

390 0102

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
SECCION DE HIDRAULICA

TESIS QUE PRESENTA EL

SR. INGENIERO ROBERTO MEJIA ZERMEÑO

PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA (HIDRAULICA)

CREDITOS POR TESIS 9

JURADO:

M. en I. JOSE A. MAZA ALVAREZ *Maza*

M. en I. DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO *Springall*

M. en I. CARLOS CRUICKSHANK VILLANUEVA *Springall*

M. en I. JOSE L. SANCHEZ BRIBIESCA *Springall*

M. en I. OSCAR FUENTES MARILES *Fuentes*

JEFES DE LA SECCION

*Springall*  
DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO

C.U., México, D.F. 23 de agosto de 1979

*Vo Bo*  
*Springall*  
*27/1x/79*  
*D.E*  
*28*



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.



DEPI

T. UNAM

1 9 7 9

M&J

## "MORFOLOGIA DE RIOS, CAUCES ESTABLES"

1. INTRODUCCION
2. TEORIAS EXISTENTES
3. EXTENSION DEL METODO DEL INSTITUTO  
DE INGENIERIA
4. APLICACION

## 1. INTRODUCCION

La importancia de estudiar los fenómenos inherentes a los aprovechamientos hidráulicos recae en buena medida en aquellos asociados con el comportamiento de los cauces naturales o artificiales; ello abarca también los efectos de las vías terrestres en las planicies fluviales y la protección de los terrenos adyacentes a los cauces naturales.

Esto conduce a separar, para su análisis, el tipo de comportamiento de los cauces, cubriendo entre otros los siguientes puntos: estudio de cauces para riego, navegación, etc; comportamiento de cauces naturales sin intervención humana: movimientos laterales, deslaves, etc y por último los efectos del hombre en el comportamiento de los ríos al construir obras de regulación o aprovechamiento.

En los canales artificiales, por ejemplo los de riego, es necesario para lograr su mejor utilización que se alcance un diseño que facilite su mantenimiento, tenga pocas pérdidas y la sección seleccionada así como el método constructivo, lo hagan económico.

En este caso, generalmente los canales excavados en tierra resultan ser atractivos por su bajo costo de construcción, pero frecuentemente se tienen problemas con las erosiones y depósitos que ocurren al no considerarse el material sólido que pudiera arrastrarse. Algunos de ellos deberán diseñarse para no arrastrar las partículas del fondo y taludes.

Si ahora se piensa en un cauce natural y su comportamiento, sin alteraciones por la actividad humana, es importante mencionar algunos problemas propios de los mismos: meandreo, cauces abandonados, corrimiento laterales y poca capacidad hidráulica. Para reducir o controlar esos efectos es necesario una comprensión más clara de las características de los ríos, principalmente los perfiles verticales y longitudinales con el fin de mantener aquellos que desarrollen un adecuado comportamiento ya sea por medio de obras de encauzamiento o regulación.

Por otro lado, hay que mencionar en forma relevante, dado que sus resultados se observan con mayor rapidez, a todos los efectos antes mencionados, los desequilibrios causados por la

acción del hombre en la naturaleza al intentar aprovechar el agua de los cauces. Por ejemplo, al construir embalses, aguas abajo de los mismos las características del río se ven afectadas al perder el aporte de material sólido transportado por el agua y también debido al cambio del hidrograma. Así mismo cuando se abren nuevas zonas a la agricultura o ganadería, la contribución de sólidos de la cuenca a los cauces aumenta considerablemente y sus consecuencias son notorias al modificar la capacidad hidráulica del cauce o quizá generar problemas de azolves en un embalse aguas abajo de la zona, además de modificar el hidrograma original del río.

Es adecuado mencionar que los fenómenos producidos al construir una obra fluvial, como los arriba mencionados, generalmente no son tomados en cuenta, lo que origina graves problemas a media no y largo plazo.

Ante este gran número de solicitudes, es palpable la necesidad de fomentar estudios dirigidos a comprender la naturaleza de estos fenómenos, y la manera adecuada de prevenir los daños que pudieran causar.

En el momento actual se requieren este tipo de estudios, ya que diseños adecuados de las obras y aprovechamientos en ríos contribuyen a disminuir el daño ecológico, a reducir inundaciones y evitarlas donde antes no existían.

Combinado con estas actividades, una parte esencial en los trabajos fluviales es la de disponer de una adecuada información sobre las posibles zonas a modificarse; para ello se requieren mediciones de tirantes, secciones, gastos líquidos y sólidos, pendientes, etc. y descripciones sobre el comportamiento mismo del río, su cauce y zonas aledañas a él. La ausencia de esta información, actualmente priva de una mejor optimización de los recursos fluviales.

Con base en lo antes dicho, para lograr mejores resultados, fundamentalmente se requiere actualizar y estudiar nuevas técnicas de aforo, modernizar y rehabilitar los equipos en estos trabajos, brindándoles posteriormente un mantenimiento oportuno y eficaz. Conjugado con esto es importante mantener campañas, de obtención de datos, permanentes y adecuadas en el mayor número de lugares posibles o en aquellos cuyo potencial sea aprovechable o represente un problema que requiera solución mediata.

Con la implementación de estas actividades, los resultados obtenidos en los modelos físicos o matemáticos, se podrán comparar con el prototipo y se calibrarán en forma adecuada para tener mayor seguridad en las predicciones.

Con base en estas ideas se plantea el objetivo de este estudio como una contribución a la parte de la hidráulica fluvial encargada de los problemas relativos al comportamiento de los

cauces, principalmente en lo que toca a su estabilidad, con el fin de diseñar adecuadamente cauces estables que mantengan su capacidad hidráulica y su comportamiento de acuerdo con las necesidades o previsiones que se tengan en ellos.

Esta aportación consiste en tratar de estructurar en un sólo documento la información que existe en la literatura respecto a la estabilidad de cauces. Dentro de esta parte se presentará un resumen de las teorías existentes, principalmente la Teooría de Régimen, los trabajos de Altunin, semejantes a los de régimen y la teoría Maza-Cruickshank para cauces arenosos.

La respuesta a estas ideas tendrá su aplicación en algunos ríos del país y se comentarán los resultados obtenidos en ellos, haciendo énfasis en las limitaciones o extensiones que se puedan realizar en las expresiones utilizadas en el estudio.

En este trabajo la presentación de todas las fórmulas se hará en sistema métrico gravitacional, explicando cada variable y dando los valores completos que cada autor propone para los coeficientes y exponentes que aparecen en sus fórmulas; con ello se tendrá un manual para su utilización rápida y sencilla.

El desarrollo del tema se hará en tres capítulos a saber:

En el capítulo dos, se presentarán las teorías existentes recopiladas en la investigación bibliográfica y se tendrá un re

sumen de la Teoría de Régimen desde que Kennedy la inicio en 1895 hasta los trabajos de Simons-Richardson, las fórmulas de sarrolladas por Altunin en Rusia y los trabajos de Maza y Cruickshank en cauces de arena.

Las fórmulas, tablas y figuras que se necesiten en dichas teorías tendrán los comentarios necesarios para su adecuada utilización. Al final del capítulo se mostrará una tabla resumen de las expresiones analizadas, con las variables y condiciones que se requieran para su utilización rápida sin recurrir a otro documento.

En el capítulo tres, con base en las ideas de Maza y Cruickshank se obtendrán métodos de estabilidad en cauces con arena utilizando fórmulas de arrastre total de fondo; y ya que esta teoría sólo es aplicable en el rango de las arenas, se buscará seleccionar una fórmula de fricción, otra de arrastre y otra de forma para valuar la estabilidad en cauces con gravas, con lo que se ampliaría el rango de aplicación de esta teoría.

El capítulo cuatro, se dedica a la aplicación de los métodos analizados anteriormente, con algunos ejemplos que utilicen datos reales, comentando los resultados en forma amplia para definir con más facilidad su utilidad de acuerdo al tipo de problema y a los datos de que se disponga.

Al final se tendrán las conclusiones generales y se propondrán

nuevos estudios para complementar los trabajos existentes en hidráulica fluvial en la parte correspondiente a estabilidad de cauces.

## 2. TEORIAS EXISTENTES

### 2.1 Concepto de estabilidad

El término de "canal ó cauce estable" define el comportamiento de aquellos cauces que mantienen sus características hidráulicas y morfológicas en un período determinado, sin que esto implique que en ese lapso no se tengan cambios, graduales, de dichas condiciones.

En hidráulica fluvial, de acuerdo con las ideas de Maza y Cruickshank, se puede pensar en tres tipos diferentes de estabilidad, a saber: morfológica, estática y dinámica; pudiendo los cauces, si no ocurren alteraciones sustanciales, pasar de una a otra en forma gradual. Antes de extender más esta idea, se hablará sobre el significado de grados de libertad, para relacionarlos con los conceptos de estabilidad que han sido

propuestos.

### 2.1.1 Grados de libertad

Grado de libertad se define como la facilidad de que el cauce modifique ya sea su tirante,  $d$ , su ancho,  $b$ , o su pendiente,  $s$ , al ocurrir cambios en el gasto líquido, sólido o en las características del material que lo forma.

- Cauces con un grado de libertad.- Supóngase que se tiene un canal revestido de concreto, con pendiente y sección uniformes; si se hace pasar un gasto a través de él, escurrirá con un tirante dado. Así se tendrá para cada gasto un tirante asociado que no variará mientras no se modifique dicho gasto. Para estas condiciones se dice que el canal tiene un grado de libertad y, por tanto, para conocer su régimen hidráulico se requiere una sola ecuación, de la cual se obtendrá el tirante, que será en función de los parámetros restantes: pendiente, rugosidad, ancho, gasto, etc, que permanecerán constantes; la ecuación es una de fricción como la de Manning, Darcy, etc.

Cauces con dos grados de libertad.- Ahora, por otro lado, si a dicho canal únicamente se le dejan las orillas fijas y el fondo se forma, por ejemplo, con arena, suministrando le en forma constante un gasto líquido y uno sólido, del mismo material del fondo.

En esas condiciones se tendrá un ajuste en la pendiente y el tirante que permanecerán sin variaciones mientras no se modifiquen

los demás parámetros (gasto sólido y líquido, ancho, material del fondo, etc). En tal caso, se dice que el canal tiene dos grados de libertad y se requieren, por tanto, dos ecuaciones para conocer sus condiciones de escurrimiento. Dichas expresiones serán una ecuación de fricción y otra de capacidad de arrastre total.

La ecuación de fricción en este caso es diferente a la indicada anteriormente, ya que debe ser una expresión que considere la granulometría del material y las formaciones del fondo (dunas y rizos), las que también dependen del flujo y del material del fondo.

#### Cauces con tres grados de libertad

Si también se eliminan las fronteras resistentes, se tendrá un cauce formado totalmente de arena e igualmente es alimentado constantemente con el gasto líquido y el sólido. Dependiendo de estos gastos y de las características del material con que se ha formado el cauce, se llegará a un equilibrio. Cuando ello ocurre se tendrán un ancho, tirante y pendiente, que aproximadamente serán los mismos siempre que se repita el experimento bajo iguales condiciones.

En este caso se necesitan tres ecuaciones para definir su comportamiento hidráulico y geométrico. Las dos primeras son las mismas utilizadas en canales con dos grados de libertad y la tercera deberá relacionar la forma de la sección, el área o el

ancho con las características del flujo, del material y/o restantes características geométricas.

#### Cuarto grado de libertad

Algunos autores, entre ellos Blench, Schumm, etc, mencionan un cuarto grado de libertad: la posibilidad de que el río forme meandros. Aunque, generalmente, el estudio de este aspecto se realiza como la definición de las características geométricas de los meandros y no en relación con los otros parámetros hidráulicos y físicos.

Los autores Maza y Cruickshank comentan que los meandros son la forma como el río puede aumentar la longitud de su recorrido y así disminuir la pendiente cuando se requiere sea menor que la del valle en que corre el río. Además, aceptan que la geometría de los meandros sigue una ley específica de acuerdo con las características físicas y del flujo en los cauces.

## 2.2 Estabilidad en cauces naturales y canales

La estabilidad requerida en canales artificiales no revestidos significó el inicio del estudio de este concepto y posteriormente con el aumento en el uso de las corrientes naturales se buscó una definición más amplia de esta idea, ya sea como una extensión o un nuevo juicio para explicar el comportamiento de los cauces naturales y artificiales.

### 2.2.1 Cauces con estabilidad morfológica

Representa el concepto más amplio de estabilidad, aplicado a cauces naturales; donde las características geométricas e hidráulicas dependen del gasto que escurre por él y su distribución en el tiempo, de las características físicas de los materiales en el tramo y de la calidad y cantidad del gasto sólido, tanto del transportado de aguas arriba por la corriente como por aportaciones laterales al tramo.

Es notorio que sólo cambios bruscos, sismos, hundimientos, etc pueden provocar alteraciones en la estabilidad morfológica y que las variaciones de esta ocurren en forma progresiva en grandes períodos.

Esto significa que ríos trezados, con islas, con un sólo cauce, con meandros, etc, si no ocurren cambios violentos, todos ellos serán ríos estables desde el punto de vista morfológico.

Para este tipo de estudios aún no hay criterios confiables y falta aumentar la información sobre características y comportamientos en cauces con este tipo de estabilidad.

### 2.3 Cauces con estabilidad estática

En éste caso se puede pensar en forma similar a cauces con un grado de libertad, o sea, la corriente no puede mover el fondo

ni las orillas del cauce y además tiene la capacidad necesaria para mover los sedimentos que transporta sin que estos se depositen; por lo que sólo puede adquirir un determinado tirante fijado por la pendiente, la rugosidad, el ancho, el gasto líquido, etc; si estos factores no cambian, el tirante permanece constante.

Se pueden mencionar como ejemplos de este comportamiento los canales revestidos, como caso extremo; cauces de montaña, generalmente formados en roca que el río no puede mover; canales construidos en tierra o en materiales cohesivos que no arrastren o este sea mínimo y por último en cauces acorazados, esto es, cuando cesa una avenida, las piedras se depositan y acomodan no pudiendo ya la corriente moverlas ni arrastrar material.

Para el análisis de este tipo de canales, se pueden dividir en aquellos que mantienen fijas su fondo y sus márgenes, como los cauces de montaña y aquellos que no arrastran o este es mínimo, por ejemplo: canales de tierra. Para los primeros se utilizan expresiones del tipo de las de Manning y los segundos, se consideran como el límite entre aquellos canales que no arrastran y los que si arrastran, esto es, un diseño en el cual el material esta "a punto" de iniciar su movimiento.

La utilidad de este último concepto, en hidráulica fluvial, se presenta principalmente en el diseño de canales de tierra usados para riego; en estos sus condiciones de trabajo exigen que

no se deposite material y que la capacidad erosiva del flujo sea tal que no dañe el fondo ni los lados del canal. Se tienen principalmente dos teorías para esta práctica:

- a) Método de la velocidad máxima permisible o velocidad crítica.
- b) Método de la fuerza tractiva.

El primero consiste en limitar la velocidad media a un valor que no cause erosión en las paredes. El límite de este valor depende de las características del flujo y del material de que esta formada la sección. Es un método en la actualidad en desuso debido a que no considera la distribución de velocidades ni la forma de la sección.

El método de la fuerza tractiva se inició en 1950 con los trabajos de E. W. Lane para la U.S.B.R; se basa en la distribución de la fuerza tractiva en una sección, tal que, la magnitud de esta fuerza en todos los puntos de la misma sea suficientemente grande para prevenir depósitos cuantiosos y al mismo tiempo lo bastante pequeña para evitar socavaciones.

Generalmente se recomienda para diseñar canales que transporten agua limpia o con una concentración de sedimentos muy reducida.

## 2.4 Cauces con estabilidad dinámica

Lindley definió en 1919 el término "régimen" de la siguiente manera:

Cuando un canal es usado para llevar agua con sedimentos, ambos, el fondo y los taludes se erosionarán o rellenarán, cambiando el tirante, pendiente y ancho hasta un estado de equilibrio en el cual se dice que el canal está en "régimen".

La extensión de esta idea a cauces naturales lleva a definir el concepto de estabilidad dinámica; se dice que en cauces con tres grados de libertad, ancho, tirante y pendiente, mantienen una estabilidad dinámica si las características geométricas y físicas del cauce se mantienen sin variaciones apreciables en un ciclo hidrológico anual.

Esta definición tiene implícito que la corriente escurre por un sólo cauce sin diversificarse en dos o más brazos. Como se observa un cauce con estabilidad dinámica es también uno con estabilidad morfológica que corre en un solo cauce, pero a la inversa no es posible.

### Gasto formativo

Al inicio de la Teoría de Régimen, ya que se trataba de canales para riego, el gasto utilizado era controlado y se podía medir, no se tenían problemas con su identificación; después al tomarse en cuenta los cauces naturales se complicó la si -

tuación para elegir un gasto al analizar el cauce.

Este gasto líquido que debe considerarse en el estudio de un cauce natural, dado que en los ríos las fluctuaciones de los gastos son bastante fuertes, es de gran importancia definirlo teóricamente como aquel que identifique al hidrograma que conforma el cauce. Esto representa que todos los gastos que constituyen el hidrograma colocados de acuerdo a las variaciones en el período analizado produzcan en el modelo físico o matemático los cambios propios del prototipo.

Como esto es difícil de lograr se buscó un gasto que en forma teórica trate de cumplir con los requisitos mencionados.

A este gasto se le conoce como gasto "formativo" o "representativo", la elección del mismo depende del lugar, el cauce y la corriente misma. El hecho de que posteriormente cada autor utilice el gasto formativo de su preferencia o el que según él se adapta más a sus estudios, resulta ser un tanto perjudicial ya que no permite llevar a cabo una comparación adecuada de los fenómenos producidos en sitios diferentes y más todavía si el autor no menciona el gasto que maneja en sus expresiones.

Algunos autores, por ejemplo, utilizan como gasto representativo el gasto dominante, o sea aquel que es capaz de transportar en un período prefijado la misma cantidad de sedimento que el hidrograma en igual período; otros manejan el gasto que llena el cauce principal, el gasto medio anual, el gasto con un perí

odo de retorno de 1.4 años, etc.

En forma similar se ve afectado el uso del diámetro representativo del material sólido que forma el cauce, ya que este algunas veces no es definido por los autores y no es fácil elegir el diámetro adecuado para lograr resultados adecuados en las expresiones que presentan. Aquí, en caso de no manifestarlo se considera el diámetro cincuenta como el valor representativo del material sólido.

#### 2.4.1 Principales teorías de estabilidad dinámica

Las principales teorías relacionadas con el estudio y análisis de cauces con estabilidad dinámica son: Teoría de Régimen, Altunin y Maza-Cruickshank.

##### a) Teoría de Régimen

La teoría de régimen es un método empírico que nació de las observaciones en los distritos de riego en la India; su aplicación, es por lo tanto principal en este tipo de canales y además en cauces con arena y/o arcilla y limo.

