



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo  
Licenciatura de Ingeniería civil

# INGENIERÍA DE RÍOS



M.C. Guillermo Benjamín Pérez Morales  
DR. Jesús Alberto Rodríguez Castro  
M.I. Juan Pablo Molina Aguilar



Apuntes de la  
materia

AGOSTO  
2018

## TEMARIO

1.- INTRODUCCIÓN .....	11
1.1    OBJETIVO DEL CURSO .....	11
1.2    IMPORTANCIA DEL AGUA Y LA INGENIERÍA DE RÍOS.....	11
1.3.-    REPASO DE LOS PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE HIDRODINÁMICA. ....	12
1.4.    ORIGEN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.....	13
2.-    ASPECTOS GENERALES DE LA HIDRÁULICA FLUVIAL .....	40
2.1    INICIO DEL MOVIMIENTO DE UNA PARTÍCULA .....	40
2.2.    ONDULACIÓN EN EL FONDO Y RESISTENCIA AL FLUJO. ....	73
2.3    ACORAZAMIENTO DE UN CAUCE. ....	96
3.-    MORFOLOGÍA DE RÍOS .....	112
3.1    CLASIFICACIÓN MORFOLÓGICA DE LOS RÍOS.....	112
3.2    PROCESO DE FORMACIÓN DE MEANDROS .....	120
3.3    TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	130
4.    ESTABILIDAD DE CAUCES.....	190
4.1    GASTO FORMATIVO.....	190
4.2    PREDICCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DE UN CAUCE NATURAL.....	191
5.    SOCAVACIÓN .....	219
5.1.    SOCAVACIÓN GENERAL. ....	219
5.2.    SOCAVACIÓN TRANSVERSAL. ....	227
5.3.    SOCAVACIÓN EN CURVAS.....	228
5.4.    SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE ESTRUCTURAS.....	230
5.5.    SOCAVACIÓN AGUAS ABAJO DE GRANDES EMBALSES. ....	249
5.6    SOCAVACIÓN PRODUCIDA POR LA DESCARGA DE COMPUERTAS DE FLUJO INFERIOR. ....	253
5.7.    SOCAVACIÓN EN OBRAS DE DESCARGA. ....	254
5.8.    SOCAVACIÓN BAJO TUBERÍAS. ....	254
6.    OBRAS DE PROTECCIÓN MARGINAL.....	256
6.1    ESPIGONES .....	256
6.2    MUROS Y DIQUES LONGITUDINALES.....	260

6.3	PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS, ESTRIBOS Y TUBERÍAS. ....	265
7.	MEDIDAS DE CONTROL Y GESTIÓN CONTRA INUNDACIONES. ....	270
7.1	BORDOS PERIMETRALES.....	270
7.2	BORDOS LONGITUDINALES. ....	271
7.3	DESVÍOS PERMANENTES. ....	272
7.4	DESVÍOS TEMPORALES. ....	272
7.5	RECTIFICACIÓN DE CAUCES. ....	273
7.6	PRESAS DE ALMACENAMIENTO. ....	274
7.7	PRESAS ROMPEPICO.....	274
7.8	LIMPIEZA DE CAUCES.....	277
	APÉNDICES .....	315

## APÉNDICES

1	Valores de $Y_N$ y $\sigma_N$ de la distribución de probabilidad de Gumbel	315
2	Valores de K para la distribución de probabilidad Log-Pearson III	316
3	Detalles de colocación de las obras de protección	318
4	Bibliografía específica del tema de SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE ESTRUCTURAS	319

## INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. 1 Carta de Plasticidad.....	14
FIGURA 1. 2 Tubo de acumulación visual y un registro de una muestra de suelos.....	17
FIGURA 1. 3 Coeficiente de empuje "Co", para esferas .....	18
FIGURA 1. 4 Velocidad de caída, Rubey; T= 20 <sup>o</sup> c.....	19
FIGURA 1. 5 <i>Relación entre la velocidad de caída y el diámetro de las partículas para diferentes factores de forma y temperatura del fluido</i> .....	20
FIGURA 1. 6 <i>Velocidad de caída en función del diámetro de la partícula</i> .....	20
FIGURA 1. 7 <i>Papel para distribución de probabilidad normal</i> .....	25
FIGURA 1. 8 <i>Papel para distribución de probabilidad log – normal</i> .....	26
FIGURA 1. 9 <i>Papel para distribución de probabilidad circular</i> .....	26
FIGURA 2. 1 <i>Diagrama de Shields para el inicio del movimiento de partículas en el fondo</i> .....	44
FIGURA 2. 2 <i>Esfuerzo cortante crítico que resisten las partículas, en función de su diámetro</i> .....	45
FIGURA 2. 3 <i>Esfuerzo cortante crítico que resisten suelos cohesivos</i> .....	45
FIGURA 2. 4 <i>Ángulo de reposo de suelos granulares</i> .....	48
FIGURA 2. 5 <i>Coeficiente <math>\varepsilon_0</math>, en función de b/d</i>	
FIGURA 2. 6 <i>Coeficiente <math>\varepsilon_b</math>, en función de b/d</i> .....	49
FIGURA 3. 1 Ejemplo de perfil longitudinal de un río.....	112
FIGURA 3. 2a Río recto.....	117
FIGURA 3. 3 Río trenzado.....	118
FIGURA 3. 4 Delta del Río Nilo.....	119
FIGURA 3. 5 Parámetros de un meandro.....	121
FIGURA 3. 6 <i>Relación entre el gasto medio anual y la pendiente en cauces naturales</i> .....	122
FIGURA 3. 7 <i>Relación entre el gasto medio anual y la pendiente en cauces naturales</i> .....	128
FIGURA 3. 8 <i>Factor de corrección x. Método de Einstein</i> .....	137
FIGURA 3. 9 <i>Velocidad <math>U_*'</math>, asociada a las ondulaciones en el fondo, según Einstein (1950)</i> .....	138
FIGURA 3. 10 <i>Factor de corrección <math>\varepsilon</math>. Método de Einstein</i> .....	141
FIGURA 3. 11 <i>Factor de corrección Y. Método de Einstein</i> .....	142
FIGURA 3. 12 <i>Curva de <math>\phi_* - \psi_*</math>. Método de Einstein</i> .....	143
FIGURA 3. 13 <i>Valor de <math>I_1</math>, en función del parámetro A para diferentes valores de z. Método de Einstein; (A = Ar de los apuntes)</i> .....	145
FIGURA 3. 14 <i>Valor de <math>I_2</math>, en función del parámetro A para diferentes valores de z. Método de Einstein; (A = Ar de los apuntes)</i> .....	146
FIGURA 3. 15 – a <i>Valor de <math>I_2</math>, en función A y z (ampliación); (A = Ar de los apuntes)</i> .....	147
FIGURA 3. 16 – <i>Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold</i> .....	148
FIGURA 3. 17 – <i>Coeficiente de fricción, según Bagnold</i> .....	149
FIGURA 3. 18 <i>Transporte en suspensión, según Brooks</i> .....	150
FIGURA 3. 19 <i>Esquema donde se indiquen las dimensiones de la ecuación 3.59</i> .....	151
FIGURA 5. 1 Ancho Efectivo .....	221

FIGURA 5. 2 Fondo de un cauce no homogéneo .....	224
FIGURA 5. 3 Diferentes coeficientes de fricción.....	225
FIGURA 5. 4 Cálculo de la socavación local al pie de una pila rectangular.....	233
FIGURA 5. 5 Cálculo de la socavación local al pie de una pila redondeada.....	234
FIGURA 5. 6 <i>Cálculo de la socavación local al pie de una pila circular.</i> .....	235
Figura 5. 7 <i>Formas de la nariz de una pila, Método CSU.</i> .....	236
Figura 5. 8 <i>Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa. Método de Laursen – Toch.</i> .....	239
Figura 5. 9 <i>Coefficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente. Método de Laursen – Toch.</i> .....	239
Figura 5. 10 Valores de $k_1$ y $b_1$ para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia. ....	242
Figura 5. 11 Valores de $k_1$ y $b_1$ para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia. ....	242
Figura 5. 12 Valores de $k_1$ y $b_1$ para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia. ....	243
Figura 5. 13 <i>Valores del coeficiente <math>k_v</math>. Método de Yaroslavtziev.</i> .....	243
Figura 5. 14 Valores del coeficiente $k_H$ . Método de Yaroslavtziev.....	244
Figura 5. 15 <i>Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen – Toch y Yaroslavtziev.</i> .....	244
Figura 5. 16 Factor de corrección $K_2$ para estribo oblicuo, Método de HIRE.....	248
Figura 5. 17 <i>Forma como se realiza la erosión de un cauce aguas debajo de un embalse, si el material es uniforme.</i> .....	252
Figura 5. 18 <i>Profundidad de la erosión aguas abajo de una compuerta según Valenti</i> .....	253
Figura 5. 19 <i>Cálculo de la socavación local bajo tuberías en función de <math>a/D</math> y <math>F_r</math>. Método de Maza</i> .....	255
FIGURA 6. 1 Localización en planta de una obra de defensa con espigones.....	258
FIGURA 6. 2 Localización de los primeros espigones de una protección hecha con estas estructuras .....	258
FIGURA 6. 3 Localización de un espigón, en función de la elevación de la margen .....	260
FIGURA 6. 4 Muro longitudinal.....	261
FIGURA 6. 5 Muros longitudinales con gaviones .....	261
FIGURA 6. 6 Muros longitudinales con espigones.....	262
FIGURA 6. 7 <i>Valores de <math>\lambda</math> en función de <math>Q/Q_m</math>. Método de Latuischenkov.</i> .....	268
FIGURA 6. 8 <i>Protección de una tubería con pedraplén.</i> .....	269
FIGURA 7. 1 Bordos perimetrales.....	271
FIGURA 7. 2 Bordos a lo largo de un cauce .....	271
FIGURA 7. 3 Sistema de desvío permanente de las presas del poniente de la Ciudad de México. 272	
FIGURA 7. 4 Desvío temporal de un cauce .....	273
FIGURA 7. 5 Rectificación de un cauce .....	273
FIGURA 7. 6 Rectificación del río Lerma a la altura de La Piedad de Cabadas, Mich. ....	274
FIGURA 7. 7 Presas Rompepico .....	275
FIGURA 7. 8 Presa Rompepico de Gaviones.....	276

FIGURA 7. 9 Obra de protección total del lecho de un cauce natural, bajo un puente con gaviones (imagen obtenida del catálogo de Maccaferri Gaviones) .....	306
FIGURA 7. 10 Obra de protección del lecho de un cauce natural con Tapetes de concreto (imagen obtenida del catálogo de Submar-Elher).....	306

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. 1 Clasificación del American Geophysical Union para materiales sedimentarios .....	15
Tabla 1. 2 Factor de forma de las partículas en un cauce natural .....	16
Tabla 1. 3 Valores de Zn para distribución normal .....	23
Tabla 2. 1 Velocidades medias admisibles de la corriente en suelos no cohesivos, en m/s .....	41
Tabla 2. 2 Velocidades medias admisibles de la corriente en suelos cohesivos, en m/s.....	42
Tabla 2. 3 Taludes recomendados para los lados de canales trapeciales.....	46
Tabla 3. 1 Clasificación de tramos de ríos, según Lotjin .....	115
Tabla 3. 2 Clasificación de cauces, según Schumm.....	119
Tabla 3. 3 Relación radio – ancho en un meandro .....	127
Tabla 3. 4 valor del coeficiente e en función de la relación r/B para la fórmula de Altunin .....	128
Tabla 3. 5 Guía para calcular las características hidráulicas por el método de Einstein .....	139
Tabla 4. 1 Valores de A y m para cauces estables. Método de Altunin .....	193
Tabla 4. 2 Valores de la velocidad $V_{\phi}$ en función del diámetro medio las partículas .....	193
Tabla 4. 3 Fórmulas de diseño para canales estables con arenas gruesas hasta guijarros. ....	194
Tabla 4. 4 Fórmulas de diseño para canales estables en gravas y boleos. (Partículas con diámetro mayor de 1 mm). Método de Altunin.....	195
Tabla 5. 1 Coeficiente de contracción “ $\mu$ ” Método de lischvan-lebediev. ....	221
Tabla 5. 2 Valor del coeficiente $\beta$ que toma en cuenta el periodo de retorno del gasto de diseño. Método de Lischvan-Lebediev. ....	222
Tabla 5. 3 Valores de x y $1/(1+x)$ , para suelos cohesivos y no cohesivos. Método de Lischvan-Lebediev. ....	223
Tabla 5. 4 Valores del coeficiente $\epsilon$ . Método de Altunin .....	229
Tabla 5. 5 Valores del coeficiente $K_t$ . Método de lebediev.....	229
Tabla 5. 6 Valores del coeficiente $K_1$ . Método de CSU .....	236
Tabla 5. 7 Valores del coeficiente $K_2$ . Método CSU .....	236
Tabla 5. 8 Valores del coeficiente $K_3$ . Método CSU .....	237
Tabla 5. 9 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila .....	240
Tabla 5. 10 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos. ....	245
Tabla 5. 11 Valores del coeficiente $P\alpha$ . Método de Artamonov .....	246
Tabla 5. 12 Valores del coeficiente $Pq$ . Método de Artamonov.....	246
Tabla 5. 13 Valores del coeficiente $Pk$ . Método de Artamonov .....	246
Tabla 5. 14 Valores del coeficiente $K_1$ , Método de HIRE. ....	247
Tabla 6. 1 Diámetro mínimo (en centímetros) de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente para un tirante igual a 1 m.....	266
Tabla 6. 2 Valor del coeficiente z. Método de Latuischenkov .....	267

# BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E., Sección Hidrotecnia, Tema Hidráulica. Fascículo A.2.II Hidráulica Fluvial.
- 2.- Erosión y Sedimentación en Obras Hidráulicas; Centro de Educación Continua, UNAM.
- 3.- Hidráulica General; Gilberto Sotelo.
- 4.- Mecánica de los Fluidos e Hidráulica; Ronald V. Giles. Ed. Mc Graw Hill.
- 5.- Arrastre de Suelo por Lluvia de Jesús Gracia Sánchez, Instituto de Ingeniería UNAM.
- 6.- Socavación en Cauces Naturales José A. Maza, Instituto de Ingeniería UNAM.
- 7.- Evaluación de los Métodos para Determinar la Cantidad de Azolves en las Presas; José A. Maza, Instituto de Ingeniería UNAM.
- 8.- Gaviones para Obras de Protección; Ed. MaccaFerri.

[www.maccaferri-northamerica.com/sp/downloads/view](http://www.maccaferri-northamerica.com/sp/downloads/view)

- 9.- Manual de Ingeniería de Ríos; Serie del Instituto de Ingeniería de la UNAM, capítulos:
  2. Adquisición de datos.
  3. Estudio hidrológico para obras de protección.
  5. Hidráulica de canales.
  7. Origen y propiedades de los sedimentos.
  8. Inicio de movimiento de una partícula y acorazamiento.
  10. Transporte de sedimentos.
  11. Morfología de ríos.
  12. Estabilidad de cauces.
  14. Estabilidad y rectificación de ríos.
  15. Obras de protección para control de inundaciones.
  16. Cierre de cauces y obras de diseño.
  17. Pérdidas de suelo en cuencas.
  18. Sedimentación en embalses.
  19. Navegación fluvial.
  24. Rotura de embalses.

- 10.- Introduction to River Engineering, José A. Maza Álvarez
- 11.- Advanced Course on Water Resources Management, Perugia, Italia.
- 12.- Hidráulica Fluvial, José Aguilera Alcerreca; Instituto Politécnico Nacional.
- 13.- Hidráulica del Flujo en Canales Abiertos, Hubert Chanson; Mc Graw Hill.
- 14.- Manual de diseño de Obras Fluviales; Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- 15.- EVALUATING SCOUR AT BRIDGES; Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18); US Department of Transportation.
- 16.- Hidráulica Fluvial, Procesos de la mecánica del flujo bifase agua-sedimentos en cauces naturales; Juan F. Fernando Bono; Universidad Politécnica de Valencia.
- 17.- Ingeniería de Ríos, Juan P. Martín Vide; Ed. Alfaomega, edición Universidad Politécnica de Cataluña.

**INFORMACIÓN IMPORTANTE.** Esta versión de los apuntes de *Ingeniería de Ríos*, tiene su origen en los apuntes de *Ingeniería de Ríos y Costas*, materia del extinto plan anual de la Facultad, en donde se recopiló una serie de documentos que hablan acerca del tema, principalmente en los libro N° 1, 6, 10 y 11 de la bibliografía, del excelente profesor, ingeniero y amigo Don José Antonio Maza Álvarez y que han sido adecuados conforme al plan de estudios semestral vigente de la Facultad de Ingeniería Civil y transcritos por mi hija Blanca Xóchitl. Pero a pesar de que se han incorporado las observaciones realizadas a lo largo de los cursos 2005 al 2014, se considera que no está totalmente concluida, ya que siempre existe la posibilidad de mejorarlos, por lo que se agradecerá a todas aquellas personas que puedan y quieran aportar comentarios al presente documento, de tal forma que permita llegar a tener un documento que sirva de apoyo para el estudio de la materia.

#### ATENTAMENTE

M. en C. Guillermo Benjamín Pérez Morales

**NOTAS:** Estos apuntes son una revisión hecha en julio – agosto de 2008 y adecuaciones de octubre de 2008 a junio de 2009, a las notas originales del M. en C. Guillermo Benjamín Pérez Morales y el Dr. Jesús Alberto Rodríguez Castro, realizada por el **M. en I. Juan Pablo Molina Aguilar**, el cual realizó la solución de los problemas de ejemplo originales, de tal forma que el alumno pueda seguir paso a paso, la solución de cada uno de ellos. Adicionalmente, se presentan ejemplos demostrativos con su solución en imágenes y problemas sugeridos, con su solución final, realizados por el M. en C. G. Benjamín Pérez, como parte de los exámenes de evaluación del aprendizaje de los alumnos, a lo largo de 29 años de impartir la materia.

Derivado de que se suspendió la impresión del libro “INGENIERÍA DE RÍOS, APUNTES DE LA MATERIA”, por parte de la Editorial de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH), están disponibles de forma libre los presentes apuntes para que puedan ser descargados de la página web del M. en C. Guillermo Benjamín Pérez Morales (<http://hidraulica.umich.mx/bperez/index.htm>).

## **AGRADECIMIENTOS:**

Como una aportación adicional a la materia y aplicación de la Ingeniería de Ríos, en el libro que vendía la UMSNH de los apuntes, en el cual se anexaba un disco compacto con hojas de cálculo y programas realizados por mis alumnos, en los cuales se ha logrado resolver los problemas que más comúnmente se presentan en el ejercicio de la profesión, relativos al estudio de los cauces naturales, sin necesidad de utilizar las gráficas y tablas que se utilizan normalmente y sin necesidad de hacer iteraciones manuales, por lo que se agradece a:

**Roberto Bastida Bribiesca**, que elaboró las hojas de cálculo en Excel, que permiten facilitar la solución del diseño de cauces sin y con transporte de sedimentos, así como el acorazamiento de un cauce.

**José Armando Vélez Vargas**, que elaboró el programa para el cálculo del transporte de sedimentos, con todos los métodos que se presentan en los apuntes, incluyendo el método de Hanss Einstein.

**Pedro Moisés Vázquez Mercado**, que elaboró el programa para el cálculo de la socavación en cauces, incluyendo la determinación de la distribución probabilística a la que mejor se ajusta la curva granulométrica del material que conforma el cauce.

**Víctor Francisco Valencia Valencia**, que elaboró las hojas de cálculo para la determinación de las características estables de un cauce.

Por el hecho de que actualmente (julio 2015) los apuntes se descargan de la página web, para poder obtener un disco compacto que contenga el material adicional, antes mencionado, deberá solicitarlo al M. en C. Guillermo Benjamín Pérez Morales, ya sea personalmente o por medio de su página web.

Un agradecimiento a la Ing. Rukmini Espinosa Díaz por escanear las tablas y figuras de los apuntes, también el agradecimiento a los alumnos López Chávez Miriam, Vázquez Mercado Pedro, Gómez Gutiérrez Gerardo y Vélez Vargas José Armando, por la revisión de resultados de los problemas.

Un reconocimiento y agradecimiento especial al corrector y revisor de la UMSNH **C. Heriberto Cortés Vélez**, por sus valiosas observaciones al documento original, para mejorar el presente documento.

Gracias, Atte. Guillermo Benjamín Pérez Morales

## DEDICATORIAS:

Este trabajo está dedicado a nuestros padres, Alberto Pérez, Lilia Morales; Jesús Rodríguez, María de la Luz Castro; Juan Molina, Cristina Aguilar; y a nuestros hermanos.

A nuestras familias, en especial a Blanca Estela Montoya Castellanos, Bella Itzel Pérez Morales y Montoya, Blanca Xóchitl Pérez Morales y Montoya, Marco Vinicio Llanes Rueda, Víctor Huerta Ocaranza, Andrea Huerta Pérez Morales y Gael Huerta Pérez Morales ; Yolanda Páez Montecillo, Omar Rodríguez Páez y Nora Rodríguez Páez; Fabiola Linares y Paola Fernanda Molina Linares.

A la Facultad de Ingeniería Civil y a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, por todo su apoyo a lo largo de todos estos años de impartir clases y ser parte integral de la comunidad Nicolaita.

## DOMÉNICO GUGLIELMINI

(Bologna 1655, Padova 1710, Italia)

Padre de la Hidráulica Fluvial o Ingeniería de Ríos, derivado de las obras “Della Natura de’ fiume” (De la naturaleza de los Ríos) y “Aquam fluentium mensura nova methodo inquisita” (Medición de las aguas corrientes investigada por un método nuevo).



DELLA  
NATURA DE' FIUMI  
TRATTATO FISICO-MATEMATICO  
DEL DOTT. DOMENICO GUGLIELMINI  
NUOVA EDIZIONE  
CON LE ANNOTAZIONI  
DI EUSTACHIO MANFREDI  
All' Em.mo, e Reverendissimo Principe  
IL SIG. CARDINALE  
NERIO CORSINI  
Nepote del regnante sommo Pontefice  
CLEMENTE XII.



In Bologna nella Stamperia di Lelio dalla Volpe. MDCCLXXII.  
Con licenza de' Superiori.



1371  
AQVAVVM FLVENTIVM  
MENSURA  
NOVA METHODO  
INQVISITA  
AVCTORE  
DOMINICO GUGLIELMINO  
M. D. Bononiensi  
In Patria Archigymnasio Scientiarum Mathematicarum  
Primario Professore,  
Et Aquarum Bononiensium Superintendente.  
AD  
ILLVSTRISSIMUM, atq; AMPLISSIMUM  
SENATVM  
BONONIÆ.



BONONIÆ, ex typographia Pizzana, MDC.CC. Sigismondo pensile.

Imágenes obtenidas de:  
[http://it.wikipedia.org/wiki/File:Domenico\\_Guglielmini.jpg](http://it.wikipedia.org/wiki/File:Domenico_Guglielmini.jpg)  
y del libro “El agua según la ciencia”, Volumen I, de Enzo Levi Lattes, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Serie D-24.

# 1.- INTRODUCCIÓN

---

## 1.1 OBJETIVO DEL CURSO

El alumno aprenderá a identificar y determinar las características hidráulicas de un cauce natural para conocer su comportamiento en el proceso de escurrimiento del agua, la erosión y transporte de sedimentos, y podrá definir el potencial de aprovechamiento hidráulico de los cauces, así como diseñar las obras hidráulicas necesarias para su manejo y control.

## 1.2 IMPORTANCIA DEL AGUA Y LA INGENIERÍA DE RÍOS.

Es de conocimiento general que el agua es un compuesto vital, así como el más abundante sobre la tierra, pero realmente desconocemos hasta qué punto es importante este líquido.

Sin duda influye el saber qué tan abundante es, para que no descuidemos por esto su valor, al referirnos al agua como un elemento vital, nos basamos en que realmente no existiría la vida en la tierra sin agua, ya que cualquier ser viviente en su constitución tiene un considerable porcentaje de agua para poder seguir realizando sus funciones, y citaremos los siguientes ejemplos; los seres humanos necesitan un 97% de agua para mantener la vida en estado embrionario y de 58% a 67% ya siendo adulto, en los vegetales es del 75% al 95% de su peso total, como en el caso del tomate que contiene 95% de agua, y en los animales varía de 60% a 70% de su peso corporal.

La falta de agua en el humano provoca en pocos días la muerte, al perder el 12% del agua contenida en el cuerpo puede sobrevenir la muerte, ya que si no se bebe agua en 4 días, la deshidratación provoca además de una sed intensa, sequedad en la piel y las mucosas, e insuficiencia cardiaca y renal, entre otros trastornos y lo coloca en estado crítico que lo lleva al coma y muerte que sobreviene a los 10 días aproximadamente.

A lo largo de la existencia del ser humano la lucha por y en contra del agua ha sido constante, ya que por la necesidad de abastecerse del vital líquido el hombre ha desarrollado sus actividades en las proximidades de éste, lo cual se puede constatar en todas las grandes civilizaciones que se han desarrollado a lo largo de un río, un lago o de manantiales, de tal manera que puedan tomar el agua necesaria y conducirla hasta los sitios de consumo, ha realizado por medio de conductos naturales o artificiales.

En la Ingeniería de Ríos o Ingeniería Fluvial se estudian los conductos a cielo abierto que pueden ser susceptibles a erosionarse, es decir sólo se estudian los cauces no revestidos y por ser parte integral del sistema de drenaje de una cuenca hidrológica, son los que pueden presentar problemas de erosión, desbordamiento, azolvamiento, formación de meandros, cambio de lecho, formación de uno o más brazos para conducir el gasto, transporte de sedimentos, etc., que requiere de un estudio detallado para evitar o prever los daños que se pueden ocasionar mediante obras fluviales y/o acciones, que permitan proteger a obras hidráulicas inmersas o interpuestas a la corriente, proteger

zonas de interés de posibles inundaciones, evitar el azolvamiento de presas de almacenamiento y predecir las características estables de un cauce natural, siempre conforme una probabilidad de ocurrencia de las avenidas de diseño.

### 1.3.- REPASO DE LOS PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE HIDRODINÁMICA.

En Ingeniería de ríos se trabaja principalmente con un fluido que es el agua y con material sólido que es el que constituye los sedimentos por lo que es necesario conocer las propiedades de ambos y que son intrínsecas de la materia. De las propiedades importantes que posee el agua y que son de utilidad para la hidráulica fluvial se tiene:

- a) VISCOSIDAD DINÁMICA.- La viscosidad es una propiedad de los fluidos por la cual opone resistencia a su deformación angular, siendo proporcional al gradiente de velocidades y a un coeficiente propio del fluido que se le denomina viscosidad dinámica.

$$\mu = \frac{\tau}{\frac{dv}{dy}} \quad (1.1)$$

Dónde:

$\mu$  = Viscosidad Dinámica, en kg-s/m<sup>2</sup>

$\tau$  = Esfuerzo cortante o tensión, en kgf/m<sup>2</sup>

$v$  = Velocidad del movimiento, en m/s

$y$  = Distancia recorrida por la deformación o desplazamiento, en m

Siendo  $\mu$  para el agua a la temperatura de 0°C = 18.27x10<sup>-5</sup> kg-s/m<sup>2</sup>; a 15°C  $\mu$  = 11.63 x 10<sup>-5</sup> kg-s/m<sup>2</sup>; a 20°C  $\mu$  = 10.25 x 10<sup>-5</sup> kg-s/m<sup>2</sup> y a 25°C  $\mu$  = 9.12 x 10<sup>-5</sup> kg-s/m<sup>2</sup>. Generalmente se maneja una temperatura de 20°C.

- b) VISCOSIDAD CINEMÁTICA.- En problemas en que interviene la viscosidad, la práctica más frecuente consiste en utilizar la relación que existe entre la viscosidad dinámica y la masa específica ( $\rho$ ) del fluido, relación que se denomina viscosidad cinemática:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (1.2)$$

Siendo:

$\nu$  = Viscosidad Cinemática, en m<sup>2</sup>/s

$\rho$  = Densidad del agua, en kg-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

Para el agua a diferentes temperaturas  $\nu$  vale = 1.52 x 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s para 5°C; 1.308 x 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s para 10°C; 1.142 x 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s para 15°C; 1.007 x 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s para 20°C.

c) CLASIFICACIÓN DE FLUJOS.- El flujo es originado por la pendiente del canal y por el gradiente del líquido y se clasifica en:

c.1) FLUJO UNIFORME Y PERMANENTE.- Se refiere a la condición según la cual las características del flujo (velocidad y tirante) en un punto no varían con el tiempo (permanente) y no cambia la profundidad, pendiente, velocidad y sección en una longitud dada del canal (uniforme).

c.2) FLUJO NO UNIFORME.- Ocurre cuando la profundidad del líquido varía a lo largo de la longitud del canal y puede ser permanente o variado. En esta última clasificación se puede dividir en lento o subcrítico, rápido o supercrítico y en crítico utilizando el número de Froude para identificarlos, siendo para régimen subcrítico menor que la unidad:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gd}} = \frac{V}{\sqrt{g4R_h}} < 1 \quad (1.3)$$

## 1.4. ORIGEN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

Los sedimento se originan de la erosión y de acuerdo al lugar de donde se originan pueden ser de origen laminar y de canales. La primera se produce al estrellarse las gotas de la lluvia contra el terreno, desprendiendo partículas del suelo, este desprendimiento de partículas está en función de la energía de la gota, y la consistencia del material, produciéndose posterior a su desprendimiento el transporte de dicho material por el escurrimiento superficial, por lo que se tiene exclusivamente material fino en forma de carga de lavado. El segundo tipo de sedimento tiene su origen en el material que forma el lecho y los taludes del cauce, teniendo una perfecta definición de la cantidad del material que se desprende y empieza a ser parte del escurrimiento en función directa del caudal que transporta dicho cauce.

### 1.4.1 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

Desde el punto de vista de resistencia que oponen las partículas a ser arrastradas y de su comportamiento a ser transportadas se pueden clasificar los sedimentos en:

#### 1.4.1.1 COHESIVO

Consiste en una mezcla de partícula del tamaño de las arcillas (coloides), del tamaño de los limos y algunas veces de las arenas, su límite superior del material cohesivo de acuerdo con el Departamento de Agricultura de los EE.UU. y la escala internacional de Atterberg es de dos milímetros.

Pero no debe contener ninguna materia orgánica. A arcilla mineral es la que ocasiona que existan fuerzas iónicas que mantienen unidas las partículas, que es en sí opone resistencia a ser transportada.

El problema de interés para la hidráulica fluvial estriba en la interacción del agua con los varios constituyentes del material cohesivo. Sobre esta interacción las principales propiedades de los materiales cohesivos son:

A) CONSISTENCIA O PLASTICIDAD.- Depende del contenido de agua el que un material sea más o menos consistente. Se pueden manejar para su clasificación los límites de Atterberg, son los más usados y a continuación se enumeran:

A.1) LÍMITE LÍQUIDO (Lw).- Es el contenido de humedad, puede expresarse como un porcentaje del peso del suelo secado al horno en el que el suelo empezará a fluir cuando se agite ligeramente.

A.2) LÍMITE PLÁSTICO (Pw).- Es el mínimo contenido de humedad; como un porcentaje en peso del material secado al horno en el que el suelo puede hacerse un rollito de 1/8" (0.31 cm) sin romperse.

A.3) ÍNDICE DE PLASTICIDAD (Iw).- Es la diferencia del límite líquido y el límite plástico, es decir  $Iw = Lw - Pw$ . Cuando Pw es mayor o igual que Lw ( $Pw \geq Lw$ ) por lo tanto  $Iw = 0$ .

Casagrande en 1932 observó que muchas propiedades están bien correlacionadas por medio de la carta de plasticidad (Figura 1.1)

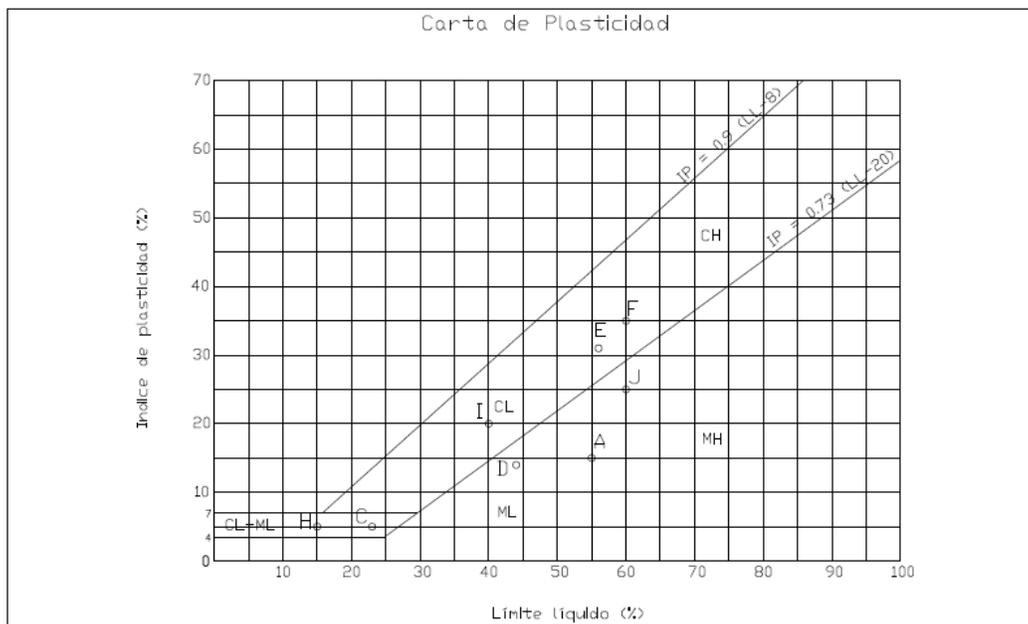


FIGURA 1. 1 Carta de Plasticidad

B) PESO VOLUMÉTRICO SECO ( $\gamma_v$ ).- Es el peso del material seco ( $W_s$ , en kg) entre su volumen total ( $V_t$ , en  $m^3$ ).

$$\gamma_v = \frac{W_s}{V_t} \tag{1.4}$$

C) RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE O A LA RESISTENCIA QUE OPONEN LAS PARTÍCULAS A SER TRANSPORTADAS.- Esta resistencia estará en función del esfuerzo que se produzca por el líquido y la

consistencia que presenten las partículas en función de la cantidad de material que componen la muestra.

