



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE CANALES
NO REVESTIDOS SIN ARRASTRE

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

Daniel Alfredo Alvarez Cuevas

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	PAGINA
1 INTRODUCCION	I - 1
2 INICIO DE ARRASTRE	II - 1
2.1 Propiedades y características de interés.	II - 2
2.1.1 Propiedades del agua.	II - 3
2.1.2 Propiedades del suelo o sedimentos que forman el cauce.	II - 4
2.2 Inicio de arrastre en suelos o sedimentos no cohesivos.	II - 8
2.2.1 Esfuerzo cortante crítico.	II - 8
2.2.1.1 Criterio de Shields.	II - 8
2.2.1.1.1 Ecuaciones de García Flores.	II - 9
2.2.1.2 Criterio de Meyer - Peter y Müller.	II - 10
2.2.1.3 Criterio de Lane.	II - 11
2.2.1.3.1 Ecuaciones de García Flores.	II - 12
2.2.1.4 Acorazamiento de un cauce.	II - 12
2.2.1.5 Método de Gessler.	II - 13
2.2.1.5.1 Criterio de García Flores.	II - 13
2.2.1.5.2 Criterio de García - Cagigas.	II - 14

	PAGINA
2.2.2 Velocidad crítica para suelos no cohesivos.	II - 15
2.2.2.1 Velocidad media crítica.	II - 16
2.2.2.1.1 Criterio de Maza - García.	II - 16
2.2.2.1.2 Criterio de Goncharov.	II - 16
2.2.2.1.3 Criterio de Neill.	II - 16
2.2.2.1.4 Criterio de Garde.	II - 17
2.2.2.1.5 Criterio de la U.R.S.S.	II - 17
2.2.2.1.6 Criterio de Lischtvan - Levediev.	II - 19
2.2.2.2 Velocidad crítica en el fondo del cauce.	II - 21
2.2.2.2.1 Criterio de Maza - García.	II - 21
2.2.2.2.2 Criterio de Mavis.	II - 21
2.2.2.2.3 Criterio de Cartens.	II - 21
2.2.2.2.4 Criterio de Garde.	II - 21
2.3 Inicio de arrastre en suelos cohesivos.	II - 21
2.3.1 Esfuerzo Cortante Crítico.	II - 21
2.3.1.1 Criterio del U.S.B.R.	II - 21
2.3.2 Velocidad crítica.	II - 23
2.3.2.1 Criterio de la U.R.S.S.	II - 23
2.3.2.2 Criterio de lischtvan - Levediev.	II - 25
2.4 Valores del inicio de arrastre para algunos suelos cohesivos y no cohesivos.	II - 25
3 DISEÑO DE CANALES NO REVESTIDOS SIN ARRASTRE.	III - 1
3.1 Datos básicos para el diseño.	III - 2
3.1.2 Resistencia al flujo.	III - 3
3.2 Métodos para diseño.	III - 13
3.2.1 Método del esfuerzo cortante crítico.	III - 13
3.2.1.1 Algoritmo para el diseño de canales no revestidos por el método de Esfuerzo Cortante Crítico.	III - 24
3.2.2 Método de la Velocidad Crítica.	III - 25
3.2.2.1 Algoritmo para el diseño de canales no revestidos por el método de Velocidad Media Crítica.	III - 26
3.2.2.1 Algoritmo para el diseño de canales no revestidos por el método de Velocidad en el Fondo Crítica.	III - 28
3.3 Borde libre, B.L.	III - 29
3.4 Estabilidad de taludes.	III - 30

	PAGINA
3.5 Ejemplos.	
3.5.1 Ejemplo 3.1	III - 31
3.5.2 Ejemplo 3.2	III - 31
3.5.3 Ejemplo 3.3	III - 35
3.5.4 Ejemplo 3.4	III - 47
3.5.5 Ejemplo 3.5	III - 56
3.5.6 Ejemplo 3.6	III - 64
4 DISCUSION DE RESULTADOS.	III - 66
4.1 Comparación de criterios de inicio de arrastre.	IV - 1
4.2 Influencia de los datos básicos para diseño.	IV - 2
4.3 Comentarios.	IV - 13
5 CONCLUSIONES.	IV - 21
BIBLIOGRAFIA.	V - 1
	1

CAPÍTULO I

1 INTRODUCCION

Todo problema de ingeniería surge a partir de necesidades del ser humano, una de las más importantes lo representa el disponer de agua para sus diferentes usos, ya que como se sabe el agua es un elemento indispensable para la conservación de la vida en el planeta.

A lo largo de la historia de la humanidad se han desarrollado diversos medios para transportar el agua de su lugar natural al lugar de consumo, y van desde su acarreo en pequeños depósitos hasta los complicados sistemas hidráulicos usados para abastecer a las poblaciones, a la agricultura, a la ganadería y a la industria.

En el ámbito de la Ingeniería el diseño de los sistemas para el óptimo uso, manejo y disposición del agua es tarea de la Ingeniería Sanitaria y el diseño de las obras hidráulicas contenidas en ellos queda al estudio de la Ingeniería Hidráulica.

Una de las obras que forman parte de los sistemas hidráulicos son los canales. En general se les designa canales a aquellas estructuras capaces de transportar agua a superficie libre, es decir, por gravedad; para su estudio se les divide en canales revestidos y no revestidos.

Los canales revestidos son construidos a base de concreto hidráulico, mampostería, asfalto, o algún otro material que permita una completa estabilidad a las paredes.

Los canales no revestidos son excavados en tierra y sus paredes están formadas por el material del lugar, cuya estabilidad depende de las propiedades del suelo y de las características de la corriente.

El comportamiento de los canales revestidos ha sido suficientemente estudiado y los criterios para su diseño y construcción son bien definidos, no así en los canales no revestidos, para los cuales existen varias formas de diseño, razón por la que es de interés su estudio.

Los canales no revestidos se usan en distritos de riego, en causes de alivio y en rectificaciones de causes, también pueden ser usados para conducir agua potable, práctica no recomendada pues al ser transportada a superficie libre, después de recorrer cierta distancia y pasar por lugares fuentes de contaminación, ya sea natural o provocada por la industria, deja de ser potable.

En los canales no revestidos sin arrastre puede permitirse transporte de sedimentos en suspensión pero debe evitarse que la corriente arrastre el material de las paredes, lo que limita a la velocidad máxima que debe alcanzar la corriente.

Por lo regular cuando se proyecta la construcción de un canal se prefiere usar canales revestidos de concreto hidráulico pues su mantenimiento es menor al de los canales no revestidos, sin embargo el costo de la inversión inicial es mayor en un canal no revestido y en la mayoría de las ocasiones el presupuesto destinado a una obra de esta naturaleza es limitado y es aquí donde se considera la construcción de un canal de tierra.

Cuando se proyecta construir un canal no revestido, puede pensarse que es tan sencillo como abrir una zanja y dejar que el agua se abra paso a través de ella, en ocasiones esto resulta, a veces produce algunos daños y en la mayoría de las ocasiones resulta catastrófico; y es que el material de las paredes tiene cierta resistencia al paso del agua, pero cuando es superada, el suelo comienza a ser erosionado. Este fenómeno ha llamado la atención de diversos autores, estableciendo varios criterios para identificar el momento en que se origina el arrastre de partículas, y proponiendo distintos métodos para el diseño de canales no revestidos.

El proceso ha dado como resultado una gran cantidad de maneras para encontrar las dimensiones del canal, así el objeto de este trabajo es presentar algunos de los criterios más aceptados para el diseño de canales no revestidos sin arrastre, compararlos entre sí, explicar las razones de sus diferencias en el caso de presentarse e identificar cual es la influencia de las variables que intervienen en el diseño.

Para esto se ha dividido este trabajo en cinco capítulos, el primero trata de las razones que dieron origen al estudio de este tipo de obras de ingeniería, del cual se desprenden los capítulos dos y tres en donde se exponen las bases teóricas y se presentan los criterios y métodos ya antes indicados.

En el Capítulo II "Inicio de arrastre", se presentan los criterios normalmente recomendados para identificar el momento en que el material comienza a ser erosionado.

En el Capítulo III "Diseño de canales no revestidos sin arrastre", trata de los diferentes procedimientos hasta ahora conocidos para resolver el problema de diseño de canales no revestidos, y al final de este capítulo se realizaron una serie de diseños aplicando tales procedimientos, en donde intervienen los diferentes criterios de inicio de arrastre referidos en el capítulo II.

Con base en lo expuesto en los capítulos II y III, y de los resultados de los ejemplos del Capítulo III, se desarrolló el Capítulo IV "Discusión de resultados", en donde se comparan los criterios de inicio de arrastre, los métodos y se establece la influencia de las variables que intervienen en el diseño.

Por último en el Capítulo V "Conclusiones", se hace un resumen de lo expuesto en el Capítulo IV, dando algunas recomendaciones derivadas del análisis de las soluciones que hasta ahora existen para el diseño de canales no revestidos sin arrastre.

CAPÍTULO II

2 INICIO DE ARRASTRE

En el diseño de canales no revestidos, interesa conocer las características hidráulicas del flujo, capaces de iniciar el arrastre del material que constituye el canal.

Las condiciones bajo las cuales el flujo inicia el movimiento de las partículas que forman un cauce, se denomina inicio de arrastre o condición crítica de arrastre¹, y es importante para diseñar canales que no sufran erosión, cauces de alivio, canales de acceso que no lleven ni arrastren sedimentos, así como para conocer bajo qué condiciones se mueven las partículas y provocar su arrastre o evitar su depósito.

El inicio de arrastre se puede expresar en función del esfuerzo cortante que una corriente produce en el fondo, o de la velocidad del flujo, de tal forma que se puede hablar de "Esfuerzo Cortante Crítico" o de "Velocidad Crítica", según corresponda. Cuando se utiliza la velocidad del flujo, algunos autores emplean la velocidad media, pero otros prefieren usar la velocidad de la corriente cerca del fondo.

Sin embargo, no existe un criterio único para determinar las condiciones hidráulicas bajo las cuales se inicia el movimiento de las partículas del fondo. Así, los diversos autores han establecido como condición de inicio de arrastre alguna de las siguientes :

- 1) Cuando una partícula se mueve del campo de observación.
- 2) Cuando varias partículas se mueven, fijando un porcentaje de antemano.
- 3) Cuando hay un movimiento generalizado de partículas, pero el transporte de ellas es pequeño.
- 4) Tomar el límite, en fórmulas de transporte², para el cual el arrastre teórico es nulo.

En el diseño de canales no revestidos se trata esencialmente con dos elementos: agua y suelo. Por ello, antes exponer los criterios que permiten determinar el inicio de arrastre, se comentan brevemente las principales propiedades del agua y las del suelo o sedimento.

2.1 Propiedades y características de interés.

2.1.1 Propiedades del agua.³

Las propiedades del agua varían con la temperatura, las que interesan para este trabajo son :

1. Peso específico, γ ,
2. Densidad o masa específica, ρ .
3. Viscosidad cinemática, ν .

La tabla 2.1⁴ contiene algunos de sus valores.

TABLA 2.1 Valores de algunas propiedades del agua, en sistema técnico.

Temperatura T	Densidad ρ	Peso específico γ	Viscosidad cinemática $\nu \times 10^6$	Temperatura T	Densidad ρ	Peso específico γ	Viscosidad cinemática $\nu \times 10^6$
°C	$\frac{\text{kg}_f \text{ s}^2}{\text{m}^4}$	$\frac{\text{kg}_f}{\text{m}^3}$	$\frac{\text{m}^2}{\text{s}}$	°C	$\frac{\text{kg}_f \text{ s}^2}{\text{m}^4}$	$\frac{\text{kg}_f}{\text{m}^3}$	$\frac{\text{m}^2}{\text{s}}$
0	101.95	999.80	1.7925	23	101.72	997.57	0.9378
1	101.96	999.90	1.7312	24	101.70	997.32	0.9166
2	101.96	999.90	1.6738	25	101.67	997.08	0.8961
3	101.96	999.90	1.6194	26	101.65	996.81	0.8764
4	101.97	1000.00	1.5677	27	101.62	996.54	0.8574
5	101.97	1000.00	1.5188	28	101.59	996.26	0.8390
6	101.96	999.90	1.4725	29	101.56	995.94	0.8213
7	101.96	999.90	1.4283	30	101.52	995.62	0.8043
8	101.95	999.80	1.3863	35	101.36	994.04	0.7269
9	101.95	999.80	1.3462	40	101.17	992.16	0.6611
10	101.94	999.73	1.3077	45	100.97	990.20	0.6047
11	101.93	999.64	1.2716	50	100.76	988.14	0.5566
12	101.92	999.53	1.2368	55	100.46	985.22	0.5140
13	101.91	999.40	1.2036	60	100.27	983.28	0.4766
14	101.90	999.27	1.1718	65	99.97	980.39	0.4442
15	101.88	999.13	1.1413	70	99.68	977.52	0.4154
16	101.88	999.07	1.1119	75	99.39	974.66	0.3897
17	101.85	998.80	1.0841	80	99.10	971.82	0.3668
18	101.83	998.62	1.0572	85	98.81	968.99	0.3462
19	101.81	998.44	1.0314	90	98.43	965.25	0.3279
20	101.79	998.23	1.0066	95	98.05	961.54	0.3114
21	101.77	998.04	0.9828	100	97.67	957.85	0.2963
22	101.75	997.80	0.9599				

El peso específico y la densidad se relacionan mediante la segunda ley de Newton,
o sea

$$\gamma = \rho g \quad (2.01)$$

siendo g , la aceleración de la gravedad.

La relación entre la viscosidad dinámica, μ , la densidad y la viscosidad
cinemática, se suele expresar en la forma

$$\mu = \rho \nu \quad (2.02)$$

2.1.2 Propiedades del suelo o sedimentos que forman el cauce.⁵

Los suelos o sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño y forma principalmente. Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados y de su comportamiento al ser transportados por una corriente de agua, se distinguen básicamente dos clases de suelos o sedimentos :

- Cohesivos y
- No cohesivos.

El comportamiento de una partícula aislada, sujeta a la acción de un flujo, difiere de aquel que presenta cuando está formando parte de un conjunto. Por ello, a fin de entender la dinámica de los sedimentos, es necesario conocer las propiedades o características referentes a un conjunto grande de partículas o masa de suelo, de las cuales las que se usan en el diseño de canales no revestidos sin arrastre son :

a) Para suelos no cohesivos.

1. Densidad, ρ_s , y relaciones entre pesos y volúmenes.
2. Distribución de tamaños.
3. Forma.
4. Angulo de fricción interna o de reposo, ϕ .

De las relaciones entre pesos y volúmenes nos interesa, en primer lugar, el peso específico de la fase sólida del suelo⁶, γ_s , al cual es importante no confundirlo con el peso específico seco⁷, γ_d ; puesto que para una misma muestra de suelo,

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.03)$$

mientras que

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (2.04)$$

Donde

W_s Peso de la fase sólida del suelo.

V_s Volumen de la fase sólida del suelo.

V_t Volumen total de la muestra.

La relación entre el peso específico de la fase sólida del suelo y su densidad esta dada por la segunda ley de Newton

$$\gamma_s = \rho_s g \quad (2.05)$$

S_s es el peso específico relativo de la fase sólida del suelo⁹, y que se expresa así

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad (2.06)$$

Donde γ_o es el peso específico del agua destilada a 4° C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar⁹.

En un suelo sumergido, el peso relativo de la materia sólida vale¹⁰

$$S'_s = S_s - 1 \quad (2.07)$$

y el peso específico correspondiente es¹¹

$$\gamma'_s = S'_s \gamma_o = \gamma_s - \gamma_o \quad (2.08)$$

en hidráulica fluvial se acostumbra usar la relación, Δ .¹²

$$\Delta = \frac{\gamma'_s - \gamma}{\gamma} \quad (2.09)$$

Con lo que respecta a la distribución de tamaños, su representación gráfica es la curva granulométrica característica¹³, curva a la cual se le asocia la granulometría del suelo de un lugar en específico y suele dibujarse con porcentajes de peso del material retenido contra tamaños de las partículas, de tal forma que al 1 % corresponde un tamaño o diámetro D_1 en donde i varía del cero al cien por ciento, por ejemplo, el D_{50} es el tamaño de partícula correspondiente al 50 % del material retenido. D_n es el diámetro que representa a la curva granulométrica característica, se le denomina diámetro efectivo o característico¹⁴, varía de acuerdo al criterio de cada autor, puede ser D_{50} , D_{75} .

D_{90} , etc. y σ_g , es la desviación estandar geométrica de la distribución¹⁵.

Es importante contar con una distribución de tamaños correcta¹⁶, debido a que el cálculo de la condición crítica de arrastre es función principal del diámetro característico y de la desviación estandar geométrica. En la práctica existen diferentes motivos por los cuales la distribución de tamaños obtenida no es efectivamente la del lugar de interés, entre ellos tenemos: Muestreo no programado, descuidos al cribar y pesar el material, muestras no etiquetadas, o bien, errores en la forma de obtener la curva granulométrica característica.

Dependiendo de la forma y disposición, las partículas pueden ser arrastradas o transportadas con mayor o menor facilidad, para definir la forma se han realizado varios intentos, el más aceptado es el denominado "Factor de Forma", S.F.¹⁷

$$S.F. = \frac{c}{\sqrt{a b}} \quad (2.10)$$

Donde a, b y c son tres longitudes de la partícula medidas en tres direcciones perpendiculares, a es la máxima longitud, b la mínima, y c la que resulte perpendicular a las dos.

El ángulo de reposo de un suelo no cohesivo se expresa en función del grado de redondez del material, para determinarlo se propone usar la figura 2.1, o bien la tabla 2.II¹⁸ si se prefiere interpolar.

TABLA 2.II *Ángulo de reposo de suelos para cohesivos.*

D ₇₅ en, mm	φ ángulo de reposo, en grados					
	Muy redondo	redondo	Poco redondo	Poco angular	angular	Muy angular
5.00	18.51	21.11	23.92	26.53	29.14	31.95
7.17	21.22	23.64	26.12	28.58	30.75	33.49
10.00	23.90	26.16	28.38	30.49	32.60	34.82
13.94	26.54	28.57	30.51	32.39	34.25	36.23
20.00	29.46	31.17	32.88	34.43	36.20	37.82
30.00	32.59	34.06	35.32	36.68	37.87	39.58
40.00	34.82	35.89	36.98	38.03	39.00	40.97
50.00	36.00	36.92	37.92	38.74	39.56	40.37
60.00	36.82	37.65	38.51	39.16	39.89	40.64
100.00	38.45	38.96	39.47	39.93	40.48	40.94

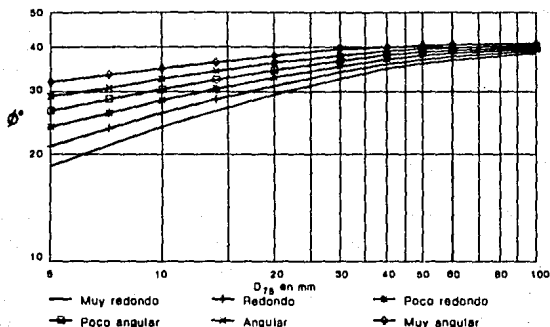


FIGURA 2.1 *Angulo de repouso para suelos no cohesivos.*

b) Para suelos cohesivos.

1. Peso volumétrico seco, γ_d .
2. Relación de vacíos¹⁹, e .

Las interacciones entre un flujo de agua y un suelo cohesivo no han sido estudiadas con el detenimiento necesario, esto se debe a que en la mayor parte de las ocasiones el flujo escurre sobre suelos no cohesivos, de ahí que en la hidráulica fluvial se trate más con las propiedades de estos últimos.

Cuando existen partículas finas en suspensión, interesa conocer :

1. Concentración de partículas en suspensión²⁰.
2. Viscosidad de un líquido con material en suspensión²¹.
3. Peso específico de un líquido con material en suspensión²².

Una vez relacionados con las propiedades del agua y las del suelo, se presentaran las expresiones más usuales para evaluar el inicio de arrastre; en primer término se hará referencia a los criterios para determinarlo en suelos no cohesivos y enseguida a los que permiten su cálculo en suelos cohesivos.

2.2 Inicio de arrastre en suelos o sedimentos no cohesivos.

2.2.1 Esfuerzo cortante crítico.

El esfuerzo cortante máximo que las partículas del cauce pueden resistir sin ser arrastradas o transportadas por el flujo de agua, se denomina esfuerzo cortante crítico, τ_c .

2.2.1.1 Criterio de Shields²³.

El transporte de sedimentos no cohesivos de granulometría uniforme ha sido objeto de estudio desde hace varios siglos, la contribución más importante sucede en nuestro tiempo con el trabajo de Shields, quien fue el primero en considerar las fuerzas que actúan sobre una partícula y en aplicar principios de similitud. Los resultados de sus experimentos los presentó en un diagrama (figura 2.2), expresándolos en función de dos parámetros adimensionales.

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) D} \quad (2.11)$$

y

$$R_{*c} = \frac{U_{*c} D}{\nu} \quad (2.12)$$

siendo

$$U_{*c} = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \quad (2.13)$$

donde

- τ_{*c} Parámetro de Shields, adimensional.
- D Diámetro representativo de las partículas, en m.
- γ_s Peso específico de las partículas, en kg_f/m^3 .
- γ Peso específico del agua, en kg_f/m^3 .
- R_{*c} Número de Reynolds, adimensional.
- ν Viscosidad cinemática del agua, en m^2/s .
- U_{*c} Velocidad asociada al esfuerzo cortante crítico, en m/s, también denominada velocidad de fricción.

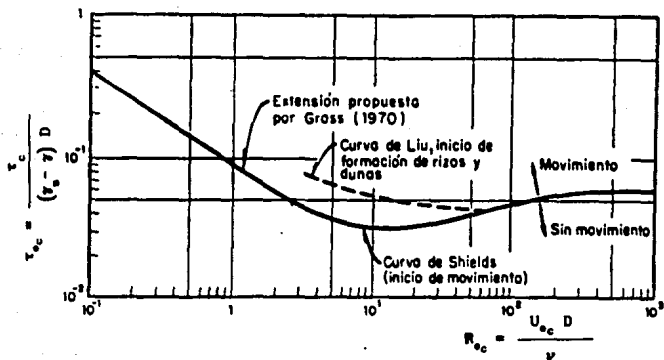


FIGURA 2.2 Diagrama de Shields para el inicio de movimiento de partículas en el fondo.

Como τ_c no está explícito en el diagrama de la figura 2.2, ya que se encuentra en los dos ejes o parámetros (ecs 2.11 y 2.12), se debe proceder por tanteos para determinar el valor de τ_c . Conocidos los valores de γ_s , γ , ρ , ν y D , el procedimiento es como sigue :

1. Suponer un valor de τ_c .
2. Calcular R_{*c} , empleando las ecuaciones 2.12 y 2.13.
3. Obtener τ_{*c} , utilizando la figura 2.2.
4. Determinar el valor de τ_c de la ecuación 2.11, o sea

$$\tau_c = \tau_{*c} (\gamma_s - \gamma) D \quad (2.14)$$

5. Si el τ_c calculado no coincide con el τ_c supuesto, se repite el procedimiento hasta que ambos sean iguales.

2.2.1.1.1 Ecuaciones de García Flores.²⁶

Para agilizar los cálculos, en lugar de la curva de Shields, conviene utilizar las ecuaciones que García Flores ajustó para describirla, pues con ellas el procedimiento para determinar τ_c puede programarse fácilmente. Las ecuaciones son las siguientes :

Si $R_{*c} \leq 3$

$$\tau_c = 0.1643 \rho^{1/4} \nu^{1/2} (\gamma_s - \gamma)^{3/4} D^{1/4} \quad (2.15)$$

Si $3 < R_{*c} \leq 10$

$$\tau_c = 0.07607 \rho^{1/9} \nu^{2/9} (\gamma_s - \gamma)^{8/9} D^{2/3} \quad (2.16)$$

Si $10 < R_{*c} \leq 500$

$$\tau_c = 0.01498 \rho^{-1/11} \nu^{-2/11} (\gamma_s - \gamma)^{12/11} D^{14/11} \quad (2.17)$$

Si $R_{*c} > 500$

$$\tau_c = 0.06 (\gamma_s - \gamma) D \quad (2.18)$$

Después de cincuenta años el diagrama de Shields sigue aún vigente. Sin embargo, como el sedimento de los cauces naturales no es uniforme o bien graduado, surgió la duda del criterio por emplear en la práctica. Si se acepta que el criterio de Shields es válido también para calcular el esfuerzo cortante crítico de un material bien graduado. La pregunta es cuál es el diámetro que debe utilizarse como tamaño efectivo o diámetro representativo del material. Al respecto, muchos autores han sugerido el empleo de parámetros o medidas de tendencia central, como la mediana o la media, o sea $D = D_{50}$ y $D = D_n$, respectivamente.