Trata de establecer relaciones entre los parámetros que definen el cauce: tirante, gasto líquido y sólido, ancho, pendiente, etc, correlacionando mediciones directas o indirectas de los mismos. En combinación con las experiencias resultantes, utilizan fórmulas del tipo de Kutter y Chezy para definir completamente las características de los canales y ajustar los

coeficientes empíricos.

Posteriormente se ha tratado de establecer una justificación teórica de estas relaciones, con base en los adelantos en mecánica de fluidos y otras disciplinas afines a la hidráulica fluvial.

b) Altunin

Representa un enfoque semiempírico al considerar también tanto expresiones teóricas como empíricas. Las tres ecuaciones de partida son: una empírica, similar a la de régimen; una de fricción, tipo Manning y una, que garantice el continuo movimiento del material sólido.

Sus estudios los llevó a cabo en ríos de la Unión Soviética, principalmente en cauces formados con arenas y/o gravas.

c) Maza-Cruickshank

Maza y Cruickshank con base en sus ideas de estabilidad y grados de libertad, también consideran tres ecuaciones para definir este tipo de cauces: una de fricción, una de transporte de sedimentos y una que relacione los parámetros de la sección, del tipo de las de régimen; por esta última resulta ser también un análisis semiempírico. El rango de aplicación de su teoría queda principalmente comprendido para cauces arenosos.

## 2.5 Teoría de Régimen

### 2.5.1 Principales aportaciones

Se analizarán las más importantes contribuciones desde su inicio, mencionando el autor, fecha de referencia de sus trabajos, expresiones obtenidas por él, limitaciones y rango de aplicación. Después, a partir de las ecuaciones originales, se trabajará algebraicamente para definir explícitamente, si se puede, los parámetros más relevantes en función del gasto líquido y sólido y de las características del material o relaciones entre el ancho y el tirante que definan la sección.

R.G. Kennedy [1895] 1, 2, 3, 4\*

De mediciones en los distritos de riego en la India encontró en forma empírica las siguientes expresiones donde  $u$  y  $d$  son los valores medios de la velocidad y el tirante respectivamente.

$$u = 0.5476 d^{0.64} \quad (2.1)$$

Para definir completamente los parámetros que expliquen el comportamiento de los canales, utilizó además las expresiones de Chezy y Kutter.

El rango de los parámetros asociados es:

$\frac{b}{d}$  4 a 30 ;  $b$  - ancho promedio

$D$  0.10 a 0.60 mm ;  $D$  -diámetro del material de fondo.

$Q$  0.30 a 283 m<sup>3</sup>/s  $Q$  -gasto líquido

Coefficiente de Kutter  $N = 0.0225$

Gasto en suspensión 0 a 1 %

Taludes 2:1

Orillas arcillosas

\* Referencias

El rango de aplicación es reducido y aparentemente el gasto sólido, debido a que es poco y controlado, no influye en -- las características del canal. No se define en que fase de fondo trabajan, algunos autores suponen que es de dunas.

E.S. Lindley (1919) 1, 3, 4

Reconoce tres grados de libertad y menciona una definición para el término de "régimen".

Utiliza también los datos de Kennedy y obtiene estas nuevas expresiones:

$$u = 0.5700 d^{0.57} \quad (2.2)$$

$$u = 0.2742 b^{0.355} \quad (2.3)$$

$$b = 7.8566 d^{1.606} \quad (2.4)$$

con una  $N = 0.025$  para Kutter.

Como se observa la expresión (2.2) es similar a la de Kennedy, pero obtiene una segunda en función del ancho. La expresión (2.4) sólo es una combinación de la (2.2) y (2.3).

Molesworth y Vendunia (1922) 5

Analizan varios canales en Egipto y obtienen una fórmula ge

neral para el tirante. En su estudio consideran sólo cuatro valores para la pendiente. Sus expresiones son:

$$d = 0.10 \left( \frac{S}{50} + 4 \right) b^{1/2} ; \quad d > 1.62 \text{ m} \quad (2.5a)$$

$$d = 0.0015 (100S + 8)^2 b ; \quad d < 1.62 \text{ m} \quad (2.5b)$$

S - pendiente en m/m

El reducido número de valores utilizados de la pendiente limita la aplicación de estas expresiones. Al graficar (2.5), contra valores obtenidos en India y Egipto actúa como envolvente de dichos valores.

F.W. Woods (1927) 5

En 1917 propuso el uso de relaciones del tipo  $b/d$ , basadas - en el análisis de datos de la India y después con los datos de Kennedy encontró las siguientes expresiones:

$$d = 0.5104 b^{0.434} \quad (2.6a)$$

$$U = 0.4371 (\log 3.2808 b) \quad (2.7a)$$

$$S = \frac{1}{2 (\log 35.3157 Q) (1000)} \quad (2.8)$$

Las fórmulas (2.6a) y (2.7a) en sistema ingles son:

$$d = b^{0.434} \quad (2.6b)$$

$$u = 1.434 \log b \quad (2.7b)$$

Si se multiplica (2.6b) por  $b$  y se supone que el área de la sección  $A = db$ :

$$db = b^{0.434} b$$

$$db = b^{1.434}$$

$$A = b^{1.434}$$

sacando logaritmos decimales:

$$\log A = 1.434 \log b$$

lo cual implicaría según (2.7b) que:

$$u = \log A \quad (2.9)$$

Por otro lado Woods propone otra expresión para  $u$  de la forma  $u = Cd^n$  que es la siguiente: (en sistema ingles).

$$u = 0.63 d^{0.64} \quad (2.10)$$

Si se combinan (2.9) y (2.10) se puede llegar a:

$$\log b = 0.63 d^{0.64} - \log d$$

Probablemente la validez de estos razonamientos este limitada por la obtención de las expresiones (2.6a) y (2.7a) que son de forma empírica y con un reducido rango de aplicación, sólo para las características de los canales de riego en la India.

La expresión (2.9) implica una tendencia entre los valores de  $A$  y  $U$  que resulta de interés, pero que no se verifica al aplicar los criterios de otros autores.

G. Lacey 1 , 2 , 3 , 4 , 5'\*, 6 , 8'

Uno de los mayores aportes a la Teoría de Régimen esta dado por G. Lacey en diferentes épocas, 1929, 33, 37, 58 y 1966.

En 1929, analiza y trata de poner en orden el cúmulo de datos e información de que se dispone desde el inicio de la teoría hasta esa fecha.

Introduce un factor llamado "*silt factor*",  $f$ , o factor de se dimento, para algunos de fricción, que considera los sedimen tos del fondo, es función del diámetro medio de este mate---  
rial. De un estudio estadístico derivó las siguientes expre siones:

$$U = 0.6459 f^{1/2} R^{1/2} \quad (2.11)$$

\* La comilla se refiere a "discusiones" de los artículos --  
respectivos a el número de la referencia.

$$A = 134.1957 \frac{u^5}{\delta^2} \quad (2.12)$$

$$P = 4.83 Q^{1/2} \quad (2.13)$$

y supone la "n" de Manning como:

$$n = 0.022 \delta^{0.2} \quad (2.14)$$

como guía para valuar  $\delta$  introdujo la expresión:

$$\delta = 50.1980 \sqrt{D} \quad (2.15)$$

$D$  - diámetro medio del material del fondo

aunque se puede pensar que es valido conociendo "n" valuar  $\delta$  de la expresión (2.14).

Es el primero en utilizar el radio hidráulico,  $R$ , y el perímetro mojado,  $P$ , como parámetros de relación en sus fórmulas, además se nota el empleo de tres ecuaciones de partida (2.11), (2.12) y (2.14) en apoyo con la de Manning.

Por otro lado, la ecuación (2.13) es derivada de la (2.11) y la (2.12), y los valores resultantes de  $\delta$  en estas últimas no son congruentes, lo que originó, como se vera después, dividir el factor de sedimento en dos factores que consideren por separado los efectos de la plantilla y el fondo.

Posteriormente (1935) revisó sus ecuaciones y al corregir en contró estos nuevos resultados y adiciones:

$$n = 0.0225 \delta^{1/4} \quad (2.16)$$

$$u = \frac{R^{3/4} S^{1/2}}{n} \quad (2.17)$$

$$S = \frac{0.000309 \delta^{5/3}}{Q^{1/6}} \quad (2.18)$$

Más adelante (1939), propuso las siguientes relaciones:

$$u \sim R^{1/2}$$

$$S \sim R^{-1/2}$$

donde las constantes de proporcionalidad serán funciones del material del fondo, con lo anterior se puede establecer que:

$$\frac{u}{R^{1/2}} \sim (R^{1/2} S)^K$$

y encontrando las constantes de proporcionalidad propone:

$$u = 10.7678 (R^2 S)^{1/3} \quad (2.19)$$

indicando, el autor, que es aplicable en el rango donde:

$$F_h < 1$$

siendo  $F_n$  el número de Froude,

$$0.53 < u < 2.65 \text{ m/s}$$

$$0.771 < R < 5.43 \text{ m}$$

y con la condición del número de Froude deriva los siguientes límites:

$$\delta \leq 24.27$$

$$D \leq 23.495 \text{ cm}$$

$$n \leq 0.05$$

Al revisar la primera ecuación de velocidad por él propuesta, obtiene:

$$u = 0.6357 (\delta R)^{1/2} \quad (2.20)$$

Como se observa el cambio entre esta ecuación y la (2.11) no es significativo.

También introduce el término de "shock losses" para explicar la disparidad entre  $\delta$  y  $D$ , considerando para esto que la formación de dunas es el factor principal de variación entre estos parámetros; además presenta esta relación para la rugosidad:

$$n \sim D^{1/8}$$

Posteriormente se descubre que esta relación es inversa. -- Por otro lado, con la nueva idea de que  $f$  se divide en dos-- valores diferentes que son  $\delta_{UR}$  y  $\delta_{RS}$ , dónde el primero es -- resultado de la expresión (2.11) y el segundo de la (2.12)-- presenta estas expresiones:

$$\delta = (\delta_{UR} \delta_{RS})^{1/2} \quad (2.21)$$

$$\delta = 55.6561 \sqrt{D} \quad (2.22)$$

Más tarde cambia  $P$  a  $w_S$  (ancho de la superficie libre) y  $R$  a  $d$  e introduce un factor  $E = P/w_S$  como un parámetro de la forma del canal.

A continuación (1958), elimina el término "*shock losses*" y explica el cambio de la rugosidad en términos del cambio de la forma del fondo y propone estas nuevas ecuaciones:

$$\delta = 50.5964 \sqrt{D} \quad ; \quad \text{para una} \quad (2.23)$$

$$E = 1.10 \quad \text{en promedio}$$

$$u = 0.6349 (\delta d)^{1/2} \quad (2.24)$$

$$b = 4.8308 Q^{1/2} \quad (2.25)$$

$$u = \frac{1}{0.0225 \delta^{1/4}} d^{1/4} R^{1/2} S^{1/2} \quad (2.26)$$

$$u = 10.7987 (d R S)^{1/3} \quad (2.27)$$

$$n = 0.000925 \left(\frac{S}{E}\right)^{1/6} \quad (2.28)$$

y propone el siguiente rango de aplicación:

$$D \sim 0.15 \text{ a } 0.40 \text{ mm}$$

$$Q \quad 0.14 \text{ a } 141.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Gasto de fondo muy reducido

Material de fondo no cohesivo

Fondo rizados

$$\bar{C} \quad (\text{concentración media}) \quad 500 \text{ ppm}$$

Es importante notar el empleo de tres ecuaciones básicas que serían (2.23), (2.24) y (2.25) en combinación con una tipo - Manning (2.26); también hay que notar que la expresión ---- (2.27) es derivada de la (2.24) y de la (2.26) y el rango de aplicación es bastante reducido.

Manejando algebraicamente las expresiones (2.23) a (2.28) se logra obtener:

$$u = 0.5528 D \left(\frac{Q}{b}\right)^{1/6} \quad (2.29)$$

$$d = 0.4738 \left(\frac{Q}{b}\right)^{1/3} \quad (2.30)$$

$$b = 0.0675 (f d)^{1/2} d \quad (2.31)$$

$$S \sim n^6 \quad (2.32)$$

esta última relación (2.32), resulta de sustituir el valor de  $E$  y suponer un cauce lo suficientemente ancho para tener  $P \approx W_S \approx b$ , en la expresión (2.28).

Hurst (1930) 6

Con los datos utilizados por Lindley propone la siguiente expresión:

$$S = 64.8010 \times 10^{-6} \left( 1 + \frac{2.12}{R} \right) \quad (2.33)$$

No se establece una relación de  $b/d$  y la aplicación sólo de  $R$  en dicha ecuación no es válida; al sustituir valores de  $R$  en (2.33) no se tienen cambios significativos en la pendiente. Esta expresión está bien para un grupo de datos, pero como fórmula general encierra un valor límite para la pendiente.

C.R. Pettits (1936) 5'

Menciona que las secciones ideales estables deben ser de tipo parabólico de la forma  $d \sim b^{2.5}$  y con base en esto para el río Miami en los Estados Unidos obtiene:

$$u = 0.4974 Q^{0.2} \quad (2.34)$$

$$A = 2.0105 Q^{0.8} \quad (2.35)$$

$$d = 1.8113 u^{1.5} = 0.6350 Q^{0.3} ; \text{ máximo} \quad (2.36)$$

tirante

$$R = 0.4538 Q^{0.3} \quad (2.37)$$

$$b = 4.4377 Q^{0.5} \quad (2.38)$$

La obtención de estas fórmulas (2.34) y (2.35) nace de suponer válidas estas relaciones:

$$Q \sim A^{1.25} \quad \text{y} \quad u \sim A^{0.25} \sim Q^{0.2}$$

y después simplemente con algunos datos encuentra los coeficientes de proporcionalidad.

Es interesante notar que en una sección parabólica o de fondo horizontal y márgenes parabólicas se puede cumplir que todas las partículas esten a punto de moverse.

Por otro lado, la expresión (2.36) la obtiene de suponer  $C = 1$ , como condición promedio para la expresión  $u = Cd^n$ , sin mayores consideraciones en el rango de aplicación.

Con las expresiones (2.36) y (2.38) se puede obtener que

$$\frac{b}{d} = 7 Q^{0.2} \quad (2.39)$$

que el autor obtiene suponiendo que  $d \sim b^{2.5}$  se cumple con  $R = 0.715 d$ .

La expresión (2.38) la obtuvo suponiendo que  $P = b$  y que se cumple por lo tanto  $b = \frac{A}{R}$ , o sea dividiendo (2.35) entre -- (2.37).

Ballester (1936) 5'

En el río Negro de la Argentina, para un tirante aproximado de dos metros y un gasto líquido de 45 a 1600 m<sup>3</sup>/s, para un contenido de arcilla que forman las orillas de 20.8 % y en el fondo de 3.3 % obtiene:

$$u = 0.52 d^{0.44} \quad (2.40)$$

El rango en el que se obtiene esta expresión es bastante reducido y además una sola ecuación es aplicable únicamente -- donde se obtuvo y sirve también exclusivamente para comparar las con otras del mismo tipo.

Tchikoff (1936) 5'

Analizando cuatro canales en el Valle Imperial (E.U.) con --

gastos que van de 5.10 a 102 m<sup>3</sup>/s y velocidades medias de --  
0.88 a 1.52 m/s obtuvo

$$u = 1.0655 R^{1/2} \quad (2.41)$$

Además, revisando los valores de  $C$  y  $n$  en expresiones del tipo  $u = C d^n$ , dados por otros autores, calculó los valores --  
promedios de ellos y encontró:

$$u = 0.5400 d^{0.57} \quad (2.42)$$

Para estas expresiones (2.41) y (2.42) se puede pensar en el mismo comentario hecho a Ballester.

Bose y Malhotra (1936) 1, 4

Con base en dos años de mediciones en canales de riego en la India, con los gastos líquidos y sólidos controlados encontraron que:

$$P = 4.8543 Q^{1/2} \quad (2.43)$$

$$S = 0.3762 \frac{D^{0.86}}{Q^{0.21}} \quad (2.44)$$

$$R = \frac{P S^{1/4}}{6250 D} \quad (2.45)$$

$$U = 0.6183 R^{1/2} \quad (2.46)$$

$$R = 0.47 Q^{1/3} \quad (2.47)$$

Hay que considerar que son importantes las variaciones que se tengan tanto en gasto líquido como en el sólido lo que -- los autores en sus estudios mantuvieron bajo control, lo que implica que la aplicación de sus expresiones queda limitada -- por dichas condiciones.

Manipulando las expresiones (2.43) a (2.47) y suponiendo --  $A = bd$ , se puede llegar a:

$$S = 1.3409 \times 10^{11} \frac{D^4}{Q^{2/3}} \quad (2.48)$$

$$D = 0.000209 Q^{0.1454} \quad (2.49)$$

La relación entre  $D$  y  $Q$  de la expresión (2.49) se cumple --- cuando no se quiere arrastre o sea se acoraza la sección --- (por ejem. ríos de montaña), pero este no es el caso si no --- que debe cumplir que a mayor  $Q$  menor  $D$ , como en ríos de planicie, lo que implica que quizá haya un error en alguna de --- las expresiones anteriores.

Malhotra (1936) 6

Utilizando los datos de Lindley obtuvo por medio de una correlación múltiple la siguiente expresión

$$u = 11.7412 R^{0.632} S^{0.434} \quad (2.50)$$

la cual es más bien una fórmula de fricción.

N. K. Bose (1942) 7'

Con el estudio de varios canales estables en el distrito de riego de Punjab encontró:

$$A = 2.2105 Q^{0.85} \quad (2.51)$$

$$d = 0.3342 \frac{Q^{0.29}}{S^{0.37}} \quad (2.52)$$

$$S = 0.35082 \frac{D^{0.85}}{Q^{0.21}} \quad (2.53)$$

Suponiendo  $A = bd$  se puede encontrar a partir de las expresiones anteriores que:

$$d = 0.4925 \frac{Q^{0.3677}}{D^{0.3145}} \quad (2.54)$$

$$b = 4.4886 D^{0.3145} Q^{0.4823} \quad (2.55)$$

y dividiendo (2.55) entre (2.54)

$$\frac{b}{d} = 9.1139 D^{0.6290} Q^{0.1146} \quad (2.56)$$

Parece ser que la ecuación (2.52) no es adecuada ya que al sustituir valores en ella y combinarla con la (2.53) da resultados fuera de la realidad.