#### 1.4.1.2 MATERIAL NO COHESIVO O GRANULAR FRICCIONANTE

De las propiedades más importantes y que se emplean con mayor frecuencia para el conocimiento del comportamiento de las partículas granulares, bajo la acción dinámica de la corriente son:

- A) **DIÁMETRO.**- El tamaño de las partículas que pueden encontrarse en un río varían desde rocas de varios metros de diámetro hasta partículas coloidales. Para disponer de una nomenclatura común se usará la clasificación de la Unión Geofísica Americana de los Estados Unidos (Tabla 1.1), donde se obtienen desde cantos rodados hasta arcillas. Para determinar el diámetro de las partículas se procede a la medición directa usando un vernier, cuando son cantos rodados, gravas, e inclusive arenas muy gruesas, aunque para gravas y arenas el proceso común es por medio de mallas, es decir por medio del cribado de la muestra usando mallas, con abertura tomando como base de raíz cuarta del N° 2.

<i>Grupo</i>	<i>Clase</i>	<i>Tamaño (mm)</i>	
<i>Cantos rodados</i>	<i>Muy grandes</i>	2000	– 4000
	<i>Grandes</i>	1000	– 2000
	<i>Medianos</i>	500	– 1000
	<i>Pequeños</i>	250	– 500
<i>Gujarros</i>	<i>Grandes</i>	130	– 250
	<i>Pequeños</i>	64	– 130
<i>Grava</i>	<i>Muy gruesa</i>	32	– 64
	<i>Gruesa</i>	16	– 32
	<i>Mediana</i>	8	– 16
	<i>Fina</i>	4	– 8
	<i>Muy fina</i>	2	– 4
<i>Arena</i>	<i>Muy gruesa</i>	1	– 2
	<i>Gruesa</i>	0.5	– 1
	<i>Mediana</i>	0.25	– 0.5
	<i>Fina</i>	0.125	– 0.25
	<i>Muy fina</i>	0.062	– 0.125
<i>Limo</i>	<i>Grueso</i>	0.031	– 0.062
	<i>Mediano</i>	0.016	– 0.031
	<i>Fino</i>	0.008	– 0.016
	<i>Muy fino</i>	0.004	– 0.008
<i>Arcilla</i>	<i>Gruesa</i>	0.002	– 0.004
	<i>Mediana</i>	0.001	– 0.002
	<i>Fina</i>	0.0005	– 0.001
	<i>Muy fina</i>	0.00024	– 0.0005

Tabla 1. 1 Clasificación del American Geophysical Union para materiales sedimentarios

Para arenas finas, limos y arcillas se procede a utilizar la sedimentación para definir sus diámetros pudiéndose utilizar el tubo de acumulación visual (Figura 1.2), en el cuál se toma como diámetro de sedimentación al diámetro de una esfera con la misma masa específica.

- B) FORMA.- Las formas que toman las partículas naturales tienden a ser esferas, discos, laminas, elipsoides, cilindros o completamente irregulares. Para determinar un factor que nos permita definir la forma de las partículas se utilizarán las tres dimensiones ortogonales de ésta, con lo cual el factor de forma (S.F.), se podrá evaluar por medio de la siguiente expresión:

$$S.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (1.5)$$

Siendo: "a" la mayor distancia de la partícula, "b" la distancia que le sigue en dimensión a "a" formando 90°, y "c" la distancia que resulte en forma ortogonal a las 2 anteriores.

De forma aproximada se puede considerar que el factor de forma puede tomar los valores de la Tabla 1.2, en función de la redondez de la partícula.

REDONDEZ	DESCRIPCIÓN	S. F.
Muy angular	Partículas con superficie de fracturas recientes, múltiples aristas y bordes cortantes.	0.12-0.17
Angular	Partículas que presentan esquinas y bordes ásperos, no tan cortantes o afiladas, sino de formas prismáticas.	0.17-0.25
Poco angular	Se aprecian los bordes y aristas pero no terminan en punta, es decir ligeramente redondas.	0.25-0.35
Poco redondeadas	Se pueden distinguir, pero no se "sienten" las aristas ni los bordes.	0.35-0.49
Redondeada	No se aprecian esquinas o puntas al contacto con los dedos.	0.49-0.70
Bien redondeada	Partícula que tiende a ser esférica o elipsoidal, con superficie llana o pulida.	0.70-1.00

Tabla 1. 2 Factor de forma de las partículas en un cauce natural

La importancia en su determinación estriba sobre todo cuando trabajamos con modelos fluviales de fondo móvil.

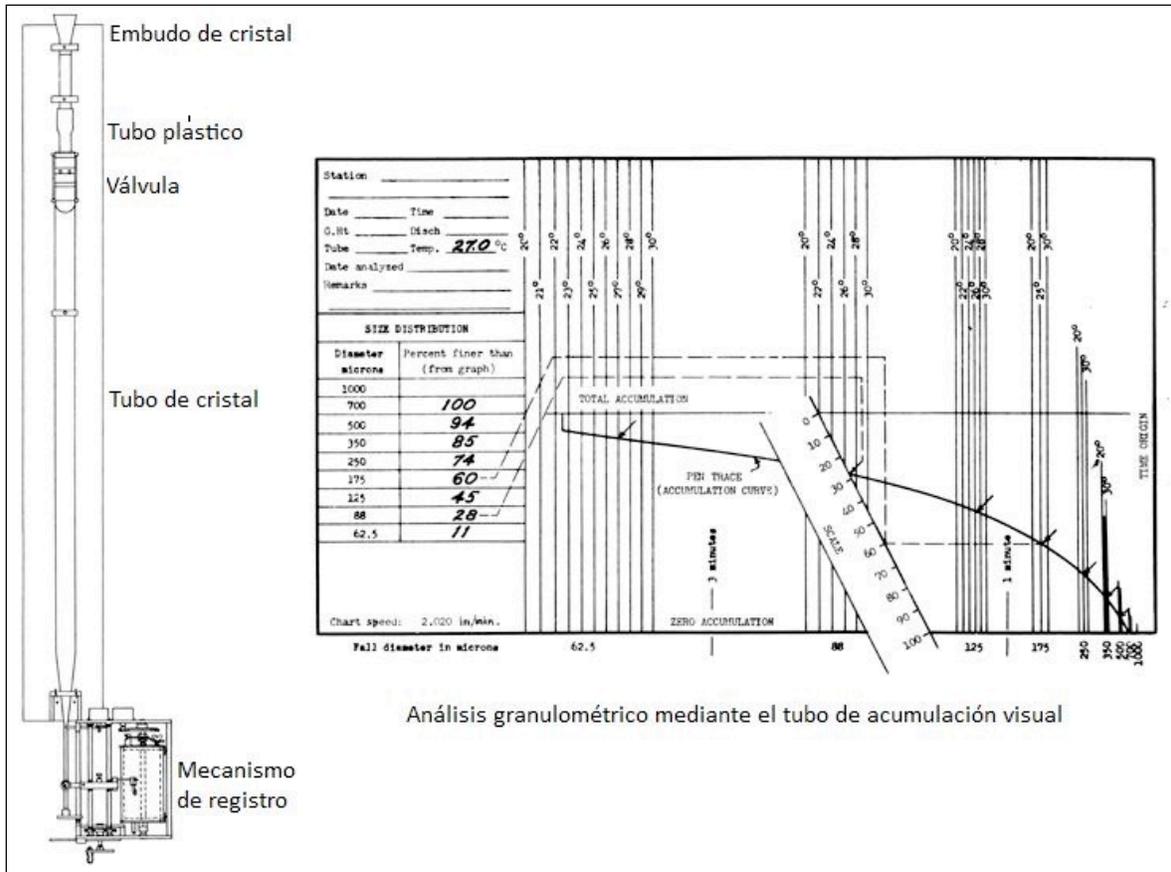


FIGURA 1. 2 Tubo de acumulación visual y un registro de una muestra de suelos

- C) PESO ESPECÍFICO DE LAS PARTÍCULAS ( $\gamma_s$ ).- Es la relación del peso de una partícula entre su volumen y varía de 1800 a 2800 para cantos rodados y boleos; entre 2100 y 2400 para las gravas; para las arenas entre 2600 y 2700 y como la mayoría de las arenas están formada por partículas de cuarzo de acuerdo con el peso específico (gama) es igual a 2650 kgf/m<sup>3</sup> y para las arcillas minerales (gama) varía entre 2500 y 2700 kgf/m<sup>3</sup>.
- D) VELOCIDAD DE CAÍDA DE UNA PARTÍCULA ( $\omega$ ).- Es un parámetro importante para los estudios de suspensión y sedimentación. La velocidad de caída de una partícula ( $\omega$ ) está influenciada por el diámetro, su forma, la posición de caída, peso específico, textura de su superficie, y la viscosidad del líquido, por lo que al obtener la velocidad de caída se tiene en forma implícita o explícita las otras. Como la velocidad de caída de una partícula se entiende a la velocidad máxima que adquiere una partícula al caer dentro de un líquido en reposo, matemáticamente:

$$\frac{\pi D^3}{6} (\rho_s - \rho) g = \frac{C_D \rho A \omega^2}{2} \tag{1.6}$$

Siendo:

$D$  = Diámetro de la partícula, en m.

$\rho_s$  = masa específica de la partícula, en kg·s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>.

$C_D$  = Coeficiente de arrastre o empuje y depende de la forma de la partícula expresada en S.F. y por el número de  $Re$  y cuyos valores se pueden encontrar en la figura 1.3. ( $Re = \omega D / \nu$ )

$A$  = Área expuesta a la corriente por la partícula,  $m^2$ .

$\omega$  = Velocidad de caída, en  $m/s$ .

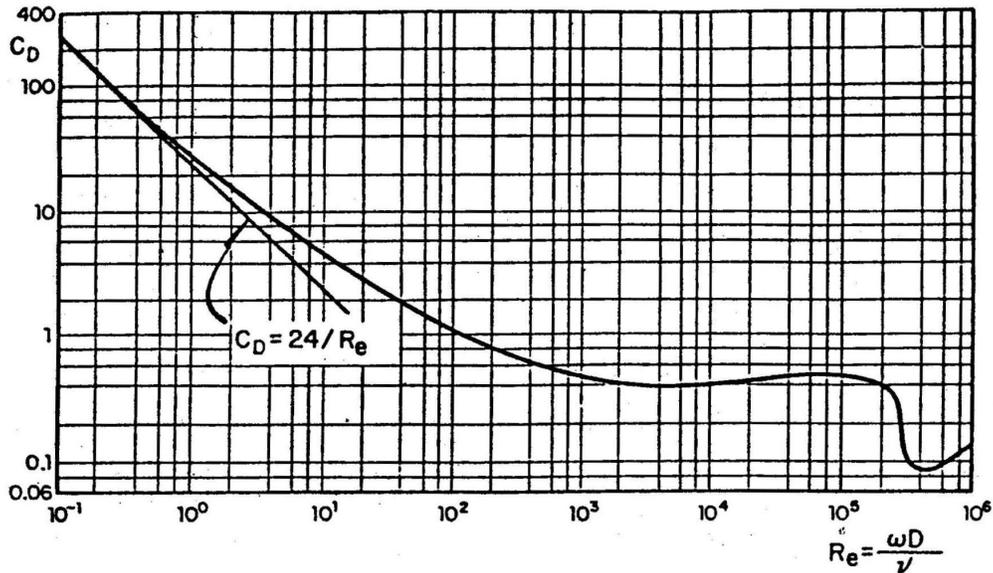


FIGURA 1. 3 Coeficiente de empuje "Co", para esferas

Para partículas esféricas la velocidad de caída se puede expresar por medio de la siguiente ecuación:

$$\omega = \sqrt{\frac{4g\Delta D}{3C_D}} \tag{1.7}$$

Siendo:

$\Delta$  = La relación que existe entre el peso específico de los sólidos del fluido.

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \tag{1.8}$$

Stockes encontró que para diámetros menores a 0.1 mm,  $\Delta = 1.65$  y Reynolds  $< 0.1$ ,  $\omega$  se puede obtener por medio de la siguiente expresión:

$$\omega = \frac{gD^2 0.55}{6\nu} \tag{1.9}$$

Para diámetros mayores 1.5 mm.  $\Delta = 1.65$  y  $Re$  entre 10,000 y 1000,  $\omega$  se puede obtener con la siguiente expresión:

$$\omega = \frac{10}{3} g \sqrt{\Delta D} \tag{1.10}$$

Para partículas naturales la velocidad de caída se puede obtener por medio de los siguientes métodos.

**D.1) MÉTODO DE RUBEY.**

$$\omega = F_1 \sqrt{g \Delta D} \tag{1.11}$$

Dónde:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g\Delta D^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g\Delta D^3}} \tag{1.12}$$

$D$  = Diámetro de la partícula, en m.

También Rubey propone la utilización de la figura No. 1.4 cuando se tiene temperatura de 20°C (Propuesto en 1933).

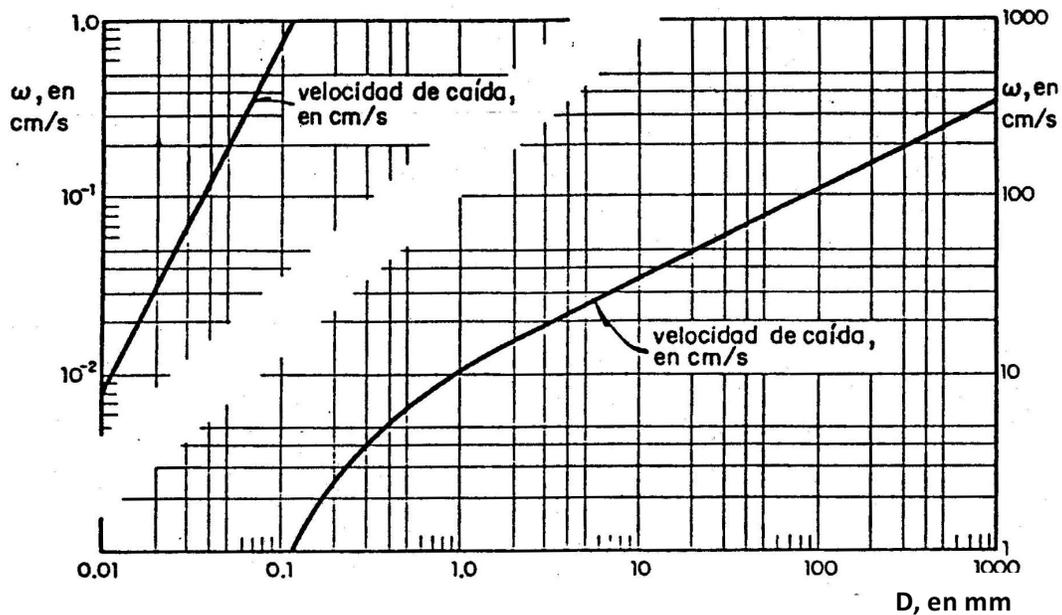


FIGURA 1. 4 Velocidad de caída, Rubey; T= 20° c.

**D.2) MÉTODO DE LA INTERS AGENCY COMMITTEE IN WATER RESOURCES.**

Propuesto en 1957 toma en forma directa el factor de forma, el diámetro de la partícula y la temperatura del agua, obteniéndose la velocidad de caída con la ayuda de la figura 1.5.

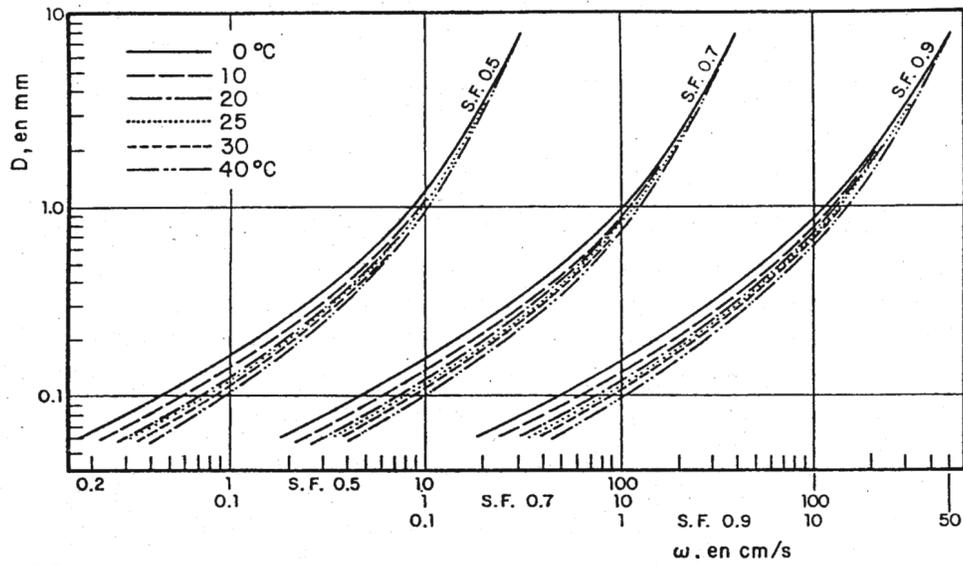


FIGURA 1. 5 Relación entre la velocidad de caída y el diámetro de las partículas para diferentes factores de forma y temperatura del fluido

### D.3) MÉTODO DE ALBERTSON.

Propuesto en 1953 considera que la velocidad de caída está en función del número de Reynolds y del diámetro de la partícula, empleándose la figura 1.6 para obtener la velocidad de caída. Para partículas finas floculadas se puede considerar según Migniot que en agua en reposo  $\omega = 0.5$  mm/s

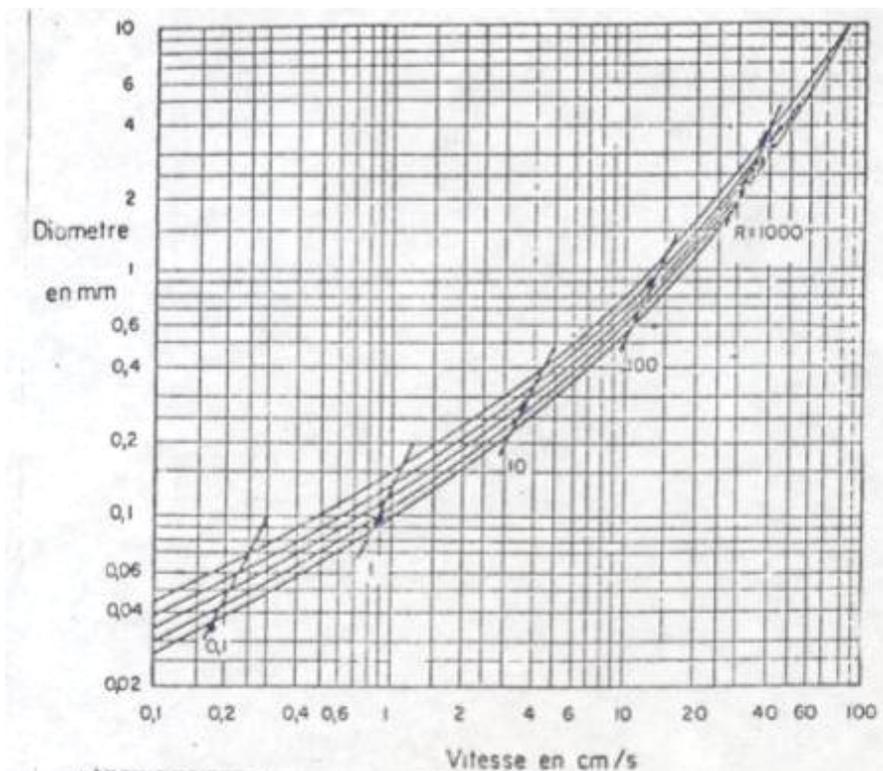


FIGURA 1. 6 Velocidad de caída en función del diámetro de la partícula

## E) DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA DE LOS SEDIMENTOS.

El material que forma un cauce no es homogéneo, por lo que es importante conocer la cantidad o distribución de partículas que lo forman. Una manera de determinar las características de una muestra es por medio de curvas granulométricas, que no es más que la representación gráfica de los resultados que se obtienen al cribar dicha muestra, obteniendo porcentajes de peso contra el diámetro de las partículas retenidas. Se acostumbra realizar la gráfica granulométrica en papel semilogarítmico y de ésta obtener los diámetros representativos de la muestra, que de acuerdo con lo que se desea conocer y el método a emplear pueden ser en forma general los siguientes diámetros:

- a)  $D_{10}$  y  $D_{60}$ .- Nos permiten conocer el tipo de granulometría por medio del coeficiente de uniformidad (Cu). Si  $Cu \leq 3$ , se dice de la muestra granulométrica es uniforme, si  $Cu > 3$  se dice que la muestra es no uniforme o sea de granulometría extendida.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.13)$$

- b)  $D_{50}$ .- Es el diámetro de la mediana de la distribución granulométrica y sólo cuando dicha distribución es simétrica el  $D_{50}$  coincide con el diámetro medio.
- c)  $D_{16}$  y  $D_{84}$ .- Son los diámetros junto con el  $D_{50}$  que nos sirven para generar cualquier otro diámetro, de acuerdo con el tipo de distribución probabilística o ley de probabilidades a la cual se ajusta la curva granulométrica. También son los diámetros que de acuerdo con el criterio de G.H. OTTO al unirse en un papel log-probabilidad, determinan la recta de ajuste de la muestra granulométrica.

- d) La desviación estándar geométrica de la muestra ( $\sigma_g$ ) se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} \quad (1.14)$$

- e) El diámetro medio aritmético se define como:

$$Dm = \frac{1}{100} \sum_{i=1}^n (\Delta p_i D_i) \quad (1.15)$$

Siendo:  $\Delta p_i$  el porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica.

- f) El diámetro medio geométrico se define como:

$$\text{Log}D_m = \frac{1}{100} \sum_{i=1}^n (\Delta p_i \log D_i) \quad (1.16)$$

Los cauces al no tener un material homogéneo tanto en forma como en peso, hacen necesario el uso de curvas de ajuste que sigan una determinada ley de probabilidad y de esta

forma se pueda inferir si un tramo del cauce en estudio se ajusta o no a una determinada distribución probabilística. Lo anterior se hace a partir de graficar los datos de la curva granulométrica en diferentes papeles probabilísticos, como por ejemplo en la mayoría de las cauces donde se tienen arenas y gravas se ajustan a una ley de distribución probabilística del tipo log-normal, para cauces donde se tiene en su mayoría arenas se ajustan a una distribución logarítmica.

En la práctica se ha visto que la distribución granulométrica de una muestra no se ajusta con exactitud a una distribución de probabilidad determinada, pero también se ha notado que en cierta medida se ajustan a una u otra con más o menos aproximación, por lo que es importante que al realizar un ajuste de una curva granulométrica ésta se haga en papel probabilístico (como los que se muestran más adelante), que puede ser normal, log-normal, logarítmico, log-log, circular, etc., con la finalidad de visualizar a qué distribución se apegan mejor. La concordancia entre la muestra y la distribución son difíciles sobre todo en los extremos, por lo cual se deberá tener especial cuidado al cribar la muestra.

Para generar cualquier diámetro a partir de 2 o 3 diámetros conocidos y de la distribución probabilística a que se apegan la muestra se pueden utilizar las siguientes expresiones, donde si no se especifica nada relativo a la desviación estándar geométrica, se utilizará la ecuación 1.14:

#### DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL

$$D_n = D_{50}(\sigma_g)^{Zn} \quad (1.17)$$

Siendo:

$n$  = Número del diámetro que se desea generar.

$Zn$  = Exponente que nos determina la variable aleatoria estándar, cuyo valor se obtiene de la tabla 1.3.

El diámetro medio se genera con la siguiente ecuación:

$$D_m = D_{50} * e^{\left[\frac{1}{2} \ln^2(\sigma_g)\right]} \quad (1.18)$$

#### DISTRIBUCIÓN NORMAL

$$D_n = D_{50} + Zn\sigma_g \quad (1.19)$$

$$\sigma_g = D_{84} - D_{50} = (D_{84} - D_{16})^{1/2} \quad (1.20)$$

$$D_m = D_{50} \quad (1.21)$$

#### DISTRIBUCIÓN LOGARÍTMICA

$$D_n = D_{50} 10^{\left[\left(\frac{n-50}{34}\right) \log \sigma_g\right]} \quad (1.22)$$

$$Dn = D_{50} e^{\left[ \left( \frac{n-50}{34} \right) \ln \sigma_g \right]} \tag{1.23}$$

$$Dm = D_{50} \tag{1.24}$$

$P_i (+)$	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	
0.5	0.00000	0.00251	0.00501	0.00752	0.01003	0.01253	0.01504	0.01755	0.02005	0.02256	0.02507	0.49
0.51	0.02507	0.02758	0.03008	0.03259	0.03510	0.03761	0.04012	0.04263	0.04513	0.04764	0.05015	0.48
0.52	0.05015	0.05266	0.05517	0.05768	0.06020	0.06271	0.06522	0.06773	0.07024	0.07276	0.07527	0.47
0.53	0.07527	0.07778	0.08030	0.08281	0.08533	0.08784	0.09036	0.09288	0.09540	0.09791	0.10043	0.46
0.54	0.10043	0.10295	0.10547	0.10799	0.11052	0.11304	0.11556	0.11809	0.12061	0.12314	0.12566	0.45
0.55	0.12566	0.12819	0.13072	0.13324	0.13577	0.13830	0.14084	0.14337	0.14590	0.14843	0.15097	0.44
0.56	0.15097	0.15351	0.15604	0.15858	0.16112	0.16366	0.16620	0.16874	0.17128	0.17383	0.17637	0.43
0.57	0.17637	0.17892	0.18147	0.18402	0.18657	0.18912	0.19167	0.19422	0.19678	0.19934	0.20189	0.42
0.58	0.20189	0.20445	0.20701	0.20957	0.21214	0.21470	0.21727	0.21983	0.22240	0.22497	0.22754	0.41
0.59	0.22754	0.23012	0.23269	0.23527	0.23785	0.24043	0.24301	0.24559	0.24817	0.25076	0.25335	0.40
0.6	0.25335	0.25594	0.25853	0.26112	0.26371	0.26631	0.26891	0.27151	0.27411	0.27671	0.27932	0.39
0.61	0.27932	0.28193	0.28454	0.28715	0.28976	0.29237	0.29499	0.29761	0.30023	0.30286	0.30548	0.38
0.62	0.30548	0.30811	0.31074	0.31337	0.31600	0.31864	0.32128	0.32392	0.32656	0.32921	0.33185	0.37
0.63	0.33185	0.33450	0.33716	0.33981	0.34247	0.34513	0.34779	0.35045	0.35312	0.35579	0.35846	0.36
0.64	0.35846	0.36113	0.36381	0.36649	0.36917	0.37186	0.37454	0.37723	0.37993	0.38262	0.38532	0.35
0.65	0.38532	0.38802	0.39073	0.39343	0.39614	0.39886	0.40157	0.40429	0.40701	0.40974	0.41246	0.34
0.66	0.41246	0.41519	0.41793	0.42066	0.42340	0.42615	0.42889	0.43164	0.43440	0.43715	0.43991	0.33
0.67	0.43991	0.44268	0.44544	0.44821	0.45099	0.45376	0.45654	0.45933	0.46211	0.46490	0.46770	0.32
0.68	0.46770	0.47050	0.47330	0.47610	0.47891	0.48173	0.48454	0.48736	0.49019	0.49302	0.49585	0.31
0.69	0.49585	0.49869	0.50153	0.50437	0.50722	0.51007	0.51293	0.51579	0.51866	0.52153	0.52440	0.30
0.7	0.52440	0.52728	0.53016	0.53305	0.53594	0.53884	0.54174	0.54464	0.54755	0.55047	0.55338	0.29
0.71	0.55338	0.55631	0.55924	0.56217	0.56511	0.56805	0.57100	0.57395	0.57691	0.57987	0.58284	0.28
0.72	0.58284	0.58581	0.58879	0.59178	0.59477	0.59776	0.60076	0.60376	0.60678	0.60979	0.61281	0.27
0.73	0.61281	0.61584	0.61887	0.62191	0.62496	0.62801	0.63106	0.63412	0.63719	0.64027	0.64335	0.26
0.74	0.64335	0.64643	0.64952	0.65262	0.65573	0.65884	0.66196	0.66508	0.66821	0.67135	0.67449	0.25
0.75	0.67449	0.67764	0.68080	0.68396	0.68713	0.69031	0.69349	0.69668	0.69988	0.70309	0.70630	0.24
0.76	0.70630	0.70952	0.71275	0.71599	0.71923	0.72248	0.72574	0.72900	0.73228	0.73556	0.73885	0.23
0.77	0.73885	0.74214	0.74545	0.74876	0.75208	0.75542	0.75875	0.76210	0.76546	0.76882	0.77219	0.22
0.78	0.77219	0.77557	0.77897	0.78237	0.78577	0.78919	0.79262	0.79606	0.79950	0.80296	0.80642	0.21
0.79	0.80642	0.80990	0.81338	0.81687	0.82038	0.82389	0.82742	0.83095	0.83450	0.83805	0.84162	0.20
0.8	0.84162	0.84520	0.84879	0.85239	0.85600	0.85962	0.86325	0.86689	0.87055	0.87422	0.87790	0.19
0.81	0.87790	0.88159	0.88529	0.88901	0.89273	0.89647	0.90023	0.90399	0.90777	0.91156	0.91537	0.18
0.82	0.91537	0.91918	0.92301	0.92686	0.93072	0.93459	0.93848	0.94238	0.94629	0.95022	0.95417	0.17
0.83	0.95417	0.95812	0.96210	0.96609	0.97009	0.97411	0.97815	0.98220	0.98627	0.99036	0.99446	0.16
0.84	0.99446	0.99858	1.00271	1.00686	1.01103	1.01522	1.01943	1.02365	1.02789	1.03215	1.03643	0.15
0.85	1.03643	1.04073	1.04505	1.04939	1.05374	1.05812	1.06252	1.06694	1.07138	1.07584	1.08032	0.14
0.86	1.08032	1.08482	1.08935	1.09390	1.09847	1.10306	1.10768	1.11232	1.11699	1.12168	1.12639	0.13
0.87	1.12639	1.13113	1.13590	1.14069	1.14551	1.15035	1.15522	1.16012	1.16505	1.17000	1.17499	0.12
0.88	1.17499	1.18000	1.18504	1.19012	1.19522	1.20036	1.20553	1.21073	1.21596	1.22123	1.22653	0.11
0.89	1.22653	1.23186	1.23723	1.24264	1.24808	1.25357	1.25908	1.26464	1.27024	1.27587	1.28155	0.10
0.9	1.28155	1.28727	1.29303	1.29884	1.30469	1.31058	1.31652	1.32251	1.32854	1.33462	1.34076	0.09
0.91	1.34076	1.34694	1.35317	1.35946	1.36581	1.37220	1.37866	1.38517	1.39174	1.39838	1.40507	0.08
0.92	1.40507	1.41183	1.41865	1.42554	1.43250	1.43953	1.44663	1.45381	1.46106	1.46838	1.47579	0.07
0.93	1.47579	1.48328	1.49085	1.49851	1.50626	1.51410	1.52204	1.53007	1.53820	1.54643	1.55477	0.06
0.94	1.55477	1.56322	1.57179	1.58047	1.58927	1.59819	1.60725	1.61644	1.62576	1.63523	1.64485	0.05
0.95	1.64485	1.65463	1.66456	1.67466	1.68494	1.69540	1.70604	1.71689	1.72793	1.73920	1.75069	0.04
0.96	1.75069	1.76241	1.77438	1.78661	1.79912	1.81191	1.82501	1.83842	1.85218	1.86630	1.88079	0.03
0.97	1.88079	1.89570	1.91104	1.92684	1.94313	1.95996	1.97737	1.99539	2.01409	2.03352	2.05375	0.02
0.98	2.05375	2.07485	2.09693	2.12007	2.14441	2.17009	2.19729	2.22621	2.25713	2.29037	2.32635	0.01
0.99	2.32635	2.36562	2.40892	2.45726	2.51214	2.57583	2.65207	2.74778	2.87816	3.09023	∞	0.00
	0.010	0.009	0.008	0.007	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.000	$P_i (-)$

Tabla 1. 3 Valores de Zn para distribución normal

**DISTRIBUCIÓN LOG - LOG**

$$D_n = D_{50} e^{\left[ \frac{\ln\left(\frac{n}{50}\right) \ln(\sigma_g)}{\ln \frac{84}{50}} \right]} \quad (1.25)$$

$$Dn = D_{50} 10^{\left[ 4.4383 \log\left(\frac{n}{50}\right) \log \sigma_g \right]} \quad (1.26)$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \left[ \frac{D_{50}}{D_{16}} \right]^{0.45531} = \left[ \frac{D_{84}}{D_{16}} \right]^{0.31286} \quad (1.27)$$

**DISTRIBUCIÓN CIRCULAR**

$$Dn = D_{m\acute{a}x} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{n}{100} \right)^2} \right] \quad (1.28)$$

- F) PESO VOLUMÉTRICO. ( $\gamma_v$ ).- Es el peso de una muestra ( $W_s$ , en kg) entre el volumen total ( $V_t$ , en  $m^3$ ) incluidos los huecos o vacíos es decir:

$$\gamma_v = \frac{W_s}{V_t} \quad (1.29)$$

A la relación que existe entre el volumen de vacíos ( $V_v$ , en  $m^3$ ) y el volumen total ( $V_t$ , en  $m^3$ ) se le denomina porosidad ( $p$ ):

$$p = \frac{V_v}{V_t} \quad (1.30)$$

Cumpléndose que:

$$\gamma_v = \gamma_s (1 - p) \quad (1.31)$$

A la relación del volumen de vacíos y el volumen de sólidos se le denomina relación de vacíos ( $rv$ ):

$$rv = \frac{p}{1 - p} \quad (1.32)$$

**1.4.2 CONCENTRACIÓN DE PARTÍCULAS EN SUSPENSIÓN**

La cantidad de partículas contenidas en el seno de un líquido se expresa mediante la concentración ( $C_s$ ) que se puede dar en unidades de volumen o en unidades de peso, considerando el volumen del sólido como si fuera agua para transformarlo en peso. Las unidades que se tendrían en peso serían

kg/m<sup>3</sup>, y en unidades de volumen m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> (m<sup>3</sup> de material o partículas entre m<sup>3</sup> de agua). Otra forma común de expresar la concentración es en partes por millón (p.p.m.), ya sea en volumen o en peso. En peso una parte por millón es igual a un miligramo entre un litro (1ppm = 1 miligramo / 1 litro) esto es igual a 1 g / 1m<sup>3</sup> = 1 ppm = 1 miligramo / 1 litro = 1g / 1m<sup>3</sup> = 1x10<sup>-3</sup> kg/m<sup>3</sup>. En volumen una parte por millón es igual a 1 mililitro/1m<sup>3</sup> = 1 x 10<sup>-6</sup> m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>. Para cambiar de unidades de peso a volumen o viceversa, se utiliza el peso específico de los sedimentos y en el caso de la concentración en partes por millón, primero se deberá cambiar a kg/ m<sup>3</sup>, o a m<sup>3</sup>/ m<sup>3</sup>, según sea el caso, para posteriormente utilizar el peso específico de los sedimentos para cambiar de unidades.

