

45



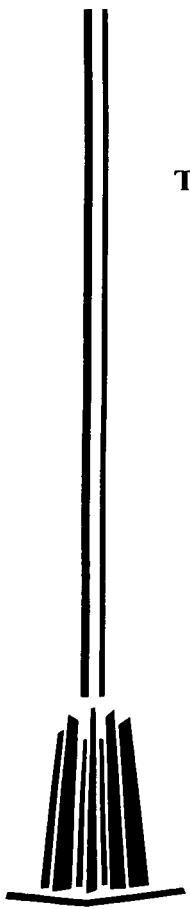
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGÓN"**

**"MÉTODOS PARA CUANTIFICAR EL
TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CANALES
NO REVESTIDOS"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO EN CIVIL
P R E S E N T A :
JOSÉ GONZÁLO SOLÍS ÁLVAREZ

**ASESOR:
ING. MARIDEL ZARATE MORALES**



MÉXICO

2002



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIA

Esta Tesis es el fruto del trabajo de un gran esfuerzo de mi parte y con la gran ayuda técnica de mi asesora de tesis la Ing. Maridel Zarate que fue un gran apoyo durante el desarrollo de la tesis.

Por otra parte esta tesis es dedicada a mi padre José Gonzalo Solís E. >, y a mi madre M. Manuela Alvarez O., por su gran apoyo desde siempre.

PROLOGO

La mayoría de los depósitos naturales de suelo se hallan comprendidos en uno de los siguientes tipos principales: depósitos fluviales, depósitos de inundación de planicies, depósitos de delta, depósitos costaneros, depósitos glaciares, depósitos eólicos (arenas de dunas y lodos) y depósitos formados por sedimentación en agua estancada a distancia considerable de las costas. Todos los otros suelen distinguirse por variaciones importantes y erráticas, al menos en la densidad y consistencia relativa, y comúnmente también en cuanto a su granulometría.

En las cercanías del nacimiento de los sistemas fluviales, los depósitos fluviales ocupan usualmente el fondo de los valles cortados en la roca. Cerca de la desembocadura suelen estar dispuestos en canales sinuosos y entrelazados, cortados en anchas bandas de sedimentos finos que fueron depositados con anterioridad por el río bajo condiciones de sedimentación distintas. El tamaño medio de los granos disminuye a medida que aumenta la distancia a fuentes del río y, en un punto dado, generalmente aumenta con la profundidad a que se halla el depósito. Desde luego, los detalles de la estratificación son siempre erráticos y tanto la granulometría como la densidad relativa varían de una manera imprevisible.

Los sedimentos de inundación son depositados a ambos lados de los cursos inferiores de los ríos durante la época de los crecientes. Consiste regularmente en capas continuas de limo o de arcillas, de espesor bastante uniforme, separadas entre sí por capas de sedimentos más gruesos.

Los depósitos de delta se forman en los puntos donde los cursos de agua desembocan en masas de agua estancada.

Los depósitos costaneros se componen de sedimentos que fueron erosionados por las olas, o bien, llevados por los ríos a una extensión de agua estancada, y luego transportados y depositados por las corrientes costeras. Comúnmente están formados de arena y grava, pero como resultado de importantes fluctuaciones en el nivel del lago o del mar, combinadas con desplazamientos del talud de los ríos que cruzan la costa, los depósitos de arena y grava pueden alternar de una manera intrincada con capas o bolsones de limo, arcilla o turba. Los depósitos costaneros de este tipo se conocen como depósitos costaneros compuestos.

Los constituyentes de los depósitos glaciares fueron recogidos y transportados por las masas de hielo y depositados cuando este se derritió.

En contraste con los depósitos glaciares, los sedimentos eólicos son invariablemente de una uniformidad notable. No obstante, la forma de sus límites pueden ser muy irregular, pues el viento suele depositar su carga en montones irregulares cuando encuentran superficies muy accidentadas. Además, los sedimentos finos conocidos como lodos pueden perder completamente su homogeneidad original como consecuencia de lavado o descomposición local.

Los agentes de transporte, es decir, las corrientes de agua, el hielo y el viento, depositan durante o al finalizar su recorrido solo parte de su carga sólida. El resto es llevado a las grandes extensiones de agua estancada, como los lagos, bahías u océanos.

El efecto de los cambios que con las estaciones sufren las características del material en suspensión afecta su contenido de humedad y otras cosas.

En verano, el material en suspensión en los lagos consistía en limo y arcilla. Los materiales gruesos como la arena y la grava no entraban al lago, pues se depositaban antes, en la boca de los ríos, formando depósitos de delta. En verano, por tanto, sedimentan las partículas de limo. El invierno no aporta nuevos materiales, pues los ríos estaban congelados, y por consiguiente debajo de la capa de hielo que cubría los lagos sólo se depositaba las partículas de arcilla que habían quedado en suspensión durante el verano. Por ello, el sedimento esta compuesto de capas claras, depositadas en verano y formadas de limo y de capas oscuras depositadas en invierno y constituidas, principalmente, de arcilla. Cada capa doble representa el depósito de un año. El espesor de cada capa doble es comúnmente menor de 2cm, aunque excepcionalmente alcanza valores mucho mayores; depende de la cantidad de material aportado al lago durante el verano.

Los depósitos de arcillas laminares son muy comunes tanto en Europa como en Norteamérica, y son fuente prolífica de dificultades serias en la construcción.

Los cauces cuyo fondo y paredes están formados por materiales sueltos, o aún los canales revestidos que están sometidos a cambios constantes por su forma y, por consiguiente, en su funcionamiento hidráulico. Los cambios morfológicos se deben fundamentalmente a dos fenómenos: la erosión y el depósito.

La posibilidad de alteración del cauce puede presentarse inclusive en canales con paredes y fondo no erosionables. Esto sucede cuando el flujo arrastra material en suspensión y hay zonas o momentos en donde la velocidad es tan baja que dicho material se deposita en el cauce. Son muchas las obras de ingeniería que están superestimadas a escurrimientos de este tipo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cualquier alteración que provoque cambios de forma en cauce afecta seriamente a las estructuras que fueron proyectadas para ciertas condiciones que al no presentarse, pueden indicar la necesidad de encausar o rectificar un río o sobreelevar las paredes de un canal, y en el caso de un vaso de almacenamiento, una visión escasa sobre la cantidad de material arrastrado por el río, puede inclusive acortar la vida útil de la obra debido a que, dicha vida útil en las grandes presas es el tiempo que tarda los AZOLVES en alcanzar la obra de toma.

El presente trabajo de investigación pretende presentar los métodos para estimar los gastos líquido y sólido de acarreo de sedimento.

El presente trabajo de tesis consta de 5 capítulos, como sigue:

Capítulo I. Aspectos generales; el cual define tipos de arrastre de acuerdo a las características físicas del material.

Capítulo II. Propiedades de las partículas; es una breve descripción del tamaño, forma, densidad, y velocidad de caída.

Capítulo III. En este se presenta el inicio del movimiento, así como las formas de arrastre.

Capítulo IV. Transporte del fondo en suspensión; se presenta una breve descripción del transporte total, según el mecanismo de transporte.

Capítulo V. Método para cuantificar el transporte de sedimentos, aplicación y obtención de algunos métodos para el cálculo del gasto sólido.

INDICE

AGRADECIMIENTOS

PROLOGO

I. ASPECTOS GENERALES

- 1.1 Introducción
- 1.2 Definición de conceptos

II. PROPIEDADES DE LAS PARTICULAS SEDIMENTARIAS

- 2.1 Propiedades de los sedimentos
- 2.2 Índice de densidad de sedimentos

III. INICIO DE ARRASTRE, CANALES NO REVESTIDOS

- 3.1 Inicio de arrastre
- 3.2 Erosión y arrastre de partículas
- 3.3 Transporte de sedimentos
- 3.4 Canales no erosionables
- 3.5 Canales erosionables que se socavan pero no se sedimentan
- 3.6 Formas de arrastre

IV. TRANSPORTE DEL FONDO EN SUSPENSIÓN

- 4.1 Arrastre en la capa de fondo
- 4.2 Transporte del fondo en suspensión
- 4.3 Transporte de fondo o transporte total de fondo
- 4.4 Transporte de lavado
- 4.5 Transporte en suspensión
- 4.6 Transporte total

V. METODO PARA CUANTIFICAR EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

- 5.1 Cuantificación del transporte de sedimentos
- 5.2 Métodos para cuantificar el transporte de fondo o transporte total en la capa de fondo (g_b); separando el que es arrastrado en la capa de fondo y el que es transportado en suspensión
- 5.3 Métodos para cuantificar el transporte de fondo (g_b); sin distinguir lo arrastrado en la capa de fondo y transportado en suspensión
- 5.4 Métodos para cuantificar el arrastre en capa de fondo

CONCLUSIONES GENERALES

BIBLIOGRAFIA

ASPECTOS GENERALES

ARRASTRE DE SEDIMENTOS

1.1 INTRODUCCIÓN.

La sedimentación se utiliza en los tratamientos de aguas residuales para separar sólidos en suspensión de las mismas.

La eliminación de las materias por sedimentación se basa en la diferencia de peso específico entre las partículas sólidas y el líquido donde se encuentran, que acaba en el depósito de las materias en suspensión.

En algunos casos, la sedimentación es el único tratamiento al que se somete el agua residual. La sedimentación puede producirse en una o varias etapas o en varios de los puntos del proceso de tratamiento. En una planta típica de lodos activos, la sedimentación se utiliza en tres de las fases del tratamiento: 1) En los desarenadores, en los cuales la materia inorgánica (arena, a veces) se elimina el agua residual; 2) En los clarificadores o sedimentadores primarios, que producen al reactor biológico, y en el cual los sólidos (orgánicos y otros) se separan; 3) En los clarificadores o sedimentadores secundarios, que siguen al reactor biológico, en los cuales los lodos del biológico se separan del efluente tratado.

TIPOS DE SEDIMENTACIÓN

1. *Sedimentación discreta.* Las partículas que se depositan mantienen su individualidad, o sea, no se somete a un proceso de coalescencia con otras partículas. En este caso, las propiedades físicas de las partículas (tamaño, forma, peso específico) no cambian durante el proceso.
2. *Sedimentación con floculación.* La aglomeración de las partículas va acompañada de cambios en la densidad y en la velocidad de sedimentación o precipitación. La sedimentación que se lleva a cabo en los clarificadores o sedimentadores primarios es un ejemplo de este proceso.
3. *Sedimentación por zonas.* Las partículas forman una especie de manta que sedimenta como una masa total presentando una interfase distinta con la fase líquida.

TEORIA DE LA SEDIMENTACIÓN DISCRETA

El fundamento para la sedimentación de partículas discretas es la ley de Newton, que se basa en la suposición de que las partículas sean esféricas con diámetros homogéneos. Cuando una partícula se sedimenta, va acelerándose hasta que las fuerzas que provocan la sedimentación, en particular el peso efectivo de la partícula, se equilibran con las resistencias o fuerzas de fricción ofrecidas por el líquido.

Cuando se llega a este equilibrio, la partícula alcanza una velocidad final de sedimentación de la partícula.

SEDIMENTACIÓN CON FLOCULACION

La sedimentación con floculación tiene lugar cuando la velocidad de sedimentación de las partículas aumenta, debido a efectos de coalescencia con otras partículas.

Las trayectorias de sedimentación de las partículas tienen forma curva, en lugar de las líneas rectas que se producen en la sedimentación de partículas.

Los criterios de diseño para sistemas en los que se hace una sedimentación con floculación se establecen a través de ensayos de sedimentación en laboratorio.

SEDIMENTACIÓN POR ZONAS

La sedimentación por zonas se presenta en clarificadores con lodos coagulados químicamente, o activos con concentraciones que exceden los 500 mg/l. La capa de lodos presenta varias zonas perfectamente diferenciadas. Cada zona se caracteriza por una concentración específica en lodos y por una velocidad de sedimentación determinada. Veamos lo que ocurre cuando una suspensión que tiene una concentración en lodos uniforme se coloca en un cilindro de sedimentación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los lodos comienzan a precipitarse, estableciéndose una interfase (interfase 1) entre la superficie de la capa de sólidos que están sedimentándose y el líquido clarificado es el que se denomina zona interfacial. La concentración de lodos en esta zona es uniforme, precipitándose todo ello como una capa de materia a velocidad constante (V). Simultáneamente a la formación de la interfase 1 y de la zona interfacial, empieza una compactación de los sólidos en suspensión en el fondo del cilindro (zona de compactación).

En esta zona la concentración de sólidos en suspensión es también uniforme, y la interfase que bordea esta zona (interfase 2) avanza en el cilindro con una velocidad constante (V).

1.2 DEFINICION DE CONCEPTOS

Se entiende por sedimento a todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua.

Según su comportamiento, a ser transportadas por el flujo, el sedimento se puede diferenciar en dos grandes grupos:

- El de fondo
- El de lavado

Al estudiar un tramo de río, el primero es el que forma el fondo o alveo del cause y el segundo el que no se encuentra dentro de ese material. Este último esta formado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión.

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el de lavado consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material, por tanto si en dos ríos se tienen tramos semejantes y con idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulica semejantes. Lo anterior no ocurre con el material de lavado; en forma general, un río puede transportar tanto material de lavado como llegue al, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente. Así dos ríos semejantes con igual material en el fondo, pero uno con cuenca protegida o forestada y otro con una cuenca desprotegida con fuertes pendientes y material suelto de lavado, llegando el primero al extremo de no transportar nada de ese material.

Como se ha indicado, se clasifican como material de lavado todo aquel material fino que no se encuentra representado en el material de fondo. Cuando los diámetros y este último no son conocidos, se establece como límite entre ambos materiales al diámetro de 0.062mm, de tal manera que el transporte de lavado es el formado por todas las partículas menores que ese diámetro.

El transporte de lavado siempre tiene lugar en suspensión mientras que el transporte de material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo o en suspensión. La capa del fondo, como su nombre lo indica, se encuentra justo arriba del lecho de un cauce. Einstein, quien introdujo este concepto, le asigno un espesor igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada.

El transporte unitario de sedimentos se expresa en peso o en volumen. Si se expresa en peso y se designa con las literales "gx" cuyas unidades serán kgf / s.m ó N / s.m y se expresa en volumen, se designa con la letra "qx" y sus unidades son m³ / s.m.

Es muy importante tener en mente que el volumen "qx" obtenido con las formulas de transporte es el ocupado por las partículas sólidas sin dejar huecos entre ellas. Por tanto, la relación entre "gx" y "qx" está dada por:

$$g_x = \gamma s q_x$$

El subíndice x depende del tipo de transporte y se explicara mas adelante. Asi por ejemplo se obtiene que $q_x = 2m^3 / s.m$, ello significa que a cada segundo y por metro de ancho de la sección esta pasando un volumen sólido de $2m^3$ de material, del que estén constituidas las partículas sin que halla hueco entre ellas.

El volumen real V_x , que ocuparía el material transportado, si llegara a depositarse se obtiene de la relación:

$$V_x = q_x b \Delta t / (1-n) = g_x b \Delta t \gamma s(1-n) = Q_x \Delta t / (1-n) = G_x b \Delta t \gamma s(1-n)$$

Donde:

q_x , g_x son el transporte unitario de sedimentos expresados en volumen ($m^3 / s.m$) o en peso kg f/s.m, respectivamente.

Q_x , G_x son el transporte de sedimentos que pasa por la sección completa desde un cauce expresado en volumen (m^3 / s) o en peso kgf / s), respectivamente.

Δt son intervalos de tiempo.

V_x es volumen real ocupado por los sedimentos que pasa por una sección, en el paso Δt .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

n es porosidad del material.

b es el ancho del fondo del cauce.

Conviene recordar que la relación de vacíos "e" se relaciona con la porosidad mediante las relaciones:

$$e = n / (1-n)$$

$$n = e / (1+e)$$

Cuando se calcula el transporte del fondo en la suspensión, se considera usualmente que ocurre todo en el ancho de la sección, por lo que se trabaja con el ancho de la superficie libre B o en el ancho medio Bm.

$$B_m = (b + B) / 2$$

Para facilitar el cálculo del transporte de sedimentos, comprender claramente los datos que se requieren para su cuantificación y agrupar convenientemente los criterios y formulas de transporte, se propone distinguir las siguientes seis clases de transporte:

FORMAS DE TRANSPORTE

NOTACIÓN

	kgf / s.m N / s.m	kgf / s N / s	m ³ / s.m	m ³ / s
a) Arrastre en la capa de fondo	gB	GB	qB	QB
b) Transporte del fondo en suspensión	gBS	GBS	qBS	QBS
c) Transporte total de fondo	gBT	GBr	qB	QBT
d) Transporte de lavado	gL	GL	ql	QL
e) Transporte en suspensión	gS	Gs	qs	QS
f) Transporte total	gT	GT	qT	QT

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**PROPIEDADES DE LAS PARTICULAS
SEDIMENTARIAS**

2.1 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

Las propiedades de los sedimentos, ofrecen una base para su clasificación que se suelen tomar en consideración para diferenciar unos sedimentos marinos de otros y por sobre todo él poder determinar la relación entre el sedimento y los factores del ambiente.

En general, algunas de las propiedades de los sedimentos que se suelen tomar en consideración, para diferenciar unos sedimentos marinos de otros son el color, el tamaño de las partículas, la forma de las partículas, la permeabilidad, el contenido de materia orgánica, la acidez, el contenido de cloruro de sodio, la reflectividad acústica, entre las más importantes.

El color de un sedimento es afectado principalmente por las condiciones oxidantes o reductoras y por la escasez o abundancia de materia orgánica; se producen tonos rojizos y ocres, debido a los óxidos de hierro, en presencia de abundante oxígeno libre; tonos negros en ausencia de este elemento y cuando abunda la materia orgánica; y tonalidades intermedias, verdes y azules, bajo concentraciones intermedias.

Los colores blancos, grises y levemente amarillentos suelen corresponder a sedimentos biógenos en los que predominan esqueletos calcáreos y silícicos o bien a terrígenos dominados por el cuarzo.