C. Inglis (1941, 42, 49) 2, 4, 6, 9'

En 1941 propuso las siguientes expresiones para separar el factor de sedimento de Lacey, de acuerdo con los valores que toman cada uno de ellos según las variables utilizadas para su obtención:

$$\delta_{UR} = 2.4606 \frac{U^2}{R} \quad (2.57)$$

$$\delta_{RS} = 285.2964 R^{1/3} S^{2/3} \quad (2.58)$$

se considera que ambos factores son adimensionales y el coeficiente es el que toma las unidades en cada una de las expresiones (2.57) y (2.58).

$$D = 0.0983 (\delta_{UR})^{1/2} (\delta_{RS})^{3/2} \quad (2.59)$$

$$S = \frac{0.000302 (\delta_{UR})^{1/6} (\delta_{RS})^{3/2}}{Q^{1/6}} \quad (2.60)$$

$$\frac{\delta_{RS}}{\delta_{UR}} = \left[ \frac{10.7678 R^{2/3} S^{1/3}}{U} \right]^2 \quad (2.61)$$

Con las ecuaciones anteriores, no es fácil diseñar ya que -- las variables independientes no se presentan como explícitas en función de datos conocidos y es imposible suponer valores en forma aleatoria.

En 1949 originó el término "formativo", él aplicó la denominación "gasto formativo" a la descarga permanente que podía producir la misma longitud de meandro como una secuencia natural de gastos.

Discutió la disparidad de  $\delta_{UR}$  y  $\delta_{RS}$  sugiriendo que si se alcanza el estado final de régimen, estos adquieren el mismo valor.

En 1948 contribuye con las ecuaciones de régimen conocidas -- como de Inglis-Lacey, donde se incluye el efecto del transporte de sedimento. En esa fecha estas expresiones se establecieron como relaciones de proporcionalidad y en 1963 se -- incluyeron los coeficientes empíricos para establecer las -- igualdades; a continuación se presentan estas últimas:

$$P = 2.668 \frac{Q^{1/2} X^{1/4}}{(g D)^{1/4}} \quad (2.62)$$

$$R = 0.4725 \frac{D^{1/6}}{g} \frac{Q^{1/3}}{X^{1/3}} \quad (2.63)$$

y puesto que  $A = PR$

$$A = 1.2606 \frac{Q^{5/6}}{g^{5/12} D^{1/12} X^{1/12}} \quad (2.64)$$

de  $u = \frac{Q}{A}$

$$u = 0.7933 Q^{1/6} g^{5/12} D^{1/12} X^{1/12} \quad (2.65)$$

$$S = 0.00054 Q^{-1/6} g^{1/12} D^{5/12} X^{5/12} \quad (2.66)$$

$$\frac{u}{(g R)^{1/2}} = 1.155 X^{1/4} \quad (2.68)$$

Donde:

$$X = \frac{C \omega_s}{(g \nu)^{1/3}}$$

Número de Inglis

$\omega_s$  - velocidad de caída

$\nu$  viscosidad cinemática

$$C = \frac{Q_s}{Q}$$

en por ciento

Es importante mencionar la evolución de los trabajos de Inglis, ya que al principio no incluía el sedimento transportado y el rango de aplicación de sus fórmulas era restringido.

Al ser de los primeros en incluir el sedimento transportado y utilizar expresiones adimensionales en sus fórmulas, facilitó el camino para valorar la influencia del sedimento y -- además comparar los resultados obtenidos entre varios auto-- res.

Por último, en 1963, propone además las siguientes ecuacio-- nes:

$$u = \frac{0.00043}{S} (g D)^{1/2} X^{1/2} \quad (2.69)$$

y

$$\frac{u_P}{v} = 2.1184 \left(\frac{g}{D}\right)^{1/6} \frac{Q^{2/3}}{v} X^{1/3} \quad (2.70)$$

derivadas de las expresiones (2.62) a (2.67).

Hay que recordar que se mantienen también aquí tres ecuacio-- nes básicas o de partida: la (2.62), (2.63) y (2.66)

T. Blench (1941), 8', 9', 12', 17, 18

En 1941, T. Blench y C. King demuestran un método para separar el factor de sedimento,  $\phi$ , de Lacey en dos:  $F_b$  y  $F_S$  -- (factor de fondo y factor de orilla respectivamente), afir-- mando que esto es consecuencia de tener diferentes fases de flujo a lo largo de los lados y en el fondo lo que implica -- que el uso de un único valor de  $\phi$  es inadecuado; además, por

esta misma razón reemplaza el uso de  $P$  y  $R$  por  $b$  y  $d$ .

Presenta las siguientes tres ecuaciones básicas:

$$F_b = \frac{u^2}{d} \quad (2.71)$$

$$F_S = \frac{u^3}{b} \quad (2.72)$$

$$\frac{u^2}{gdS} = 3.63 \left( \frac{ub}{v} \right)^{1/4} \quad (2.73)$$

vale la pena aclarar que  $F_b$  y  $F_S$  no se consideran adimensionales, o sea tienen unidades de acuerdo al sistema de medición utilizado, para  $F_b$  son unidades de longitud entre tiempo al cuadrado ( $m/seg^2$ ) y para  $F_S$  unidades de longitud al cuadrado entre tiempo al cubo ( $m^2/seg^3$ ).

Las limitaciones que fija para su aplicación son las siguientes:

- Fondo con dunas y material con distribución uniforme
- Poco gasto en suspensión
- Taludes cohesivos de comportamiento hidráulicamente liso
- Secciones y pendiente uniforme
- Rango de valores utilizados

$$D \quad 0.10 \text{ a } 0.60 \text{ mm}$$

$$Q \quad 0.028 \text{ a } 283 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Aplicables para  $\frac{b}{d} > 5$  o tirantes mayores de 40 cm.

La fórmula (2.73), para un gasto de fondo apreciable se convierte en:

$$\frac{u^2}{gdS} = 3.63 \left(1 + \frac{C}{233}\right) \left(\frac{ub}{v}\right)^{1/4} \quad (2.74)$$

C en pp  $10^5$

basada en los datos recopilados en la India y en los de Gilbert.

Para propósitos de diseño recomienda las siguientes expresiones:

$$b = \left(\frac{F_b Q}{F_S}\right)^{1/2} \quad (2.75)$$

$$d = \left(\frac{F_S Q}{F_b}\right)^{1/3} \quad (2.76)$$

$$S = \left[ \frac{F_{bo}^{5/6} F_S^{1/12}}{K \frac{Q^{1/6}}{F_b^{7/8}}} \right] \delta'(C) \quad (2.77a)$$

$$S = \left[ \frac{F_{bo}}{K b^{1/4} d^{1/8}} \right] \delta''(C) \quad (2.77b)$$

$$S = \left[ \frac{F_{bo}^{5/6} F_S^{1/2}}{K Q^{1/6}} \right] \delta'''(C) \quad (2.77c)$$

donde:

$$K = \frac{3.63 \text{ g}}{v^{1/4}}$$

$\delta(C)$  - funciones de la concentración de sedimentos, son de naturaleza empírica y se encuentran en la Fig. 2.1

$F_{bo}$  - factor "cero" de fondo, es el valor al cual tiende  $F_b$  cuando la concentración tiende a cero.

Las expresiones (2.77) se utilizan de acuerdo con la disponibilidad o confiabilidad de los parámetros que en ellas intervienen.

Otras expresiones útiles presentadas por el autor son:

$$d = \left( \frac{q^2}{F_b} \right)^{1/3} \quad (2.78)$$

$$u = (F_b F_S Q)^{1/6} \quad \text{aplicable a modelos fluviales} \quad (2.79)$$

Para la aplicación a ríos, utiliza la ecuación (2.77) con un factor de corrección por meandros y para el ancho propone esta expresión:

$$b = 4.83 Q^{1/2} \quad (2.80)$$

Las expresiones (2.78) y (2.79) son derivadas de las ecuaciones básicas (2.71), (2.72) y (2.73) al igual que las recomendaciones para diseño (2.75) y (2.76).

El autor presenta las siguientes consideraciones para la obtención práctica de los factores  $F_b$  y  $F_s$ .

Para arenas propone:

$$F_b = F_{b0} (1 + 0.12 C) \quad (2.81)$$

$C$  en  $pp \ 10^5$

y también propone:

$$F_{b0} = 18.3127 \sqrt{D} \quad (2.82)$$

$D$  - tamaño medio del material en peso

Para flujo supercrítico (con los datos de Gilbert) encuentra:

$$F_b = 9.814 + 0.0183 (C - C_c) \quad (2.83)$$

donde:

$C_c$  - concentración correspondiente a la velocidad --  
crítica

En 1964, Blench y Qureshi sugirieron como expresión general:

$$F_{bo} = \omega_S^{11/24} \left( \frac{v_{21.11}}{v} \right)^{11/72} \quad (2.84)$$

donde:

$v_{21.11}$  - viscosidad cinemática a 21.11 °C

pero no es aplicable (2.84) a gravas gruesas.

Para  $F_S$ , los valores recomendados por el autor son:

		$F_S (m^2/s^3)$
arena limosa	>	0.009
limo arcilloso	~	0.019
lodos cohesivos	=	0.028

Y por otro lado,  $F_b$  es prácticamente  $\phi$ , libre de los efectos de las orillas y es función del tamaño de la arena y del gasto de sedimentos. Cuando el flujo es supercrítico  $F_b$  es insignificante.

Para gravas, con  $d/D$  grande, recomienda, según las experien-

cias de Kellerhals, la siguiente expresión:

$$F_{b0} = 9.8241 D_f^{1/4} \left( \frac{v_{21.11}}{v} \right)^{1/6} \quad (2.85)$$

donde:

$D_f$  - diámetro medio esférico > 2 mm

Las recomendaciones dadas por el autor, ayudan a emplear adecuadamente las expresiones que presenta, dentro del rango de sus datos, lo que proporciona resultados bastante aceptables.

La expresión (2.80), para el ancho es igual a la de Lacey -- (2.25).

S. I. Rybkin (1947) 10.

Propone para ríos en Rusia las siguientes relaciones:

$$b = a_1 \bar{Q}^{m1} K^{n1} S^{-p1}$$

$$d = a_2 \bar{Q}^{m2} K^{n2} S^{-p2}$$

$$u = a_3 \bar{Q}^{m3} K^{n3} S^{-p3}$$

donde

$$K = \frac{Q}{\bar{Q}} \quad \text{en por ciento}$$

$\bar{Q}$  - gasto medio anual en  $\text{m}^3/\text{s}$

$Q$  - el autor dice que es el gasto que pasa en  $\text{m}^3/\text{s}$ , -  
quizá sea el gasto formativo

$S$  -  $\text{mm}/\text{Km}$

$d$  -  $\text{cm}$

$b$  -  $\text{m}$

$U$  -  $\text{cm}/\text{s}$

$p_i, a_i, m_i, n_i$  - parámetros y exponentes que cumplen:

$$m_1 + m_2 + m_3 = 1$$

$$n_1 + n_2 + n_3 = 1$$

$$a_1 a_2 a_3 = 1$$

$$p_1 + p_2 + p_3 = 0$$

Para las regiones de los ríos Oka y Alto Volga el autor obtuvo los siguientes resultados:

$$b = 4.67 \bar{Q}^{-0.57} K^{0.13} S^{-0.07} \quad (2.86)$$

$$d = 0.069 \bar{Q}^{-0.22} K^{0.50} S^{-0.24} \quad (2.87)$$

$$u = 3.10 \bar{Q}^{0.21} K^{0.37} S^{0.31} \quad (2.88)$$

Observa que  $\bar{Q}$ ,  $K$  y  $S$  deben ser valores conocidos, lo que implica que  $S$  puede ser constante y por otro lado la ecuación (2.88) es derivada de las otras (2.86) y (2.87), por lo que realmente se puede pensar en un caso de estabilidad dinámica con dos grados de libertad que serían  $b$  y  $d$ .

Sustituyendo el valor de  $K$  y simplificando se tiene:

$$d = 0.19 Q^{0.58} S^{-0.28} b^{-0.64} \quad (2.89)$$

$$u = 17.8 d^{0.71} S^{0.48} b^{0.07} \quad (2.90)$$

Leopold y Maddock (1953) 1, 2

Extienden el concepto de los canales aluviales a ríos en los Estados Unidos.

Consideran el agua y el gasto de sedimentos en un río como variables independientes determinadas por el área de drenaje y las características de los canales como variables dependientes.

El enfoque de estos autores es esencialmente el mismo que el de Lindley (obtener relaciones empíricas de una masa de -

datos), pero hacen dos contribuciones importantes al concepto de régimen:

Distinguen entre las relaciones geométricas e hidráulicas obtenidas en una sección, de las encontradas en otras secciones sobre el mismo río, y la segunda, al derivar las expresiones para distintas estaciones en un sistema de ríos, usan gastos de igual período de retorno.

Analizaron datos de 119 estaciones de aforo en 9 diferentes lugares de los Estados Unidos donde el gasto líquido varía de 0.37 a 15 047 m<sup>3</sup>/s.

Encontraron que la geometría se podía expresar por simples funciones exponenciales del gasto, donde los exponentes y coeficientes de estas expresiones variarían con la región en estudio; el gasto utilizado por ellos es el que llena el cauce o el gasto medio anual.

Las expresiones son del siguiente tipo:

$$b = a Q^c$$

$$d = f Q^h$$

$$u = j Q^k$$

$$Q_S = m Q^n$$

$$S = p Q^t$$

siendo en este caso  $Q$ , el gasto medio anual.

Es importante notar que del principio de continuidad se establecen las siguientes relaciones para los exponentes y los coeficientes de  $b$ ,  $d$  y  $u$ .

$$c + h + k = 1$$

y

$$a + g = 1$$

Encontraron las siguientes relaciones de las expresiones antes referidas en estas regiones de los Estados Unidos.

Medio Oeste

$$b \sim Q^{0.5}$$

$$d \sim Q^{0.4}$$

$$u \sim Q^{0.1}$$

$$s \sim Q^{-0.49}$$

Regiones Semiáridas

$$b \sim Q^{0.5}$$

$$d \sim Q^{0.3}$$

y en Canada obtuvieron:

$$b = 4.7464 Q_2^{0.527} \quad (2.91)$$

$$d = 0.2657 Q_2^{0.333} \quad (2.92)$$

donde:

$Q_2$  - gasto de dos años de período de retorno.

El que estas expresiones varien según el lugar indica la influencia de las características del cauce en cuanto a forma y material del que esta constituido y también a la importancia del gasto formativo, que puede que no sea único o no se haya elegido el adecuado tanto en su forma como distribución. Para definir estas variaciones es necesario disponer de bastante información en el lugar elegido.

La elección de los coeficientes y exponentes en las expresiones depende principalmente de los factores arriba contemplados en cuanto a su obtención de la región en estudio, teniendo cuidado al utilizar una de ellas en otra región. Recordar que  $b$ ,  $d$  y  $U$  deben cumplir continuidad.

Dividiendo la ecuación (2.91) entre (2.92) la relación ancho-tirante resulta:

$$\frac{b}{d} = 17.8638 Q^{0.1940} \quad (2.93)$$

N. Chien (1955) 8

En su trabajo consideró primero las condiciones de los canales en la India y después intento extender el cálculo a ----

otros lugares, lo que no dió resultados adecuados, dado que " $\delta$ " depende del material y de las características del flujo.

En seguida analizó la Teoría de Régimen sobre la base de la función de gasto de fondo de Einstein, considerando que se tienen dos parámetros para  $\delta$ :  $\delta_{RS}$  y  $\delta_{UR}$ ; de esto concluye que  $\delta_{UR}$  es función de la relación  $q_S/q$  y  $\delta_{RS}$  del tamaño del material del fondo. Presenta estas dos expresiones:

$$\delta_{UR} = 0.061 \left( \frac{q_S}{q} \right)^{0.715}$$

y

$$\delta_{RS} = 2.2 D^{0.45} \left( \frac{q_S}{q} \right)^{0.052}$$

$D$  en mm

y

$$q_S/q < 200 \text{ ppm}$$

Prus - Chacinsk (1958)  $\delta'$

Menciona que Velikanov desarrolló por análisis dimensional la siguiente expresión aplicable a ríos:

$$b = \frac{C_1 Q^{1/2}}{5.6236 D^{0.25} S^{0.25}} \quad (2.94)$$

que Altunin confirmo en el siguiente rango:

$$Q \quad 100 \text{ a } 8000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D \quad 0.2 \text{ a } 600 \text{ mm}$$

$$S \quad 0.00002 \text{ a } 0.02$$

Ahora, la expresión (2.94) se puede poner como:

$$b = C_2 \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}}$$

donde:

$$C_2 = \frac{C_1}{5.6236 D^{0.25} S^{0.05}}$$

al valuar empíricamente el coeficiente  $C_2$ , Prus encontró que:

$$b = 0.75 \text{ a } 1.7 \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}} \quad (2.94a)$$

Con: 0.75 - ríos de montaña

1.70 - ríos aluviales

El coeficiente  $C_2$  es idéntico al A propuesto por Altunin. --- (ver 2.6). La fórmula (2.94a) la derivó Altunin a partir de la (2.153) en combinación con la de Glushkov, suponiendo que es muy adecuada para problemas de ingeniería. El valor de A-

dado por Altunin esta en la fórmula (2.155)

J. Stebbings (1962) 11

Experimentó en canales de laboratorio en el siguiente rango:

$$Q \quad 0.052 \quad 4.17 \text{ lt/s}$$

$$D \quad 0.3, 0.6, 1.2 \text{ y } 2.4 \text{ mm}$$

De sus experiencias concluye que la forma de cualquier sección depende del gasto de fondo y variará de comparativamente profundo y sin gasto de fondo a una sección ancha y baja con fondo horizontal para el máximo gasto de fondo.

Con base en la conservación del momento para ambas secciones, para un gasto dado, supone  $A_1 = A_2$  y encuentra:

$$\frac{B_2}{B_1} = \frac{d_2}{d_1} \left(1 - \frac{2}{\pi}\right) + \frac{2}{\pi} \frac{d_1}{d_2}$$

donde:

$B_2, B_1$  ancho de la superficie libre para máximo y cero gasto de fondo respectivamente.

$d_2, d_1$  tirantes máximos para cada sección.

En forma empírica obtiene esta expresión del área para los dos tipos de sección:

$$A = 1.8378 Q^{0.90} \quad (2.95)$$

y para la forma de la sección, también para las dos secciones, obtiene:

$$\frac{B}{d} = 1.6 \left( \frac{A}{d^2} \right)^{0.90} \quad (2.96)$$

y para el ancho de la superficie libre propone:

$$\text{(máximo gasto de fondo)} \quad B_2 = 10.0392 Q^{0.5} \quad (2.97a)$$

$$\text{(cero gasto de fondo)} \quad B_1 = 6.2745 Q^{0.5} \quad (2.97b)$$

Los límites del ancho se obtienen de (2.97) y el área de la sección de (2.95) y finalmente los máximos tirantes  $d_1$  y  $d_2$  correspondientes a  $B_1$  y  $B_2$  pueden ser calculados con (2.96).

Hay que aclarar que no se cumple,  $A = bd$ , o sea, el tirante no corresponde a un valor medio ni tampoco al ancho para dar el valor del área. Para extrapolar a cumplir esta suposición, se tendría que pensar que las orillas se mantienen verticales (arcillas y/o limos) y no se inclinan.