Es necesario que para separar el material sólido del líquido no se utilicen métodos que evaporen el agua, ya que se quedarían también las sales disueltas, por lo que se recomienda filtrar o decantar la muestra.

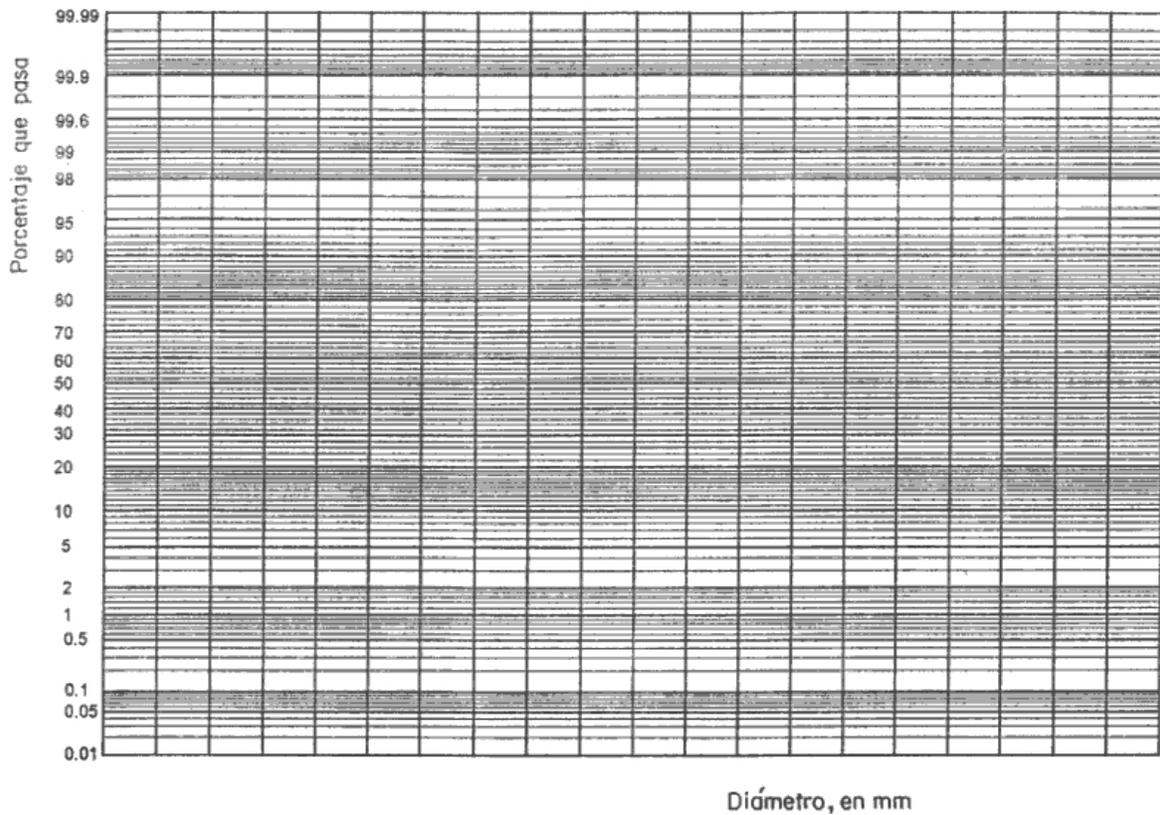


FIGURA 1. 7 Papel para distribución de probabilidad normal

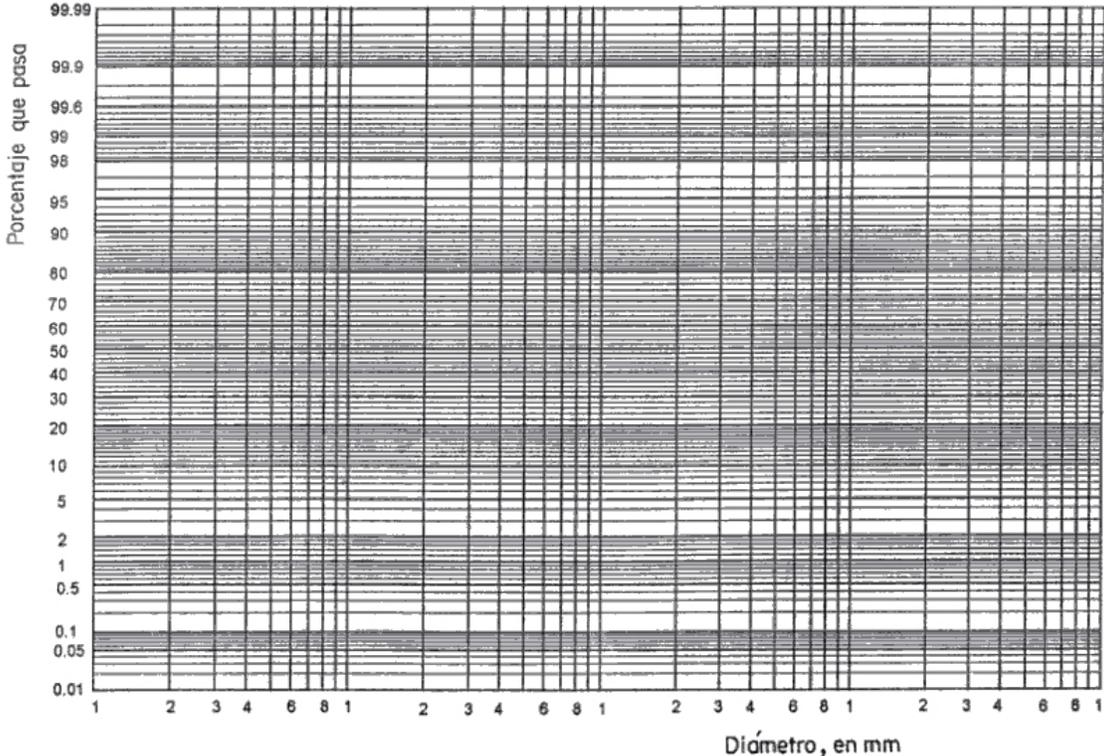


FIGURA 1. 8 *Papel para distribución de probabilidad log – normal*

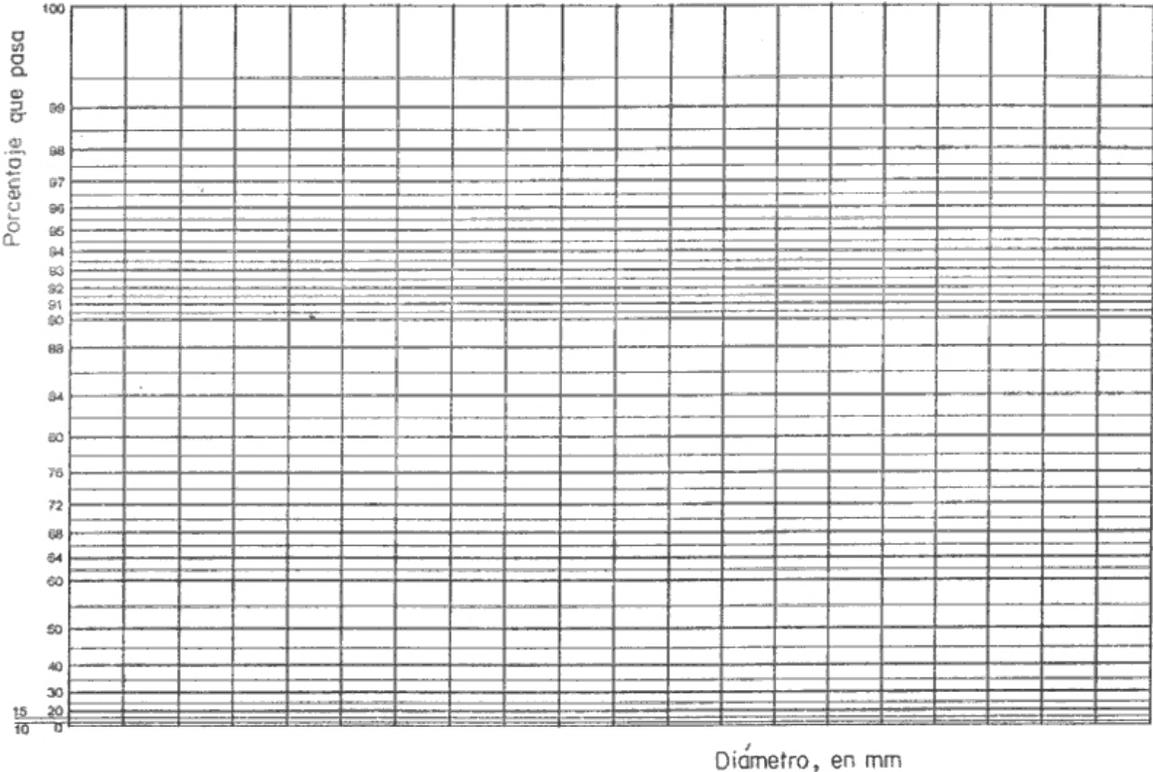


FIGURA 1. 9 *Papel para distribución de probabilidad circular*

### 1.4.3 VISCOSIDAD DE UN LÍQUIDO CON MATERIAL EN SUSPENSIÓN

Con la finalidad de obtener la viscosidad dinámica de la mezcla agua-sedimentos Hanss Einstein propuso una fórmula donde las hipótesis de partida son considerar las partículas esféricas y las ecuaciones de Navier Stokes, con relación a las fuerzas de inercia, son pequeñas y despreciables, dando como resultado que la viscosidad dinámica de la mezcla sea:

para  $C_s < 0.03 \text{ m}^3/\text{m}^3$

$$\mu_{u_m} = \mu_u (1 + 2.5C_s) \quad (1.33)$$

Para  $C_s > 0.023 \text{ m}^3/\text{m}^3$ , Ward en 1955 propuso:

$$\mu_{u_m} = \mu_u (1 + 4.5C_s) \quad (1.34)$$

### 1.4.4 PESO ESPECÍFICO DE UNA MEZCLA

Se puede considerar que el peso específico de la mezcla agua-sedimento es igual a la suma de los pesos específicos de los sólidos, más el del líquido. Al hacer intervenir la concentración se tendrá que:

$$\gamma_m = \gamma + \gamma C_s - \frac{\gamma^2 C_s}{\gamma_s} \quad (1.35)$$

Siendo:

$C_s$  = Concentración en unidades de volumen ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ ).

## EJEMPLOS RESUELTOS

NOTAS ACLARATORIAS.

1) TODOS LOS CÁLCULOS DE LOS EJEMPLOS FUERON REALIZADOS EN HOJAS DE CÁLCULO DEL PROGRAMA EXCEL, POR LO QUE LOS VALORES MANUALES PUEDEN CAMBIAR UN POCO.

2) SE RECOMIENDA REALIZAR LOS CÁLCULOS MANUALES CON UNA APROXIMACIÓN A LA MILÉSIMA, Y EN LOS CASOS EN QUE SE TENGAN RESULTADOS PARCIALES MUY PEQUEÑOS, SE UTILICE NOTACIÓN CIENTÍFICA, PARA NO PERDER PRECISIÓN EN LOS RESULTADOS.

3) EN AQUELLOS EJEMPLOS DONDE NO SE INDIQUE EL VALOR DEL PESO ESPECÍFICO DE LOS SEDIMENTOS, SE DEBERÁ CONSIDERAR QUE SON CONFORMADOS CON CUARZO Y POR LO TANTO SU PESO ESPECÍFICO SERÁ DE  $\gamma_s = 2650 \text{ kgf}/\text{m}^3$ , ASÍ COMO DE NO INDICARSE LA TEMPERATURA DEL AGUA, SE DEBERÁ CONSIDERAR QUE ES IGUAL A 20 °C Y POR LO TANTO  $\nu = 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

**EJEMPLO 1.1:** Obtener la velocidad de caída de una partícula esférica de cuarzo de 10 mm de diámetro.

**Datos:**

$$D = 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_s = 2650 \text{ kgf/m}^3$$

**Incógnita:**

$$\omega = ?$$

**Fórmulas:**

$$\omega = \sqrt{\frac{4g\Delta D}{3C_D}}$$

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

$C_D = f(Re) \Rightarrow$  Figura 1.3 {Se debe leer: “ $C_D$ ” es función de (número de Reynolds “ $Re$ ”) y se obtiene de la “Figura 1.3”}

$$Re = \frac{\omega D}{\nu}$$

**Solución:**

Calculando previamente la relación de pesos específicos.

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = \frac{2650 - 1000}{1000} = \frac{1650}{1000} = 1.65$$

Para calcular  $\omega$  se requiere obtener el  $C_D$  y para obtenerlo de la figura 1.3 se requiere  $Re$ , el cual depende de la velocidad de caída  $\omega$ , la solución no es directa, por lo que se procede por tanteos. Proponiendo el valor de  $C_D$  para iniciar el cálculo de la velocidad de caída.  $C_D = 10$

$$\omega = \sqrt{\frac{4g\Delta D}{3C_D}} = \sqrt{\frac{4(9.81)(1.65)(.01)}{3(10)}} = 0.1469 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{(0.1469)(0.01)}{1.007 * 10^{-6}} = 1,458.869 = 1.458 * 10^3$$

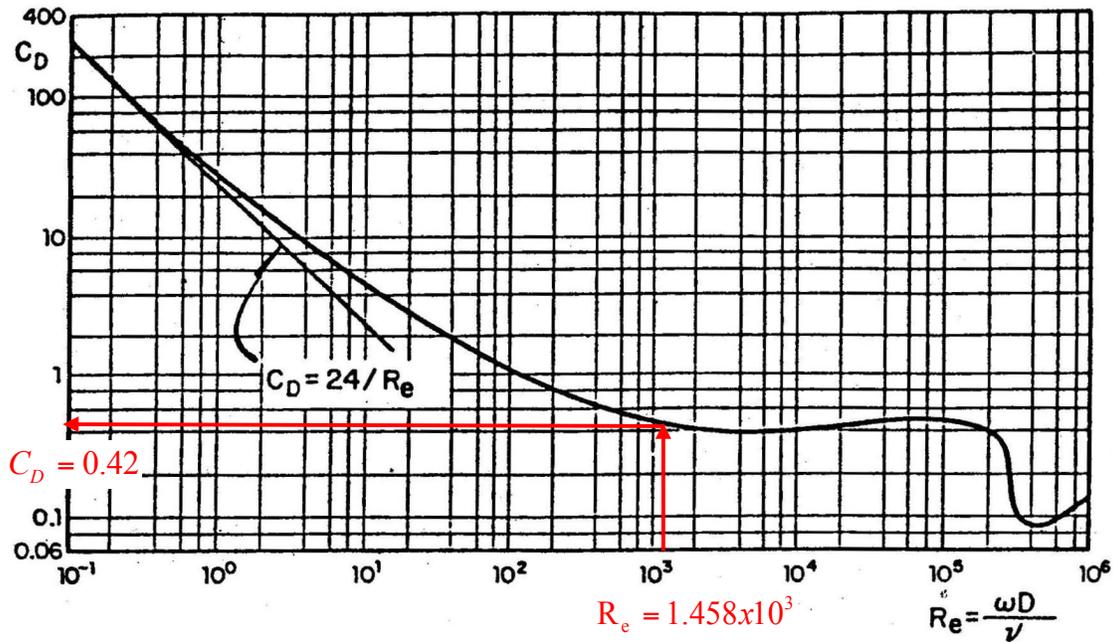


Figura 1.3 Coeficiente de empuje  $C_D$  para esferas

De la figura 1.3 se lee el nuevo valor de  $C_D = 0.42$

$$\omega = \sqrt{\frac{4(9.81)(1.65)(0.01)}{3(0.42)}} = 0.7168 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{(0.7168)(0.01)}{1.007 * 10^{-6}} = 7,118.553 = 7.118 * 10^3$$

De la figura 1.3 se lee el nuevo valor de  $C_D = 0.40$

$$\omega = \sqrt{\frac{4(9.81)(1.65)(0.01)}{3(0.40)}} = 0.7345 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{(0.7345)(0.01)}{1.007 * 10^{-6}} = 7,294.346 = 7.294 * 10^3$$

De la figura 1.3 se lee el nuevo valor de  $C_D = 0.40$

Por lo tanto la velocidad de caída, que da solución al problema es  $\omega = 0.735 \text{ m/s}$

**EJEMPLO 1.2:** Obtener la velocidad de caída de una partícula natural de 10 mm de diámetro, que cae en el seno de un líquido con temperatura de 20 °C, siendo su máxima dimensión de 10 mm, la que le sigue en magnitud es de 6.3 mm y la dimensión ortogonal a las dos anteriores es de 2.9 mm.

**Datos:**

$$D = 10 \text{ mm}$$

$$T = 20 \text{ °C}$$

$$\nu = 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\gamma_s = 2650 \text{ kgf/m}^3$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$b = 6.3 \text{ mm}$$

$$c = 2.9 \text{ mm}$$

**Incógnita:**

$$\omega = ?$$

**Método de Rubey****Fórmulas:**

$$\omega = F_1 \sqrt{g \Delta D}$$

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

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

**Solución:**

Determinando en primera instancia la relación de pesos específicos, para poder calcular el parámetro  $F_1$ , teniendo especial atención en las unidades del diámetro introducido en la fórmula y dicho valor del diámetro deberá ser introducido en  $m$ .

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = \frac{2650 - 1000}{1000} = \frac{1650}{1000} = 1.65$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1.007 \cdot 10^{-6})^2}{9.81 \cdot 1.65(0.01)^3}} - \sqrt{\frac{36(1.007 \cdot 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.01)^3}} = 0.816$$

$$\omega = 0.816 \sqrt{9.81 \cdot 1.65 \cdot 0.01} = 0.328 \text{ m/s}$$

SOLUCIÓN  $\omega = 0.328 \text{ m/s}$

Rubey propuso la figura 1.4 para obtener la velocidad de caída si la temperatura del agua era de 20°C, a continuación se muestra el resultado obtenido

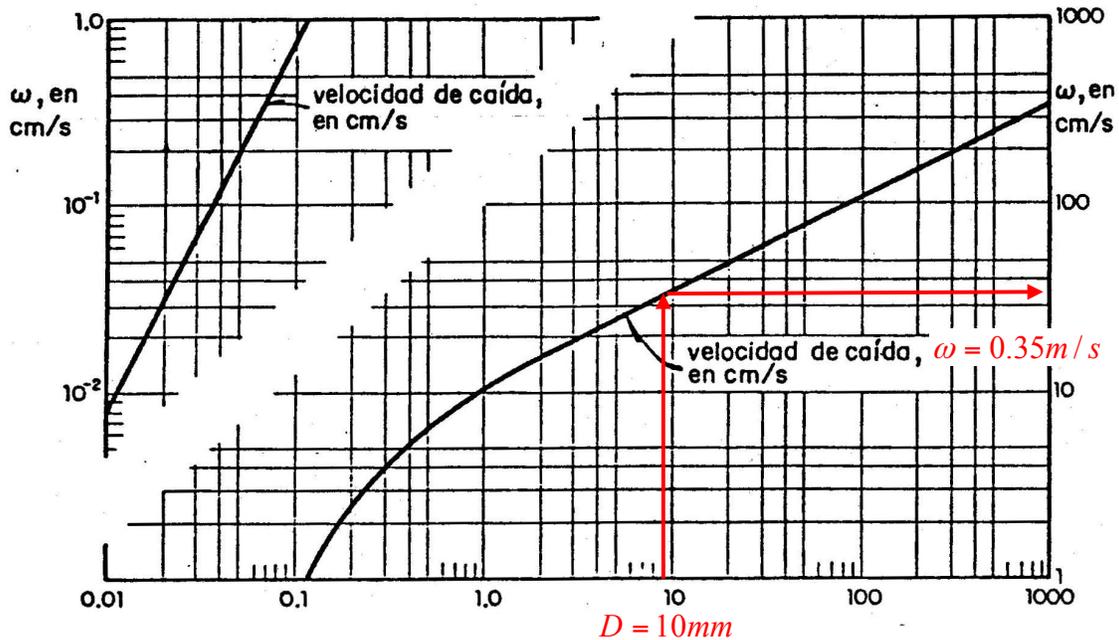


Figura 1.4 Velocidad de caída, Rubey; T= 20°C

Para el D = 10 mm, la velocidad de caída será  $\omega = 35.0 \text{ cm/s} = 0.350 \text{ m/s}$

SOLUCIÓN  $\omega = 0.350 \text{ m/s}$

Método de la Inter Agency Committee In Water Resources

Fórmulas:

$$\omega = f(D, S.F., T) \Rightarrow \text{Figura 1.5}; \quad S.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}}$$

Solución:

Calculado el factor de forma para la partícula característica seleccionada, se utiliza la figura 1.5 para determinar la velocidad de caída en función de la temperatura del agua.

$$S.F. = \frac{2.9}{\sqrt{(10)(6.3)}} = 0.365$$

Revisando la figura 1.5, se observa que sólo hay curvas para valores de S.F. de 0.5, 0.7 y 0.9. Para resolver este método se utiliza la curva más cercana es decir S.F. = 0.5, teniendo cuidado de tomar la escala en el eje de las abscisas correspondiente a este valor del factor de forma, para la cual la velocidad de caída es  $\omega = 32 \text{ cm/s} = 0.32 \text{ m/s}$

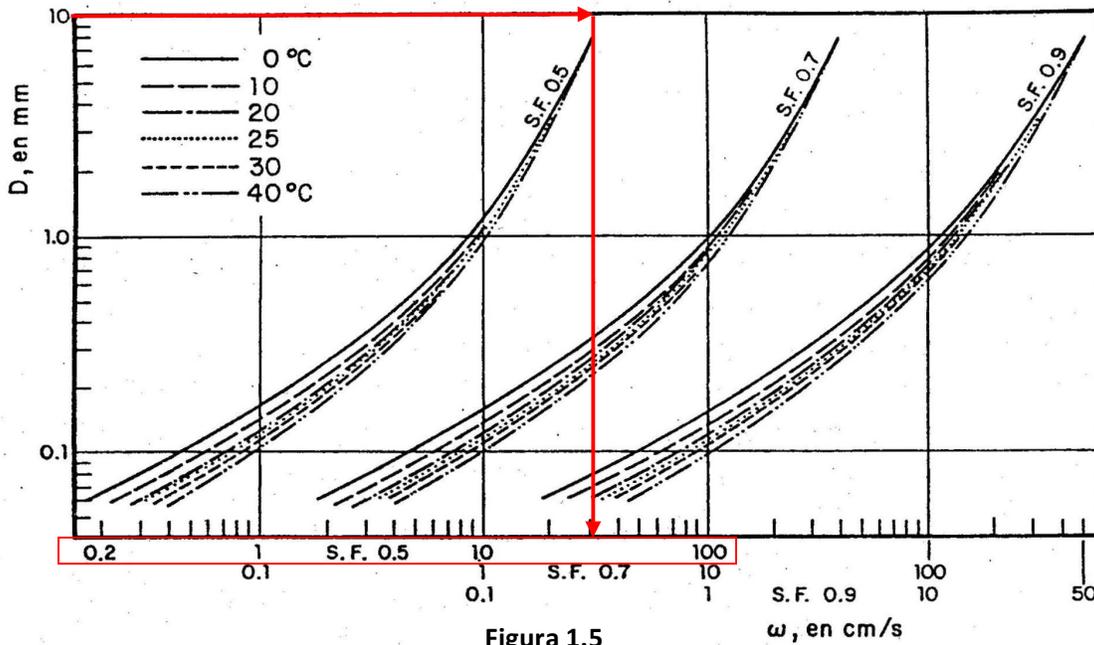


Figura 1.5

SOLUCIÓN  $\omega = 0.320 \text{ m/s}$

**Método de Albertson**

**Fórmulas:**

$\omega = f(D, Re) \Rightarrow$  Figura 1.6;  $Re = \frac{wD}{\nu}$

**Solución:**

Se propondrá un valor de la velocidad de caída, para la cual se calculará el número de Reynolds y se procederá a verificar con ayuda de la figura 1.6 que ese valor sea el correcto, de lo contrario se tomará el valor leído para volver a calcular y así hasta que coincidan.

$w_{(propuesto)} = 0.35 \text{ m/s}$ , Entonces:  $Re = \frac{(0.35)(0.01)}{1.007 \cdot 10^{-6}} = 3,475.67 = 3.47 \cdot 10^3$

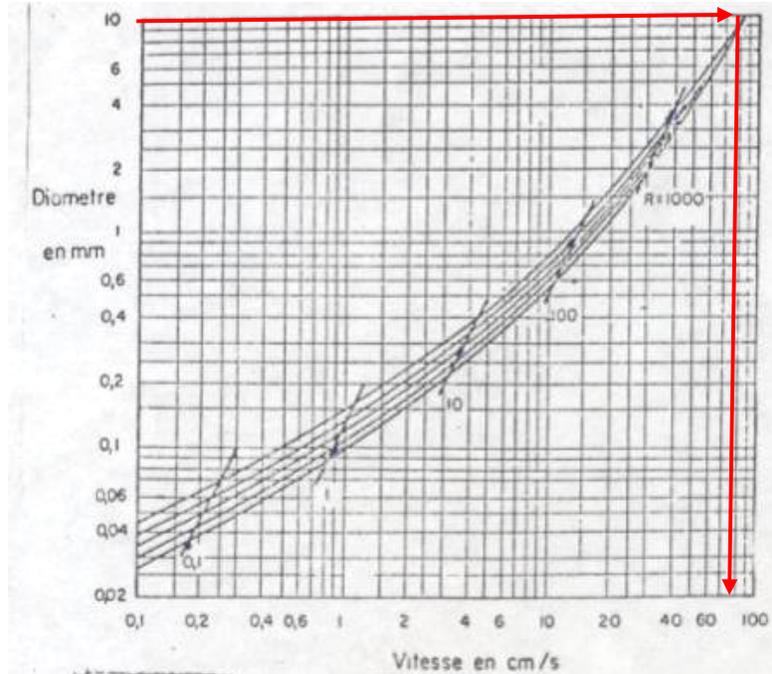


FIGURA 1.6 Velocidad de caída en función del diámetro de la partícula

Pero como se puede observar, para un  $D = 10$  mm, ya es independiente del  $Re$ , por lo que se tiene como solución:

$$\omega = 0.850 \text{ m/s}$$

CONCLUSIÓN: Como se puede observar los métodos de la Inter Agency Committee In Water Resources y Albertson se ven limitados para partículas mayores de 10 mm, para el primero sólo se cuenta con las familias de curvas para S.F. de 0.5, 0.7 y 0.9, y derivado del uso de las figuras para su solución, se deberán de utilizar con mucho cuidado, por lo que en los problemas subsecuentes, donde intervenga la velocidad de caída de una partícula natural, se utilizará la fórmula del método de Rubey, pero por la diferencia que se puede obtener de la velocidad de caída usando la fórmula o la gráfica, para éste curso se deberá utilizar siempre fórmulas, en lugar de gráficas.

EJEMPLO 1.3: Para la muestra granulométrica mostrada a continuación calcular la tabla de distribución de frecuencias, determinar cuál es la distribución teórica a la que se ajusta y ¿cuáles son sus parámetros característicos?

**Datos:**

Muestra granulométrica

Tabla ejemplo 1.3

**Incógnita:**

Distribución teórica= ¿?

$D_{50} = ?$

$D_{84} = ?$

$\sigma_g = ?$

$C_u = ?$

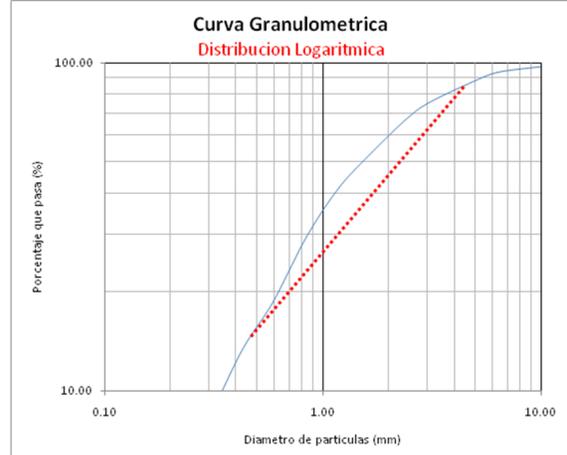
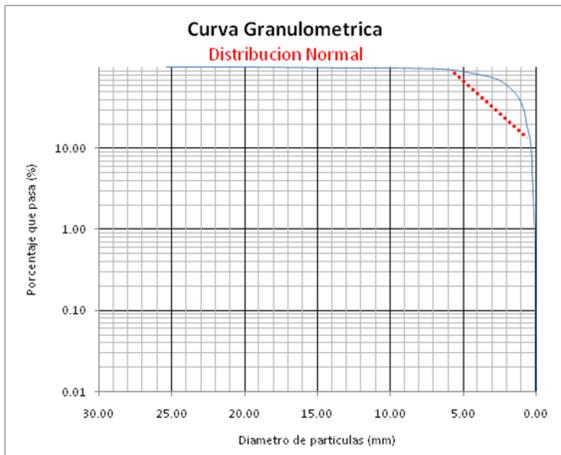
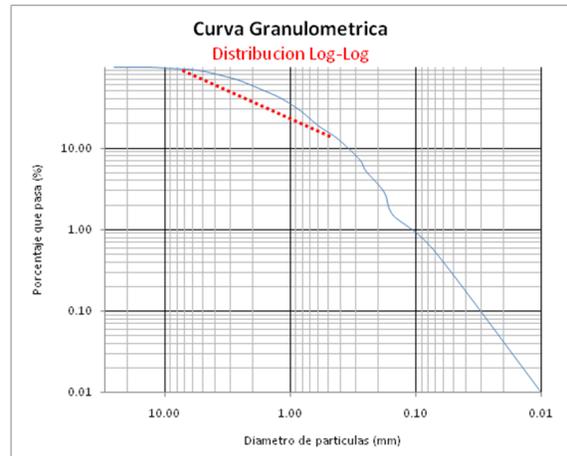
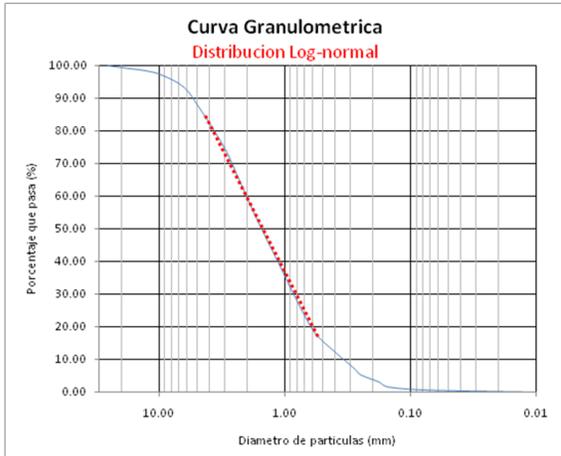
TABLA EJEMPLO 1.3

Malla	Abertura	Peso retenido	Malla	Abertura	Peso retenido
No	mm	g	No	mm	g
1 "	25.400	0.00	20	0.840	433.09
3/4 "	19.100	30.56	30	0.590	387.95
1/2 "	12.700	34.31	40	0.420	199.98
3/8 "	9.520	42.79	50	0.279	206.43
1/4 "	6.350	127.68	60	0.250	68.05
4	4.760	229.04	80	0.177	84.51
6	3.030	419.87	100	0.149	49.25
8	2.380	301.33	200	0.074	32.08
12	1.680	474.83	Charola	0.010	20.83
16	1.190	402.99		Peso de la muestra=	3,545.58

**Solución:** A partir de los pesos retenidos se determina la tabla de frecuencias, para posteriormente graficar los datos en los distintos papeles probabilísticos y determinar la distribución teórica que correspondería, y en función de la misma determinar sus parámetros característicos  $D_{50}$ ,  $D_{84}$ ,  $C_u$  y  $\sigma_g$

Malla	Abertura	Peso retenido	Porcentaje retenido	Porcentaje acumulado	porcentaje que pasa
No	mm	gr	%	%	%
1 "	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4 "	19.10	30.56	0.86	0.86	99.14
1/2 "	12.70	34.31	0.97	1.83	98.17
3/8 "	9.52	42.79	1.21	3.04	96.96
1/4 "	6.35	127.68	3.60	6.64	93.36
4	4.76	229.04	6.46	13.10	86.90
6	3.03	419.87	11.84	24.94	75.06
8	2.38	301.33	8.50	33.44	66.56
12	1.68	474.83	13.39	46.83	53.17
16	1.19	402.99	11.37	58.20	41.80
20	0.84	433.09	12.21	70.41	29.59
30	0.59	387.95	10.94	81.35	18.65
40	0.42	199.98	5.64	86.99	13.01
50	0.28	206.43	5.82	92.82	7.18
60	0.25	68.05	1.92	94.73	5.27
80	0.18	84.51	2.38	97.12	2.88
100	0.15	49.25	1.39	98.51	1.49
200	0.07	32.08	0.90	99.41	0.59
Charola	0.01	20.83	0.59	100.00	0.00

Una vez generada la tabla y graficando el porcentaje que pasa a través de las aberturas de las mallas (mm), tal como se muestra en las siguientes imágenes, se puede observar que la línea punteada de ajuste de cada una de la distribuciones probabilística, se asemeja más a los datos reales de la granulometría, en el papel de distribución Log – Normal, además de que presenta un comportamiento similar a la línea que une los diámetros  $D_{84.13}$  a  $D_{15.8}$ . A partir de esta distribución teórica se determinan el  $D_{50}$ , el  $D_{84}$  y la  $\sigma_g$  de la muestra a partir de los valores que se deberán de leer de la misma.