La sucesión de láminas o estratos de tonos claros y oscuros indica alternancia de condiciones de sedimentación y el grosor de cada lamina de color diferente permite estudiar los ritmos de los cambios ambientales y la velocidad de sedimentación, si se tienen referencias cronológicas.

La acidez suele oscilar entre valores de pH cifrados en torno a 6 en marismas pantanosas, y básicos de 8'5 en cuencas oceánicas El potencial de oxidación-reducción o tendencia del sistema a captar o ceder electrones, que se expresa como Eh, varía entre condiciones oxidantes de +400 milivoltios y condiciones reductoras con valores de hasta -400 milivoltios Ambas propiedades varían mucho desde la superficie de contacto con el agua marina hacia el interior del sedimento y en la variación juega un importante papel la flora bacteriana esta oxida hidratos de carbono o grasas, liberando dióxido de carbono, o proteínas y rasa, formando amoníaco y ácido sulfhídrico.

Si ello ocurre cerca de la superficie en ambiente oxigenado pueden formarse nitratos y sulfatos, pero si el ambiente es anóxico pueden precipitarse sulfuros, gracias a la explotación de los sulfatos preexistentes por bacterias sulfato reductoras El nivel de Eh cero suele coincidir con el de la aparición de ácido sulfhídrico y se toma como indicador del cambio de condiciones aeróbicas a anaeróbicas.

En condiciones anaeróbicas la fauna bentónica escasea y muchas de sus conchas se rellenan de pinta esta adquiere una estructura de coliflor porque la precipitación del sulfuro de hierro ha sido provocada por colonias bacterianas sulfato reductoras.

La textura, es decir el tamaño de los granos y la proporción en que intervienen determinados tipos de tamaños, depende de muchos factores, ya que en el sedimento pueden coincidir algunas partículas generadas por vías muy variadas y de tamaños muy diferentes.

En general la textura es gruesa (gravas y arenas) en algunas zonas litorales y coralinas, es de mezcla en la plataforma continentales es fina en ambiente de alta mar y en la costa lagunares y deltaicas.

La reflectividad acústica de los sedimentos es otra propiedad de interés en el análisis del tipo de fondo y subfondo del océano y se aprovecha para interpretar como son estos a partir de las informaciones sobre la profundidad y el relieve que de manera casi rutinaria obteniendo los bosques oceanográficos en sus campañas.

Los fondos arenosos y rocosos de aguas someras reflejan al mayor parte de sonido mientras que los fondos luminosos y arcillosos escasamente compactado absorben la mayor parte de la energía sonora y por consiguiente reflejan solo una pequeña fracción.

La parte absorbida puede penetrar hasta horizonte mas compacto del subfondo y reflejarse desde él, con lo que se obtiene de información sobre variaciones superficiales.

Ello se debe a que la textura influye en la porosidad y esta es una de los principales determinantes de las propiedades acústicas del sedimento.

A. Resistencia Eléctrica

Es una medicina de la resistencia al paso de la corriente eléctrica. Depende de la naturaleza del sedimento y del contenido del fluido de sus poros. Para la arenisca las resistividades del orden de 10 ohmios-cm.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

B: Empaque

El grado del empaque puede definirse como las relaciones especiales mutuas existentes entre los granos de un sedimento, o sea el volumen del sólido sobre el volumen total.

Se conocen seis casos simples de empaque para esferas del mismo tamaño desde el arreglo mas apretado posible hasta el mas suelto.

El empaque más suelto es el empaque cúbico: los centros de las esferas forman los ocho rincones del cubo. Este arreglo produce el máximo espacio entre las esferas.

El arreglo más apretado es el arreglo romboédrico: los centros de las esferas están situados a los ocho rincones de un romboedro regular. Es el arreglo más estable, donde hay el mínimo de espacio entre los granos. La concentración volumica (N) de sólidos es decir la relación entre sólido y espacio es respectivamente de 0.524 y 0.740, para el empaque cúbico y romboédrico.

Así por ejemplo, trabajando con arena fina de playa se ha encontrado una porosidad insitu de 0.42. la porosidad obtenida por vibración era de 0.40. la misma arena depositada cerca de un cañón submarino tenia una porosidad de 0.47 y en el cañón mismo 0.73.

Cuando un agregado denso de granos "esta en descanso" el empaque no puede ser cambiado sin mover todos los granos. El arreglo acarrea una dilatación o expansión temporaria del volumen del agregado. Esta propiedad llamada dilatación que no poseen los fluidos ni los sólidos. El rechazo instantáneo de la superficie de una playa húmeda es un buen ejemplo de dilatación de un agregado denso debido a la tensión de cizallamiento.

La dilatación produce un crecimiento repentino de la expansión. La acción capilaria acarrea el fluido hacia las zonas de dilatación y se observa un exceso de agua cuando se aplica fuerza.

Si un agregado granular suelto es sometido a una tensión o un choque, una pequeña dilatación acarrea la separación de cada grano del grano vecino y la masa entera puede tender hacia un arreglo más denso.

Si el agregado esta saturado en agua se produce repentinamente una suspensión granular densa y la masa entera fluye. Este fenómeno se llama "licuefacción espontánea" y es probablemente asociado con los fenómenos de aludes submarinos y corrientes de turbidez. Este fenómeno puede ser producido por una aumentación de la presión entre los poros.

C. Porosidad

La porosidad es el porcentaje de volumen de poros, la porosidad total es el porcentaje total del volumen de huecos, mientras que la porosidad efectiva es el porcentaje de los huecos comunicados entre sí. Los sedimentos no consolidados tienen valores iguales para la porosidad total y la efectiva.

La porosidad puede medirse de varios modos. Un método ordinario comprende la extracción del aire de los poros mediante el vacío y midiendo el volumen del aire desplazado a la presión atmosférica.

$$\text{Porosidad} = \frac{100 (\text{volumen de la masa} - \text{volumen de los granos})}{\text{Volumen de la masa}}$$

Es la porosidad una función de la uniformidad del tamaño y la forma de las partículas y de la condición del relleno o empaquetamiento de estas. Teóricamente, la porosidad independiente del tamaño tratándose de esferas.

Arreglo cúbico.	P = 0.476
Arreglo romboédrico	P = 0.260

En la práctica del fenómeno es complicado para las formas no esféricas y las diferencias de tamaño entre los granos. Se suele encontrar que los sedimentos de granos finos tienen porosidades mayores que los granos gruesos. En general el empaque es tanto más suelto a la porosidad más grande si el efecto de la gravedad ha sido importante durante las fases finales del depositación.

El arreglo romboédrico muy denso suele encontrarse sobre fondos sometidos a corrientes u olas importantes (playa, plataforma continental) el arreglo cúbico es más común para sedimentos depositados en aguas tranquilas.

D. Permeabilidad

Una de las propiedades más importantes de un sedimento en su permeabilidad que regula la facilidad relativa de paso de un fluido a través de sus poros. A diferencia de la porosidad, la permeabilidad está muy influida por el tamaño de partículas.

La grava gruesa tiene grandes aberturas entre los granos que permiten el paso libre a los fluidos. A medida que las partículas se hacen más pequeñas los poros se vuelven también menores, y se requiere una fuerza mayor a un tiempo mayor para mover un volumen unitario de fluido a través de un sedimento. La permeabilidad es de un DARCY cuando 1 cm^2 de superficie de la roca pone en libertad 1 cm^3 de fluido de viscosidad unitaria en un segundo obrando una diferencia de presión de atm / cm. La permeabilidad de una arena consolidada de 112 mm de diámetro medio aproximadamente de 1 DARCY.

E. Cohesión

Es la propiedad de los granos sedimentarios de pegarse o adherirse entre sí por efecto de fuerza superficial. Los sedimentos no considerados de grano fino con diámetro de partícula menor de 0.01 la poseen.

F: Compatibilidad

Es la disminución de volumen bajo una carga expresada por lo común como una disminución de la porosidad. La presentan con mas claridad los sedimentos no considerados, de grano fino. En la arcilla se ha medido una disminución de porosidad del 50 al 5%, cuando se encuentra enterrada a mas de 1.500 mts.

G. Susceptibilidad magnética

Es una medida de las propiedades magnéticas de las rocas. En los sedimentos, la susceptibilidad magnética es principalmente una función de la cantidad de magnética presente. En unidades del sistema G.G.S. el 90% de los sedimentos tienen susceptibilidad menor de 0.001.

En los sedimentos se expresa esta propiedad en unidades que equivalen a 12 gramos radio por grano de roca. Los promedios de los valores, medios son aproximadamente 4.1 para arenisca pura, 4.0 para caliza, 11.3 para pizarra.

H. Conductividad térmica

Es una medida de la facilidad con la que pasa el calor a través de las rocas. La conductividad K expresada en calorías seg cm-grado, es del orden de 0.005.

Los geólogos, además de estudiar los continuos fenómenos en la corteza terrestre con el objetivo de indagar sus posibles causas, realizan minuciosas investigaciones, algunas de ellas los han llevado a descubrir acontecimientos que ocurrieron en otras épocas y que causaron grandes transformaciones en el planeta. Esos científicos pueden ser considerados como historiadores que se encargan de revisar la información dejada por los sedimentos durante la evolución de la tierra.

Los sedimentos son restos de materia inorgánica y orgánica que se depositaron sobre la corteza de la tierra, tanto en los continentes como en el fondo del mar y constituyen un registro fiel de las condiciones del medio ambiente y de los organismos que han existido a través de la historia del planeta. Como las paginas de un libro cada capa sedimentaria revela las condiciones y los organismos que vivieron en un momento dado de esa historia.

Este interesante estudio a dado origen a una importante rama de la geología que se denomina estratigrafía.

Los geólogos marinos ponen su empeño en estudiar las capas que forman la corteza oceánica. Dicha corteza esta estructurada por rocas y ígneas que pasaron por el estado de lava líquida y por sedimentos que se han ido depositando hasta formar en su mayoría las llamadas rocas metamórficas.

En las capas sedimentarias se establecieron los restos de organismos que existieron en otras épocas. Dichos restos reciben el nombre de fósiles que equivalen para los geólogos lo que los viejos manuscritos estudiados a los historiadores, puesto en ellos se han registrado la evolución de la corteza terrestre. El estudio d los fósiles dio origen a otra rama de la ciencia llamada paleontología.

La naturaleza de los materiales que tienen los sedimentos pueden variar desde depósitos muy blandos, como la aluvión de los ríos hasta un material duro como las piedras formadas por la acumulación continua de sales calcáreas.

Para calcular la edad geológica de una roca metamórfica se toman como base el espesor de los sedimentos que la forman calculando el índice medio de acumulación de los sedimentos.

El índice de acumulación sedimentaria en los océanos es muy variada, porque es determinado por una serie de factores que pueden acelerar o retardar. Por ejemplo cerca de los márgenes continentales es muy rápido, sobre todo donde

los grandes ríos desembocan en el mar. Ríos como el Misisipi o el Amazonas decaigan hasta un kilómetro cúbico de sedimentos por año; en la mayor parte de ellos se depositan cerca de la base del talud continental. Sin embargo pueden ir a parar por grandes cantidades y miles de kilómetros de la fuente que los produce. Las avalanchas submarinas y las corrientes hacen posibles este desplazamiento.

En algunas regiones oceánicas un centímetro de espesor de sedimentos puede representar la acumulación en un millón de años, como lo que muestran las rocas formadas casi en su totalidad de arcilla y provenientes de un lugar profundo, alejado de los continentes e islas. En otras zonas hay especies que registran la concentración de un solo año, sobre todo cuando la sedimentación se acumula cerca de un continente en el lugar donde se descarga un río. Dichas especies están formadas principalmente por arena y fango.

En la mayor parte de los fondos oceánicos, el índice medio de acumulación de los sedimentos se encuentra entre esos dos extremos de manera que un centímetro significara de tal manera, entre 1.000 y 10.000 años de acumulación.

2.2 INDICE DE DENSIDAD DE SEDIMENTOS

El Índice de densidad de sedimentos (Silt Density = SDI) o índice de "ensuciamiento" es un procedimiento sencillo desarrollado para estimar el grado de bloqueo o ensuciamiento de las membranas debido a la contaminación en forma de partículas coloidales, que comúnmente incluyen bacterias, arcillas, fierro, químicos, utilizados en la clasificación / filtración tales como el sulfato de aluminio, cloruro ferrico, polielectrolitos cationicos, pueden causar bloqueo coloidal. Este método es ampliamente en la industria, dado que principalmente mide la concentración coloidal.

El procedimiento de SDI determina la caída en el flujo a través de una membrana de 49 mm de diámetro y con un tamaño de poro de 0.45 mm. Este tamaño de poro es susceptible de ser obstruido por materia coloidal y no por arena o incrustantes.

La disminución en el flujo de agua es representada entre 1 a 100 unidades. Un rápido taponamiento indica niveles rápidos de contaminación coloidal por lo que el SDI será un numero grande relativamente en comparación con el agua con bajas tendencia a ensuciarse.

QUE REPRESENTA EL VALOR SDI

La tendencia del agua de alimentación a ensuciarse, las membranas de los equipos de purificación, así como de las membranas de osmosis inversa deberá ser mantenida a un nivel aceptable para asegurar una operación económica y eficiente. Un SDI menor o igual a 5 es aceptable.

Todos los módulos en espiral incluyendo los de acetato de celulosa (CA) Thin Film composite (TFC) y polisulfona de alto flujo (PSRO) deberán de ser alimentados con agua tratada cuando el SDI sea igual a 5 o menor. En membranas de fibra hueca (Hollow Fiber) es mas recomendable un SDI de 3.

Un alto nivel de partículas puede tener un efecto indeseable en las membranas de osmosis inversa y generar problemas tales como:

Rápida disminución en el flujo del producto debido a que la superficie de las membranas se ensucian y se bloquean.

Un incremento en la presión de alimentación y una disminución en el flujo de rechazo, debido a que los canales de rechazo se restringirán reduciendo la acción de barrido a través de las membranas.

Una perdida en la retención de sales (por lo tanto disminución en la calidad del producto) ya que la superficie de las membranas cambia de acuerdo al grado "ensuciamiento".

¿CÓMO REDUCIR EL SDI?

Algunos de los métodos de pretratamiento sugeridos para reducir el SDI incluyen:

- Micro filtración (Filtros de cartucho).
- Ultra filtración
- Suavización (No reduce el SDI, reduce el "ensuciamiento" al estabilizar los coloides)
- Filtros multimedia
- Filtros de arena
- Filtros de fierro (Greensand)
- Floculación

¿QUÉ METODO UTILIZAR PARA MEDIR EL SDI?

Se requiere determinar la efectividad de un pretratamiento, cualquiera de los dos procedimientos estándar o modificado, pueden ser utilizados.

Para analizar agua con una lata tendencia a ensuciarse (por ejemplo las aguas municipales de abastecimiento con un SDI igual o mayor a 10 unidades) es recomendable utilizar el procedimiento modificado.

El procedimiento estándar deberá ser utilizado después de que el agua ha sido tratada por cualquier método de purificación, tales como la ultra filtración u osmosis inversa. Debido a que el nivel de contaminación será bajo se recomienda utilizar un filtro con su tamaño de poro de 0.1 pm en lugar de un filtro de 0.45 pm.

¿CUÁNDO LLEVAR A CABO LOS ANÁLISIS SDI?

Como parte de los análisis en sitio se deberán realizar las determinaciones del SDI en el agua de alimentación. La prueba deberá repetirse antes de la instalación del equipo para determinar si las condiciones del agua de alimentación ha cambiado desde que el agua fue analizada por primera vez.

En el caso de que exista un pretratamiento el análisis del SDI deberá llevarse a cabo a intervalos regulares (semanalmente) con el objetivo de confirmar que el pretratamiento esta operando eficientemente.

Si cualquier componente del tratamiento de agua es modificado, el SDI deberá ser determinado para comparar la eficiencia del nuevo equipo con respecto al sistema anterior.

INICIO DE ARRASTRE, CANALES NO REVESTIDOS.

3.1 INICIO DE ARRASTRE.

Cuando el agua fluye por un canal abierto, acarrea generalmente una cierta cantidad de sedimento erosionado de las orillas del canal o del fondo. La capacidad de acarreo de sedimentos es directamente proporcional a la velocidad del flujo. Las partículas del sedimento están suspendidas en el agua, de movimiento por la acción de las componentes verticales de turbulencia de la velocidad. En los depósitos por encima de las presas, la velocidad y en su caso la turbulencia, disminuyen gradualmente. Esto ocasiona que los sedimentos que arrastra el agua que entra vayan al fondo de estos embalses. Similarmente, cuando los ríos llegan al mar, sus sedimentos se depositan formando grandes deltas. Cuando el agua pasa por la presa, recobra su capacidad de arrastre de los sedimentos. Para satisfacerla, erosionará las orillas del río más abajo de la presa hasta que pueda tomar una cantidad suficiente de sedimento que corresponda a su capacidad de acarreo. Como la descarga cambia antes y después del paso de una onda máxima de crecida, la capacidad de acarreo del sedimento cambia también. A un con flujo permanente, cuando la pendiente del canal cambia a lo largo del recorrido del río, la velocidad del flujo se alterará de modo correspondiente. De aquí resulta que el perímetro mojado de un canal raras veces es estable, constantemente es sometido a algún tipo de cambio. Por consiguiente, el estudio de la erosión y la deposición del sedimento constituye una parte importante en el análisis hidráulico.

3.2 EROSIÓN Y ARRASTRE DE PARTÍCULAS.

Uno de los objetivos más importante en el proyecto de un canal es asegurar un mínimo costo de conservación. Si se trata de un canal revestido, el problema concierne principalmente a la economía de la construcción. Ya que la velocidad necesaria para que se produzca erosión es relativamente alta; usualmente, por encima de 10ft/s. Sin embargo, en el caso de canales de material fácilmente erosionable el problema es mucho más dificultoso a causa del complejo fenómeno del arranque y arrastre de las partículas. En los últimos años se ha avanzado notablemente en la investigación de este tema, pero aún se está lejos de desentrañarlo totalmente. Por tanto, el procedimiento a seguir en un proyecto ha de ser empírico en gran medida.