Si se sustituye (2.97) en (2.96), los tirantes para cada sección serán:

$$d_1 = 0.3594 Q^{0.3875} \quad (2.98a)$$

$$d_2 = 0.1997 Q^{0.3875} \quad (2.98b)$$

Si se divide  $B/d$  para cada sección:

$$\frac{B_1}{d_1} = 17.4583 Q^{0.1125}$$

$$\frac{B_2}{d_2} = 50.2714 Q^{0.1125}$$

Esto es que la relación ancho-tirante aumenta cuando el gasto de fondo aumenta, para un gasto dado.

Por otro lado, si se efectúa el producto  $Bd$  se obtiene:

$$B d \sim Q^{0.8875}$$

y se supone  $A = B d$  se llega a

$$A \sim Q^{0.8875}$$

que es similar a la expresión (2.95).

Además, también encontró que el máximo tirante en cualquiera de las secciones antes mencionadas es:

$$d = \frac{0.0000965}{S} \quad (2.99)$$

Por último, comprueba las siguientes relaciones:

$$P \sim Q^{0.5}$$

$$b \sim Q^{0.5}$$

donde los coeficientes para lograr la igualdad dependen de - que el cauce sea trezado o con meandros.

Lo útil de este trabajo se contempla en las tendencias para definir la forma de la sección en cuanto a la influencia del gasto líquido y de fondo, además de confirmar varios exponentes y coeficientes propuestos antes por varios autores.

F. M. Henderson (1963) 12

Considera la teoría de fuerza tractiva en combinación con la fórmula de Strickler y deduce las siguientes ecuaciones (similares a las de Lacey):

$$u = 14.9063 R^{1/2} S^{1/3} \quad (2.100)$$

$$P = 1.3537 D^{-0.15} Q^{0.46} \quad (2.101)$$

$$U = 6.0731 D^{1/3} R^{1/6} \quad (2.102)$$

Manejando estas expresiones se puede llegar a:

$$Q = 3.876 D^{1/2} \frac{b d}{S^{1/6}} \quad (2.103)$$

$$S = 0.0676 \frac{D}{R} \quad (2.104)$$

Además, si se piensa que el peso específico del material sólido es de  $2600 \text{ Kg/m}^3$  y el ángulo de reposo del mismo es  $35^\circ$  para aplicarse en el método de fuerza tractiva y con el diámetro como el diámetro "dominante" (tamaño del material con el cual tiende a acorazarse el fondo), este tiende a estar entre  $D_{80}$  y  $D_{90}$ , se llega a:

$$S = 0.3348 D^{1.15} Q^{-0.46} \quad (2.105)$$

Y en forma gráfica encuentra que la relación  $R^{1/2} S = \text{constante}$  es verdadera, apoyando esto último con la teoría de Einstein.

Al aplicar el método de la fuerza tractiva y considerar algunos parámetros, peso específico y ángulo de reposo del material, como constantes implica restringir tanto la forma de la sección como el tipo del material que la forme lo cual po

dría definir un cauce con sólo dos grados de libertad.

Con datos de Leopold y Wolman en cauces naturales (en Estados Unidos e India) obtiene:

$$S = 0.5158 D_{50}^{1.14} Q^{-0.44} \quad (2.106)$$

Con todo y que son similares (2.105) y (2.106), esta última - se obtuvo para ríos trenzados y con meandros y graficamente - tiene una dispersión apreciable, lo que puede influir en que no resulten iguales ambas expresiones.

K. Ghaleb (1963)

Trabajando en el río Nilo, Egipto, encontró la siguiente expresión empírica

$$u = 0.284 d^{0.727} \quad (2.107)$$

para una concentración de 200 a 3500 ppm y con un diámetro de material en suspensión menor que 0.2 mm.

La aplicación de (2.107) debe limitarse a las condiciones en que fue obtenida y comprobarse los resultados con mediciones reales.

Simons - Albertson (1963) 13, 1

Analizan datos de la India, Pakistan y Estados Unidos recopiados por Simons y Bender.

De esta información concluyen que las ecuaciones de régimen-desarrolladas en la India, al inicio de esta teoría, son validas sólo para:

- a) Canales con fondo de arena y taludes algo cohesivos
- b) Contenido de sedimentos < 500 ppm

Para cubrir todos los diferentes tipos de canales, los autores los clasifican, según el material con que esten formados, de la siguiente manera:

- A Orillas y fondo con arena
- B Fondo de arena y orillas cohesivas
- D Fondo y orillas cohesivas
- D Materiales gruesos no cohesivos
- E Fondo de arena y orillas cohesivas para concentraciones de 2000 a 8000 ppm. (principalmente gasto de lavado) estudiado en el Valle Imperial.

Estudian la relación entre un canal estable y el número de Froude ( $F_h$ ), de donde concluyen que en canales en régimen el valor del número de Froude es menor que 0.3 y el gasto de fondo no debe exceder 500 ppm.

El rango de valores en los parámetros utilizados por los autores es el siguiente

$d$	0.85 a 3.20	m
$Q$	0.14 a 255	$m^3/s$
$S$	0.0000592 a 0.0097	
$C$	156 a 8000	ppm
$D$	0.0287 a 80	mm

Para el ancho promedio presentan la siguiente expresión general.

$$b = 0.92 W_S - 0.61 \quad (2.108)$$

Para los otros parámetros las expresiones resultantes son del tipo:

$$P, A, R = m Q^n$$

$$u = m (R^2 S)^n$$

y  $\frac{u^2}{gdS} = m \left( \frac{ub}{v} \right)^n$  ; que es una relación utilizada por Blench y King

En la Tabla 2.5 se presentan los valores de los exponentes y coeficientes para cada parámetro y tipo de canal.

Para el tirante también obtienen estas ecuaciones:

$$d = 1.21 R \quad ; \quad R < 2.13 \quad m$$

$$d = 0.61 + 0.93 R \quad ; \quad R > 2.13 \quad m$$

Es obvio que en las expresiones de  $P$ ,  $A$  y  $R$  se debe cumplir

$$R = \frac{A}{P}$$

lo que obliga a una relación entre los coeficientes y exponentes de  $Q$  en cada uno de los parámetros.

Si se supone:

$$R = \phi Q^p$$

$$P = m Q^n$$

$$A = q Q^r$$

se debe cumplir que:

$$n = n + p$$

$$y \quad q = \phi m$$

y por otro lado hay que recordar que son expresiones empíricas y el manejarlas algebraicamente puede conducir a errores en la interpretación de los resultados, esto como forma de -- ver su validez o su aplicabilidad.

P. Ackers (1964) 14

Su estudio lo desarrolló en laboratorio para el siguiente --- rango de variables:

$$Q \quad 0.0113 \quad a \quad 0.153 \quad m^3/s$$

$$C \quad 34 \quad a \quad 43 \quad ppm$$

$$D \quad 0.16 \quad a \quad 0.34 \quad mm$$

y en el obtuvo en forma empírica las siguientes resultados:

$$A = 1.9222 \quad Q^{0.85} \quad (2.109)$$

$$u = 0.5202 \quad Q^{0.15} \quad (2.110)$$

$$b = 4.9000 \quad Q^{0.42} \quad (2.111)$$

$$d = 0.3950 Q^{0.43} \quad (2.112)$$

Resultados que concuerdan con los trabajos de Simons y Albertson.

Si se divide la expresión (2.111) entre (2.112) la relación entre  $b$  y  $d$  es una constante:

$$\frac{b}{d} = 12.4064 \quad (2.113)$$

Las expresiones (2.109) y (2.110) son derivadas por medio de la ecuación de continuidad de las otras (2.111) y (2.112), es to es, sólo son dos ecuaciones básicas.

Por otro lado con base en las ideas de Einstein y Keulegan -- llega, en forma teórica, a encontrar estas expresiones.

$$d = 1.4114 \alpha_1^{0.03} \alpha_2^{-0.47} \alpha_3^{0.43} Q^{0.43} \quad (2.114)$$

$$b = 1.4114 \alpha_1^{0.03} \alpha_2^{-0.47} \alpha_3^{0.57} Q^{0.43} \quad (2.115)$$

$$A = 1.9920 \alpha_1^{0.06} \alpha_2^{-0.94} \alpha_3^{-0.14} Q^{0.86} \quad (2.116)$$

$$u = 0.5020 \alpha_1^{-0.06} \alpha_2^{0.94} \alpha_3^{0.14} Q^{0.14} \quad (2.117)$$

$$S = 0.2772 \alpha_1^{-0.06} \alpha_2^{0.56} \alpha_3^{-0.36} Q^{-0.36} \quad (2.118)$$

donde:

$$\alpha_1 = 1.9480 \frac{\omega_S D^{-7}}{X(S-1)} ; \quad X - \text{concentración en peso, -}$$

en %

$$S = \frac{\gamma_S}{\gamma}$$

$$\alpha_2 = 9.6024 \frac{7.13 g^{1/2}}{K^{0.25}} ; \quad K - \text{altura de los rizos, se}$$

puede utilizar el  $D_{90}$

$$\alpha_3 = \frac{d}{b}$$

Cada uno de los coeficientes representa:

- $\alpha_1$  , la influencia del sedimento transportado;
- $\alpha_2$  , las características del fondo;
- $\alpha_3$  , la forma de la sección.

Además, se hace el mismo comentario que para las ecuaciones (2.109), (2.110), (2.111) y (2.112) respecto de la ecuación de continuidad. Aquí ya presenta una tercera ecuación, la (2.118), como básica.

La comparación de las expresiones empíricas con las teóricas revela que son similares y que los coeficientes de las empíricas están delineados por los factores  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  y  $\alpha_3$ .

Ahora, con base en aspectos de mecánica de suelos, considerando que el aumento de  $b/d$  para  $d$  puede ser debido a propiedades del suelo, supone que se sigue la relación empírica:

$$\frac{d}{b} = \alpha_3 = \beta_3 d^{-1/2}$$

lo que implica que las ecuaciones (2.114) a (2.118) se puedan modificar a quedar como:

$$d \sim Q^{0.35}$$

$$b \sim Q^{0.53}$$

$$A \sim Q^{0.88}$$

$$u \sim Q^{0.12}$$

Que confirman en forma aproximada, los exponentes dados por otros autores.

S.V. Chitale (1966) 1

Con información de canales estables de los distritos de riego de la India propuso las siguientes ecuaciones:

$$P = 4.2998 Q^{0.523} \quad (2.119)$$

$$R = 0.4995 Q^{0.341} \quad (2.120)$$

$$S = 0.000278 Q^{-0.165} \quad (2.121)$$

$$U = 7.3393 R^{1/2} (R^{1/2} S)^{0.293} \quad (2.122)$$

Sustituyendo (2.120) y (2.121) en (2.122) se obtiene:

$$U = 0.4255 Q^{0.1721}$$

y con (2.119) y (2.120) se llega a:

$$A = 2.1478 Q^{0.864}$$

Resultados compatibles con los anteriores.

R. Kellerhals (1967) 15

Analiza tres grupos de datos: dos suyos obtenidos en campo y laboratorio y los de Lane y Carlson recopilados en campo. -- Los datos de campo recopilados por él generalmente se sacaron de tramos de ríos situados en las cercanías de aguas abajo de lagos.

El rango de estos datos es el siguiente:

$$Q \quad 0.028 \quad \text{a} \quad 3823 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$D \quad 0.76 \quad \text{a} \quad 45.72 \quad \text{cm}$$

S 0.00072 a 0.0131

d 0.032 a 7.8 m

Al utilizar tramos cercanos a la salida de lagos, donde el material sólidos es mayor que gravas gruesas, el transporte de sedimentos se considera despreciable y supone que para gastos pequeños el río es estable estáticamente.

Esto implica utilizar fórmulas de fricción para fronteras rígidas que consideren materiales grandes.

Para ello utiliza expresiones como la de Keulegan, de tipo exponencial, en canales trapezoidales para una relación  $b/d \approx 10$  del tipo:

$$u = C R^n S^{1/2} \quad (2.123)$$

y también expresiones para fronteras hidráulicamente rugosas del tipo logarítmico:

$$\frac{u}{u_*} = 6.25 + 5.75 \log \frac{R}{k_S} \quad (2.124)$$

$u_*$  - velocidad al cortante

$k_S$  - rugosidad equivalente del grano de Nikuradse.

Considera el  $D_{90}$  como una buena medida de  $k_s$  y para los datos recolectados por él intenta ajustar las expresiones (2.123) y (2.124), encontrando que la expresión de tipo exponencial se ajusta mejor a sus datos y es además preferible desde el punto de vista algebraico, proponiendo:

$$\frac{u}{u_*} = 6.5 \left( \frac{d}{k_s} \right)^{1/4} \quad (2.125)$$

con

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

En forma empírica también encontró que:

$$b = 3.2603 Q^{1/2} \quad (2.126)$$

Y la tercera ecuación complementaria, la encuentra al suponer que para el gasto dominante (con período de retorno de 3 a 5-años) usado por él, se mantiene el cauce en un estado de movimiento incipiente, esto implica que considera el cortante crítico ( $\tau_c$ ) aplicado al canal.

Al correlacionar el  $D_{90}$  (como diámetro representativo) con  $\tau_c$  encuentra que:

$$\tau_c = 15.7670 D_{90}^{4/5} \quad (2.127)$$

Con estas tres expresiones, (2.125), (2.126) y (2.127) y la ecuación de continuidad, en un tratamiento semiempírico, obtiene las siguientes expresiones:

$$d = 0.1826 Q^{0.4} k_S^{-0.12} \quad (2.128a)$$

$$S = 0.0860 Q^{-0.4} k_S^{0.92} \quad (2.129a)$$

$$u = 1.6767 Q^{0.1} k^{0.12} \quad (2.130a)$$

que en forma general, con  $b$  fijo, quedan:

$$d = 0.4706 Q^{0.8} k_S^{-0.12} b^{-0.8} \quad (2.128b)$$

$$S = 0.0335 Q^{-0.8} k_S^{0.92} b^{-0.8} \quad (2.129b)$$

$$u = 2.1257 Q^{0.12} k_S^{0.12} b^{-0.2} \quad (2.130b)$$

para  $\frac{d}{k_S} < 20$

Por otro lado, al graficar sus datos, no obtuvo una correlación aceptable para los parámetros de Blench  $F_b$  y  $F_S$ ; ni confirmó la relación propuesta por Lacey:  $(R S)^{1/2} \sim D$ .

Es de suponerse que cauces en materiales gruesos no sigan el mismo comportamiento que en aquellos que llevan arena y por lo tanto las expresiones resultantes no sean similares.

Quizá los resultados se apeguen más a cauces con fronteras rígidas y las relaciones de forma de la sección supongan algunos de los parámetros, incluidos en esta, como constantes.

Gupta R. D. y Kondap (1977) 1

Con base en los principios adimensionales, y con datos de diferentes lugares y despreciando el efecto de  $C$  en los parámetros de la sección transversal encuentran:

$$b = 0.212 D \left( \frac{g^{1/2} D^{3/2}}{v} \right)^{0.231} \left( \frac{Q}{D^2 \sqrt{\frac{\Delta \gamma_S}{\rho}} D} \right)^{0.548} \quad (2.131)$$

$$A = 2.21 D^2 \left( \frac{Q}{D^2 \sqrt{\frac{\Delta \gamma_S}{\rho}} D} \right)^{0.855} \quad (2.132)$$

donde:

$$\Delta \gamma_S = \gamma_S - \gamma_W$$

$\rho$  - densidad del fluido

Comprobando sus resultados en el siguiente rango:

$Q$	0.1048	a	427	$m^3/s$
$d$	0.23	a	4.88	$m$
$b$	1.6	a	48.8	$m$

C 10 a 2100 ppm

D 0.02 a 7.5 mm

En realidad la comprobación de estas expresiones resulta ser en un rango muy reducido de valores, como el mostrado arriba-

S. V. Chitale (1977) 19

(Ver Chitale 1966)

Utilizando datos recopilados por el tanto de ríos con meandros como trezados, en el siguiente rango:

Q 5.66 a 708 m<sup>3</sup>/s

W 8.23 a 99 m

d 0.73 a 9.45 m

S 0.0000758 a 0.022 m

D 0.11 a 1.70 mm

Obtiene en forma empírica:

$$b = 1.4346 Q^{0.949} d^{-1.237} \quad (2.133)$$

observando que la correlación de  $b$  es mejor con la forma de la sección ( $b/d$ ) que con el gasto.

Con datos combinados (ríos trezados y ríos con meandros) encuentra:

$$d = 1.3382 Q^{0.767} b^{-0.808} \quad (2.134)$$

y dice que la correlación entre  $d$  y  $Q$  es mejor que entre  $d$  y  $b/d$  para ríos con meandros, pero a la inversa en los ríos -- trezados.

Además, para ríos trezados, la relación  $d = f(Q, D/d)$  da un mejor ajuste que la relación  $d = f(Q)$ .

Para la pendiente, la correlación  $S = f(Q, b/d, \tau)$  se encontró que tiene un mejor ajuste para datos combinados, con un error límite del 14%, resulta la siguiente expresión.

$$S = 8.2659 \times 10^{-4} Q^{-0.432} \left(\frac{b}{d}\right)^{0.466} \tau^{1.060} \quad (2.135)$$

sustituyendo  $\tau = \gamma d S$  en (2.135) queda:

$$S = 231.4335 \times 10^{-4} Q^{7.2} b^{-7.767} d^{-9.900} \quad (2.136)$$

En la correlación para material de fondo, la relación  $D/Q$  da errores de 168 y 152% para cauces con meandros y trezados -- respectivamente.

El mejor ajuste de las observaciones esta dado al adoptar  $Q$ ,  $b/d$  y  $D/d$  como variables independientes y da un error de 19- y 18% para ríos con meandros y trenzados respectivamente; para datos combinados el error fue de 25%, se presenta a continuación la expresión obtenida:

$$D \times 10^4 = 571.4545 Q^{14.310} b^{-15.103} d^{-18.379} \quad (2.137)$$

La ecuación (2.134) se obtiene al despejar  $d$  en la expresión (2.133), así que en las otras expresiones que incluyen  $b$  y  $d$  pueden quedar sólo con alguna de ellas.

S. A. Schumm (1977) 16

Aplicando datos recopilados en regiones semiáridas y semihúmedas en Estados Unidos y Australia, en cauces con un contenido de gravas no mayor del 10% y para el siguiente rango:

$b$	8.23	a	243.84	m	
$d$	0.73	a	5.49	m	
$Q_m$	0.59	a	141.6	$m^3/s$	(gasto medio -- anual)

Sinuosidad (relación de la longitud del cauce a la  
del Valle) 1.05 a 2.5

presenta la siguiente expresión:

$$\frac{b}{d} = 255 M^{-1.08} \quad (2.138)$$

donde:

M es el por ciento de limo-arcilla en las margenes y resulta ser un indicador de la estabilidad de las orillas.