Conforme a lo anterior para la distribución Log – Normal, su expresión es

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Z_n}$$

Como no se coincide en la tabla de frecuencias el 84.13% que pasa de la muestra se deberá realizar un sistema de ecuaciones acorde con la expresión de la distribución teórica como se muestra a continuación:

D (mm)	% que pasa
4.76	86.90
3.03	75.06

$$4.76 = D_{50} \sigma_g^{Z_{86.90}}$$

$$3.03 = D_{50} \sigma_g^{Z_{75.06}}$$

En la tabla de Gauss (Tabla 1.2) se determinan los valores de  $Z_n$ ;  $Z_{86.90} = 1.1218$  y  $Z_{75.06} = 0.6764$ .  
Sustituyendo en el sistema de ecuaciones

$$4.76 = D_{50} \sigma_g^{1.12168} \quad \dots \quad 1$$

$$3.03 = D_{50} \sigma_g^{0.6764} \quad \dots \quad 2$$

Como se tiene un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas no lineal, se despeja una incógnita en la ecuación 1 y se sustituye en la ecuación 2 para resolver, o viceversa.

$$D_{50} = \frac{4.76}{\sigma_g^{1.12168}} \quad \dots \quad 1$$

$$3.03 = \left( \frac{4.76}{\sigma_g^{1.12168}} \right) \sigma_g^{0.6764} \quad \dots \quad 2$$

$$3.03 = 4.76 \sigma_g^{0.6764} \sigma_g^{-1.12168}$$

$$3.03 = 4.76 \sigma_g^{-0.4454}$$

$$\sigma_g = \left( \frac{3.03}{4.76} \right)^{-\frac{1}{0.4454}}$$

$$\sigma_g = 2.7569$$

$$D_{50} = \frac{4.76}{\sigma_g^{1.12168}} = \frac{4.76}{(2.7569)^{1.12168}} = 1.5260 \text{ mm}$$

Calculado  $D_{84.13}$

$$D_{84.13} = D_{50} \sigma_g^{Z_{84.13}} = 1.5260 (2.7569)^{0.9998} = 4.207 \text{ mm}$$

De igual manera planteando para el extremo donde se encuentra el 15.87%

D (mm)	% que pasa
0.59	18.65
0.42	13.01

$$0.59 = D_{50} \sigma_g^{Z_{18.65}}$$

$$0.42 = D_{50} \sigma_g^{Z_{13.01}}$$

Resolviendo de manera simultánea el sistema de ecuaciones

$$\sigma_g = 4.2446$$

$$D_{50} = 2.1392 \text{ mm}$$

Calculado  $D_{15.87}$

$$D_{15.87} = D_{50} \sigma_g^{Z_{15.87}} = 2.1392 (4.2446)^{-0.9998} = 0.5041 \text{ mm}$$

Con ambos diámetros  $D_{84.13} = 4.207 \text{ mm}$  y  $D_{15.87} = 0.5041 \text{ mm}$  se determinan los parámetros característicos de la muestra

$$\sigma_g = \left( \frac{D_{84.13}}{D_{15.87}} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{4.207}{0.5041} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.889$$

$$D_{50} = (D_{84.13} D_{15.87})^{\frac{1}{2}} = [4.207 (0.5041)]^{\frac{1}{2}} = 1.456 \text{ mm}$$

La ecuación que representa a esta muestra de suelo será:

$$D_n = 1.456 (2.889)^{Z_n} \quad \text{Entonces} \quad D_{84} = 1.456 (2.889)^{0.994} = 4.182 \text{ mm}$$

El coeficiente de uniformidad (Cu) es el cociente de  $D_{60}$  entre  $D_{10}$

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.456 (2.889)^{0.2533}}{1.456 (2.889)^{-1.2816}} = 5.0944$$

**SOLUCIONES:**

**Distribución teórica= Log-normal**

$$D_{50} = 1.456 \text{ mm}$$

$$D_{84} = 4.182 \text{ mm}$$

$$\sigma_g = 2.889$$

$$Cu = 5.094$$

**EJEMPLO 1.4:** Encontrar ¿cuál sería la concentración de partículas en unidades de volumen y en partes por millón (ppm) en volumen?, si el valor encontrado en campo es de 14 ppm en peso

**Datos:**

$$C_s = 14 \text{ ppm en peso}$$

$$\gamma_s = 2650 \text{ kgf/m}^3$$

**Incógnitas:**

a)  $C_s = \text{¿? m}^3/\text{m}^3$

b)  $C_s = \text{¿? ppm en volumen}$

**Fórmulas:**

$$1 \text{ ppm (peso)} = 1 * 10^{-3} \text{ kg/m}^3$$

$$C_s(m^3_{\text{material}} / m^3_{\text{agua}}) = \frac{C_s(kg_{\text{material}} / m^3_{\text{agua}})}{\gamma(kg_{\text{material}} / m^3_{\text{material}})}$$

$$1 \text{ ppm (volumen)} = 1 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$$

**Solución:**

$$14 \text{ ppm (peso)} = 0.014 \text{ kg/m}^3$$

$$C_s(m^3_{\text{material}} / m^3_{\text{agua}}) = \frac{0.014(kg_{\text{material}} / m^3_{\text{agua}})}{2650(kg_{\text{material}} / m^3_{\text{material}})}$$

SOLUCIÓN a)  $C_s = 5.283 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$

SOLUCIÓN b)  $C_s = 5.283 \text{ ppm (volumen)}$

## 2.- ASPECTOS GENERALES DE LA HIDRÁULICA FLUVIAL

### 2.1 INICIO DEL MOVIMIENTO DE UNA PARTÍCULA

Las partículas sólidas que forman el fondo de un cauce, son sometidas a la acción de las fuerzas hidrodinámicas del flujo como son la fuerza de arrastre, sustentación y las fuerzas viscosas sobre la superficie de la partícula cuya resultante, si es mayor que las fuerzas de equilibrio, como son la gravedad y la cohesión, hará que la partícula inicie su movimiento, conociéndose a esta condición como CONDICIÓN CRÍTICA.

El conocer la condición crítica del inicio del movimiento de una partícula es de primordial importancia en hidráulica fluvial, ya que nos permite diseñar canales que no sufran erosión o bien en determinadas estructuras definir las condiciones para que no se azolven.

Para calcular la fuerza crítica de la corriente capaz de iniciar el movimiento de las partículas existen 2 criterios.

El **primer criterio** y más simple es a partir de la velocidad media de la corriente, a lo cual se le denomina "**Velocidad Media Crítica**" y muchos autores han desarrollado ecuaciones para obtenerla, sin embargo existe un gran inconveniente ya que en la naturaleza una misma velocidad media puede conducir a diferentes tipos de esfuerzos en el fondo del cauce de acuerdo a la rugosidad que se tenga y dado que el fondo generalmente no está bien definido el empleo de este criterio es muy limitado, sin embargo por su simplicidad y acierto en muchos de los cauces naturales, no ha caído en desuso. Los trabajos teóricos acerca de la Velocidad Media Crítica ( $U_c$ ), fueron iniciados por Brahms en 1753 quién encontró una relación a la sexta potencia entre la velocidad del flujo y el peso de la partícula.

El **segundo criterio** es más representativo ya que define la condición crítica a partir del **esfuerzo cortante crítico** ( $\tau_c$ ), existiendo numerosos autores que han determinado dicha condición siendo Shields en 1936 el primero en considerar que la velocidad característica a tomar en cuenta es aquella cercana al fondo. Para determinar la resistencia de la partícula y su resistencia se requiere calcular el parámetro adimensional de Shields ( $\tau_*$ ), el cual depende del número de Reynolds a la escala del grano ( $Re_*$ ).

#### 2.1.1 MÉTODOS DE LA VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA

Estos métodos parten de la distribución universal de velocidades de Prandtl-Von Karman, donde señala que en cualquier vertical del flujo existe una distribución logarítmica de las velocidades y la velocidad media se obtiene aproximadamente a 0.368 del tirante, midiéndose a partir del fondo. Dada la distribución logarítmica de las velocidades se entiende que, cuanto menor es el

tirante se requiere menor velocidad media para arrastrar una misma partícula, por lo que es necesario especificar el diámetro de la partícula para obtener  $U_c$ .

- 1) MÉTODO DE LISCHTVAN - LEBEDIEV.- Propuesto en 1959 define 2 tablas para determinar la velocidad media crítica a partir del diámetro medio de la partícula ( $\bar{d}$  o  $dm$ ) y del tirante medio de la corriente. La tabla 2.1 es para materiales granulares no cohesivos y la tabla 2.2 para suelos cohesivos.

Diámetro medio de las partículas (mm)	Tirante medio de la corriente (m)					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	> 10.00
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.0	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
> 500			5.35	5.50	6.00	6.20

Tabla 2. 1 Velocidades medias admisibles de la corriente en suelos no cohesivos, en m/s

**Nota importante:** No debe de confundirse el término tirante de agua “ $d$ ”, con el de tirante medio de la corriente “ $\bar{d}$ ” o “ $dm$ ”, ya que éste último es la relación que existe entre el área hidráulica con el ancho de la superficie libre del agua, es decir  $\bar{d} = \frac{A}{B}$

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas		Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1,660 kgf/m <sup>3</sup>				Suelos medianamente compactados, peso volumétrico del material seco de 1,660 a 2,040 kgf/m <sup>3</sup>				Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 1,660 a 2,040 kgf/m <sup>3</sup>				Suelos muy compactos, peso volumétrico del material seco desde 2,040 a 2,140 kgf/m <sup>3</sup>			
	<0.005	0.005–0.05	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0
-----			Tirantes medios (m)															
Arcillas	30–50	70–50																
Tierras fuertemente arcillosas	20–30	80–70	0.35	0.40	0.45	0.50	0.65	0.80	0.90	1.00	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
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	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Suelos de aluvión y arcillas margarasas											0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7
Tierras arenosas			Según la tabla 1.2 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas															

Tabla 2. 2 Velocidades medias admisibles de la corriente en suelos cohesivos, en m/s

2) MÉTODO DE MAZA-GARCÍA.- A partir de los resultados de otros autores propusieron la siguiente expresión:

$$U_c = 4.71\sqrt{\Delta}D^{0.35}R_h^{0.15} \tag{2.1}$$

$$Fr_c = 1.504\sqrt{\Delta}\left(\frac{D}{R_h}\right)^{0.35} \tag{2.2}$$

Siendo:

$R_h$  = Radio hidráulico, m.

$D$  = Diámetro del material que se desea conocer su velocidad crítica o número de Froude, en metros.

Las dos expresiones son equivalentes y se pueden aplicar para el intervalo 0.1 mm <  $D$  < 400 mm. En cauces naturales se recomienda utilizar el diámetro medio  $D_m$  si la distribución de la granulometría es variada.

## 2.1.2 MÉTODOS DEL ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO.

En el caso de los métodos del esfuerzo cortante crítico, en lugar de obtenerse directamente la velocidad del flujo que puede soportar una partícula sólida, lo que se obtiene es el esfuerzo máximo que puede soportar una partícula sólida, antes de empezar a ser arrastrada por la corriente, es decir el  $\tau_c$  que se produce al paso de un determinado flujo.

Para suelos granulares se recomiendan los siguientes métodos:

- 1) MÉTODO DE SHIELDS.- Como se mencionó anteriormente se basa en la determinación de los parámetros  $\tau_*$  y  $Re_*$  por medio de las expresiones siguientes:

$$\tau_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma R_h S}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{R_h S}{\Delta D} \quad (2.3)$$

$$Re_* = \frac{U_* D}{\nu} \quad (2.4)$$

Donde:

$$U_* = \sqrt{g R_h S} = \text{Velocidad al cortante, en m/s} \quad (2.5)$$

Dado que las ecuaciones de  $\tau_*$  y  $Re_*$  están en función de  $R_h$ , para dar solución se debe proceder por medio de tanteos de la forma siguiente:

- a. Conocidos  $S$  y  $D$  (Cuando se tienen diferentes diámetros  $D = D_{50}$ ) se supone un  $R_h$
- b. Se calcula  $U_*$  (fòrmula 2.5)
- c. Se calcula  $Re_*$  (fòrmula 2.4)
- d. Se obtiene  $\tau_*$  con la ayuda de la figura 2.1
- e. Se despeja  $\tau_c$  de la primera igualdad de la fórmula 2.3
- f. Se obtiene el valor del radio hidráulico como

$$R_h = \frac{\tau_c}{\gamma S}$$

- g. Se comparan los radios hidráulicos y si no coinciden se repite el procedimiento.

Según Shields sí  $D/\delta > 11.6$  el parámetro  $\tau_*$  se mantiene constante e igual a 0.06. Donde  $\delta$  es el espesor de la capa laminar, en m.

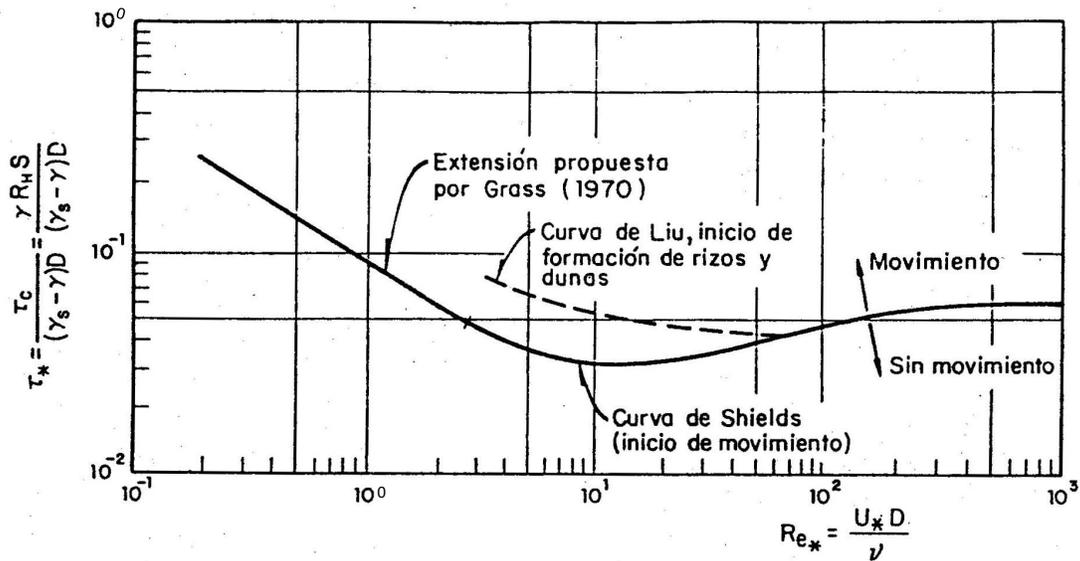


FIGURA 2. 1 Diagrama de Shields para el inicio del movimiento de partículas en el fondo

La aplicación de este método, como el siguiente, para el diseño de un cauce sin transporte de sedimentos, se presenta en el apartado 2.1.4

- 2) MÉTODO DE LANE: Propuesto en 1955, presenta los resultados de sus experimentos en la figura 2.2, partiendo de la curva de Shields, donde el esfuerzo cortante crítico se tiene en función del diámetro de la partícula cuando el material es homogéneo o con el  $D_{75}$  cuando se tiene una muestra con granulometría extendida.

La principal ventaja de este método es que permite obtener  $\tau_c$  ( $\text{kgf/m}^2$ ), cuando la corriente transporta poco o mucho material fino o cuando no transporta nada, esto debido a que su método fue propuesto para diseñar canales de tierra para irrigación, donde se permite el transporte de material fino, lo cual también provoca que el  $\tau_c$  sea mayor con este método que con cualquier otro.

Sin embargo para fines del curso de Ingeniería de Ríos del 9º semestre de la Carrera de Ingeniero Civil, sólo se deberá considerar para el diseño de cauces sin transporte de sedimentos.

Una vez obtenido el esfuerzo cortante crítico para la partícula de interés, se utiliza el procedimiento para el diseño de un cauce con el criterio del esfuerzo cortante crítico (ver apartado 2.1.4)

- 1) PARA MATERIAL COHESIVO se recomienda el método propuesto por el BUREAU OF RECLAMATION de los EE.UU. donde el  $\tau_c$  se obtiene directamente a partir de la relación de vacíos ( $rv$  o  $e$ ) y del tipo de la compactación del suelo, con ayuda de la figura No. 2.3 presentada por LANE en 1953.

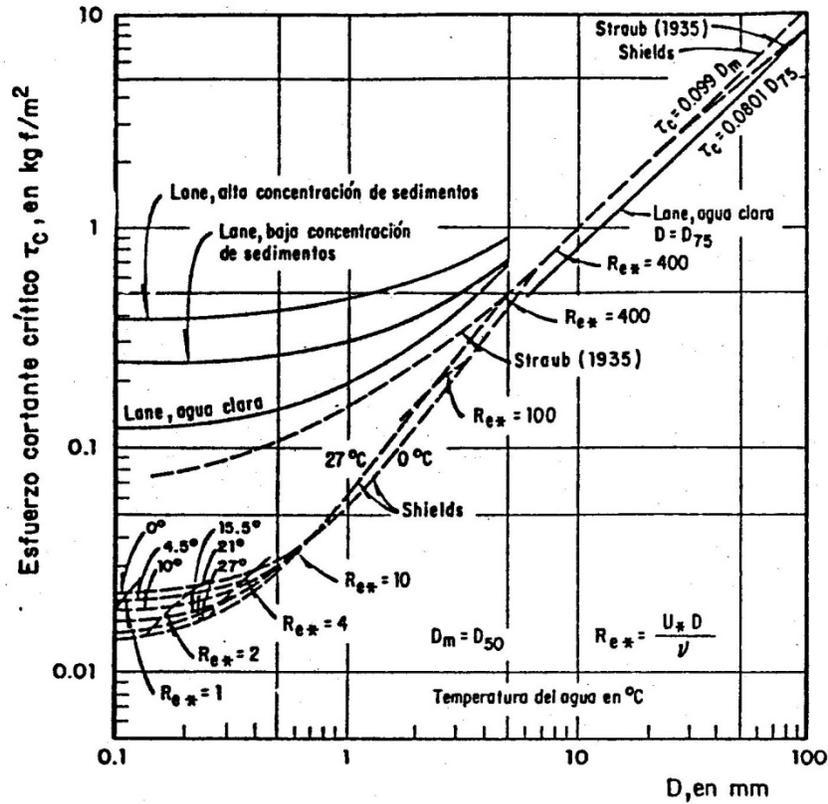


FIGURA 2. 2 Esfuerzo cortante crítica que resisten las partículas, en función de su diámetro

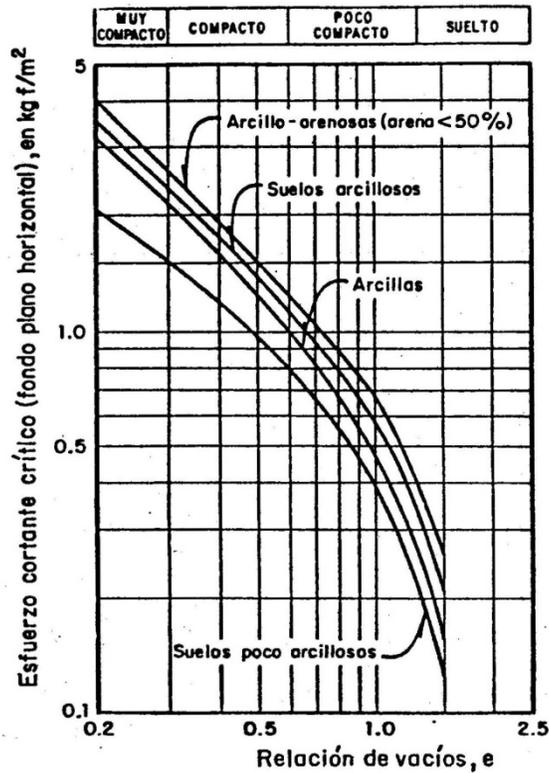


FIGURA 2. 3 Esfuerzo cortante crítico que resisten suelos cohesivos

Para el diseño de canales sin arrastre utilizando los métodos descritos y de conformidad con cada uno de los criterios, se puede utilizar el siguiente procedimiento, haciendo hincapié en que el procedimiento es sólo sugerido y que puede modificarse la secuencia de cálculo, de cambiar los datos y las incógnitas. Además es importante destacar que el diseño de un cauce, debe contener los parámetros mínimos necesarios para su construcción, que son: el ancho de la plantilla (b), el tirante de agua (d), que junto con el bordo libre (B.L.), definen la altura del hombro del canal (h), el talud de las paredes (k) y finalmente la pendiente del fondo del canal (S).

2.1.3 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE UN CAUCE CON EL **CRITERIO DE LA VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA.**

1. Se escoge la forma de la sección del canal, de acuerdo al tipo de terreno. Con la finalidad de definir el talud de las paredes en canales trapeciales, se recomienda el uso de la tabla 2.3 para definir dicho talud.
2. Se igualan la velocidad media de la corriente con la velocidad media crítica. La velocidad media de la corriente se puede calcular por medio de las fórmulas propuestas por KEULEGAN (fórmulas 2.6), para agua clara y fondo fijo a partir de la teoría de PRANDTL y de la fórmula de CHEZY.

Material	Talud K
Roca	Casi Vertical
Roca Fracturada o alterada	¼:1
Arcilla muy compacta, con recubrimiento de concreto	½:1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra	1:1
Arcilla o pequeños canales de tierra	1 ½:1
Tierra arenosa suelta	2:1
Arcilla porosa	3:1

Tabla 2.3 Taludes recomendados para los lados de canales trapeciales

SECCIÓN	TIPO DE FONDO	
	LISO	RUGOSO
Circular	$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{4.05 R_h U_*}{\nu} \right)$	$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{4.05 R_h}{k_s} \right)$
Infinitamente Ancho	$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{3.32 R_h U_*}{\nu} \right)$	$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{11.1 R_h}{k_s} \right)$
Trapezial	$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{3.67 R_h U_*}{\nu} \right)$	$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{12.3 R_h}{k_s} \right)$

Fórmulas 2.6 de KEULEGAN

En las fórmulas anteriores “ $k_s$ ” el tamaño de la esfera; para partículas naturales la mayoría de los investigadores utiliza  $k_s = 2D_{50}$ ; pero deberá considerarse que para algunos casos especiales algunos investigadores definen “ $k_s$ ” de forma especial, como es el caso de Hanss Einstein que utiliza  $k_s = 2D_{65}$ , así que en los métodos que se verán posteriormente si no se especifica algo especial, entonces  $k_s = 2D_{50}$ . Para la velocidad media crítica se pueden utilizar cualquiera de los métodos descritos ya sea el de LISCHTVAN - LEBEDIEV o el de MAZA - GARCÍA.

3. De la igualación de velocidad se aprecia que queda una ecuación en función del radio hidráulico, pero como en una está el término elevado a una potencia fraccionaria y en el otro es el argumento de un logaritmo, no tiene solución directa, por lo que se procede a solucionarla por tanteos.
4. Una vez obtenido el  $R_h$  por tanteos en el paso anterior se calcula la velocidad media de la corriente.
5. De la ecuación de continuidad se despeja el área y este valor se pone en función del ancho del fondo y del tirante del canal, siendo para canal trapecial:

$$A = (b + kd)d \quad (2.7)$$

Donde:

$k$  es la cotangente del ángulo que forma el talud con la horizontal.

6. Con la fórmula del perímetro mojado se puede obtener una segunda ecuación en función del ancho del fondo del canal y del tirante

$$P_m = b + 2d\sqrt{k^2 + 1} \quad (2.8)$$

Al resolverla en forma simultánea con la ecuación del área nos dan los valores de  $d$  y  $b$ .

7. Se redondean los valores de  $d$  y  $b$  a valores prácticos y se da un bordo libre, que se recomienda sea un 10 % del tirante, pero nunca menor de 10 cm.

#### 2.1.4 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE UN CAUCE CON EL CRITERIO DEL ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO.

El procedimiento para diseñar cauce sin arrastres con este criterio es el siguiente:

1. Se selecciona la sección del canal, con ayuda de la tabla 2.3 para proponer el talud del cauce, definiendo el ángulo que forma dicho talud con la horizontal, al cual se le denomina con la letra  $\alpha$ .

2. Se obtiene el ángulo de reposo del material con ayuda de la figura 2.4, y se le designa a dicho ángulo con la letra  $\phi$ . Se debe cuidar que  $\alpha$  sea menor que  $\phi$ , ya que de lo contrario el material se caería por su propio peso.

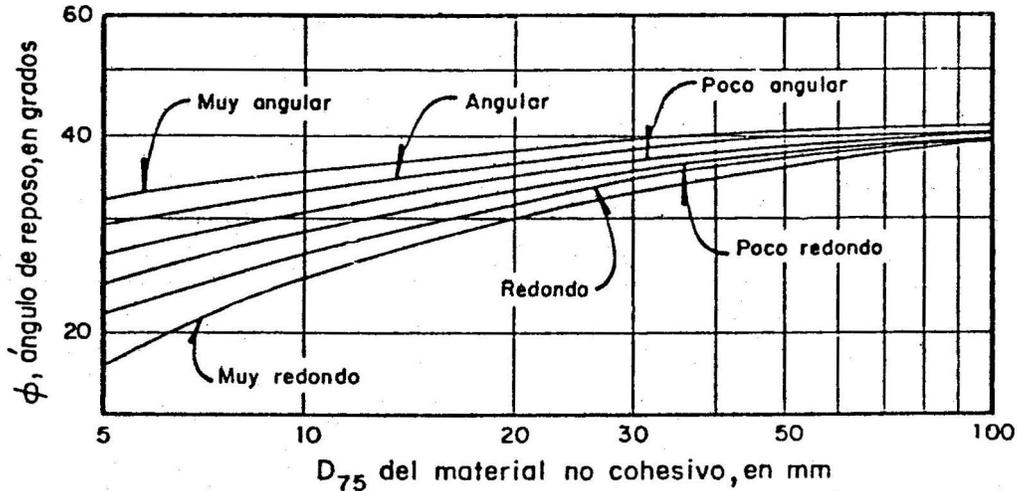


FIGURA 2. 4 Ángulo de reposo de suelos granulares

3. Se obtiene la constante  $K$  que relaciona el esfuerzo cortante crítico que resiste una partícula en el talud con el correspondiente al que resiste una partícula en el fondo, por medio de la ecuación siguiente:

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 \phi}} \tag{2.9}$$

Cuando el material es cohesivo  $K$  es igual a 1, ya que el peso propio de las partículas, es muy reducido si se compara con la fuerza de la cohesión.

4. Se calcula el  $\tau_c$  con cualquiera de los métodos descritos (Lane o Shields), el cual corresponderá al esfuerzo cortante que resiste una partícula en el fondo, designándosele con el subíndice 0, es decir como  $\tau_{c0}$ .
5. Se calcula el esfuerzo crítico en el talud  $\tau_{ct}$ , al multiplicar el  $\tau_{c0}$  por  $K$ .
6. Se propone una relación entre el tirante  $d$  y el ancho del fondo del cauce  $b$ , es decir  $b/d$ .
7. Se calculan los esfuerzos máximos que se producen por la corriente tanto en el fondo, como en el talud denominándoseles  $\tau_0$  y  $\tau_t$  respectivamente, por medio de las siguientes ecuaciones:

- a. En el fondo

$$\tau_0 = \epsilon_0 \gamma d S \tag{2.10}$$

b. En los taludes

$$\tau_t = \epsilon_t \gamma d S \tag{2.11}$$

Donde:

$\epsilon_0$  y  $\epsilon_t$  son los coeficientes que se obtienen a partir de la relación  $b/d$  y del talud del cauce, con la ayuda de las figuras 2.5 y 2.6.

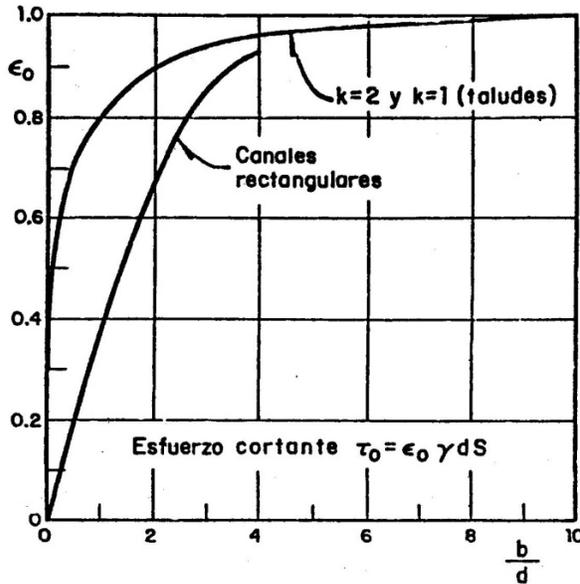


FIGURA 2.5 Coeficiente  $\epsilon_0$  en función de  $b/d$

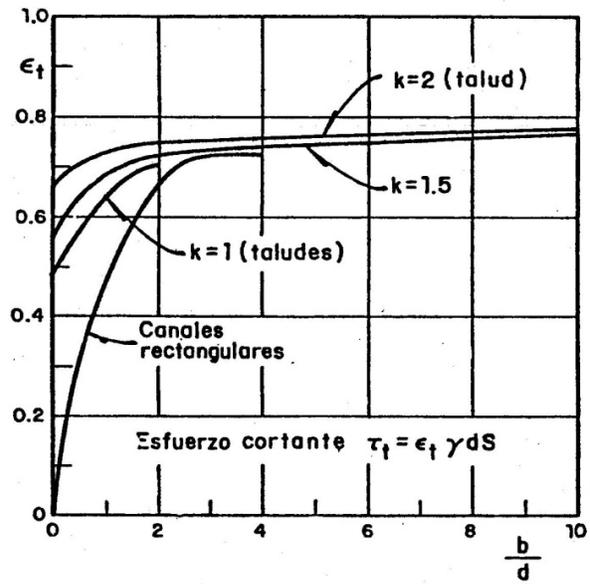


FIGURA 2.6 Coeficiente  $\epsilon_t$  en función de  $b/d$

8. Se igualan los esfuerzos  $\tau_{co} = \tau_0$  y  $\tau_{ct} = \tau_t$  obteniéndose 2 ecuaciones en función del tirante, que al resolver ambas ecuaciones se obtienen 2 valores del tirante, procediendo a seleccionar el menor.
9. De la relación  $b/d$  y con el tirante seleccionado se calcula  $b$ .
10. Con los valores de  $b$  y  $d$  se define la sección del canal y se calcula la velocidad del flujo utilizando alguna ecuación de fricción para fondo sin arrastre como puede ser la de CHEZY, MANNING o DARCY, con la finalidad de verificar si pasa el gasto de diseño.
11. Se calcula el gasto que pasa por la sección con la ecuación de continuidad y si este gasto no coincide con el gasto de diseño se repite el procedimiento a partir del paso número 6.
12. Cuando se tenga que el gasto calculado es igual al de diseño se redondean los valores de  $b$  y  $d$  a valores prácticos y se da un bordo libre de un 10 % del tirante, pero no menor de 10 cm.

Es importante hacer notar que los métodos recomendados son los que más se apegan a las condiciones de los ríos y arroyos del país, pero puede existir algún tramo de cauce donde se obtengan resultados ilógicos, por lo que en tal caso se deberá de usar alguno de los métodos que consigna la literatura especializada, mencionada en la bibliografía.

### EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO (en el CD anexo a los apuntes se encuentran las hojas de cálculo, que no requieren tablas y figuras).

**EJEMPLO 2.1:** Diseñar la sección de un canal sin revestimiento que conduzca un gasto de  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  sin que surja erosión ni en el talud ni en el fondo. El canal será excavado en tierra que contiene gravas muy redondeadas cuya granulometría tiene los siguientes parámetros;  $D_{50} = 21 \text{ mm}$  y  $\sigma_g = 1.3$ , y se ajusta a una distribución de probabilidad tipo logarítmica. La pendiente de la plantilla del canal que es de  $0.0015$  y el coeficiente de fricción de Manning es de  $0.025$ . Utilizar los métodos vistos anteriormente, para diseñar el cauce.

#### Datos:

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Grava muy redondeada

Distribución granulométrica logarítmica

$$D_{50} = 21 \text{ mm}$$

$$\sigma_g = 1.3$$

$$S = 0.0015$$

$$n = 0.025$$

$$\gamma_s = 2650 \text{ kgf}/\text{m}^3$$

$$t = 20^\circ\text{C}$$

$$\nu = 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

#### Incógnita:

$$b = ?$$

$$d = ?$$

$$k = ?$$

$$B.L. = ?$$

**Método de Lane** (Criterio del esfuerzo cortante crítico)

#### Fórmulas:

$$\tau_{Co} = f(D_{75}) \Rightarrow \text{fig 2.2}$$

$$Dn = D_{50} e^{\left[ \left( \frac{n-50}{34} \right) \ln \sigma_g \right]}$$

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

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}}$$

$$\alpha = f(\text{material}) \Rightarrow \text{Tabla 2.3}$$

$$\phi = f(D_{75}, \text{material}) \Rightarrow \text{fig 2.4}$$

$$\tau_0 = \varepsilon_0 \gamma d S$$

$$\varepsilon_0 = f(b/d, k) \Rightarrow \text{Fig 2.5}$$

$$\tau_t = \varepsilon_t \gamma d S$$

$$\varepsilon_t = f(b/d, k) \Rightarrow \text{Fig 2.6}$$

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

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

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

### Solución:

En primer lugar se determinan los esfuerzos críticos tanto del fondo de canal como de los taludes en función del material y sus características, posteriormente se propondrán relaciones ancho – tirante que permitan la circulación del gasto de diseño. Nota: se coloca un primer cálculo completo del procedimiento de solución y posteriormente, mediante una tabla se resume la solución completa del problema.

$$D_{75} = 21 e^{\left[ \left( \frac{75-50}{34} \right) \ln(1.3) \right]} = 25.468 \text{ mm}$$

De la figura 2.4 se obtiene el ángulo de reposo del material, para las partículas muy redondeadas, obteniéndose con esto la condición más desfavorable en el diseño dado que por esta característica tendrán una menor resistencia al movimiento:

$$\phi = 32^\circ$$

Con base en el tipo de material y con ayuda de la tabla 2.3 se determina el talud de la sección trapezoidal, se recomienda que el ángulo del talud sea mayor que el ángulo de reposo del material para que sea una sección estable, es decir, que el material no se caiga por su propio peso:

$$k = 2$$

$$k = \frac{1}{\tan \alpha} = 2 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2}\right) = 26.565^\circ$$

Se verifica la siguiente condición de estabilidad  $\phi > \alpha$

Como  $\phi > \alpha \Rightarrow 32^\circ > 26.565^\circ$ , será un talud estable

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2(26.565^\circ)}{\text{sen}^2(32^\circ)}} = 0.536$$

El esfuerzo tangencial permisible en el fondo  $\tau_{CO}$  se calcula en función del  $D_{75}$ .