Los materiales transportados, llamados sedimentos, no se limitan a cieno y arena, sino que también incluyen elementos tan diversos como arcilla coloidal, cantos rodados y bloques erráticos. La cantidad total de sedimentos en movimiento en cualquier punto, se compone de una parte depositada sobre el lecho y otra parte en suspensión. La primera es transportada rodando o a saltos a lo largo del lecho del canal mientras que la segunda es llevada por la corriente, decreciendo la densidad con la altura sobre el lecho.

La capacidad de la corriente para transportar más materia en suspensión depende de la densidad de la ya existente y del grado de turbulencia, alcanzado el punto de saturación no es posible el aumento del material transportado.

En el caso de un canal que transporta una masa conocida de sedimentos, se ha encontrado que si la velocidad disminuye gradualmente, se llega a un punto en el que la corriente ya no es capaz de efectuar el transporte y tiene lugar la deposición. Si posteriormente se aumenta la velocidad, se llega a otra velocidad crítica a la cual comienza a removerse el lecho. Normalmente, esta segunda velocidad crítica es más alta que la primera, sobre todo si los sedimentos han tenido tiempo suficiente para posarse gradual y ordenadamente o los intersticios se han rellenado con un cemento natural de arcilla coloidal. Desgraciadamente, la masa de sedimentos y el caudal raramente permanecen constantes durante un periodo de tiempo.

3.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

Los cauces cuyo fondo y paredes están formados por materiales sueltos, ó aun en los canales revestidos que transportan agua con sustancias sólidas en suspensión, presentan la característica de que están sometidos a cambios constantes en su forma y, por consiguiente es su funcionamiento hidráulico. Los cambios morfológicos se deben fundamentalmente a dos fenómenos, la erosión y el depósito.

La posibilidad de alteración del cauce puede presentarse inclusive en canales con paredes y fondo no erosionables, esto sucede cuando el flujo arrastra material de suspensión y hay zonas o momentos en donde la velocidad es tan baja que dicho material se deposita en el cauce.

Son muchas las obras de ingeniería que están superdotadas a escurrimientos de este tipo; por ejemplo, los puentes, las alcantarillas, cortinas de las presas, cualquier alteración que provoque cambios de forma en el cauce afecta seriamente a las estructuras que fueron proyectadas para ciertas condiciones que al no presentarse pueden implicar la necesidad de encauzar o rectificar un río o sobreelevar las paredes de un canal y, en el caso de un baso de almacenamiento, una previsión escasa sobre la cantidad del material arrastrado por el río. Puede inclusive acortar la vida útil de la obra debido a que, dicha vida-útil en las grandes presas es el tiempo que tardan los azolves en alcanzar la obra tomada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Es evidente que son muy grandes los problemas económicos que puede acarrear un proyecto en que se haya desestimado la importancia de cuantificar adecuadamente el transporte de sedimentos y es por ello que varios investigadores se han dedicado a estudiar este fenómeno, por cierto muy complejo, razón por la que hasta ahora no ha sido posible aclarar con suficiente amplitud todas las dudas aunque si se han logrado avances que permiten entender mejor el problema y disponer de criterios de diseño.

Los canales estudiados en este capítulo incluyen canales no erosionables, canales erosionables y canales en paños. Para canales erosionables, el estudio se limitará principalmente a aquellos que se socavan pero que no se sedimentan.

3.4 CANALES NO EROSIONABLES

CANAL NO EROSIONABLE.

La mayor parte de los canales artificiales revestidos y construidos pueden resistir la erosión de manera satisfactoria y, por consiguiente, se consideran no erosionables. Los canales artificiales no revestidos por lo general son erosionables, excepto aquellos excavados en cimentaciones firmes, como un lecho en roca. En el diseño de canales artificiales no erosionables, factores como la velocidad permisible máxima y la fuerza tractiva permisible no hace parte del criterio que debe ser considerado. El diseñador simplemente calcula las dimensiones del canal artificial mediante una ecuación de flujo uniforme y luego decide acerca de las dimensiones finales con base en la eficiencia hidráulica o reglas empíricas de sección óptima, aspectos prácticos constructivos y económicos. Los factores que se consideran en el diseño son: la clase del material que conforma el cuerpo del canal, la cual determina el coeficiente de rugosidad; la velocidad mínima permisible, para evitar la depositación si el agua mueve limos o basuras; la pendiente del fondo del canal y las pendientes laterales; el borde libre; y la sección más eficiente, ya sea determinada hidráulica o empíricamente.

MATERIAL Y REVESTIMIENTO NO EROSIONABLE.

Materiales no erosionables utilizados para formar el revestimiento de un canal o el cuerpo de un canal desarmable, incluyen concreto, mampostería, acero, hierro fundido, madera, vidrio, plástico, etc. La selección del material depende sobre todo de la disponibilidad y el costo de éste, el método de construcción y el propósito para el cual se utilizará el canal.

El propósito del revestimiento de un canal artificial, en la mayor parte de los casos, es prevenir la erosión, pero ocasionalmente puede ser el de evitar las pérdidas de agua por infiltración. En canales artificiales revestidos, la *velocidad máxima permisible*, es decir, la velocidad máxima que no causará erosión, puede

no considerarse siempre y cuando el agua no transporte arena, grava o piedras. Si van a existir velocidades muy altas sobre el revestimiento, sin embargo, debe recordarse que existe una tendencia en el agua que se mueve muy rápidamente de mover los bloques y cimientos y empujarlos por fuera de su posición. Por consiguiente, el revestimiento debe diseñarse contra estas posibilidades.

VELOCIDAD MÍNIMA PERMISIBLE.

La *velocidad mínima permisible o velocidad no sedimentante* es la menor velocidad que no permite el inicio de la sedimentación y no induce el crecimiento de plantas acuáticas y de musgo. Esta velocidad es muy incierta y su valor exacto no puede determinarse con facilidad. Para aguas que no tengan carga de timos o para flujos previamente decantados, este factor tiene una pequeña importancia excepto por su efecto en el crecimiento de plantas. En general puede adoptarse una velocidad media de 2 a 3 pies/s cuando el porcentaje que tenemos presente en el canal es pequeño, y una velocidad media no inferior a 2.5 pies/s prevendrá el crecimiento de vegetación que disminuiría seriamente la capacidad (del transporte del canal).

PENDIENTES DE CANAL.

La pendiente longitudinal del fondo de un canal por lo general está dada por la topografía y por la altura de energía requerida para el flujo de agua. En muchos casos, la pendiente también depende del propósito del canal; por ejemplo, los canales utilizados para propósitos de distribución, como los utilizados en irrigación, abastecimientos de agua, minería hidráulica y proyectos hidroeléctricos requieren un alto nivel en el punto de entrega. Por consiguiente, es conveniente una pendiente pequeña para mantener en el mínimo posible las pérdidas en elevación.

Las pendientes laterales de un canal dependen principalmente de la clase de material. La tabla 3.1 da una idea general de las pendientes apropiadas para ser utilizadas con diferentes clases. Sin embargo, para un material erosionable una determinación más exacta de las pendientes laterales debe verificarse con el criterio de la máxima velocidad permisible o mediante el principio de la fuerza atractiva. Otros factores que deben considerarse para determinar las pendientes laterales son el método de construcción, la condición de pérdidas por infiltración, los cambios climáticos, el tamaño del canal, etc.

En general, las pendientes laterales deben hacerse tan empinadas como sea factible y deben diseñarse de acuerdo con una alta eficiencia y estabilidad hidráulica. Para canales revestidos, el I. U. S. Bureau of Reclamation ha considerado la normalización de una pendiente de 1.5:1 para los tamaños usuales de canales. Una ventaja de esta pendiente es que es lo suficientemente plana para permitir un uso factible de casi cualquier tipo de revestimiento o tratamiento de revestimiento en el presente o en el futuro anticipado por el Bureau.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.1. Pendientes laterales apropiadas para canales construidos en diferentes clases de materiales:

Material	Pendiente lateral
Roca.....	Aproximadamente vertical
Estiércol y sucios de turba.....	1/4:1
Arcilla rígida o tierra con recubrimiento de concreto...	1/2:1 al 1:1
Tierra con recubrimiento de piedras o tierra en canales granoles...	1: 1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños.....	1/2:1
Tierra arenosa suelta.....	2:1
Marga arenosa o arcilla porosa.....	3: 1

BORDE LIBRE.

El *borde libre* de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. Este factor se vuelve muy importante en especial en el diseño de canaletas elevadas, debido a que la subestructura de éstos puede ponerse en peligro por cualquier rebose.

No existe una regla universalmente aceptada para el cálculo del borde libre, debido a que la acción de las ondas o las fluctuaciones en la superficie del agua en un canal puede crearse por muchas causas incontrolables.

Ondas pronunciadas y fluctuaciones en la superficie del agua por lo general se esperan en canales donde la velocidad es muy alta y la pendiente muy cripinada, de tal manera que el flujo se vuelve muy inestable, o en curvas donde la alta velocidad y el ángulo de flexión pueden causar superficies de agua con sus elevaciones apreciables en el lado convexo de la curva, o en canales donde la velocidad de flujo se aproxima al estado crítico para el cual el agua puede fluir con sus dos profundidades alternas y saltar desde el nivel bajo al nivel alto con cualquier pequeña obstrucción. Otras causas naturales, como el movimiento del viento y la acción de mareas, también pueden inducir ondas altas que requieren una consideración especial en el diseño.

En el diseño es común el uso de bordes libres que varían desde menos del 5% a más del 30% de la profundidad de flujo. Para canaletas metálicas con interiores suaves, y semicirculares, colocadas en tangentes que conducen el agua a velocidades no mayores que el 80% de la velocidad crítica con un máximo de 8 pies/s, la experiencia indica, que un borde libre del 6% del diámetro de la canaleta debería ser utilizado. Para canaletas en curvas de alta velocidad o deflexiones, se

producirá acción de ondas; luego, el borde libre debe incrementarse para prevenir que el agua se desborde.

El borde libre en un canal no revestido o lateral por lo general estará gobernado por consideraciones de tamaño y localización del canal, caudal de aguas lluvias entrantes, fluctuaciones del nivel freático causadas por estructuras de control de flujo, acción del viento, características del suelo, requerimientos para la operación de carreteras y disponibilidad de material excavado. De acuerdo con el U. S. Bureau of Reclamation, el rango aproximado de borde libre a menudo utilizado se extiende desde un pie para pequeños laterales de riego con profundidades bajas hasta 4 en canales de 3.00 pies /s o capacidades mayores con profundidades de agua relativamente grandes. El Bureau recomienda que los estimativos preliminares de borde libre requerido bajo condiciones ordinarias se hagan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F = Cy$$

Donde

F es el borde libre en pies,

y es la profundidad en pies del agua en el canal

C es un coeficiente que varía desde 1.5 para canales con capacidad de 20 pies /s hacia 2.5 para canales con capacidades de 3,000 pies /s o mayores.

Esta aproximación está basada en la práctica promedio del Bureau: sin embargo, no sirve para todas las condiciones.

Para canales o laterales de riego revestidos, la altura del revestimiento por encima de la superficie del agua dependerá de cierto número de factores: tamaño del canal, velocidad del agua, curvatura del alineamiento, condiciones del caudal de aguas lluvias o aguas de drenaje, fluctuaciones en el nivel del agua debido a la operación de estructuras reguladoras del flujo y acción del viento. De una manera mas o menos similar, la altura de la banca por encima de la superficie del agua variara el tamaño y la localización del canal, el tipo del suelo, la cantidad de agua lluvia, agua de drenaje interceptada, etc. Como una guía para el diseño de canales revestidos, el U. S. Bureau of Reclamation preparó curvas (figura 3.1) para el libre promedio y la altura de las bancas con relación a la capacidad.

3.5 CANALES EROSIONABLES QUE SE SOCAVAN PERO NO SE SEDIMENTAN

El comportamiento del flujo en un canal erosionable está influido por tantos factores físicos y tantas condiciones de campo complejas en ciertas que el diseño preciso de tales canales, con el presente desarrollo del conocimiento, está por fuera del alcance de la teoría. La ecuación de flujo uniforme, la cual es apropiada para el diseño de canales estables no erosionables, nos da una condición suficiente para el diseño de canales erosionables. Esto se debe a que la estabilidad de canales erosionables, la cual gobierna el diseño, depende

principalmente de las propiedades del material que forma el cuerpo del canal más que de la hidráulica de flujo en el canal, únicamente. Sólo después de que se obtiene una sección estable para el canal erosionable puede utilizarse la ecuación de flujo uniforme para calcular la velocidad de flujo y el caudal.

Aquí se describen dos métodos de aproximación para el diseño apropiado de canales erosionables; el *método de la velocidad permisible* y el *método de la fuerza tractiva*. El método de la velocidad permisible se ha utilizado con amplitud para el diseño, de canales en tierra en los Estados Unidos con el fin de asegurar un estado libre de socavación. El método de la fuerza tractiva ha sido utilizado algunas veces en Europa; fue investigado de manera exhaustiva en el U. S. Bureau of Reclamation y se recomienda tentativamente para el diseño de canales erosionables. Nótese que cualquiera de los dos métodos, con el presente estado de conocimiento, sirve sólo como una guía y no suplanta la experiencia y el criterio en ingeniería.

Velocidad máxima permisible. La velocidad máxima permisible velocidad no erosionante es la mayor velocidad promedio que no causará erosión en el cuerpo del canal. Esta velocidad es muy incierta y variable, y sólo puede estimarse con base en experiencia y criterio. En general, los canales viejos y que han soportado muchos periodos hidrológicos permiten velocidades mucho más altas que los canales nuevos, debido a que un lecho viejo a menudo se encuentra mejor estabilizado, en particular con la sedimentación de materia coloidal.

Cuando otras condiciones son iguales, un canal muy profundo conducirá el agua con una velocidad media más alta sin erosión que un canal poco profundo. Es probable que esto se deba a que la socavación primordialmente es causada por las velocidades cerca del fondo y, para la misma velocidad media, las velocidades cercanas al fondo son mayores en canales menos profundos.

Antes se hicieron algunos intentos para definir una velocidad media que no causara sedimentación ni socavación. Desde el punto de vista presente, sin embargo, es dudoso que tal velocidad exista en la realidad. En 1915, Etscherry 1261 publicó la primera ecuación famosa para esta velocidad no sedimentante y no erosionable para agua cargada de limos fue publicada en 1895 por Kennedy.

En un estudio sobre el caudal y la profundidad en 22 canales del sistema de irrigación Upper Bari Doab en Punjab, India, la ecuación de Kennedy se desarrolló como:

$$V_o = C y^x$$

Donde:

V_o , es la velocidad media no sedimentante
y, no erosionable en pies/s, y es la profundidad de flujo en pies.
 $C = 0.84$, de acuerdo con la firmeza del material que forma el cuerpo del canal;
 $x = 0.64$, un exponente que sólo varía ligeramente.

Con base en estudios posteriores hechos por otros ingenieros, los valores de Cimas recomendados son: 0.56 para suelos extremadamente fríos, como los encontrados en Egipto; 0.84 para suelos de arena fina, como los encontrados en el Punjab, India; 0.92 para suelos arenosos gruesos 1.01 para limas arenosos y con marca; y 1.09 para sedimentos gruesos y basuras en suelos duros. Para agua limpia, se ha sugerido un valor de $x=0.5$

Para el diseño de canales que transporten agua cargada de sedimentos, la ecuación de Kennedy es prácticamente obsoleta hoy en día y está siendo remplazada por la teoría de régimen de Lacey, la función de carga de lecho, de Einstein y el principio de geometría del canal, de Maddock Leopold.

Material	n	Agua limpia		Agua que transporta limos coloidales	
		V, Pies/s	To, lb/pie ²	V, Pies/s	To, lb/pie ²
Arena fina coloidal	0.020	1.50	0.027	2.50	0.075
Marga arenosa no coloidal	0.020	1.75	0.037	2.50	0.075
Marga limosa no coloidal	0.020	2.00	0.048	3.00	0.11
Limos aluviales no coloidales	0.020	2.00	0.048	3.50	0.15
Marga firme ordinaria	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Ceniza volcánica	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Arcilla rígida muy coloidal	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Limos aluviales coloidales	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Esquistos y subsuelos de arcilla dura	0.025	6.00	0.67	6.00	0.67
Grava fina	0.020	2.50	0.075	5.00	0.32
Marga gradada a cuantos rodados, no coloidales	0.030	3.75	0.38	5.00	0.66
Limos gradados a cantos rodados coloidales	0.030	4.00	0.43	5.50	0.80
Grava gruesa no coloidal	0.025	4.00	0.30	6.00	0.67
Cantos rodados y rípios de cantera	0.035	5.00	0.91	5.50	1.10

Tabla 3.3. Velocidades máximas permisibles recomendadas por Fortier y Scobey y los valores correspondientes de fuerza tractiva unitaria convertidos por el U.S Bureau of Reclamation. (para canales rectos de pendiente pequeña, después de envejecimiento)

FUERZA TRACTIVA

Cuando el agua fluye en un canal, se desarrolla una fuerza que actúa sobre el lecho de éste en la dirección del flujo. Esta fuerza la cual es simplemente el empuje del agua sobre el área mojada, se conoce como *fuerza tractiva*.

Esta también se conoce como *fuerza cortante o fuerza de arrastre*. Por lo general se cree que la idea de la fuerza tractiva fue introducida por primera vez en la literatura hidráulica por Du Boys en 1879. Sin embargo, el principio de balancear esta fuerza con la resistencia del canal a un flujo uniforme fue establecida por Brahms en 1754.

En un flujo uniforme la fuerza tractiva en apariencia es igual a la componente efectiva de la fuerza gravitacional que actúa sobre el cuerpo de agua, paralela al fondo del canal e igual a $wALS$, donde w es el peso unitario del agua, A es el área mojada, L es la longitud del tramo del canal y S es la pendiente. Luego el valor promedio de la fuerza tractiva por unidad de área mojada, conocido como fuerza tractiva unitaria τ_0 , es igual a $wALS / PL = wRS$, donde P es el perímetro mojado, y R es el radio hidráulico; es decir,

$$\tau_0 = wRS$$

En un canal abierto ancho, el radio hidráulico es igual a la profundidad de flujo y; por consiguiente $\tau_0 = wyS$.