Cruickshank y García Flores²⁵ demostraron que, en el caso de sedimentos o suelos no cohesivos, el diámetro efectivo o característico depende del tipo de distribución de que se trate y de la desviación estándar geométrica de la misma.

2.2.1.2 Criterio de Meyer-Peter y Müller²⁶.

Estos investigadores, que experimentaron con materiales de diferentes densidades y de granulometrías uniformes y no uniformes, sugirieron utilizar el diámetro medio, D_n , y la ecuación

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_n \quad (2.19)$$

Según Meyer-Peter y Müller, la ec 2.19 rige en cualquier tipo de régimen, o sea para cualquier valor de R_{*c} .

2.2.1.3 Criterio de Lane.²⁷

De acuerdo con las experiencias de Lane y Carlson, quienes analizaron datos de campo sobre canales no revestidos y estables, propusieron emplear el D_{75} y las curvas que se presentan en la figura 2.3.

En la figura 2.3 se observa que, según Lane, si el tamaño de las partículas es menor de 5 mm, el esfuerzo cortante crítico puede asumir tres valores muy diferentes, dependiendo de cual sea la concentración de sedimentos en la corriente de agua. Los valores más altos de τ_c corresponden a las situaciones de escurrimientos con alta concentración de sedimentos, mientras que los valores bajos de τ_c están asociados a los casos de escurrimientos de agua clara o libre de sedimentos. Lamentablemente, Lane no indicó cuando una concentración de sedimentos se considera alta o baja. Así mismo, se advierte en la que si $D_{75} > 5$ mm (trazo recto), el esfuerzo cortante crítico puede determinarse mediante la ecuación

$$\tau_c = 0.04855 (\gamma_s - \gamma) D_{75} \quad (2.20)$$

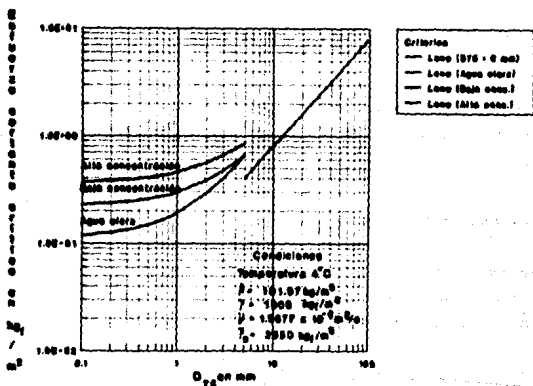


FIGURA 2.3 Esfuerzo cortante crítico que resisten las partículas en función de su diámetro según Lane.

2.2.1.3.1 Ecuaciones de García Flores²⁸.

En lugar de las curvas del diagrama de Lane, se pueden utilizar las ecuaciones propuestas por García Flores para describirlas

Si $0.1 \text{ mm} < D_{75} < 5 \text{ mm}$

Para agua clara

$$\tau_c = 0.11143 + 0.07284 D_{75} + 0.0079 D_{75}^2 \quad (2.21)$$

Para baja concentración

$$\tau_c = 0.222 + 0.0751 D_{75} + 0.003543 D_{75}^2 \quad (2.22)$$

Para alta concentración

$$\tau_c = 0.361 + 0.0981 D_{75} + 0.00077 D_{75}^2 \quad (2.23)$$

En las ecs 2.21 a la 2.23, D_{75} debe expresarse en metros y τ_c resulta así en kg_f/m^2 .

Antes de continuar haremos una pausa para explicar el concepto de acorazamiento, en el que se basan algunos de los criterios para el cálculo de la condición crítica de arrastre.

2.2.1.4 Acorazamiento de un cauce²⁹.

Los sedimentos de granulometría extendida o suelos bien graduados, $\sigma_g > 3$, son los que revelan en su curva granulométrica un amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño.

La característica más importante de los sedimentos no cohesivos de granulometría extendida, cuando están sujetos a la acción de un flujo de agua, es su capacidad para desarrollar una coraza o armadura en la superficie del lecho, como un espedrado. Para

que esto suceda, es necesario que el flujo pueda arrastrar los granos finos del material del cauce, pero no los más gruesos, las partículas pequeñas, incapaces de resistir el paso del agua, van siendo lavadas o transportadas por la corriente, lo que hace que afloren partículas de mayor tamaño que sí pueden resistir a las fuerzas de arrastre y sustentación debidas al flujo; de este modo, por la permanencia de las partículas gruesas, se forma una especie de coraza en la superficie del lecho, la cual protege del arrastre o acarreo al material fino subyacente.

Al tratar con un cauce de granulometría extendida, uno de los problemas por resolver es la determinación del esfuerzo cortante máximo o de esfuerzo cortante crítico que podría llegar a soportar dicho cauce.

2.2.1.5 Método de Gessler³⁰.

Gessler desarrolló un método para estimar el esfuerzo cortante crítico de un cauce con granulometría extendida. El procedimiento es muy laborioso, y se explica detalladamente en el manual de Ingeniería de Ríos de la C.N.A.. Sin embargo, existe la manera de simplificarlo si se hace el análisis en forma adimensional para distribuciones de tamaños o granulometrías teóricas³¹.

Gessler definió el esfuerzo cortante crítico de un cauce con granulometría extendida, como aquella condición de flujo que hace que el diámetro medio de la coraza sea máximo.

Cruickshank y García Flores³² demostraron la forma de adimensionar el método de Gessler y analizaron dos distribuciones teóricas : La log-normal y la logarítmica.

2.2.1.5.1 Criterio de García Flores³³.

Con objeto de simplificar aún más el procedimiento de Gessler para los casos de distribuciones teóricas, García Flores concretó las ecuaciones para determinar el esfuerzo cortante crítico, τ_c , y el diámetro medio máximo de la coraza o armadura, D_{mc} , de materiales no cohesivos de granulometría del tipo log-normal o logarítmica. Aquí sólo se presentan las ecuaciones para obtener el esfuerzo cortante crítico.

Distribución Log-Normal.

Si $1.5 \leq \sigma_g \leq 2.772$

$$\tau_c = \frac{8}{9} \sigma_g^{3/2} \left[0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{50} \right] \quad (2.24)$$

Si $2.772 \leq \sigma_g \leq 10$

$$\tau_c = \frac{3}{4} \sigma_g^{3/2} \left[0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{50} \right] \quad (2.25)$$

Distribución Logarítmica

Si $1.5 \leq \sigma_g \leq 2.553$

$$\tau_c = 0.975 \sigma_g^{3/4} \left[0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{50} \right] \quad (2.26)$$

Si $2.553 \leq \sigma_g \leq 10$

$$\tau_c = 0.695 \sigma_g^{5/4} \left[0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{50} \right] \quad (2.27)$$

Donde

$$\sigma_g = \frac{D_{84.13}}{D_{50}} \quad (2.28)$$

Si la granulometría es Log-Normal se verifica que :

$$\sigma_g = \frac{D_{84.13}}{D_{50}} = \frac{D_{50}}{D_{15.87}} = \left(\frac{D_{84.13}}{D_{15.87}} \right)^{1/2} \quad (2.29)$$

Los valores de $D_{84.13}$ y $D_{15.87}$ representan los puntos de inflexión de la curva granulométrica característica, la forma de obtenerlos se explica detalladamente en la referencia 31, "Análisis Granulométrico de Sedimentos Fluviales".

2.2.1.5.2 Criterio de García - Cagigas³⁴.

Posteriormente, García Flores y Cagigas obtuvieron las ecuaciones para valuar el esfuerzo cortante crítico y el diámetro máximo de la coraza de otras dos distribuciones teóricas de interés en la hidráulica fluvial: La normal y la circular.

Distribución Normal o Gaussiana

$$\text{Si } 0 < \frac{\sigma_v}{D_{50}} \leq 0.025$$

$$\tau_c = 0.0559 (\gamma_s - \gamma) D_{50} e^{\left(0.3084 \frac{\sigma_v}{D_{50}}\right)} \quad (2.30)$$

$$\text{Si } 0.025 < \frac{\sigma_v}{D_{50}} \leq 0.56$$

$$\tau_c = 0.0524 (\gamma_s - \gamma) D_{50} e^{\left(0.5555 \frac{\sigma_v}{D_{50}}\right)} \quad (2.31)$$

Distribución circular

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_{84.13} \quad (2.32)$$

• Nota : Los criterios deducidos a partir del método de Gessler, criterio de García Flores y criterio de García - Cagigas, pronostican el valor del esfuerzo cortante con el cual el diámetro máximo está a punto de ser arrastrado, razón por la que se recomienda afectarlo por un factor de seguridad, F.S., en el caso de querer evitar se presente arraste. En el caso del diseño de canales no revestidos García Flores propone

$$\text{F.S.} = 1.3 \quad (2.33)$$

2.2.2 Velocidad crítica para suelos no cohesivos.

Otro procedimiento para conocer las características hidráulicas de la corriente es por medio de la velocidad crítica, que se define como la velocidad máxima con la cual empiezan a ser arrastradas o transportadas las partículas del fondo. Según el autor podemos referirnos a la velocidad media o a la velocidad en el fondo.

2.2.2.1 Velocidad media crítica.

Los criterios más usados para el cálculo de la velocidad media crítica, U_c , son :

2.2.2.1.1 Criterio de Maza - García³⁵.

Para el caso de sedimentos friccionantes o carentes de cohesión, como arenas, el criterio de Maza-García permite estimar fácilmente la velocidad media crítica de las partículas.

La fórmula que propusieron es

$$U_c = 4.71 \left(\frac{\tau_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2} D^{0.35} \gamma^{0.15} \quad (2.34)$$

En causas naturales se recomienda usar $D = D_m$ si la granulometría es extendida; se recomienda utilizar $D = D_{90}$ para distribuciones log-normal y D_{84} para las que no se mencionaron.

Otras fórmulas para estimar la velocidad media crítica para sedimentos no cohesivos, para lecho hidrodinámicamente rugoso son :

2.2.2.1.2 Criterio de Gencharov³⁶.

$$U_c = \log \left(8.8 \frac{\gamma}{D_{50}} \right) \left[\frac{2}{3.5} \left(\frac{\tau_s - \gamma}{\gamma} \right) g D_{50} \right]^{1/2} \quad (2.35)$$

2.2.2.1.3 Criterio de Neill³⁷.

$$U_c = \log \left(\frac{\gamma}{D_{50}} \right)^{1/6} \left[\left(\frac{\tau_s - \gamma}{\gamma} \right) g D_{50} \right]^{1/2} \quad (2.36)$$

2.2.2.1.4 Criterio de Garde³⁸.

$$U_c = \left[0.5 \log \left(\frac{y}{D_{50}} \right) + 1.63 \right] \left[\frac{2}{3.5} \left(\frac{y_s - y}{y} \right) \varepsilon D_{50} \right]^{1/2} \quad (3.37)$$

En las ecu 2.35 a 2.37 debe utilizarse un sistema congruente de unidades, es decir, si g se da en m/s^2 , el D_{50} debe estar en m , para que U_c resulte en m/s .

Además de estas fórmulas existen métodos gráficos, a los que hacemos referencia a continuación

2.2.2.1.5 Criterio de la U.R.S.S.³⁹

En 1936 una revista rusa publicó los valores de máximas velocidades permisibles o no erosionables, que puede soportar un suelo no cohesivo, basada en datos de la U.R.S.S. y de los E.U.A.; estos valores se presentan en la tabla 2.III y se dibujan en la figura 2.4, así mismo publicaron una gráfica para estimar la velocidad media crítica en suelos cohesivos, de la que se hablará más adelante.

TABLA 2.III *Tabla basada en datos de la U.R.S.S. y de los E.U.A. para estimar la velocidad permisible en suelos no cohesivos.*

Diámetro mm	Velocidad	
	fps	m/s
0.006	0.50	0.1524
0.020	0.58	0.1768
0.050	0.68	0.2073
0.100	0.80	0.2438
0.240	1.00	0.3048
0.500	1.40	0.4267
1.000	1.75	0.5334
2.400	2.10	0.6401
7.000	2.85	0.8687
15.000	3.80	1.1582
40.000	5.80	1.7678
200.000	13.00	3.9624

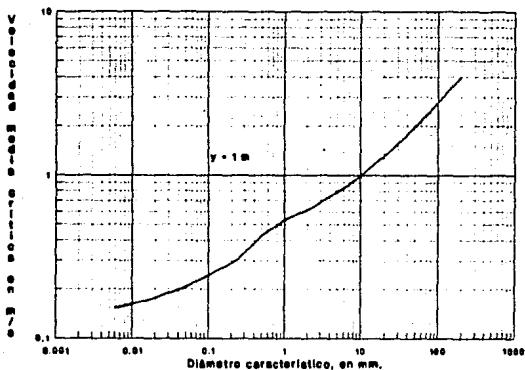


FIGURA 2.4 Gráfica para estimar la velocidad media permisible en suelos no cohesivos, según datos de la U.R.S.S. y de los E.U.A.

Además proporcionan un factor de corrección que considera la variación de velocidades dependiendo de la profundidad del canal. (Tabla 2. IV o bien figura 2.5).

TABLA 2. IV Factor de corrección, (Criterio de la U.R.S.S.).

Promedio de profundidad		Factor de corrección
ft	m	
1	0.3048	0.800
2	0.6069	0.910
3	0.9144	0.980
4	1.2192	1.050
5	1.5240	1.130
6	1.8288	1.140
7	2.1336	1.170
8	2.4384	1.210
9	2.7432	1.235
10	3.0480	1.260

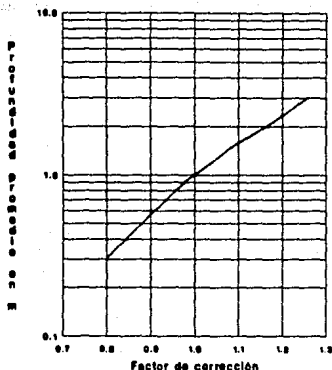


FIGURA 2.5 Factor de corrección, (Criterio de la U.R.S.S.).

La máxima velocidad media permisible mencionada se refiere a canales rectos. Para canales sinuosos las velocidades deben de ser menores, para poder reducir así el esfuerzo producido por el flujo sobre las paredes del canal.

Los porcentajes de reducción sugeridos por Lane son :

- 5 % Para canales con baja sinuosidad.
- 13 % Para canales con sinuosidad media.
- 22 % Para canales con alta sinuosidad.

Estos porcentajes son muy aproximados ya que no existen datos exactos disponibles hoy en día.

2.2.2.1.6 Criterio de Lishtvan-Levediev.⁴⁰

Estos autores desarrollaron un método para valuar la velocidad media a la cual se inicia la erosión tanto en suelos no cohesivos como en suelos cohesivos.

Para suelos no cohesivos propusieron los resultados que se indican en la tabla 2.V y que se dibujan en la figura 2.6. Para suelos cohesivos se presentan los resultados en el apartado correspondiente.

TABLA 2.V Velocidades medias de la corriente, permisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, en m/s.

Método de Lischtván - Levediev

Diámetro medio de las partículas, en mm	Tirante, en m					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10.00
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.050	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.250	0.35	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80
1.000	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.500	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5.000	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10.000	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15.000	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25.000	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40.000	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75.000	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100.000	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150.000	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200.000	3.50	3.80	4.30	4.62	5.00	5.40
300.000	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400.000		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500.000 o más			5.35	5.50	6.00	6.20

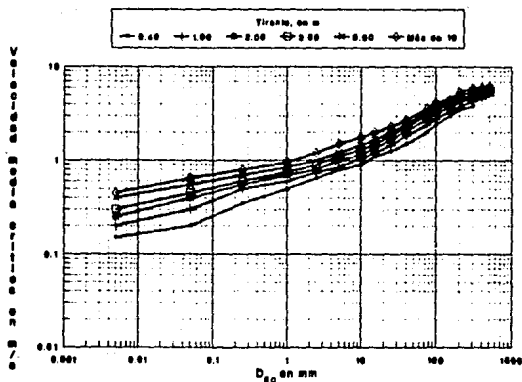


FIGURA 2.6 Velocidades medias de la corriente permisibles (no erosivas), para suelos no cohesivos, en m/s.

2.2.2.2 Velocidad crítica en el fondo del cauce.

Aunque la mayoría de los autores han definido la velocidad crítica en términos de la velocidad media que tiene lugar en la dirección del flujo o escurrimiento, otros investigadores la han definido en términos de la velocidad que actúa en el fondo o contigua a los granos que constituyen el lecho, u_c .

2.2.2.2.1 Criterio de Maza - García⁴¹.

$$u_c = 1.11 \left(\frac{d}{D_{84}} \right)^{0.08} \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D_{84} \right]^{1/2} \quad (2.38)$$

d profundidad a la que se mide la velocidad.

2.2.2.2.2 Criterio de Navis⁴².

$$u_c = \frac{1}{2} D_{50}^{4/9} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2} \quad (2.39)$$

En la cual D_{50} en mm y u_c en pies/s.

2.2.2.2.3 Criterio de Cartens⁴³.

$$u_c = \left[3.61 (\tan \phi \cos \alpha - \text{sen} \alpha) \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D_{50} \right]^{1/2} \quad (2.40)$$

Donde α es el ángulo de reposo que forma el lecho con la horizontal.

2.2.2.2.4 Criterio de Gardo⁴⁴.

$$u_c = 1.51 \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D_{50} \right]^{1/2} \quad (2.41)$$

2.3 Inicio de arrastre en suelos cohesivos.

Aunque pueden existir cauces naturales con márgenes cohesivos, generalmente el fondo está cubierto por material granular. En el caso de canales formados con material cohesivo es frecuente que no se revistan, de donde surge la necesidad de calcular la condición crítica de arrastre para este tipo de suelo.

2.3.1 Esfuerzo Cortante Crítico para suelos cohesivos.

2.3.1.1 Criterio del U.S.B.R.⁴⁵

El U. S. Bureau of Reclamation recomienda que el esfuerzo cortante crítico para

suelos cohesivos sea obtenido en función de la relación de vacíos y del contenido de arcilla, mediante las curvas que se muestran en la figura 2.7, o bien, si se desea interpolar se incluye tabla 2.VI.

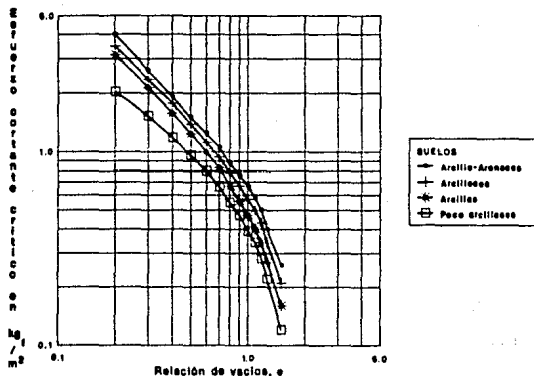


FIGURA 2.7 Esfuerzo cortante crítico para suelos cohesivos.

TABLA 2.VI Esfuerzo cortante crítico para suelos cohesivos. (τ_c , en kg_f/m^2)

Relación de vacíos, e	Suelos o sedimentos			
	Arcillo arenosos	Arcillosos	Arcillas	Poco arcillosos
0.20	4.00	3.49	3.15	2.04
0.30	2.61	2.35	2.14	1.53
0.40	1.91	1.78	1.58	1.18
0.50	1.50	1.39	1.24	0.96
0.60	1.24	1.12	1.00	0.80
0.70	1.05	0.94	0.83	0.66
0.80	0.88	0.79	0.67	0.55
0.90	0.76	0.67	0.56	0.47
1.00	0.67	0.57	0.47	0.39
1.09	0.60	0.50	0.40	0.34
1.17	0.50	0.43	0.34	0.28
1.26	0.40	0.34	0.27	0.22
1.50	0.26	0.21	0.16	0.12

2.3.2 Velocidad crítica para suelos cohesivos.

2.3.2.1 Criterio de la U.R.S.S.

Como ya se mencionó en la U.R.S.S. se publicaron valores de velocidades críticas para diferentes tipos de suelos a partir de datos experimentales de la U.R.S.S. y de los E.U.A. (Apartado 2.2.2.1.5). Aquí se presentan los valores correspondientes a las velocidades críticas para suelos cohesivos, en la tabla 2.VII y se dibujan en la figura 2.8. La variación de velocidades en función de la profundidad del canal se considera al aplicar el factor de corrección de la figura 2.5.

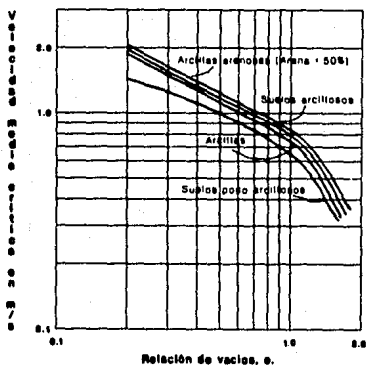


FIGURA 2.8 Velocidad permisible para suelos cohesivos (criterio de la U.R.S.S).

TABLA 2.VII Velocidad permisible para suelos cohesivos, U.R.S.S.

Relación de vacíos, e	Suelos poco arcillosos	Arcillas	Suelos arcillosos	Arcillas arenosas Arena<50%	Grado de compacidad
0.200	4.743 1.446	6.180 1.884	6.476 1.974	6.785 2.068	Muy Compactos
0.300	4.125 1.257	4.893 1.491	5.087 1.551	5.372 1.637	
0.400	3.640 1.109	4.188 1.227	4.354 1.327	4.598 1.401	Compactos
0.500	3.265 0.995	3.669 1.118	3.844 1.172	4.059 1.237	
0.600	2.973 0.906	3.316 1.011	3.501 1.067	3.669 1.118	
0.700	2.729 0.832	3.044 0.928	3.214 0.980	3.966 1.209	Poco Compactos
0.800	2.505 0.764	2.838 0.865	3.000 0.914	3.164 0.964	
0.900	1.968 0.600	2.264 0.690	2.794 0.852	2.927 0.892	
1.000	2.128 0.649	2.448 0.746	2.605 0.794	2.751 0.892	
1.080	2.000 0.610	2.300 0.701	2.448 0.794	2.605 0.839	
1.210	1.738 0.530	1.984 0.605	2.161 0.659	2.318 0.707	
1.335	1.487 0.453	1.685 0.514	1.864 0.568	2.031 0.619	Suelos
1.500	1.168 0.356	1.323 0.403	1.522 0.464	1.685 0.514	
1.618	1.048 0.319	1.127 0.344	1.294 0.394	1.452 0.443	
1.650		1.081 0.329	1.241 0.378	1.397 0.426	
1.728			1.124 0.343	1.276 0.389	
1.800				1.178 0.359	

Velocidad en fps.
Velocidad en m/s.

2.3.2.2 Criterio de Lischvan-Levediev.

Para el cálculo de la velocidad crítica en suelos cohesivos, estos autores propusieron los resultados que se indican en la tabla 2.VIII.

TABLA 2.VIII Velocidad permisible para suelos cohesivos, según Lischvan - Levediev.

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1660 kg/m ³	Suelos medianamente compactos, peso volumétrico del material seco de 1700 a 1660 kg/m ³	Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 2040 a 2140 kg/m ³	Suelos muy compactos, peso volumétrico del material seco de 2040 a 2140 kg/m ³												
		Tirantes medios, en m															
		0.40	1.00	2.00	3.00	0.40	1.00	2.00	3.00								
Arcillas.	30-50 70-30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.70	0.85	0.95	1.10	1.00	1.20	1.40	1.50	1.40	1.70	1.90	2.10
Tierras fuertemente arcillosas.	20-30 80-70	0.35	0.40	0.45	0.50	0.65	0.80	0.90	1.00	0.95	1.20	1.40	1.50	1.40	1.70	1.90	2.10
Tierras ligeramente arcillosas.	10-20 90-80	0.35	0.40	0.45	0.50	0.65	0.80	0.90	1.00	0.95	1.20	1.40	1.50	1.40	1.70	1.90	2.10
Suelos de aluvión y arcillas margosas.						0.60	0.70	0.80	0.85	0.80	1.00	1.20	1.30	1.10	1.30	1.50	1.70
Tierras arenosas.	5-10 20-40	Según la tabla 1.07 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas															

2.4 Valores del inicio de arrastre para algunos suelos cohesivos y no cohesivos.

Fortier y Scobey en 1925⁴⁶ publicaron una tabla denominada "Permissible Canal Velocities" (Velocidades críticas en canales, Tabla 2.IX), en la que además indican el correspondiente valor de esfuerzo cortante crítico y el valor de n (medida de la rugosidad del material). Estos autores recomiendan usar la tabla en canales con pendientes pequeñas y tirantes menores a 3 pies (1 m).

TABLA 2.1X Velocidades críticas en canales no revestidos, según Fortier y Scobey.