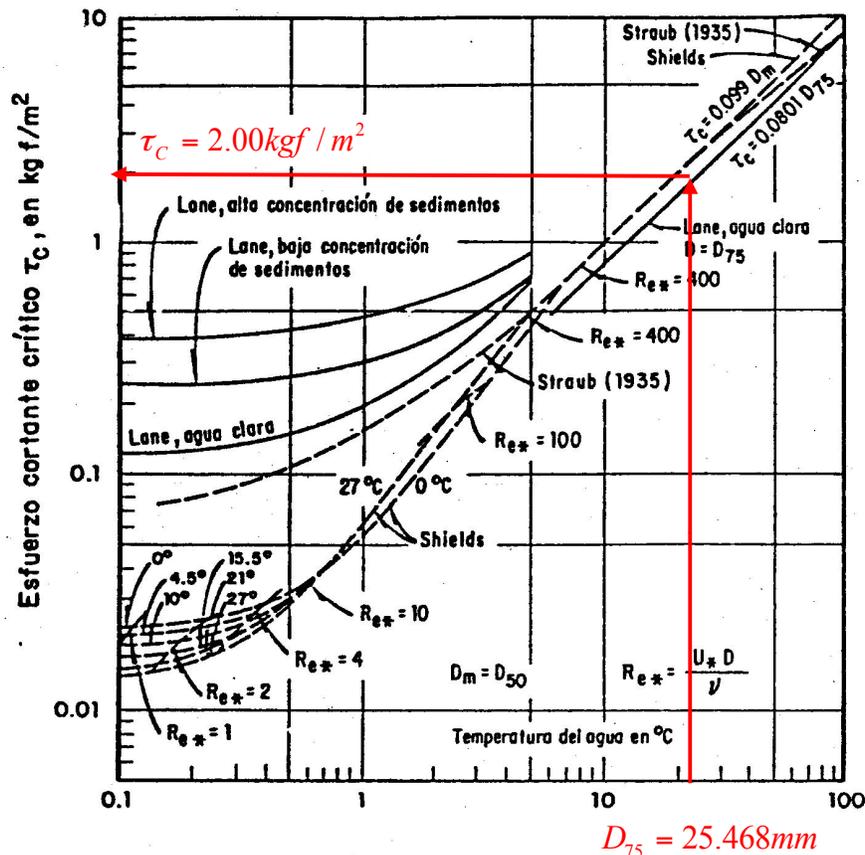


Figura 2.2 Esfuerzo cortante crítico que resisten las partículas, en función de su diámetro

Observación: Para el  $D_{75}$  de este ejemplo se puede utilizar la ecuación de Lane; haciendo la lectura en la figura 2.2 el valor del esfuerzo cortante crítico es de  $2.00 \text{ kgf/m}^2$ , sin embargo para mayor exactitud en la solución del ejemplo utilizaremos la ecuación de la recta, que se tiene cuando el  $D_{75}$  es mayor a 5 mm.

$$\tau_{co} = 0.0801D_{75} = 0.0801(25.468) = 2.040 \text{ kgf/m}^2$$

Con el valor calculado anteriormente y el coeficiente  $K$ , se calcula el esfuerzo cortante crítico en el talud.

$$\tau_{ct} = K\tau_{co} = (0.536)2.04 = 1.093 \text{ kgf/m}^2$$

Los valores de los coeficientes  $\epsilon_o$  y  $\epsilon_t$ , se obtienen mediante las figuras 2.5 y 2.6 en función de la relación  $b/d$  propuesta, para conocer el cálculo completo se mostrará para la relación  $b/d = 3.0$

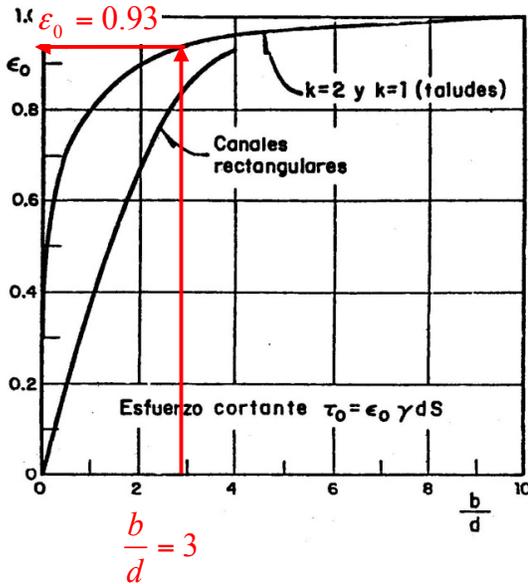


Figura 2.5 Coeficiente  $\epsilon_o$  en función de  $b/d$

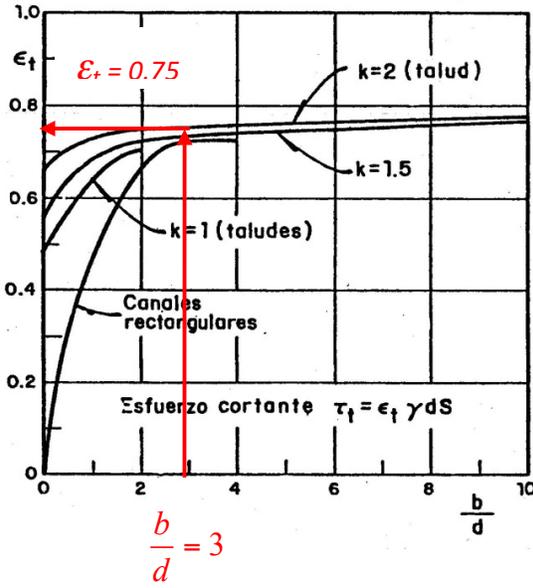


Figura 2.6 Coeficiente  $\epsilon_t$  en función de  $b/d$

$$\epsilon_o = 0.93$$

$$\epsilon_t = 0.75$$

$$\tau_o = \epsilon_o g \rho S d_o = \epsilon_o \gamma S d_o = 0.93(1000)(0.0015) d_o = 1.395 d_o$$

$$\tau_t = \epsilon_t g \rho S d_t = \epsilon_t \gamma S d_t = 0.75(1000)(0.0015) d_t = 1.125 d_t$$

$$\tau_{co} = \tau_o \Rightarrow 2.040 = 1.395d_o \Rightarrow d_o = \frac{2.040}{1.395} = 1.462m$$

$$\tau_{ct} = \tau_t \Rightarrow 1.093 = 1.125d_t \Rightarrow d_t = \frac{1.093}{1.125} = 0.973m$$

El tirante de diseño es el generado por el esfuerzo en el talud del canal, dado que es menor que el resistido por el fondo del canal, por tanto:

$$d = 0.973m$$

$$b/d = 3.0 \Rightarrow b = 3.0d = 3.0(0.973) = 2.918m$$

$$A = 2.918(0.973) + 2(0.973)^2 = 4.731m^2$$

$$P = 2.918 + 2(0.973)\sqrt{1+(2)^2} = 7.269m$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{4.731}{7.269} = 0.651m$$

$$U = \frac{R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} = \frac{(0.651)^{\frac{2}{3}} (0.0015)^{\frac{1}{2}}}{0.025} = 1.164m/s$$

$$Q = AU = 4.731(1.164) = 5.505m^3/s$$

Como se aprecia el gasto que circula con la relación  $b/d = 3.0$  es diferente del gasto de diseño, razón por la cual se propone una nueva relación  $b/d$  y se sigue el procedimiento hasta que se tenga el gasto de diseño. El cálculo completo se muestra a continuación:

b / d	$\epsilon_o$ fig. 2.5	$\epsilon_t$ fig 2.6	$\tau_{co}$ Kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_{ct}$ Kgf/m <sup>2</sup>	$d_o$ m	$d_t$ m	d m	b m	A m <sup>2</sup>	P M	$R_h$ m	U m/s	Q m <sup>3</sup> /s
3.000	0.93	0.75	1.395	1.125	1.462	0.973	0.973	2.918	4.731	7.269	0.651	1.164	5.505
10.000	1.00	0.78	1.500	1.170	1.360	0.935	0.935	9.354	10.499	13.537	0.776	1.308	13.730
10.995	1.00	0.78	1.500	1.170	1.360	0.935	0.935	10.285	11.370	14.468	0.786	1.319	15.000

En las figuras 2.5 y 2.6 los valores de  $\epsilon_o$  y  $\epsilon_t$  se vuelven asintóticos a 1.00 y 0.78 respectivamente, de tal manera que los valores de  $d_o$  y  $d_t$  se mantienen constantes, por lo que se puede hacer uso en Excel de la herramienta “buscar objetivo”, la cual determina el valor exacto de la relación b/d que permite la circulación del gasto de diseño.

Se aprecia en la tabla que resume la solución de problema que la relación exacta será  $b/d = 10.995$ , con lo que la sección tendrá un ancho de plantilla de 10.285 m y un tirante de 0.935m, sin embargo es importante redondear los valores de “b” y “d” a valores prácticos que se puedan construir en campo, por lo que finalmente  $b = 10.29$  m y  $d = 0.94$  m.

Adicional a estas dimensiones se recomienda un bordo libre en la sección que garantice el funcionamiento hidráulico, este valor se recomienda que sea el 10% del tirante o en su defecto como mínimo 10 cm. Para este ejercicio se tiene:

$$B.L. = 0.1d = 0.1(0.935) = 0.0935m \Rightarrow 9.35cm$$

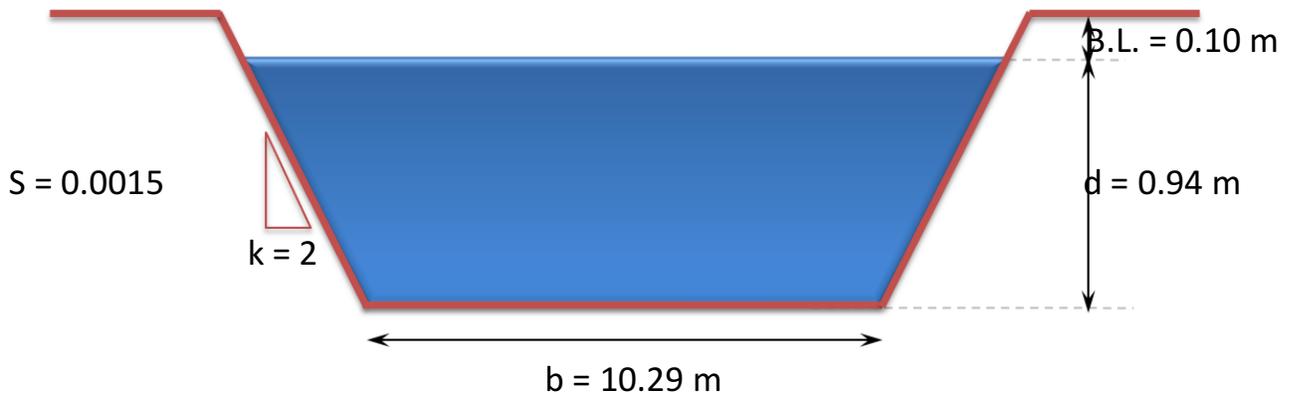
El valor calculado resulta ser menor de 10 cm, por lo tanto se asigna el valor mínimo.

$$B.L. = 0.10m \Rightarrow 10cm$$

**SOLUCIÓN**

<b>b= 10.29 m</b> <b>d= 0.94 m</b> <b>B.L. = 0.10 m</b> <b>k = 2</b> <b>S = 0.0015</b>
--

**SECCIÓN TRANSVERSAL DISEÑADA**  
Método de Lane



**Nota:** La sección anterior y las que se presentan a continuación en cada solución de los otros métodos, es sólo esquemática, es decir se encuentran fuera de escala.

**Método de Shields** (Criterio del esfuerzo cortante crítico)**Fórmulas:**

$$\tau_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma R_h S}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{R_h S}{\Delta D}$$

$$\tau_*(\text{Re}_*) = \text{figura 2.1}$$

$$\text{Re}_* = \frac{U_* D}{\nu}$$

$$U_* = \sqrt{g R_h S}$$

$$\tau_{Co} = f(R_h)$$

$$\tau_{Ci} = K \tau_{Co}$$

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 \phi}}$$

$$\alpha = f(\text{material}) \Rightarrow \text{Tabla 2.3}$$

$$\phi = f(D_{75}, \text{material}) \Rightarrow \text{fig 2.4}$$

$$\tau_0 = \varepsilon_0 \gamma d S$$

$$\varepsilon_0 = f(b/d, k) \Rightarrow \text{Fig 2.5}$$

$$\tau_t = \varepsilon_t \gamma d S$$

$$\varepsilon_t = f(b/d, k) \Rightarrow \text{Fig 2.6}$$

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

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

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

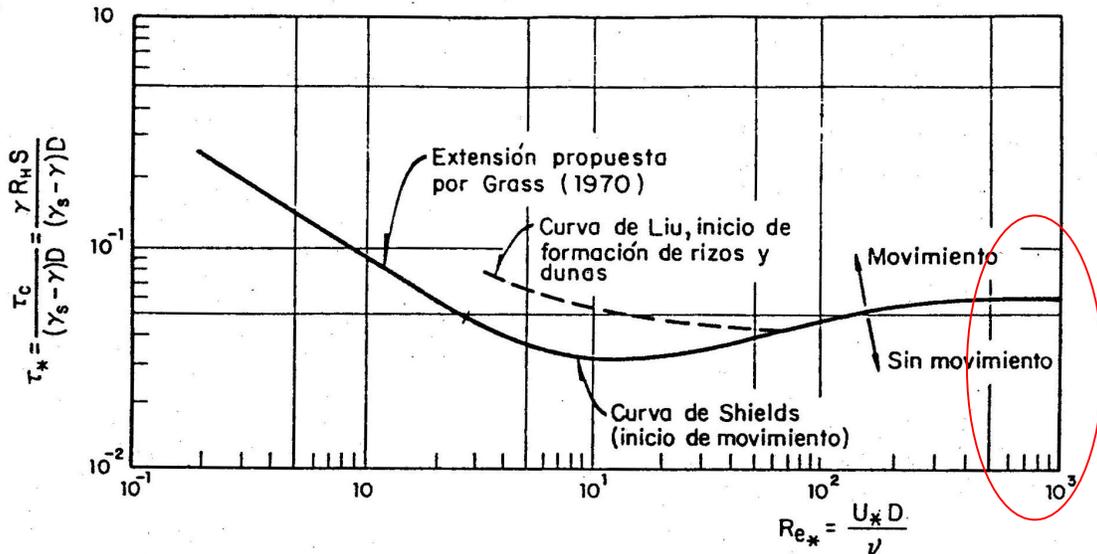
**Solución:**

En primer lugar se propone un valor para el radio hidráulico, que deberá cumplir con el esfuerzo tangencial y el número de Reynolds asociado a la partícula, esto mediante un proceso iterativo. En la figura 2.1 se obtiene el valor de  $\tau_*$ , en función del  $Re_*$ , que a su vez depende de  $U_*$  y del  $R_h$  propuesto. Con la fórmula 2.3 se despeja  $\tau_c$  y el radio hidráulico asociado, y en esa secuencia hasta determinar el valor correcto.

$$\text{Proponiendo } R_h = 0.90m$$

$$U_* = \sqrt{gR_h S} = \sqrt{9.81(0.90)(0.0015)} = 0.11508m/s$$

$$Re_* = \frac{U_* D}{\nu} = \frac{U_* D_{50}}{\nu} = \frac{(0.11508)(0.021)}{1.007 * 10^{-6}} = 2399.88 \doteq 2.4 \times 10^3$$



**Figura 2.1** Diagrama de Shields para el inicio del movimiento de partículas en el fondo

Se aprecia en la figura que para valores de  $Re_* > 5 \times 10^2$  ( $Re_* > 500$ ) el valor del parámetro adimensional de Shields se vuelve constante e igual a un valor de  $\tau_* = 6 \times 10^{-2}$  ó 0.06

$$\tau_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} \Rightarrow \tau_c = \tau_* (\gamma_s - \gamma)D = 0.06(2650 - 1000)(0.021) = 2.079kgf/m^2$$

$$\tau_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma R_h S}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{R_h S}{\Delta D} \Leftrightarrow \tau_c = \gamma R_h S \Rightarrow R_h = \frac{\tau_c}{\gamma S}$$

$$R_h = \frac{2.079}{1000(0.0015)} = 1.386m$$

Como se aprecia el valor propuesto del radio hidráulico no es el correcto, por lo cual deberá repetirse esta secuencia de cálculo hasta que el propuesto sea igual al calculado. En la siguiente tabla se muestra el proceso completo.

$R_h$ (Propuesto) m	$U_*$ m/s	$Re_*$	$\tau_*$ fig. 2.1	$\tau_c$ Kgf / m <sup>2</sup>	$R_h$ (Calculado) m
0.9000	0.11508	2.40E+03	0.060	2.079	1.3860
1.3860	0.14281	2.98E+03	0.060	2.079	1.3860
1.3860	0.14281	2.98E+03	0.060	2.079	1.3860

De la tabla el valor de  $\tau_c$  calculado será el que resista una partícula en el fondo de la sección, por lo que ahora, en función del ángulo de reposo del material y del talud, se determina la constante de proporción para calcular el esfuerzo crítico que resista una partícula colocada en el talud y se comienza a proponer la relación b/d hasta que en la sección se tenga el área hidráulica suficiente para que circule el gasto de diseño. Se muestra a continuación el resultado del proceso iterativo (tomar como referencia la secuencia detallada que se presentó en la solución del mismo problema con el método de Lane)

$$\tau_{co} = 2.079 \text{ kgf} / \text{m}^2$$

De la figura 2.4

$$\phi = 32^\circ$$

Con base en el tipo de material y con ayuda de la tabla 2.3

$$k = 2$$

$$k = \frac{1}{\tan \alpha} = 2 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{1}{2} \right) = 26.565^\circ$$

Se verifica la siguiente condición de estabilidad  $\phi > \theta$

Como  $\phi > \alpha \Rightarrow 32^\circ > 26.565^\circ$ , será un talud estable

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2(26.565^\circ)}{\text{sen}^2(32^\circ)}} = 0.536$$

$$\tau_{ct} = K\tau_{co} = (0.536)2.079 = 1.115 \text{ kgf} / \text{m}^2$$

$b/d$	$\epsilon_o$	$\epsilon_t$	$\tau_o$	$\tau_t$	$d_o$	$d_t$	$d$	$b$	$A$	$P$	$R_h$	$V$	$Q$
	fig. 2.5	fig 2.6	Kgf/m <sup>2</sup>	Kgf/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m/s	m <sup>3</sup> /s
4.000	0.96	0.76	1.440	1.140	1.444	0.978	0.978	3.913	5.743	8.289	0.693	1.213	6.966
10.000	1.00	0.78	1.500	1.170	1.386	0.953	0.953	9.532	10.904	13.795	0.790	1.324	14.441
10.417	1.00	0.78	1.500	1.170	1.386	0.953	0.953	9.930	11.283	14.193	0.795	1.329	15.000

Se aprecia en la tabla que la solución de problema que la relación exacta será  $b/d = 10.417$ , con lo que la sección tendrá un ancho de plantilla de 9.930 m y un tirante de 0.953 m. Para fines prácticos  $b = 9.93$  m y  $d = 0.96$  m

El bordo libre que garantice el funcionamiento hidráulico será:

$$B.L. = 0.1d = 0.1(.953) = 0.0953m \Rightarrow 9.53cm$$

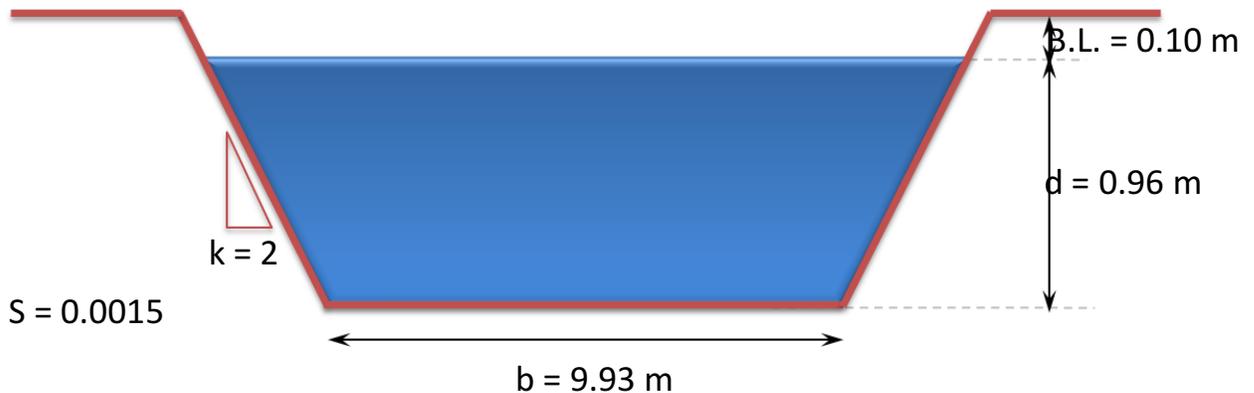
El valor calculado resulta ser menor de 10 cm, por lo tanto se asigna el valor mínimo:

$$B.L. = 0.10m \Rightarrow 10cm$$

SOLUCIÓN:

**b = 9.93 m**  
**d = 0.96 m**  
**B.L. = 0.10 m**  
**k = 2**  
**S = 0.0015**

**SECCIÓN TRANSVERSAL DISEÑADA**  
 Método de Shields



**Método de Maza – García** (Criterio de la velocidad crítica)

**Fórmulas:**

$$Q = UA$$

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

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$U_c = 4.71\sqrt{\Delta D}^{0.35} R_h^{0.15}$$

Para un canal trapecial rugoso, Keulegan propone

$$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{12.3 R_h}{k_s} \right) \Leftrightarrow \bar{U} = 5.75 \log \left( \frac{12.3 R_h}{k_s} \right) U_*$$

$$U_* = \sqrt{g R_h S}$$

$$k_s = 2D_{50}$$

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

**Solución:**

En primer lugar se propone una sección trapecial rugosa para poder seleccionar de acuerdo con Keulegan la expresión de la velocidad con que circulará el flujo dentro del mismo para compararla con la velocidad media crítica y de ahí obtener el radio hidráulico (por ende el área necesaria), que permita el paso del gasto de diseño, sin que se erosione el material que conforma el cauce natural.

Con base en el tipo de material y con ayuda de la tabla 2.3 se determina el talud de la sección trapecial.

$$k = 2$$

$$\Delta = \frac{2650 - 1000}{1000} = 1.65$$

$$k_s = 2(21) = 42mm = 0.042m$$

Se propone

$$R_h = 1.00m$$

$$U_* = \sqrt{9.81(1.00)(0.0015)} = 0.1213m/s$$

$$\bar{U} = 5.75 \log\left(\frac{12.3(1.00)}{0.042}\right)(0.1213) = 1.7205m/s$$

$$U_c = 4.71\sqrt{1.65}(0.021)^{0.35}(1.00)_h^{0.15} = 1.5651m/s$$

Como  $\bar{U} \neq U_c$  son diferentes se debe encontrar el valor de  $R_h$  que iguale ambas velocidades, se muestra en la siguiente tabla el proceso, el valor correcto se obtuvo con la aplicación de la herramienta buscar objetivo mediante la igualación de ambas velocidades.

$R_h$ m	$U_c$ m/s	$\bar{U}$ m/s	$U_c - \bar{U}$ m/s
1.0000	1.5651	1.7205	-0.1554
0.9500	1.5531	1.6618	-0.1087
0.9000	1.5406	1.6019	-0.0613
0.8500	1.5274	1.5408	-0.0134
<b>0.8361</b>	1.5236	1.5236	0.0000

$$R_h = 0.8361m$$

$$Q = UA \Rightarrow A = \frac{15}{1.5236} = 9.845m^2$$

$$P = \frac{A}{R_h} = \frac{9.845}{0.8361} = 11.775m$$

Con los valores conocidos del área y el perímetro se construye un sistema de ecuaciones de donde se obtendrán los valores del ancho de canal y tirante que permiten la circulación del gasto.

$$9.845 = bd + 2d^2 \quad \dots 1$$

$$11.775 = b + 2d\sqrt{1+2^2} \quad \dots 2$$

Resolviendo el sistema.

Despejando de 2.

$$b = 11.775 - 2\sqrt{5}d$$

Despejando de 1.

$$9.845 = (11.775 - 2\sqrt{5}d)d + 2d^2$$

$$11.775d - 2\sqrt{5}d^2 + 2d^2 - 9.845 = 0$$

$$(2 - 2\sqrt{5})d^2 + 11.775d - 9.845 = 0$$

$$d_1 = 1.0818m$$

$$d_2 = 3.6813m$$

De ambos tirantes se deberá tomar el más pequeño, que sería el que provocaría la condición más crítica del movimiento de las partículas sólidas, al estar más próximo al fondo la velocidad máxima del agua (según la distribución de velocidades de Prandtl) y además como ambos tirantes son físicamente posibles (puesto que dan positivos) se puede verificar que el valor seleccionado del tirante no genere en la interrelación del área hidráulica y el perímetro, un ancho de canal negativo, es decir, que no se presente físicamente. Por lo tanto:

$$b_1 = 11.775 - 2\sqrt{5}d_1 = 11.775 - 2\sqrt{5}(1.0818) = 6.9370m$$

$$b_2 = 11.775 - 2\sqrt{5}d_2 = 11.775 - 2\sqrt{5}(3.6813) = -4.6883m$$

Se puede entonces concluir que las dimensiones de la sección serán un ancho de canal (b) de 6.937 m y un tirante (d) de 1.082 m y finalmente de forma práctica se toma  $b = 6.94$  m y  $d = 1.09$  m. Para dicho tirante se tendrá un bordo libre:

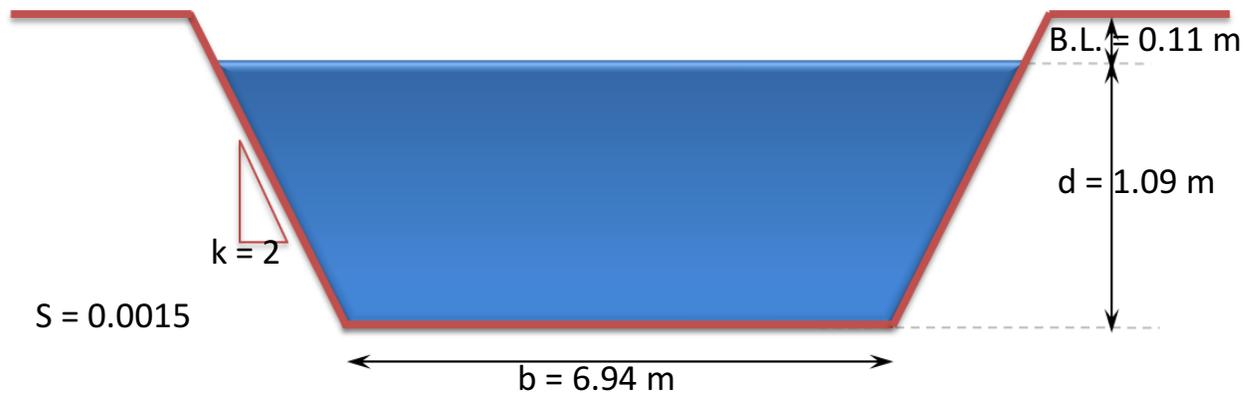
$$B.L. = 0.1d = 0.1(1.0818) = 0.108m \approx 0.11m \Rightarrow 11cm$$

**SOLUCIÓN:**

<b>b= 6.94 m</b>
<b>d= 1.09 m</b>
<b>B.L. = 0.11 m</b>
<b>k = 2</b>
<b>S = 0.0015</b>

## SECCIÓN TRANSVERSAL DISEÑADA

Método de Maza – García



Método de Lischvan – Lebediev (Criterio de la velocidad crítica)

Fórmulas:

$$Q = UA$$

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

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$B = b + 2kd$$

$$dm = \frac{A}{B}$$

Para un canal trapecial rugoso, Keulegan propone

$$\frac{\bar{U}}{U_*} = 5.75 \log \left( \frac{12.3R_h}{k_s} \right) \Leftrightarrow \bar{U} = 5.75 \log \left( \frac{12.3R_h}{k_s} \right) U_*$$

$$U_* = \sqrt{gR_h S}$$

$$k_s = 2D_m$$

$$U_c = f(\bar{d}, D_m) \dots \text{Tabla 2.1}$$

$$k \dots \text{Tabla 2.3}$$

**Solución:**

De acuerdo con los valores de velocidad media admisible propuestos por Lischtván – Lebediev, en función del diámetro medio de las partículas y del tirante medio en la corriente se determinará el radio hidráulico necesario para que se cumplan las condiciones hidráulicas para los datos de diseño, como ecuación auxiliar se tomará la expresión de Keulegan para sección trapezoidal rugosa (Fórmulas 2.6)

$$k = 2$$

$$\bar{d}_{propuesto} = 1.00m$$

$$D_m = D_{50} = 21mm$$

Nota: como el material se ajusta a una distribución logarítmica  $D_m = D_{50}$ , en caso de cualquier otra distribución teórica se deberá verificar la expresión de cálculo y determinar el valor correspondiente.

Diámetro medio de las partículas (mm)	Tirante medio de la corriente (m)					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	> 10.00
0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.0	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
> 500			5.35	5.50	6.00	6.20

**TABLA 2.1** Velocidades medias admisibles de la corriente en suelos no cohesivos, en m/s

Interpolando para el tirante propuesto y el valor del diámetro medio, la velocidad media admisible (partiendo de las velocidades en los límites que contiene al diámetro medio, velocidades en el recuadro rojo) en la sección será:

$$U_c = 1.350 \text{ m/s}$$

Aplicando la fórmula modificada de Keulegan

$$k_s = 2D_m = 2(21) = 42 \text{ mm}$$

$$U_* = \sqrt{9.81(R_h)(0.0015)}$$

$$\bar{U} = 5.75 \log\left(\frac{12.3R_h}{k_s}\right) U_* = 5.75 \log\left(\frac{12.3R_h}{0.042}\right) \sqrt{9.81(R_h)(0.0015)}$$

Planteando la condición de la velocidad media crítica  $U_c = \bar{U}$

$$1.350 = 5.75 \log\left(\frac{12.3R_h}{0.042}\right) \sqrt{9.81(R_h)(0.0015)}$$

Resolviendo:

$$R_h = 0.701 \text{ m}$$

Con este valor se construye un sistema de ecuaciones donde se determinará el ancho de canal y tirante de la sección en función de las ecuaciones de área hidráulica y perímetro mojado que satisfagan el radio hidráulico determinado previamente en la condición de velocidad media crítica

$$A = \frac{Q}{U_c} = \frac{15}{1.350} = 11.111 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{A}{R_h} = \frac{11.111}{0.701} = 15.846 \text{ m}$$

Con los valores conocidos del área y el perímetro se construye un sistema de ecuaciones de donde se obtendrán los valores del ancho de canal y tirante que permiten la circulación del gasto

$$11.111 = bd + 2d^2 \quad \dots 1$$

$$15.846 = b + 2d\sqrt{1+2^2} \quad \dots 2$$

Resolviendo el sistema.