Nótese que la fuerza tractiva unitaria en canales, excepto en canales abiertos anchos, no esta distribuida uniformemente en lo largo del perímetro mojado. Se han hecho muchos intentos para determinar la distribución de la fuerza tractiva en un canal. Leighly trató de determinar esta distribución en muchos canales trapezoidales y en algunos canales rectangulares y triangulares, utilizando los datos publicados sobre distribuciones de velocidades en los canales. Infortunadamente, debido a la deficiencia de los datos, los resultados de su estudio fueron muy concluyentes. En el U. S. Bureau of Reclamation, Olsen y Florey y muchos otros ingenieros han utilizado la analogía de la membrana y métodos analíticos y de diferencias finitas para determinar la distribución de fuerza tractiva en canales trapezoidales, rectangulares y triangulares. En la figura 3.1 se muestra una distribución común de fuerza tractiva en un canal trapezoidal resultante de un estudio de analogía de la membrana. El patrón de distribución varía con la forma de la sección, pero prácticamente no se afecta por el tamaño de ésta. Con base en tales estudios, se han preparado algunas curvas (Fig. 3.2) que muestran las fuerzas tractivas unitarias máximas en los lados y en el fondo de diferentes secciones de canal para uso en diseño. En general, en los canales trapezoidales con formas utilizadas a menudo, la fuerza tractiva máxima en el fondo es cercana al valor wyS .

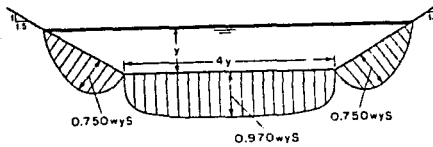


Fig. 3.1. Distribución de la fuerza tractiva en una sección trapezoidal de canal.

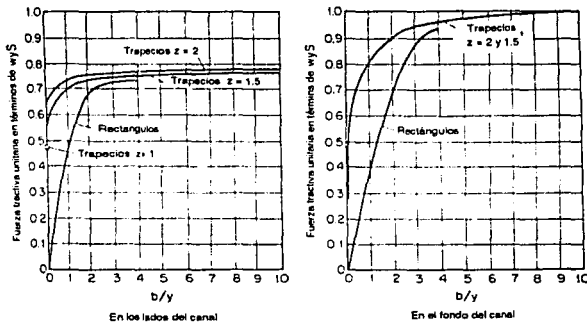


Fig. 3.2. Fuerzas tractivas unitarias máximas en términos de términos de wyS .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.6 Formas de arrastre.

Las partículas sólidas que forman el fondo del cauce pueden ser arrastradas por el agua, en tres maneras diferentes:

- a) rodándolas en el fondo
 - b) en saltación
 - c) en suspensión
-
- a) El agua mueve generalmente a las partículas arrastrándolas en el fondo;
 - b) Una partícula es arrastrada en saltación cuando se levanta del fondo y se mantiene en el seno del líquido durante un lapso corto de tiempo, por lo que el avance se realiza en saltos;
 - c) Una partícula es arrastrada en suspensión cuando las fuerzas turbulentas de la corriente la obligan a que permanezca en el seno del líquido y evitan que regrese al fondo.

TRANSPORTE DEL FONDO EN SUSPENSIÓN

4.1 ARRASTRE EN LA CAPA DEL FONDO.

Es el material del fondo del cauce que es arrastrado por la corriente dentro de la capa del fondo, cuyo espesor, según Einstein, es igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada.

A este arrastre se le designa con el subíndice B. El arrastre en la capa del fondo se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, de la geometría del cauce y de las propiedades físicas del material del fondo.

4.2 TRANSPORTE DEL FONDO EN SUSPENSIÓN.

Esta formado por el material del fondo del cauce que es transportado por la corriente en suspensión, es decir, dentro del seno del líquido arriba de la capa de fondo. El flujo debido a su velocidad y turbulencia, levanta las partículas del lecho y las mantiene en suspensión, aunque continuamente se produce un intercambio de partículas entre las que hay en la capa de fondo y las que transportan en suspensión. La concentración o número de partículas en suspensión disminuye cuando la turbulencia y la velocidad de la corriente decrecen.

A este arrastre se le designa con el subíndice BS. El material del fondo es granular en la mayoría de los ríos, es decir, está formado por partículas sueltas de arena, grava o boleos.

El transporte del fondo en suspensión se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, la geometría del cauce y las propiedades físicas del material del fondo.

4.3 TRANSPORTE DE FONDO O TRANSPORTE TOTAL DE FONDO

Esta formado por el material del fondo que es transportado por la corriente, tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión. Por tanto, el transporte de fondo es igual a la suma del arrastre en la capa de fondo más el transporte de fondo en suspensión.

Se designa con el subíndice BT. Se cumple la relación:

$$g_{BT} = g_B + g_{BS}$$

4.4 TRANSPORTE DE LAVADO.

Esta formado por el material muy fino que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material del fondo del cauce. Al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba. Su origen se encuentra en el suelo de la cuenca erosionado por las gotas de lluvia o bien proviene en ocasiones de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes. Cuando no se conoce el tamaño de las partículas del fondo, aquellas transportadas en suspensión y menores que 0.062mm, se consideran material de lavado.

Se designa con el subíndice L. El transporte de lavado depende de la cantidad de partículas finas que la cuenca aporta al río bajo la acción de una lluvia. Como no es función de las características hidráulicas de la corriente, solo se puede valorar cuando se toma una muestra de agua con partículas en suspensión y se separa la porción de las partículas que no están representadas en la curva granulométrica del material del fondo.

4.5 TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN

Está formado por la totalidad de partículas que son transportadas en suspensión. Por tanto, el transporte en suspensión es igual a la suma del "fondo en suspensión" más el "de lavado" y se designa con el subíndice S. Se cumple así la relación:

$$gs = gbs + gl$$

Cuando se toma una muestra de agua en una corriente natural, se obtiene siempre la concentración relacionada al transporte en suspensión, ya que en ella puede haber material de lavado y partículas que proceden del fondo.

Una muestra que únicamente tenga material de lavado se puede obtener en la zona de un río en que las velocidades sean muy bajas y el flujo no pueda levantar las partículas del fondo.

Una muestra que únicamente tenga material de fondo en suspensión se obtiene en un canal de laboratorio con fondo arenoso donde se usa agua limpia; en la naturaleza se encuentra en algunos afluentes en la zona de montañas y también en los canales de comunicación que hay entre algunas costeras y el mar, ya que al subir la marea y entrar el agua de mar, está lo hace libre de limos y arcillas.

Al tomar muestra de agua-sedimento conviene separar el material que procede del fondo y el material de lavado. La forma práctica de hacerlo consiste en pasar la muestra a través de una malla 200 cuya apertura es de 0.074mm. Las partículas retenidas en la malla corresponden al material del fondo y las que pasan, y quedan en la charola, al material de lavado.

4.6 TRANSPORTE TOTAL.

Está formado por todas las partículas que son transportadas por el río, procedan del fondo o sean de lavado. Se denomina con el subíndice T. Por lo anterior, se cumple las siguientes relaciones:

$$GT = GL + gBT$$

$$gt = gl + gbs + gb$$

$$GR = GL + gBT$$

$$gt = gs + gb$$

La mayoría de los primeros métodos desarrollados para cuantificar el transporte de sedimentos, pretenden obtener el material que es arrastrado en la capa de fondo; sin embargo, las pruebas efectuadas fueron hechas en canales de laboratorio y en ellos, el arrastre se conocía al cuantificar todas las partículas que eran transportadas y llegaban al final del canal. Cuando las velocidades del flujo eran altas, algunas partículas eran transportadas en suspensión, por lo que el transporte conocido era el total del fondo y no únicamente el arrastre en la capa de fondo.

En 1950, Einstein introdujo el concepto de "capa de fondo" y separó el arrastre en la capa de fondo del transporte de suspensión; sin embargo, el tomo en cuenta resultados de otros autores en que se había cuantificado la suma de los dos arrastres y no únicamente el arrastre en la capa de fondo.

Ese concepto es confuso y poco útil cuando se tiene un material bien graduado en el fondo, ya que la capa de fondo es igual a dos veces el diámetro de cada partícula considerada, lo cual puede dar un valor, por ejemplo, de 10cm para una partícula grande mientras que para las arenas finas entro de la misma muestra, el espesor de su capa sería de solo una fracción de milímetro. Por lo expuesto, otros autores como Fernández Luke, Reizes y Hayashi-Ozaki han estudiado el espesor de esa capa, dentro de la cual ocurren pequeños saltos de las partículas y han obtenido la altura y longitud de esos saltos. Por su parte, Van Rijn propuso una relación empírica para determinar el espesor de la capa de fondo para un conjunto de partículas de distintos tamaños.

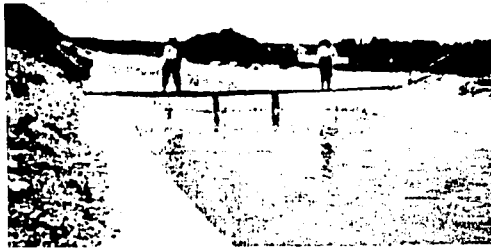


Fig. 4.1 Canal revestido con placas de concreto con juntas de cemento lisas y una superficie muy lisa, terminada a mano con llana y con lechada de cemento sobre la base de concreto.



Fig.4.2 Canal de concreto vaciado por detrás de una plataforma móvil para nivelación y pulimento superficial.



Fig. 4.3. Zanja o cuneta, revestida en concreto, recta y uniforme, con fondo ligeramente curvo, lados y fondo recubiertos con depósito rugoso.



Fig. 4.4. Revestimiento de concreto lanzado sin tratamiento para alisado. Superficie cubierta por algas finas y fondo con dunas de arena arrastrada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

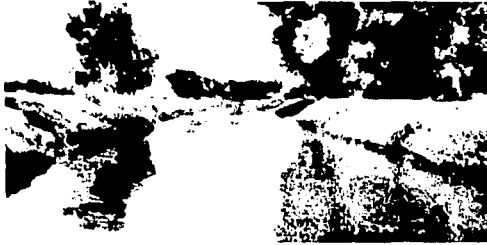


Fig. 4.5. Canal en tierra excavado en marga arcillosa, con depósito de arenas limpias en el medio y lodo limoso cerca de los lados.

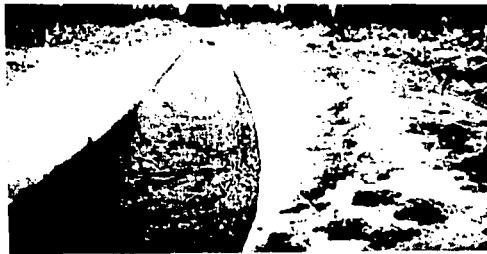


Fig. 4.6. Recubrimiento de concreto hecho en un corte tosco en roca de lava, limpio, muy rugoso y excavado profundamente.



Fig. 4.7. Canal de irrigación, recto, en arena suave muy densa.



Fig. 4.8. Canal excavado en marga arcillosa y limosa. Lecho duro y resbaladizo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Fig. 4.9. Revoque o pañete de cemento aplicado directamente a la superficie tratada de un canal en tierra. Con malezas en los lugares dañados y arena suelta en el fondo.



Fig. 4.10. Zanja o cuenca revestida en ambos lados y en el fondo con piedra partida acomodada en seco. Fondo bastante irregular, con algunos cantos rodados sueltos.



Fig. 4.11. Canal excavado a media ladera con la banca superior cubierta por raíces de sauces y a la banca inferior con un muro de concreto bien terminado. Fondo cubierto con grava gruesa.



Fig. 4.12. Canal en tierra excavado en un suelo de limo aluvial, con depósitos de arena en el fondo y crecimiento de pastos.



Fig. 4.13. Fondo de canal en cantos rodados, donde no hay suficiente arcilla en el agua o donde existe una velocidad muy alta, que impide la formación de un lecho liso bien gradado.



Fig. 4.14. Canal con lecho de cantos rodados grandes.



Fig. 4.15. Canal natural, pendientes laterales algo irregulares; fondo mas o menos nivelado, limpio y regular; en arcilla limosa gris clara a marga limosa marrón claro; muy poca variación en la sección transversal.



Fig. 4.16. Canal en roca excavado con explosivos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Fig. 4.17. Zanja o cuneta en marga arenosa y arcillosa; pendientes laterales, fondo y sección transversal irregulares; pasto en las pendientes laterales.



Fig. 4.18. Canal dragado, pendientes laterales y fondo irregulares; en arcilla negra plástica en la parte superior hasta arcilla amarilla en el fondo, lados cubiertos con pequeños matorrales y arbustos, variaciones pequeñas y graduales en la sección transversal.



Fig. 4.19. Cuneta en arcilla limosa pesada; pendientes laterales y fondo irregulares; prácticamente toda la sección llena con crecimientos de árboles grandes, sobre todo sauces y aldoneros. Sección transversal muy uniforme.



Fig. 4.20. Canal dragado con pendientes laterales y fondo muy irregulares, en arcilla plástica de color oscuro, con crecimiento de maleza y pastos. Pequeñas variaciones en la sección transversal debidas a variaciones en el tamaño.



Fig. 4.21. Canal dragado en arcilla negra resbalosa y en marga arcillo limosa gris, pendientes laterales y fondo irregulares, cubierta con crecimientos densos de matorrales de sauces, algunos en el fondo; el resto de las pendientes laterales cubiertas con maleza y crecimiento escaso de sauces y álamos; algunos depósitos de sedimentos en el fondo.



Fig. 4.22. Igual al anterior pero con mucho follaje y cubierto unos 12 metros con vegetación semejante a malezas.



Fig. 4.23. Canal natural de crecientes en arena fina media a arcilla fina, sin ninguna pendiente lateral; fondo razonablemente liso y regular con fondos planos ocasionales; variación en la profundidad; árboles maderables prácticamente vírgenes, con muy poco crecimiento de malezas excepto por pequeños parches densos de matorrales y arbustos, algunos troncos y árboles caídos.



Fig. 4.24. Río natural en un suelo de arcilla arenosa. Alineamientos muy sinuosos, pendientes laterales irregulares y fondo disparejo. Muchas raíces, árboles y matorrales, troncos largos y otros residuos flotantes sobre el fondo; árboles caen continuamente en el canal debido a la socavación de las bancas.

**MÉTODOS PARA CUANTIFICAR EL TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS.**

5.1 CUANTIFICACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

Se han desarrollado y propuesto una gran cantidad de métodos para cuantificar el transporte de sedimentos. Los más completos son aquellos con los que se obtiene el transporte total, lo cual también se logra aplicando métodos para permitir valuar los transportes parciales. No en todos los problemas reales es necesario cuantificar el transporte total, por ejemplo, para conocer el tiempo en que se azolve el tramo de río aguas arriba de una presa derivadora, hay que calcular el transporte de fondo o solo el arrastre en la capa de fondo, sin tomar en cuenta el gasto de lavado. En cambio, para calcular la pérdida de capacidad o volumen de embalse de una gran presa se necesita calcular el transporte total ya que aún las partículas más finas se depositan dentro de su embalse.

En la siguiente tabla se muestran algunos problemas o estudios y el transporte requerido para resolverlos:

PROBLEMA O ESTUDIO POR CUANTIFICAR	TRANSPORTE
Tiempo de llenado de una pequeña presa derivadora	gb
Tiempo de llenado de una presa derivadora	gb ó gBT
Tiempo de llenado de una gran presa	gT
Erosión de aguas debajo de una gran presa	gBT
Estabilidad de cauces y rectificaciones	gb ó gTB
Derivación en ríos hacia canales de riego	gBS
Derivación en ríos hacia plantas de tratamiento	gBS y gL
Obras de defensa contra inundaciones y bordos de protección	gBT
Desvios temporales	gBS y gL
Cauces de alivio	gBS
Bombeo directo de un río	gBS ó gBS
Tanques de sedimentación	gb ó gBT
Desvios para acuicultura en lagunas costeras o estantes	gBS ó gL
Entubamiento de arroyos en su paso por centros urbanos	gBT
Diseño de un canal sin arrastre	gb = 0 (condición crítica de arrastre)
Estudios de erosión y sedimentación de tramos de río	gb ó gBT

METODOS PARA CUANTIFICAR UNICAMENTE EL ARRASTRE EN LA CAPA DE FONDO, (gr).

Los Métodos obtenidos antes de 1950, fecha en que Einstein establece el concepto de la capa de fondo, no toman en cuenta el espesor de esa capa, ni tomaron en cuenta en sus experimentos que el arrastre de la capa de fondo fuera exclusivamente aquel que ocurre dentro de esa capa, como se muestra en la tabla 5.1. en los experimentos realizados con anterioridad a esa fecha, algunas partículas pudieron ser arrastradas en suspensión arriba de la capa de fondo, y por tanto, los datos obtenidos de ellos se relacionan con el transporte total del fondo.

Por otra parte, no se cuenta con un equipo que pueda medir el campo, con gran exactitud el transporte de fondo, tanto en la capa de fondo como en suspensión. Por lo que se ha establecido que la máxima precisión que se pueda alcanzar en una medición esta dentro de un rango comprendido entre el doble y la mitad del valor real. Por lo tanto no es posible cuantificar el transporte de fondo con una precisión mayor que la señalada, ya que los métodos de precisión de un fenómeno no pueden ser más precisos que los datos en que se basaron. Al comparar los resultados entre distintos métodos se encuentran diferencias que en ocasiones, difieren entre sí en varios ordenes de magnitud.

METODO PARA VALUAR LA DISTRIBUCIÓN DE CONCENTRACIONES EN UNA VERTICAL.

Antes de cuantificar el transporte de partículas en suspensión se requiere conocer la distribución de las concentraciones de partículas a lo largo de una vertical.

La concentración en un punto cualquiera situado a una distancia y sobre el fondo se obtiene en función de las características hidráulicas del flujo y de las propiedades físicas de las partículas. Para esto, se necesita conocer la concentración de sedimentos C_a dentro del flujo en un punto conocido y situado a una distancia a sobre el fondo. La precisión de los mismos es la mayor que se alcanza dentro de la hidráulica fluvial.

Conocida la distribución de concentraciones en una vertical se puede cuantificar el transporte de fondo en suspensión.