Material	n	Agua clara		Agua transportando sedimentos coloidales.	
		V m/s	τ_c kg _f /m ²	V m/s	τ_c kg _f /m ²
Arena fina coloidal	0.020	0.4572	0.1318	0.7620	0.3661
Marga arenosa, no coloidal	0.020	0.5334	0.1806	0.7620	0.3661
Marga sedimentada, no coloidal	0.020	0.6096	0.2343	0.9144	0.5370
Sedimentos aluviales, no coloidal	0.020	0.6096	0.2343	1.0668	0.7322
Marga firme	0.020	0.7620	0.3661	1.0668	0.7322
Arena volcánica	0.020	0.7620	0.3661	1.0668	0.7322
Arcilla dura, muy coloidal	0.025	1.1430	1.2692	1.5240	2.2455
Sedimentos aluviales, coloidales	0.025	1.1430	1.2692	1.5240	2.2455
Pizarras	0.020	1.8288	3.2707	1.8288	3.2707
Grava fina	0.030	0.7620	0.3661	1.5240	1.5621
Marga graduada con cantos rodados no coloidal	0.030	1.1430	1.8550	1.5240	3.2290
Marga graduada con cantos rodados coloidal	0.030	1.2192	2.0991	1.6764	3.9053
Grava rugosa, no coloidal	0.025	1.2192	1.4645	1.8288	3.2707
Cantos rodados	0.025	1.5240	4.4422	1.6764	5.3698

REFERENCIAS

- 1 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 2 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
Comisión Nacional de Electricidad
Hidroeléctrica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, Apéndice 11.5
- 3 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Nasa Alvarez, J. Antonio; García Flores, Manuel.
pp. 4-23
- 4 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
García Flores, Manuel; Nasa Alvarez, J. Antonio.
p. 10
- 5 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
Comisión Nacional de Electricidad
Hidroeléctrica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, Apéndice 11.2
- 6 "MECANICA DE SUELOS"
Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
Tomo 1, p. 27
- 7 "MECANICA DE SUELOS"
Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
Tomo 1, p. 32

- 8 "MECANICA DE SUELOS"
 Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
 Tomo I, p.27
- 9 "MECANICA DE SUELOS"
 Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
 Tomo I, p.27
- 10 "MECANICA DE SUELOS"
 Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
 Tomo I, p.32
- 11 "MECANICA DE SUELOS"
 Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
 Tomo I, p.32
- 12 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
 Comisión Nacional de Electricidad
 Hidrotécnica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, Apartado 11.8
- 13 "ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SEDIMENTOS FLUVIALES"
 Orozco Carrillo, Carlos Augusto. (Tesis profesional)
 p.6
- 14 "ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SEDIMENTOS FLUVIALES"
 Orozco Carrillo, Carlos Augusto. (Tesis profesional)
 Capítulo 3, Características estadísticas del sedimento.
- 15 "ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SEDIMENTOS FLUVIALES"
 Orozco Carrillo, Carlos Augusto. (Tesis profesional)
 p.36
- 16 "ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SEDIMENTOS FLUVIALES"
 Orozco Carrillo, Carlos Augusto. (Tesis profesional)
 Capítulo 2, Análisis granulométrico.
- 17 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
 Comisión Nacional de Electricidad
 Hidrotécnica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, p.2.11.6
- 18 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
 Ven Te Chow, Ph. D.
 p.172
- 19 "MECANICA DE SUELOS"
 Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
 Tomo I, p.66
- 20 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
 Comisión Nacional de Electricidad
 Hidrotécnica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, p.2.11.10
- 21 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
 Comisión Nacional de Electricidad
 Hidrotécnica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, p.2.11.19
- 22 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
 Comisión Nacional de Electricidad
 Hidrotécnica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, p.2.11.19

- 23 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.11
- 24 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.12
- 25 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.13
- 26 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.14
- 27 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.14
- 28 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.14
- 29 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.15
- 30 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 31 "ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SEDIMENTOS FLUVIALES"
Orozco Carrillo, Carlos Augusto. (Técnico profesional)
Capítulo 4, Distribuciones teóricas.
- 32 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.18
- 33 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.20
- 34 "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
p.22
- 35 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 36 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 37 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)

- 38 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 39 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.167
- 40 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
Comisión Nacional de Electricidad
Hidrotécnica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, p.2.11.32
- 41 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 42 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 43 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 44 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 45 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.174
- 46 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.166

CAPÍTULO III

3 DISEÑO DE CANALES NO REVESTIDOS SIN ARRASTRE.

Los métodos hasta ahora conocidos para diseñar canales no revestidos sin arrastre¹ consideran que las características de la corriente no cambian de una sección transversal a otra, es decir, suponen flujo uniforme; y para aplicarlos requieren de ciertos valores previos.

Los valores que se necesitan conocer para el diseño de canales no revestidos son: el gasto que conducirá el canal, Q , la pendiente de la plantilla, S_0 , la inclinación de los taludes, z , el valor de la condición crítica de arrastre (Cap II), ya sea τ_c , U_c , ó u_c , y la rugosidad de las paredes, n , a los que en lo sucesivo se denominarán datos básicos para el diseño, y a continuación nos referiremos a ellos brevemente.

3.1 Datos básicos para el diseño.

El valor del gasto queda definido por la necesidad de conducir una cierta cantidad de agua de un sitio a otro, y es la razón que impulsa a idear una forma para transportarla, acción que puede ser resuelta con diferentes medios, una de ellas la construcción de un canal no revestido cuando la conducción puede hacerse por gravedad, aprovechando la diferencia de altitudes entre la toma y el lugar de consumo.

La pendiente de plantilla se obtiene del trazado del canal, inferido de la topografía y de los datos geológicos recabados del lugar en donde se construirá el canal, con esto también se conoce la longitud del mismo.

La inclinación de los taludes depende del material en que se construyan, para tener un valor preliminar se recomienda usar la tabla 3.1², válida en canales de sección trapezoidal.

TABLA 3.1 Taludes recomendados para canales trapezoidales.

Material	Talud z
Roca	casi vertical
Roca fracturada o alterada.	1/4 : 1
Arcilla muy compacta, con recubrimiento de concreto.	1/2 : 1 a 1 : 1
Tierra con recubrimiento de piedra.	1 : 1
Arcilla o pequeños canales de tierra.	1 1/2 : 1
Tierra arenosa suelta.	2 : 1
Arcilla porosa.	3 : 1

la condición crítica de arrastre (Cap II), permite conocer bajo que características de flujo las paredes del cauce comienzan a ser erosionadas, y bajo cuales se origina el depósito del material en suspensión, aquí interesa conocer esas características para evitar se presenten en el canal, o de otra forma, seguramente la sección diseñada será modificada, pudiendo reducirse y a veces hasta desaparecer, o ampliarse dañando lo que se encuentre cerca de las margenes, o bien, desbordarse causando inundaciones con todos los problemas que ello representa.

La rugosidad es un parámetro de interés para el cual la forma de evaluarlo ha sido tema de interés para muchos investigadores, su cálculo se deduce a partir del concepto de resistencia al flujo y del mismo concepto se deriva el cálculo del esfuerzo cortante que produce la corriente en las paredes, la velocidad media y la velocidad en cualquier punto del flujo, y es por ello que haremos un paréntesis para referirnos a él someramente.

3.1.2 Resistencia al flujo³.

Al circular agua por un cauce, en las paredes se origina una fuerza contraria al flujo, a la que se le denomina resistencia al flujo, la principal componente de esta acción en cauces de fondo plano es la fuerza de fricción.

La forma de evaluar la resistencia al flujo ha sido objeto de muchos experimentos, no obstante en escurrimientos a superficie libre no se ha podido obtener un diagrama universal, como sucede en los conductos que funcionan a presión⁴; este tema es muy amplio su discusión se aparta del objetivo de este trabajo, así que sin intentar profundizar en el tema, sólo se hará una breve exposición del fenómeno, indicando las expresiones más aceptadas para evaluarla.

Si se denomina τ , al esfuerzo cortante o tangencial que se desarrolla en la intercara del flujo y la pared del canal; entonces, de acuerdo a la segunda ley de Newton, dado que la aceleración es nula por ser flujo uniforme, se deberá cumplir en la dirección de la corriente que

$$\sum F_x = 0 \quad (3.01)$$

Al realizar un análisis de cuerpo libre de un volumen de control en un canal prismático (Fig 3.1), la ecuación 3.01 queda

$$F_1 - F_2 + W \operatorname{sen} \theta - F_r = 0 \quad (3.02)$$

en la que

$$W = \gamma A \Delta L \quad (3.03)$$

y

$$F_r = \tau_0 \Delta L P \quad (3.04)$$

donde

F_1 y F_2 son las fuerzas de presión en las secciones 1 y 2 respectivamente.

W es el peso del volumen de control.

θ es el ángulo que forma la plantilla con la horizontal.

F_r es la fuerza de fricción.

A es el área hidráulica.

P es perímetro mojado de una sección del canal.

ΔL es la distancia entre las secciones 1 y 2.

Como

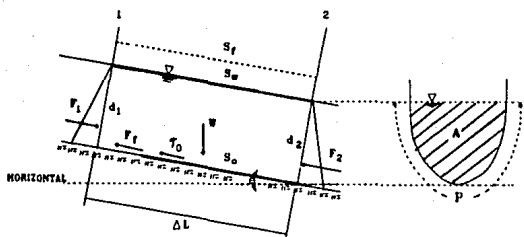
$$F_1 = F_2 \quad (3.05)$$

la ec. 3.02 queda

$$W \operatorname{sen} \theta = F_r \quad (3.06)$$

al sustituir las ecs 3.03 y 3.04 en la ec 3.06

$$\gamma A L \operatorname{sen} \theta = \tau_0 \Delta L P \quad (3.07)$$



S_w es la pendiente de la superficie libre del agua.
 S_f es el gradiente de energía.
 en flujo uniforme se cumple que
 $d_1 = d_2$, $S_o = S_w = S_f$, $F_1 = F_2$

FIGURA 3.1 Diagrama de fuerzas en un flujo a superficie libre.

al despejar τ_0

$$\tau_0 = \gamma \frac{A}{P} \text{ sen } \theta \quad (3.08)$$

Dado que el $\text{sen } \theta$ es igual a la pendiente de la plantilla, la cual a su vez es idéntica a la de la superficie libre y al gradiente de energía, además recordando que el radio hidráulico, R , es igual a $\frac{A}{P}$, se llega a la fórmula del esfuerzo cortante medio en el fondo

$$\tau_0 = \gamma R S_o \quad (3.09)$$

La ecuación 3.09 también se puede escribir

$$\tau_0 = \rho g R S_o \quad (3.10)$$

al dividir entre ρ

$$\frac{\tau_0}{\rho} = g R S_o \quad (3.11)$$

Las dimensiones de la ecuación anterior corresponden a las de la velocidad al cuadrado, por lo que aplicando raíz cuadrada en ambos miembros se tiene

$$\sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g R S_o} \quad (3.12)$$

a cada término de la ec 3.12 lo igualamos a un factor U_o ,

$$U_o = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \quad (3.13)$$

$$U_o = \sqrt{g R S_o} \quad (3.14)$$

U_o se denomina velocidad asociada al esfuerzo cortante, o velocidad cortante, se utiliza comúnmente en ecuaciones de resistencia al flujo para definir la distribución de velocidades o la velocidad media⁵, \bar{U} .

La distribución de velocidades un canal presenta la configuración geométrica, tal como se muestra en la figura 3.2⁶.

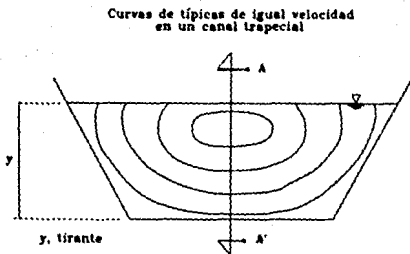


FIGURA 3.2 Distribución de velocidades en un canal trapecial.

De tal forma que la velocidad máxima en canales se presenta abajo de la superficie libre del agua a una distancia entre el 5 y el 25 % del valor del tirante y la velocidad media se ubica aproximadamente al 40 % del valor del tirante, tal como ilustra la figura 3.3⁷.

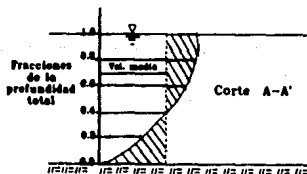


FIGURA 3.3 Curva de velocidades en la vertical de una corriente.

Para calcular la velocidad media en un escurrimiento a superficie libre, se han establecido muchas expresiones. Chezy obtuvo a partir de la fórmula general para el esfuerzo cortante en el fondo (Ec 3.09), una expresión para obtenerla, con la hipótesis de que el esfuerzo cortante en el fondo, o fuerza que se opone al flujo por unidad de área, es proporcional al cuadrado de la velocidad media

$$\tau_0 = k \bar{U}^2 \quad (3.15)$$

Donde k es una constante de proporcionalidad.

al igualar las ecs 3.09 y 3.15

$$\gamma R S_0 = k \bar{U}^2 \quad (3.16)$$

despejando \bar{U}

$$\bar{U} = \sqrt{\frac{g}{k}} \sqrt{R S} \quad (3.17)$$

para la cual

$$C = \sqrt{\frac{g}{k}} \quad (3.18)$$

Coficiente C depende de la naturaleza rugosa de la pared, así como de la geometría de la sección hidráulica y es conocido como coeficiente de Chezy⁹, para determinarlo se han propuesto diversas ecuaciones teóricas y empíricas⁹, la más usada es la expresada por Manning

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (3.19)$$

Al sustituirla en la ec 3.17 se obtiene la expresión conocida con el nombre de "fórmula de Manning", (ec 3.20)

$$\bar{U} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.20)$$

La fórmula de Manning esta destinada para calcular la velocidad media en canales y cauces con flujo turbulento y paredes hidráulicamente rugosas¹⁰.

El factor n es un factor de fricción asociado a la resistencia presentada por las partículas del material al movimiento del flujo y se le denomina coeficiente de rugosidad de Manning, o simplemente n de Manning¹¹. Su valor se estima según la tabla 3.11¹², en la que se presenta exclusivamente los valores de n para los materiales comunmente usados en canales no revestidos.

Al referirnos a la rugosidad podemos dividirla en dos partes, por un lado a la rugosidad de los granos del material o rugosidad de grano, n', y por otro a la que considera la rugosidad de las ondulaciones de las paredes, o rugosidad de forma.

TABLA 3.II Coeficiente de rugosidad, n.

TIPO Y DESCRIPCION DEL CANAL	COEFICIENTE n		
	MINIMO	NORMAL	MAXIMO
CANALES EXCAVADOS O DRAGADOS EN			
a. Tierra; recte y uniforme			
Limpio, recientemente terminado.	0.016	0.018	0.020
Limpio, después de intemperizado.	0.018	0.022	0.025
Grava, sección uniforme y limpia.	0.022	0.025	0.030
Con pasto corto y poca hierba.	0.022	0.027	0.033
b. Tierra, sinuosa con baja velocidad.			
Sin vegetación.	0.023	0.025	0.030
Pasto y algo de hierba.	0.025	0.030	0.033
Hierba densa o plantas acuáticas en canales profundos.	0.030	0.035	0.040
Fondo de tierra y piedra en los taludes.	0.028	0.030	0.035
Fondo con boleo y taludes limpios.	0.025	0.035	0.040
c. Excavado o dragado en línea recta.			
Sin vegetación.	0.025	0.028	0.033
Pocos arbustos en las orillas.	0.035	0.050	0.060
d. Cortes en reca.			
Lisos y uniformes.	0.025	0.035	3.110
Anguloso e irregular.	0.035	0.040	3.350
e. Canales sin mantenimiento; hierbas y arbustos sin limpiar.			
Hierba densa; tan alta como el tirante.	0.050	0.080	0.120
Fondo limpio; arbustos en las orillas.	0.040	0.050	0.080
Igual al anterior; con máximo escurrimiento.	0.045	0.070	0.110
Dense en arbustos; niveles altos de escurrimiento.	0.080	0.100	0.140

Para calcular la rugosidad de grano se ha propuesto usar alguna de las siguientes¹³ ecuaciones.

$$\text{Criterio de Strickler} \quad n' = \frac{D^{1/6}}{6.7 \sqrt{g}} \quad (3.21)$$

$$\text{Criterio de Lane} \quad n' = \frac{D^{1/6}}{6.75 \sqrt{g}} \quad (3.22)$$

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{8.3 \sqrt{g}} \quad (3.23)$$

Donde

D_{50} , D_{75} , D_{90} , son los diámetros del material según la distribución de tamaños, en m.

Es necesario observar que las ecs 3.21, 3.22 y 3.23 son válidas siempre y cuando el fondo se conserve plano. Si esto no sucede, es decir, si las secciones de los canales han sufrido modificaciones en su geometría, Cowan¹⁴ propuso calcular la rugosidad con la siguiente expresión

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5) m \quad (3.24)$$

donde n_1 es el coeficiente de Manning, coeficiente base para canales prismáticos, que depende del material de las paredes, n_2 , n_3 , n_4 , n_5 y m son factores correctivos que modifican a n_1 , y tienen en cuenta los siguientes efectos.

n_2 irregularidades de las paredes.

n_3 variaciones en forma y tamaño de las secciones transversales.

n_4 obstrucciones al área hidráulica.

n_5 densidad y tipo de vegetación.

m es un factor que considera la intensidad de sinuosidades o curvas en el curso del cauce.

En la tabla 3.III¹⁵, se pueden consultar los valores propuestos por Cowan para estos factores.

TABLA 3.III Factores correctivos de n_1 , según Cowan.

Coeficiente	Condiciones del cauce o canal	Valor del coeficiente
n_2	<p>Grado de irregularidad en las paredes.</p> <p>a. Fronteras lisas.</p> <p>b. Irregularidades pequeñas. Por ejemplo canal bien dragado o excavado, ligeramente erosionado</p> <p>c. Irregularidades de tamaño medio. Canal mal dragado o excavado. Ligeras erosiones en las margenes.</p> <p>d. Muy irregular. Salientes o entrantes contiguas del mismo orden de magnitud que el tirante. Erosiones muy irregulares en las margenes.</p>	<p>0.000</p> <p>0.005</p> <p>0.010</p> <p>0.020</p>
n_3	<p>Variaciones de la sección transversal en forma y tamaño.</p> <p>a. Graduales.</p> <p>b. Alternadas ocasionalmente. Se alternan secciones amplias y estrechas, por cambios de forma o del ancho de plantilla.</p> <p>c. Alternadas frecuentemente.</p>	<p>0.000</p> <p>0.005</p> <p>0.01 a 0.015</p>
n_4	<p>Obstrucciones en el área hidráulica debidas a grandes rocas, troncos depósitos de desperdicios o rocas.</p> <p>a. Sin obstrucción</p> <p>b. Menores.</p> <p>c. Apreciables.</p> <p>d. Severas.</p>	<p>0.000</p> <p>0.010 a 0.015</p> <p>0.020 a 0.030</p> <p>0.040 a 0.060</p>
n_5	<p>Cantidad y tipo de vegetación.</p> <p>a. Sin vegetación.</p> <p>b. Pequeña. Margenes cubiertas de pasto.</p> <p>c. Mediana. Matorral o pastos. El tirante de agua es 2 a 3 veces mayor que la altura media de la vegetación. Troncos delgados sin hojas.</p> <p>d. Densa. Igual a la anterior. Con tirantes similares a la altura de la vegetación.</p> <p>e. Muy densa. Los tirantes son del orden de la mitad de la altura de la vegetación.</p>	<p>0.000</p> <p>0.005 a 0.010</p> <p>0.010 a 0.025</p> <p>0.025 a 0.050</p> <p>0.050 a 0.100</p>

TABLA 3.III Factores correctivos de n_1 , según Cowan. (Continuación)

Coefficiente	Condiciones del cauce o canal	Valor del coeficiente
n	Grado de meandro o sinuosidad.	
	a. Menor. Si la relación entre la longitud del meandro a lo largo del cauce y la longitud recta del meandro es menor de 1.2.	1.000 1.150
	b. Apreciable. Si la relación anterior está entre 1.2 y 1.5.	1.300
	c. Severa. si la relación es mayor que 1.5.	

Además de la fórmula de Manning se recomienda usar la fórmula de Keulegan para sección trapecial y pared hidráulicamente rugosa¹⁶

$$\bar{U} = 5.75 U_0 \log \left(12.27 \frac{R}{K_s} \right) \quad (3.25)$$

donde K_s es la rugosidad equivalente de las paredes¹⁷, cuando no existen ondulaciones

$$K_s = 2 D_{65} \quad (3.26)$$

según García Flores¹⁸ para el valor medio para flujo uniforme es

$$K_s = 2.53 D_{84} \quad (3.27)$$

se relaciona con el coeficiente de Chezy de la siguiente manera

$$C = 5.75 \sqrt{g} \log \left(12.27 \frac{R}{K_s} \right) \quad (3.28)$$

entonces el valor de n se expresa

$$n = \frac{R^{1/6}}{5.75 \sqrt{g} \log \left(12.27 \frac{R}{K_s} \right)} \quad (3.29)$$

Para obtener la distribución de velocidades en canales de sección trapezoidal Fuentes y Carrasquel¹⁹ propusieron obtenerla con

$$u = 2.5 U_* \text{Ln} \frac{e^{0.4 B} d}{K_*} \quad (3.30)$$

$$B = 2.5 \text{Ln} \left[\frac{1}{9.025 R_*} + \frac{1}{30} e^{\left(-\frac{10.78}{R_*} \right)} \right] \quad (3.31)$$

$$R_* = \frac{U_* K_*}{\nu} \quad (3.32)$$

Mencionados los datos básicos para diseño, expondremos a continuación los métodos que existen para diseño de canales no revestidos sin arrastre.

3.2 Métodos para diseño.

Partiendo de las formas para calcular el inicio de arrastre, se derivan dos métodos para el diseño de canales no revestidos sin arrastre, uno de ellos es el método del " Esfuerzo Cortante Crítico ", y el otro es el método de la " Velocidad Crítica ".

3.2.1 Método del esfuerzo cortante crítico.

Este método se utiliza principalmente para diseñar canales no revestidos con sección trapezoidal, se basa en comparar el esfuerzo generado por el flujo en las paredes con el esfuerzo cortante crítico del material (Cap II).

$$\tau_* = \tau_c \quad (3.33)$$

En este tipo de canales por lo regular interesa conocer el grado de estabilidad que tiene el material en los taludes, ya que por razón natural la estabilidad de un mismo material es mayor en la plantilla que en los taludes del canal. En otras palabras : un grano del material en posición estable sobre el talud, puede perder ese equilibrio cuando aún son estables los granos sobre la plantilla, (Fig 3.4).

Existe la posibilidad de que el material de la plantilla sea diferente al de los taludes, en este caso hay que identificar en donde se presenta primero el inicio de arrastre, (Cap II), y diseñar con ese valor, ya que corresponde la condición más desfavorable.

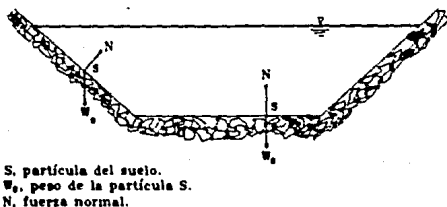


FIGURA 3.4 Estabilidad del material en un canal trapezoidal.

En rigor este método no es de diseño, sino de revisión, puesto que para aplicarlo se necesita proponer un diseño preliminar.

El problema que representa proponer un diseño preliminar del canal se resuelve al establecer la relación que existe entre el esfuerzo tangencial y las características geométricas del canal.

Para esto, en el "U.S. Bureau of Reclamation" (U.S.B.R.), se realizaron estudios valiéndose de métodos de "Diferencias Finitas" y la "Analogía de la membrana"²⁰, y comprobaron que con excepción de canales hidráulicamente anchos, el esfuerzo no se distribuye uniformemente sobre las paredes del canal, además encontraron que la configuración de la curva de distribución del esfuerzo cortante depende de la forma de la sección, pero es prácticamente independiente del tamaño de la misma. Para una sección trapezoidal donde " $b = 4y$ ", tenemos la siguiente distribución del esfuerzo²¹ (Figura 3.5).

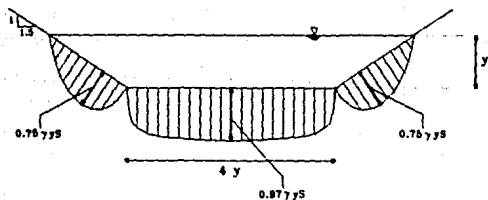


FIGURA 3.5 Distribución del esfuerzo cortante sobre las paredes de un canal trapecial.

Así también lograron obtener curvas que relacionan el esfuerzo cortante, el valor de los taludes y la relación entre ancho de plantilla y tirante del canal " b/y ", mediante un factor al que se le denomina " c ". Una de estas gráficas corresponde a la plantilla (Figura 3.6) en donde el factor se denota " c_1 ", y la otra gráfica a los taludes (Figura 3.7) y el factor es " c_2 ".