Despejando de 2.

$$b = 15.846 - 2\sqrt{5}d$$

Substituyendo en 1.

$$11.111 = (15.846 - 2\sqrt{5}d)d + 2d^2$$

$$15.846d - 2\sqrt{5}d^2 + 2d^2 - 11.111 = 0$$

$$(2 - 2\sqrt{5})d^2 + 15.846d - 11.111 = 0$$

$$d_1 = 0.801m$$

$$d_2 = 5.609m$$

De ambos tirantes se deberá tomar el más pequeño, que sería el que provocaría la condición más crítica del movimiento de las partículas sólidas. Por lo tanto:

$$b_1 = 15.846 - 2\sqrt{5}d_1 = 15.846 - 2\sqrt{5}(0.801) = 12.262m$$

Para verificar que el tirante propuesto fue correcto se verifica calculando el tirante hidráulico medio con el área y el ancho de superficie libre

$$A = 11.111m^2$$

$$B = 12.262 + 2(2)(0.801) = 15.468m$$

$$dm = \frac{11.111}{15.468} = 0.718m$$

Como se aprecia el tirante medio propuesto "dm" no es el correcto, por lo que se repite la secuela de cálculo partiendo de este nuevo valor y finaliza cuando el tirante medio propuesto y el calculado son iguales. Se muestran a continuación los procesos siguientes y la solución del problema:

dm m	Uc m/s	R <sub>h</sub> m	d M	b m	A m <sup>2</sup>	B m	dm m
1.000	1.350	0.701	0.801	12.262	11.111	15.468	0.718
0.718	1.275	0.645	0.714	15.056	11.767	17.911	0.657
0.657	1.259	0.633	0.697	15.717	11.919	18.503	0.644
0.644	1.255	0.63	0.693	15.859	11.952	18.632	0.641
0.641	1.254	0.63	0.693	15.872	11.959	18.644	0.641

Se puede entonces concluir el cálculo determinando que las dimensiones de la sección serán un ancho de canal (b) de 15.872 m y un tirante (d) de 0.693 m. Para dicho tirante se tendrá un bordo libre:

$$B.L. = 0.1d = 0.1(0.641) = 0.0641m \Rightarrow 6.4cm$$

El valor calculado resulta ser menor de 10 cm, por lo tanto se asigna el valor mínimo:

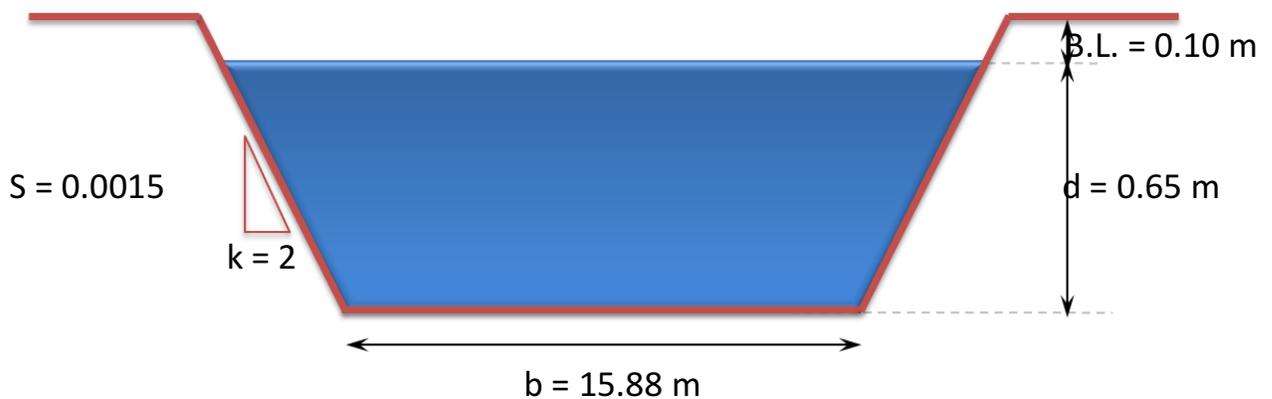
$$B.L. = 0.10m \Rightarrow 10cm$$

Finalmente, para fines prácticos se redondean los valores de “d” y “b”, a 0.70 m y 15.88 m respectivamente, por lo que se tiene que:

SOLUCIÓN:

**b= 15.88 m**  
**d= 0.70 m**  
**B.L. = 0.10 m**  
**k = 2**  
**S = 0.0015**

**SECCIÓN TRANSVERSAL DISEÑADA**  
 Método de Lischtván – Lebediev



**RESUMEN**

Una vez aplicados los métodos del criterio del esfuerzo cortante crítico y los métodos del criterio de la velocidad media crítica se muestra un resumen de las dimensiones calculadas de la sección transversal de acuerdo a cada uno de ellos.

Dimensión	Método			
	Maza – García	Lane	Shields	Lischtván – Lebediev
b (m)	6.937	10.285	9.930	12.262
d (m)	1.082	0.935	0.953	0.801
K	2	2	2	2
B. L. (m)	0.11	0.100	0.100	0.100

Como se puede apreciar de los resultados anteriores, el método que proporciona una sección de menor dimensión en el ancho de la plantilla o fondo del cauce, es el de Maza-García, pero a cambio es el que arroja el mayor tirante de agua y el caso contrario es el método de Lischtván – Lebediev, por lo que para seleccionar el método más adecuado, se deberá de tomar en cuenta las condiciones topográficas, disponibilidad de terreno y restricciones de construcción del sitio de estudio, de tal forma que se tenga el mínimo de afectaciones que incrementen el costo de la obra.

Este ejemplo se encuentra resuelto en el CD anexo a los apuntes, sin requerir tablas y figuras.

EJEMPLOS DEMOSTRATIVOS

**EJEMPLO 2.2:** Diseñar un cauce donde no se permita transporte de sedimentos, con las siguientes características:

**Datos:**

- Q= 20 m<sup>3</sup>/s
- S= 0.0013
- D<sub>50</sub>= 8.6 mm
- σ<sub>g</sub>= 2.2
- \*<sub>s</sub>= 2650 kgf/m<sup>3</sup>
- Distribución = Log-normal
- = 1.01E -06
- g= 9.81 m/s
- D<sub>84</sub>= 18.92 mm
- b = 24.75 m
- n = 0.027
- material poco angular

**Solución:**

**M É T O D O D E S H I E L D S**

PROPONIENDO:  $d = 0,698 \text{ m}$  Y  $k = 2$   
**S O L U C I Ó N**  
 A sup= 18,254 m<sup>2</sup>  
 P sup = 27,872 m  
 Rh sup = 0,655 m  
 CON S = 0,0013  
 U = 0,091 m/s  
 Re = 780,492  
 De fig. 2.1  $\tau_* = 0,06$   
 De ecuac.  $\tau_c = 0,851 \text{ kgf/m}^2$   
 Rh calc. = 0,655 m  
 Por lo tanto  $\tau_{c_o} = 0,851 \text{ kgf/m}^2$

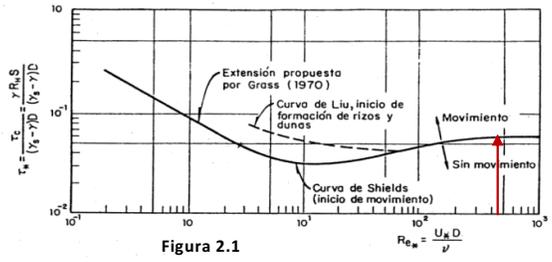


Figura 2.1  
 $R_h = \frac{\tau_c}{\gamma S}$

Generando el valor del  $D_{75} = 14,637 \text{ mm}$   
 De fig. 2.4  $\phi = 31,5^\circ$   
 $\alpha = 26,565^\circ$   
 $K = 0,517$   
 $\tau_{c_t} = 0,440 \text{ kgf/m}^2$

COMO SE CONOCEN "b" Y "d", ENTONCES:  $b/d = 35,451$   
 Y  $\epsilon_o = 1,00$   $\epsilon_t = 0,78$   
 $\tau_o = 1,300 d$   $d = 0,655 \text{ m}$   
 $\tau_t = 1,014 d$   $d = 0,434 \text{ m}$

TIRANTE SELECCIONADO  $d = 0,434 \text{ m}$   
 De la relación  $b/d \Rightarrow b = 15,393 \text{ m}$  QUE ES DIFERENTE AL DE DATO,  
 PERO COMO LA RELACIÓN  $b/d$  SIGUE SIENDO MAYOR A 10, NO CAMBIA  
 EL "d" SELECCIONADO Y ENTONCES SE TIENE:  
 A = 11,123 m<sup>2</sup>  
 P = 26,692 m  
 Rh = 0,417 m  
 U = 0,073 m/s CON KEULEGAN U = 1,018 m/s y entonces  
 Q = 11,329 m<sup>3</sup>/s

Como se puede apreciar con la limitación del ancho de la plantilla del fondo del cauce, no puede hacerse circular un gasto de 20 m<sup>3</sup>/s, por lo cual se presentan al menos dos alternativas: o revestimos el cauce para que pase el gasto de diseño o en su defecto se hace un nuevo diseño del cauce sin revestimiento que no transporte sedimentos, lo cual se repite en los resultados encontrados en los siguientes métodos, por lo que a continuación se presenta la solución del problema sin respetar el



**M É T O D O D E L I S C H T V A N - L E B E D I E V****PROPONRIENDO:**  $\bar{d} = 0,419 \text{ m} \lll$ Generando el  $D_m = 11,735 \text{ mm}$ DE LA TABLA 2.1 SE OBTIENE  $U_c = 0,974 \text{ m/s}$ 

SUPONIENDO CANAL INFINITAMENTE ANCHO

CON  $R_h = 0,426 \text{ m}$ CON KEULEGAN  $U = 0,977 \text{ m/s}$ 

DE LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

$$A = 20,468 \text{ m}^2 = (b+kd)*d \quad (1)$$

DE LA ECUACIÓN DEL RADIO HIDRÁULICO

$$P = 48,004 \text{ m} = b + 2d (k^2+1)^{1/2} \quad (2)$$

RESOLVIENDO (1) Y (2)  $d_1 = 0,436 \text{ m}$ 

$$d_2 = 18,982 \text{ m}$$

TIRANTE SELECCIONADO  $d = 0,436 \text{ m}$ POR LO TANTO  $b = 47,132 \text{ m}$ CON LOS VALORES DE  $b$ ,  $d$  Y  $k$  SE TIENE: DISEÑO:

$$B = 48,877 \text{ m}$$

Y DE LA ECUACIÓN DEL TIRANTE MEDIO SE TIENE:

$$\bar{d} = 0,419 \text{ m} \lll \text{ CUMPLE CON EL PROPUESTO}$$

$$\text{GASTO} = 20,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$d =$	0,44 m
$b =$	47,14 m
$k =$	2
B.L. =	0,10 m
$S =$	0,0013

**M É T O D O D E M A Z A - G A R C I A****S O L U C I O N****PROPONRIENDO:**  $R_h = 0,499 \text{ m}$ Generando el  $D_m = 11,735 \text{ mm}$ 

$$U_c = 1,150 \text{ m/s}$$

SUPONIENDO CANAL INFINITAMENTE ANCHO

$$U = 1,150 \text{ m/s}$$

DE LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

$$A = 17,390 \text{ m}^2 = (b+kd)*d \quad (1)$$

DE LA ECUACIÓN DEL RADIO HIDRÁULICO

$$P = 34,862 \text{ m} = b + 2d (k^2+1)^{1/2} \quad (2)$$

$$R_h = 0,499 \text{ m}$$

RESOLVIENDO (1) Y (2)  $d_1 = 0,518 \text{ m}$ 

$$d_2 = 13,584 \text{ m}$$

TIRANTE SELECCIONADO  $d = 0,518 \text{ m}$  DISEÑO:POR LO TANTO  $b = 32,546 \text{ m}$ 

$$\text{GASTO} = 20,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$d =$	0,52 m
$b =$	32,55 m
$k =$	2
B.L. =	0,10 m
$S =$	0,0013

**EJEMPLO 2.3:**

¿Cuál será la pendiente máxima permisible en un cauce para que éste no se deforme?, de conformidad a la siguiente información: Tirante de agua 1.25 m; ancho del fondo del cauce 68 m; coeficiente de rugosidad 0.028; taludes  $k = 2$ ; el material que conforma el fondo del cauce es muy angular con distribución probabilística del tipo logarítmica  $D_{50} = 8 \text{ mm}$  y de  $D_{84} = 10.4 \text{ mm}$ , con un peso específico de  $2.462 \text{ tnf/m}^3$ . Así mismo encontrar el gasto que permitirá conducir en dichas condiciones.

Solución:

M É T O D O D E S H I E L D S			
A =	88.125 m <sup>2</sup>	P =	73.590 m
	Rh =		1.198 m
<b>PARA EL ESFUERZO EN EL FONDO</b>			
<b>PROPONIENDO:</b>	<b>S =</b>		5.614E-04
	U <sub>*</sub> =		0.081 m/s
	Re <sub>*</sub> =		645.165
De fig. 2.1	$\tau_{*}$ =		0.06
De ec. $\tau_{*} \Rightarrow$	$\tau_{co} =$	0.702 kgf/m <sup>2</sup>	<<< (1)
Con b/d =	54.400		
	$c_o =$	1.00	
Y DE LA ECUACIÓN	$\tau_o = \epsilon_o \gamma d S$	$\tau_o =$	0.702 kgf/m <sup>2</sup> <<<
<b>PARA EL ESFUERZO EN EL TALUD, SE TENDRÁ:</b>			
	Generando D <sub>75</sub> =		9.702 mm
	De fig. 2.4 $\phi =$		35.0 °
	$\alpha =$		26.565 °
		Y K =	0.626
de $\tau_{ct} = K \tau_{co}$	$\tau_{ct} =$	0.439 kgf/m <sup>2</sup>	<<< (1)
y con b/d =	54.400		
	$c_t =$	0.78	
<b>PROPONIENDO:</b>	<b>S =</b>		4.507E-04
Y DE LA ECUACIÓN	$\tau_t = \epsilon_t \gamma d S$	$\tau_t =$	0.439 kgf/m <sup>2</sup> <<<<<<
COMPARANDO LAS DOS PENDIENTES, PARA EL FONDO Y EL TALUD SE SELECCIONA LA MENOR, PARA ASEGURAR QUE NO SE DEFORMA LA SECCIÓN DEL CAUCE, ES DECIR $\Rightarrow S = 0.000451$			
DE LA ECUACIÓN DE KEULEGAN, PARA CANAL RUGOSO INFINITAMENTE ANCHO (FÓRMULAS 2.6), SI $k_s = 2D_{50}$ ; Y			
		U <sub>*</sub> =	0.073 m/s
		U =	1.221 m/s
		Q =	107.642 m <sup>3</sup> /s
		<b>SOLUCIÓN:</b>	<b>S = 4.507E-04</b>
			<b>Q = 107.642 m<sup>3</sup>/s</b>

M E T O D O D E L A N E			
	Generando D <sub>75</sub> =		9.702 mm
De la fig. 2.2	$\tau_{co} =$	0.777 kgf/m <sup>2</sup>	
	De fig. 2.4 $\phi =$		35.0 °
	$\alpha =$		26.565 °
		K =	0.626
$\tau_{ct} = K \tau_{co}$	$\tau_{ct} =$	0.487 kgf/m <sup>2</sup>	
Con b/d =	54.400		
	$\epsilon_o =$	1.00	
	$\epsilon_t =$	0.78	
DE LA IGUALACIÓN DE LOS ESFUERZOS, TANTO EN FONDO COMO EN TALUDES, SE DESPEJA "S" $\tau_{co} = \tau_o = \epsilon_o \gamma d S$ S = 0.00062172			
Y EN EL TALUD $\tau_{ct} = \tau_t = \epsilon_t \gamma d S$ S = 0.0004991			
SE SELECCIONA LA MENOR, PARA ASEGURAR QUE NO SE DEFORMA LA SECCIÓN DEL CAUCE, ES DECIR $\Rightarrow S = 0.000499$			
DE LA ECUACIÓN DE KEULEGAN, PARA CANAL RUGOSO INFINITAMENTE ANCHO, CON U <sub>*</sub> =			
	0.077 m/s	U =	1.285 m/s
		Q =	113.277 m <sup>3</sup> /s
		<b>SOLUCIÓN:</b>	<b>S = 4.991E-04</b>
			<b>Q = 113.277 m<sup>3</sup>/s</b>

M E T O D O D E M A Z A - G A R C I A			
DE LA ECUACIÓN PARA LA VELOCIDAD CRÍTICA			
$U_c = 4.71 \Delta^{0.5} D_m^{0.35} R_h^{0.15}$			
SE GENERA EL DIÁMETRO MEDIO			
Dm = 8.000 mm			
Uc = 1.080 m/s			
AL IGUALAR LAS VELOCIDADES CRÍTICA Y LA DE LA CORRIENTE, QUE SE PUEDE CALCULAR CON LA FÓRMULA DE KEULEGAN, SE PUEDE DESPEJAR EL VALOR DE LA			
S =	0.00035	; Y DE LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD O LEY DE CASTELLI	
Q = 95.152 m <sup>3</sup> /s			
SOLUCIÓN:		S =	3.522E-04
		Q =	95.152 m <sup>3</sup> /s

M E T O D O D E L I S C H T V A N - L E B E D I E V			
DE LOS DATOS DE LA SECCIÓN DEL CAUCE, SE TIENE: B = 73.000 m			
Y CON :	Dm = 8.000 mm	; dm =	1.207 m
DE LA TABLA 2.1, SE OBTIENE LA VELOCIDAD MEDIA ADMISIBLE U <sub>c</sub> = 0.908 m/s			
AL IGUALAR LAS VELOCIDADES CRÍTICA Y LA DE LA CORRIENTE, QUE SE PUEDE CALCULAR CON LA FÓRMULA DE KEULEGAN, SE PUEDE DESPEJAR EL VALOR DE LA			
S =	0.000249	; Y DE LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD O LEY DE CASTELLI	
Q = 79.987 m <sup>3</sup> /s			
SOLUCIÓN:		S =	2.489E-04
		Q =	79.987 m <sup>3</sup> /s

### PROBLEMAS SUGERIDOS

**Problema 2.4:** Diseñe un cauce a construirse en una zona urbana, que no se erosione, teniendo como limitante que el ancho máximo entre hombros del cauce no debe exceder de 45 m y la máxima pendiente que se le puede dar a la plantilla es de 0.00015. El coeficiente de rugosidad del material es de 0.022, el D<sub>50</sub> es de 12.3 mm, D<sub>84</sub> de 15.6 mm, su forma es redondeada, con distribución probabilística logarítmica, peso específico del material 2650 kgf/m<sup>3</sup> y el gasto que se desea conducir es de 110.5 m<sup>3</sup>/s.

**SOLUCIÓN:**

MÉTODO DE SHIELDS		MÉTODO DE LANE	
d =	3.40 m	d =	5.12 m
b =	25.03 m	b =	10.24 m
k =	2	k =	2
B.L. =	0.34 m	B.L. =	0.51 m
T =	39.99 m	T =	32.77 m
S =	0.0001266	S =	0.0001166

NOTA: En el caso del método de Maza-García, arroja un error al resolver la ecuación de segundo grado; esto derivado de los datos del problema, logrando resolverlo, sólo para diámetros medios menores de 6.1 mm o un gasto de diseño de 406.4 m<sup>3</sup>/s y de manera similar se presenta en el método de Lischvan-Lebediev.

**Problema 2.5:** ¿Cuál será la sección hidráulica que tendrá en un cauce que está conformado con material de grava media, al paso de un gasto de 50 m<sup>3</sup>/s, sin que se erosione, el cual tiene una

pendiente de 0.001?. El coeficiente de rugosidad del material es de 0.026, el  $D_{50}$  es de 15.8 mm,  $\lambda$  de 2.6 mm, su forma es muy angular, con distribución probabilística log-normal, peso específico del material 2650 kgf/m<sup>3</sup>.

**SOLUCIÓN:**

MÉTODO DE SHIELDS		MÉTODO DE LANE	
d =	1.45 m	d =	2.23 m
b =	17.97 m	b =	7.70 m
k =	2	k =	2
B.L. =	0.15 m	B.L. =	0.22 m
S =	0.001	S =	0.001
MÉTODO MAZA-GARCÍA		MÉTODO LISCHT-LEBE	
d =	1.59 m	d =	1.27 m
b =	15.12 m	b =	27.70 m
k =	2	k =	2
B.L. =	0.16 m	B.L. =	0.13 m
S =	0.001	S =	0.001

## 2.2. ONDULACIÓN EN EL FONDO Y RESISTENCIA AL FLUJO.

La fricción es la principal acción que se opone al movimiento de un líquido y esta fricción la provocan las partículas que conforman el cauce, el fenómeno se complica cuando dichas partículas pueden ser arrastradas por el flujo deformando las características geométricas del cauce y así mismo las del escurrimiento. El movimiento de las partículas produce ondulaciones en el fondo a mayor o menor equidistancia, provocando una pérdida de energía debido no sólo a la fricción sino también a la forma que tiene el fondo.

Básicamente existen 3 tipos o formas de ondulaciones, que de acuerdo a los estudios realizados por GILBERT y MURPHY en 1914 y por la U.S. GEORGICAL SURVEY de la Universidad de Colorado pueden ser rizos, dunas y antidunas, que están directamente ligadas al número de FROUDE, ya que cuando se presenta un régimen lento ( $Fr < 1$ ), aparecen en el fondo ondulaciones denominadas rizos y dunas y cuando el régimen es supercrítico o rápido ( $Fr > 1$ ) aparecen las antidunas.

De acuerdo con lo anterior y con la clasificación dada por SIMONS los tipos de fondo que se pueden presentar en un cauce son:

- Fondo plano sin arrastre; ( $Fr \ll 1$ ) fondo plano.
- Rizos;  $Fr < 1$  y  $D_m < 0.5$  mm;  $\lambda > 0.03$  pero menor que 0.61 m;  $\Delta = 0.2$  mm hasta 3 cm;  $V_D = 0.02$  hasta 1.46 m/min;  $n$  varía entre 0.02 y 0.028

- c. Dunas;  $Fr < 1$ ;  $0.5 < \lambda < 3.4\text{m}$ ;  $0.6 < \Delta < 16\text{ cm}$ ;  $V_D = 0.26 - 13.18\text{ m/min}$ ;  $n$  varia entre 0.018 y 0.033
- d. Fondo plano existiendo arrastre  $Fr < 1$
- e. Onda Estacionaria;  $Fr > 1$  y  $\lambda$  varia entre 0.011 y 0.016 m,
- f. Antidunas;  $Fr > 1$ ;  $\lambda$  varia entre 0.48 y 1.77 m;  $3.0 < \Delta < 9.0\text{ cm}$ ;  $n$  varía entre 0.011 y 0.022

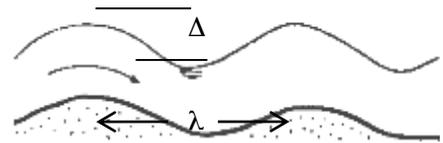
Siendo:

$V_D$  = velocidad del desplazamiento de la onda, m/s.

$\lambda$  = la distancia entre crestas, m.

$\Delta$  = altura de la cresta, m.

$n$  = coeficiente de rugosidad de Robert Manning.



La resistencia total que se presenta en los cauces naturales de acuerdo con lo antes expuesto se puede dividir en 2: Una debido a las partículas y otra a las ondulaciones, por lo que se podrán tener radios hidráulicos, coeficientes de rugosidad y aún pendientes asociadas a la rugosidad total, a las partículas y a las ondulaciones, de donde la mayoría de los investigadores suponen que el esfuerzo cortante en el fondo se puede descomponer en dos es decir  $\tau_0 = \tau_0' + \tau_0''$ , manejándose valores "prima" asociados a las partículas y "biprima" a las ondulaciones (formas del fondo).

Dado que:

$$\tau = \rho U_*^2 \tag{2.12}$$

se puede decir que:

$$U_*^2 = (U_*^2)' + (U_*^2)'' \tag{2.13}$$

Partiendo de estas primicias se puede decir que existen dos criterios para calcular la velocidad media de un flujo cuando existe arrastre de material o también para definir pendientes, siendo el primero el que toma en cuenta la resistencia total y el segundo el que subdivide la resistencia total en una asociada a las partículas y otra asociada a las ondulaciones.

Formas del lecho	Esquema	Resistencia al flujo: $C, n$ .	Sedimento del lecho, $D_{50}$ (m) Concentración, $C_s$ (ppm)	Superficie libre. Carga dominante	Otras características
Lecho plano sin movimiento		$15 < C/\sqrt{g} < 20$ $0.012 < n < 0.016$		Superficie plana.	Bajas velocidades
Rizos		$6 < C/\sqrt{g} < 20$ $0.018 < n < 0.050$	$D_{50} < 0.0006$ $C_s = 10-200$	Superficie plana. Sedimento de fondo	Distribución no uniforme en el ancho. Zonas de separación del flujo aguas abajo
Durques		$8 < C/\sqrt{g} < 15$ $0.018 < n < 0.035$	$0.006 < D_{50} < 0.0015$ $C_s = 100-1200$	Superficie ondulada, en desfase con el lecho. Sedimento de fondo y en suspensión	Longitud del mismo orden que el espaciamiento. Grandes zonas de separación del flujo aguas abajo
Transición		$14 < C/\sqrt{g} < 23$ $0.012 < n < 0.015$	$C_s = 1500-3000$	Superficie ligeramente ondulada. Sedimento de fondo	Lecho plano con dunas superpuestas.
Antidunas		$14 < C/\sqrt{g} < 23$ $10 < C/\sqrt{g} < 20$	Diversidad de tamaños, desde finos a arena gruesa. $C_s = 5000-42000$	Superficie ondulada en fase con el fondo. Sedimento en suspensión.	Espaciamiento de 3 a 15 m. Las ondas crecen en altura hasta que se vuelven inestables (violentas). Sección longitudinal desde triangular hasta sinusoidal.
Rápidos y pozos		$9 < C/\sqrt{g} < 16$	$D_{50} < 0.0004$	Superficie en fase y quebrada al final de los rápidos. Sedimento de fondo y suspensión.	Velocidades altas Descarga de sedimentos apreciable. Relación ancho profundidad $> 20$

$C$  = coeficiente de resistencia al flujo de Chézy

$D$  = diámetro del sedimento

$C_s$  = concentración de sedimentos

FIGURA 2. 7 Configuraciones de fondos arenosos (Universidad del CAUCA)

### 2.2.1 CRITERIO DE LA RESISTENCIA TOTAL

Del primer criterio se recomiendan los métodos de CRUICKSHANK-MAZA, quienes tomaron en cuenta la rugosidad relativa de las partículas e implícitamente la variación de la forma del fondo al variar el flujo; y el método de GARDE-RAJU que se basa en el análisis dimensional de las variables significativas del fenómeno.

#### 2.2.1.1 MÉTODO DE CRUICKSHANK-MAZA

Los autores proponen dos fórmulas que son:

- a).- Para régimen inferior o subcrítico, con fondo de rizos y dunas.

$$U = 7.58\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \quad (2.14)$$

que se cumple si:

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \quad (2.15)$$

b).- Para régimen superior con fondo de ondas estacionarias y antidunas:

$$U = 6.25\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \quad (2.16)$$

que se cumple si:

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382} \quad (2.17)$$

Este método se recomienda aplicar para materiales granulares siempre y cuando el  $D_{50}$  sea menor que dos milímetros, sin embargo se ha utilizado para diámetros mayores, sin que se tengan diferencias apreciables.

#### 2.2.1.2 MÉTODO DE GARDE - RAJU

Propone la siguiente expresión:

$$\frac{U}{\sqrt{g\Delta D_{50}}} = K \left( \frac{R_h}{D_{50}} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.18)$$

Siendo  $K$  un coeficiente que depende de la configuración del fondo donde  $K = 7.66$  para fondo plano sin arrastre;  $K = 3.2$  para fondo con rizos o dunas y  $K = 6$  para transición y antidunas.

Para verificar el tipo de régimen se recomienda utilizar las desigualdades propuestas por CRUICKSHANK-MAZA, es decir las fórmulas 2.15 y 2.16

#### 2.2.2 CRITERIO DE LA RESISTENCIA TOTAL SUBDIVIDIDA

Del segundo criterio se recomiendan los métodos de ENGELUND y el de ALAM - KENNEDY.

##### 2.2.2.1 MÉTODO DE ENGELUND

Propuesto en 1966 y 67, presenta las siguientes expresiones:

$$\tau'_* = f(\tau_*) \quad (2.19)$$

$$\tau_* = \frac{R_h S}{\Delta D_{50}} \quad (2.20)$$

$$\tau'_* = \frac{R'_h S}{\Delta D_{50}} \quad (2.21)$$

ENGELUND obtuvo la relación que existe entre el parámetro adimensional de Shields total  $\tau_*$  y el parámetro adimensional de Shields asociado a las partículas  $\tau'_*$ , que se obtiene con la ayuda de la figura 2.8, en función del tipo de régimen, y que para el caso de régimen inferior se puede utilizar la ecuación siguiente:

$$\tau'_* = 0.06 + 0.4\tau_*^2 \quad (2.22)$$

Para obtener la velocidad media de la corriente se propone utilizar las fórmulas recomendadas por KEULEGAN (fórmulas 2.6), haciendo los siguientes cambios, ya que como se recordará, dichas fórmulas son para flujo sin transporte de sedimentos:

$$U_* = U'_*; \quad d = d'; \quad R_h = R'_h$$

Por ejemplo para un canal infinitamente ancho y fondo rugoso se transforma en la siguiente forma:

$$\frac{\bar{U}}{U'_*} = 5.75 \log \left( \frac{11.1 d'}{2D_{50}} \right) \quad (2.23)$$

Siendo:

$$U'_* = \sqrt{gR'_h S} \quad (2.24)$$

$$d' = R'_h$$

Para evaluar la velocidad media conocidas  $R_h$  y  $S$  así como el tamaño de las partículas se puede tomar el siguiente procedimiento:

1. Se calcula  $\tau_*$  con la fórmula 2.20, considerando el  $Rh$  igual al tirante medio del cauce  $\bar{d}$ , donde:

$$\bar{d} = \frac{A}{B} \quad (2.25)$$

Siendo:

A = área hidráulica, en  $m^2$ .

B = ancho de la superficie libre del agua, en m.

- Se obtiene  $\tau'_*$  con la ayuda de la figura 2.8, suponiendo un determinado régimen (para régimen inferior con la fórmula 2.22).

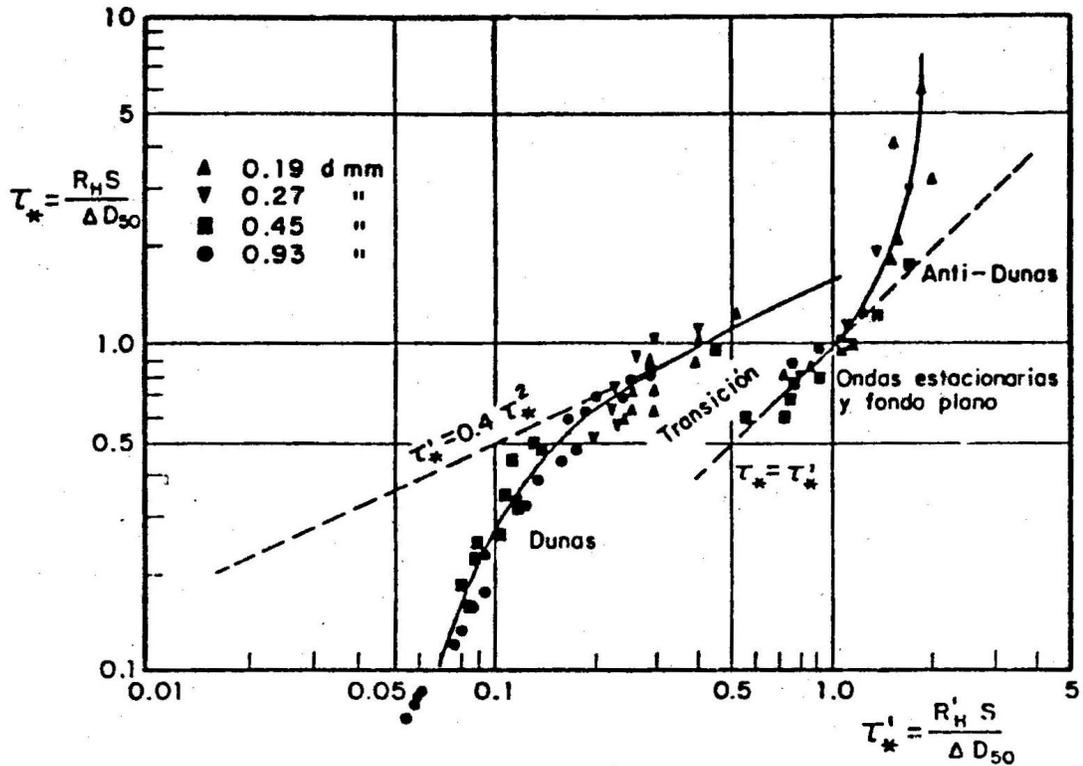


FIGURA 2. 8 Relación entre  $\tau_*$  y  $\tau'_*$ , según Engelud

- Se despeja el valor de  $d'$  de la ecuación 2.21 considerando a  $R_h' = d'$ .
- Se calcula la velocidad al esfuerzo cortante asociado a las partículas con la ecuación 2.24
- Se obtiene la velocidad media de la corriente con arrastre con la fórmula modificada de KEULEGAN, según el tipo de sección.

En la figura 2.8 se puede observar que en el intervalo  $0.4 \leq \tau_* \leq 1.6$ , se tienen dos valores de  $\tau'_*$  uno para régimen inferior y otro para régimen superior, por lo que es necesario conocer la configuración del fondo, para ello se utiliza la figura 2.9 propuesta por ENGELUND-HANSEN donde intervienen los parámetros adimensionales

$$\frac{U}{\sqrt{gd}} \text{ y } \frac{\bar{U}}{U'_*}$$

- Se verifica con la figura 2.9 si la rama seleccionada en el paso 2 corresponde al mismo tipo de régimen, si difieren se procede a hacer la corrección respectiva.

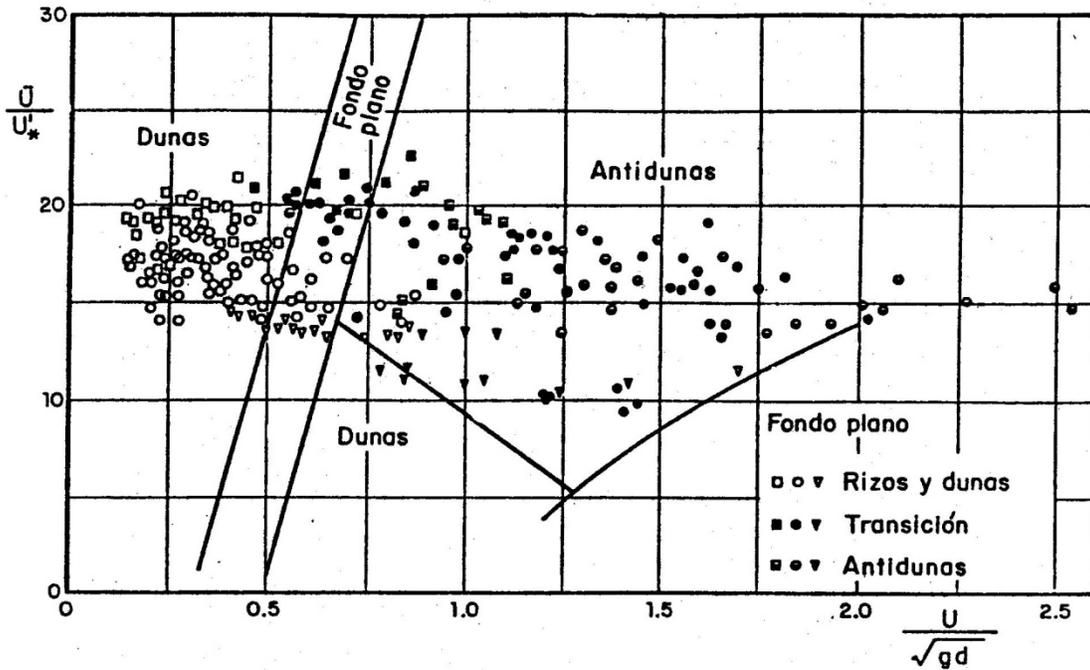


FIGURA 2. 9 Criterio de Engelund – Hansen para definir el tipo de configuración del fondo

2.2.2.2 MÉTODO DE ALAM-KENNEDY

Propuesto en 1969, parte de suponer que  $S$  es igual a  $S = S' + S''$  y que  $R_h$  es constante. Las fórmulas propuestas por los investigadores son aplicables solamente a régimen inferior basándose en la fórmula de Darcy, proponiendo la siguiente expresión:

$$U^2 = \frac{8gR_h S}{f} \tag{2.26}$$

Siendo:

$$f = f' + f'' \tag{2.27}$$

El coeficiente  $f'$  se obtiene con la ayuda de la figura 2.10 propuesta por LOVERA- KENNEDY y el  $f''$  se obtiene con la ayuda de la figura 2.11 en función del número de Reynolds y del Número de FROUDE (Williams).