METODO PARA CUANTIFICAR EL TRANSPORTE DE FONDO EN SUSPENSIÓN.

Los métodos desarrollados para cuantificar el transporte en suspensión son semiempíricos, excepción hecha por Toffaleti, que es empírico. Para su obtención se parte de una ecuación de distribución de velocidades en la vertical, generalmente basada en la de Prandtl. Von-Karman y Nikuradse y en una distribución de concentraciones obtenidas propuestas por el autor de cada método excepción hecha de Einstein quien se basa en la distribución de concentraciones propuestas por Rouse.

Para calcular el transporte de fondo en la suspensión con los métodos de este grupo se requiere de la medición de concentración de material en suspensión en un punto, y ese dato se puede obtener con bastante precisión, aunque requiere de un gran cuidado al hacerlo. Esa precisión se alcanza en la franja unitaria donde se afectan las mediciones de velocidades y concentración. La exactitud de la evaluación del transporte en suspensión se reduce cuando se le desea calcular el transporte en toda la sección, ya que el transporte unitario obtenido se multiplica por el ancho de la sección, y en un río, ni las velocidades ni las profundidades son las mismas en toda la sección. Es claro que la precisión se conserva si se obtienen datos de concentración, velocidades y profundidades en varias verticales distribuidas adecuadamente en el ancho de una misma sección transversal.

La debilidad de los métodos para cuantificar el transporte en suspensión, a partir de una concentración conocida y obtenida a una distancia sobre el fondo que también debe conocerse, consiste en el costo elevado de la obtención de esos datos, y de su escasa disponibilidad. En la mayoría de las estaciones hidrométricas que existen en México, no se obtienen muestras de material en suspensión.

5.2 METODO PARA CUANTIFICAR EL TRANSPORTE DE FONDO O TRANSPORTE TOTAL DEL FONDO g_{bt} , SEPARANDO EL QUE ES ARRASTRADO EN LA CAPA DE FONDO Y EL QUE ES TRANSPORTADO EN SUSPENSIÓN.

Este método requiere del conocimiento de las propiedades físicas de la partícula, que constituyen el fondo. La precisión de la cuantificación de arrastre en la capa de fondo es semejante a la de los métodos anteriores, y que la concentración conocida que sirva de partida para obtener la distribución de concentraciones, se calcula en la frontera superior de la capa a partir del arrastre en esa capa.

METODO PARA EVALUAR EL TRANSPORTE DE LAVADO.

Para Conocer el transporte de lavado en un río se debe tomar, como mínimo una muestra diariamente y obtener de ella la concentración del material de lavado, ver tabla de concentración de lavado 5.1. Cuando la muestra es pequeña y no se conoce la granulometría, se supone que la concentración de material de lavado es uniforme en toda la sección del río por lo que el transporte de lavado se obtiene de las ecuaciones:

$$g_L = C_L q$$

ó

$$G_L = C_L Q$$

Donde:

C_L es la concentración del material de lavado expresado en peso, en kg / m^3 ó N / m^3 , se obtiene:

$$q_L = C_L q \quad Q_L = C_L Q$$

Q gasto líquido que pasa por el cauce, en m^3 / s

q gasto líquido unitario. $Q = Q / B$, donde B es el ancho de la superficie libre. Se expresa en $m^3 / s.m$ ó m^2 / s . Cuando el río o canal no es muy ancho se recomienda utilizar el ancho medio B_m .

Cuando la muestra de material en suspensión es grande y se logra obtener su curva granulométrica, se puede efectuar un cálculo más preciso.

La concentración C_L es tanto más uniforme en toda la sección cuanto más fino sea el material y mayor sea la velocidad de la corriente.

TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN.

Está formado por la totalidad de partículas que son transportadas en suspensión. Por tanto, el transporte en suspensión es igual a la suma del "fondo en suspensión" más el "de lavado" y se designa con el subíndice S . Se cumple así la relación:

$$g_s = g_{sS} + g_L$$

5.3 METODOS PARA CUANTIFICAR EL TRANSPORTE DE FONDO (g_{bt}), SIN DISTINGUIR LO ARRASTRADO EN LA CAPA DE FONDO Y LO TRANSPORTADO EN SUSPENSIÓN.

La mayoría de los métodos presentados son empíricos, pero algunos se pueden considerar semiempíricos por las bases teóricas sobre las que se sustentan, como ocurre con el de Pacheco-Ceballos. Sobre la precisión de los métodos se tiene que tomar en cuenta la Cuantificación del arrastre en la capa de fondo. Sin embargo, varios de estos métodos, han sido obtenidos con base en un mayor número de datos, y por lo tanto, su "precisión" es mayor.

METODO PARA OBTENER EL TRANSPORTE TOTAL.

Para valuar la totalidad de los sedimentos transportados por una corriente se pueden utilizar métodos anteriores, calculando por separado el transporte en la capa de fondo, el de fondo en suspensión y el de lavado.

5.4 METODOS PARA CUANTIFICAR EL ARRASTRE EN CAPA DE FONDO.

Entre los métodos para valuar el arrastre dentro de la capa de fondo, cuyo espesor aproximado es igual a dos veces el diámetro de las partículas, se encuentran los propuestos por:

DuBoys (1879) y Straub (1935); Schoklitsch (1914, 1950); Shields (1936); Meyer Peter y Muller (1948).

De la lista indicada los siete primeros métodos fueron obtenidos y presentados antes que Einstein estableciera el concepto de capa de fondo, y por tanto existía la duda razonable de si dichos métodos permitían valuar únicamente el transporte en esa capa, o bien si daban el transporte total del fondo. Al analizar varias formulas de transporte, Diaz y Maza (1986) encontraron que las formulas de Shields, Pernecker y Vollmer, Einstein-Brow, Bogardi Levi pueden dar el transporte total de fondo. A pesar de ello se incluyen en este sub-capítulo.

A continuación y en forma sucinta se explican los métodos señalados indicando para cada uno las hipótesis principales en que están basados las experiencias realizadas y los valores entre los que varían los diferentes parámetros. Puesto que la mayoría de los autores utilizaron números adimensionales, sus rangos de variación se pueden considerar, para mayor seguridad, como límites de aplicación. En la presentación de algunos métodos también se incluyen algunas formulas simplificadas cuando ello es posible.

METODO DE DUBOYS, FORMULA DE STRAUB.

DuBoys en 1879, establece por primera vez una formula para estimar el arrastre de material sólido en el fondo de un río o canal. Considero que este canal se mueve en una serie de "n" capas superpuestas, cada una de las cuales tiene un espesor "E" del mismo orden de magnitud que el diámetro de las partículas que la conforman, y que supuso de diámetro uniforme. Asimismo, considero que las velocidades entre capas adyacentes eran ΔV , tal como se muestra en la formula (1). En esa forma, la velocidad de la capa inferior es cero, la segunda es ΔV y por tanto, la de la superior es $(n-1) \Delta V$.

El material sólido transportado g_b , dado en peso seco por unidad de ancho y unidad de tiempo es obtenido al multiplicar la velocidad media de las capas $\Delta V(n-1)/2$, por el espesor total de las mismas $n \cdot E$, y por el peso específico, γ_s , de las partículas; es decir

$$g_b = \frac{\gamma_s \Delta V (n-1) n E}{2} \dots\dots\dots 1$$

Para obtener el número, "n", de capas que participan en el arrastre, considero que la resistencia, fr , por unidad de área ejercida por las capas al ser movidas es igual al esfuerzo cortante que la corriente ejerce sobre ellos, $\zeta_o = \gamma_s$. Además, dicha resistencia, fr , depende del peso sumergido del material que forma las capas y de un coeficiente de fricción C_f entre ellas.

$$Fr = C_f (\gamma_s - \gamma) nE \dots\dots\dots 2$$

Y por lo indicado, se cumple $fr = \zeta_o$; es decir,

$$\zeta_o = C_f (\gamma_s - \gamma) nE \dots\dots\dots 3$$

Por otra parte, cuando $n = 1$; es decir, cuando la única capa esta a punto de moverse, la fuerza por unidad de área que debe producir la corriente es igual al esfuerzo cortante critico, se cumple así:

$$\zeta_c = C_f(\gamma_s - \gamma) nE \dots\dots\dots 4$$

Si dividimos la ecuación (3) en ecuación (4) conoceremos el numero de placas.

$$n = \zeta_o / \zeta_c \dots\dots\dots 5$$

Sustituyendo el valor de n en la ecuación (1) se llega a

$$g_B = \frac{\gamma_s \Delta V E}{2\zeta_c^2} [\zeta_o (\zeta_o - \zeta_c)] \dots\dots\dots 6$$

DuBoys estableció que el parámetro $\Delta V / 2\zeta_c^2$ era un coeficiente del sedimento:

$$g_B = \gamma_s X \zeta_o (\zeta_o - \zeta_c) \dots\dots\dots 7$$

donde:

$$X \text{ coeficiente que es función de } f(\Delta V \cdot E / 2\zeta_c^2) \dots\dots\dots 8$$

ζ_o esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo; esta dado por la expresión:

$$\zeta_o = \gamma R S = P g R S \dots\dots\dots 9$$

X se expresa por la relación propuesta por Straub:

$$X = 0.01003 / (\gamma_s D)^{3/4} \dots\dots\dots 10$$

ζ_c se expresa:

$$\zeta_c = 41.8 D^{0.82} - 0.017 \ln(454 D) \dots\dots\dots 11$$

De acuerdo a lo anterior Duboys-Straub valúan el arrastre unitario en el fondo;

$$g_B = (0.01003 / D^{3/4}) \zeta_o (\zeta_o - \zeta_c)$$

g_B en kg f / s.m; ζ_o y ζ_c en kg f / m² y D en m.

Ejemplo:

Con los datos del problema obtener el arrastre de fondo, Metodo de Duboys, formula de Straub.

Datos.

a) hidráulicos y geométricos

Gasto líquido	$Q = 108.000 \text{ m}^3 / \text{s}$
Area hidráulica	$A = 89.180 \text{ m}^2$
Perímetro mojado	$P = 94.150 \text{ m}$
Radio hidráulico	$R = 0.947 \text{ m}$
Tirante	$d = 0.960 \text{ m}$
Ancho medio	$B = 92.896 \text{ m}$
Velocidad	$V = 1.211 \text{ m} / \text{s}$
Gasto líquido unitario ($q = Q / B$)	$q = 1.163 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$
Pendiente hidráulica	$S = 0.0007$

b) Propiedades del agua

Temperatura	$T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
Peso específico	$\gamma = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 = 9810 \text{ N} / \text{m}^3$
Densidad	$\rho = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3$
Viscosidad cinemática	$\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$

a) Propiedades de las partículas

Peso específico	$\gamma_s = 2650 \text{ kg} / \text{m}^3 = 25996 \text{ N} / \text{m}^3$
Densidad	$\rho_s = 2650 \text{ kg} / \text{m}^3$

Solución:

Calcular ζ_0 esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo y esta dado por la presión

$$\zeta_0 = \gamma R S = P_g R S$$

$$\zeta_0 = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 (0.947 \text{ m}) (0.0007) = 0.663 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$\zeta_c = 41.8 D^{0.82} - 0.017 \ln (454 D)$$

Cuando el material no es uniforme se acostumbra utilizar al diámetro D_{50} como tamaño representativo.

$$D = D_{50} = 0.319 \text{ mm} = 0.000319 \text{ m}$$

Donde

$$D = D_{50} = 0.319 \text{ mm} = 0.000319 \text{ m}$$

Donde

D_{50} diámetro de las partículas de la mezcla en que el 50% en peso son más pequeños.

$$\zeta_c = 41.8 (0.000319)^{0.82} - 0.017 \ln(454 \times 0.000319) = 0.0896 \approx 0.09 \text{ kg / m}^2$$

Esfuerzo cortante crítico, es decir el necesario para iniciar el movimiento de las partículas. (gráfica de Straub 5.9)

$$g_B = (0.01003 / D)^{3/4} (t_o - t_c)$$

$$g_B = (0.01003 / 0.01003)^{3/4} 0.663 (0.663 - 0.09)$$

$g_B = 1.596 \text{ kg / s / m}$ Arrastre sólido unitario ó arrastre en la capa de fondo.

Cada segundo y por cada metro de ancho de la sección esta pasando 1.596 kg de material.

El arrastre en la capa de fondo en toda la sección es de:

$$GB = 1.596 (92.896) = 148.262 \text{ kg / s}$$

$$GB = g_B B = \text{kg / m / s (m)}$$

$$g_B = \text{arrastre sólido unitario en kg / m / s}$$

$$B = \text{ancho de la superficie libre o ancho medio en m.}$$

Comentarios del Método

Cuando el material no es uniforme se acostumbra utilizar al diámetro D_{50} como tamaño representativo; $D = D_{50}$.

Straub fija como límite de aplicación que $0.0001 < D < 0.004 \text{ m}$; las pruebas en que se basó fueron hechas en pequeños canales de laboratorio.

A raíz de la formula de DuBoys, ocurrió algo similar a lo acontecido a partir de la presentación de la formula de Chezy. Muchos autores trataron de obtener el valor del coeficiente X , mientras que otros además variaron el factor ζ_o ($\zeta_o - \zeta_c$) sustituyéndolo por alguno de los siguientes parámetros, U_c , U_{*c} , q_c ; o bien, los

afectaron de un exponente diferente de 1. U_c es la velocidad media del flujo U_c es la velocidad a la cortante crítica y q_c es el gasto líquido unitario crítico.

METODO DE SCHOKLITSCH.

Schoklitsch, quien sigue el camino trazado por DuBoys, en 1914, propone la primera fórmula para evaluar en el arrastre de fondo, la cual modificó varias veces hasta que en 1950 fue dada a conocer en su versión final. En este método se hace intervenir el gasto de la corriente u el gasto que inicia el arrastre del sedimento, denominado también gasto crítico. El utilizar los gastos unitarios en vez de los esfuerzos cortantes dificulta la aplicación de la fórmula, pero sobre todo hace que el ingeniero pierda sensibilidad sobre el fenómeno físico, ya que no puede expresarse como función única del diámetro del material de fondo, y existía por tanto, un único valor de q_c asociado con cada diámetro de la partícula, como si aconteciera ζ_c .

Basado en experimentos realizados en canales de laboratorio y en ríos, Schoklitsch propuso en 1950 la siguiente ecuación para predecir el arrastre unitario en la capa de fondo.

$$g_b = 250 S^{3/2} (q - q_c)$$

donde q y q_c son el gasto unitario líquido del río, y el gasto unitario crítico para el cual se inicia el movimiento de las partículas, en ($m^3 / s \times m$); S la pendiente hidráulica y g_b el arrastre unitario en la capa de fondo, en ($kg f / s \cdot m$).

CALCULO DE GASTO UNITARIO CRITICO.

En un problema real, S y q son conocidos y únicamente se requiere determinar q_c . Para ello se propone utilizar la fórmula de Manning.

$$q_c = 1 / n (dc)^{5/3} S^{1/2}$$

En esta última ecuación se debe calcular previamente "n y dc". Para obtener "n" Schoklitsch recomienda utilizar la relación.

$$N = \frac{D^{1/6}}{19.05} ; D \text{ en m.}$$

Por otra parte, para obtener el tirante crítico para el inicio de arrastre dc, en este procedimiento se seguirán dos caminos:

- a) El primero siguiendo el criterio que se considera como más usual en hidráulica fluvial.
- b) El indicado por Schoklitsch

Método usual: El tirante crítico se obtiene en función del diámetro "D" del material del cauce y la pendiente hidráulica "S" del río. Para ello se utiliza la gráfica de Shields, figura 5.2 de donde se obtiene ζ_c en función de $(R = U \times D / V)$ y se despeja dc, ya que en ríos y canales anchos donde $B \geq 40 d$, se cumple que $R = d$ y por tanto, de la ecuación se cumple que:

$$dc = \zeta_c \frac{\Delta D}{S}$$

En que Δ está dado por la ecuación $\zeta_p c = f(U, D / V) = f(D^*)$ y se obtiene con ayuda de las figuras 5.2 y 5.3, o como se explica a continuación.

En lugar de la curva de Shields se puede utilizar la ecuación obtenida por Maza en 1989 para esa curva y que se indica en la fig. 5.3.

Al cambiar el parámetro R^* por $D^* = (R^2 \cdot \gamma / \rho g)$, la curva Shields queda como se muestra en la fig. 5.3 y con ello evitamos las iteraciones que requiere el uso de la fig. original de Shields, fig. 5.2.

La ecuación que Maza obtuvo es la siguiente:

$$\zeta_p c = \frac{\zeta_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = \left[\frac{0.2196}{D_p} + 0.0777 \exp \left\{ \left(\frac{30.35}{D_p} \right)^{0.563} \right\} \right]$$

O bien cuando $D_p > 333$

$$\zeta_c = 0.06 (\gamma_s - \gamma)D$$

En las ecuaciones anteriores D_p es el denominado parámetro de las partículas y vale:

$$D_p = D \left[\frac{(\gamma_s - \gamma) \gamma}{g / v^2} \right]^{1/3} = D (\Delta g / v^2)^{1/3}$$

De esta se deduce una expresión general para calcular el gasto unitario crítico.

$$Q_c = (19.05 \zeta_c^* \Delta^{5/3} D^{3/2}) / S^{7/6}$$

Si se sustituye esta última ecuación en $g_B = 250 S^{3/2} (q - q_c)$, se obtiene otra ecuación, que los autores proponen para evaluar el arrastre de la capa de fondo.

$$g_B = 2500 S^{1/2} (q S^{7/6} - 19.05 \zeta_c^* \Delta^{5/3} D^{3/2})$$

Como se dijo anteriormente, Schoklitsch propone dos expresiones para obtener d_c , dependiendo del diámetro del material: la primera se aplica si $D \geq 0.006$ m y la segunda si $0.0001 \leq D \leq 0.003$ m.