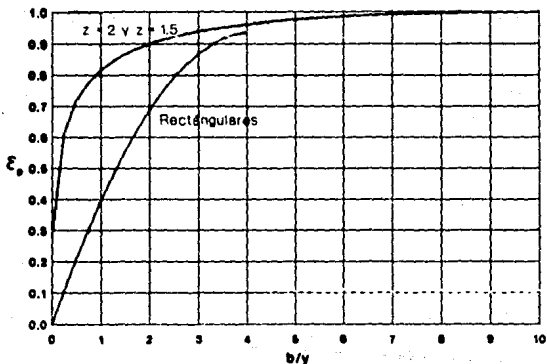


FIGURA 3.6 Gráfica para obtener el factor c en la plantilla.

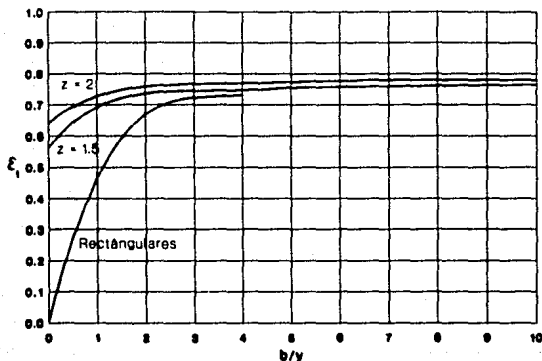


FIGURA 3.7 Gráfica para obtener el factor c en los taludes.

Para facilitar la programación del método en computadora, se ajustaron las curvas presentadas por el U.S.B.R. para los factores c_p y c_i , dando como resultado siguientes expresiones

Expresiones para calcular el factor c_p

Para $z = 0$

$$c_p = -0.0049 + 0.4571 \frac{b}{y} - 0.0554 \left(\frac{b}{y} \right)^2 \quad (3.34)$$

Para $z = 0$

Si $0 \leq b/y < 0.25$

$$c_p = 0.28 + 1.3264 \frac{b}{y} \quad (3.35)$$

Si $0.25 \leq b/y \leq 8$

$$c_p = e^{\left(-0.2029 + 0.1634 \operatorname{Ln} \frac{b}{y} - 0.0324 \left(\operatorname{Ln} \frac{b}{y} \right)^2 \right)} \quad (3.36)$$

Si $8 < b/y \leq 10$

$$c_p = 1 - (0.383) e^{\left(-0.5968 \frac{b}{y} \right)} \quad (3.37)$$

Expresiones para calcular el factor c_t

Para $z = 0$

$$c_t = 0.00713 + 0.6228 \frac{b}{y} - 0.1815 \left(\frac{b}{y} \right)^2 + 0.01781 \left(\frac{b}{y} \right)^3 \quad (3.38)$$

Para $z = 1$

Si $0 \leq b/y \leq 5$

$$c_t = 0.564 + 0.1929 \frac{b}{y} - 0.0794 \left(\frac{b}{y} \right)^2 + 0.01494 \left(\frac{b}{y} \right)^3 - 0.001314 \left(\frac{b}{y} \right)^4 + 0.000045 \left(\frac{b}{y} \right)^5 \quad (3.39)$$

Si $5 < b/y \leq 10$

$$c_t = 0.74575 + 0.001925 \frac{b}{y} \quad (3.40)$$

Para $z = 2$

Si $0 \leq b/y < 6.5$

$$c_t = 0.642 + 0.127 \frac{b}{y} - 0.05086 \left(\frac{b}{y} \right)^2 + 0.0099119 \left(\frac{b}{y} \right)^3 - 0.000909 \left(\frac{b}{y} \right)^4 + 0.000031 \left(\frac{b}{y} \right)^5 \quad (3.41)$$

Si $6.5 \leq b/y \leq 10$

$$c_t = 0.78 \quad (3.42)$$

Por otra parte el valor medio del esfuerzo cortante producido por el flujo se evalúa con la ecuación 3.09.

$$\tau_o = \gamma R S_o$$

Pero para un canal hidráulicamente ancho, el radio hidráulico puede confundirse con el tirante

$$\tau_o = \gamma y S_o \quad (3.43)$$

Además se parte de que $\tau_o = \tau_c$ (Ec 3.09), entonces

$$\tau_c = \gamma y S_o \quad (3.44)$$

Según "U.S. Bureau of Reclamation" a la ec 3.44 se debe de afectar con el factor c , de donde surgen dos ecuaciones: una para evaluar el esfuerzo cortante crítico en la plantilla y otra para el esfuerzo cortante crítico en los taludes.

Para la plantilla

$$\tau_{cp} = c_p \gamma y S_o \quad (3.45)$$

Para los taludes

$$\tau_{ct} = c_t \gamma y S_o \quad (3.46)$$

Al despejar el tirante de 3.45 y 3.46 se obtienen

$$y_p = \frac{\tau_{cp}}{c_p \gamma S_o} \quad (3.47)$$

$$y_t = \frac{\tau_{ct}}{c_t \gamma S_o} \quad (3.48)$$

y_p es el tirante máximo aceptable según las condiciones de inicio de arrastre en la plantilla.

y_t es el tirante máximo aceptable según las condiciones de inicio de arrastre en los taludes.

Como ya se explicó en el Capítulo II, para obtener el esfuerzo cortante crítico que resiste el material diversos autores han desarrollado criterios que permiten obtenerlo.

Estos criterios calculan el valor del esfuerzo cortante crítico que resiste el material en la plantilla del canal, τ_{cp} , para conocer el valor del esfuerzo cortante crítico que resiste el material en los taludes, τ_{ct} , se establece la siguiente relación

$$K = \frac{\tau_{ct}}{\tau_{cp}} \quad (3.49)$$

K es la relación de esfuerzos.

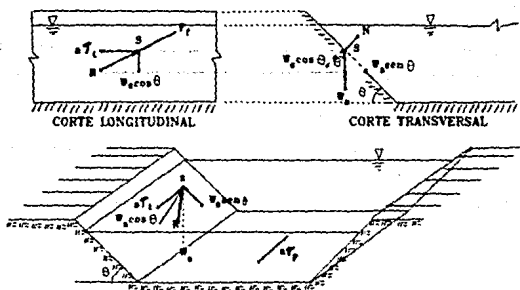
Los valores τ_{ct} y τ_{cp} se deducen del análisis de fuerzas que actúan sobre las partículas de las paredes de un canal, la figura 3.8.

De donde se concluye que, por ser perpendiculares entre sí, la resultante de las fuerzas actuantes es

$$R = \sqrt{W_n^2 \operatorname{sen}^2 \theta + a^2 \tau_{ct}^2} \quad (3.50)$$

La partícula en estas condiciones está equilibrada por la fuerza de fricción ejercida sobre ella, que es igual al producto de la componente normal al talud correspondiente al peso de la partícula, $W_n \cos \theta$, multiplicada por el coeficiente de fricción interna, $\tan \phi$ (Cap II), esto es

$$F_f = W_n \cos \theta \tan \phi \quad (3.51)$$



- S Partícula del material.
- a Área efectiva de la partícula, en m^2 (Área de la partícula que se opone a la corriente de agua).
- T_t Esfuerzo tangencial de arrastre en el talud del canal, en kg/m^2 .
- T_p Esfuerzo tangencial de arrastre en la plantilla del canal, en kg/m^2 .
- W Peso de la partícula sumergida, en kg .
- θ Ángulo del talud.
- R Resultante de fuerzas actuantes.
- N Fuerza normal, $N = W \cos \theta$.
- F_f Fuerza de fricción, $F_f = \mu N$.
- ϕ Ángulo de reposo del material.
- μ Coeficiente de fricción interna, $\mu = \tan \phi$.

NOTA: La fuerza tangencial de arrastre T_t y la componente del peso en la dirección de la pendiente máxima del talud ($W \cos \theta$), hacen que la partícula tienda a moverse.

FIGURA 3.8 Diagrama de cuerpo libre de una partícula del talud de un canal trapecial.

En el caso límite, cuando la partícula está a punto de ser arrastrada, se establece el siguiente equilibrio.

$$W_p \cos \theta \tan \phi = \sqrt{W_p^2 \sin^2 \theta + a^2 \tau_t^2} \quad (3.52)$$

Elevando al cuadrado y dividiendo ambos términos entre $W_p^2 \sin^2 \theta \tan^2 \phi$

$$\frac{a^2 \tau_t^2}{W_p^2 \cos^2 \theta \tan^2 \phi} = 1 - \frac{\sin^2 \theta}{\cos^2 \theta \tan^2 \phi} \quad (3.53)$$

Simplificando y despejando τ_t

$$\tau_t = \frac{W_p}{a} \cos \theta \tan \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad (3.54)$$

En el caso de partículas descansando en la plantilla del canal, $\theta = 0$, con lo que la ecuación anterior se reduce a

$$\tau_p = \frac{W_p}{a} \tan \phi \quad (3.55)$$

Sustituyendo la ec 3.49

$$K = \frac{\tau_t}{\tau_p}$$

en las ecs 3.54 y 3.55, se obtiene

$$K = \frac{\frac{W_p}{a} \cos \theta \tan \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}}{\frac{W_p}{a} \tan \phi} \quad (3.56)$$

Simplificando y elevando al cuadrado

$$K^2 = \cos^2 \theta \left[1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi} \right] \quad (3.57)$$

Efectuando operaciones y sustituyendo, $\cos^2 \theta \tan^2 \theta = \sin^2 \theta$, se llega a

$$K^2 = \cos^2 \theta - \frac{\sin^2 \theta}{\tan^2 \phi} \quad (3.58)$$

Aplicando la relación trigonométrica²³

$$\cos^2 \theta = 1 - \sin^2 \theta \quad (3.59)$$

Se tiene

$$K^2 = 1 - \sin^2 \theta - \frac{\sin^2 \theta}{\tan^2 \phi} \quad (3.60)$$

Factorizando $\sin^2 \theta$ y haciendo común denominador a $\tan^2 \phi$

$$K^2 = 1 - \sin^2 \theta \left(\frac{\tan^2 \phi + 1}{\tan^2 \phi} \right) \quad (3.61)$$

Recordando, de las relaciones trigonométricas²⁴

$$\frac{\tan^2 \theta + 1}{\tan^2 \theta} = \frac{1}{\sin^2 \theta} \quad (3.62)$$

Sustituyendo 3.62 en 3.61 y despejando K

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \quad (3.63)$$

Como medida de seguridad la relación de esfuerzos nunca debe de ser menor que 0.5, o sea

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \geq 0.5 \quad (3.64)$$

La ecuación anterior sólo depende del ángulo del talud, y del ángulo de reposo del material, es decir, la relación de esfuerzos esta en función de las características geométricas y del material que configura al canal. Apoyados en esta expresión se puede calcular la máxima inclinación aceptable del talud, desde el punto de vista hidráulico, esto es, si se despeja θ de 3.64 se tiene

$$\theta \leq \sin^{-1} \sqrt{0.75 \sin^2 \phi} \quad (3.65)$$

y de la geometría sabemos que

$$z = \frac{1}{\tan \theta} \quad (3.66)$$

Al valor calculado con 3.66 hay que compararlo con los recomendados en la tabla 3.1 y seleccionar para el diseño el mayor valor de los dos.

En el caso de materiales cohesivos al comparar la componente de la fuerza de gravedad que provoca la caída de las partículas con la fuerza de cohesión, se concluye que mucho mayor esta última, por lo que la relación de esfuerzos se puede suponer igual a uno²⁶.

Con esto, para diseñar un canal no revestido sin arrastre por el método de esfuerzo cortante crítico se debe seguir el siguiente algoritmo.

3.2.1.1 Algoritmo para el diseño de canales no revestidos por el método de Esfuerzo Cortante Crítico.

Contando con los datos básicos para diseño (apartado 3.1), los pasos a seguir son :

1. Suponer una relación b/y .
2. Hallar los valores correspondientes de c_p y c_t , de las figuras 3.6 y 3.7 respectivamente o aplicando de las ecs 3.34 a 3.42 la que corresponda.
3. Evaluar las ecs 3.47 y 3.48, para encontrar los valores de y_p y de y_t .

$$y_p = \frac{\tau_{cp}}{c_p \gamma S_0}$$

$$y_t = \frac{\tau_{ct}}{c_t \gamma S_0}$$

4. Si $y_p = y_t$ entonces $y = y_t$, o bien si $y_p < y_t$ entonces $y = y_p$.
5. Calcular el valor de la base con

$$b = \frac{b}{y} y \quad (3.67)$$

6. Calcular el perímetro mojado y el área hidráulica

$$P = b + 2 y \sqrt{1 + z^2} \quad (3.68)$$

$$A = b y + z y^2 \quad (3.69)$$

7. Con los valores de perímetro y área calcular el radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.70)$$

8. Usando una ecuación de resistencia calcular la velocidad, como lo es la fórmula de Manning.

$$U_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

9. Con la ecuación de continuidad evaluar el gasto.

$$Q_1 = U_1 A \quad (3.71)$$

10. Si $Q_1 \neq Q$ entonces los valores de "b" y "y" corresponden al diseño, de otra manera regresar al punto número 1

Para facilitar el cálculo, los resultados pueden ordenarse como se indica en la tabla 3.IV.

TABLA 3.IV Disposición de resultados en el método de esfuerzo cortante crítico.

Paso: 1 2 3 4 5 6 7 8 9

b/y	c_p	c_t	y_p	y_t	y	b	P	A	R	U_1	Q_1
			m	m	m	m	m	m ²	m	m/s	m ³ /s

NOTA : Este algoritmo puede programarse facilmente en cualquier lenguaje de programación o en alguna hoja electrónica de cálculo, lo que indudablemente proporciona resultados confiables e inmediatos.

3.2.2 Método de la Velocidad Crítica.

El método de la velocidad crítica para diseño de canales no revestidos se basa en igualar la velocidad de la corriente con la velocidad crítica (Cap II), ya sea la velocidad media o la velocidad cerca del fondo.

$$\bar{U} = U_c \quad (3.72)$$

ó

$$u = u_c \quad (3.73)$$

Con esta idea, contando con los datos básicos para diseño, se deben aplicar los siguientes algoritmos según sea el caso.

3.2.2.1 Algoritmo para el diseño de canales no revestidos por el método de Velocidad Media Crítica.

El proceso para obtener la geometría de un canal trapecial sin arrastre esta contemplado por los siguientes puntos :

1. Igualar una ecuación de resistencia al flujo, (\bar{U}) con una para calcular la velocidad media crítica, (U_c), al resolver se conoce el valor del Radio Hidráulico, R, por ejemplo, la fórmula de Manning con el criterio de Maza - García.

2. Sustituir R en cualquiera de las ecuaciones de \bar{U} ó U_c , entonces se obtiene la velocidad media crítica del flujo.

3. Calcular el área de la sección, (ec 3.71)

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

4. De la geometría se conoce que (ec 3.69)

$$A = (b + zy) y$$

5. Obtener el perímetro mojado (ec 3.70)

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

6. Sustituir P en la ec 3.68.

$$P = b + 2y \sqrt{z^2 + 1}$$

7. Resolver el sistema de ecuaciones definido por los pasos 4 y 6 de donde se determina el tirante y el ancho de plantilla, "y" y "b".

Este es el algoritmo usado normalmente en la práctica, aquí se recomienda usar un algoritmo basado en las mismas hipótesis, solamente que con el la solución se obtiene de forma iterativa, esto con el fin de observar claramente la sensibilidad del método a cualquier cambio en las variables, el procedimiento es como sigue :

1. Suponer el valor del tirante.
2. Calcular U_c de acuerdo al criterio de inicio de arrastre.
3. Calcular $A = \frac{Q}{U_c}$
4. Determinar $b = \frac{A - y^2}{y}$
5. Obtener $P = b + 2y \sqrt{z^2 + 1}$
6. Calcular $R = \frac{A}{P}$
7. Usando una ecuación de resistencia al flujo calcular la velocidad, V_1 , por ejemplo la ecuación de Manning.

$$V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

8. Hacer $Q_1 = V_1 A$.
9. Si $V_1 \neq U_c$ y $Q_1 \neq Q$ entonces se tiene el diseño, de otra forma volver al punto 1.

Para ordenar los cálculos se recomienda usar una tabla como la 3.V.

TABLA 3.V Disposición de resultados en el método de velocidad media crítica.

Paso: 1 2 3 4 5 6 7 8

y	U_c	A	b	P	R	V_1	Q_1
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s

NOTA: Este algoritmo puede programarse con mayor facilidad que el usado regularmente

2.2.2 Algoritmo para el diseño de canales no revestidos por el método de velocidad en el fondo crítica.

En este caso el algoritmo es como sigue

1. Proponer el valor del tirante.
2. Calcular u_c con un criterio de inicio de arrastre.
3. Obtener R auxiliándose de las ecuaciones de Fuentes y Carrasquel (ecs 3.30 a la 3.32).

$$R = \frac{1}{S S_o} \left[\frac{u}{2.5 \text{ Ln} \frac{e^{0.48 d}}{K_s}} \right]^3$$

$$B = 2.5 \text{ Ln} \left[\frac{1}{9.025 R_o} + \frac{1}{30} e^{\left(-\frac{10.78}{R_o} \right)} \right]$$

$$R_o = \frac{\sqrt{S y S_o} K_s}{\nu}$$

4. Calcular la velocidad V_1 con la ecuación de Manning (Ec 3.20).
5. Determinar $A = Q/V_1$.
6. Determinar $b = \frac{A - y^3}{y}$
7. Obtener $P = b + 2y \sqrt{z^2 + 1}$
8. Calcular $R_1 = \frac{A}{P}$
9. Hacer

$$Q_1 = \frac{1}{n} A R_1^{2/3} S^{1/2}$$

10. Si $R_1 \neq R$ y $Q_1 \neq Q$ entonces se tiene el diseño, si no es así volver al punto 1.

Los cálculos se pueden ordenar como en la tabla 3.VI.

TABLA 3.VI Disposición de resultados en el método de velocidad en el fondo crítica.

Paso: 1 2 3 4 5 6 7 8 9

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s

Al finalizar el diseño del canal, ya sea empleando el método de esfuerzo cortante crítico o el de velocidad crítica, los valores determinados serán el del ancho de plantilla y el del tirante, pero aún falta determinar la magnitud del bordo libre²⁶, B.L., al que citamos a continuación.

3.3 Bordo libre, B.L.

El bordo libre de un canal es la distancia vertical que existe entre la superficie libre del agua y la parte más alta del canal. Esta distancia debe ser suficiente para prevenir las fluctuaciones de la superficie libre del agua que tienden a desbordar el canal. Los factores de los que depende son el tamaño del canal, la velocidad del agua, la curvatura del canal, las condiciones de lluvia, las fluctuaciones en el nivel del agua durante la operación de las estructuras de regularización de flujo, y la acción del viento. Si se analiza detenidamente, la presencia de ondas pronunciadas y fluctuaciones de la superficie libre del agua son esperadas generalmente en canales donde la velocidad es muy alta y la pendiente muy grande²⁷, características que difícilmente pueden ser soportadas por un canal no revestido, en donde principalmente las fluctuaciones se deben a la acción del viento.

Hasta ahora no existe una regla universal que sea aceptada para la determinación del bordo libre, porque la acción de las ondas o la variación de la superficie libre del agua en el canal son creadas por muchas causas incontrolables. La mayoría de los autores admite una variación del bordo libre entre el 5% y el 30% de la profundidad del flujo. Ahora bien, considerando que el viento es el principal factor que origina las fluctuaciones del nivel del agua en los canales no revestidos, el porcentaje debe ser función de la superficie libre del agua, área en donde actúa el viento, así, si el ancho de superficie libre del agua, B, es menor de 8 metros el bordo libre será

calculado como el 10% de la profundidad del flujo, si es menor de 20 metros será del orden del 20% y si supera los 20 metros se aplicará el 30% .

Una vez determinado el bordo libre, se obtiene la altura de los taludes, a los que, si bien, cumplen con las condiciones de estabilidad desde el punto de vista hidráulico, existe la posibilidad de que fallen por satisfacer las especificaciones de la mecánica de suelos. Los taludes de un canal no revestido pueden perder su estabilidad por alguna de las siguientes razones :

3.4 Estabilidad de taludes²⁹.

Aquí sólo mencionaremos, sin entrar en detalle, diferentes mecanismos de falla, que se deben considerar para verificar la estabilidad de los taludes en el canal, estos mecanismos son :

- a) Falla rotacional.
- b) Falla translacional.
- c) Fallas con superficie compuesta.
- d) Fallas múltiples.
- e) Derrumbes y caídas.
- f) Fallas por erosión.
- g) Fallas por tubificación.
- h) Fallas por agrietamiento.
- i) Fallas por licuación.
- j) Fallas por deformación en los hombros de los taludes.

NOTA : Para conocer la forma de revisar para estos tipos de falla consultar el capítulo 6 de "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", referencia 29.

Si los taludes calculados en el diseño hidráulico, al ser revisados se determina que no fallaran, entonces se tendrá el diseño del canal, en caso contrario, hay que modificar su valor y repetir el diseño del canal hasta que se cumplan con todos los criterios de estabilidad.

Para finalizar, las magnitudes obtenidas deberán ser adaptadas a medidas prácticas.

3.5 Ejemplos.

Todas las tablas de cálculo desarrolladas en los ejemplos fueron obtenidas por medio de programas para computadores.

3.5.1 Ejemplo 3.1

Diseñar un canal no revestido sin arrastre, con sección trapecial para que conduzca $10 \text{ m}^3/\text{s}$, con una pendiente de 0.0015, usando

- El método de esfuerzo cortante crítico, con el criterio de Lane para calcular τ_c .
- El método de velocidad crítica y la ecuación de Maza García para evaluar U_c .

El material del lugar gravas poco redondeadas con $\gamma_s = 2250 \text{ kg}_f/\text{m}^3$, $D_{10} = 21.00 \text{ mm}$, $D_{30} = 15.80 \text{ mm}$, $D_{75} = 26.30 \text{ mm}$, $D_{84.13} = 33.60 \text{ mm}$, $D_{90} = 23.80 \text{ mm}$ y $n = 0.025$.

La temperatura promedio del agua es de 20°C .

SOLUCION.

Con $t = 20^\circ\text{C}$ de la tabla 2.1, $\gamma = 998.23 \text{ kg}_f/\text{m}^3$, $\nu = 1.0066 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Con D_{75} de la tabla 2.1, $\phi = 33.09^\circ$; sustituyendo ϕ en la ec 3.65

$$\theta = \tan^{-1} \sqrt{0.75 \tan^2(33.09)}$$

$$\theta = 26.57^\circ$$

Así de 3.66 el talud es

$$z = \frac{1}{\tan(26.57)}$$

$$z = 2.00$$

a) Método del esfuerzo cortante crítico.

Con el criterio de Lane se calcula τ_{cp} ; como $D_{75} > 5$ mm, de 2.20

$$\tau_{cp} = 0.04855 (2250 - 998.23) (0.0263)$$

$$\tau_{cp} = 1.60 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

Para τ_{ct}

$$\tau_{ct} = K \tau_{cp}$$

El valor de K se obtiene con la ec 3.60

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2(26.57)}{\text{sen}^2(33.09)}} = 0.574 > 0.5$$

se acepta α por condición de esfuerzo cortante, así que

$$\tau_{ct} = 0.574 (1.60)$$

$$\tau_{ct} = 0.92 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

La velocidad media será calculada con la fórmula de Manning (ec 3.20)

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

Siguiendo el algoritmo del apartado 3.2.1.1 se obtiene la tabla de cálculo :

Tabla de cálculo.

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	A m ²	P m	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.000	0.962	0.770	1.11	0.80	0.80	3.18	3.797	6.74	0.56	1.06	4.013
6.395	0.989	0.778	1.08	0.79	0.79	5.03	5.203	8.56	0.61	1.11	5.786
9.089	0.998	0.780	1.07	0.78	0.78	7.14	6.833	10.65	0.64	1.15	7.877
11.019	0.998	0.780	1.07	0.78	0.78	8.65	8.022	12.16	0.66	1.17	9.418
11.660	0.998	0.780	1.07	0.78	0.78	9.15	8.417	12.66	0.66	1.18	9.932
11.740	0.998	0.780	1.07	0.78	0.78	9.22	8.466	12.73	0.67	1.18	9.996
11.745	0.998	0.780	1.07	0.78	0.78	9.22	8.470	12.73	0.67	1.18	10.000

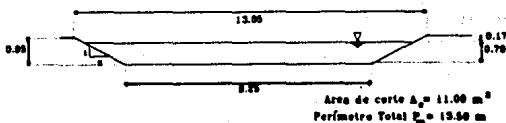
Diseño hidráulico :

$$y = 0.78 \text{ m} \quad b = 9.22 \text{ m} \quad z = 2.00$$

Aceptando que el bordo libre es un 20% del tirante

$$B.L. = 0.16 \text{ m}$$

Finalmente la sección es



b) Método de la velocidad crítica.