Para aplicar este método se recomienda el siguiente procedimiento:

1. Se supone una velocidad media de la corriente, conociendo el  $R_h$ .
2. Se obtiene el  $f'$  con la figura 2.10. Si el punto definido por el número de Reynolds y  $(R_h/D_{50}) \cdot 10^{-2}$ , queda por abajo de la línea que indica el valor de pared lisa, se toma el valor dado por dicha línea y el número de Reynolds

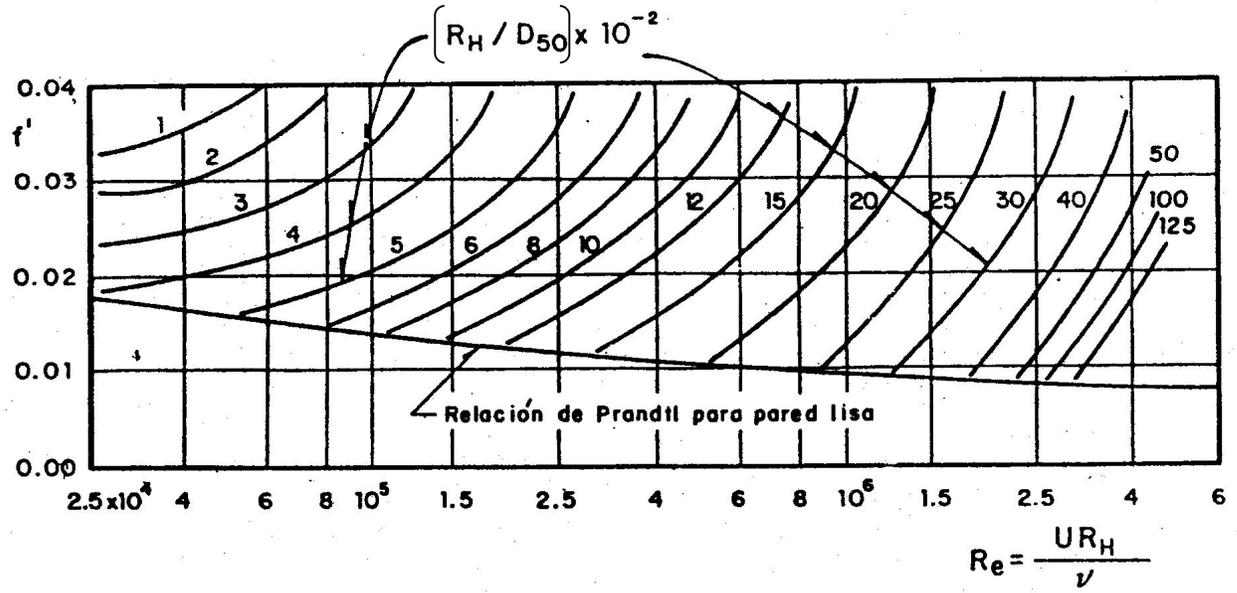


FIGURA 2. 10 Factor de fricción  $f'$  para canales aluviales con fondo plano según Lovera – Kennedy

- Se obtiene el  $f''$  utilizando la figura 2.11. Si el valor definido por FROUDE y  $R_H/D_{50}$  queda fuera de la gráfica  $f'' = 0$ .

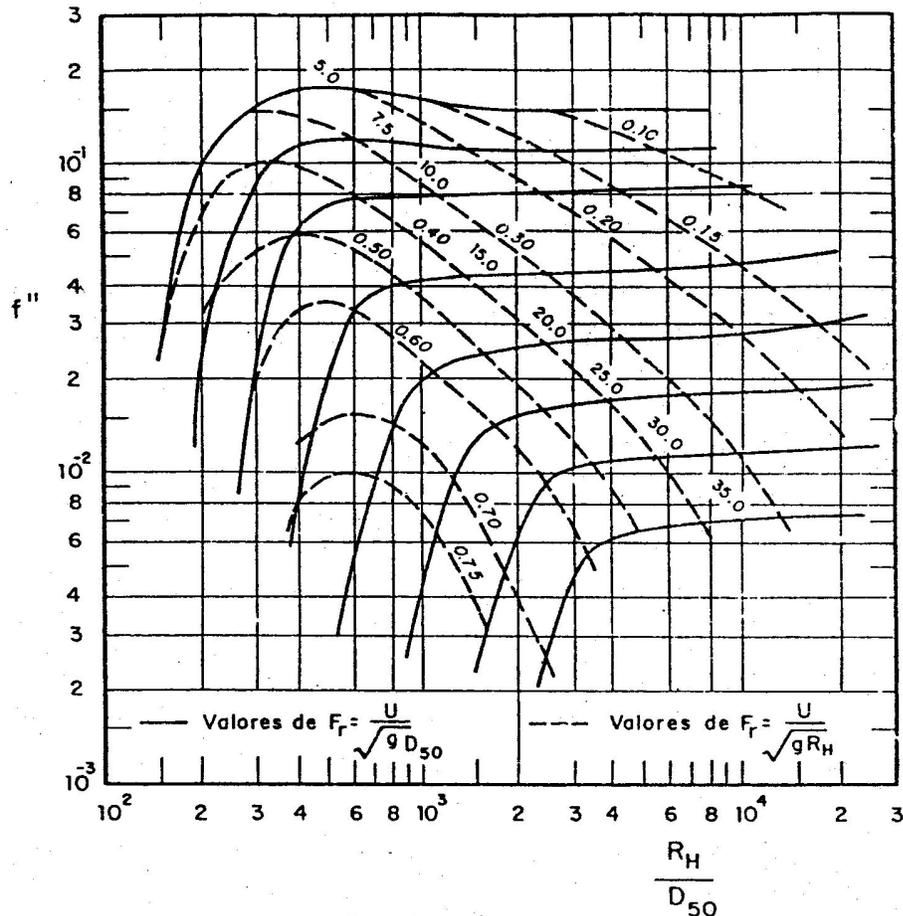


FIGURA 2. 11 Factor de fricción  $f''$  en función de  $F_r$  y  $R_H/D_{50}$ , según Alan – Kennedy

4. Se calcula  $f$  como la suma de  $f'$  y  $f''$ .
5. Con la  $f$  calculada se obtiene la velocidad media con la ecuación 2.26
6. Se comparan los valores de la velocidad supuesta con la velocidad calculada, si estas difieren se inicia otro tanteo desde el paso 1.

Si se conoce la velocidad y se desea conocer el  $R_h$  se procede de la misma forma ya descrita, pero si lo que se desea es calcular la pendiente el procedimiento es directo. El método se recomienda para materiales arenosos.

### EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO (en el CD anexo a los apuntes, se encuentran las hojas de cálculo, que no requieren tablas y figuras).

**EJEMPLO 2.6:** Un cauce natural conduce un gasto de  $350 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cual tiene un ancho en el fondo de  $100 \text{ m}$  y pendiente del fondo de  $0.00075$ ; la granulometría de las partículas se ajusta a una distribución logarítmica con parámetros  $D_{50} = 2 \text{ mm}$  y  $\sigma_g = 2$ . Determine el tirante con el cual escurre el gasto, tomando en cuenta la resistencia al flujo, con los métodos de CRUICKSHANK – MAZA, GARDE – RAJU, ENGELUND y ALAM - KENNEDY.

#### Datos:

$Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$   
 Distribución granulométrica Logarítmica  
 $D_{50} = 2 \text{ mm}$   
 $\sigma_g = 2$   
 $b = 100 \text{ m}$   
 $S = 0.00075$

#### Incógnita:

$d = ?$

#### Método de Cruickshank – Maza (Criterio de la Resistencia Total)

#### Fórmulas:

$$Q = AU$$

Régimen inferior

$$U = 7.58\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} ; \frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350}$$

Régimen superior

$$U = 6.25\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} ; \frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382}$$

$$\omega = F_1 \sqrt{g\Delta D}$$

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

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

$$D_n = D_{50} 10^{\left[\left(\frac{n-50}{34}\right) \log \sigma_g\right]} \dots \text{Distribución logarítmica}$$

$k \dots$  Tabla 2.3

### Solución:

Como no se conocen datos del tipo de régimen al interior del cauce, se supondrá previamente un régimen de circulación para el cual se determinará el tirante que permite la circulación del caudal respetando las expresiones de los autores y su condicionante de aplicación, la velocidad calculada deberá permitir, junto con el área hidráulica necesaria, que circule el gasto de diseño, en caso contrario se corrige el régimen supuesto y se vuelve a determinar el tirante que cumple con la condición de continuidad.

Se supondrá que se tiene un régimen inferior de circulación en el cauce

$$k = 2$$

$$D_{84} = 2 * 10^{\left[\left(\frac{84-50}{34}\right) \log(2)\right]} = 4mm$$

$$\Delta = \frac{2650 - 1000}{1000} = 1.65$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.002)^3}} - \sqrt{\frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.002)^3}} = 0.80$$

$$\omega = 0.80 \sqrt{9.81(1.65)(0.002)} = 0.144m/s$$

Igualando la velocidad en la ecuación de continuidad con la ecuación de velocidad para régimen inferior de Cruickshank – Maza. Se puede observar en la ecuación que la única incógnita es el tirante, una vez resuelta la ecuación se debe verificar si es el régimen supuesto, de lo contrario la velocidad en la ecuación de continuidad se igualará a la ecuación de velocidad para régimen superior de Cruickshank – Maza.

$$\frac{Q}{A} = 7.58\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \Rightarrow \frac{Q}{bd + kd^2} = 7.58\omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456}$$

$$\frac{350}{100d + 2d^2} = 7.58(0.144) \left( \frac{d}{0.004} \right)^{0.634} \left( \frac{0.00075}{1.65} \right)^{0.456}$$

Resolviendo la ecuación se tiene

$$d = 2.003m$$

Verificando el régimen supuesto

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \Rightarrow \frac{1}{0.00075} \geq 83.5 \left( \frac{2.003}{1.65(0.004)} \right)^{0.350}$$

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \Rightarrow 1333.333 \geq 617.250$$

Como se cumple la condición, el régimen inferior supuesto es correcto.

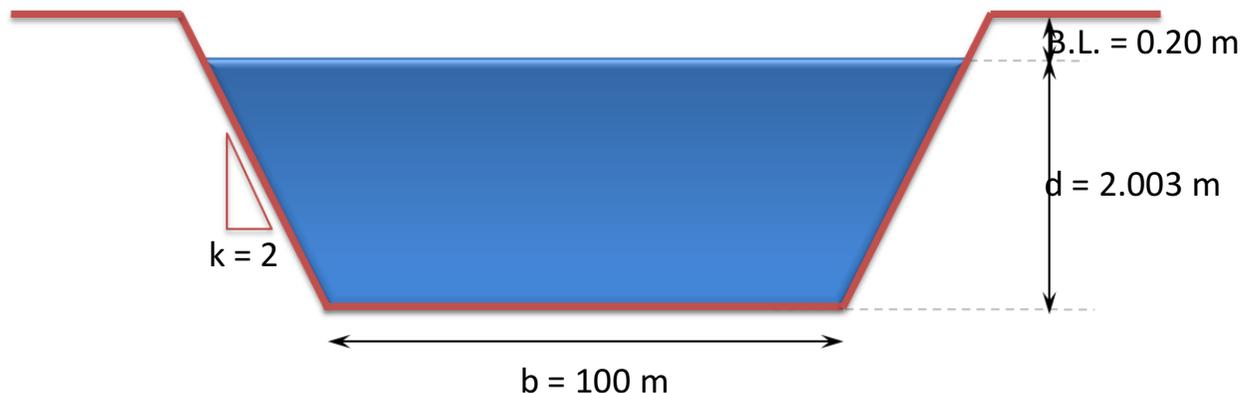
**SOLUCIÓN** **d = 2.003 m**

Como recomendación, para el tirante encontrado, se deberá tener un bordo libre:

$$B.L. = 0.1d = 0.1(2.003) = 0.2003m \approx 0.2m \Rightarrow 20cm$$

El valor calculado resulta ser mayor de 10 cm, por lo tanto se tomará como solución.

### SECCIÓN TRANSVERSAL Método de Cruickshank – Maza



**Nota:** La sección anterior y las que se presentan a continuación en cada solución de los otros métodos, es sólo esquemática, es decir que se encuentran fuera de escala.

### Método de Garde – Raju (Criterio de la rugosidad relativa)

#### Fórmulas:

$$Q = AU$$

$$\frac{U}{\sqrt{g\Delta D_{50}}} = K \left( \frac{R_h}{D_{50}} \right)^{2/3} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{1/2}$$

K... Constante que depende de la forma de fondo que se tiene en el cauce

$$K = \begin{cases} 7.66 \dots \text{Fondo plano sin arrastre } (Fr \lll 1) \\ 3.20 \dots \text{Fondo con rizos y dunas } (Fr < 1) \\ 6.00 \dots \text{Fondo en transición y antidunas } (Fr > 1) \end{cases}$$

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

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

$$\bar{d} = dm = \frac{A}{B}$$

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$B = b + 2kd$$

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

$$k \dots \text{Tabla 2.3}$$

#### Solución:

Como no se conocen datos de la forma de fondo que tiene el cauce natural, se supondrá una de ellas para poder asignar el valor del coeficiente “K” y resolver la ecuación de Garde – Raju una vez que se halla igualado a la velocidad por continuidad. Una vez calculado el valor del tirante que permite la velocidad de flujo en el cauce se deberá obtener el número de Froude para corroborar la forma de fondo supuesta, en caso contrario se cambiará el valor de K y se repite el proceso hasta que sea congruente la forma de fondo supuesta con el número de Froude relacionado a la misma.

$$k = 2$$

$$\Delta = \frac{2650 - 1000}{1000} = 1.65$$

Se supondrá que se tiene un fondo con rizados y dunas, por lo tanto

$$K = 3.20$$

Igualando la velocidad por continuidad con la velocidad de acuerdo con Garde – Raju

$$\frac{Q}{A} = K \left[ \frac{R_h}{D_{50}} \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{S}{\Delta} \right]^{\frac{1}{2}} \sqrt{g \Delta D_{50}} \Rightarrow \frac{Q}{bd + kd^2} = K \left[ \frac{bd + kd^2}{b + 2d\sqrt{k^2 + 1}} \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{S}{\Delta} \right]^{\frac{1}{2}} \sqrt{g \Delta D_{50}}$$

$$\frac{350}{100d + 2d^2} = 3.2 \left[ \frac{100d + 2d^2}{100 + 2d\sqrt{2^2 + 1}} \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{0.00075}{1.65} \right]^{\frac{1}{2}} \sqrt{9.81(1.65)(0.002)}$$

Resolviendo la ecuación se tiene

$$d = 2.459m$$

Verificando la forma de fondo supuesta

$$A = 100(2.459) + 2(2.459)^2 = 257.963 \text{ m}^2$$

$$P = 100 + 2(2.459)\sqrt{1 + 2^2} = 110.996 \text{ m}$$

$$B = 100 + 2(2)(2.459) = 109.835 \text{ m}$$

$$dm = \frac{257.963}{109.835} = 2.349 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{257.963}{110.996} = 2.324 \text{ m}$$

$$U = 3.2 \left[ \frac{2.324}{0.002} \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{0.00075}{1.65} \right]^{\frac{1}{2}} \sqrt{9.81(1.65)(0.002)} = 1.357 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{1.357}{\sqrt{9.81(2.349)}} = 0.276$$

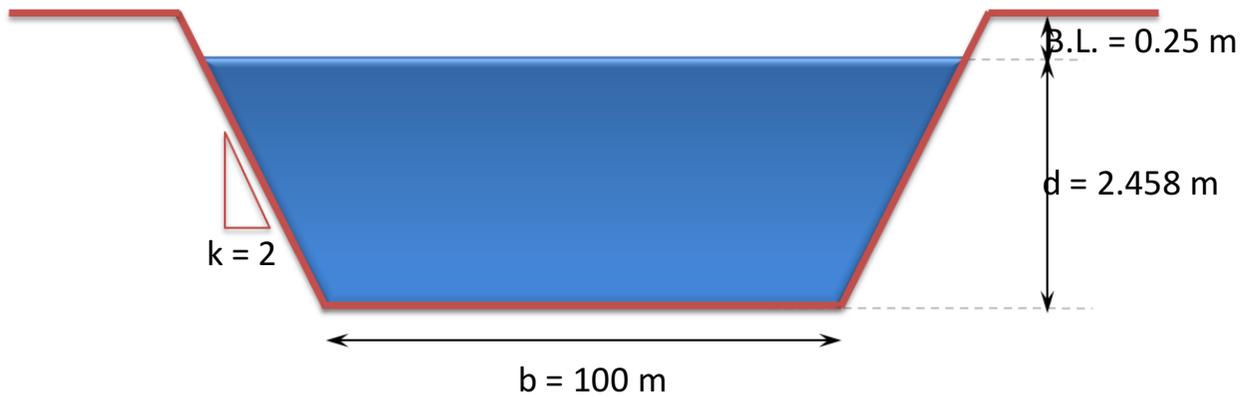
De acuerdo con el número de Froude que es menor a uno se concluye que la forma de fondo con rizados y dunas (régimen inferior) fue bien supuesta.



**SOLUCIÓN      d= 2.459 m**

Como en la solución del método anterior, se recomienda, para el tirante encontrado, que el bordo libre sea de 0.25 m

**SECCIÓN TRANSVERSAL**  
Método de Garde – Raju



**Método de Engelund** (Criterio de la resistencia total subdividida)

**Fórmulas:** Régimen de flujo... figura 2.9

$$\frac{\bar{U}}{U_*'}$$

$$\frac{U}{\sqrt{gd}} = \frac{U}{\sqrt{gD_{50}}} \dots D_{50} \text{ en m}$$

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

$$\bar{U} = 5.75 \log \left( \frac{11.1d'}{2D_{50}} \right) U_*' \quad (\text{Para canal infinitamente ancho})$$

$$U_*' = \sqrt{gR_h' S} \quad (\text{Velocidad al cortante asociado a las partículas})$$

$$d' = R_h'$$

$$\tau_*' = \frac{R_h' S}{\Delta D_{50}} \Rightarrow R_h' = \frac{\tau_*' \Delta D_{50}}{S}$$

$$\tau_*' = 0.06 + 0.4\tau_*'^2 \quad \text{Régimen inferior o figura 2.8 Régimen superior}$$

$$\tau_* = \frac{R_h S}{\Delta D_{50}}$$

$$\bar{d} = dm = \frac{A}{B}$$

$$A = bd + kd^2$$

$$B = b + 2kd$$

$d$  ... supuesto

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

$k$  ... Tabla 2.3

### Solución:

Para resolver el problema se supondrá un tirante para poder calcular el parámetro adimensional de Shields ( $\tau_*$ ), enseguida se supone el régimen de flujo para calcular el parámetro de Shields asociado a la partícula ( $\tau_*'$ ) para poder determinar la relación de la velocidad media y la velocidad asociada a la partícula verificándose el régimen de flujo, en caso de no ser el supuesto se modificará el régimen para la obtención de los parámetros adimensionales de Shields.

$$k = 2$$

$$\Delta = \frac{2650 - 1000}{1000} = 1.65$$

Se supone el valor inicial del tirante

$$d = 2.00m$$

$$A = 100(2) + (2)(2)^2 = 208.00m^2$$

$$B = 100 + 2(2)(2) = 108.00m$$

$$\bar{d} = \frac{208.00}{108.00} = 1.926m$$

$\bar{d} = R_h = 1.926m$  Nota: no olvidar que ésta igualación es sólo para el método de Engelund.

$$\tau_* = \frac{(1.926)(0.00075)}{1.65(0.002)} = 0.438$$

Suponiendo que se presentara régimen inferior

$$\tau_*' = 0.06 + 0.4(0.438)^2 = 0.137$$

$$R_h' = \frac{(0.137)(1.65)(0.002)}{(0.00075)} = 0.601m$$

$$d' = R_h' = 0.601m$$

$$U_*' = \sqrt{9.81(0.601)(0.00075)} = 0.067m/s$$

$$\bar{U} = 5.75 \log\left(\frac{11.1(0.601)}{2(0.002)}\right) * 0.067 = 1.232m/s$$

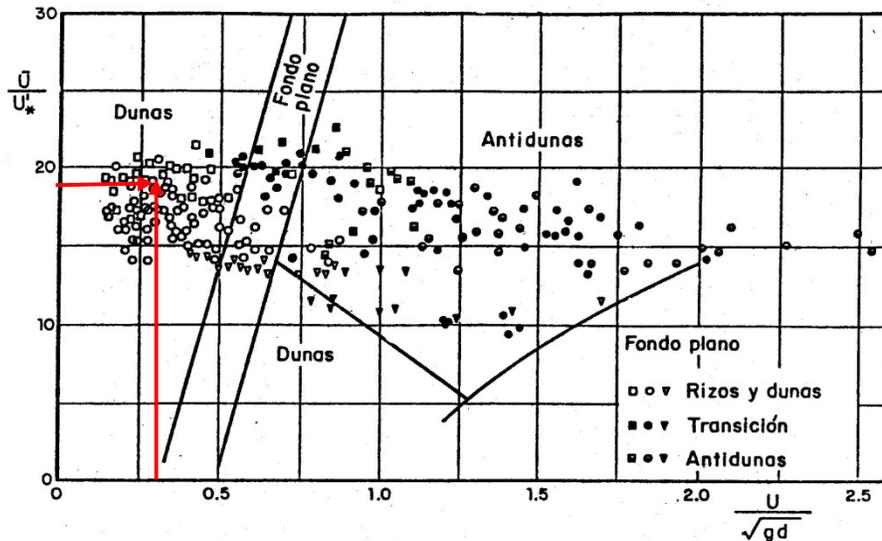
$$Q = 208(1.232) = 256.312m^3/s$$

Se observa que el gasto que circularía no es el de diseño, debido a que no se propuso un tirante correcto al inicio del proceso iterativo, de cualquier manera se verificará el régimen de flujo que se presentaría en la sección diseñada.

$$\frac{U}{\sqrt{gd}} = \frac{1.232}{\sqrt{9.81 * 2.0}} = 0.278$$

$$\frac{\bar{U}}{U_*'} = \frac{1.232}{0.067} = 18.528$$

Usando la figura 2.9, para definir el tipo de fondo que se tendría con los valores antes calculados:



En la figura anterior (2.9) se aprecia que de acuerdo con los parámetros adimensionales se sitúa en la zona de Dunas que es la forma de fondo asociado con el régimen inferior, por lo que el régimen fue bien supuesto no así el tirante que se presentará en la sección transversal para el gasto de diseño, por lo tanto se deberá cambiar este valor hasta que nos dé el gasto de diseño.

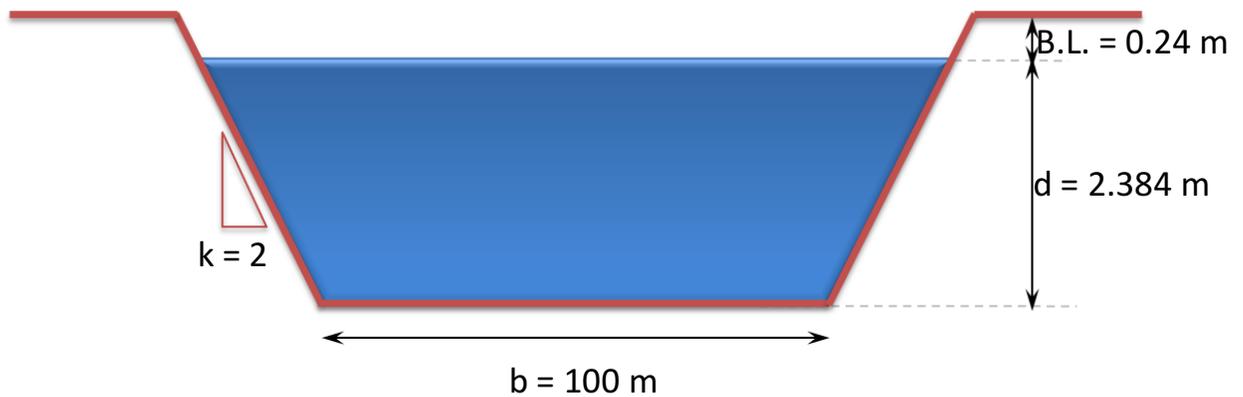
En la siguiente tabla se resume este proceso mostrándose la solución.

d supuesto m	A m <sup>2</sup>	B m	$\bar{d}$ m	$\tau$	Regimen supuesto	$\tau'$	$R_h'$ m	$U'$ m/s	$\bar{U}$ canal infinitamente ancho m/s	Q m <sup>3</sup> /s	Fr	$\bar{U}/U'$	Régimen Figura 2.9
2.000	208.000	108.000	1.926	0.438	inferior	0.137	0.601	0.067	1.232	256.312	0.282	18.528	inferior
2.500	262.500	110.000	2.386	0.542	inferior	0.178	0.782	0.076	1.455	381.899	0.299	19.184	inferior
2.384	249.756	109.536	2.280	0.518	inferior	0.167	0.737	0.074	1.401	350.003	0.295	19.035	inferior

SOLUCIÓN **d= 2.384 m**

Bordo libre recomendado, para el tirante encontrado: 0.24 m

**SECCIÓN TRANSVERSAL**  
Método de Engelund



**Método de Alam - Kennedy** (Criterio de la resistencia total subdividida)

Fórmulas:

$$U^2 = \frac{8gR_H S}{f}$$

Siendo:  $f = f' + f''$

**Solución:**

Para resolver el problema se supondrá una velocidad y como no se conoce el  $R_h$ , se obtiene de la ecuación de continuidad el valor del Área. Si el valor del talud es de 2, se puede obtener el valor del tirante al despejar de la ecuación del área y resolviendo la ecuación de segundo grado que se genera. Con el valor de "d", se calcula el perímetro mojado y se calcula el  $R_h$ , para con la ayuda de la figura 2.10 obtener el  $f'$ , sin olvidar que si el punto definido por el número de Reynolds y  $(Rh/D_{50}) \cdot 10^{-2}$  queda por abajo de la línea que indica el valor de pared lisa, se toma el valor dado por dicha línea y el número de Reynolds. Para el valor de  $f''$  se utiliza la figura 2.11 en función del número de Reynolds y del Número de FROUDE (Williams), si el valor definido por FROUDE y  $Rh/D_{50}$  queda fuera de la gráfica  $f'' = 0$ .

Suponiendo  $U = 0.25 \text{ m/s}$ , se tiene que  $A = 1400.0 \text{ m}^2$  y de la ecuación de segundo grado se tiene los valores de  $d = 11.401 \text{ m}$  y  $d = -61.401 \text{ m}$ , por lo que se selecciona el valor de  $11.401 \text{ m}$

Con el valor del tirante seleccionado y el ancho del fondo del cauce de  $100 \text{ m}$ , se obtiene un perímetro mojado de  $150.985 \text{ m}$  y el radio hidráulico es de  $9.272 \text{ m}$ , con lo que el número de Reynolds da un valor de:  $2.302\text{E}+06$  y con el valor de  $(Rh/D_{50}) \cdot 10^{-2} = 46.362$ , se obtiene un  $f'$  de la figura 2.10 de  $0.0095$

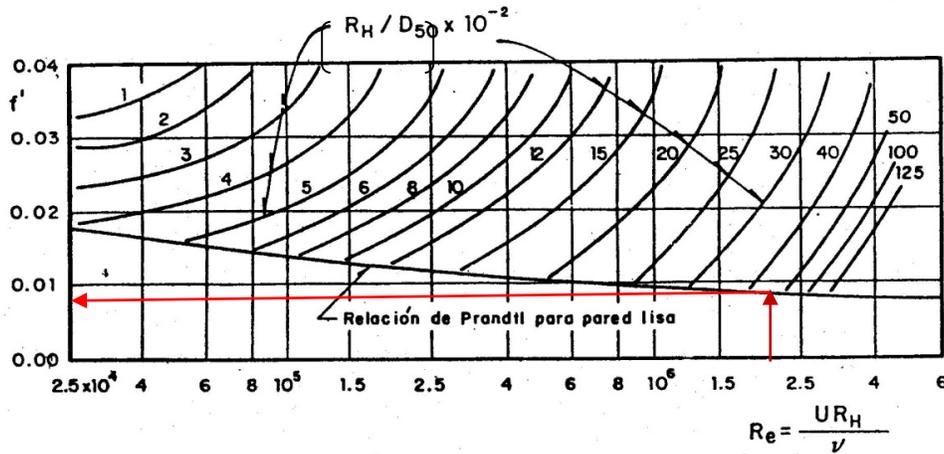


FIGURA 2.10 Factor de fricción  $f'$  para canales aluviales con fondo plano según Lovera – Kennedy

Con  $Rh/D_{50} = 4.64\text{E}+03$  y con el número de Froude, calculado con el Radio hidráulico, de  $Fr = 0.026$  se puede constatar que el valor quedaría fuera de la gráfica (curva mínima de 0.1). Calculando el número de Froude con el  $D_{50}$ , se tiene  $Fr = 1.785$ , que también se puede ver que resultaría lo mismo (curva mínima de 5), por lo tanto  $f'' = 0$

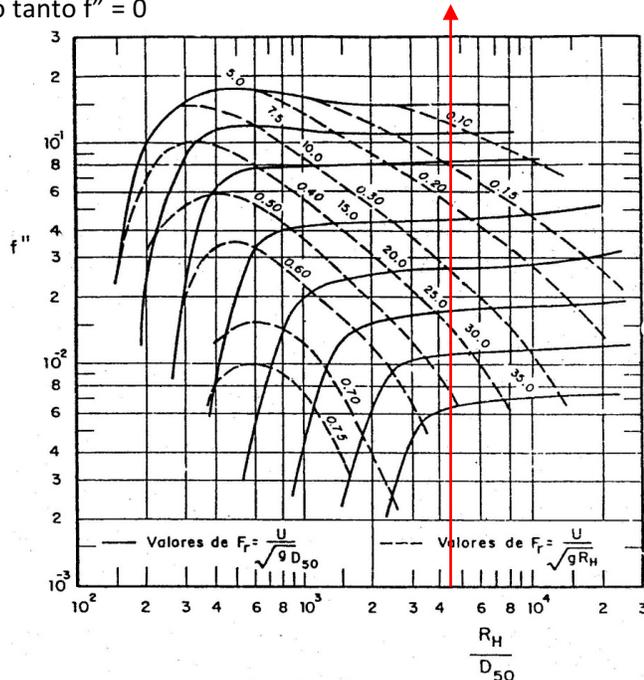


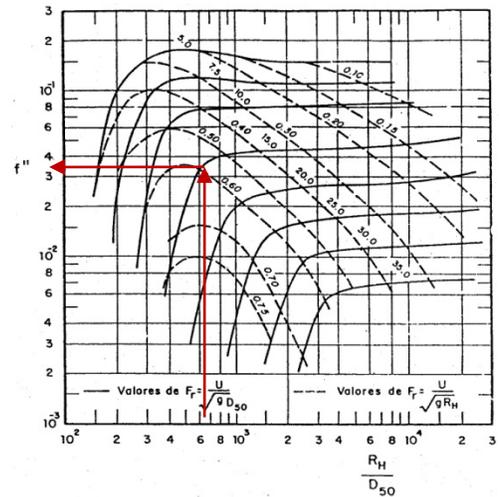
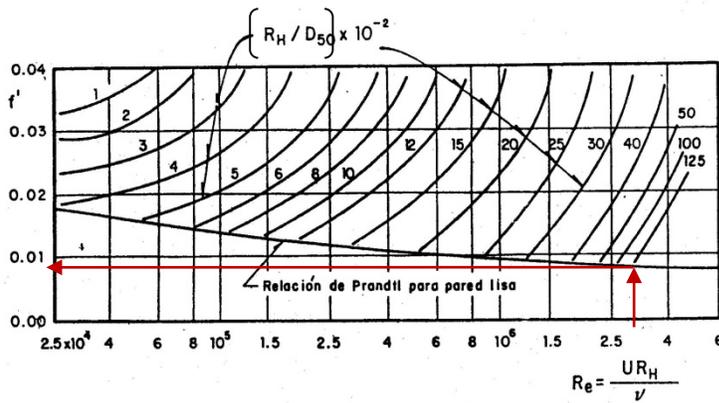
FIGURA 2.11 Factor de fricción  $f''$  en función de  $Fr$  y  $R_H/D_{50}$ , según Alan – Kennedy

Se calcula f como la suma de f' y f'', es decir  $f = 0.0095 + 0 = 0.0095$

Con la f calculada se obtiene la velocidad media con la ecuación 2.26, obteniendo un valor de 7.580 m/s, que resulta diferente a la propuesta de 0.25 m/s, por lo que se deberá de proponer otro valor de velocidad media.