1° Para partículas con $D \geq 0.006$ m, Schoklitsch recomienda utilizar el resultado obtenido por Krey para quien $\zeta_c = 0.076$ (en lugar de 0.06), valor máximo dado por Shields:

$$d_c = (0.076 \Delta D) S$$

Si d_c dado por la ecuación anterior se sustituye en la ecuación $q_c = 1 / n (d_c)^{5/3} S^{1/2}$ nos queda:

$$Q_c = (0.26 \Delta^{5/3} D^{3/2}) / S^{7/6}$$

Al sustituir la ecuación del gasto unitario en la capa de fondo se llega:

$$g_B = 2500 S^{1/3} (q S^{7/6} - 0.26 \Delta^{5/3} D^{3/2})$$

2° Cuando el diámetro del material de fondo está comprendido entre $0.0001 \leq D \leq 0.003$, Schoklitsch propone utilizar una ecuación obtenida por él, que establece que:

$$\zeta_c = \gamma \text{ de } S = 0.000285 (\gamma_s - \gamma) D^{1/3}$$

Al despejar d_c se obtiene que:

$$D_c = (0.000285 \Delta D)^{1/3}$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores se tiene:

$$Q_c = 2.351 \times 10^{-5} \left(\Delta D^{5/3} \right) / S^{7/6}$$

Por ultimo se sustituye la ecuación anterior en la formula para evaluar el arrastre de la capa de fondo

$$g_B = 2500 S^{1/3} \left(q S^{7/6} - 2.351 \times 10^{-5} \Delta D^{5/3} \right)^{7/18}$$

Diametro representativo.

Cuando el tamaño de las partículas no es uniforme, Schoklitsch recomienda que se utilice como diámetro representativo de la mezcla a D_{40} para predecir el arrastre unitario en la capa de fondo.

Rango de los datos y limite de aplicación.

Schoklitsch propuso varias formulas para el transporte, la ultima de las cuales es

$$g_B = 250 S^{1/3} (q - q_c)$$

En esa labor utilizo los datos obtenidos por Gilbert y resultados de observaciones realizadas en los ríos Danubio y Aare. Además en la obtención del d_c utilizo los resultados de muy variados autores. Por ello no se da límite de aplicación a las ecuaciones presentadas, aparte de los ya indicados en la función del diámetro de las partículas.

EJEMPLOS:

Con los mismos datos del problema resuelto por el método de Duboys obtener el arrastre en la capa de fondo.

SOLUCION METODO DE SCHOKLITSCH

Tomando en cuenta que $eD_{40} = 0.0003$ esta dentro del rango $0.0001 < D < 0.003$

Ecuación utilizada

$$g_b = 2500 S \left(q S^{-1/3} - 2.351 \times 10^{-5} \Delta^{5/3} D^{-7/18} \right)$$

Sustituyendo

$$g_b = 2500 \times 0.0007^{1/3} \left(1.163 \times 0.0007^{7/6} - 0.00002351 \times 1.65^{5/3} \times 0.0003^{7/18} \right)$$

$$g_b = 0.0533 \text{ kgf / s.m}$$

Por lo tanto

$$GB = 0.533 \times 92.896 \quad \text{entonces } GB = 4.951 \text{ kgf / S}$$

Ejemplo 2.

Con los datos del problema anterior obtener el arrastre en la capa de fondo.

SOLUCION METODO GENERAL

$$\Delta = (2650 - 1000) / 1000$$

$$\Delta = 1.65$$

De la tabla para $p=40\%$ se obtiene

$$Z_{40} = -0.25335$$

$$D_{40} = 0.000319 \times 1.276^{-0.25335}$$

$$D_{40} = 0.0003 \text{ m}$$

$$D_p = 0.0003 \left((1.65 \times 9.81) / 0.000001^2 \right)^{1/3}$$

$$D_p = 7.589$$

$$\zeta_{pc} = (0.2196/7.589) + 0.077 \exp(-((3.35 / 7.589)^{0.563})) \quad \zeta_{pc} = 0.038$$

$$g_B = 2500 \times 0.0007^{1/3} (1.163 \times 0.0007^{7/6} - 19.05 \times (1.65 \times 0.038)^{5/3} \times 0.0003^{1.5})$$

$$g_B = 0.0536 \text{ kg f / s.m}$$

Por lo tanto:

$$G_B = 0.0536 \times 92.896$$

$$G_B = 4.979 \text{ kg f / s}$$

Comentario del Método

En este método se hace intervenir el gasto de la corriente u el gasto que inicia el arrastre del sedimento, denominado también, gasto crítico. El utilizar los gastos unitarios en vez de los esfuerzos cortantes dificulta la aplicación de la fórmula, pero sobre todo hace que el ingeniero pierda sensibilidad sobre el fenómeno físico, ya que no puede expresarse como función única del diámetro del material de fondo, y existía por tanto, un único valor de q_c asociado con cada diámetro de la partícula, como si acontece ζ_c .

FORMULA DE SHIELDS

En 1936, Shields presentó los resultados de los experimentos que efectuó para determinar el esfuerzo tangencial ζ_c , necesario para iniciar el arrastre de sedimentos. Al producir una corriente un esfuerzo tangencial ζ_0 en exceso, se tiene arrastre de las partículas del fondo. Para valorar ese arrastre, Shields propuso la expresión adimensional.

$$\frac{g_B (\gamma_s - \gamma)}{g_w \gamma S} = \frac{10 (\zeta_0 - \zeta_c)}{D_{50} (\gamma_s - \gamma)} \quad \text{ecuación de arrastre de las partículas de fondo.}$$

g_B arrastre unitario en la capa de fondo $\text{kg / m}^2 \text{ / s}$.

g_w es el gasto líquido unitario expresado en peso $\text{kg / m}^2 \text{ / s}$ $\therefore g_w = \gamma q$

ζ_c esfuerzo tangencial crítico función del diámetro D_{50} y se obtiene de la curva

de Shields mostrada en las figuras 5.2 y 5.3 o las ecuaciones para calcular el esfuerzo cortante máximo.

- γ peso específico del agua
- γ_s peso específico de la partícula

Como la ecuación de arrastre de las partículas de fondo es adimensionalmente correcta se puede aplicar con cualquier sistema congruente de unidades.

Cuando $\zeta_r > 0.3$, la ecuación de arrastre de las partículas de fondo expresa el transporte total del fondo, en lugar del arrastre en la capa de fondo únicamente, lo cual fue verificado por Díaz y Maza (1986). Por ello, en lo que sigue, se escribirá g_{BT} en lugar de g_B . Cuando $\zeta_r \leq 3$, la ecuación de arrastre de las partículas de fondo da el arrastre en la capa de fondo ya que no hay transporte del fondo en suspensión o es muy reducido.

Si en dicha ecuación se sustituye $g_w = \gamma q$ y se despeja g_{BT} se obtiene

$$g_{BT} = \frac{10 q S}{D_{50} \Delta^2} (\zeta_o - \zeta_c)$$

Puesto que $q = Ud$, en donde U es la velocidad media y d es el tirante, la ecuación anterior también se puede expresar como

$$g_{BT} = \frac{10 U d S}{D_{50} \Delta^2} (\zeta_o - \zeta_c)$$

Como puede observarse las ecuaciones anteriores son del tipo de la de DuBoys. Si en la ecuación anterior se sustituye $\gamma d S$ por ζ_o queda como

$$g_B = \frac{10 U \gamma}{D_{50} (\gamma_s - \gamma)^2} \zeta_o (\zeta_o - \zeta_c) \quad \text{arrastre en la capa de fondo}$$

La ecuación de arrastre en la capa de fondo es dimensionalmente correcta.

RANGO DE LOS DATOS Y LIMITES DE APLICACIÓN

La ecuación del arrastre de las partículas de fondo fue obtenida principalmente con base en experimentos efectuados en dos canales de 40 y 80 cm de ancho, en donde el material probado varió entre los siguientes límites:

$$1060 \leq \gamma_s \leq 4250 \text{ kg / m}^3$$
$$0.00156 \leq D50 \leq 0.00247 \text{ m}$$

Ya que Shields realizó sus experimentos con esfuerzos cortantes cercanos a su valor crítico, conviene utilizar la ecuación del arrastre de las partículas de fondo, cuando el esfuerzo cortante ζ_0 no es mucho mayor que ζ_c . El transporte que se obtiene entonces es, con seguridad, el arrastre en la capa de fondo g_b . Según Díaz y Maza (1986), si

$$\zeta_p = \frac{\zeta_0}{(\gamma_s - \gamma)D} \leq 0.3, \text{ de la aplicación de la ecuación del arrastre de fondo de las partículas se obtiene } g_b; \text{ si } \zeta_p > 0.3 \text{ se obtiene } g_{er}.$$

Ejemplo numérico

Con los datos del problema planteado anteriormente planteado obtener el arrastre en la capa de fondo.

$$\zeta_0 = \gamma RS$$

$$\zeta_0 = 1000 \text{ kg / m}^3 (0.947 \text{ m}) (0.0007) = 0.663 \text{ kg / m}^3$$

ζ_p : número o parámetro adimensional de shields en función de ζ_0

$$\zeta_p = \frac{\zeta_0}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{0.663 \text{ kg / m}^3}{(2650 \text{ kg / m}^3 - 1000 \text{ kg / m}^3)(0.000319 \text{ m})} = \zeta_p = 1.259$$

Condiciones:

$\zeta_p > 3$ expresa el transporte total de fondo en lugar del arrastre en la capa de fondo únicamente.

$\zeta_p < 3$ expresa el arrastre en la capa de fondo, ya que no hay transporte del fondo en suspensión.

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = \frac{2650 - 1000}{1000} = \Delta \text{ 1.65 densidad relativa dentro de la partícula}$$

$$D_r = D \left[\frac{(g \Delta)}{v^2} \right]^{1/3} = 0.000319 \left[\frac{(9.81 \times 1.65)}{(1 \times 10^{-6})^2} \right]^{1/3} = 8.069 \text{ Parámetro adimensional de la partícula.}$$

$$v = \text{viscosidad cinemática } 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\zeta_r c = (0.2196 / D_r) + 0.077 \exp \left[- (30.35 / D_r)^{0.563} \right]$$

$$\zeta_r c = (0.2196 / 8.069) + 0.077 \exp \left[- (30.35 / 8.069)^{0.563} \right] = \zeta_r c = 0.0366$$

$$\zeta_c = (\gamma_s - \gamma) D \zeta_r c = (2650 - 1000) 0.000319 (0.0366) = \zeta_c = 0.0193 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{BT} = [(10 q S) / (D_{50} \Delta^2)] (\zeta_o - \zeta_c) \quad \text{Arrastre en la capa de fondo.}$$

$$\zeta_r \leq 3$$

$$g_{BT} = [(10 \times 1.163 \times 0.0007) / (0.000319 \times 1.65^2)] (0.663 - 0.0193)$$

$$g_{BT} = 6.034 \text{ kg / m / s}$$

$$G_{BT} = 6.034 \times 92.896 = 560.534 \text{ kg / s.}$$

Comentario del método.

Al realizar Shields sus experimento con esfuerzos cortantes cercanos a su valor crítico, conviene utilizar la ecuación

$$\frac{g_B (\gamma_s - \gamma)}{g_w \gamma S} = \frac{10 (\zeta_o - \zeta_c)}{D_{50} (\gamma_s - \gamma)} \quad \text{ecuación de arrastre de las partículas de fondo.}$$

cuando el esfuerzo cortante ζ_o no es mucho mayor que ζ_c . El transporte que se obtiene es el arrastre en la capa de fondo g_B .

FORMULAS DE MEYER-PETER Y MÜLLER

Las formulas de Meyer-Peter y Müller para calcular el arrastre en la capa de fondo, fueron obtenidas a partir de experiencias realizadas de 1932 a 1948 en el Instituto Tecnológico Federal de Zurich. Un resumen de todas ellas fue presentado en 1948.

Los actores mencionados efectuaron cuatro series de pruebas, al final de las cuales propusieron una fórmula para cada una; aunque la última, abarca todos los resultados obtenidos y por tanto, es de carácter general. Dichas pruebas se hicieron para material granular con las siguientes características.

1. Partículas de diámetro uniforme con peso específico de 2680 kg f / m^3
2. Partículas de diámetro uniforme, pero usando en cada prueba, uno de tres materiales con peso específico diferente
3. Partículas de diferentes tamaños; es decir, granulometrías mas o menos graduadas, con peso específico de 2680 kg f / m^3
4. Igual que la 3, pero realizando además pruebas para otros dos materiales con pesos específicos diferentes.

CONDICIONES, HIPÓTESIS Y RESULTADOS DE CARÁCTER GENERAL

A lo largo del estudio y durante sus experimentos, Meyer-Peter y Müller establecieron algunas condiciones e hipótesis sobre la forma que se producía el escurrimiento y de su interacción con el sedimento del fondo y las paredes del canal. Las más importantes se describen a continuación y se complementan con otras que están incluidas a lo largo de la presentación de las fórmulas.

- a. Los autores mencionados llevaron a cabo sus pruebas tratando de que el escurrimiento fuera uniforme, es decir, que fueran paralelas la pendiente del fondo S_b , la de la superficie libre del agua S_a y la pendiente hidráulica S . Cuando no lograron lo anterior, la pendiente hidráulica la calcularon a partir de las otras dos utilizando la expresión

$$S = S_a - \frac{U^2}{gd} (S_a - S_b)$$

donde, d y U son el tirante medio y la velocidad media del escurrimiento y, g aceleración debida a la gravedad.

- b. Tomaron en cuenta la rugosidad de las paredes y la rugosidad media del escurrimiento calculada en cada prueba. A partir de ellas determinaron la rugosidad total del fondo. Para ello partieron de la fórmula de Strickler

$$U = k R^{2/3} S^{1/2}$$

La cual es similar a la de Manning, pero teniendo en cuenta que el coeficiente de rugosidad de la primera es igual al recíproco del coeficiente de rugosidad de la segunda. En otras palabras, puesto que la fórmula de Manning se expresa como

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Se cumple que,

$$K = \frac{1}{n}$$

Se denomina con n la rugosidad total según Manning de un escurrimiento que tiene lugar en un canal prismático y recto; con n_w la rugosidad de las paredes y con n_b la rugosidad del fondo, ambas también según Manning. Al trabajar con ellas Meyer-Peter y Müller obtuvieron n_b en función de n_w que era conocida por depender del material de las paredes y de n que calculaban a partir de la fórmula de Strickler y de Manning o $U = (1/n)R^{2/3} S^{1/2}$. Para ello propusieron la expresión

$$n_b = \left(\frac{B n^{3/2} + 2d (n^{3/2} - n^{3/2} w)}{B} \right)^{2/3}$$

donde, B es el ancho del canal. Cuando el ancho de la sección es mayor que el tirante, $B \geq 40 d$, como ocurre en los ríos y cauces naturales, sólo tiene importancia el primer término dentro del paréntesis rectangular se llega a

$$n_b = n$$

Es decir, que la rugosidad del escurrimiento es debida solo a la rugosidad del fondo y no se ve afectada por la rugosidad de las paredes.

- c. Meyer-Peter y Müller denominaron como gasto de descarga específica, Q_b , aquella parte del gasto total, Q , que interviene en el arrastre de los sedimentos, y por tanto, supusieron que era el gasto cuya energía se convertía en turbulencia en el fondo.

Dicho gasto lo obtuvieron en función del gasto total y las rugosidades, según Manning, del fondo y las paredes, mediante la relación

$$Q_b = Q \frac{B n_b^{3/2}}{2d n_w^{3/2} + B n_b^{3/2}}$$

mientras que el gasto unitario se expresa como

$$q_b = \frac{Q_b}{B}$$

Cuando se trabaja con un río o un canal muy ancho, se desprecia el primer término del denominador de la ecuación anterior

$$Q_b = Q$$

O bien, se puede indicar que

$$Q_b \rightarrow Q \text{ si } \frac{B}{d} \text{ crece}$$

Asociado a un gasto específico, existe un área hidráulica A_b , un perímetro mojado P_b y un radio hidráulico R_b que cumplen con las siguientes relaciones

$$A_b = \frac{Q_b}{U}$$

$$P_b = B$$

Donde U es la velocidad media del flujo y para sección rectangular vale

$$U = \frac{Q}{Bd}$$

Por tanto, se cumple que

$$R_b = \frac{A_b}{P_b} = \frac{Q_b}{Q} d$$

- d. Cuando trabajaron con partículas de diferentes tamaños, Meyer-Peter y Müller encontraron que el diámetro representativo de la mezcla, que interviene en el fenómeno de transporte, es el diámetro medio valuado mediante la relación

$$D_m = \sum \frac{D_i p_i}{100}$$

donde, p_i , es el porcentaje en peso de cada fracción en que se divide la curva granulométrica y D_i , el diámetro medio de cada fracción, el cual se obtiene directamente de la curva granulométrica o de la relación

$$D_i = (D_{\max i} D_{\min i})^{1/2}$$

En que $D_{\max i}$ y $D_{\min i}$ son los diámetros máximo y mínimo respectivamente de cada fracción considerada.

- e. Para valuar la rugosidad debida a las partículas n' en un fondo plano es decir, sin ondulaciones, los autores propusieron utilizar una fórmula del tipo de Strickler, siempre y cuando la turbulencia del flujo estuviera completamente desarrollada; esto es, cuando la rugosidad no depende de la viscosidad del fluido. La expresión propuesta por ellos fue

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

donde, D_{90} , es el diámetro de la curva granulométrica tal que el 90% de las partículas son menores que él. En la fórmula indicada, D_{90} se expresa en m, y las unidades de n' son $s / m^{1/3}$. Strickler había propuesto la relación

$$k' = \frac{21}{D_{90}^{1/6}} ; D_{90}, \text{ en m}$$

De la que se obtiene

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{21} ; D_{90}, \text{ en m}$$

Para valuar n' cuando el flujo turbulento no esta completamente desarrollado se debe utilizar el ábaco de Moody, fig. 5.4 Obtenido el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach, f' , el coeficiente de Manning asociado a las partículas se obtiene mediante la expresión

$$n' = R_b^{1/6} \sqrt{\frac{f'}{8g}}$$

PRIMERA FORMULA

La primera serie de ensayos la iniciaron en 1932, y en ellos utilizaron material uniforme con diámetro de 5.05 mm y 28.6 mm, obtenidos de grava natural con peso específico de 2680 kg / m^3 . Los resultados de sus pruebas se muestran en la figura 5.5 junto con algunos de los obtenidos por Gilbert. De acuerdo con esos resultados, la primera fórmula empírica presentada y que sirve para valuar el arrastre de fondo cuando el material que lo forma está constituido por partículas de diámetro uniforme, es

$$\frac{g_b^{2/3} S}{D} = 17 + \frac{0.4g_b^{2/3}}{D}$$

- g_b gasto líquido unitario que participa o determina el arrastre de fondo (kg f / s.m)
- g_B arrastre de partículas en la capa de fondo (kg f / s.m)
- S pendiente hidráulica
- D diámetro de las partículas (m)

El gasto líquido unitario expresado en m³ / s.m se designa como q_b y se relaciona con g_b mediante la expresión

$$g_b = \gamma q_b$$

donde, γ es el peso específico del agua, en kg f / m³.