Posteriormente, con datos recopilados en cinco lugares diferentes, donde se conoce el gasto de fondo ( $Q_b$ ), obtuvo:

$$M = \frac{1.5574}{Q_b} \quad (2.139)$$

Como se da la definición de M parece ser que no se debería presentar como una expresión válida la ecuación (2.139), ya que no es factible tener una relación entre un índice exclusivo de las orillas y el gasto de fondo que puede ser traído de tramos superiores.

Por otro lado, despejando M de la expresión (2.138) y sustituyendo su valor en la (2.139) se tiene:

$$Q_b = 0.0092 \left(\frac{d}{b}\right)^{-0.9259} \quad (2.140a)$$

$$\delta \left(\frac{b}{d}\right) = 158.186 Q_b^{1.0800} \quad (2.140b)$$

Además, analizando la información de que dispone llega a estas expresiones para  $b$  y  $d$ .

$$b = 43.6963 \frac{Q_m^{0.38}}{M^{0.39}} \quad (2.141)$$

$$d = 0.5141 M^{0.342} Q_m^{0.29} \quad (2.142)$$

Dividiendo (2.141) entre (2.142) y eliminando  $M$

$$\left(\frac{b}{d}\right) = 67.4554 Q_m^{0.09} Q_b^{0.732} \quad (2.143)$$

Lo que implicaría que el gasto líquido no influye en la forma de la sección (ver 2.136b); y que la relación entre  $Q_b$  y  $\left(\frac{b}{d}\right)$  es directa como lo encontró Steebings; sustituyendo el valor de  $Q_b$  se tiene:

$$\frac{b}{d} = 8.4127 Q_m^{0.2793} \quad (2.144)$$

También, en varios ríos en Alberta, Canada, encontró:

$$S = 0.003632 M^{-0.38} Q^{-0.32} \quad (2.145)$$

y sustituyendo  $M$ :

$$S = 0.00430 Q_b^{0.38} Q^{-0.32} \quad (2.146)$$

En el análisis de meandros Schumm obtiene, para la longitud - de los mismos ( $\lambda$ ):

$$\lambda = 1935.4677 \frac{Q^{0.34}}{M^{0.74}} \quad (2.147)$$

y en los Estados Unidos obtiene esta fórmula de la sinuosidad:

$$S_i = 0.94 M^{0.25} \quad (2.148)$$

Hay que notar en la relación (2.143) que se cumple: cuando  $Q_b$  aumenta la relación ancho tirante también aumenta, resultado interesante al compararlo con Stebbings que experimentalmente obtiene esta experiencia.

## 2.6 S. T. Altunin 20, 21

Aplicable a ríos, se presenta la siguiente metodología dada por Altunin para cauces en Rusia:

### 2.6.1 Ecuaciones Fundamentales

2.6.1.1 Según V.G. Glushkov, se cumple, como primera ecuación de análisis, que:

$$\frac{b^m}{d} = K \quad (2.149)$$

Donde:

$$K \begin{cases} 8 \text{ a } 12 & \text{ríos aluviales estables} \\ 3 \text{ a } 4 & \text{ríos con orillas firmes} \\ 16 \text{ a } 20 & \text{ríos con orillas inestables} \end{cases}$$

y

$$m \begin{cases} 1 & \text{río de montaña} \\ 0.5 & \text{río de planicie} \end{cases}$$

para I. Y. Orlov

$$m = 0.72 \left( \frac{D (\gamma_S - \gamma)}{\gamma d S} \right)^{0.1} \quad (2.150)$$

Por otro lado, B.M. Loxtin, propuso la siguiente relación como criterio de estabilidad a lo largo del cauce:

$$\delta = \frac{D^3}{D^2 S} = \frac{D}{S} \quad (2.151)$$

$D$  en m

y  $S$  en m/m

Entre más grandes sean las partículas del sedimento del fondo o más pequeñas sea la caída del río, este es más estable. En la Tabla 2.1 aparecen los valores de " $\delta$ " para varias clasificaciones de los ríos.

2.6.1.2 La segunda ecuación se logra utilizando como base - la fórmula de Chezy que se puede expresar como:

$$Q = C b d \sqrt{dS} \quad (2.152)$$

y N. N. Parlovkiy valua C como:

$$C = \frac{1}{n} d^a$$

el valor del exponente "a" varía de 1/5 a 1/7, si se conside ra el valor promedio  $a = 1/6$  y se sustituye en la ecuación - (2.152) queda:

$$Q = \frac{1}{n} b d^{5/3} S^{1/2} \quad (2.153)$$

sustituyendo el valor de "d" dado por la fórmula (2.149), se obtiene:

$$b = A \frac{Q^{\frac{3}{3+5m}}}{S^{\frac{3}{6+10m}}} \quad (2.154)$$

donde

$$A = (n K^{5/3})^{\frac{3}{3+5m}} \quad (2.155)$$

Altunin recomienda:  
(Ver Prus-Chacinsk)

$$b = A \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}} \quad (2.156)$$

como valor promedio de la expresión (2.154).

Los valores de los parámetros A y m se dan en la Tabla 2.1 - para diferentes tipos de ríos.

Como alternativa para A propone esta expresión:

$$A = \frac{1}{u_{\phi}^{1/2}} \quad (2.157)$$

donde:

$u_{\phi}$  velocidad límite para el gasto formativo que asegu-  
ra el tránsito de los materiales arrastrados proce-  
dentes de tramos superiores. Es función del diáme-  
tro representativo del material del fondo. En la-  
Tabla 2.2 se encuentra este parámetro.

A. N. Gostusky para ríos de montaña recomienda la siguiente-  
expresión similar a la (2.156)

$$b = 1.5 \frac{Q^{0.56}}{S^{0.16}} \quad (2.158)$$



2.6.1.3 La tercera ecuación básica propuesta por Altunin para el cálculo de los cauces es:

$$U = a U_{\phi} d^{\alpha} \quad (2.159)$$

siendo

$$a \begin{cases} 1.0 & \text{zona de montaña o intermedia} \\ 1.1 \text{ a } 1.15 & \text{zona de llanuras} \end{cases}$$

$$y \quad \alpha = \frac{1}{1 + d} \quad (2.160)$$

pero Altunin recomienda para iniciar escoger.

$$\alpha \begin{cases} 1/5 & \text{gasto formativo} \\ 1/4 & \text{gasto medio con movimiento intenso del material-} \\ & \text{del fondo} \\ 1/3 & \text{gasto medio en época de avenidas} \end{cases}$$

Ahora, por otro lado, la velocidad media se puede determinar como:

$$U = K d^2 S^x \quad (2.161)$$

donde:

$K$  - coeficiente de rugosidad  
 $x, z$  - exponentes

Combinando las expresiones (2.159) y (2.161) se llega a:

$$d = \left( \frac{au_\phi}{KS^x} \right)^{\frac{1}{z + \alpha}} \quad (2.162)$$

y también

$$q = Ud = \left[ \frac{a^{1+z} u_\phi^{1+z}}{K^{1+\alpha} S^{x+\alpha}} \right]^{\frac{1}{z - \alpha}} \quad (2.163)$$

considerando el ancho resulta:

$$Q_y = \left[ A^2(z - \alpha) u_\phi^2(1 + z) \frac{a^{2(1+z)}}{K^{2(1+\alpha)} S^\eta} \right]^{\frac{1}{z - \alpha}} \quad (2.164)$$

donde

$$\eta = 2 (1 + \alpha) + 0.4 (z - \alpha)$$

Si  $Q > Q_y$  se tendrá un cauce trenzado o el gasto funcionará para la velocidad crítica  $u_\phi$  y se perderá la estabilidad erosionándose el cauce.

Con  $K = 11$ ,  $z = 1/2$  y  $x = 1/3$  se obtiene:

$$u = 11 d^{1/2} S^{1/3} \quad (2.165)$$

Se propone además otra velocidad límite en el fondo de la corriente cuando se ha determinado la movilidad de las partículas como:

$$u = 0.3 R^{1/4}$$

Para mayor claridad en el empleo de las fórmulas propuestas por Altunin, en la Tabla 2.3, se presentan diferentes esquemas de posibles problemas y soluciones para los mismos, de acuerdo a la información disponible o el conocimiento de las variables involucradas en el problema. Resumiendo: las ecuaciones fundamentales de Altunin son la (2.149), (2.154) y (2.159).

2.7 Maza - Cruickshank (1975) 23

La aplicación de esta teoría se la dan a cauces con fondo de arena, debido principalmente a que han sido más estudiados - por ser más comunes en la naturaleza.

Mencionan como variables independientes para definir las características del cauce a: descarga líquida representativa, cantidad y tipo de sedimento que entra en el tramo del río - en estudio, y por último las características del material de las orillas y fondo del cauce.

Las tres ecuaciones necesarias para definir la estabilidad - de un canal son:

a) Fórmula de resistencia al flujo.

Utilizan ecuaciones derivadas por Cruickshank - Maza para -- flujo sobre fondo arenoso correspondiendo el régimen infe--- rior al flujo sobre rizos o dunas y el superior a fondo pla- no y antidunas.

La expresión para régimen inferior es:

$$Q = 7.58 \omega_{50} d b \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \quad (2.166a)$$

válida para:

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.350}$$

Para régimen superior es:

$$Q = 6.50 \omega_{50} d b \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \quad (2.166b)$$

válida para:

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.382}$$

donde  $\Delta = \frac{\gamma_S - \gamma}{\gamma}$

b) Fórmula de capacidad de transporte de sedimentos.

Utilizan una ecuación derivada por Engelud, obtenida con base en datos de canales de laboratorio con fondo de arena:

$$Q_S = \frac{0.04 (dS)^{1.5} b u^2}{\Delta^2 g^{0.5} D_{35}} \quad (2.167)$$

c) Relación de resistencia de las orillas.

Se escogió una expresión propuesta por Gluskov (ver 2.6 Altu

nin):

$$b^m = K d \quad (2.168)$$

Los parámetros  $K$  y  $m$  se fijan, de acuerdo con los resultados de Simons y Albertson, en:

$$m = 0.7$$

$$K \begin{cases} 10.2 & \text{orillas y fondo de arena} \\ 6.3 & \text{orillas y fondo cohesivos} \end{cases}$$

Sustituyendo el valor de  $m = 0.7$  en la expresión (2.168), -- queda:

$$\frac{b}{d} = K^{1.42} d^{0.43} \quad (2.169)$$

o sea que la relación  $\frac{b}{d}$  aumenta con  $d$ .

A partir de las ecuaciones anteriores, se obtienen las expresiones siguientes, en régimen inferior, para definir el cauce:

$$b = \left[ \frac{\beta^{0.558} Q^{2.952} K^{3.279}}{\alpha^{1.836} Q_S^{0.558}} \right]^{\frac{1}{3.279m + 2.394}} \quad (2.170)$$

$$d = \left[ \frac{\beta^{0.558m} Q^{2.952m}}{\alpha^{1.836m} K^{2.394} Q_S^{0.558}} \right] \frac{1}{3.279m + 2.394} \quad (2.171)$$

$$S = \left[ \frac{Q_S^{1.224+2m} K^{1.388}}{\alpha^{1.224+0.612m} \beta^{1.224+2m} Q^{1.224+3.388m}} \right] \frac{1}{3.279m + 2.394} \quad (2.172)$$

donde:

$$\alpha = \frac{7.58 \omega_{50}}{D_{84}^{0.634} \Delta^{0.456}}$$

$$\beta = \frac{0.04}{\Delta^2 g^{1/2} D_{35}}$$

Si se supone  $m = 0.7$  se obtiene:

$$b = \frac{0.308 D_{84}^{0.248} K^{0.699} Q^{0.630}}{\omega_{50}^{0.392} \Delta^{0.060} g^{0.060} D_{35}^{0.119} Q_S^{0.119}} \quad (2.173)$$

$$d = \frac{0.439 D_{84}^{0.174} Q^{0.441}}{\omega_{50}^{0.274} \Delta^{0.042} g^{0.042} K^{0.510} Q_S^{0.083} D_{35}^{0.083}} \quad (2.174)$$

$$S = \frac{2.966 \Delta^{1.280} g^{0.280} D_{35}^{0.560} D_{84}^{0.223} Q_S^{0.560}}{\omega_{50}^{0.352} Q^{0.767}} \quad (2.175)$$

Para el caso de régimen superior en forma similar se tiene -  
que:

$$b = \frac{0.345 D_{84}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.596}}{\omega_{50}^{0.406} \Delta^{0.048} g^{0.048} D_{35}^{0.095} Q_S^{0.095}} \quad (2.176)$$

$$d = \frac{0.475 D_{84}^{0.183} Q^{0.417}}{\omega_{50}^{0.283} \Delta^{0.033} g^{0.033} K^{0.501} D_{35}^{0.067} Q_S^{0.067}} \quad (2.177)$$

$$S = \frac{3.279 \Delta^{1.291} g^{0.291} D_{35}^{0.581} D_{84}^{0.235} K^{0.309} Q_S^{0.581}}{\omega_{50}^{0.365} Q^{0.797}} \quad (2.178)$$

En pocas fórmulas acerca de estabilidad de cauces se da en forma explícita la influencia del gasto sólido sobre la pendiente. Esto se debe a que la mayoría de las fórmulas existentes (tipo régimen), fueron obtenidas de datos para sistemas de canales con poca variación en el material sólido.

Para aplicar las ecuaciones obtenidas, hay que conocer la cantidad de sedimento transportado por la corriente. Esto tiene especial importancia en el diseño de canales de tierra, ya que este debe basarse en una estimación confiable del tipo y de la cantidad del sedimento que entra en sus primeras secciones.

El rango de aplicación, reducido sólo a arenas, también representa una limitación a este método.

## 2.7 Comentarios y conclusiones

### 2.7.1 Grados de libertad y estabilidad

Para completar la definición de los diferentes tipos de estabilidad en correspondencia a los grados de libertad se dice: para un canal con estabilidad estática se tiene un grado de libertad, se puede tener estabilidad dinámica con dos o con tres grados de libertad y por último estabilidad morfológica con tres o cuatro grados de libertad, esto a criterio del autor.

Se recalca en particular, ya que no se había mencionado explícitamente, que un canal con las margenes fijas donde varían sólo la pendiente y el tirante puede ser dinámicamente estable con dos grados de libertad.

### 2.7.2 Importancia del gasto formativo y del gasto sólido.

Las aportaciones de Leopold y Maddock en relación a el uso de un gasto representativo de acuerdo con las características de la región en estudio indican la importancia de considerar la forma y distribución del hidrograma que recorre el cauce, ya que para cada zona en particular sus características hidrológicas, geométricas y topográficas determinan en buena medida los escurrimientos en dichos lugares. Además,-

se deben tomar en cuenta los diferentes tramos del río dada la variabilidad en la forma y material que constituyen sus secciones.

Por otro lado, como se vera más adelante, es importante conocer el gasto sólido transportado por el río, lo que es -- uno de los puntos más difíciles de lograr en cuanto a la necesidad de técnicas adecuadas para su evaluación, tanto en la cuantificación como en su distribución en la naturaleza.

La aproximación de estos dos parámetros, gasto líquido y sólido, influye decisivamente en el cálculo de las características del cauce.

### 2.7.3 Relaciones más importantes

De las relaciones entre algunos parámetros del cauce y el gasto líquido, resultan los siguientes valores para las variables  $b$ ,  $d$  y  $S$ , obtenidas como promedio de los datos por varios autores: (Ver Tabla 2.4).

$$b \sim Q^{0.491}$$

$$d \sim Q^{0.3655}$$

$$S \sim Q^{-0.2711}$$

Para la pendiente también se observa la relación  $Q^{-0.166}$  como otra función bastante utilizada por varios autores.

Por otra parte, un factor muy importante para definir las características de un cauce estable es la relación ancho-tirante ( $\frac{b}{d}$ ), la cual es un indicador de la forma y estabilidad de la sección.

Stebbing aporta unas ideas interesantes al respecto, al comentar que la forma de la sección depende fundamentalmente del gasto de fondo y observa además que el área es constante para un régimen establecido y cualquier gasto sólido, y que la relación  $b/d$  aumenta cuando aumenta el gasto sólido; --- Schumm confirma esta tendencia y además considera la influencia de las arcillas en los taludes, para determinar la forma del cauce.

Maza - Cruickshank obtienen la relación inversa, para un --- aumento del gasto sólido  $b/d$  disminuye y además si ----- el gasto sólido fuera cero no se tendría una relación  $b/d$ , - lo cual no ocurre, por lo que precisamente se necesita es encontrar una expresión de manera tal que cuando el gasto sólido sea nulo no desaparezca la sección.

En materiales gruesos Kellerhals enfatiza que el tratamiento para estos cauces debe ser un poco del tipo estático en don-

de se considere la fuerza con que el agua actúa en el fondo y los taludes, (él usa una relación entre el cortante del agua y el diámetro "dominante"). Esto significa que la forma del cauce depende del acorazamiento del cauce y el cortante que produzca el agua sobre el fondo principalmente.

También es importante decir que los factores  $F_b$  y  $F_s$  de Blench representan el efecto del agua sobre taludes y fondo, y al obtener la relación  $b/d$  de Blench esta queda en función de dichos parámetros y de la velocidad del líquido.

#### 2.7.4 Resumen de fórmulas

A continuación se presenta una tabla, con las expresiones de varios autores, despejados los parámetros más útiles, además otras columnas indicando las principales restricciones y características de aplicación.