1. Igualar \bar{U} y U_c , al resolver se conoce el valor del Radio Hidráulico, R.
Ecuación de Maza-García (ec 2.34).

$$U_c = 4.71 \Delta D_m^{1/2} R^{0.36} S^{0.15}$$

Ecuación de Manning (ec 3.20).

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

Como $U_c = \bar{U}$

$$4.71 \left(\frac{2250 - 998.23}{998.23} \right)^{1/2} (0.21)^{0.36} R^{0.15} = \frac{1}{0.025} R^{2/3} (0.0015)^{1/2}$$

Efectuando operaciones y despejando R

$$R = (0.6807223149)^{\frac{1}{\frac{2}{3} - 0.15}}$$

Entonces $R = 0.78 \text{ m}$

2. Sustituir R en cualquiera de las ecuaciones de \bar{U} ó U_c , entonces se obtiene la velocidad crítica del flujo.

$$U_c = 1.315 \text{ m/s}$$

3. Calcular el área de la sección, (ec 3.71).

$$A = \frac{Q}{\bar{U}} = \frac{10}{1.315}$$

$$A = 7.60 \text{ m}^2$$

4. De la geometría se conoce que (ec 3.69).

$$7.60 = by + 2y^2$$

5. Obtener el perímetro mojado de ec 3.70

$$P = \frac{7.60}{0.78}$$

$$P = 9.75 \text{ m}$$

6. Sustituir P en 3.68

$$9.75 = b + 2y \sqrt{2^2 + 1}$$

7. Resolver el sistema de ecuaciones definido en los pasos 4 y 6 de donde se determina el tirante y el ancho de plantilla, "y" y "b".

Al simplificar

$$-2.472136 y^2 + 9.75 y - 7.60 = 0$$

De aquí se tienen dos posibles soluciones :

$$\text{Solución 1 : } y_1 = 1.07 \text{ m } \quad b_1 = 4.97 \text{ m}$$

$$\text{Solución 2 : } y_2 = 2.87 \text{ m } \quad b_2 = -3.08 \text{ m}$$

Debido a que no es posible se tengan resultados negativos, se elige la solución 1. Con lo que se llega finalmente al diseño del canal.

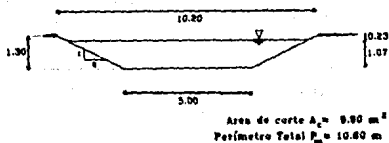
Diseño hidráulico :

$$y = 1.07 \text{ m} \quad b = 4.97 \text{ m} \quad z = 2.00$$

Aceptando que B.L. = 0.2 y

$$B.L. = 0.21$$

La sección finalmente queda :



NOTA : Para los ejemplos posteriores se aplicará el procedimiento para diseño por el método de velocidad crítica propuesto en este trabajo.

3.5.2 Ejemplo 3.2

Obtener el diseño hidráulico de un canal no revestido sin arrastre y con sección trapecial para que conduzca $10 \text{ m}^3/\text{s}$, con $S = 0.00025$, el material tiene un ángulo de fricción $\phi = 21.11^\circ$ y una rugosidad $n = 0.0099$; la curva granulométrica se ajusta a una distribución Log-Normal con $\sigma_g = 1.3031$ y $D_{50} = 0.2025 \text{ mm}$, además se proporciona el valor de: $D_{10} = 0.2098 \text{ mm}$, $D_{75} = 0.2025 \text{ mm}$, $D_{84.13} = 0.2639 \text{ mm}$, $D_{90} = 0.2843 \text{ mm}$. El peso específico es de $2703 \text{ kg}_f/\text{m}^3$; se supone $\gamma = 998.23 \text{ kg}_f/\text{m}^3$ y $\nu = 1.0066 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. (Omitir el cálculo del bordo libre).

1. Usar el método del esfuerzo cortante crítico. Para obtener τ_c usar el criterio de :
 - 1a) Shields.
 - 1b) Meyer-Peter y Müller.
 - 1c) Lane (Agua Clara).
 - 1d) García Flores.
2. Usar el método de la velocidad crítica, con el algoritmo de la velocidad media crítica, aplicando para calcular U_c el criterio de :
 - 2a) Criterio de Maza - García.
 - 2b) Criterio de Goncharov.
 - 2c) Criterio de Neill.
 - 2d) Criterio de Garde.
3. Usar el método de velocidad crítica, aplicando el algoritmo para la velocidad en el fondo crítica. Para calcular u_c usar el criterio de :
 - 3a) Maza - García.
 - 3b) Mavis.
 - 3c) Carstens.
 - 3d) Garde.

SOLUCION

Cálculo de la inclinación del talud

$$\theta = \text{sen}^{-1} \sqrt{0.75 \text{sen}^2(21.11)}$$

$$\theta = 18.17^\circ$$

Así de 3.66 el talud es

$$z = \frac{1}{\tan(18.17)}$$

$$z = 3.05$$

Pero ajustando a una inclinación práctica, $z = 3.25$, entonces

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3.25}\right) = 17.10^\circ$$

El valor de K se obtiene con la ec 3.60

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2(17.10)}{\text{sen}^2(21.11)}} = 0.577 > 0.5$$

entonces se acepta z por condición de esfuerzo cortante.

$$K_s = 2.53 (0.0002639) = 0.00067$$

Se supone $d = K_s$

ia) Criterio de Shields.

Cálculo de τ_c .

Aplicando el criterio de Shields (Cap II)

$$\tau_c = 0.06 (2703 - 998.23) 0.0002098 = 2.146 \times 10^{-2} \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$U_{*c} = \sqrt{\frac{2.146 \times 10^{-2}}{101.75}} = 1.4523 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$R_{*c} = \frac{1.4523 \times 10^{-2} (0.0002098)}{1.0066 \times 10^{-6}} = 3.0267$$

Como $3 < R_{ec} \leq 10$

$$\tau_c = 0.07607(101.57)^{1/9}(1.0066 \times 10^{-6})^{2/9}(2703 - 998.23)^{8/9}(0.0002098)^{2/3}$$

$$\tau_c = 1.5561 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$U_{ec} = \sqrt{\frac{1.556 \times 10^{-2}}{101.75}} = 1.23266 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$R_{ec} = \frac{1.2327 \times 10^{-2} (0.0002098)}{1.0066 \times 10^{-6}} = 2.5774$$

Como $R_{ec} < 3$

$$\tau_c = 0.1643(101.57)^{1/4}(1.0066 \times 10^{-6})^{1/2}(2703 - 998.23)^{3/4}(0.0002098)^{1/4}$$

$$\tau_c = 1.6717 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$U_{ec} = \sqrt{\frac{1.672 \times 10^{-2}}{101.75}} = 1.2817 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$R_{ec} = \frac{1.2817 \times 10^{-2} (0.0002098)}{1.0066 \times 10^{-6}} = 2.6714$$

Debido a que R_{ec} se mantiene en el mismo rango.

$$\tau_{cp} = 0.0167 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

entonces

$$\tau_{ct} = 0.577 (0.0167) = 0.0097 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

Con lo que se puede aplicar el algoritmo para esfuerzo cortante crítico :

b/y	c _p	c _t	y _p m	y _t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U ₁ m/s	Q ₁ m ³ /s
4.00	0.962	0.770	0.07	0.05	0.050	0.20	0.54	0.018	0.034	0.167	0.0031
8.00	0.997	0.780	0.07	0.05	0.050	0.40	0.73	0.028	0.038	0.180	0.0050
15.99	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	0.79	1.13	0.047	0.042	0.193	0.0091
31.97	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	1.59	1.92	0.087	0.045	0.202	0.0175
63.89	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	3.17	3.50	0.165	0.047	0.208	0.0344
127.56	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	6.32	6.66	0.322	0.048	0.212	0.0681
254.25	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	12.60	12.94	0.633	0.049	0.214	0.1352
505.06	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	25.04	25.38	1.249	0.049	0.215	0.2680
996.59	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	49.41	49.75	2.457	0.049	0.215	0.5284
1940.51	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	96.21	96.54	4.778	0.049	0.215	1.0285
3681.44	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	182.52	182.85	9.057	0.050	0.215	1.9508
6644.72	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	329.43	329.76	16.340	0.050	0.215	3.5206
10950.07	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	542.87	543.21	26.922	0.050	0.215	5.8015
15547.48	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	770.80	771.14	38.222	0.050	0.216	8.2370
18288.44	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	906.69	907.03	44.959	0.050	0.216	9.6891
18857.00	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	934.88	935.21	46.357	0.050	0.216	9.9903
18875.25	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	935.78	936.12	46.401	0.050	0.216	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 935.78$ m, $y = 0.05$ m, $z = 3.25$

1b) Criterio de Meyer-Peter y Müller.

Cálculo de τ_c

$$\tau_{cp} = 0.047 (2703 - 998.23) 0.0002098 = 0.0168 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

entonces

$$\tau_{ct} = 0.577 (0.0168) = 0.0097 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

La tabla de cálculo para el algoritmo del esfuerzo cortante crítico queda :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.770	0.07	0.05	0.051	0.20	0.55	0.019	0.034	0.167	0.0031
8.00	0.997	0.780	0.07	0.05	0.050	0.40	0.74	0.028	0.038	0.180	0.0050
15.99	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	0.80	1.14	0.048	0.042	0.193	0.0092
31.97	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	1.59	1.93	0.088	0.045	0.203	0.0178
63.89	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	3.19	3.52	0.167	0.047	0.209	0.0349
127.55	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	6.36	6.70	0.325	0.049	0.213	0.0691
254.22	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	12.67	13.01	0.640	0.049	0.214	0.1372
504.96	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	25.17	25.51	1.263	0.050	0.215	0.2720
996.19	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	49.66	50.00	2.484	0.050	0.216	0.5361
1938.97	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	96.66	97.00	4.827	0.050	0.216	1.0430
3675.70	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	183.25	183.58	9.143	0.050	0.216	1.9768
6624.78	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	330.27	330.61	16.473	0.050	0.216	3.5624
10889.52	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	542.88	543.22	27.072	0.050	0.216	5.8555
15402.70	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	767.88	768.21	38.289	0.050	0.216	8.2821
18048.73	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	899.79	900.13	44.866	0.050	0.216	9.7048
18581.54	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	926.35	926.69	46.190	0.050	0.216	9.9913
18597.75	1.000	0.780	0.07	0.05	0.050	927.16	927.50	46.230	0.050	0.216	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 927.16$ m, $y = 0.05$ m, $z = 3.25$

1c) Criterio de Lane (Agua clara)

Cálculo de τ_c

Como $D_{75} < 5$ mm: para agua clara

$$\tau_{cp} = 0.11143 + 0.07284(0.0002421) + 0.0079(0.0002421)^2 = 0.1114 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

y

$$\tau_{ct} = 0.577(0.1114) = 0.0643 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

El algoritmo se resuelve y los resultados se presentan en la tabla de cálculo :

b/y	c _p	c _t	y _p m	y _t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U ₁ m/s	Q ₁ m ³ /s
4.00	0.962	0.770	0.46	0.33	0.335	1.34	3.62	0.813	0.225	0.591	0.4804
7.81	0.996	0.780	0.45	0.33	0.331	2.58	4.83	1.208	0.250	0.634	0.7660
15.02	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	4.96	7.21	1.996	0.277	0.678	1.3535
28.00	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	9.26	11.50	3.414	0.297	0.711	2.4262
49.21	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	16.27	18.51	5.731	0.310	0.731	4.1886
77.81	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	25.72	27.97	8.855	0.317	0.742	6.5703
104.50	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	34.54	36.79	11.771	0.320	0.747	8.7944
117.09	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	38.70	40.95	13.147	0.321	0.749	9.8446
118.91	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	39.30	41.55	13.346	0.321	0.749	9.9963
118.96	1.000	0.780	0.45	0.33	0.331	39.32	41.57	13.350	0.321	0.749	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 39.32$ m, $y = 0.33$ m, $z = 3.25$

1d) Criterio de García Flores

Cálculo de τ_c

Como $1.5 \leq \sigma \leq 2.772$

$$\tau_c = \frac{\sigma}{9} (1.3031)^{4/3} \left[0.047 (2703 - 998.23) (0.0002025) \right] = 0.01807 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$\tau_{cp} = 0.01807/1.3 = 0.0139 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

y τ_{ct} entonces es

$$\tau_{ct} = 0.577 (0.0139) = 0.008 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

El desarrollo del algoritmo queda :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.770	0.06	0.04	0.042	0.17	0.45	0.013	0.028	0.148	0.0019
8.00	0.997	0.780	0.06	0.04	0.041	0.33	0.61	0.019	0.031	0.159	0.0030
16.00	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	0.66	0.94	0.033	0.035	0.170	0.0056
31.98	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	1.32	1.60	0.060	0.038	0.179	0.0108
63.93	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	2.64	2.92	0.115	0.039	0.184	0.0211
254.92	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	10.53	10.81	0.440	0.041	0.189	0.0833
507.72	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	20.97	21.25	0.872	0.041	0.190	0.1656
1981.04	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	81.82	82.10	3.385	0.041	0.191	0.6451
7189.92	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	296.95	297.23	12.269	0.041	0.191	2.3406
12697.00	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	524.39	524.67	21.663	0.041	0.191	4.1331
27081.04	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	1118.45	1118.74	46.198	0.041	0.191	8.8150
30715.60	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	1268.56	1268.84	52.398	0.041	0.191	9.9980
30721.67	1.000	0.780	0.06	0.04	0.041	1268.81	1269.09	52.408	0.041	0.191	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 1268.81$ m, $y = 0.04$ m, $z = 3.25$

2a) Criterio de Maza - García

Al aplicar el algoritmo de cálculo para la velocidad media crítica se tiene :

y m	V m/s	A m ²	b m	P m	R m	V_1 m/s	Q_1 m ³ /s
0.46	0.282	35.40	75.47	78.59	0.45	0.938	33.224
0.14	0.236	42.39	305.70	306.64	0.14	0.427	18.099
0.08	0.216	46.33	605.42	605.94	0.08	0.288	13.331
0.06	0.207	48.38	842.83	843.22	0.06	0.238	11.492
0.05	0.200	49.90	1068.67	1068.99	0.05	0.207	10.331
0.05	0.199	50.14	1109.42	1109.73	0.05	0.203	10.159
0.04	0.199	50.32	1139.61	1139.91	0.04	0.199	10.037
0.04	0.199	50.36	1146.78	1147.08	0.04	0.199	10.009
0.04	0.199	50.36	1147.92	1148.22	0.04	0.199	10.004
0.04	0.199	50.37	1148.47	1148.77	0.04	0.199	10.002
0.04	0.199	50.37	1148.73	1149.03	0.04	0.199	10.001
0.04	0.199	50.37	1148.04	1149.16	0.04	0.199	10.000

El diseño hidráulico es $b = 1148.04$ m, $y = 0.04$ m, $z = 3.25$

2b) Criterio de Goncharov.

Aplicando el algoritmo se tiene :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
0.46	0.189	52.85	113.39	116.52	0.45	0.943	49.823
0.09	0.159	63.07	682.87	683.50	0.09	0.326	20.572
0.04	0.145	69.08	1539.06	1539.36	0.04	0.202	13.933
0.03	0.138	72.24	2242.57	2242.79	0.03	0.162	11.681
0.02	0.133	75.28	3129.47	3129.63	0.02	0.133	10.018
0.02	0.133	75.31	3139.03	3139.19	0.02	0.133	10.004
0.02	0.133	75.31	3140.50	3140.67	0.02	0.133	10.002
0.02	0.133	75.31	3141.21	3141.37	0.02	0.133	10.001
0.02	0.133	75.31	3141.05	3141.71	0.02	0.133	10.000

El diseño hidráulico es $b = 3141.05$ m, $y = 0.02$ m, $z = 3.25$

2c) Criterio de Neill.

Los resultados del procedimiento se encuentran en la tabla de cálculo :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
0.46	0.298	33.51	71.36	74.49	0.45	0.938	31.426
0.15	0.247	40.56	276.62	277.61	0.15	0.443	17.969
0.08	0.224	44.72	548.73	549.29	0.08	0.300	13.417
0.05	0.205	48.73	1000.64	1000.97	0.05	0.213	10.375
0.05	0.203	49.32	1089.76	1090.07	0.05	0.203	10.003
0.05	0.203	49.33	1090.13	1090.44	0.05	0.203	10.001
0.05	0.203	49.33	1090.31	1090.62	0.05	0.203	10.001
0.05	0.203	49.33	1090.05	1090.71	0.05	0.203	10.000

El diseño hidráulico es $b = 1090.05$ m, $y = 0.05$ m, $z = 3.25$

2d) Criterio de Garde.

La tabla queda :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
0.46	0.193	51.93	111.41	114.54	0.45	0.943	48.956
0.09	0.172	57.98	616.75	617.39	0.09	0.330	19.132
0.05	0.164	60.87	1239.30	1239.64	0.05	0.214	13.037
0.04	0.161	62.14	1649.46	1649.72	0.04	0.179	11.152
0.03	0.159	63.05	2010.56	2010.78	0.03	0.159	10.013
0.03	0.159	63.06	2014.58	2014.79	0.03	0.159	10.002
0.03	0.159	63.06	2015.07	2015.28	0.03	0.159	10.001
0.03	0.159	63.06	2015.03	2015.48	0.03	0.159	10.000

El diseño hidráulico es b = 2015.03 m, y = 0.05 m, z = 3.25

3a) Criterio de Maza - García.

Cálculo de u_c

$$u_c = 1.11 \left(\frac{0.00067}{0.0002639} \right)^{0.05} \left[\left(\frac{2703 - 998.23}{998.23} \right) 9.81 (0.0002639) \right]^{1/2} = 0.077 \text{ m/s}$$

El algoritmo para velocidad en el fondo crítica conduce a la tabla :

y	u _c	R	V ₁	A	b	P	R ₁	Q ₁
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
1.59	0.077	0.0307	0.157	63.88	35.01	45.82	1.3941	127.3299
0.03	0.077	0.0279	0.147	68.12	1946.45	1946.69	0.0350	11.6392
0.03	0.077	0.0285	0.149	67.05	2405.76	2405.95	0.0279	9.8429
0.03	0.077	0.0285	0.149	67.17	2353.71	2353.90	0.0285	10.0187
0.03	0.077	0.0285	0.149	67.16	2359.81	2360.01	0.0285	9.9978
0.03	0.077	0.0285	0.149	67.16	2359.10	2359.29	0.0285	10.0003
0.03	0.077	0.0285	0.149	67.16	2359.18	2359.38	0.0285	10.0000

El diseño hidráulico es b = 2359.20 m, y = 0.03 m, z = 3.25

3b) Criterio de Mavis.

Cálculo de u_c

$$u_c = \frac{\frac{1}{2} (0.0002025)^{4/9} \left(\frac{2703 - 998.23}{998.23} \right)^{1/2}}{0.3048} = 0.098 \text{ m/s}$$

La tabla de cálculo queda :

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R_1	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
0.85	0.098	0.0479	0.211	47.45	53.06	58.84	0.8064	65.6592
0.05	0.098	0.0437	0.198	50.48	999.09	999.43	0.0505	11.0175
0.04	0.098	0.0440	0.199	50.23	1149.68	1149.97	0.0437	9.9504
0.04	0.098	0.0440	0.199	50.25	1141.47	1141.77	0.0440	10.0030
0.04	0.098	0.0440	0.199	50.25	1141.96	1142.26	0.0440	9.9998
0.04	0.098	0.0440	0.199	50.25	1141.93	1142.23	0.0440	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 1141.93 \text{ m}$, $y = 0.04 \text{ m}$, $z = 3.25$

3c) Criterio de Carstens.

Cálculo de u_c

$$u_c = \left[3.61 (\tan(21.11) \cos(0.014) - \sin(0.014)) \left(\left(\frac{2703 - 998.23}{998.23} \right) 9.81 (0.0002025) \right)^{1/2} \right]$$

$$u_c = 0.069 \text{ m/s}$$

Al aplicar el algoritmo :

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R_1	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
0.85	0.069	0.0236	0.131	76.10	86.77	92.55	0.8223	106.6773
0.02	0.069	0.0230	0.129	77.53	3177.89	3178.05	0.0244	10.4150
0.02	0.069	0.0232	0.130	77.08	3358.21	3358.37	0.0230	9.9421
0.02	0.069	0.0231	0.130	77.14	3331.92	3332.08	0.0232	10.0085
0.02	0.069	0.0231	0.130	77.14	3335.76	3335.92	0.0231	9.9988
0.02	0.069	0.0231	0.130	77.14	3335.20	3335.36	0.0231	10.0002
0.02	0.069	0.0231	0.130	77.14	3335.28	3335.44	0.0231	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 3335.28 \text{ m}$, $y = 0.02 \text{ m}$, $z = 3.25$

34) Criterio de Gardo.

$$u_c = 1.51 \left[\left(\frac{2703 - 998.23}{998.23} \right) 9.81(0.0002025) \right]^{1/2} = 0.088 \text{ m/s}$$

Los resultados son :

y	u _c	R	V ₁	A	b	P	R ₁	Q ₁
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
0.85	0.088	0.0386	0.183	54.79	61.69	67.47	0.8120	76.1575
0.04	0.088	0.0357	0.173	57.80	1429.07	1429.35	0.0404	10.8764
0.04	0.088	0.0360	0.174	57.42	1610.41	1610.65	0.0357	9.9347
0.04	0.088	0.0360	0.174	57.46	1595.54	1595.79	0.0360	10.0056
0.04	0.088	0.0360	0.174	57.45	1596.81	1597.06	0.0360	9.9995
0.04	0.088	0.0360	0.174	57.45	1596.70	1596.95	0.0360	10.0000

El diseño hidráulico es b = 1596.70 m, y = 0.04 m, z = 3.25

3.5.3 Ejemplo 3.3

Diseñar un canal no revestido sin arrastre de sección trapezoidal con taludes de 2.75, con una pendiente de plantilla de 0.00025 y gasto de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, el ángulo de reposo del material es $\phi = 23.92^\circ$ y la $n = 0.0157$; la curva granulométrica se ajusta a una distribución Log-Normal con $\sigma_g = 2.353$ y $D_{50} = 1.5643 \text{ mm}$, de donde se conoce que $D_{10} = 2.2558 \text{ mm}$, $D_{75} = 2.7859 \text{ mm}$, $D_{84.13} = 3.6807 \text{ mm}$, $D_{90} = 4.6834 \text{ mm}$. El peso específico es de $2583 \text{ kg}/\text{m}^3$; la temperatura promedio del agua es de 20°C , por lo que $\gamma = 998.23 \text{ kg}/\text{m}^3$ y $\nu = 1.0066 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. (Omitir el cálculo del bordo libre).

1. Usar el método del esfuerzo cortante crítico. Para obtener τ_c usar el criterio de :
 - 1a) Shields.
 - 1b) Meyer-Peter y Müller.
 - 1c) Lane (Agua Clara).
 - 1d) García Flores.
2. Usar el método de la velocidad crítica, aplicando el algoritmo para la velocidad media crítica y para calcular U_c el criterio de
 - 2a) Maza - García.
 - 2b) Goncharov.
 - 2c) Neill.
 - 2d) Garde.
3. Usar el método de velocidad crítica, aplicando el algoritmo para la velocidad en el fondo crítica. Para calcular u_c usar el criterio de :
 - 3a) Maza - García.
 - 3b) Navis.
 - 3c) Carstens.
 - 3d) Garde.

SOLUCION

Revisión de los taludes por esfuerzo cortante.

Cálculo de θ

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2.75}\right) = 19.98^\circ$$

El valor de K se obtiene con la ec 3.60

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2(19.98)}{\text{sen}^2(23.92)}} = 0.538 > 0.5$$

entonces se acepta z por condición de esfuerzo cortante.

1a) Criterio de Shields.