Al sustituir la ecuación anterior en

$$\frac{g_b^{2/3} S}{D} = 17 + \frac{0.4g_b^{2/3}}{D}$$

Y considerar $\gamma = 1000 \text{ kg f / m}^3$, se obtiene

$$\frac{q_b^{2/3} S}{D} = 17 + 0.004 \frac{g_b^{2/3}}{D}$$

Despejando el arrastre en la capa de fondo g_B se llega a

$$g_b = 3953 \left[q_b^{2/3} S - 0.17 \frac{g_b}{D} \right]^{3/2}$$

o bien,

$$g_b = \left[250 q_b^{2/3} S - 42.5 \frac{g_b}{D} \right]^{3/2}$$

En las ecuaciones de arrastre mostradas, todos los coeficientes tienen unidades; por tanto, dichas ecuaciones tal como se muestran sirven para las unidades que se han indicado.

SEGUNDA FORMULA

La segunda serie de pruebas la realizaron también con partículas de diámetro uniforme, e igual a 5.05 mm, pero variando el peso específico. Utilizaron en sus pruebas barita con $\gamma_s = 4220 \text{ kg f / m}^3$, grava natural con $\gamma_s = 2680 \text{ kg f / m}^3$ y lignito con $\gamma_s = 1250 \text{ kg f / m}^3$. Los resultados de sus pruebas se presentan en la figura 5.6 y se ajusta a una curva cuya ecuación es

$$\frac{q_b^{2/3} S}{D (\gamma_s - \gamma)^{10/9}} = 9.57 + 0.462 \frac{g'_b{}^{2/3}}{D (\gamma_s - \gamma)^{7/9}}$$

En donde g'_b es el arrastre unitario en la capa de fondo, pesado bajo el agua, en kg f / s.m . Como se ha indicado, cuando dicho gasto se expresa como peso seco se designa como g_b

$$g'_b = \frac{g_b (\gamma_s - \gamma)}{\gamma_s}$$

En la ecuación que describe la curva de la segunda formula, $(\gamma_s - \gamma)$ esta expresado en ton / m^3 , por lo que para expresarlo en kg f / m^3 , y no cambiar la expresión, se divide entre 1000 elevando a la potencia correspondiente. Puesto que los términos que aparecen en dicha ecuación no son adimensionales, en lugar de la conversión anterior se propone utilizar el parámetro $\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$ ya que esta cantidad es idéntica a la dada por $(\gamma_s - \gamma)$ expresada en ton / m^3 . Como se puede advertir, numéricamente es lo mismo dividir entre 1000 y usar γ_s y γ expresados en kg / m^3 , que usar Δ . Lo propuesto sería erróneo si la ecuación que describe la segunda formula fuese dimensionalmente correcta.

Si se utiliza el parámetro Δ y se sustituye lo expresado por las ecuaciones $g_b = \gamma q_b$ y la anterior, en la ecuación que describe la curva de la segunda formula, se obtiene

$$\frac{\gamma^{2/3} q_b^{2/3} S}{D \Delta^{10/9}} = 9.57 + 0.462 \frac{g_b^{2/3} \gamma^{2/3}}{\gamma_s^{2/3} D \Delta^{7/9}}$$

Teniendo en cuenta que $\gamma = 1000 \text{ Kg f / m}^3$ y agrupando convenientemente, la ecuación anterior se escribe también como

$$\frac{q_b^{2/3} S}{D \Delta} = 0.0957 \Delta^{1/9} + \frac{0.462}{D} \left(\frac{g_b}{\gamma_s} \right)^{2/3}$$

Despejando el arrastre en la capa de fondo se llega finalmente a

$$g_b = 3.185 \gamma_s D^{3/2} \left[\frac{q_b^{2/3} S}{D \Delta} - 0.0957 \Delta^{1/9} \right]^{3/2}$$

O bien,

$$g_b = \frac{3.185 \gamma_s}{\Delta^{3/2}} (q_b^{2/3} S - 0.0957 \Delta^{10/9} D)^{3/2}$$

Si en la ecuación anterior se sustituyen los siguientes valores: $\gamma_s = 2680 \text{ Kg f / m}^3$, y $\Delta = 1.68$, se obtiene la expresión.

$$g_b = 3920 (q_b^{2/3} S - 0.1703 D)^{3/2}$$

Que es prácticamente igual que la ecuación de arrastre de la primera fórmula.

TERCERA FORMULA

La tercera serie de ensayo la realizaron para material natural con peso específico $\gamma_s = 2680 \text{ Kg f / m}^3$, pero en lugar de diámetro uniforme utilizaron mezclas con partículas de diferentes tamaños; es decir, material graduado o no uniforme. En otras palabras, utilizaron material natural con diferentes granulometrías.

En esas pruebas establecieron la distinción entre la rugosidad debida a los granos k' o n' la rugosidad total del fondo, k_b o n_b , que incluye tanto la rugosidad de las partículas como la de las ondulaciones, y la rugosidad total media del escurrimiento, k o n , que incluye la rugosidad del fondo y la de las paredes k_w o n_w . Además, tomaron en cuenta el gasto total Q que pasaba por el canal asociado a la rugosidad total y el gasto Q_b que asociaron con el arrastre de sedimentos, a este ultimo gasto lo denominaron gasto o descarga específica.

Los resultados de estas pruebas se muestran en la figura 5.7 para $\gamma_s = 2680 \text{ kg f / m}^3$ y de ellos obtuvieron la expresión

$$\gamma \frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{dS}{D_m} = 0.079 + 0.117 \frac{g'_b}{D_m}^{3/2}$$

Donde las unidades de variable son: γ , en ton / m^3 ; d y D_m en m , y g'_b en ton / s.m pesado bajo el agua. La relación Q_b / Q es adimensional, por lo que los gastos pueden ser expresados en cualquier unidad, siempre que sea la misma para ambos.

Si en la ecuación anterior se desea que intervenga el arrastre expresado en un peso seco en lugar de sumergido se utiliza la ecuación

$$g'_b = \frac{g_b (\gamma_s - \gamma)}{\gamma_s}$$

y se obtiene

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{\gamma dS}{D_m} = 0.079 + 0.117 \frac{(\gamma_s - \gamma)^{2/3}}{\gamma_s} \frac{g_b}{D_m}^{2/3}$$

Puesto que la ecuación anterior fue obtenida utilizando material natural con $\gamma_s = 2680 \text{ kg f / m}^3$, a sustituir γ_s y $(\gamma_s - \gamma)$ por sus valores se llega a

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \gamma dS = 0.079 D_m + 0.0857 \frac{g_b}{D_m}^{2/3}$$

En que γ en ton / m^3 y g_b en ton / s.m .

Si en la última ecuación se desea expresar γ y g_b en kg f / m^3 y kg f / s.m respectivamente, dicha ecuación toma la forma

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \gamma dS = 79 D_m + 0.0857 g_b^{2/3}$$

Despejando g_b se obtiene finalmente

$$g_b = 1.26 \left[\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \gamma dS - 79 D_m \right]^{3/2}$$

En que γ en kg f / m^3 , g_b en kg f / s.m y d en m .

Las formulas anteriores se deben utilizar para valorar el arrastre en canales prismáticos estrechos y cuando $\gamma_s = 2680 \text{ kg f / m}^3$. Cuando esas ecuaciones se desean aplicar a ríos o canales anchos en que $B \geq 40 d$, se cumple lo siguiente

$$\frac{Q_b}{Q} = 1 \qquad \frac{n}{n_b} = \frac{n'}{n}$$

Y por tanto, para las condiciones señaladas el arrastre se puede valorar mediante la relación

$$g_b = 1.26 \left[\left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \gamma dS - 79 D_m \right]^{3/2}$$

ó bien

$$g_B = 1.26 D_m^{3/2} \left[\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{\gamma dS}{D_m} - 79 \right]^{3/2}$$

Cuando el primer termino del paréntesis de la ecuación ultima es mucho mayor que 79, de tal manera que se pueda despreciar el segundo termino del paréntesis, el arrastre de sedimentos en la capa de fondo es independiente del diámetro de las partículas y se llega a

$$g_B = 1.26 \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{9/4} \zeta_o^{3/2}$$

Donde, ζ_o es el esfuerzo cortante que produce el flujo en el fondo y esta expresado por la ecuación

$$\zeta_o = \gamma RS = \rho g RS$$

CUARTA FORMULA

La cuarta serie de ensayos la llevaron a cabo con mezcla de partículas de diferente diámetros pero para los tres diferentes pesos específicos, ya indicados al explicar la segunda formula. Los resultados que obtuvieron se muestran dibujados en la fig 5.8. De esta ultima obtuvieron una ecuación general para valuar el arrastre en la capa de fondo, la cual fue dada a conocer en 1948 e incluye los resultados obtenido durante la tercera serie de ensayos. La expresión general propuesta es

$$\gamma \frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} dS = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_m + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} g'_B$$

Esta fue la primera fórmula dimensionalmente correcta dada por Meyer-Peter y Müller y por tanto, las constantes que en ella intervienen son adimensionales. Si en lugar de expresar el arrastre como peso sumergido se expresa como peso seco, se debe utilizar la ecuación

$$g'_B = \frac{g_B (\gamma_S - \gamma)}{\gamma_S}$$

al tenerla en cuenta y ordenar convenientemente la ecuación primera de la cuarta fórmula toma la forma

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{\gamma dS}{(\gamma_S - \gamma) D_m} = 0.047 + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \frac{1}{(\gamma_S - \gamma) D_m^3 x^3} \left(\frac{g_B}{\gamma_S} \right)^{2/3} \dots (a)$$

O bien

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{dS}{\Delta D_m} = 0.047 + 0.25 \frac{1}{D_m (g \Delta)^3 x^3} \left(\frac{g_B}{\gamma_S} \right)^{2/3} \dots (b)$$

Si se considera materiales naturales; es decir, si en la ecuación anterior se sustituye $\gamma_S = 2680 \text{ kg f/m}^3$, $\Delta = 1.68$ y $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ dicha ecuación toma la forma

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \gamma dS = 79 D_m + 0.0857 g_B^{2/3} \dots (c)$$

Cuando se trabaja con ríos o canales anchos, en que $B \geq 40 d$, se cumplen las ecuaciones

$$\frac{Q_b}{Q} = 1 \quad \frac{n}{n_b} = \frac{n'}{n}$$

Además, en la ecuación

$$R_b = \frac{A_b}{P_b} = \frac{Q_b}{Q} d$$

se obtiene que R_b es aproximadamente igual al radio hidráulico de la sección, por tanto se puede escribir

$$R_b = \frac{Q_b}{Q} d \quad \dots (d)$$

Lo cual se cumple para la condición impuesta en el párrafo anterior.

Al despejar el arrastre en la capa de fondo de la ecuación (a) y teniendo en cuenta la ecuación (d) se obtiene

$$g_b = 8 \gamma_s D_m g \Delta \left[\left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{RS}{\Delta D_m} - 0.047 \right]^{3/2}$$

Al sustituir la ecuación $\zeta_* = RS / \Delta D$ en la ecuación anterior esta última toma la forma

$$g_b = 8 \gamma_s (g \Delta D_m^3)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \zeta_* - 0.047 \right]^{3/2}$$

Las dos últimas ecuaciones expresan la forma explícita y práctica más usual de la ecuación Meyer-Peter y Müller. Si la cantidad de partículas transportadas en la capa de fondo se desea expresar en m^3/s se debe tener en cuenta la ecuación $g_x = \gamma_s q_x$. Con ello, el parámetro γ_s se elimina en las dos últimas ecuaciones.

Ejemplo Numérico

Con los datos del problema anteriormente planteado, obtener el arrastre en la capa de fondo.

Utilizando
$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Despejando n
$$n = (0.947 \times 0.0007)^{1.211} \quad n = 0.0211$$

De la fórmula
$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

$$n' = 0.00044 / 26$$

$$n' = 0.0106$$

De la fórmula
$$\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$$

$$\Delta = (2650 - 1000) / 1000$$

$$\Delta = 1.65$$

Utilizando
$$\zeta_* = RS / \Delta D$$

$$\zeta_* = (80.947 \times 0.0007) / (1.65 \times 0.000328)$$

$$\zeta_* = 1.225$$

Utilizando la fórmula

$$g_B = 8 \gamma_s (g \Delta D^3)^{1/2} \left[\frac{n'}{n_b} \right]^{3/2} \zeta_* - 0.047$$

$$g_B = (8 \times 2650 \times (9.81 \times 1.65 \times 0.000328^3))^{1/2} ((0.0106 / 0.0211) \times 1.225 - 0.047)$$

$$g_B = 0.123 \text{ kg f / s.m}$$

De la fórmula $G_B = b g$

$$G_B = 0.123 \times 92.896$$

$$G_B = 11.426 \text{ kg f / s}$$

Comentario del Método.

Las formulas propuestas por Meyer-Peter y Muller, tienen el inconveniente de no ser adimensionales, excepción hecha de la cuarta fórmula que es la que más se utiliza.

Las más útiles de las ecuaciones presentadas, y por tanto, las más usadas son las ecuaciones

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{\gamma dS}{(\gamma_s - \gamma) D_m} = 0.047 + 0.25 \frac{\gamma}{g} \frac{1}{(\gamma_s - \gamma)^{1/3} D_m} \frac{g_B}{\gamma_s} \dots (a)$$

y

$$\frac{Q_b}{Q} \left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{dS}{\Delta D_m} = 0.047 + 0.25 \frac{1}{D_m (g \Delta)^{1/3}} \left(\frac{g_B}{\gamma_s} \right)^{2/3} \dots (b)$$

A pesar de las discrepancias encontradas por algunos autores, las fórmulas de Meyer-Peter y Muller y en especial las ecuaciones

$$g_B = 8 \gamma_s D_m g \Delta \left[\left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \frac{RS}{\Delta D_m} - 0.047 \right]^{3/2}$$

$$g_B = 8 \gamma_s (g \Delta D_m^3)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n_b} \right)^{3/2} \zeta_* - 0.047 \right]^{3/2}$$

son ampliamente utilizadas, principalmente en problemas prácticos de ingeniería.

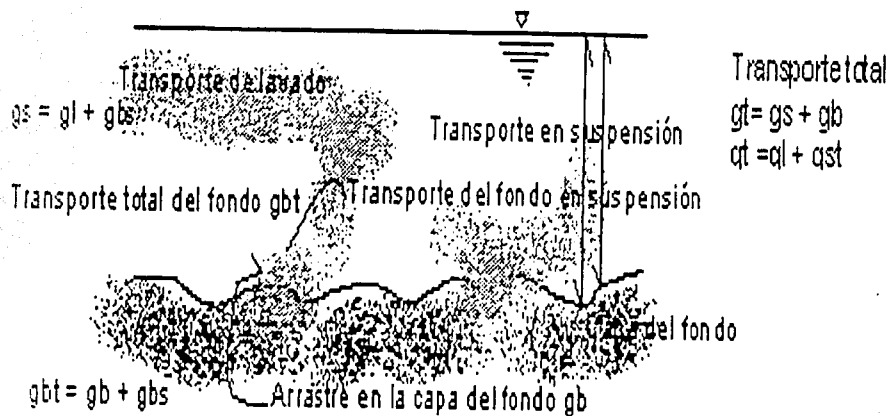


Fig. 5.1 Diferentes formas de transporte de sedimentos.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

MÉTODOS DE CUANTIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO	MÉTODO DE CUANTIFICACIÓN	CÓDIGO
MÉTODOS DE TRAZADO	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	1
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	2
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	3
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	4
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	5
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	6
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	7
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	8
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	9
	Muestreo en la zona de la fuente	Muestreo en la zona de la fuente	10

Tabla 5.1 Clasificación de los diferentes transportes de sedimentos y métodos para cuantificarlos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

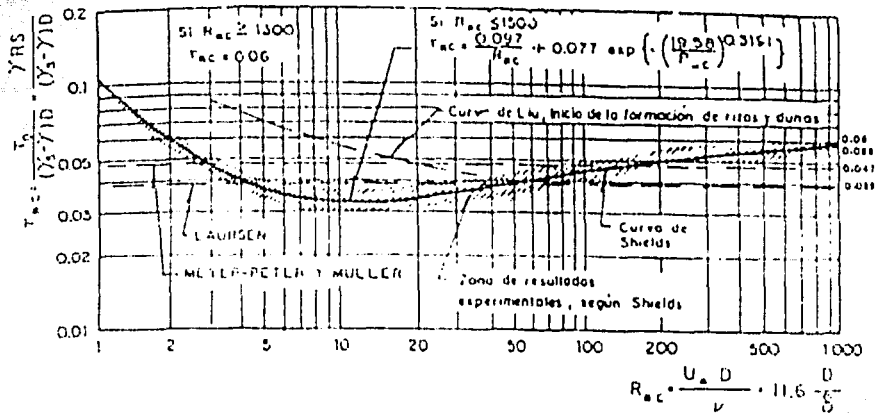


Fig. 5.2 Diagrama de Shields y ecuación propuesta por Moza T_{*c} en función de R_{*c} .