AUTOR	VELOCIDAD MEDIA u m/s	ANCHO b = da b(m)	TIRANTE d(m)	PENDIENTE S w/m
G. KENNEDY	0.5476 d <sup>0.64</sup>			
S. LINDLEY	0.5700 d <sup>0.57</sup> 0.2742 b <sup>0.355</sup>	7.8570 d <sup>1.608</sup>		
W. WOODS	0.4371 Log 3.2808 b 0.65 d <sup>0.64</sup>		0.10 ( $\frac{S}{30} + 4$ ) b <sup>1/2</sup> A 0.0015 (100 S + 81) b	
LACEY	0.6349 d 10.7987 [dRS] <sup>1/3</sup>	4.8308 Q <sup>1/2</sup>	0.4738 ( $\frac{Q}{S}$ ) <sup>1/3</sup>	
URST				64.8010 x 10 <sup>-6</sup> (1 + $\frac{2.12}{K}$ )
TTITS	0.4974 Q <sup>0.2</sup>	4.4377 Q <sup>0.5</sup>	1.8115 u <sup>1.5</sup> 0.6349 Q <sup>0.3</sup>	
ALLESTER	0.52 d <sup>0.44</sup>			
THIKOFF	1.0655 R <sup>1/2</sup> 0.5400 d <sup>0.57</sup>			
SE Y ALHOTRA	0.6183 R <sup>1/2</sup>			0.3762 $\frac{d^{0.86}}{Q^{0.21}}$
ALHOTRA	11.7412 R <sup>0.632</sup> S <sup>0.345</sup>			
K. BOSE		4.4886 D <sup>0.315</sup> Q <sup>0.482</sup>	0.3342 $\frac{Q^{0.29}}{S^{0.37}}$	0.35082 $\frac{D^{0.35}}{Q^{0.27}}$
INGLIS	$\frac{L_{YR}}{L_{RS}} \frac{10.7678 R^{2/3} S^{1/3}}{L_{RS}}$			$\frac{0.000302 L_{YR}^{1/6} L_{RS}^{3/2}}{Q^{1/6}}$
OLIS-CEY	0.7940 Q <sup>1/6</sup> g <sup>5/12</sup> D <sup>1/12</sup> X <sup>1/12</sup>			0.00054 Q <sup>-1/6</sup> g <sup>1/12</sup> D <sup>5/12</sup> X <sup>5/12</sup>
OPOLD Y DOCK		4.7464 Q <sup>0.527</sup>	0.2657 Q <sup>0.333</sup>	
S-CHACINSK		0.75 a 1.7 $\frac{Q^{0.5}}{S^{0.7}}$		
STEBBINGS		1.6 d ( $\frac{A}{d}$ ) <sup>0.9</sup>	$\frac{0.000965}{S}$ (max clearance)	
L. HENDER ANDERSON	14.9063 R <sup>1/2</sup> S <sup>1/3</sup> 0.0731 D <sup>1/3</sup> R <sup>1/6</sup>			0.3348 D <sup>1.15</sup> Q <sup>0.46</sup> D - D <sub>80</sub> a D <sub>98</sub>
GHABLE	u = 0.284 d <sup>0.727</sup>			
ALTONIN	a u <sub>6</sub> d <sup>a</sup>	A $\frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	d = $\frac{6^m}{K}$	
ONS Y ERTSON	u = (R <sup>2</sup> S) <sup>1/3</sup>	0.92 R - 0.61	1.21 R 0.81 + 0.25 R	
CKERS	0.5202 Q <sup>0.15</sup>	4.9000 Q <sup>0.42</sup>	0.3950 Q <sup>0.43</sup>	S - Q <sup>-0.36</sup>
CHITALE (66)	7.3393 R <sup>1/2</sup> (R <sup>1/2</sup> S) <sup>0.293</sup>			0.000278 Q <sup>0.165</sup>
WELLERALS	1.6767 Q <sup>0.1</sup> k <sub>S</sub> <sup>0.12</sup>	3.2603 Q <sup>1/2</sup>	0.182 Q <sup>0.4</sup> k <sub>S</sub> <sup>-0.12</sup>	0.0860 Q <sup>-0.4</sup> k <sub>S</sub> <sup>0.92</sup>
OWM		255 d M <sup>-1.08</sup> 45.6963 Q <sup>-0.36</sup> / M <sup>0.39</sup>	0.5141 M <sup>-0.42</sup> Q <sup>0.29</sup>	0.0043 Q <sup>0.38</sup> Q <sup>-0.32</sup> 0.003652 M <sup>-0.36</sup> Q <sup>-0.32</sup>
LENCH	v <sup>2</sup> = g d S (3.63) ( $\frac{ub}{v}$ ) <sup>1/4</sup>	$\frac{F_b Q}{F_S}$	$\frac{F_S Q}{F_b^{1/3}}$	$\frac{F_b^{5/6} F_S^{1/2}}{K Q^{1/6}}$ $\frac{C}{K} = \frac{3.63g}{v^{1/4}}$
TA Y MAP		0.2220 ( $\frac{Q^{1/2} D^{3/2}}{v}$ ) <sup>0.233</sup> $(\frac{Q}{D^2 \Delta Y})$ <sup>0.548</sup> $\frac{D}{\rho}$		
CHITALE (Chitale) (1977)		1.4348 Q <sup>0.949</sup> d <sup>-1.237</sup>	1.338 Q <sup>-0.767</sup> b <sup>-0.808</sup>	10 <sup>-4</sup> x 251.4335 Q <sup>7.2</sup> b <sup>-7.767</sup> d <sup>-9.90</sup>
IN	17.8 d <sup>0.715</sup> 0.48 b <sup>0.07</sup>		0.19 Q <sup>0.58</sup> S <sup>0.28</sup> b <sup>-0.64</sup>	
C		$\frac{0.3080 D^{2.48} K^{0.699} Q^{0.650}}{M^{0.392} \Delta^{0.060} g^{0.060}}$ D <sup>0.119</sup> Q <sup>0.119</sup>	$\frac{-439 D^{0.174} Q^{0.441}}{M^{0.274} \Delta^{0.042} g^{0.042}}$ K <sup>0.510</sup> Q <sup>0.033</sup> D <sup>0.083</sup>	$\frac{2.966 \Delta^{1.280} g^{0.280} D^{0.560} D^{0.223} Q^{0.5}}{M^{0.352} Q^{0.767}}$

Arc. = Arcilla

Ara. = Arena

G. = Grava

FACTOR DE FRICCION	A R R A A (m <sup>2</sup> )	RADIO HIDRAULICO R (m)	PERIMETRO HOJADO P (m)	DIAMETRO MEDIO DE PARTC. P (m)
$k = 58.596$			$4.83 Q^{1/2}$	
	$2.0105 Q^{0.8}$	$0.4538 Q^{0.3}$		
		$\frac{P S^{1/4}}{6.28 V} \frac{D^{-0.95}}{0.47 Q^{1/3}}$	$4.8543 Q^{1/2}$	$0.000209 Q^{0.1454}$
	$2.2705 Q^{0.85}$			
$k_{YR} = 2.461 \frac{u^2}{R}$ $k_{RS} = 285.296 R^{1/3} S^{2/3}$				$0.0983 (k_{YR})^{1/2} (k_{RS})^{3/2}$
	$1.26 \frac{Q^{5/6}}{S^{5/12} Q^{1/12}} X^{-1/12}$	$0.4725 Q^{1/3} (\frac{D}{S})^{1/6} X^{-1/3}$	$2.668 \frac{Q^{1/2} X^{1/4}}{(g D)^{1/4}}$	
	$1.8378 Q^{0.90}$			
			$1.3537 D^{-0.15} Q^{0.46}$	
	$A = Q^{0.873}$	$R = Q^{0.361}$	$P = Q^{0.51}$	
	$1.9222 Q^{0.85}$			
	$2.1478 Q^{0.864}$	$0.4995 Q^{0.347}$	$4.2998 Q^{0.523}$	
$b = u^2/d$ $b = 18.373 \sqrt{u}$ $S = u^3/b$				
	$2.27 D^2 \left( \frac{Q}{D^2 \frac{\Delta Y S}{D}} \right)^{0.855}$			
				$D \times 10^4 = 571.4545 Q^{14.51}$ $W = 15.103 d^{-18.379}$

TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	C O M E N T A R I O S
Arc. y Are.	Talud 2:1, fondo con dunas poco gasto en susp. < 1%, orillas algo cohesivas $D$ 0.10 a 0.60 mm
Arc. y Are.	$D$ 0.10 a 0.60 mm, orillas algo cohesivas susp. 0 a 1% $Q$ - 0.028 a 283 m <sup>3</sup> /s
Arc. y Are.	$A$ $d > 1.62$ $B$ $d < 1.62$ Actda como envolvente de los valores de la Ind.
Arc. y Are.	Datos de Kennedy
Arc. y Are.	$D$ 0.15 a 0.4 mm, $Q$ 0.142 a 142 m <sup>3</sup> /s poco gasto de fondo, talud 2:1 algo cohesivo
Arc. y Are.	Utiliza los datos de Lindley
Are.	Datos del Miami River
Are.	Río Negro, Argentina, $d = 2$ m, $Q = 45$ m <sup>3</sup> /s, poco contenido de arcilla < 20% en los lados
Are.	En el Valle Imperial con 4 canales $Q$ 5.10 a 102 m <sup>3</sup> /s $C = 508$
Arc. y Are.	Datos de la India
Arc. y Are.	Datos de la India
Arc. y Are.	Datos de la India
Arc. y Are.	Datos de la India
Arc. y Are.	Datos de la India $X = \frac{C \omega_s}{[g]^{1/3}}$ $C = \frac{Q_s}{Q}$ $\omega_s$ val. de caída
Are.	Es para ríos, $d$ y $b$ en Canada, $Q_2$ - recurrencia 2 años
Are. y G.	En ríos de Rusia 0.75 - montaña, 1.7 - llanura
Are.	En canales de laboratorio $Q < 0.00417$ m <sup>3</sup> /s; $D$ - 0.3, 0.6, 1.2 y 2.4 en m. Max tirante $d = 0.0038/s$
Are.	Con base en la teoría de Fza tractiva y la fórmula de Strickler Ang. de reposo $\beta = 35^\circ$
Are.	En el Nilo, diám en suspensión < 2 mm. $C = 200$ a 35000 ppm
Are. y G.	Ríos en Rusia $m$ , $A$ - ver tabla $a$ , $a$ , $U_s$ ver texto
Arc. y G.	Ver texto para ctes de proporcional: $Q$ - 0.14 a 285 m <sup>3</sup> /s, $D$ - 0.0287 a 80 mm $C$ - 156 a 8000 (en el Valle Imperial)
Are.	Canales de laboratorio y teoría $Q < 0.153$ m <sup>3</sup> /s, $C$ - 34 a 43 ppm. $D$ 0.16 o 34 mm
Arc. y Are.	Datos de la India
G.	Datos de campo y de laboratorio $Q < 0.028$ a 3823 m <sup>3</sup> /s, $D$ - 0.76 a 45.72 cm $S$ - 0.00072 a 0.009
Arc. y Are.	Datos de E.U. y Australia $Q$ - gasto medio anual 0.59 a 142 m <sup>3</sup> / $d$ - 0.73 a 5.49 m (M % limo-arcilla en taludes)
Arc. y Are.	Datos de la India y Canada. $D$ 0.10 a 0.60 mm Susp. 0 a 1% $Q$ 0.028 a 283.16 m <sup>3</sup> /s
Are. y Are.	Análisis dimensional $\Delta Y_s = Y_d - Y$
Arc. y Are.	Datos de ríos $Q$ - 5.7 a 708 m <sup>3</sup> /s $D$ - 0.11 a 1.70 mm. Considera ríos con meandros y trenzados.
Are. y G.	Material grueso, en Rusia
Are.	Arenas, $m = 0.7$ (de Altunin) $\Delta = \frac{Y_s}{Y}$

TABLA 2.1

VALORES DE  $f$ ,  $A$  Y  $m$  PARA CAUCES ESTABLES, EN QUE EL GASTO FORMATIVO ES DEL 3 AL 10 POR CIENTO, EN UN AÑO (SOLO DEL 3 AL 10 POR CIENTO DE LOS GASTOS ANUALES SON MAYORES QUE ESE GASTO)

Zona del río y condición del cauce	f	Número de Froude	Parámetro A tipo de sección		Exponente m cuando K = 10 tipo de sección	
			a	b	a	b
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras	>10	> 1.0	0.50	0.75	-	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boleó y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica	7	1.0 - 0.5	0.75	0.90	1.00	0.80
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado de guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	6	0.50 - 0.20	0.90	1.0	0.80	0.75
Zona intermedia. Cauce formado de arenas gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	5	0.20 - 0.04	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.						
a. Río caudaloso.	2	0.20 - 0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b. Río poco caudaloso	1	0.30 - 0.20	1.3	1.7	0.60	0.50

TABLA 2.2

VALORES DE LA VELOCIDAD  $V_0$  DE FORMACION DEL GAUCE EN FUNCION DEL  
DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN MOVIMIENTO

Diámetro en mm.	$V_0$ en m/s.	Diámetro en mm.	$V_0$ en m/s.
		46	1.44
		46	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5.0	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

Tabla 2.3

FORMULAS PARA EL CALCULO DE CAUCES ESTABLES EN LAS ZONAS DE MONTAÑA E INTERMEDIA  
(Para  $D > 0.001$  m)

Variable por Calcular	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
	PRIMER PROBLEMA		Se conocen $S, u\phi, A$
d Medio	$\frac{0.732 u\phi^{10/3}}{(1000 S)^{10/8}}$	$\frac{0.685 u\phi}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.569 u\phi^6}{(1000 S)^2}$
u Medio	$u\phi d^{1/5}$	$u\phi d^{1/4}$	$u\phi d^{1/3}$
q (Normal)	$\frac{du}{S^{0.4}} \frac{A^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{du}{S^{0.4}} \frac{A^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{du}{S^{0.4}} \frac{A^2 q}{S^{0.4}}$
Q (Posible)	qb	qb	qb
	SEGUNDO PROBLEMA		Se conocen $Q, u\phi, A$
S (Normal)	$\frac{0.00192 A^{0.653} u\phi^{3.26}}{Q^{0.325}} \frac{AQy^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{0.00163 A^{0.563} u\phi^{3.21}}{Q^{0.268}} \frac{AQy^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} u\phi^{3.16}}{Q^{0.154}} \frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$
q	$\frac{Q}{b}$	$\frac{Q}{b}$	$\frac{Q}{b}$
d (Medio)	$\frac{(q)}{u\phi}^{5/6}$	$\frac{(q)}{u\phi}^{4/9}$	$\frac{(q)}{u\phi}^{3/4}$
u (Medio)	$\frac{q}{d}$	$\frac{q}{b}$	$\frac{q}{b}$
	TERCER PROBLEMA		Se conocen $Q, S, A$
u $\phi$	$\frac{0.817 Q^{0.10} (1000 S)^{0.307}}{A^{0.2}}$	$\frac{0.855 Q^{0.083} (1000 S)^{0.312}}{A^{0.175}}$	$\frac{0.943 Q^{0.049} (1000 S)^{0.317}}{A^{0.10}}$
b (Normal)	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}}$
q	$\frac{Q}{b}$	$\frac{Q}{b}$	$\frac{Q}{b}$
d (Medio)	$\frac{(q)}{u\phi}^{5/6}$	$\frac{(q)}{u\phi}^{4/9}$	$\frac{(q)}{u\phi}^{3/4}$
u (Medio)	$\frac{q}{d}$	$\frac{q}{d}$	$\frac{q}{d}$

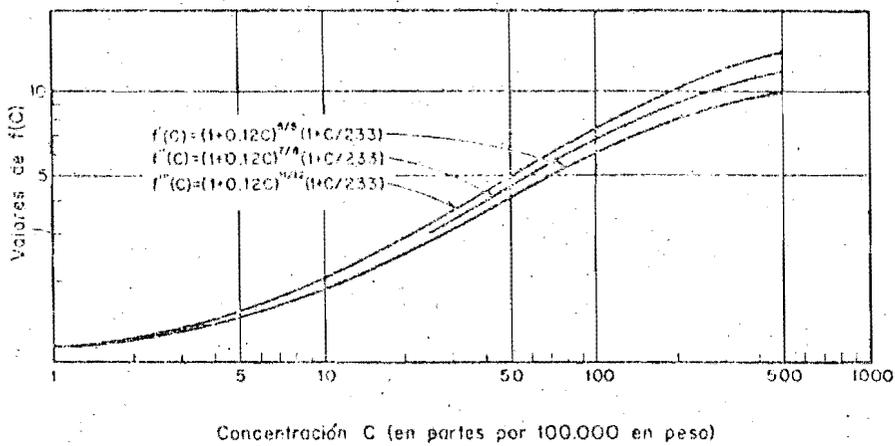
	$b$	$d$	$S$
Lacey	1/2		-1/6
Pettits	1/2		
Bose y Malhotra			-0.21
Bose		.29	-0.21
Inglis			-1/6
Leopold y Maddock	1/2	.3-.4	-.49
Prus	1/2		
Stebbins	1/2	.3875	
Henderson			-.46
Ackers	.53	.35	-.29
Kellerhals		.40	-.40
Blench	1/2	1/3	-1/6
Gupta-Kondap		.548	
Schumm	.38	.29	-.32
Maza - Cruickshank	.509	.356	-.208
Chitale			-.165

Tabla 2.4 Valores del exponente ( $\alpha$ ) en las relaciones del tipo  $b, d, S \sim Q^\alpha$

TABLA 2.5

VARIABLE	TIPO DE CANAL A		B		C		D		E	
	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
P	6.5697	0.51	4.6926	0.51	4.1295	0.51	3.2848	0.51	3.1910	0.51
A	-	-	2.2450	0.873	-	-	0.9389	0.873	-	-
R	0.4028	0.361	0.4747	0.361	0.5573	0.361	0.2726	0.361	0.3752	0.361
u	9.3276	1/3	10.7678	1/3	-	-	12.0464	1/3	10.7678	1/3
$u^2/gdS$	0.324	0.370	0.525	0.370	0.885	0.370	-	-	-	-

Fig. 2.1



$$S = \frac{0.35 F b_0^{5/4} E_c^{1/2}}{k D^{1/4}} f(C)$$

$$S = \frac{0.64 F b_0^{7/3}}{k B^{1/4} H^{1/3}} f'(C)$$

$$S = \frac{0.606 F b_0^{11/2}}{k B^{1/2} D^{1/2}} f''(C)$$

no disponer de otra expresión que relacione a  $Q_s$  con las otras variables. Tómese en cuenta que como ecuación de transporte sólo se puede utilizar una a la vez.

Una forma de atacar el problema consistiría en suponer  $Q_s$  igual a cero, pero para hacerlo habrá que utilizar alguna fórmula de transporte que por tener algún término correctivo señale cuales son las condiciones hidráulicas y geométricas cuando  $Q_s = 0$ , tal es el caso de la fórmula de Meyer-Peter y Müller.

Ahora en cuanto al punto b), al tratar de extender el rango de aplicación de las fórmulas a materiales gruesos, es necesario cambiar las dos primeras expresiones: la de fricción y la de arrastre, ya que ambas se aplican principalmente dentro del rango de las arenas.

Como la ecuación de fricción se propone emplear la de Manning o Chézy, útiles en materiales gruesos, considerando que la " $n$ " de Manning y la " $C$ " de Chézy son parámetros que varían en función de las condiciones hidráulicas del tramo en estudio.

Para sustituir la ecuación de transporte se recomienda la de Meyer-Peter y Müller, que fue probada adecuadamente con materiales gruesos.

De esta manera se tienen los siguientes conjuntos de expresiones para el análisis de la estabilidad de un cauce con tres grados de libertad:

- a) Cruickshank-Maza-Engelund-Gluskov aplicable en el rango de las arenas, explicada en la sección 2.7.
- b) Cruickshank-Maza-Meyer Peter y Müller-Gluskov, también para arenas, pero con la posibilidad de aplicarse para un gasto sólido nulo, se explica posteriormente en el inciso 3.3.
- c) Manning-Meyer Peter y Müller-Gluskov, para arenas y -- gravas, además de la probabilidad de aplicarse para -- arrastre nulo, se estudia en el inciso 3.2.

A continuación se presentan los conjuntos b) y c) en los incisos 3.3 y 3.2 respectivamente, considerando las posibilidades presentadas para cada uno de ellos.