Cálculo de τ_c

Aplicando el criterio de Shields (Cap II)

$$\tau_c = 0.06 (2583 - 998.23) 0.0022558 = 0.2145 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$U_{*c} = \sqrt{\frac{0.2145}{101.75}} = 4.5912 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$R_{*c} = \frac{4.5912 \times 10^{-2} (0.0022558)}{1.0066 \times 10^{-6}} = 102.68$$

Como $10 < R_{*c} \leq 500$

$$\tau_c = 0.01498(101.57)^{1/9}(1.0066 \times 10^{-6})^{2/9}(2583 - 998.23)^{8/9}(0.0022558)^{2/3}$$

$$\tau_c = 0.1606 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$U_{*c} = \sqrt{\frac{0.1606}{101.75}} = 3.97274 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$R_{*c} = \frac{3.9727 \times 10^{-2} (0.0002098)}{1.0066 \times 10^{-6}} = 89.03$$

Debido a que R_{*c} se mantiene en el mismo rango.

$$\tau_{cp} = 0.1606 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

y

$$\tau_{ct} = 0.5381 (0.1606) = 0.0864 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

Desarrollando el algoritmo :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_L m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.770	0.67	0.45	0.450	1.80	4.43	1.367	0.308	0.460	0.6281
7.75	0.996	0.780	0.65	0.44	0.444	3.44	6.04	2.070	0.343	0.493	1.0208
14.71	1.000	0.780	0.64	0.44	0.444	6.53	9.13	3.441	0.377	0.526	1.8086
26.75	1.000	0.780	0.64	0.44	0.444	11.88	14.48	5.816	0.402	0.548	3.1891
44.97	1.000	0.780	0.64	0.44	0.444	19.97	22.57	9.408	0.417	0.562	5.2875
66.17	1.000	0.780	0.64	0.44	0.444	29.38	31.98	13.586	0.425	0.569	7.7327
81.17	1.000	0.780	0.64	0.44	0.444	36.04	38.64	16.543	0.428	0.572	9.4646
85.52	1.000	0.780	0.64	0.44	0.444	37.97	40.57	17.400	0.429	0.573	9.9664
85.80	1.000	0.780	0.64	0.44	0.444	38.10	40.69	17.457	0.429	0.573	9.9996

El diseño hidráulico es $b = 38.10$ m, $y = 0.44$ m, $z = 2.75$

1b) Criterio de Meyer-Peter y Müller

Cálculo de τ_c

$$\tau_{cp} = 0.047 (2583 - 998.23) 0.0022558 = 0.1680 \text{ kg / m}^2$$

así que

$$\tau_{ct} = 0.538 (0.168) = 0.0904 \text{ kg / m}^2$$

La tabla de cálculo queda :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_L m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.770	0.70	0.47	0.471	1.88	4.64	1.496	0.323	0.474	0.7085
7.72	0.996	0.780	0.68	0.46	0.465	3.58	6.30	2.258	0.358	0.508	1.1474
14.55	1.000	0.780	0.67	0.46	0.465	6.76	9.48	3.732	0.394	0.541	2.0198
26.16	1.000	0.780	0.67	0.46	0.465	12.15	14.87	6.237	0.419	0.564	3.5202
43.11	1.000	0.780	0.67	0.46	0.465	20.02	22.74	9.895	0.435	0.578	5.7216
61.55	1.000	0.780	0.67	0.46	0.465	28.59	31.31	13.874	0.443	0.585	8.1215
73.11	1.000	0.780	0.67	0.46	0.465	33.96	36.68	16.369	0.446	0.588	9.6269
75.84	1.000	0.780	0.67	0.46	0.465	35.23	37.95	16.958	0.447	0.589	9.9821
75.97	1.000	0.780	0.67	0.46	0.465	35.29	38.01	16.987	0.447	0.589	9.9998

El diseño hidráulico es $b = 35.29$ m, $y = 0.47$ m, $z = 2.75$

1c) Criterio de Lane (Agua Clara)

Cálculo de τ_c

Como $D_{75} > 5 \text{ mm}$

$$\tau_{cp} = 0.04855 (2583 - 998.23) 0.0027859 = 0.1116 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

por lo que

$$\tau_{ct} = 0.538(0.1116) = 0.0601 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

El algoritmo se resuelve y los resultados se presentan en la tabla de cálculo :

b/y	ϵ_p	ϵ_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.770	0.46	0.31	0.313	1.25	3.08	0.660	0.214	0.361	0.2381
7.90	0.996	0.780	0.45	0.31	0.309	2.44	4.25	1.015	0.239	0.388	0.3936
15.50	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	4.78	6.59	1.738	0.264	0.414	0.7200
29.88	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	9.22	11.03	3.108	0.282	0.433	1.3455
55.74	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	17.20	19.01	5.571	0.293	0.444	2.4756
97.68	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	30.15	31.95	9.566	0.299	0.451	4.3114
153.25	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	47.30	49.10	14.859	0.303	0.454	6.7449
203.14	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	62.69	64.50	19.610	0.304	0.455	8.9299
224.88	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	69.40	71.21	21.681	0.304	0.456	9.8821
227.53	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	70.22	72.03	21.934	0.305	0.456	9.9982
227.57	1.000	0.780	0.45	0.31	0.309	70.23	72.04	21.937	0.305	0.456	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 35.29 \text{ m}$, $y = 0.47 \text{ m}$, $z = 2.75$

1d) Criterio de García Flores

Cálculo de τ_c

Como $1.5 \leq \sigma_v \leq 2.772$

$$\tau_c = \frac{8}{9} (2.353)^{6/3} \left[0.047 (2583 - 998.23) (0.0015643) \right] = 0.32414 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$\tau_{cp} = 0.32414/1.3 = 0.2493 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

entonces

$$\tau_{ct} = 0.538 (0.2493) = 0.1342 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

El desarrollo del algoritmo queda :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.770	1.04	0.70	0.699	2.79	6.88	3.294	0.479	0.616	2.0298
7.19	0.993	0.780	1.01	0.69	0.689	4.95	8.99	4.722	0.525	0.656	3.0959
12.15	1.000	0.780	1.00	0.69	0.689	8.38	12.41	7.080	0.571	0.693	4.9045
18.34	1.000	0.780	1.00	0.69	0.689	12.64	16.68	10.021	0.601	0.717	7.1869
23.50	1.000	0.780	1.00	0.69	0.689	16.20	20.23	12.473	0.616	0.729	9.0986
25.62	1.000	0.780	1.00	0.69	0.689	17.66	21.69	13.480	0.621	0.733	9.8849
25.92	1.000	0.780	1.00	0.69	0.689	17.86	21.90	13.620	0.622	0.734	9.9944
25.93	1.000	0.780	1.00	0.69	0.689	17.87	21.91	13.627	0.622	0.734	9.9998

El diseño hidráulico es $b = 35.29 \text{ m}$, $y = 0.47 \text{ m}$, $z = 2.75$

2a) Criterio de Maza - García

Aplicando el algoritmo del método de velocidad crítica para U_c :

y m	V m/s	A m ²	b m	P m	R m	V_1 m/s	Q_1 m ³ /s
0.50	0.633	15.79	30.21	33.13	0.48	0.614	9.7036
0.52	0.636	15.72	29.09	32.11	0.49	0.626	9.8351
0.52	0.638	15.68	28.49	31.56	0.50	0.632	9.9080
0.53	0.639	15.64	27.88	31.00	0.50	0.638	9.9839
0.53	0.640	15.63	27.75	30.88	0.51	0.640	9.9995
0.53	0.640	15.63	27.75	30.88	0.51	0.640	9.9999
0.53	0.640	15.63	27.75	30.88	0.51	0.640	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 27.75 \text{ m}$, $y = 0.53 \text{ m}$, $z = 2.75$

2b) Criterio de Goncharov.

Aplicando el algoritmo se tiene :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
0.33	0.385	25.98	78.49	80.41	0.32	0.474	12.3177
0.27	0.374	26.72	99.85	101.41	0.26	0.414	11.0587
0.24	0.369	27.09	112.12	113.53	0.24	0.387	10.4965
0.23	0.367	27.27	118.56	119.90	0.23	0.375	10.2360
0.22	0.364	27.44	124.78	126.06	0.22	0.364	10.0029
0.22	0.364	27.45	124.86	126.14	0.22	0.364	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 124.86$ m, $y = 0.22$ m, $z = 2.75$

2c) Criterio de Neill.

Los resultados del procedimiento se encuentran en la tabla de cálculo :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
0.50	0.577	17.34	33.31	36.23	0.48	0.616	10.6932
0.47	0.570	17.53	36.18	38.92	0.45	0.592	10.3766
0.45	0.567	17.64	37.89	40.52	0.44	0.579	10.2061
0.44	0.565	17.70	38.85	41.43	0.43	0.571	10.1126
0.44	0.564	17.73	39.39	41.94	0.42	0.567	10.0615
0.43	0.563	17.77	39.94	42.47	0.42	0.563	10.0100
0.43	0.563	17.77	40.02	42.54	0.42	0.563	10.0030
0.43	0.563	17.77	40.04	42.56	0.42	0.563	10.0009
0.43	0.563	17.77	40.04	42.57	0.42	0.563	10.0003
0.43	0.563	17.77	40.05	42.57	0.42	0.563	10.0001
0.43	0.563	17.77	40.05	42.57	0.42	0.563	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 40.05$ m, $y = 0.43$ m, $z = 2.75$

2d) Criterio de Garza.

La tabla queda :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
0.50	0.450	22.24	43.11	46.04	0.48	0.620	13.7935
0.36	0.439	22.80	61.89	64.01	0.36	0.506	11.5346
0.31	0.434	23.05	72.48	74.32	0.31	0.461	10.6363
0.30	0.432	23.16	77.58	79.31	0.29	0.443	10.2679
0.29	0.431	23.21	79.87	81.55	0.28	0.436	10.1137
0.28	0.430	23.24	81.48	83.13	0.28	0.431	10.0088
0.28	0.430	23.25	81.59	83.24	0.28	0.430	10.0016
0.28	0.430	23.25	81.61	83.26	0.28	0.430	10.0003
0.28	0.430	23.25	81.62	83.27	0.28	0.430	10.0001
0.28	0.430	23.25	81.62	83.27	0.28	0.430	10.0000

El diseño hidráulico es b = 81.62 m, y = 0.28 m, z = 2.75

3a) Criterio de Maza - García.

Cálculo de u_c

$$u_c = 1.11 \left(\frac{0.00931}{0.0036807} \right)^{0.06} \left[\left(\frac{2583 - 998.23}{998.23} \right) 9.81(0.0036807) \right]^{1/2} = 0.278 \text{ m/s}$$

El algoritmo para velocidad en el fondo crítica conduce a la tabla :

y	u _c	R	V ₁	A	b	P	R ₁	Q ₁
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
1.59	0.278	0.4331	0.577	17.34	6.54	15.84	1.0949	18.5564
0.63	0.278	0.4313	0.575	17.40	25.93	29.61	0.5876	12.2896
0.46	0.278	0.4304	0.574	17.42	36.46	39.16	0.4448	10.2216
0.45	0.278	0.4303	0.574	17.42	37.87	40.48	0.4304	10.0013
0.45	0.278	0.4303	0.574	17.42	37.88	40.48	0.4303	10.0001
0.45	0.278	0.4303	0.574	17.42	37.88	40.49	0.4303	10.0000

El diseño hidráulico es b = 37.88 m, y = 0.45 m, z = 2.75

3b) Criterio de Navis.

Cálculo de u_c

$$u_c = \frac{\frac{1}{2} (0.001543)^{4/3} \left(\frac{2583 - 998.23}{998.23} \right)^{1/2}}{0.3048} = 0.234 \text{ m/s}$$

La tabla de cálculo queda

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R_1	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
0.42	0.234	0.3048	0.456	21.93	51.41	53.85	0.4072	12.1307
0.31	0.234	0.3041	0.455	21.96	69.46	71.29	0.3080	10.0862
0.31	0.234	0.3040	0.455	21.96	70.39	72.20	0.3042	10.0030
0.31	0.234	0.3040	0.455	21.96	70.42	72.23	0.3040	10.0001
0.31	0.234	0.3040	0.455	21.96	70.43	72.23	0.3040	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 70.43 \text{ m}$, $y = 0.31 \text{ m}$, $z = 2.75$

3c) Criterio de Carstena.

Cálculo de u_c

$$u_c = \left[3.61 (\tan(23.92) \cos(0.014) - \sin(0.014)) \left(\frac{2583 - 998.23}{998.23} \right) 9.81 (0.001543) \right]^{1/2}$$

$$u_c = 0.197 \text{ m/s}$$

Desarrollando el algoritmo :

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R_1	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
1.59	0.197	0.2179	0.365	27.42	12.87	22.18	1.2364	31.8111
0.28	0.197	0.2157	0.362	27.61	97.74	99.38	0.2778	11.8368
0.22	0.197	0.2152	0.362	27.65	126.46	127.74	0.2165	10.0388
0.22	0.197	0.2152	0.362	27.65	127.21	128.48	0.2152	10.0008
0.22	0.197	0.2152	0.362	27.65	127.23	128.49	0.2152	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 127.23 \text{ m}$, $y = 0.22 \text{ m}$, $z = 2.75$

3d) Criterio de Gardo

$$u_c = 1.51 \left[\left(\frac{2583 - 998.23}{998.23} \right) 9.81 (0.0002025) \right]^{1/2} = 0.236 \text{ m/s}$$

Los resultados son

y	u _c	R	V ₁	A	b	P	R ₁	Q ₁
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
0.42	0.236	0.3093	0.460	21.76	50.28	52.76	0.4124	12.1396
0.32	0.236	0.3076	0.459	21.79	68.04	69.89	0.3117	10.0888
0.31	0.236	0.3076	0.459	21.79	68.98	70.80	0.3078	10.0032
0.31	0.236	0.3076	0.459	21.79	69.01	70.84	0.3076	10.0001
0.31	0.236	0.3076	0.459	21.79	69.01	70.84	0.3076	10.0000

El diseño hidráulico es b = 69.01 m, y = 0.31 m, z = 2.75

3.5.4 Ejemplo 3.4

Obtener el diseño hidráulico de un canal no revestido sin arrastre de sección trapecial con taludes de 1.75, la pendiente de plantilla es de 0.005, debe conducir un gasto de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, el ángulo de reposo del material es $\phi = 38.49^\circ$ y la $n = 0.026$; la distribución de tamaños se considera Log-Normal con $\sigma_g = 2.226$ y $D_{50} = 34.79 \text{ mm}$, de donde se conoce que $D_m = 47.92 \text{ mm}$, $D_{75} = 59.68 \text{ mm}$, $D_{84.13} = 77.47 \text{ mm}$, $D_{90} = 97.02 \text{ mm}$. El peso específico es de $3591 \text{ kg}_f/\text{m}^3$; la temperatura promedio del agua es de 20°C , por lo que $\gamma = 998.23 \text{ kg}_f/\text{m}^3$ y $\nu = 1.0066 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. (Omitir el cálculo del bordo libre).

1. Aplicar el método del esfuerzo cortante crítico. Para obtener τ_c usar el criterio de :

- a) Shields.
- b) Meyer-Peter y Müller.
- c) Lane (Agua Clara).
- d) García Flores.

2. Aplicar el método de la velocidad crítica, aplicando el algoritmo de U_{*c} para evaluar U_{*c} , usar el criterio de :

- a) Maza - García.
- b) Goncharov.
- c) Neill.
- d) Garde.

3. Aplicar el método de velocidad crítica, aplicando el algoritmo para la velocidad en el fondo crítica. Para calcular u_{*c} usar el criterio de :

- a) Maza - García.
- b) Mavis.
- c) Carstens.
- d) Garde.

SOLUCION

Revisión de los taludes por esfuerzo cortante.

Cálculo de θ

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{1.75}\right) = 29.74^\circ$$

El valor de K se obtiene con la ec 3.60

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2(29.74)}{\sin^2(38.49)}} = 0.604 > 0.5$$

entonces se acepta z por condición de esfuerzo cortante.

Cálculo de K_s

$$K_s = 2.53 (0.07747) = 0.196$$

Se supone $d = K_s$

1a) Criterio de Shields.

Cálculo de τ_c

Aplicando el criterio de Shields (Cap II)

$$\tau_c = 0.06 (3591 - 998.23) 0.04792 = 7.4547 \text{ kg/m}^2$$

$$U_{oc} = \sqrt{\frac{7.4547}{101.75}} = 0.27066 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$R_{oc} = \frac{0.27066 \times 10^{-2} (0.04792)}{1.0066 \times 10^{-6}} = 12885.32$$

Como $R_{oc} > 500$

$$\tau_c = 0.06 (3591 - 998.23) 0.04792 = 7.4547 \text{ kg/m}^2$$

$$U_{oc} = \sqrt{\frac{7.4547}{101.75}} = 0.27066 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$R_{oc} = \frac{0.27066 \times 10^{-2} (0.04792)}{1.0066 \times 10^{-6}} = 12885.32$$

Debido a que R_{ec} se mantiene en el mismo rango.

$$\tau_{cp} = 7.4547 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

y

$$\tau_{ct} = 0.6038 (7.4547) = 4.5009 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

Desarrollando el algoritmo :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.747	1.55	1.21	1.207	4.83	9.69	8.378	0.864	2.468	20.6738
0.00	0.280	0.564	5.33	1.60	1.599	0.00	6.45	4.474	0.694	2.132	9.5382
0.21	0.554	0.601	2.70	1.50	1.501	0.31	6.36	4.410	0.693	2.130	9.3947
0.31	0.646	0.617	2.31	1.46	1.461	0.46	6.35	4.405	0.694	2.132	9.3893
0.55	0.731	0.648	2.04	1.39	1.391	0.76	6.37	4.443	0.698	2.140	9.5065
0.81	0.787	0.676	1.90	1.33	1.334	1.08	6.45	4.551	0.705	2.154	9.8046
0.93	0.807	0.687	1.85	1.31	1.313	1.22	6.52	4.622	0.709	2.163	9.9991

El diseño hidráulico es $b = 1.22 \text{ m}$, $y = 1.31 \text{ m}$, $z = 1.75$

1b) Criterio de Meyer-Peter y Müller.

Cálculo de τ_c

$$\tau_{cp} = 0.047 (3591 - 998.23) 0.04792 = 5.8395 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

entonces

$$\tau_{ct} = 0.604 (5.8395) = 3.5257 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

La tabla de cálculo queda :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.747	1.22	0.95	0.946	3.78	7.59	5.141	0.677	2.097	10.7798
3.69	0.956	0.746	1.22	0.95	0.947	3.49	7.31	4.875	0.667	2.076	10.1202
3.64	0.955	0.746	1.22	0.95	0.947	3.45	7.27	4.836	0.665	2.073	10.0248
3.63	0.955	0.746	1.23	0.95	0.947	3.44	7.26	4.828	0.665	2.072	10.0053
3.63	0.955	0.746	1.23	0.95	0.947	3.44	7.26	4.826	0.665	2.072	10.0012
3.63	0.955	0.746	1.23	0.95	0.947	3.44	7.26	4.826	0.665	2.072	10.0003

El diseño hidráulico es $b = 3.44 \text{ m}$, $y = 0.95 \text{ m}$, $z = 1.75$

1c) Criterio de Lane (Agua Clara).

Cálculo de τ_c

Como $D_{75} > 5$ mm, se aplica

$$\tau_{cp} = 0.04855 (3591 - 998.23) 0.05968 = 7.5125 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

por lo que

$$\tau_{ct} = 0.604(7.5125) = 4.5357 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

El algoritmo se resuelve y los resultados se presentan en la tabla de cálculo :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
1.00	0.816	0.692	1.84	1.31	1.313	1.31	6.61	4.740	0.718	2.180	10.3333
0.97	0.812	0.690	1.85	1.32	1.318	1.27	6.59	4.718	0.716	2.177	10.2720
0.94	0.808	0.687	1.86	1.32	1.322	1.24	6.57	4.701	0.715	2.175	10.2252
0.90	0.802	0.684	1.88	1.33	1.328	1.20	6.55	4.677	0.714	2.172	10.1591
0.87	0.797	0.681	1.89	1.33	1.334	1.15	6.53	4.655	0.713	2.170	10.0993
0.84	0.793	0.679	1.90	1.34	1.338	1.13	6.52	4.642	0.712	2.168	10.0642
0.82	0.790	0.677	1.91	1.34	1.342	1.10	6.51	4.630	0.711	2.167	10.0325
0.80	0.786	0.675	1.91	1.35	1.346	1.08	6.50	4.619	0.710	2.165	10.0009

El diseño hidráulico es $b = 1.08$ m, $y = 1.35$ m, $z = 1.75$

1d) Criterio de García Flores.

Cálculo de τ_c

Como $1.5 \leq \phi_s \leq 2.772$

$$\tau_c = \frac{8}{9} (2.226)^{4/3} \left[0.047 (3591 - 998.23) (0.03479) \right] = 10.5161 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

$$\tau_{cp} = 10.5161/1.3 = 8.0893 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

y

$$\tau_{ct} = 0.604 (8.0893) = 5.0893 \text{ kg/m}^2$$

El desarrollo del algoritmo queda :

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m ²	R m	U_1 m/s	Q_1 m ³ /s
4.00	0.962	0.747	1.76	1.36	1.365	5.46	10.96	10.712	0.977	2.678	28.6889
0.00	0.280	0.564	6.03	1.81	1.808	0.00	7.29	5.720	0.785	2.314	13.2362
¡ NO EXISTE UN DISEÑO PARA LAS CONDICIONES PLANTEADAS !											

2a) Criterio de Maza - García.

Aplicando el algoritmo del método de velocidad crítica para U_c :

y m	V m/s	A m ²	b m	P m	R m	V_1 m/s	Q_1 m ³ /s
1.33	2.733	3.66	0.00	5.78	0.63	2.004	7.3316
NO EXISTE DISEÑO PARA LAS CONDICIONES PLANTEADAS							

2b) Criterio de Goncharov.

Aplicando el algoritmo se tiene :

y m	V m/s	A m ²	b m	P m	R m	V_1 m/s	Q_1 m ³ /s
0.40	1.426	7.01	16.87	18.48	0.38	1.426	10.0012
0.40	1.426	7.01	16.87	18.48	0.38	1.426	10.0005
0.40	1.426	7.01	16.88	18.49	0.38	1.426	10.0002
0.40	1.426	7.02	16.88	18.49	0.38	1.426	10.0001
0.40	1.426	7.02	16.88	18.49	0.38	1.426	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 16.88 \text{ m}$, $y = 0.40 \text{ m}$, $z = 1.75$

2c) Criterio de Neill.

Los resultados del procedimiento se encuentran en la tabla de cálculo :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
1.45	2.478	4.04	0.00	6.09	0.66	2.067	8.3424
NO EXISTE DISEÑO PARA LAS CONDICIONES PLANTEADAS							

2d) Criterio de Garde.

La tabla queda :

y	V	A	b	P	R	V ₁	Q ₁
m	m/s	m ²	m	m	m	m/s	m ³ /s
1.47	2.298	4.35	0.00	6.31	0.69	2.122	9.2355
NO EXISTE DISEÑO PARA LAS CONDICIONES PLANTEADAS							

3a) Criterio de Maza - García.

Cálculo de u_c

$$u_c = 1.11 \left(\frac{0.0196}{0.07747} \right)^{0.06} \left[\left(\frac{3591 - 998.23}{998.23} \right) 9.81 (0.07747) \right]^{1/2} = 1.633 \text{ m/s}$$

El algoritmo para velocidad en el fondo crítica conduce a la tabla :

y	u _c	R	V ₁	A	b	P	R ₁	Q ₁
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
1.59	1.633	0.7515	2.248	4.45	0.00	6.43	0.6922	9.4663
NO EXISTE DISEÑO PARA LAS CONDICIONES PLANTEADAS								

3b) Criterio de Mavis.

Cálculo de u_c

$$u_c = \frac{\frac{1}{2} (0.03479)^{4/3} \left(\frac{2583 - 998.23}{998.23} \right)^{1/2}}{0.3048} = 1.189 \text{ m/s}$$

La tabla de cálculo queda :

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R_1	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
0.85	1.189	0.3986	1.473	6.79	6.50	9.93	0.6840	14.3328
0.50	1.189	0.3986	1.473	6.79	12.84	14.84	0.4576	10.9647
0.43	1.189	0.3986	1.473	6.79	14.98	16.72	0.4061	10.1246
0.42	1.189	0.3986	1.473	6.79	15.33	17.03	0.3987	10.0016
0.42	1.189	0.3986	1.473	6.79	15.33	17.03	0.3986	10.0002
0.42	1.189	0.3986	1.473	6.79	15.33	17.03	0.3986	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 16.88 \text{ m}$, $y = 0.40 \text{ m}$, $z = 1.75$

3c) Criterio de Carstens.