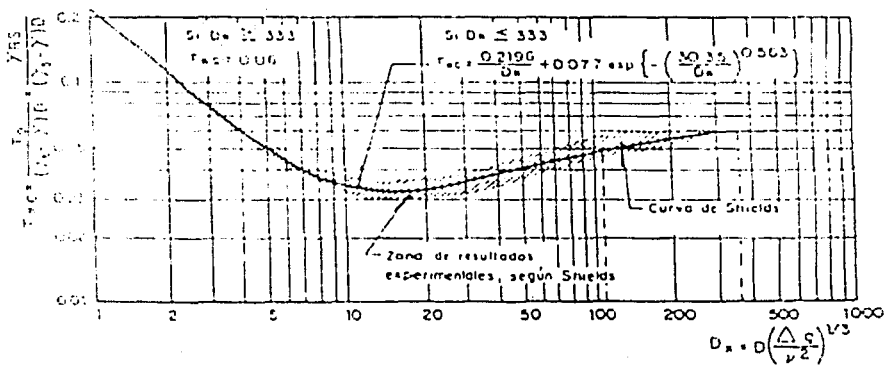


Fig. 5.3 Diagrama de Shields y ecuación propuesta por Moza T_{*c} en función de D_{*c} .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

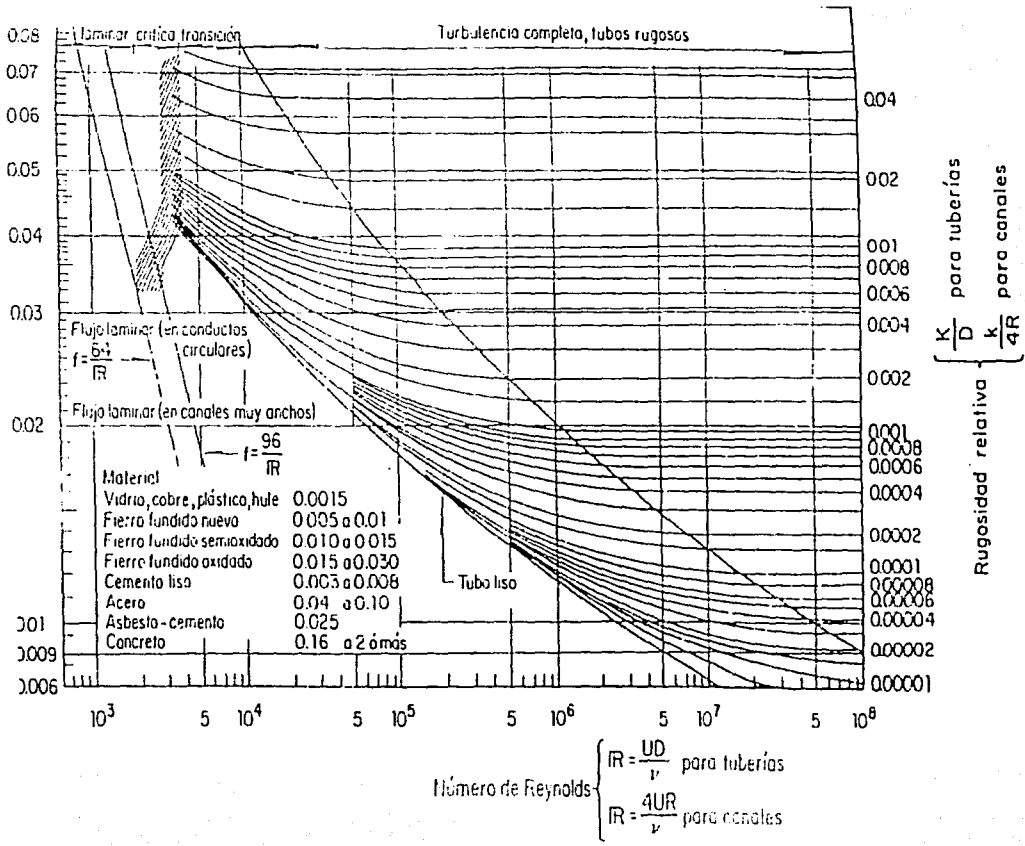


FIG. 5.4 ABACO DE MOODY PARA TUBERIAS Y CANALES

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

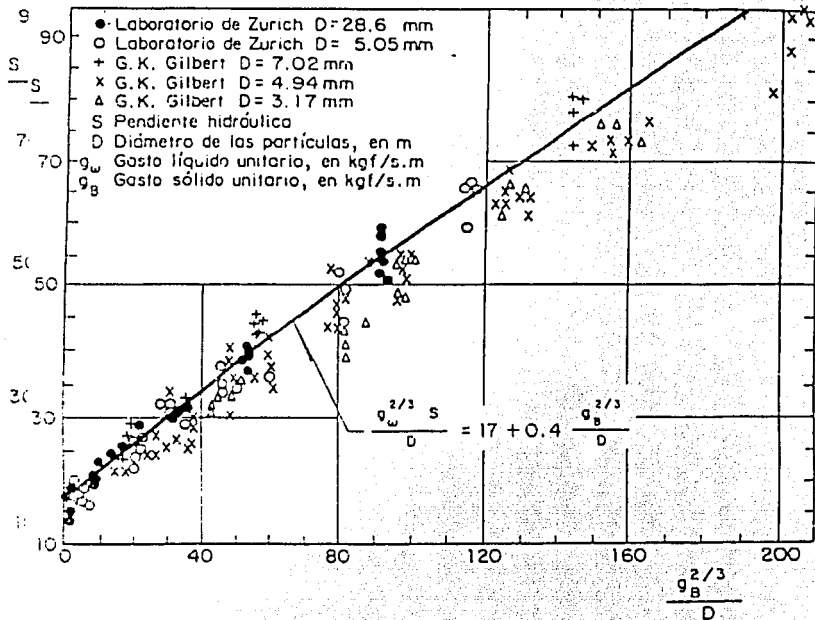
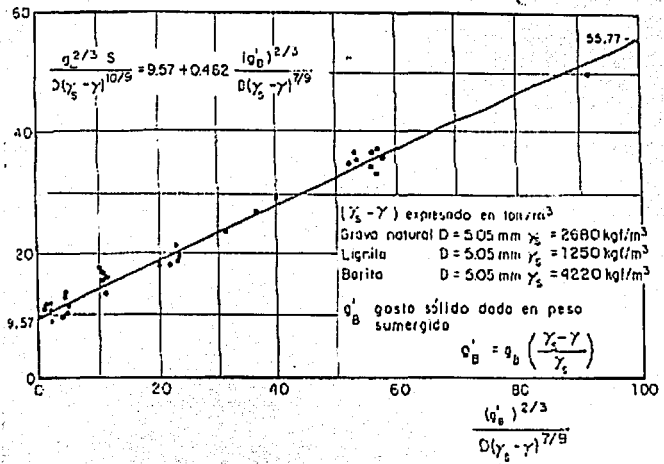


Fig. 5.5 Ecuación Meyer – Peter y Müller. Primera serie de ensayos (1934).

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



$$\frac{g^{2/3} S}{d(\gamma_s - \gamma)^{10/3}}$$

Fig. 10.3.5 Ecuación de Meyer - Peter y Müller. Segunda serie de ensayos

Fig. 5.6 Ecuación Meyer - Peter y Müller. Segunda serie de ensayos

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

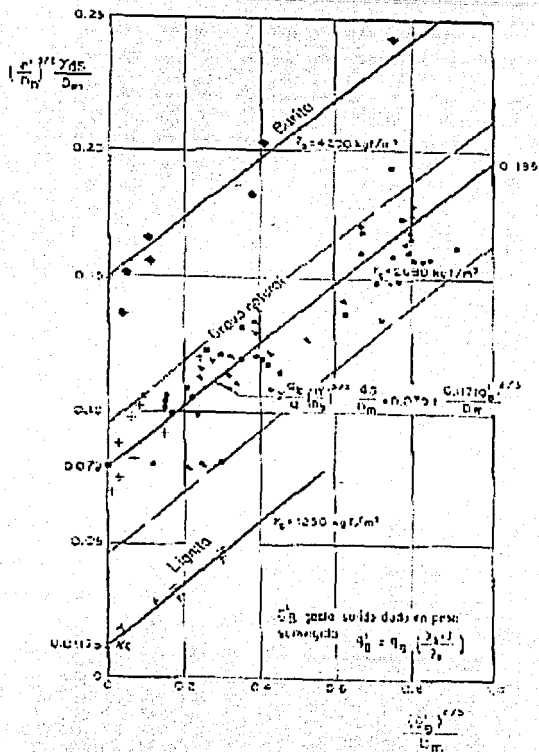


Fig. 10.3.6. Ecuación de Meyer - Peter y Müller. Tercera serie de ensayos

Fig. 5.7 Ecuación Meyer - Peter y Müller. Tercera serie de ensayos

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

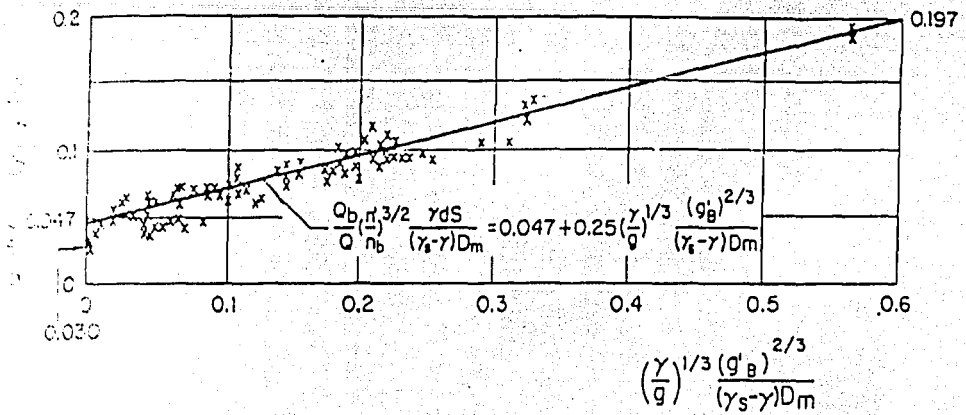


Fig. 5.8 Ecuación General Meyer – Peter y Müller (1948)

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

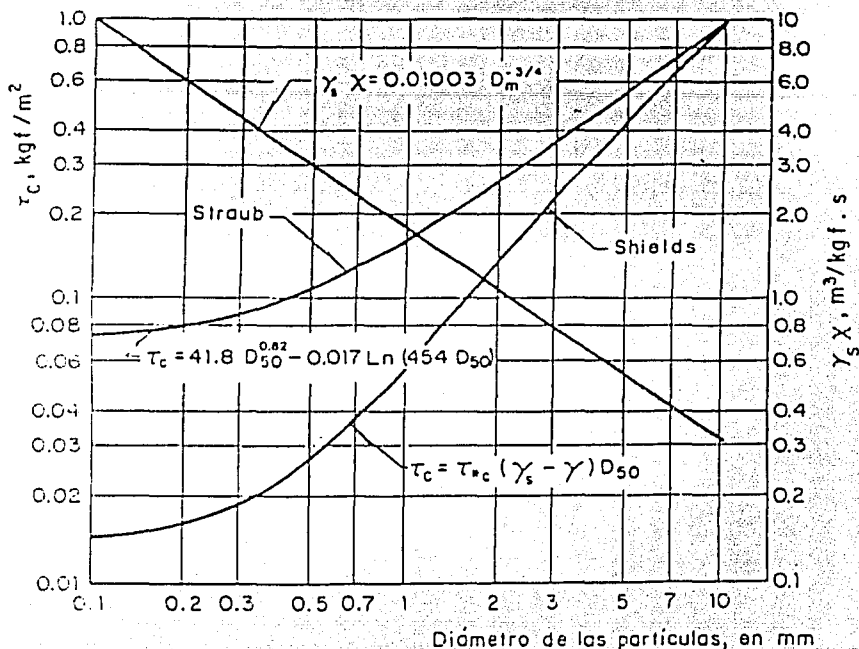


Fig. 5.9 Coeficiente característico del sedimento y esfuerzo cortante crítico τ_c para ser utilizado en la ecuación de DuBoys, según Straub (1935)

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES GENERALES

CONCLUSIONES

La acumulación de sedimentos ocurre cuando las fuerzas de transportación de un río se disipan cuando el río llega a un cuerpo de agua calmada, como un embalse. Los tamaños más gruesos del sedimento, los que forman las cargas del lecho, se depositan en un delta cuando el río entra en agua calmada. Cuanto menor sea el tamaño del sedimento llevado en suspensión, mas avanzan dentro del depósito antes que queden acumulados.

El agua de entrada con su carga de sedimento en suspensión, tiene una densidad específica mayor que la del agua clara en el embalse y puede formar una corriente de densidad en vez de mezclarse de inmediato con el agua clara. La corriente de densidad, una vez formada, se mueve con rapidez al fondo y circula en una nube densa en las pendientes del embalse hasta que las bloquea una presa. El flujo denso, después, se extiende en esta área mas profunda, mientras que el efecto de amortiguación del estanque, en un momento dado, ocasiona la deposición de los sedimentos. Los depósitos de sedimentos finos forman alrededor de la tercera parte del volumen de los depósitos de azolve en un embalse. Las corrientes de densidad conducen a todos o gran parte de estos sedimentos finos a su sitio final. El delta visible, formado por los sedimentos gruesos, con frecuencia distrae la atención de los depósitos invisibles en el fondo, de sedimentos finos, que a menudo son de igual importancia.

La mayoría de los embalses retienen desde el 70% hasta casi el 100% de todos los sedimentos de entrada, según que el embalse se utilice para control de inundaciones o como almacenamiento. Los embalses o vasos para control de inundaciones se suelen vaciar poco después de una tormenta y los materiales suspendidos los arrastra el agua antes que pueda ocurrir la sedimentación. Este procedimiento da por resultado la reducción de nuevos depósitos en casi 30% después de cada tormenta. Los estanques para almacenamiento, normalmente retienen cualquier afluencia un tiempo suficiente para que ocurra la sedimentación de todos los materiales en suspensión. Sus descargas se regulan para permitir la generación de energía y para producir un flujo uniforme aguas abajo, sin tener en cuenta el flujo del agua de tormenta cargada de sedimentos.

La mayor parte de la carga anual de sedimentos suspendidos en una corriente puede despejarse en un tiempo corto. La corriente esta mas o menos limpia el resto del año.

El arrastre de gran parte de la carga anual de limo suspendido es factible con el uso de corrientes de densidad. Estas corrientes son estables una vez formadas y a menudo se extienden hasta la descarga del embalse. Si se observan corrientes de densidad y se determina su hora de llegada a la salida, pueden abrirse compuertas apropiadas y gran parte de sedimentos finos que entran en un vaso de almacenamiento pueden purgarse antes que tengan tiempo de formar

depósitos permanentes. Esta operación de purga puede prolongar muchos años la duración útil de un embalse o vaso.

Existen muchos fenómenos que pueden destruir un embalse, como la pérdida de capacidad de almacenamiento por desprendimiento de tierras y la pérdida de la presa por terremotos, deslizamientos de tierras, rebosamientos de la cortina o falla de materiales. La forma más común de destrucción es por la pérdida de almacenamiento por la acumulación de limo o asolve. La recuperación de la capacidad de embalse perdida por él asolve casi siempre es antieconómica, debido a la amplia distribución de los sedimentos y a la gran cantidad presente. El medio más práctico para impedir una pérdida en la capacidad del vaso es evitar la formación de sedimentos permanentes aprovechando las corrientes de densidad y controlando la tasa de formación y producción de sedimentos en las áreas erosionadas. Cuando no se puede hacer nada de ello, se debe proveer suficiente espacio para almacenamiento en el embalse o vaso en el diseño, para compensar su agotamiento por azolve durante una duración económica razonable.

La producción y el transporte de sedimentos hacia los vasos y estanques o a las aguas navegables, no pueden evitarse con costos proporcionales a los beneficios. No obstante, pueden hacerse mejoras económicas en la naturaleza, a veces, por medio de un programa de control de erosión, que reduzca la producción de sedimentos a menos de la normal encontrada en condiciones vírgenes.

Los azolves que se forman en un embalse para el almacenamiento se dividen en dos tipos bien definidos: depósitos de delta, formados por el arrastre de fondo o gasto sólido, son de grano grueso, con un peso promedio de alrededor de 80 lb/pie³. Los depósitos producidos por la carga suspendida son de grano fino con peso promedio de 30 lb/pie³. Constituyen alrededor de la tercera parte del volumen de todos los sedimentos en un vaso de almacenamiento, debido a su baja densidad. Si los depósitos de sedimentos quedan periódicamente encima del agua, por las fluctuaciones en el nivel de agua en el embalse, aumenta su densidad y las relaciones volumétricas antes citadas para inmersión continua ya no se aplican.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Hidráulica de canales abiertos
Ven Te Chow
- 2.- Manual de diseño de obras civiles
Hidráulica fluvial
México C. F. E.
- 3.- Estudio experimental de transporte de sedimentos gruesos
Memorias del XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica
Aguirre, Pe, J.
- 4.- A one-dimensional model for the transport of a sediment mixtur in non-equilibrium condition
Journal of Hydraulic Research, IAHR
Armanini, A. y D. Silvo, G.
- 5.- Europan Concepts of Sediments Transportation
Journal of the Hydraulics Division, ASCE
Bogardi, J. L.
- 6.- Sediment Transportation in Engineering Hydraulics
Brown, C. B.
- 7.- Análisis de formulas de transporte de sedimentos en escurrimientos a superficie libre
Memorias del XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica
Sao Paolo, Brasil
- 8.- Le Rohne et les Rivieres a Lit Affoillable, Annales des Ponts et Chaussees, Serie 5
DuBoys, S. P.

- 9.- Movement of Sediment as Bed-Load in Rivers,
Transactions of the American Geophysical Union
Kalinske, A. A.

- 10.- Suspended Material Transportation Under Non-equilibrium Conditions
Transactions of the American Geophysical Union
Kalinske, A. A.

- 11.- Velocidades medias para el inicio del movimiento de partículas
Memorias del VIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ecuador
Maza, J. A. y García, M.

- 12.- Contribución al estudio de sedimentos
Memorias del VI Congreso Nacional de Hidráulica
Maza, J. A. y García, M.

- 13.- Introduction to River Engineering
Advanced Course on Water Resources Management
Maza, J. A.

- 14.- Transporte total del material del fondo
XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ecuador
Maza, J. A. y Val, R.

- 15.- Formulas para cuantificar el arrastre en la capa de fondo
XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ecuador
Maza, J. A. y Val, R.