3.2 Método para determinar estabilidad de cauces con material grueso y posibilidad de arrastre nulo, utilizando, de acuerdo a lo anterior, las siguientes expresiones:-- Manning, Meyer-Peter y Müller y Gluskov.

Conforme a lo explicado en el inciso anterior se presentan

están tres expresiones para aplicarse a cauces con material grueso:

a) Fórmula de Fricción: Manning

Aplicable con propiedad a materiales gruesos, se puede presentar de la siguiente manera:

$$Q = \frac{b d^{5/3}}{n} S^{1/2} \quad (3.1)$$

teniendo las consideraciones de  $R \approx d$  y  $A = bd$ .

En cuanto a la variable "n" de Manning, como se mencionó antes, es función de las características del tramo, principalmente del tirante y del material que forma el cauce. A continuación se presenta una expresión para valorar n:

$$n = \frac{d^{1/6}}{C} \quad (3.2)$$

donde:

C parámetro de Chézy, se puede valorar mediante la expresión:

$$C = 18 \log \frac{12 d}{k_s} \quad (3.3)$$

donde:

- $d$  tirante medio  
 $k_s$  altura de las dunas, da un resultado aproximado aunque falta tomar en cuenta la rugosidad de las partículas.

Como se observa el coeficiente  $C$  involucra también el tirante del flujo,  $d$ , al igual que la  $n$  de la expresión (3.2), lo cual significa proceder por tanteos para calcular en forma adecuada los parámetros de Manning o Chézy.

b) Fórmula de arrastre: Meyer-Peter y Müller:

$$Q_{BT} = 8 D_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2} b \left[ \left( \frac{n'}{n} \right)^{3/2} \frac{d S}{\Delta D_m} - 0.047 \right]^{3/2} \quad (3.4)$$

donde:

$Q_{BT}$  arrastre de fondo

$D_m$  diámetro medio del material tal que  $D_m = \frac{P_i D_i}{100}$ ,

donde:

$P_i$  por ciento de material correspondiente al diámetro  $D_i$

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

$n$  rugosidad debida al fondo, se valua con la expresión

de Manning

$n'$  rugosidad debida a los granos, se valua con la relación de Strickler.

$$n' = \frac{D_{65}^{1/6}}{24.04}$$

en donde  $D_{65}$  en m

$\left(\frac{n'}{n}\right)$  varia entre 0.5 y 1 para material fino y grueso respectivamente.

Agrupando los parámetros que permanecen constantes en el -- proceso, la expresión (3.4) se puede presentar de la si---- guiente manera:

$$Q_s = \epsilon b (\eta d S - 0.047)^{3/2} \quad (3.4a)$$

donde:

$$\epsilon = 8 D_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2}$$

$$\eta = \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \frac{1}{\Delta D_m}$$

c) Fórmula que considera la forma de la sección: Gluskov (ver Altunin, inciso 2.6)

$$d = \frac{b^m}{K} \quad (3.5)$$

A continuación se presenta el desarrollo seguido con base en las expresiones (3.1), (3.4a) y (3.5) para obtener los valores de  $b$ ,  $d$  y  $S$ .

$$\text{De (3.1)} \quad b = \frac{Q n}{d^{5/3} S^{1/2}}$$

$$\text{De (3.4a)} \quad b = \frac{Q_S}{\epsilon (\eta d S - 0.047)^{3/2}}$$

Sustituyendo (3.5) en las ecuaciones anteriores, despejando  $S$  e igualándolas se obtiene la siguiente relación:

$$\left[ \frac{Q n K^{5/3}}{b \frac{5}{3} m+3} \right]^2 = \frac{K Q_S^{2/3} + b^{2/3} \epsilon^{2/3} K (0.047)}{b^{2/3} + m \epsilon^{2/3} \eta}$$

dándole solución implícita para  $b$  queda:

$$b^{\frac{7m+4}{3}} \left[ Q_S^{2/3} + b^{2/3} \epsilon^{2/3} (0.047) \right] = Q^2 n^2 K^{7/3} \epsilon^{2/3} \eta \quad (3.6)$$

Sustituyendo (3.5) en (3.6) para  $d$  resulta:

$$d^{\frac{7m+4}{3m}} \left[ Q_S^{2/3} K^{\frac{7m+4}{3m}} + d^{\frac{2}{3m}} K^{\frac{7m+6}{3m}} \epsilon^{2/3} (0.047) \right] =$$

$$= Q^2 n^2 K^{7/3} \epsilon^{2/3} \eta \quad (3.7)$$

y para la pendiente  $S$ , se obtiene:

$$\frac{1}{S^{\frac{7m+4}{2(5m+3)}}} \left[ Q_S^{2/3} + \frac{1}{S^{\frac{1}{5m+3}}} (Q n K^{5/3})^{\frac{2}{5m+3}} \epsilon^{2/3} (0.047) \right] =$$

$$\frac{Q n K^{2/3} \epsilon^{2/3}}{(Q n K^{5/3})^{\frac{2m+1}{5m+3}}} \quad (3.8)$$

### 3.2.1 Cauces estables con poco arrastre

Las expresiones anteriores (3.6), (3.7) y (3.8) se emplean también en cauces estables que conducen poco material sólido, ya que en la expresión (3.4) el factor correctivo de 0.047 no se puede eliminar por ser del orden del término --

$$\left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \frac{d S}{\Delta D m}$$

### 3.2.2 Cauces estables cuando el gasto sólido es apreciable

Si las condiciones hidráulicas presentes en el tramo son, - tales que se puede conducir un gasto sólido apreciable, se puede despreciar el término correctivo de 0.047; esto es, a grosso modo, si  $(\frac{n'}{n})^{3/2} (\frac{d S}{\Delta \rho m}) > 0.5$ , lo que generalmente -- ocurre en la naturaleza y como una ventaja del método permi te eliminar los términos en que aparece 0.047.

Analizando la expresión de Meyer-Peter y Müller al eliminar el 0.047 se simplifica de la siguiente manera:

$$Q_S = \frac{\delta g^{1/2}}{\Delta} \left(\frac{n'}{n}\right)^{9/4} b d^{3/2} S^{3/2} \quad (3.9)$$

que se puede reducir a:

$$Q_S = \beta_1 b d^{3/2} S^{3/2} \quad (3.9a)$$

donde:

$$\beta_1 = \frac{\delta g^{1/2}}{\Delta} \left(\frac{n'}{n}\right)^{9/4}$$

Hay que notar que la expresión (3.9) no es función explícita del diámetro del material, aparentemente el transporte - de sólidos no depende del diámetro y en el único parámetro - donde puede llegar a influir es la relación  $(\frac{n'}{n})$  ya que las

dunas y rizos son función del diámetro de las partículas y de las características hidráulicas de la corriente. Resultado semejante fué el obtenido por Shen (referencia 4, Vol I).

Con base en lo anterior, procediendo a simplificar las expresiones (3.6), (3.7) y (3.8) al suprimir el 0.047 se llega a:

$$b = \left[ \frac{Q n \beta_1^{1/3} K^{7/6}}{Q_S^{1/3}} \right]^{\frac{6}{7m+4}} \quad (3.10)$$

$$d = \frac{1}{K} \left[ \frac{Q n \beta_1^{1/3} K^{7/6}}{Q_S^{1/3}} \right]^{\frac{6m}{7m+4}} \quad (3.11)$$

$$S = \left[ \frac{Q_S^{10m+6}}{K \beta_1^{10m+6} n^{9m+6} Q^{9m+6}} \right]^{\frac{2}{21m+12}} \quad (3.12)$$

Ahora, si se sustituye la expresión de Manning (3.1) por la ecuación de Chézy mostrada a continuación, como ecuación de fricción

$$Q = C b d^{3/2} \quad (3.13)$$

considerando que la  $C$  Chézy se puede valuar con la expresión (3.3), antes vista, se obtienen las siguientes ecuaciones para  $b$ ,  $d$  y  $S$ .

$$b = \left[ \frac{Q K \beta_1^{1/3}}{Q_S^{1/3} C} \right]^{\frac{3}{3m+2}} \quad (3.14)$$

$$d = \frac{1}{K} \left[ \frac{Q K \beta_1^{1/3}}{Q_S^{1/3} C} \right]^{\frac{3m}{3m+2}} \quad (3.15)$$

$$s = \frac{Q_S C}{\beta_1 Q} \quad (3.16)$$

A fin de comparar con las expresiones propuestas por otros autores, se supone el valor de  $m = 0.7$  en las expresiones (3.10) a (3.12) y (3.14) a (3.16) obteniendo los siguientes resultados:

$$\text{de 3.10} \quad b = \frac{Q^{0.674} n^{0.674} \beta_1^{0.225} K^{0.787}}{Q_S^{0.225}} \quad (3.10a)$$

$$\text{de 3.11} \quad d = \frac{Q^{0.472} n^{0.472} \beta_1^{0.157}}{K^{0.449} Q_S^{0.157}} \quad (3.11a)$$

$$\text{de 3.12} \quad s = \frac{Q_S^{0.974}}{K^{0.075} \beta_1^{0.974} n^{0.921} Q^{0.921}} \quad (3.12a)$$

o bien si se ponen en función de la  $C$  de Chézy y

$$\text{de 3.14} \quad b = \frac{Q^{0.732} K^{0.732} \beta_1^{0.244}}{Q_S^{0.244} C^{0.732}} \quad (3.14a)$$

de 3.15

$$d = \frac{Q^{0.512} B_1^{0.171}}{Q_S^{0.171} C^{0.512} K^{0.488}} \quad (3.15a)$$

y por último de 3.16

$$S = \frac{Q_S C}{B_1 Q} \quad (3.16a)$$

Se observa en las expresiones (3.12a) y (3.16a) que no hay relación entre la pendiente  $S$  y el parámetro  $K$ , recordar  $K = \frac{b^m}{d}$  como indicador de la forma de la sección. Además los exponentes de los parámetros coinciden con los dados por Cruickshank-Maza, Engelund y Gluskov (Tabla 3.1, columna 4).

### 3.2.3 Sección sin arrastre para material grueso

Como se mencionó en la introducción de este capítulo, el contar con una idea de la sección para un gasto nulo contribuye a valuar con mayor facilidad los parámetros que definen dicha sección cuando tiene transporte de material; si en las expresiones implícitas, para  $b$ ,  $d$  y  $S$ , ecuaciones (3.6), (3.7) y (3.8) respectivamente, el gasto sólido se hace cero, el resultado es el siguiente:

$$b = (4.613 Q n K^{7/6} n^{1/2})^{\frac{6}{7m+6}} \quad (3.6a)$$

$$d = \left[ \frac{4.613 Q n \eta^{1/2}}{K^m} \right]^{\frac{6m}{7m+6}} \quad (3.7a)$$

$$S = \left[ \frac{0.047 (Q n K^{5/3})^{\frac{2m+3}{5m+3}}}{Q n K^{2/3} \eta} \right]^{\frac{10m+6}{7m+6}} \quad (3.8a)$$

suponiendo  $m = 0.7$ , en estas últimas expresiones, para poder comparar, se obtiene:

$$b = 2.32 Q^{0.551} n^{0.551} K^{0.642} \eta^{0.275} \quad (3.6b)$$

$$d = 1.802 \frac{Q^{0.385} n^{0.385} \eta^{0.193}}{K^{0.551}} \quad (3.7b)$$

$$S = \frac{0.026 K^{0.551}}{Q^{0.385} n^{0.385} \eta^{1.193}} \quad (3.8b)$$

Se observa que la expresión (3.6b) toma la forma dada por Lacey escrita a continuación:

$$b \approx cte Q^{1/2}$$

y que la pendiente tiene una alta relación con las características de la plantilla dadas por  $\eta = \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \frac{1}{\Delta D_m}$ , lo que significa que depende de la rugosidad del grano y la forma que tenga el fondo.

3.3 Método para determinar la estabilidad de cauces, en el rango de las arenas, utilizando de acuerdo a lo dicho en la introducción las siguientes expresiones: - Cruickshank-Maza, Meyer-Peter y Müller y Gluskov.

La utilidad de la fórmula de arrastre de Meyer-Peter y Müller al sustituirla por la de Engelund se fundamenta, aparte de caer dentro del intervalo que define las arenas, en la posibilidad, ya comentada, de considerar el gasto sólido como cero y además permite introducir directamente la rugosidad (parámetro  $\eta$ ). Con este cambio las tres expresiones (fricción, arrastre y transporte) quedan de la siguiente manera:

a) Cruickshank-Maza

$$Q = \alpha b d^{1.634} S^{0.456} \quad (3.17)$$

donde:

$$\alpha = \frac{7.58 \omega_{50}}{D_{84}^{0.634} \Delta^{0.456}}$$

b) Meyer-Peter y Müller

$$Q_S = \epsilon (\eta d S - 0.047) \quad (3.4a)$$

donde:

$$\epsilon = 8 D_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2}$$

$$\eta = \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \frac{1}{\Delta D_m}$$

c) Gluskov

$$d = \frac{b^m}{K} \quad (3.5)$$

Sustituyendo (3.5), en (3.4a) y (3.17) y realizando las operaciones necesarias para obtener  $b$ ,  $d$  y  $S$  en forma implícita se llega a los siguientes resultados.

$$\begin{aligned} b^{2.583m+1.526} (Q_S^{2/3} + 0.047 \epsilon^{2/3} b^{2/3}) &= \\ &= \frac{\epsilon^{2/3} \eta Q^{2.193} K^{2.583}}{\alpha^{2.193}} \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} [dK]^{2.583 + \frac{1.526}{m}} \left[ Q_S^{2/3} + 0.047 \epsilon^{2/3} (dK)^{\frac{2}{3m}} \right] &= \\ &= \frac{\epsilon^{2/3} \eta Q^{2.193} K^{2.583}}{\alpha^{2.193}} \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$Q_S^{2/3} = S^{\frac{1.137m+0.737}{1.634m+1.0}} \left( \frac{\epsilon Q}{\alpha} \right)^{2/3} \left( \frac{\alpha}{Q K^{1.634}} \right)^{\frac{0.089 m}{1.634m+1.0}}$$

$$K^{0.089} \left[ \eta - \frac{0.047 \left( \frac{\alpha}{Q K^{1.634}} \right)^{\frac{m}{1.634m+1}}}{S^{\frac{1.634m+0.544}{1.634m+1.0}}} \right] \quad (3.20)$$

### 3.3.1 Cauces estables con poco arrastre para arena.

Al igual que en el inciso 3.2.1, las expresiones (3.18) a (3.20) se emplean también para cauces que conducen poco material sólido ya que no se puede eliminar el factor de corrección de 0.047.

### 3.3.2 Cauces estables cuando el gasto sólido es apreciable

Como en el inciso 3.2.2, el valor de 0.047 resulta despreciable y así se simplifica la expresión de Meyer-Peter y Muller. Con esto las expresiones para cauces estables con gasto sólido apreciable en arenas quedan:

$$b = \left[ \frac{K^{3.534} \beta_1^{0.912} Q^3}{Q_S^{0.912} \alpha^3} \right]^{\frac{1}{3.534m+2.088}} \quad (3.21)$$

$$d = \frac{1}{K} \left[ \frac{K^{3.534} \beta_1^{0.912} Q^3}{Q_S^{0.912} \alpha^3} \right]^{\frac{m}{3.534m+2.088}} \quad (3.22)$$

$$S = \left[ \frac{Q_S^{3.268m+2} \alpha^{3m+2}}{\beta_1^{3.268m+2} Q^{3m+2} K^{0.268}} \right]^{\frac{1}{3.534m+2.088}} \quad (3.23)$$

Suponiendo  $m = 0.7$  para comparar:

$$b = \frac{Q^{0.658} \beta_1^{0.20} K^{0.775}}{Q_S^{0.20} \alpha^{0.658}} \quad (3.21a)$$

$$d = \frac{Q^{0.461} B_1^{0.140}}{K^{0.457} Q_S^{0.140} \alpha^{0.461}} \quad (3.22a)$$

$$S = \frac{Q_S^{0.940} \alpha^{0.899}}{B_1^{0.940} Q^{0.899} K^{0.059}} \quad (3.23a)$$

Comparando con los exponentes de las expresiones (3.10a) a (3.12a), se observa que tienen valores similares a las últimas obtenidas (ver tabla 3.1, columnas 1 y 3).

### 3.3.3. Sección sin arrastre para material arenoso

Simplificando las expresiones (3.18) a (3.20) para una sección sin arrastre ( $Q_S = 0$ ) se llega a:

$$b = \left[ \frac{21.277 Q^{2.193} K^{2.583} \eta}{\alpha^{2.193}} \right]^{\frac{1}{2.583m+2.193}} \quad (3.18a)$$

$$d = \left[ \frac{21.277 Q^{2.193} \eta}{\alpha^{2.193} K^m} \right]^{\frac{m}{2.583m+2.193}} \quad (3.19a)$$

$$S = \left[ \frac{0.047 K \alpha^{\frac{m}{1.634m+1}}}{\eta (Q K)^{\frac{1.634m+1}{1.634m+0.544}}} \right]^{\frac{1.634m+1.0}{1.634m+0.544}} \quad (3.20a)$$

Suponiendo en estas expresiones  $m = 0.7$ , para comparar

$$b = \frac{2.147 Q^{0.548} K^{0.646} \eta^{0.250}}{\alpha^{0.548}} \quad (3.18b)$$

$$d = \frac{1.707 Q^{0.384} \eta^{0.175}}{\alpha^{0.384} K^{0.548}} \quad (3.19b)$$

$$s = \frac{0.021 K^{0.593} \alpha^{0.415}}{Q^{0.415} \eta^{1.270}} \quad (3.20b)$$

Se observa claramente que son muy semejantes a las expresiones antes obtenidas (3.6b) a (3.8b). (ver tabla 3.1, columnas 5 y 6).

### 3.4 Comentarios generales

En la tabla 3.1 se muestran los exponentes resultantes para las nuevas expresiones, además de los obtenidos por Maza-Cruickshank para poder comparar.

En esta tabla se nota que los exponentes de  $Q$ ,  $Q_s$  y  $K$  coinciden adecuadamente para las variables  $b$  y  $d$ , a excepción de la pendiente en el método original de Maza-Cruickshank (columna 4), que no coincide con los anteriores, estos resultan menores (-.767, .560, .296) contra (aproximadamente -0.90, 0.97, -0.060) para los otros métodos. También hay que notar que entre los parámetros  $n$  y  $\alpha$  (columnas 1 y 3) existe una relación inversa en cuanto a los exponentes co--

respondientes, dado que  $n = \frac{1}{\alpha}$ , (.674, .472, -.921) contra (-.658, -.461, .899) respectivamente.

La influencia entre la pendiente y las variables independientes es muy grande, a excepción de la  $K$  (columnas 1, 2 y 3), lo cual es significativo en cuanto esta última contribuye a definir la forma del cauce.