Cálculo de u_c

$$u_c = \left[3.61 (\tan(38.49) \cos(0.286) - \sin(0.286)) \left(\left(\frac{3591 - 998.23}{998.23} \right) 9.81 (0.03479) \right)^{1/2} \right] = 1.589 \text{ m/s}$$

Al aplicar el algoritmo se tiene :

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R_1	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
1.62	1.589	0.7120	2.169	4.61	0.00	6.54	0.7047	9.9313
NO EXISTE DISEÑO PARA LAS CONDICIONES PLANTEADAS								

34) Criterio de Garde.

$$u_c = 1.51 \left[\left(\frac{3591 - 998.23}{998.23} \right) 9.81 (0.003479) \right]^{1/2} = 1.421 \text{ m/s}$$

Los resultados son :

y	u_c	R	V_1	A	b	P	R_1	Q_1
m	m/s	m	m/s	m ²	m	m	m	m ³ /s
1.59	1.421	0.5692	1.868	5.35	0.58	6.99	0.7655	12.1838
0.91	1.421	0.5692	1.868	5.35	4.31	7.97	0.6720	11.1710
0.77	1.421	0.5692	1.868	5.35	5.61	8.72	0.6143	10.5222
0.69	1.421	0.5692	1.868	5.35	6.52	9.31	0.5749	10.0672
0.68	1.421	0.5692	1.868	5.35	6.64	9.40	0.5698	10.0075
0.68	1.421	0.5692	1.868	5.35	6.66	9.41	0.5692	10.0008
0.68	1.421	0.5692	1.868	5.35	6.66	9.41	0.5692	10.0001
0.68	1.421	0.5692	1.868	5.35	6.66	9.41	0.5692	10.0000

El diseño hidráulico es $b = 6.66 \text{ m}$, $y = 0.68 \text{ m}$, $z = 1.75$

3.5.5 Ejemplo 3.5

Por el canal diseñado en el ejemplo 3.3, se desea transportar en suspensión el material utilizado en el ejemplo 3.2, cuál es el gasto mínimo que debe escurrir en el canal para evitar se azoive. Utilizar el criterio de García Flores para determinar la condición crítica de arrastre.

SOLUCION.

Del ejemplo 3.3 se sabe que el diseño hidráulico es :

$$y = 0.69 \text{ m}$$

$$b = 17.87 \text{ m}$$

$$z = 2.75$$

El factor c_p para la relación b/y es igual a uno.

El valor del esfuerzo cortante crítico del material en suspensión es el calculado para la plantilla.

$$\tau_{cs} = 1.3 (0.0139) = 0.01807 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

Para la condición de material en suspensión no debe aplicarse factor de seguridad, es por ello que se multiplica por 1.3.

El tirante mínimo admisible es

$$y_{\min} = \frac{\tau_{cs}}{c_p \gamma S} = \frac{0.01807}{1 (1000) (0.00025)} = 0.07 \text{ m}$$

Como en la sección se considera constante pues no ocurre erosión en ella, entonces :

$$A = (17.87 (0.07) + 2.75 (0.07)) = 1.44 \text{ m}^2$$

$$P = 17.87 + 2 (0.07) \sqrt{(2.75)^2 + 1} = 18.28 \text{ m}$$

$$R = \frac{1.44}{18.28} = 0.079$$

Con la fórmula de Mannig

$$V = \frac{1}{0.0157} (0.079)^{2/3} (0.00025)^{1/2} = 0.1854 \text{ m/s}$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q = 0.1854 (1.44) = 0.268 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto mínimo con el que el canal puede operarse sin problemas de sedimentación es $0.268 \text{ m}^3/\text{s}$

3.5.6 Ejemplo 3.6

Aplicar el método del esfuerzo cortante crítico con el criterio de García Flores, para diseñar un canal no revestido sin arrastre para que conduzca $10 \text{ m}^3/\text{s}$, el terreno obliga a una $S = 0.00025$, el material de la plantilla corresponde al del ejemplo 3.3 y en los taludes se colocará el suelo con el que se diseñó el ejemplo 3.4, la inclinación de los taludes es 1.75, $K = 0.604$, $n = 0.026$ y la temperatura promedio es de 20°C . (Omitir el cálculo del bordo libre).

SOLUCION.

Cálculo de τ_c .

Del ejemplo 3.3

$$\tau_{cp} = 0.2493 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

Del ejemplo 3.4

$$\tau_{ct} = 5.0893 \text{ kg}_f/\text{m}^2$$

Desarrollando el algoritmo para el método del esfuerzo cortante crítico.

b/y	c_p	c_t	y_p m	y_t m	y m	b m	P m	A m^2	R m	U_1 m/s	Q_1 m^3/s
4.00	0.962	0.747	1.04	27.30	1.038	4.15	8.34	6.201	0.743	0.604	3.7431
6.50	0.990	0.758	1.01	26.89	1.010	6.57	10.64	8.413	0.791	0.667	5.6132
9.36	0.999	0.764	1.00	26.70	1.001	9.36	13.39	11.117	0.830	0.720	8.0079
11.22	1.000	0.767	1.00	26.58	0.999	11.21	15.24	12.945	0.850	0.748	9.6768
11.58	1.000	0.768	1.00	26.55	0.999	11.57	15.60	13.307	0.853	0.752	10.0112
11.57	1.000	0.768	1.00	26.55	0.999	11.56	15.59	13.294	0.853	0.752	9.9992

El diseño hidráulico es $b = 11.56 \text{ m}$, $y = 1.00 \text{ m}$, $z = 1.75$

REFERENCIAS

- 1 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
pp.187-191.
- 2 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.158
- 3 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp. 415-520.
- 4 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
p.460.
- 5 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp. 288-292.
- 6 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.25.
- 7 "HIDROLOGIA, PRIMERA PARTE"
Springal C, Rolando.
p.105.
- 8 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp.426-428.
- 9 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp.432-433.
- 10 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp.474.
- 11 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp.440.
- 12 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp.441-445.
- 13 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp.449.
- 14 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; Garcia Flores, Manuel.
pp.481-486.

- 15 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; García Flores, Manuel.
pp.452.
- 16 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; García Flores, Manuel.
pp.434.
- 17 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Naza Alvarez, J. Antonio; García Flores, Manuel.
pp.437.
- 18 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 9, Resistencia al flujo (En prensa)
- 19 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 9, Resistencia al flujo (En prensa)
- 20 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.169
- 21 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.169.
- 22 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.169.
- 23 "TRIGONOMETRIA PLANA Y ESFERICA"
Smith Nibesh, Granville.
Capítulo VIII.
- 24 "TRIGONOMETRIA PLANA Y ESFERICA"
Smith Nibesh, Granville.
Capítulo VIII.
- 25 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.171.
- 26 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.166.
- 27 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.169
- 28 "LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES, VOLUMEN 1"
Rico Rodríguez, Alfonso; Castillo Mejía, Herminio del.
pp.277-367.

CAPÍTULO IV

4 DISCUSION DE RESULTADOS.

En el capítulo III se presentaron los métodos hasta ahora conocidos para diseñar canales no revestidos sin arrastre, ahora bien, si con estos procedimientos se diseña un canal en específico (Ejemplo 3.1), las variaciones en las magnitudes calculadas con cada uno de ellos son significativas, es decir, los métodos no conducen a resultados semejantes para unas mismas condiciones. Estas diferencias, lejos de resolver el problema de diseño crean incertidumbre para seleccionar entre las geometrías propuestas, la adecuada para la construcción del canal. Al no existir otra forma de obtener las dimensiones para este tipo de canales, claro sin tomar en cuenta la posibilidad de realizar un modelo físico, debido a que su costo puede ser muy elevado, es común recurrir a la experiencia para seleccionar el diseño del canal. De lo anterior se deriva cierta desconfianza en usar los métodos como herramientas para diseño, ya que no hay certeza en que método debe utilizarse, o si en algunos casos debe aplicarse uno y en determinadas circunstancias otro.

Al comparar la forma de aplicar los métodos, se observa que en general se basan en las mismas ideas : Requieren de ciertos datos para el diseño (Cap III), se debe igualar una ecuación de inicio de arrastre con una de resistencia al flujo, válida para flujo uniforme, luego se propone un valor para una característica geométrica y después de una serie de cálculos se comprueba si el valor supuesto es el correcto. Por lo que para identificar la influencia de las variables en las diferencias de resultados, primero se compararán los criterios de inicio de arrastre y después se analizará el influjo de los datos básicos para diseño.

4.1 Comparación de criterios de inicio de arrastre.

Suponiendo que existe la seguridad de cuál método aplicar, el problema será elegir el criterio de inicio de arrastre correcto para calcularlo (Cap II), porque su valor cambia de acuerdo con el criterio empleado, por esto, con el propósito de conocer el impacto en los resultados al usar uno u el otro, se realizaron diversos diseños en donde se aplicaron cada uno de estos criterios manteniendo constantes las demás condiciones. Es necesario aclarar que se diseño para canales con suelos no cohesivos por tener mayor conocimiento con respecto al comportamiento de estos suelos al de los materiales cohesivos en el área de la hidráulica fluvial (Cap II); además, con la finalidad de evitar que un deficiente análisis granulométrico influyera de alguna manera en los resultados, se usaron distribuciones granulométricas de materiales de ríos para los cuales esta característica ha sido estudiada cuidadosamente (Ejemplos 3.2, 3.3, 3.4).

El ejemplo 3.2 se calculó con base en el material del Río Colorado, ubicado en el estado de Baja California Norte¹, cuya granulometría corresponde al tramo de la frontera con los Estados Unidos de América, en el ejemplo 3.3 se utilizó el material del Arrollo "El Cajoncito", localizado cerca de la ciudad de La Paz, Baja California Sur² y el ejemplo 3.4 se calculó según la distribución de tamaños del Río Peña Blanca en Querétaro³.

Las tablas 4.I, 4.II y 4.III presentan el resumen de las dimensiones obtenidas con cada método, y muestran la variación en los valores del tirante "y", ancho de plantilla "b", la relación ancho de plantilla-tirante "b/y", el esfuerzo cortante actuante en la plantilla " τ_p " y en los taludes " τ_t ", la relación de esfuerzos "K", la

velocidad media " \bar{U} ", la velocidad cerca del fondo " u ", el área hidráulica " A " y el gasto que escurre por el canal " Q ". la velocidad media y la velocidad cerca del fondo fueron calculadas mediante la ecuación de Manning (Ec 3.20) y con la fórmula de Fuentes y Carrasquel (Ec 3.30) respectivamente, los esfuerzos cortantes actuantes se evaluaron con las ecuaciones 3.45 y 3.46.

La tabla 4.I corresponde a los ejemplos en los que se usó el material del río Colorado, la tabla 4.II al cálculo con el material del El Cajoncito y la tabla 4.III a los diseños con la granulometría del río de Querétaro, no obstante al observar los resultados en una de las tablas, resulta difícil pensar que los diseños corresponden a un mismo material, y es que cada criterio pronostica un valor muy diferente para el inicio de arrastre; en consecuencia no existe relación entre las geometrías propuestas, así se hayan calculado con el mismo método; por ejemplo, en la tabla 4.II el método de Gessler determina $y = 0.69$ m y $b = 17.87$ m mientras el criterio de Goncharov establece $y = 0.22$ m y $b = 124.86$ m, esto es a causa de que el método de Gessler en este caso en particular calcula un valor mayor para la condición crítica de arrastre al criterio de Goncharov.

La principal razón por la cual los valores calculados para el inicio de arrastre no concuerdan es que no existe un criterio único para determinar su ocurrencia (Cap II), algunos autores opinan que se presenta cuando una partícula se mueve del campo de observación, otros cuando varias partículas se mueven, fijando un porcentaje de antemano, algunos más cuando hay un movimiento generalizado, pero el transporte de ellas es pequeño y otros recomiendan tomar el límite en fórmulas de transporte, para el cual el arrastre teórico es nulo.

Si existiera un criterio universal para determinar el momento en que se origina la condición crítica de arrastre, seguramente las variaciones en los diseños no serían tan importantes, sin embargo el discutir sobre cuál debe ser el criterio adecuado queda fuera de los alcances de este trabajo, pero se opina que el tomar el límite en fórmulas de transporte para el cual el arrastre teórico es nulo debe ser el más apropiado por los conceptos e investigación de donde se derivan las mencionadas fórmulas.

En las tablas :

- A CRITERIO DE SHIELDS, Ecuaciones de Garcia Flores.
- B CRITERIO DE MEYER-PETER Y MULLER.
- C CRITERIO DE LANE, AGUA CLARA.
- D METODO DE GESSLER, Criterio de Garcia Flores, Dist. LOG-NORMAL, F.S. = 1.3
- E CRITERIO DE MAZA - GARCIA, Velocidad media crítica.
- F CRITERIO DE GONCHAROV.
- G CRITERIO DE NEILL.
- H CRITERIO DE GARDE, Velocidad media crítica.
- I CRITERIO DE MAZA - GARCIA, Velocidad crítica en el fondo.
- J CRITERIO DE MAVIS.
- K CRITERIO DE CARSTENS.
- L CRITERIO DE GARDE, Velocidad crítica en el fondo.

TABLA 4.1 Comparación de resultados, ejemplo 3.2.

Criterio	y m	b m	b/y	τ_p kg_f/m^2	τ_c kg_f/m^2	K	\bar{U} m/s	u m/s	A m^2	Q m^3/s
A	0.05	935.78	18875	0.0167	0.0097	0.577	0.220	0.094	46.401	10.000
B	0.05	927.16	18597	0.0168	0.0097	0.577	0.220	0.094	46.230	10.000
C	0.33	39.32	119	0.1114	0.0643	0.577	0.750	0.242	13.350	10.000
D	0.04	1268.8	30721	0.0139	0.0080	0.577	0.190	0.084	52.408	10.000
E	0.04	1148.0	26207	0.0109	0.0085	0.780	0.199	0.084	50.370	10.000
F	0.02	3141.0	131044	0.0060	0.0047	0.780	0.133	0.060	75.310	10.000
G	0.05	1090.0	24110	0.0113	0.0088	0.780	0.203	0.094	49.330	10.000
H	0.03	2015.0	64411	0.0078	0.0061	0.780	0.159	0.073	63.060	10.000
I	0.03	2359.2	82875	0.0071	0.0055	0.780	0.149	0.077	67.160	10.000
J	0.04	1141.9	25956	0.0110	0.0086	0.780	0.199	0.098	50.250	10.000
K	0.02	3335.3	144216	0.0058	0.0045	0.780	0.130	0.069	77.140	10.000
L	0.04	1596.7	44378	0.0090	0.0070	0.780	0.174	0.088	57.450	10.000

TABLA 4.11 Comparación de resultados, ejemplo 3.3.

Criterio	y m	b m	b/y	τ_p kg_f/m^2	τ_t kg_f/m^2	K	\bar{U} m/s	u m/s	A m^2	Q m^3/s
A	0.44	38.10	85.80	0.1606	0.0864	0.538	0.573	0.279	17.457	10.000
B	0.47	35.39	75.97	0.1683	0.0904	0.538	0.589	0.289	16.752	10.000
C	0.31	70.23	227.57	0.1116	0.0601	0.538	0.456	0.234	21.937	10.000
D	0.69	17.87	25.93	0.2493	0.1342	0.538	0.734	0.350	13.627	10.000
E	0.53	27.75	51.87	0.1336	0.1042	0.780	0.640	0.309	15.630	10.000
F	0.22	124.84	570.71	0.0546	0.0426	0.780	0.364	0.198	27.450	10.000
G	0.43	40.05	92.90	0.1077	0.0840	0.780	0.563	0.276	17.770	10.000
H	0.28	81.62	289.28	0.0705	0.0550	0.780	0.430	0.223	23.250	10.000
I	0.45	37.88	85.02	0.1113	0.0868	0.780	0.574	0.278	17.420	10.000
J	0.31	70.43	228.57	0.0770	0.0600	0.780	0.455	0.234	21.960	10.000
K	0.22	127.23	588.15	0.0540	0.0421	0.780	0.362	0.197	27.650	10.000
L	0.31	69.01	221.29	0.0779	0.0608	0.780	0.459	0.236	21.790	10.000

TABLA 4.111 Comparación de resultados, ejemplos 3.4.

Criterio	y m	b m	b/y	τ_p kg_f/m^2	τ_t kg_f/m^2	K	\bar{U} m/s	u m/s	A m^2	Q m^3/s
A	1.31	1.22	0.93	7.4547	4.5009	0.604	2.163	2.155	4.622	10.000
B	0.95	3.44	3.63	5.8395	3.5257	0.604	2.072	1.835	4.826	10.000
C	1.35	1.08	0.80	7.5125	4.5357	0.604	2.165	2.188	4.619	10.000
D	NO PROPONE DISEÑO									
E	NO PROPONE DISEÑO									
F	0.40	16.88	42.31	1.9936	1.5287	0.765	1.425	1.191	7.020	10.000
G	NO PROPONE DISEÑO									
H	NO PROPONE DISEÑO									
I	NO PROPONE DISEÑO									
J	0.42	15.33	36.29	2.1106	1.6146	0.770	0.473	1.189	6.790	10.000
K	NO PROPONE DISEÑO									
L	0.68	6.66	9.76	3.4028	2.6045	0.770	1.868	1.421	5.350	10.000

Para ilustrar claramente las diferencias entre los pronósticos de los criterios de inicio de arrastre se han superpuesto sus ecuaciones en las gráficas de las figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

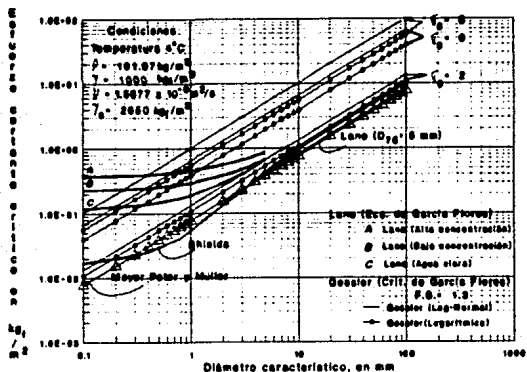


FIGURA 4.1 Comparación de criterios para el cálculo del esfuerzo cortante crítico.

Así bien, en la figura 4.1 están dibujados: El criterio de Lane, el criterio de Meyer-Peter y Müller, el criterio de Shields y el método de Gessler (Criterio de García Flores para distribución Log-Normal y Logarítmica).

Para el criterio de Lane, si el valor del diámetro característico es superior a 5 mm su ecuación está representada por una recta sensiblemente paralela a las gráficas de los demás criterios, cuando $D_n = 5 \text{ mm}$ presenta una discontinuidad donde subitamente el valor de τ_c cambia, de manera que si D_n es un poco menor de 5 mm τ_c es mayor a cuando D_n es un poco mayor de 5 mm, además para $D_n \leq 5 \text{ mm}$, el valor de τ_c depende de si la concentración de sedimentos en suspensión es alta, baja o el agua es clara, sin embargo no se establece cuando dicha concentración debe considerarse alta o baja; es decir, el criterio es poco claro en la forma de evaluarse, y habría que validar sus pronósticos con resultados experimentales.

El criterio de Meyer-Peter y Müller corresponde a una línea recta y si se compara con las ecuaciones del criterio de García Flores (Cap II), es posible considerarlo como un caso particular de este último, a reserva de comprobar lo contrario se propone utilizar el método de Gessler preferentemente al criterio de Meyer-Peter y Müller.

El criterio de Shields determina el valor de τ_c en función de parámetros que ningún otro criterio toma en cuenta, y que sin duda son importantes; a pesar de ello, como sus ecuaciones fueron deducidas para material uniforme y en la naturaleza lo más común es encontrar materiales bien graduados, su aplicación debe hacerse con algunas reservas.

Finalmente, se estima que los criterios basados en el método de Gessler son los más apropiados para determinar τ_c , por derivarse del concepto de acorazamiento (Cap II), y por considerar que tomar el límite en fórmulas de transporte para el cual el arrastre teórico es nulo como indicador de la condición crítica de arrastre; el método tiene la característica de aplicarse tanto a materiales bien graduados como a materiales con granulometría uniforme, así que entonces el criterio de Shields debe corresponder a uno de sus casos particulares, en la figura 4.1 se comprueba esta hipótesis, al menos para cuando $D_n > 7$ mm, aproximadamente; las discrepancias en la forma de las gráficas para materiales finos, posiblemente se deba a la influencia de factores no considerados por el método de Gessler.

En la figura 4.2 se dibujan los criterios de la U.R.S.S., el de Lischtvan-Levediev, el de Maza-García, el de Garde, el de Neill y el de Goncharov.

La representación del criterio de la U.R.S.S. y el de Lischtvan-Levediev es por medio de curvas y en general siguen dos tendencias, una para materiales con $D_n > 7$ mm aproximadamente y otra para diámetros menores. Estos criterios no se aplicaron en los ejemplos, y es porque los errores que normalmente se cometen en la lectura de valores de cualquier gráfica son muy grandes; en la actualidad proporciona más confianza y rapidez contar con una expresión matemática a tener una gráfica para describir un fenómeno, esto se debe a que el avance en la electrónica hace posible el uso de computadoras tanto en gabinete como en campo.

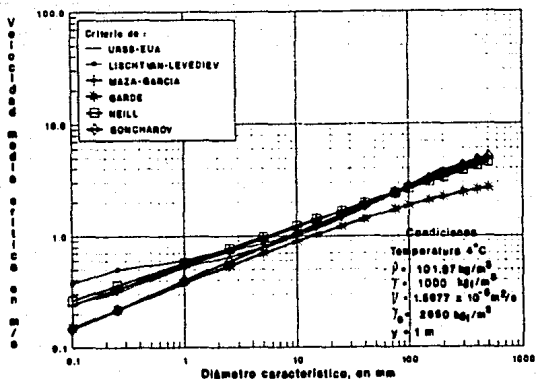


FIGURA 4.2 Comparación de criterios para el cálculo de la velocidad media crítica.

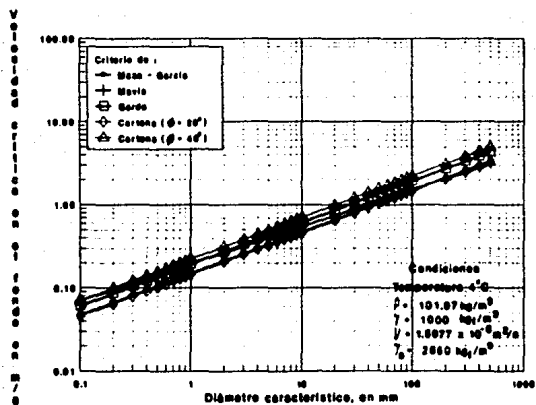


FIGURA 4.3 Comparación de criterios para el cálculo de la velocidad en el fondo crítica.

Los criterios de Maza-García, Goncharov, Neill y Garde son los más aceptados para determinar la velocidad media crítica, sin embargo regularmente se recomienda usar el criterio de Maza-García⁴.

En la figura 4.3 aparecen dibujados los criterios para determinar la velocidad en el fondo crítica.

La similitud de las gráficas del criterio de Maza-García y el de Garde con alguna de las curvas que describen al criterio de Carstens indica la posibilidad de ser casos particulares de este último, no así el criterio de Mavis que también está comprendido en el rango de valores del criterio de Carstens, analizando las ecuaciones de estos autores, el criterio de Carstens parece ser el más apropiado porque toma en cuenta variables que no consideran los demás, como lo es el ángulo de inclinación de la plantilla, "α" y el ángulo de fricción interna.

Resumiendo, los criterios que aquí se consideran como representativos según el método de diseño son :

- Para el esfuerzo cortante crítico el método de Gessler.
- Para la velocidad media crítica el criterio de Maza - García.
- Para la velocidad en el fondo crítica el criterio de Carstens.

No obstante cada uno de estos criterios es aplicable a un método en específico, han sido concebidos con el propósito de evaluar cuantitativamente el inicio de arrastre, de manera que al aplicar expresiones para relacionarlos, es posible comparar sus resultados, estas expresiones pueden ser:

- La fórmula de Keulegan para relacionar τ_c con U_c :

$$U_c = 5.75 \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \log \left(12.27 \frac{y}{K_s} \right) \quad (4.01)$$

- Las ecuaciones de Fuentes y Carrasquel para relacionar τ_c con u_c :

$$u_c = \frac{1}{0.4} \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \ln \left(\frac{e^{0.4 B} d}{K_s} \right) \quad (4.02)$$

- Y la fórmula de Keulegan y las ecuaciones de Fuentes y Carrasquel para relacionar U_c con u_c :

Con la fórmula de Keulegan

$$U_c = \frac{U_c}{5.75 \log \left(12.27 \frac{y}{K_s} \right)} \quad (4.03)$$

y sustituyendo 4.03 en las ecuaciones de Fuentes y Carrasquel se tiene

$$u_c = \frac{1}{0.4} U_c Lr. \left(\frac{e^{0.4 B} d}{K_s} \right) \quad (4.04)$$

K_s , B y U_c están definidos en el capítulo II.

Para simplificar las expresiones 4.01, 4.02, 4.03 y 4.04 se supuso $y = 1$ m y $K_s = d$

Con estas relaciones se obtuvieron las figuras 4.4 y 4.5, que corresponden a los criterios de τ_c y de U_c referidos a u_c .

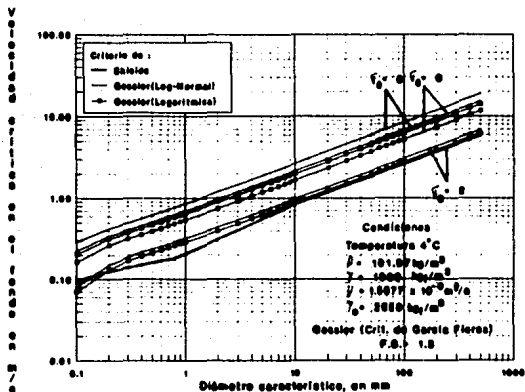


FIGURA 4.4 Criterios para el cálculo de τ_c dibujados en ejes $D_m - u_c$.

