siempre está en contacto con la superficie y ella sube y baja siguiendo la variación del nivel del agua.

4.8.2 Velocidad

La velocidad de la corriente en una sección transversal del modelo puede medirse con un tubo de Pitot o un micromolinete.

El primero se utiliza generalmente para medir velocidades altas y el segundo para velocidades más reducidas y ambos deben tener una forma hidrodinámica de manera que no produzcan alteraciones en el escurrimiento al ser introducidos dentro de él. El tubo de Pitot no se recomienda para medir velocidades, por ejemplo, menores de 0.5 m/s. Es de desear que el micromolinete sea muy pequeño para que la perturbación a la corriente sea lo menor posible y los hay con un diámetro de rotor de aproximadamente 10 mm.

El tubo de Pitot es un tubo delgado, que se coloca de manera que la abertura quede normal al flujo y el fluido se introduce a través de ella. De la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2 da como resultado que $V_1 = \sqrt{2g\Delta h}$. Para llegar a este valor se considera que $(P_1/\rho) = h$, $(P_2/\rho) = (h + \Delta h)$ y que el punto 2 es de estancamiento (lo que significa que la velocidad en este punto es igual a cero).

El micromolinete consiste de una hélice pequeña conectada a un dispositivo eléctrico que se encuentra alojado dentro de un cuerpo fuselado (en forma hidrodinámica). Al introducirlo dentro del flujo la hélice gira y el dispositivo eléctrico produce una señal luminosa o acústica. Con estos aparatos se pueden medir velocidades entre 0.03 y 2.0 m/s.

Ambos instrumentos deben calibrarse previamente en un canal de aguas tranquilas, de manera que se disponga de una curva de calibración, en la

cual se indique, según sea el uso, número de señales con la velocidad del flujo o la constante del aparato.

Actualmente se usan equipos que utilizan un rayo laser y tiene la ventaja de permitir medir con mayor precisión velocidades puntuales y no alteran las condiciones del escurrimiento, sin embargo, requieren de personal especializado para mantener el equipo en condiciones óptimas de operación.

4.8.3 Gasto

Para que el modelo funcione se le debe abastecer de un gasto, el cual es suministrado ya sea por un tanque de carga constante o directamente por un equipo de bombas y para medirlo se utilizan diferentes estructuras como, por ejemplo, el aforador o vertedor de pared delgada, generalmente de sección rectangular (sin contracciones laterales) o el de forma triangular. El ingreso del gasto al modelo es controlado por válvulas o compuertas.

Si el vertedor es de sección rectangular sin contracciones laterales el gasto se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = m \sqrt{2g} (b) (H)^{3/2} \quad (4.64)$$

donde:

- Q gasto a través del vertedor, en m³/s
- m coeficiente de descarga, que según Rehbock (1929):

$$m = \frac{2}{3} \left[0.6035 + 0.0813 \frac{H}{a} + \frac{0.00009}{a} \right] \left[1 + \frac{0.0011}{H} \right]^{3/2} \quad (4.65)$$

- b ancho del vertedor, en m; coincide con el ancho del canal
- H carga sobre la cresta del vertedor, en m
- a altura de la cresta del vertedor sobre el piso del canal

Los límites de aplicación de la fórmula de Rehbock son:

$$0.03 \text{ m} \leq H \leq 0.60 \text{ m}$$

$$0.30 \text{ m} \leq b$$

$$0.10 \text{ m} \leq a$$

Además se recomienda que $\frac{H}{a} \leq 1$ para que la carga de velocidad de llegada sea despreciable.