En cuanto a la sección sin arrastre ( $Q_s = 0$ ), se observa -- que entre  $b$  y  $d$  los exponentes son similares (columnas 5 y 6) y en este caso se comprueba en forma aproximada que:

$$b \sim Q^{0.5}$$

La variable  $\epsilon$  no aparece en ningún caso, pero es notable la influencia de  $\eta$ , lo que significa que la forma del fondo es un factor importante para definir este tipo de secciones.

Estos métodos, sin considerar las expresiones implícitas -- que se resuelven por tanteos, adolecen del mismo defecto -- que las expresiones originales de Maza-Cruickshank, o sea -- se tiene que conocer el gasto sólido y se tiene un gran empirismo al utilizar la fórmula de Gluskov para definir las relaciones de la geometría del cauce.

TABLA - 3.1

Expresiones	1 M, MPM y G			2 C, MPM y G			3 CM, MPM y G			4 CM, E y G			5 M, MPM y G $Q_S = 0$			6 CM, MPM y G $Q_S = 0$		
	b	d	S	b	d	S	b	d	S	b	d	S	b	d	S	b	d	S
Q	.674	.472	-.921	.732	.512	-1.0	.658	.461	-.899	.630	.441	-.767	.551	.385	-.385	.548	.384	-.415
$Q_S$	-.225	-.157	.974	-.244	-.171	1.0	-.200	-.140	.940	-.119	-.083	.560						
K	.787	-.449	-.075	.732	-.488		.775	-.457	-.059	.699	-.511	.296	.642	-.551	.551	.646	-.548	.593
n	.674	.472	-.921										.551	.193	-.385			
C				-.732	-.512	-1.0												
$\alpha$							-.658	-.461	.899	-.392	-.274	-.352				-.548	-.384	.415
$\beta$										.119	.083	-.560						
$\beta_1$	.225	.157	-.974	.244	.171	-1.0	.200	.140	-.940									
$\epsilon$																		
$\eta$													.275	.193	-1.193	.250	.175	-1.270

Donde:

- M - Manning
- MPM - Meyer - Peter y Müller
- G - Gluskov
- C - Chézy
- CM - Cruickshank - Maza
- $\epsilon$  - Engelund

$$C = \frac{d^{1/6}}{n} \quad \delta \quad C = 18 \log \frac{11.11 d}{k}$$

$$\alpha = \frac{7.58 \omega_{50}}{D_{84}^{.634} \Delta^{.456}} \quad ; \quad \beta_1 = \frac{8 g^{1/2}}{\Delta} \left( \frac{n'}{n} \right)^{9/4}$$

$$\beta = \frac{0.04}{\Delta^2 g^{1/2} D_{35}}$$

$$\epsilon = 8 D_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2}$$

$$\eta = \left( \frac{n'}{n} \right)^{3/2} \frac{1}{\Delta D_{1-m}}$$



#### 4. APLICACION

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación a las fórmulas del capítulo anterior y a algunas del capítulo dos; se eligió el río Suchiate en el tramo de la estación Cd. Hidalgo hasta la desembocadura.

##### 4.1 Información

De la referencia 24 se recopilaron los siguientes datos:

$$D_m = 0.00094 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 2.650 \text{ kg/m}^3$$

$$D_{65} = 0.001 \text{ m}$$

$$D_{35} = 0.00064 \text{ m}$$

$$Q = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$$

En cuanto al gasto utilizado, este dato fue proporcionado por el Ing. Jaime E. Camargo, observando que el gasto que llena el cauce varía de 900 a 1 100  $\text{m}^3/\text{s}$ , se eligió este último por dar valores más aceptables (suponiendo que este es el formativo).

Con la información disponible se tratará de encontrar los valores de los parámetros que definen el cauce  $b$ ,  $d$  y  $S$  - suponiéndolos desconocidos y los resultados se comparan con los datos medidos en campo tomados también de la referencia (24) y que se muestran a continuación:

$$b = 145 \text{ m}$$

$$d = 3.40 \text{ m}$$

$$S = 0.00084$$

Por otro lado, dado que el gasto sólido es un parámetro - difícil de evaluar, se supondrá conocido el valor de la pendiente  $S$  y se obtendrán los valores de  $Q_s$ ,  $b$  y  $d$  (ver inciso 4.11), con el fin de observar el comportamiento de estos parámetros en un problema determinado donde se desea mantener constante una característica del cauce.

#### 4.2 Cálculo de los otros parámetros

Con la información anterior se obtienen los siguientes parámetros necesarios para la aplicación de las fórmulas que se utilizarán.

$$A = 493.00 \text{ m}^2$$

$$U = 2.23 \text{ m/s}$$

$$n = 0.028$$

$$\omega_{50} = 0.095 \text{ m/s}$$

$$n' = 0.015$$

$$m = 0.7$$

utilizando la expresión 2.150 dada por Altunin se obtiene

$$m = 0.68$$

$$K = 10$$

$$D_{84} = 0.0011 \text{ m}$$

#### 4.3 Cálculo de constantes

Las constantes que se calculan mediante alguna expresión se presentan a continuación, las otras se incluyen obteniéndolas directamente en el ejemplo

$$C = 43.795$$

$$\alpha = 43.05$$

$$\beta = 7.33$$

$$\beta_1 = 3.73$$

$$\epsilon = 0.00092$$

$$\eta = 253.89$$

#### 4.4 Gasto sólido

Dado que el gasto sólido es una variable independiente, se considera que con la información disponible se puede evaluar dicho gasto, para ello se emplean las expresiones de Engelund y Meyer-Peter y Müller (MPM) para poco y mucho arrastre; los resultados son los siguientes:

$$\text{Engelund} \quad 0.807 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{MPM} \quad 0.074 \text{ y } 0.083 \text{ m}^3/\text{s} \text{ para poco y mucho arrastre respectivamente.}$$

#### 4.5 Para poco y mucho gasto sólido con Manning - MPM y Gluskov.

Resolviendo las expresiones implícitas (3.6) a (3.8) para  $b$ ,  $d$  y  $S$  respectivamente y con el  $Q_s$  de Engelund y MPM se

obtiene:

Con: $Q_S$ MPM	$Q_S$ Engelund
$b = 148.30 \text{ m}$	$b = 86.91 \text{ m}$
$d = 3.17 \text{ m}$	$d = 4.24 \text{ m}$
$S = 0.00087$	$S = 0.0082$

y para las expresiones explícitas (3.10) a (3.12) se llega a:

$Q_S$ MPM	$Q_S$ Engelund
$b = 144.84 \text{ m}$	$b = 86.98 \text{ m}$
$d = 3.26 \text{ m}$	$d = 2.30 \text{ m}$
$S = 0.00087$	$S = 0.0081$

Se observa aquí la importancia de elegir un gasto sólido - adecuado; esto es, la dificultad de evaluar el verdadero - gasto sólido repercute directamente en los parámetros que - definen el cauce.

#### 4.5.1 Sección sin arrastre

Para la sección sin arrastre ( $Q_S = 0$ ) de las expresiones - (3.6a) a (3.8a) se tiene:

$$b = 308.24 \text{ m}$$

$$d = 5.52 \text{ m}$$

$$S = 0.000034$$

4.6 Para poco y mucho gasto sólido con Cruickshank-Maza, - Meyer-Peter y M. y Gluskov.

En este caso las expresiones implícitas (3.18) a (3.20) conducen al siguiente resultado:

$Q_S$ MPM	$Q_S$ Engelund
$b = 107.9 \text{ m}$	$b = 67.91 \text{ m}$
$d = 2.65 \text{ m}$	$d = 1.92 \text{ m}$
$S = 0.00132$	$S = 0.0118$

y las explícitas (3.21) a (3.23) dan resultados idénticos - a los anteriores. Se observa una solución más dispar en -- comparación con las del inciso 4.5.1.

#### 4.6.1 Sección sin arrastre

Para gasto sólido nulo ( $Q_S = 0$ ) de las expresiones (3.18a)- a (3.20a) se obtienen los siguientes valores:

$$b = 223.77 \text{ m}$$

$$d = 4.412 \text{ m}$$

$$S = 0.0000186$$

Igual que en el inciso 4.5.1 al hacer  $Q_S = 0$  la relación  $\frac{b}{d}$  aumenta y se suaviza la pendiente, es importante recordar esto para el diseño de cauces estables.

Además, por otro lado se observa también una influencia importante de los parámetros utilizados para valuar la rugosidad, involucrados en las expresiones de Manning o Cruickshank-Maza, al momento de comparar los resultados.

#### 4.7 Empleando Cruickshank-Maza, Engelund y Gluskov (Ver inciso 2.7)

Aplicando las expresiones originales de la teoría Maza-Cruickshank y utilizando el gasto sólido tanto de MPM como Engelund se obtiene:

$Q_S$ MPM	$Q_S$ Engelund
$b = 162.96 \text{ m}$	$b = 122.63 \text{ m}$
$d = 3.53 \text{ m}$	$d = 2.90 \text{ m}$
$S = 0.00019$	$S = 0.00071$

Como se nota, la influencia del  $Q_S$  al utilizar MPM es pri--

mordial, además hay que recordar que la relación en estas expresiones es de  $S \sim Q_S^{0.560}$ , en cuanto a Engelund (un valor más alto de  $Q_S$ ), da un valor más aceptable de la pendiente - (al contrario de  $b$  y  $d$ ).

#### 4.8 Empleando Altunin (ver inciso 2.6)

En este caso nos situamos en la posición de considerar conocidos los parámetros  $Q$ ,  $u_\phi$  y  $A$  (variable de Altunin) Ver tabla 2.3, segundo problema.

Para conocer  $u_\phi$ , de la tabla 2.2, encontramos que vale ---

$$u_\phi = 0.60 \text{ m/s.}$$

Considerando que  $A = \frac{1}{u_\phi^{1/2}}$  se tiene que el valor de  $A = 1.29$

Suponiendo  $\alpha = \frac{1}{4}$  para considerar un gasto medio en época de crecientes, se llega a los siguientes resultados.

$$b = 303.14 \text{ m}$$

$$d = 4.22 \text{ m}$$

$$S = 0.000056$$

Valores que son similares a los obtenidos en la sección sin-arrastré de los incisos 4.5.1 y 4.6.1.

#### 4.9 Para T Blench (ver inciso 2.5.1)

En este caso se necesita conocer la concentración del material; recordando que  $Q_s = C Q$  se obtiene para los valores de gasto sólido de Engelund y Meyer-Peter y Müller los siguientes valores de la concentración:

$$\text{(Engelund)} \quad C = 194 \text{ pp } 10^5 \text{ en peso}$$

$$\text{(MPM)} \quad C = 18 \text{ pp } 10^5 \text{ en peso}$$

Con estos valores encontramos los respectivos para la función de concentración:

$$\text{Engelund} \quad \delta'(C) = 26.15$$

$$\text{MPM} \quad \delta'(C) = 2.81$$

Por otro lado, también se requieren conocer los valores de  $F_b$  y  $F_s$ , para el segundo se recomienda  $F_s = 0.012$  y para  $F_b$  el siguiente procedimiento:

$$F_{b0} = 18.313 \sqrt{D_m}$$

$$F_{b0} = 0.560$$

y

$$F_b = F_{b0} (1 + 0.12 C)$$

$$\therefore F_b = 13.60 \quad (\text{Engelund})$$

$$F_b = 1.77 \quad (\text{MPM})$$

$$F_b = 0.560 \quad \text{si } C = 0$$

Con estas variables calculadas, aplicando las ecuaciones de diseño propuestas por Blench (ver ec 2.75, 2.76 y 2.77a) se llega a:

$Q_s$ Engelund	$Q_s$ MPM	$C = 0$
$b = 1\ 116.54 \text{ m}$	$b = 402.80 \text{ m}$	$b = 226.57 \text{ m}$
$d = 0.41 \text{ m}$	$d = 1.62 \text{ m}$	$d = 3.48 \text{ m}$
$S = 0.0030$	$S = 0.00033$	$S = 0.00012$

Aquí la dificultad se presenta al elegir la concentración real que hay en el fluido y en los parámetros  $F_b$  y  $F_s$  que dependen fundamentalmente del material del fondo y las orillas.

#### 4.10 Con Simons y Albertson (ver 2.5.1)

Para este caso se puede suponer una sección con fondo y taludes compuestos de arena (sección tipo A) y para ella se obtiene, suponiendo  $P \approx b$  y  $R \approx d$  lo siguiente:

$$b = 233.69 \text{ m}$$

$$d = 5.04 \text{ m}$$

$$S = 0.000039$$

valores similares a la sección sin arrastre de los incisos anteriores.

#### 4.11 Aplicación cuando la pendiente del cauce es conocida.

En este ejemplo se considera que la pendiente,  $S = 0.00084$  es conocida y además de valuar  $b$  y  $d$  se tiene como incógnita el gasto sólido  $Q_S$ .

Con esto se pretende comparar los resultados que se obtendrían al considerar una situación de diseño, manteniendo un dato constante (fácil de medir), y observar el comportamiento del gasto sólido que es un parámetro difícil de evaluar.

##### 4.11.1 Con Manning, MPM y Gluskov

De las expresiones implícitas (3.6) a (3.8) se obtiene:

$$Q_S = 0.071 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 146.70 \text{ m}$$

$$d = 3.29 \text{ m}$$

y para las ecuaciones explícitas (3.10) a (3.12) se tiene:

$$Q_S = 0.079 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 146.63 \text{ m}$$

$$d = 3.28 \text{ m}$$

En ambos casos los resultados son aceptables al compararlos con los medidos en campo.

#### 4.11.2 Para C-M, MPM y Gluskov

Se utilizan en este caso las expresiones (3.18) a (3.20) y resulta

$$Q_S = 0.064 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 111.00 \text{ m}$$

$$d = 2.70 \text{ m}$$

Estos como se observa dan valores menores que los obtenidos utilizando la expresión de Manning, lo que indica la importancia de considerar las formaciones del fondo del cauce como lo hace Cruickshank-Maza.

#### 4.11.3 Con C-M, Engelund y Gluskov

Del inciso 2.7 y utilizando las expresiones (2.172), (2.170) y (2.171) se obtienen respectivamente los siguientes valores:

$$Q_s = 0.920 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 119.913 \text{ m}$$

$$d = 2.87 \text{ m}$$

resultados aceptables pero menores a los medidos y similares a los obtenidos en el inciso 4.11.2, a excepción del gasto sólido.

#### 4.12 Comentarios generales

Se nota que los métodos que no consideran explícitamente el gasto sólido (Altunin, Blench y Simons-Albertson), tienden a semejarse a la sección donde el gasto sólido vale cero y además que con el empleo de Meyer-Peter y Müller los resultados son más aceptables, con esto no se quiere decir que sea la mejor expresión, sino que en este caso para las condiciones presentadas,  $Q$ ,  $D_m$ , etc. dan valores más apegados a los medidos en campo.

Si la información se maneja con un adecuado nivel de confiabilidad, es necesario de igual manera "calibrar" las expresiones a emplear para poder predecir con una mayor aproximación los valores posibles a presentarse en el futuro.

A continuación se presenta la tabla (4.1), resumen de los - resultados obtenidos en este capítulo.

TABLA 4.1

Medidos	$Q_S=0$		M - MPM - G		CM - MPM - G		CM - $\epsilon$ - G		Blench		$\alpha$			
	M-MPM-G	CM-MPM-G	$\epsilon$	MPM	$\epsilon$	MPM	$\epsilon$	MPM	Altunin	$\epsilon$	MPM	C=0	S y A	
145	b	308.24	223.77	86.91	148.3	67.91	107.9	122.63	162.96	303.14	1116.5	402.8	226.57	233.69
3.40	d	5.52	4.41	4.24	3.17	1.92	2.65	2.90	3.53	4.22	0.41	1.62	3.48	5.04
.00084	S	.000034	.0000186	.0082	.00087	.0118	.00132	.00071	.00019	.000056	.003	.00033	.00012	.000039

( $\epsilon$ ) Englund,  $Q_S = 0.807 \text{ m}^3/\text{s}$

(MPM) Meyer-Peter y Müller,  $Q_S = 0.074 \text{ m}^3/\text{s}$

M - Manning

G - Gluskov

CM - Cruickshank-Maza

S y A - Simons y Albertson

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

1. R.J. Garde y K.G. Ranga Raju. "Mechanics of Sediment-Transportation and Alluvial Stream Problems". Halsted Press 1977.
2. W.H. Graf. "Hydraulics of Sediment Transport". Mc -- Graw-Hill.
3. A.J. Raudkivi. "Loose Boundary Hydraulics Pergamon" - Press 1976.
4. H.W. Shen. "River Mechanics V I, II". H.W. Shen., F. C. Colorado 1971.
5. E.W. Lane. "Stable Channels in Erodible Material". - ASCE Paper 1957.
6. G. Lacey. "Flow in Alluvial Channels With Sandy Mobile Beds". PICE Paper 6274. 1958.
7. E.W. Lane. "Design of Stable Channels". ASCE Paper-2776. 1953.
8. N. Chien. "A concept of the regime theory". Paper -- 2884; 1955 TASCE.
9. D.B. Simons y M.L. Albertson. "Uniform Water Conveyance Channels in Alluvial Material". Paper 3399 TASCE 1960.
10. N.E. Kondrat'ev, et al. "River Flow and River Channel Formation". Translated from Russian. 1962.

11. J. Stebbings. "The Shapes of Self-Formed Model Alluvial Channels". Paper No. 6642 PICE 1962
12. F.M. Henderson. "Stability of Alluvial Channels". - Paper No. 3440 ASCE 1963.
13. D.B. Simons y N.L. Albertson. "Uniform Water Conve--  
uance Channels in Alluvial Material". ASCE Paper --  
3399, 1963.
14. P. Ackers. "Experiments on Small Streams in Alluvium".  
JHASCE, HY4, July 1964.
15. R. Kellerhals. "Stable Channels with gravel-Paved --  
Beds". WHD ASCE Feb. 1967.
16. S.A. Schumm. "The Fluvial System". Ed. J. Wiley & -  
Sons. 1977.
17. T. Blench y M.A. Qureshi. "Practical Regime Analysis  
of River Slopes". JHD ASCE 1964.
18. T. Blench. "Mobile - bed Fluviology". The University  
of Alberta Press. 1969.
19. S.V. Chitale. "Sympathetic changes in river regime".  
PICE Vol. 63 Paper 8032.
20. S.T. Altunin. "Regulación de Cauces". Moscú, 1962,-  
Traducción del ruso al español.
21. R. Springall C. "Cauces Estables". I. de I. UNAM. -  
No. 157.

22. J.A. Maza Alvarez. "Scour in River - Beds". I. de I. UNAM. Jan 1977 E-23.
23. J. A. Maza y C. Cruickshank. "Stability of Sandy River Beds". I. de I. UNAM, Jun 1976 E-20.
24. R. Springall y J.A. Maza. "Modelo del Río Suchiate".- I. de I., UNAM. Marzo 1969, No. 219.