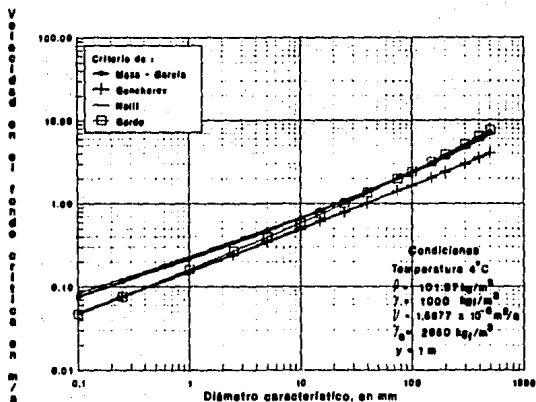


FIGURA 4.5 Criterios para el cálculo de U_c dibujados en ejes $D_n - u_c$.

Los criterios para τ_c pronostican valores superiores de u a los de U_c ó u_c , la razón es que con ellos se calcula el valor de τ_{cp} (Cap II), pero en el método del esfuerzo cortante cuando el material de los taludes y de la plantilla del canal es el mismo se diseña con $\tau_{ct} = K \tau_{cp}$ (Cap II).

Por ello en la figura 4.6 se trazaron las curvas de el criterio de García Flores para $\sigma_g = 8$, $\sigma_g = 6$ y $\sigma_g = 2$ efectado con $K = 0.6$ (supuesto), el criterio de Maza-García para velocidad media crítica con $y = 1$ y el criterio de Carstens para $\alpha = 0$, $\phi = 20^\circ$ y $\phi = 40^\circ$.

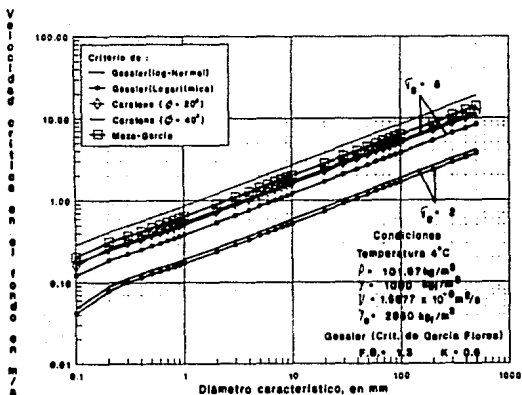


FIGURA 4.6 Comparación de los criterios de García Flores, Maza-García y Carstens referidos a u_c .

El paralelismo entre las curvas de la figura 4.6 da la impresión de que fueron obtenidas aplicando un sólo criterio evaluado con distintos datos, así el que diferentes autores hayan encontrado una misma tendencia en la variación del valor del inicio de arrastre con respecto al diámetro característico a partir de observar diferentes parámetros, es indicador de que cada uno de los autores analizó sólo algunos de los casos particulares del fenómeno de inicio de arrastre, de tal forma que resulta ocioso tratar de decidir cuál de ellos es el adecuado; tal criterio debe contemplar todas las variables del fenómeno, para lo cual se requiere realizar estudios en laboratorio instrumentados para observar el efecto de cada una de estas variables, entre las cuales se cuentan: La temperatura del agua para determinar γ , ρ y ν , el peso específico y la distribución de tamaños del material de donde se obtienen D_n y ϕ_g , el ángulo de fricción interna y la forma y disposición de las partículas. Por la cantidad de recursos y tiempo necesario para determinar un criterio de tal naturaleza, se deja este punto sin respuesta esperando que sea retomado por alguien más.

4.2 Influencia de los datos básicos para el diseño.

Recordando, los datos básicos para el diseño son (Cap III) : El gasto de diseño, la pendiente de plantilla, la inclinación de los taludes, la rugosidad de las paredes y el valor de la condición crítica de arrastre que intervienen en el diseño a través de expresiones para flujo uniforme, así los valores de gasto, pendiente de plantilla se pueden agrupar mediante el módulo de sección para flujo uniforme⁵, Z_n , definido como :

$$Z_n = \frac{n Q}{\sqrt{S}} \quad (4.05)$$

y también se expresa como

$$Z_n = A R^{2/3} \quad (4.06)$$

La ecuación 4.05 se puede expresar en forma adimensional si se le divide entre $\frac{b^{5/3}}{b}$.

$$\frac{Z_n}{\frac{b^{5/3}}{b}} = \frac{n Q}{b^{5/3} \sqrt{S}} \quad (4.07)$$

La inclinación de los taludes es función del grado de estabilidad del material (Apartado 3.3), y el valor de la condición crítica de arrastre se calcula según los criterios presentados en el capítulo II.

Haciendo referencia a la tabla 4.1 los diseños proponen secciones muy anchas y aunque podrían parecer excesivas, se apegan a la realidad y es que el valor de la pendiente usada en los cálculos corresponden a la pendiente media inferida del río en cuestión⁶; es decir, el ancho es de proporciones similares a las secciones del río, aunque de ninguna manera se llega a obtener el ancho y profundidad reales, puesto que en el río existe transporte y arrastre de sedimentos y formación de dunas y rizos, factores no contemplados en las hipótesis de los métodos pues no deben de ocurrir; además en los cauces no prismáticos a parte de la rugosidad ocasionada por los granos se presenta la rugosidad debida a la forma de las paredes, o rugosidad de forma⁷, y por estas razones las secciones son menos anchas y más profundas.

Evidentemente, el pensar construir un canal con tales dimensiones es ilógico, una solución aceptable puede obtenerse al modificar, o bien el gasto de diseño, o la pendiente de plantilla o aumentar la resistencia del suelo añadiendo otro material, en el caso de no poder realizar ninguna de las acciones anteriores, una opción es construir un canal revestido.

Para el caso de ser posible cambiar en el valor del gasto o de la pendiente, se presenta la figura 4.7 con una serie de curvas dibujadas a partir de datos obtenidos al aplicar el método del esfuerzo cortante crítico con diferentes relaciones de $Q - S$, en las que se observa el comportamiento de la relación b/y con respecto a estas variables. La gráfica es únicamente válida para este caso en particular.

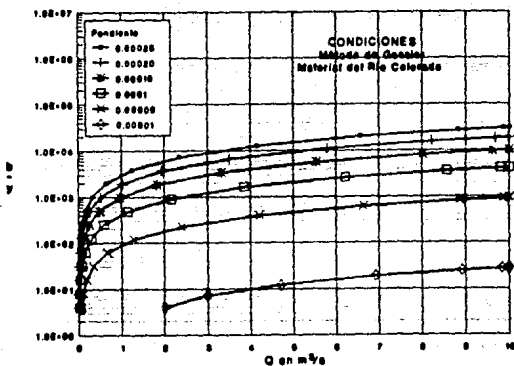


FIGURA 4.7 Variación de la relación b/y con respecto a un cambio en los valores de Q y S usando el material del río Colorado.

En la figura se observa que para disminuir la relación b/y significativamente, el gasto debe ser muy pequeño con respecto a la condición original, en el caso de afectar la pendiente de plantilla se llega a un valor aceptable de b/y cuando $S = 0.00001$, ($b/y = 27.66$), al aplicar $y = \tau / (c \gamma S)$, (Ec 3.48), $y = 1.03$ m entonces $b = 28.60$ m, dimensiones muy razonables para un canal no revestido pero la pendiente implica un terreno casi horizontal.

Otra forma de observar la influencia de Q , S , n y z en la relación b/y es mediante Z_n , y su variación se presenta en la figura 4.8, en donde además de haber dibujado los datos de la figura 4.7 se han incluido otros puntos derivados de ensayos con diferentes inclinaciones del talud.

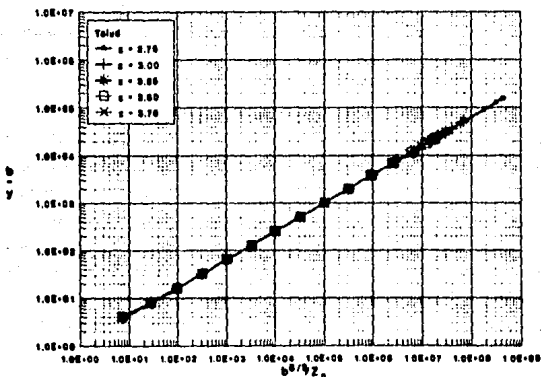


FIGURA 4.8 Variación de b/y con respecto a z y Z_n .

En primera instancia se concluye que un cambio en el valor del talud no modifica al valor de la relación b/y pues corresponden a secciones hidráulicamente anchas, siendo insignificante la aportación de capacidad en la zona de los taludes comparada a la región de la plantilla.

Y con respecto al parámetro adimensional $b^{3/2}/Z_n$ al que se denominará F para fines de este trabajo. Se observa que a cada valor de F corresponde uno de b/y , es decir, si se desea una relación de b/y en específico solamente existe un valor de F que cumple con tal condición, pero hay diversas combinaciones de Q , S , n y b para obtenerlo; analizando estas variables: La magnitud de b es función de Q , S y n ; Q depende de la cantidad de agua a transportar; S queda obligada por las características topográficas y geológicas del lugar, en términos técnicos, de la figura 4.7 se sabe que la relación b/y es más sensible a un cambio en la pendiente a una variación en el gasto; n representa a la rugosidad del material de las paredes, su valor se compone de la rugosidad de grano y de la rugosidad de forma, en los canales no revestidos sin arrastre las paredes deben ser planas por lo que sólo actúa la rugosidad de forma, un aumento en la rugosidad representa una mayor resistencia al flujo (Cap III), en consecuencia se incrementa el tirante y se reduce la relación b/y .

La rugosidad de un material es única, un aumento o disminución de ella, indica un cambio en el material de las paredes y del valor de inicio de arrastre. El efecto de utilizar un material en las paredes distinto al original sin cambiar otra variable se muestra en las diferencias en los resultados de las tablas 4.I y 4.II, la rugosidad en cada caso es 0.0099 y 0.0157 respectivamente, fijando la atención en el criterio de García Flores $\tau_c = 0.008 \text{ kg}_f/\text{m}^2$, $b = 1268.80 \text{ m}$, $y = 0.04 \text{ m}$ para el material del río Colorado y con el material del Cajoncito $\tau_c = 0.1342 \text{ kg}_f/\text{m}^2$, $b = 17.87 \text{ m}$, $y = 0.69 \text{ m}$; en general, la relación b/y es inversamente proporcional al valor de la condición crítica de arrastre.

En la figura 4.8 aparecen relaciones b/y muy grandes, el valor máximo de esta relación se considera no debe exceder a 70, de ser mayor implica un tirante muy pequeño con respecto a la base, por otro la relación mínima de b/y está determinada

por las características del material de las paredes del canal. Además se ha mantenido en cociente b/y en esta gráfica para ver claramente la influencia del parámetro Z_n , pero resulta necesario expresar la relación con el cociente y/b para observar su relación con respecto a la gráfica de flujo uniforme⁸, con esta idea se construyó la figura 4.9 basada en la figura 4.8.

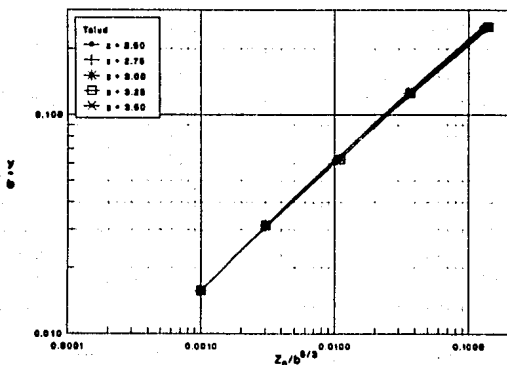


FIGURA 4.9 Relación de y/b contra $Z_n/b^{2/3}$.

Los valores de y/b dibujados son menores a los representados en la gráfica de flujo uniforme, y en el rango de la figura 4.9 la influencia del talud es muy pequeña.

Además de los datos básicos de diseño existen otros parámetros que modifican a la geometría del canal, c y K ; c es un parámetro de corrección en el cálculo de esfuerzo cortante medio y depende de la inclinación de los taludes, la variación de c se presenta por medio de curvas (Fig 3.6 y 3.7), pero desafortunadamente no se dibujan para cualquier valor de z , sólo para uno o dos de ellos, y no es factible

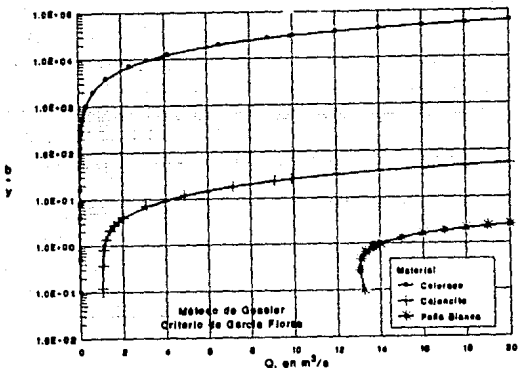


FIGURA 4.10 Curvas de diseños críticos.

Los métodos igualan valor del inicio de arrastre al de la acción del agua en la operación del canal, obligando el valor de tirante, por ejemplo en el método del esfuerzo cortante $\tau = \tau_c / (c \gamma S)$, (Ec 3.47); c , γ y S son parámetros constantes, ahora si τ modifica su valor, el tirante aumentará o disminuirá en razón directa a ese cambio, al evaluar esta ecuación con τ_c , el tirante toma su valor máximo admisible, pero en ocasiones la acción de la corriente no alcanza a igualar a la magnitud de ese esfuerzo cualesquiera que sea la geometría de la sección, los métodos en estas circunstancias no convergen en un resultado satisfactorio, si en lugar de calcular con τ_c se hace con un τ_1 tal que $\tau_c > \tau_1$ y τ_1 proponga un valor menor o igual a γ_1 , el método convergerá en algún diseño, esto sin necesidad de cambiar el gasto, la pendiente, la inclinación de los taludes o el material de las paredes.

Si el canal no transporta sedimentos en suspensión τ_1 puede adquirir cualquier valor menor a τ_c , en el caso contrario τ_1 no deberá ser menor al esfuerzo cortante crítico del material en suspensión, τ_{cs} , para controlar la magnitud del esfuerzo

producido se aprovecha su relación con el tirante, que a su vez depende del gasto líquido; en una sección estable el tirante es directamente proporcional a un cambio en el gasto, de manera que para diseño se recomienda determinar el gasto máximo y el gasto mínimo que escurrirán por el canal con algún método hidrológico⁹ si la operación es natural, o estableciendo políticas de operación en caso de ser controlada; el valor de gasto máximo delimita la capacidad máxima que debe tener el canal, por lo que con este valor se diseña para que el canal no desborde, o exista erosión en sus paredes a tal grado que la sección transversal sea modificada significativamente; con el valor de gasto mínimo, se diseña para la condición de mínima de transporte, con lo que se asegura no existirá azolve o al menos este será mínimo, esto es, en el caso que la corriente transporte sedimentos. Si por alguna razón se omite esta parte del diseño, al operar el canal en época de estiaje seguramente ocurrirá depósito de las partículas en suspensión, y como resultado la reducción de la capacidad del cauce, así en la época de crecientes se corre el riesgo de un desbordamiento del canal. La forma de calcular el diseño para un canal con transporte de sedimentos se ilustra en el ejemplo 3.5, debe observarse que v_{ca} no sufre modificación alguna, es decir no es afectado por el factor de seguridad, c o K .

En ocasiones el material de los taludes es diferente al de la plantilla, ya sea por condición natural o artificial para proporcionar mayor resistencia a los taludes, esta práctica permite reducir el ancho de plantilla del canal; en el ejemplo 3.6 se diseña con el material del cajoncito en la plantilla y en los taludes se colocó el material del río Peña Blanca, así se obtuvo $b = 11.56$ m, $y = 1$ m y un área hidráulica de 13.3 m², comparando con el diseño en el que se usó solamente el material del cajoncito con el mismo criterio de inicio de arrastre, ejemplo 3.3, se obtuvo $b = 17.87$ m, $y = 0.69$ m y $A = 13.63$ m². Para conocer el impacto de colocar un material diferente en los taludes del canal en el costo se hace a través del volumen de excavación, representado por un aumento o disminución del área hidráulica, en este caso A se redujo en un 2.42 % al reforzar los taludes.

Se concluye entonces que para expresar la influencia de las variables de diseño en términos de costo de construcción debe hacerse a través del área hidráulica para conocer los volúmenes de excavación o de relleno, así la factibilidad de la construcción del canal será determinada comparando los beneficios obtenidos contra el costo del canal.

4.3 Comentarios.

1. La realización de este trabajo ha sido posible gracias al uso de la computadora como herramienta de cálculo y de dibujo. El listado de los programas no se incluye debido a que la experiencia muestra que es preferible contar con un algoritmo claro, al listado de un programa que puede estar codificado en un lenguaje desconocido para el lector; a partir del algoritmo es posible que cada persona utilice el lenguaje o paquete para computadora con las técnicas de programación que le sean más eficientes, según sus necesidades.
2. De acuerdo con la Norma Oficial Mexicana (NON-z-1-1981)¹⁰ nuestro país adoptó como Sistema General de Unidades de Medida, el Sistema Internacional de Unidades (SI); en este trabajo se utilizó el sistema técnico y para hacer la conversión al SI debe aplicarse las siguientes equivalencias :

Magnitud física	Sistema técnico	SI
Fuerza	0.102 kg _f	1 N
Esfuerzo	0.102 kg _f /m ²	1 Pa
Peso específico	0.102 kg _f /m ³	1 Pa/m

REFERENCIAS

- 1 "MODELO HIDRAULICO DE FONDO MOVIL DEL RIO COLORADO"
García Flores, Manuel.
Informe interno del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. - Inédito.
- 2 "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS"
Comisión Nacional del Agua
Capítulo 8, Inicio de arrastre (En prensa)
- 3 "ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, PEÑA BLANCA"
González Sosa, Enrique.
Facultad de Ingeniería, U.A.Q. - Inédito.
- 4 "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
Comisión Nacional de Electricidad
Hidrotécnica, Hidráulica, Hidráulica Fluvial, p.2.11.31
- 5 APUNTES DE HIDRAULICA II
Sotelo Avila, Gilberto.
pp.53-55
- 6 MODELO HIDRAULICO DE FONDO MOVIL DEL RIO COLORADO.
García Flores, Manuel.
Informe interno del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. - Inédito.
- 7 "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Mesa Alvarez, J. Antonio; García Flores, Manuel.
Capítulo 12, Resistencia al flujo en canales con fondo plano.
- 8 "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
p.120
- 9 "APUNTES DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE"
Aparicio Hijeros, Francisco J.
- 10 "NORMA OFICIAL MEXICANA. SISTEMA GENERAL DE UNIDADES DE MEDIDA"
Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial.
Dirección General de Normas.
México, 1981.

CAPÍTULO V

5 CONCLUSIONES.

Las discrepancias en las geometrías obtenidas con los diversos métodos son originadas no por el método en sí, si no por el criterio de inicio de arrastre con el que se haya evaluado este; las diferencias en el pronóstico de la condición crítica de arrastre se presentan por no existir una manera única para identificar su ocurrencia, además de que en ninguno de los criterios se considera la totalidad de las variables involucradas en el fenómeno, sin embargo el deducir un criterio con esas características implica una gran cantidad de tiempo y recursos invertidos en estudios experimentales, por lo pronto se recomienda obtener el valor del inicio de arrastre mediante pruebas en laboratorio, consiguiendo además del valor real del inicio de arrastre, enriquecer el acervo de datos para la deducción de un criterio confiable; tal criterio puede ser inferido en función del esfuerzo cortante, de la velocidad media o de la velocidad en el fondo del cauce, pero en cualquier caso debe tenerse en cuenta que un mismo material ofrece menos resistencia a la acción del flujo en los taludes, con estas consideraciones se eliminarán las diferencias entre

los diseños propuestos con los métodos, pero hay que resaltar que lo anterior es condición necesaria pero no suficiente para asegurar que la sección sea estable, puesto que depende de otros datos y de no ser calculados o estimados con la suficiente exactitud, el diseño no será el apropiado.

La rugosidad es una variable a la que se le ha intentado describir de diferentes maneras, esto ha dado como resultado una gran diversidad de expresiones, tablas y criterios para evaluarla, algunas maneras son más aceptadas que otras, pero, para evitar confusiones es mejor estimarla con mediciones experimentales, en campo y en laboratorio.

Al valor del gasto en el diseño de canales no revestidos sin arrastre se le considera constante, sin embargo es un parámetro que regularmente sufre variaciones en el tiempo y dependiendo de la zona geográfica tendrá un menor o mayor rango de operación, a menos de que sea controlado artificialmente, de los valores que puede adquirir, interesa estimar: el gasto máximo extraordinario y el gasto mínimo, que corresponden a las fronteras del rango en el que canal puede operar satisfactoriamente, o sea, sin arrastre de partículas de las paredes o depósito de sedimentos en suspensión.

La inclinación de los taludes es un dato muy importante y aunque un cambio en ella no modifica notablemente la geometría del canal, su valor debe revisarse para que soporte además de la acción de la corriente, los factores de tipo geotécnico que pueden provocar su falla, indicados en el apartado 3.4.

La pendiente de plantilla definida inicialmente por la configuración del terreno del trazo del canal, en un momento dado, si así lo indica el diseño debe modificarse; en general si se desea reducir el ancho de plantilla sin alterar las características del material se recomienda modificar la pendiente a reducir el valor de gasto de diseño, ya que es menos sensible la geometría a un cambio en este último.

Si es indispensable mantener el gasto y la pendiente fijas y se desea una sección menos ancha, la solución puede ser cambiar el material del canal o solamente el de los taludes, solución a la que se debe comparar en función del costo con la construcción de un canal revestido.

Una vez precisado el proceso y el costo de construcción del canal, debe compararse con los beneficios y perjuicios derivados este, para que mediante la relación beneficio costo se determine la factibilidad de la realización de la obra.

Cuando los métodos no convergen en una solución significa que la acción de la corriente sobre las paredes no alcanza a igualar la condición crítica de arrastre en ninguna sección de tipo trapezoidal o trapecial; basta con reducir el valor de inicio de arrastre en un cierto porcentaje para que del método se obtenga un diseño, sólo que su geometría será más resistente a la erosión provocada por el agua.

Finalmente, de todo lo expuesto se puede decir que la manera más segura hasta ahora para obtener los datos básicos para el diseño de canales no revestidos sin arrastre, es por medio de estudios en laboratorio del comportamiento del material del sitio en construcción.

BIBLIOGRAFÍA

1. "MANUAL DE INGENIERIA DE RIOS" (En prensa)
Comisión Nacional del Agua.
México.
2. "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
Comisión Nacional de Electricidad.
México, 1981.
3. "HIDRODINAMICA, BASES PARA LA HIDRAULICA FLUVIAL"
Maza Alvarez, J. Antonio; García Flores, Manuel.
Instituto de Ingeniería, UNAM.
México, 1984.
4. "MECANICA DE SUELOS"
Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso.
Tercera edición, novena reimpresión.
México, 1984.
5. "ANALISIS GRANULOMETRICO DE SEDIMENTOS FLUVIALES"
Orozco Carrillo, Carlos Augusto. (Tesis profesional)
México, 1991.
6. "FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL PARA EL DISEÑO DE PUENTES"
García Flores, Manuel; Maza Alvarez, J. Antonio.
Memoria de la reunión conjunta que tuvo lugar el 17 de Julio de 1987.
México.

7. "OPEN-CHANNEL HYDRAULICS"
Ven Te Chow, Ph. D.
Japón, 1983.
8. "APUNTES DE HIDRAULICA II"
Sotelo Avila, Gilberto.
Facultado de Ingeniería, UNAM.
México, 1985.
9. "MODELO HIDRAULICO DE FONDO MOVIL DEL RIO COLORADO"
García Flores, Manuel.
Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM. - Inédito.
10. "ANALISIS GRANULOMETRICO, PEÑA BLANCA"
González Sosa, Enrique.
Facultad de Ingeniería, UAQ - Inédito.
11. "APUNTES DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE"
Aparicio Mijares, Francisco J.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, 1986.
12. "HIDROLOGIA, PRIMERA PARTE"
Springal G, Rolando.
Instituto de Ingeniería, UNAM.
México, 1970.
13. "TRIGONOMETRIA PLANA Y ESFERICA"
Smith Mikesh, Granville
México, 1982.
14. "LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES, VOLUMEN 1"
Rico Rodríguez, Alfonso; Castillo Mejia, Hermilo del
México, 1974.
15. "NORMA OFICIAL MEXICANA. SISTEMA GENERAL DE UNIDADES DE MEDIDA"
Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial.
Dirección General de Normas.
México, 1981.