Para un vertedor triangular, se propone utilizar

$$Q = m_i \sqrt{2g} (H)^{3/2} \tan \alpha \quad (4.66)$$

donde

m_i coeficiente de descarga según F. J. Domínguez; se obtiene de la fig 4.3 en función de la carga H y del ángulo α

α ángulo central del vertedor triangular; el vertedor debe ser simétrico con respecto a la vertical. Por tanto el ángulo entre cada lado del vertedor y la vertical debe ser el mismo es decir, igual a $\alpha/2$

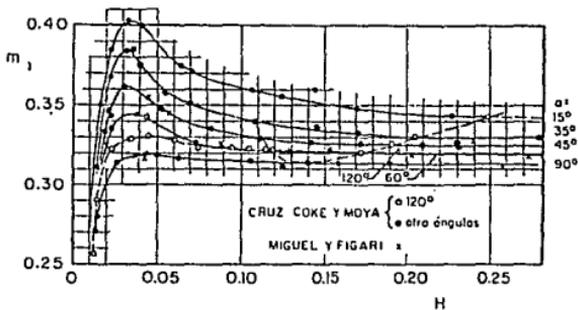


FIG. 4.3 Coeficiente de descarga para vertedor triangular (según Domínguez)

Cuando la relación, ancho del canal entre la carga del vertedor, tiende a ser pequeña, el coeficiente c_m se multiplica con c_m , cuyos valores se indican en la tabla 4.7 en función de b/H ; donde b es el ancho del canal

b/H	5	4	3	2.75	2.50	2.25	2.00	1.75	1.50	1.25	1.00
$\alpha = 45^\circ$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.005	1.01	1.012	1.02	1.048	1.081	1.13
$\alpha = 90^\circ$	1.00	1.01	1.03	1.05	1.07	1.11	1.15				

TABLA 4.7 Valores del coeficiente c_m

Se recomienda utilizar el vertedor triangular si el gasto es menor de 30 l/s, para gastos mayores se utiliza el rectangular.

Ambos tipos de vertedor se pueden colocar a la entrada del modelo o a la salida.

4.8.4 Transporte de Sedimentos

La cantidad de material sólido que es transportado en un modelo fluvial se debe cuantificar, tanto en la zona de alimentación como en la parte final o descarga de él. La cuantificación conviene hacerla con el peso seco o sumergido.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En México las grandes obras hidráulicas tienen varias finalidades, como son el aprovecharlas para la generación de energía eléctrica, irrigación, aprovechamientos con usos industriales y dotación de agua potable, o para control de grandes avenidas, evitando así inundaciones.

En el estudio de sedimentos en cauces que es el cálculo más importante y más difícil, en cuanto a la cuantificación de la aportación de sedimentos de la cuenca, por ser un tema poco tratado en la literatura por lo que desde el punto de vista práctico en la mayoría de los casos es difícil de abordar.

Los mejores criterios para la estimación de la aportación de sedimentos, son aquellos que se basan en la información del muestreo de sedimentos en las corrientes, como son las técnicas de procesamiento de tales datos y los métodos ó criterios de la Hidráulica Fluvial; tomando en cuenta que siempre se deberá procurar instalar una estación de registro ó muestreo de sedimentos en un punto de interés de la corriente en estudio.

En el muestreo de sedimentos se cometen errores que pueden y deben corregirse mediante el uso de técnicas de medición del transporte de fondo en los ríos.

El criterio para la cuantificación de sedimentos se hace con respecto a la experiencia que se tenga en este tipo de trabajo, pues los métodos expuestos son empíricos y por lo tanto se deben de comparar con otros métodos a fines y tomar un dato promedio.

Otro tipo de ayuda y con el cual se pueden hacer comparaciones es el trabajar con modelos hidráulicos, haciendo una réplica a escala del prototipo en estudio.

Por último es importante tener en cuenta que la erosión en las cuencas y en la medida que ésta se evite, se reducirá el problema de los sedimentos, por tanto se recomienda efectuar acciones efectivas para disminuirla en una labor conjunta de carácter técnico, económico y social, imprescindibles para la preservación y conservación de las estructuras hidráulicas.

BIBLIOGRAFIA

- Francisco J. Aparicio Mijares, "Hidrología de Superficie", Apuntes, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1987.
- Springall, G.R., "Hidrología", Primera parte, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1970.
- Manual de Diseño de Obras Civiles, "Hidrotecnia", Comisión Federal de Electricidad, México, 1980.
- Juarez Badillo - Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos" tomo I, Limusa, México, 1980.
- Manual de Diseño de Obras Fluviales para la Protección contra Inundaciones, tomo II, SARH, México, 1981.