Sin embargo al tratar de aumentar el valor de la velocidad supuesta, se encuentra que para un máximo valor de 0.3 m/s, el Re es de  $2.419E+06$  y  $(Rh/D_{50}) \cdot 10^{-2} = 40.607$  y  $f' = 0.018$  y con  $f'' = 0$ , la velocidad es de 5.153 m/s y al incrementar la velocidad los valores encontrados del Re y  $(Rh/D_{50}) \cdot 10^{-2}$  quedan fuera de la figura 2.10, por lo que se concluye que para los datos del problema, este método no tiene solución.

Sin embargo de la aplicación del método a varios casos de cauces en que no da resultados adecuados se ha encontrado que en lugar de utilizar  $(Rh/D_{50}) \cdot 10^{-2}$  se utiliza  $R_h / (D_{50} * 10^{-2})$  estando el  $D_{50}$  en centímetros, en lugar de metros, el problema tiene solución, ya que al suponer una velocidad de 2.150 m/s, por continuidad el área es de  $162.791 \text{ m}^2$  y al despejar "d" de la solución de la ecuación de segundo grado del área, se obtiene  $d = 1.578 \text{ m}$ , lo que da un perímetro mojado de 107.057 m y el radio hidráulico es de 1.521 m, el valor del número de Reynolds, es de  $3.247E+06$  y  $R_h / (D_{50} * 10^{-2})$  toma un valor de 76.030, entonces:



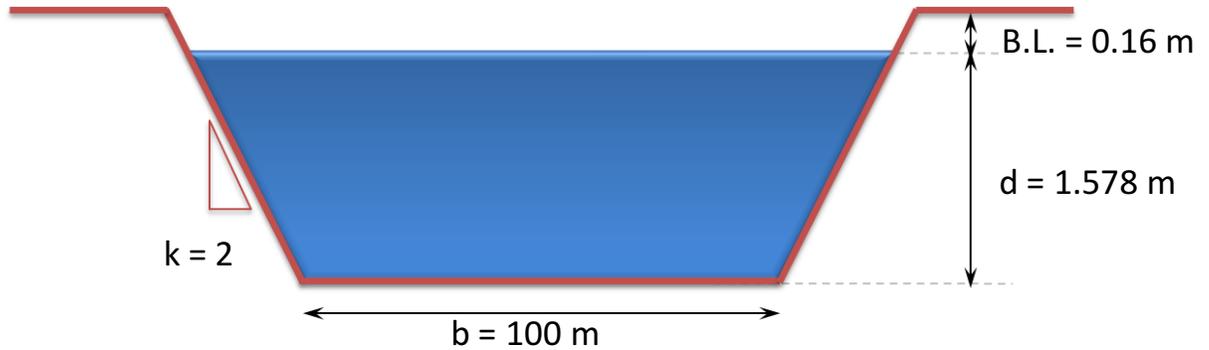
De la fig. 2.10  $f' = 0.016$  y de la fig. 2.11, con  $Rh/D_{50} = 7.60E+02$  y ya sea con  $Fr = \frac{U}{\sqrt{gD_{50}}} = 15.349$  ó

$Fr = \frac{U}{\sqrt{gRh}} = 0.557$ , se obtiene  $f'' = 0.0033$ , con lo que se tiene un valor de  $f = 0.0193$  y substituyendo en la ecuación de Alam-Kennedy finalmente se tiene  $U = 2.153 \text{ m/s} \approx 2.150 \text{ m/s}$  supuesto, por lo que se tendría:

**SOLUCIÓN**

**d = 1.578 m**

### SECCIÓN TRANSVERSAL Método de Alam-Kennedy



Este ejemplo se encuentra resuelto en el CD anexo a los apuntes, sin requerir tablas y figuras.

### EJEMPLOS DEMOSTRATIVOS

**EJEMPLO 2.7:** Un cauce natural tiene un ancho en la plantilla de 7.5 m y de un estudio hidrológico se ha determinado que el gasto para un periodo de retorno de 25 años es de 50.00 m<sup>3</sup>/s, si la pendiente del cauce es de 0.0016 y se permite el transporte de sedimentos, ¿Qué valor deberán tener los hombros de los bordos para evitar que se desborde?, sabiendo que el cauce está formado en material arenoso suelto con D<sub>50</sub> = 2.5 mm,  $\sigma_g = 1.8$ , distribución probabilística del tipo logarítmica y taludes 2:1

**SOLUCIÓN:**

<b>MÉTODO DE CRUICKSHANK-MAZA</b>	
$F1 = 0.804570784$	$\omega_{50} = 0.16184927 \text{ m/s}$
<b>SUPONIENDO RÉGIMEN INFERIOR</b>	<b>SUPONIENDO RÉGIMEN SUPERIOR</b>
Para un $d = 1.873 \text{ m}$	Para un $d = 1.384 \text{ m}$
$U = 2.373 \text{ m/s}$	$U = 3.519289981 \text{ m/s}$
<b>CONDICIÓN:</b>	<b>CONDICIÓN:</b>
$625 \geq 578.5593664$	$625 \leq 489.8886004$
RÉGIMEN INFERIOR	RÉGIMEN SUPERIOR
$A = 21.067 \text{ m}^2$	$A = 14.207 \text{ m}^2$
$P_m = 15.877 \text{ m}$	$P_m = 13.688 \text{ m}$
$R_h = 1.327 \text{ m}$	$R_h = 1.038 \text{ m}$
$Q = 50.0 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 50.0 \text{ m}^3/\text{s}$
<b>BL = 0.187 m</b>	<b>BL = 0.138 m</b>
SOLUCIÓN: $h = d + B.L. = 2.061 \text{ m}$	

**MÉTODO DE GARDE RAJU**

SOLUCIÓN:  
SUPONIENDO RÉGIMEN SUP(S) o INF(I):

Kf = 3.2  
S = 0.0016  
SUPON. d = 2.555 m  
A = 32.225 m<sup>2</sup>  
Rh = 1.703 m  
g\*Δ\*D<sub>50</sub> = 0.201162248  
U = 1.552 m/s  
Q = 50.0 m<sup>3</sup>/s

COMPROBACIÓN DEL RÉGIMEN

1/S	REG. INFERIOR	REG. SUP.
625	578.5593664	615.12328

>= <=

**RÉGIMEN INFERIOR**

**B.L. = 0.256 m**  
SOLUCIÓN: h = d + B.L. = 2.811 m

**MÉTODO DE ENGELUND**

D<sub>65</sub> = 3.240 mm  
SUPONIENDO Rh = dm = 1.687 m y rég. = i  
τ\* = 0.654  
τ\*' = 0.231  
d' = 0.596 m  
U' = 0.097 m/s

**d = 2.334 m**  
A = 28.394 m<sup>2</sup>  
B = 16.834 m  
dm = 1.687 m  
b/d = 3.21388591 << TRAPEZIAL  
U = 1.761 m/s  
Q = 50.0 m<sup>3</sup>/s

d'^2	d	c
2	0.753429656	-12.64981939
d1=	2.333623595	-2.710338424

COMPROBANDO REGIMEN FIG. 2.9 DE ENGELUND-HANSEN

Fr = 0.368042297 U/U' = 18.2057809

**SON DUNAS**

**BL = 0.233 m**  
SOLUCIÓN: h = d + B.L. = 2.567 m

**MÉTODO DE ALAM KENNEDY**

SUPONIENDO U = 2.750 m/s  
DE CONTINUIDAD  
A = 18.182 m<sup>2</sup> Y CON k = 2  
ENTONCES d 1.676 m

2	7.500 m	-18.18181818
---	---------	--------------

DE LA EC. DE 2º GRADO d = 1.676 m  
Y d = -5.426 m

Pm = 14.993 m  
Rh = 1.213 m  
Re = 3.312E+06  
Fr = 0.797  
Rh/D<sub>50</sub> = 4.85E+02

$R_h / (D_{50} * 10^{-2}) = 4.851$   
DE LA FIGURA 2.10 f' = 0.022  
y con D<sub>50</sub>; Fr = 17.560  
DE LA FIGURA 2.11 f'' = 0.001

$R_h / (D_{50} * 10^{-2}) = 48.506$   
USANDO ↑

DE LA FÓRMULA DE ALAM-KENNEDY  
U = 2.573 m/s Q = 46.782 m<sup>3</sup>/s

**BL = 0.168 m**  
SOLUCIÓN: h = 1.843 m

**EJEMPLO 2.8:** Diseñar un cauce natural para que conduzca un gasto de 94.50 m<sup>3</sup>/s, donde la pendiente del terreno es de 0.0075 y el material es conformado con grava fina con D<sub>50</sub> = 6.2 mm, D<sub>84</sub> = 8.06 mm, distribución probabilística del tipo log-normal, que por sus características aguas abajo se puede permitir el transporte de sedimentos. Por restricciones propias de la zona donde se construirá el cauce, el ancho máximo de la superficie libre del agua debe ser de 15 m.

Solución:

**MÉTODO DE CRUICKSHANK-MAZA**

$F1 = 0.813426161$        $\omega_{50} = 0.25768578 \text{ m/s}$

**SUPONIENDO RÉGIMEN INFERIOR**

Para un  $d = 1.655 \text{ m}$

$U = 4.884 \text{ m/s}$

**CONDICIÓN:**

$133.33333 \geq 451.8099476$

RÉGIMEN INFERIOR

>>>>>

PARA  $B = 15.00 \text{ m}$

$b = 8.379 \text{ m}$

$A = 19.349 \text{ m}^2$

$Q = 94.5 \text{ m}^3/\text{s}$

**BL = 0.166 m**

$B = 15.00 \text{ m}$

**SUPONIENDO RÉGIMEN SUPERIOR**

Para un  $d = 1.227 \text{ m}$

$U = 6.137929847 \text{ m/s}$

**CONDICIÓN:**

$133.33333 \leq 374.5328768$

RÉGIMEN SUPERIOR

$b = 10.091 \text{ m}$

$A = 15.396 \text{ m}^2$

$Q = 94.5 \text{ m}^3/\text{s}$

**BL = 0.123 m**

$B = 15.00 \text{ m}$

**SOLUCIÓN**

DISEÑO:

d =	1.23 m
b =	10.09 m
k =	2
B.L. =	0.12 m
S =	0.0075

**MÉTODO DE GARDE RAJU**

SUPONIENDO RÉGIMEN SUPERIOR (S) o INFERIOR ( **S** )

$K_f = 6$   
 $S = 0.0075$

SUPON.  $d = 1.834 \text{ m}$

PARA  $B = 15.00 \text{ m}$

$b = 7.662 \text{ m}$

$A = 20.786 \text{ m}^2$

$P_m = 15.866 \text{ m}$

$R_h = 1.310 \text{ m}$

$g \cdot \Delta \cdot D_{50} = 0.316790625$

$U = 4.546 \text{ m/s}$

$Q = 94.5 \text{ m}^3/\text{s}$

**B.L. = 0.183 m**

$B = 15.00 \text{ m}$

**SOLUCIÓN**

DISEÑO:

d =	1.83 m
b =	7.66 m
k =	2
B.L. =	0.18 m
S =	0.0075

**MÉTODO DE ENGELUND**

$D_{65} = 6.860 \text{ mm}$

SUPONIENDO  $R_h = d_m = 1.199 \text{ m}$  y rég. = **S**

$\tau_* = 0.879$

CON RÉGIMEN SUPERIOR SE DEBE OBTENER  $\tau_*'$  DE LA FIGURA 2.8

$\tau_*' = 0.879$

$d' = 1.199 \text{ m}$

$U' = 0.297 \text{ m/s}$

DE LA ECUACIÓN DE KEULEGAN MODIFICADA Y SUPONIENDO CANAL TRAPEZIAL

$U = 5.252 \text{ m/s}$

DE LA FÓRMULA DE CONTINUIDAD Y CON EL GASTO DE DISEÑO

$A = 17.992 \text{ m}^2$  PARA QUE  $B = 15.000 \text{ m} \Rightarrow b = B - 2kd$

CONFORMANDO LA ECUACIÓN DE SEGUNDO GRADO

a (d <sup>2</sup> )	b (d)	c
2	-15.000 m	17.992 m <sup>2</sup>
d1=	6.000913317	1.499086683

$\Rightarrow d = 1.499 \text{ m}$

Y  $b = 9.004 \text{ m}$

DANDO  $b/d = 6.006$

$B = 15.000 \text{ m}$

$d_m = 1.199 \text{ m}$

COMPROBANDO RÉGIMEN FIG. 2.9 DE ENGELUND-HANSEN

Fr = 1.36965074

U/U.' = 17.6832347

SON ANTIDUNAS

BL = 0.150 m

SOLUCIÓN

DISEÑO:

d =	1.50 m
b =	9.00 m
k =	2
B.L. =	0.15 m
S =	0.0075

En el caso del método de Alam-Kennedy, el problema no se puede utilizar, ya que tiene como limitante su aplicación a régimen inferior y como se ha visto en las soluciones anteriores, el régimen es supercrítico, pero para constatar tal afirmación se presenta una imagen de la hoja de cálculo, donde se puede ver que con los valores de Reynolds y  $R_h / (D_{50} * 10^{-2})$  no se puede encontrar  $f'$ .

MÉTODO DE ALAM KENNEDY

2	10.000 m	-17.63059701
---	----------	--------------

SUPONIENDO U = 5.360 m/s DE LA EC. DE 2º GRADO d = 1.381 m  
 DE CONTINUIDAD Y d = -6.381 m  
 A = 17.631 m<sup>2</sup> Y CON k = 2  
 ENTONCES d = 1.381 m Y b = 9.474 m  
 Pm = 15.652 m  
 $R_h / (D_{50} * 10^{-2}) = 1.817$   $D_{50}$  EN "cm"  
 Rh = 1.126 m  
 Re = 5.996E+06 DE LA FIGURA 2.10  $f' = 0.022$  USANDO ↑  
 Fr = 1.612 y con D50; Fr = 21.734  
 Rh/D<sub>50</sub> = 1.82E+02 DE LA FIGURA 2.11  $f'' = 0.001$   
 DE LA FÓRMULA DE ALAM-KENNEDY  
 U = 5.369 m/s Q = 94.658 m<sup>3</sup>/s

PROBLEMAS SUGERIDOS

**Problema 2.9:** Diseñe un cauce donde se permite el transporte de material con la siguiente información:

Gastos máximos anuales:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
123.7	158.9	135.6	119.9	132.3	142.2	139.7	126.9	129.4	121.7	135.5	130.2	127.4	119.8	129.7	123.1	132.1

Periodo de retorno de diseño 25 años; ancho máximo en la plantilla del cauce 60 m; D<sub>50</sub>=1.8 mm; D<sub>84</sub>=2.34 mm; pesos específicos del material que conforma el cauce 2560 kgf/m<sup>3</sup>; distribución probabilística Log-normal; pendiente del cauce 0.00025; coeficiente de rugosidad 0.023

SOLUCIÓN:

En primera instancia se deberá de calcular el gasto de diseño asociado al periodo de retorno solicitado, lo cual para éste problema se utilizó el método de Gumbel, encontrando un gasto de 156.07 m<sup>3</sup>/s y los resultados de la aplicación de los 4 métodos en el diseño del cauce son:

MÉTODO M - C		MÉTODO GARDE-RAJU		MÉTODO ENGELUND	
d =	1.89 m	d =	2.81 m	d =	2.58 m
b =	60.00 m	b =	60.00 m	b =	60.00 m
k =	2	k =	2	k =	2
B.L. =	0.19 m	B.L. =	0.28 m	B.L. =	0.26 m
S =	0.00025	S =	0.00025	S =	0.00025

MÉTODO ALAM-KENNEDY	
d =	1.41 m
b =	60.00 m
k =	2
B.L. =	0.14 m
S =	0.00025

**Problema 2.10:** ¿Cuál será el tirante de agua en un canal secundario para riego al paso de un gasto de  $0.250 \text{ m}^3/\text{s}$ , si la plantilla es de 1.5 m y el material son arenas finas con  $D_{50}=1.3 \text{ mm}$ ;  $\sigma_g = 1.4$ ; distribución probabilística Logarítmica; y pesos específicos del material que conforma el cauce  $2650 \text{ kgf/m}^3$ ?

**SOLUCIÓN:**

Para el método de Maza-Cruichank, se tiene un valor de 0.363 m; Para Garde-Raju es de 0.573 m; y para Engelund es de 0.176 m.

**NOTA IMPORTANTE:** En el caso especial del método de Alam-Kennedy, se encuentra que el resultado es el mismo ya sea que se use  $(R_h / D_{50}) * 10^{-2}$  o  $R_h / (D_{50} * 10^{-2})$  [estando el  $D_{50}$  en cm en el segundo parámetro], ya que si bien los valores de las velocidades encontradas son diferentes para cada uno de los parámetros (0.306 m/s y 0.241 m/s) y obviamente los valores de áreas, perímetros mojados, números de Reynolds y de Froude, y consecuentemente  $f'$  y  $f''$  son diferentes, el valor encontrado para el tirante es de 0.366 m.

Lo señalado en el párrafo anterior permite concluir, que los resultados encontrados en la aplicación del método de Alam-Kennedy, con el parámetro  $R_h / (D_{50} * 10^{-2})$  [estando el  $D_{50}$  en cm], en los problemas 2.6, 2.7, 2.8 y 2.9, son correctos.

### 2.3 ACORAZAMIENTO DE UN CAUCE.

Cuando se tienen cauces formados con material de granulometría extendida o suelos bien graduados, es decir material no uniforme ( $\sigma_g > 3$ ), el proceso de inicio de movimiento de las partículas no se encuentra bien definido, ya que las partículas pequeñas tienden a moverse primero que las más grandes y para un flujo determinado esas partículas serán arrastradas dejando al descubierto a partículas más grandes que si puedan soportar el paso del flujo, formando de este modo una especie de coraza o armadura que proteja del arrastre al material fino que lo subyace. Este acorazamiento se produce entre el límite inferior del movimiento de las partículas pequeñas y el límite superior del

inicio del movimiento de las partículas de diámetro máximo. Sin embargo debido al carácter aleatorio del fenómeno siempre existe la posibilidad de que hasta las partículas más grandes se muevan.

La coraza es función del tipo de granulometría del material original así como de las características del flujo, si este último es capaz de arrastrar las partículas más pequeñas solamente, el diámetro medio del material que permanece en la coraza será un poco mayor, pero parecido al original. Al continuar incrementando la intensidad del flujo este arrastre de partículas será de diámetros cada vez mayores y el Diámetro Medio de la Coraza ( $D_{mc}$ ) irá en aumento, hasta alcanzar un valor máximo, si se vuelve a incrementar el flujo las partículas que formaban el  $D_{mc}$  máximo tenderán a moverse, dejando al descubierto a las partículas más pequeñas, provocando de esta manera que el  $D_{mc}$  disminuya.

Para calcular el diámetro de las partículas que forman la coraza del fondo, se preconiza utilizar el método de Gessler, que es uno de los más completos y permite conocer la granulometría del material de la coraza, así como del material erosionado, partiendo de la definición del diámetro medio de la coraza y del esfuerzo cortante crítico que resiste. Otro método es el de Cruickshank – García, pero este método sólo permite calcular el valor de  $D_{mc\text{máx}}$  y el  $\tau_{co\text{máx}}$  y tiene la particularidad que sólo se puede utilizar para distribuciones probabilística del tipo logarítmico y log normal.

### 2.3.1 MÉTODO DE GESSLER

Consiste en suponer diferentes condiciones de flujo o esfuerzos cortantes y para cada uno calcular el diámetro medio de la coraza que permanece en el lecho. Con el  $\tau_o$  que se obtenga el  $D_{mc\text{máx}}$  corresponderá a la condición crítica es decir  $\tau_o = \tau_{co}$  y se procede por aproximaciones sucesivas auxiliándose por medio de una tabla, las columnas se enumeran a continuación:

1.  $P_j$ . Intervalos en que se divide la curva granulométrica del material del cauce, en %.
  - a. Para granulometrías bien graduados se pueden seleccionar intervalos constantes
  - b. Para granulometrías diferentes pueden ser intervalos variables.
2.  $\bar{p}_j$ . Marca de clase o punto medio del intervalo, en %.
3.  $Z_n$ . Variable aleatoria estándar que se obtiene de la tabla 1.3 según el porcentaje (probabilidad) que indica la marca de clase, la cual se utiliza para generar los diámetros de cada intervalo cuando se tiene distribución probabilística del tipo log-normal de la muestra granulométrica.
4.  $D_j$ . Diámetro representativo del intervalo, en mm.
5.  $\tau_c$ . Esfuerzo cortante crítico que resiste el diámetro  $D_j$ , en  $\text{kgf/m}^2$ . Al sumar los valores de esta columna obtendremos el  $\tau_{cmáx}$  que resiste la coraza. Se puede calcular con algún

método del criterio del esfuerzo cortante crítico, como son LANE y SHIELDS, aunque se recomienda utilizar el método propuesto por MEYER – PETER – MÜLLER, cuya fórmula es:

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_i \tag{2.28}$$

6.  $\tau_o$ . Esfuerzo cortante medio en el fondo, el cual es producto del flujo sobre las partículas, en  $\text{kgf/m}^2$ . Su valor se supone y se mantiene constante para toda la iteración. Para tener una idea de un valor aproximado que podrá tener este esfuerzo, se puede utilizar el método de LANE, pero siempre tomando en cuenta que son conceptos diferentes  $\tau_c$  y  $\tau_o$ .

7.  $\tau_c / \tau_o$

8. Z. Valor de la abscisa de la distribución normal, nos ayuda a determinar la probabilidad que tiene cada diámetro  $D_i$ , de no ser arrastrado y formar parte de la coraza. De acuerdo con las experiencias de GESSLER la variable aleatoria se puede normalizar utilizando la siguiente expresión:

$$Z = \frac{\left(\frac{\tau_c}{\tau_o}\right) - 1}{0.57} \tag{2.29}$$

9.  $q_i$ . Probabilidad de que la partícula  $D_i$  no sea arrastrada por el flujo, en %, se determina con la ayuda de la Tabla 1.3 según el área bajo la curva normal o también se puede obtener con la Figura 2.12 propuesta por GESSLER.

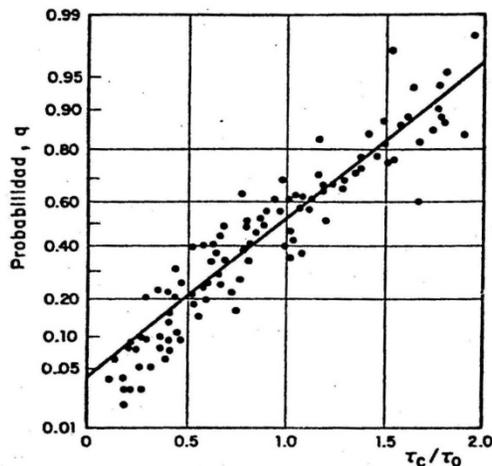


FIGURA 2. 12 Probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza, según Gessler

10.  $q \cdot p_j$ . Frecuencia del material original que permanece formando la coraza, en %, es decir la probabilidad  $q$ , se debe transformar a decimales ( $q/100$ ). Al sumar todos los valores de esta columna se obtiene la frecuencia total.

11.  $Pa_j$ . Frecuencia relativa del material de la armadura o porcentaje de partículas de tamaño  $D_j$  que permanecen formando la coraza, en %. Se obtiene de dividir cada uno de los valores de la columna 10 entre la frecuencia total.

12.  $Pa$ . Distribución de frecuencias relativas acumuladas, en %. Nos proporciona la distribución granulométrica del material que forma la coraza, se debe de cuidar que el último valor sea igual al 100%, de lo contrario se deberá adicionar la fracción faltante a los valores más pequeños o quitarle la fracción sobrante a los valores mayores.
13.  $D_iPa_i$ . Porcentaje de partículas de tamaño  $D_i$  que constituyen la coraza o armadura (columna 4 por columna 11), en mm, por lo que se debe de tener cuidado en dividir  $Pa_i$  entre 100. La suma de los valores de esta columna nos determina el diámetro medio de la coraza ( $D_{mc}$ ) para el  $\tau_o$  supuesto.

En esta columna termina una iteración, procediendo a suponer un nuevo valor de  $\tau_o$ , repitiendo el proceso anterior a partir de la columna 6. Es conveniente realizar la gráfica de los  $\tau_o$  supuestos contra los  $D_{mc}$  obtenidos con la finalidad de visualizar hacia donde conviene suponer un nuevo valor de  $\tau_o$  (que se recomienda no exceda en más o menos un 25% del valor original), y de esta forma obtener el  $D_{mc}$  máx. Una vez obtenido el  $D_{mc}$  máx y si se desea conocer la distribución granulométrica del material erosionado se continúa el procedimiento de la siguiente forma:

14.  $1 - q$ . Probabilidad de que la partícula con diámetro  $D_i$  sea arrastrada por el flujo, en %.
15.  $(1-q)p_i$ . Frecuencia del material original que es erosionado, en %, es decir la probabilidad  $(1-q)$ ; se debe transformar a decimales  $[(1-q)/100]$ . Al final de esta columna se debe obtener la suma de todos los valores para obtener la frecuencia total.
16.  $Pe$ . Frecuencia relativa del material erosionado, en %. Se obtiene al dividir cada valor de la columna 15 entre la frecuencia total de la columna anterior.
17.  $Pe_j$ . Frecuencia relativa acumulada, en %. Nos proporciona la distribución granulométrica del material erosionado, se debe de cuidar que el último valor sea igual al 100%, de lo contrario se deberá adicionar la fracción faltante a los valores más pequeños o quitarle la fracción sobrante a los valores mayores.

Cuando se desea obtener las curvas granulométricas tanto del material que conforma la coraza, como la del material que ha sido erosionado, de la iteración que nos dio el  $D_{mc}$  máximo, se deberá de graficar en papel semi-logarítmico los valores obtenidos siguientes:

Curva granulométrica del material de la coraza: Columna 4 versus columna 12

Curva granulométrica del material erosionado: Columna 4 versus columna 17

Y para la curva granulométrica del material original: Columna 4 versus columna 2

2.3.2 MÉTODO DE CRUICKSHANK-GARCÍA

Se basa en la simplificación del método de GESSLER, realizando un análisis adimensional que interviene en el fenómeno y en las investigaciones realizadas por GARDE y HAZAN en 1967, que sugiere una ampliación al criterio de LANE y CARLSON propuesto en 1953.

El método dice que si la granulometría del material del cauce se ajusta a una distribución log-normal y/o logarítmica el esfuerzo cortante crítico que produce la corriente se puede determinar con el método de MEYER – PETER – MÜLLER donde el diámetro a utilizar será el diámetro efectivo del material, que es función de la dispersión de la curva granulométrica o sea del  $\sigma_g$  recomendándose utilizar la figura 2.13 para obtener la "n" del diámetro a emplear en la fórmula de MEYER – PETER – MÜLLER. En esta figura se puede apreciar que existen dos valores para una misma  $\sigma_g$ , una para distribución log-normal y otra para logarítmica, siendo mayor el valor de "n" para distribución log-normal, dado que existe una mayor variación de tamaños en los extremos de dicha distribución.

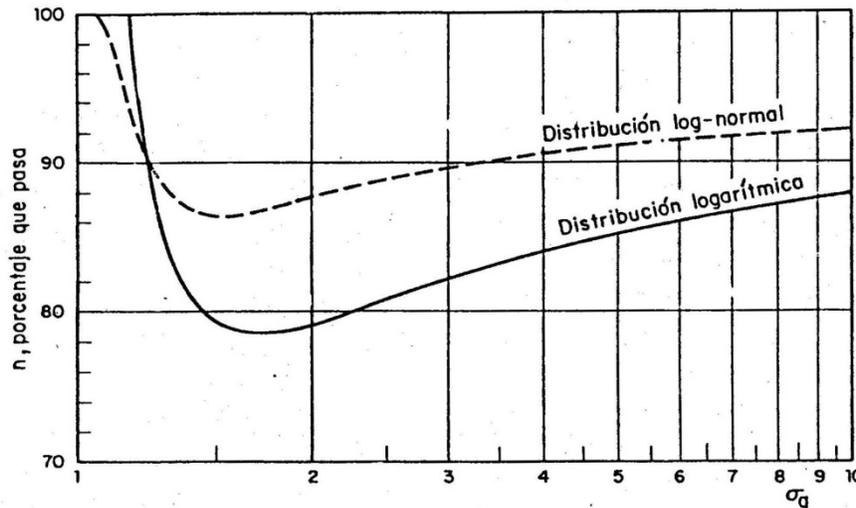


FIGURA 2. 13 Relación entre n% y  $\sigma_g$  para determinar el diámetro  $D_n$  asociado al esfuerzo cortante crítico, según Cruickshank – García

**EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO (en el CD anexo a los apuntes, se encuentran las hojas de cálculo, que no requieren tablas y figuras).**

**EJEMPLO 2.11:** Determinar el diámetro medio de la coraza máximo que resiste un cauce formado por material arenoso con gravas cuya granulometría se ajusta a una distribución logarítmica con parámetros  $D_{50} = 12$  mm y  $\sigma_g = 2.3$ , utilizando los métodos de Gessler y Cruickshank – García.

**Datos:**

Distribución granulométrica Logarítmica

**Incógnita:**

$D_{mc\ máx} = ?$

$$D_{50} = 12 \text{ mm}$$

$$\sigma_g = 2.3$$

### Método de Gessler

#### Fórmulas:

$$D_{mc} = \sum D_i P_{ai}$$

$$D_i P_{ai}$$

$$P_{ai} = \frac{q_i P_i}{\sum q_i P_i}$$

$$q_i P_i = \frac{q_i P_i}{100}$$

$$q_i = f(Z) \dots \text{Tabla de Gauss}$$

$$Z = \frac{\left(\frac{\tau_c}{\tau_0}\right) - 1}{0.57}$$

$$\tau_c = 0.047(\gamma_s - \gamma) D_i \dots \text{Meyer - Peter - Müller}$$

$$\tau_0 = 0.0801 D_{75}$$

$$D_n = D_{50} e^{\left[\left(\frac{n-50}{34}\right) \ln \sigma_g\right]}$$

$$\bar{P}_i = \text{Marca de clase}$$

$$P_i = \text{Intevalo de la muestra}$$

#### Solución:

De acuerdo con el tipo de granulometría se procederá a dividir la muestra en intervalos, constantes si se trata de un material bien graduado o variables si se trata de un material mal graduado. Para determinar posteriormente las marcas de clase (puntos medios de los intervalos) y seguir el procedimiento descrito por Gessler, una vez concluido el proceso se tendrá la primer iteración; a continuación el esfuerzo cortante crítico deberá reducirse en 25% y 50% y obtener el diámetro correspondiente, de igual manera se aumentará en 125 y 150% y obtener el diámetro correspondiente, para verificar el comportamiento de la coraza, y de acuerdo con los resultados se obtendrá el diámetro medio de la coraza ( $D_{mc}$ )

Como la distribución probabilística a la que se ajusta la curva granulométrica es del tipo logarítmica se tomarán intervalos constantes, para mostrar el proceso completo de cálculo se tomarán 4 intervalos de 25 %

$$P_1 = 25\%$$

$$\bar{P}_1 = 12.5\%$$

$$D_{12.5} = (12)e^{\left[\left(\frac{12.5-50}{34}\right)\ln(2.3)\right]} = 4.789mm$$

$$\tau_c = 0.047(2650 - 1000)(4.789/1000) = 0.371kgf / m^2$$

$$D_{75} = (12)e^{\left[\left(\frac{75-50}{34}\right)\ln(2.3)\right]} = 22.139mm$$

$$\tau_0 = 0.0801(22.139) = 1.773kgf / m^2$$

$$\frac{\tau_c}{\tau_0} = \frac{0.371}{1.773} = 0.209$$

$$Z = \frac{0.209 - 1}{0.57} = -1.387$$

$$q_1 = f(-1.387) = 8.3$$

NOTA: Si se utiliza el programa Excel se puede obtener el valor de “ $q_i$ ” usando la siguiente fórmula:

$$(DISTR.NORM.ESTAND(-1.387))*100$$

$$q_1 P_1 = \frac{(8.3)(25)}{100} = 2.068$$

Se repite el mismo procedimiento para los otros tres intervalos para completar la primera iteración, para enseguida cambiar los esfuerzos, como se muestra a continuación:

100% del esfuerzo cortante medio en el fondo ( $\tau_0$ )

$p_i$ %	$\bar{p}_i$ %	$Z_n$	$D_n$ mm	$\tau_c$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_c / \tau_0$	Z	$q_i$ TABLA 1.3 %	$q_i P_i$	$P_{ai}$	$P_a$	$D_i P_i$ mm
25	12.5		4.789	0.371	1.773	0.209	-1.387	8.3	2.068	0.067	0.067	0.319
25	37.5		8.835	0.685	1.773	0.386	-1.077	14.1	3.521	0.114	0.180	1.003
25	62.5		16.299	1.264	1.773	0.713	-0.504	30.7	7.679	0.248	0.428	4.036
25	87.5		30.071	2.332	1.773	1.315	0.553	71.0	17.744	0.572	1.000	17.205
									<b>31.012</b>	<b>1.000</b>		<b>22.564</b>

- 75% del esfuerzo cortante medio en el fondo ( $\tau_0$ )

$p_i$ %	$\bar{p}_i$ %	$Z_n$	$D_n$ mm	$\tau_c$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_c / \tau_0$	Z	qi TABLA 1.3 %	qi Pi	Pai	Pa	Di Pi mm
25	12.5		4.789	0.371	1.330	0.279	-1.265	10.3	2.576	0.062	0.062	0.295
25	37.5		8.835	0.685	1.330	0.515	-0.851	19.7	4.937	0.118	0.180	1.043
25	62.5		16.299	1.264	1.330	0.950	-0.087	46.5	11.633	0.278	0.458	4.534
25	87.5		30.071	2.332	1.330	1.753	1.322	90.7	22.672	0.542	1.000	16.303
									<b>41.817</b>	<b>1.000</b>		<b>22.175</b>

- 50% del esfuerzo cortante medio en el fondo ( $\tau_0$ )

$p_i$ %	$\bar{p}_i$ %	$Z_n$	$D_n$ mm	$\tau_c$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_c / \tau_0$	Z	qi TABLA 1.3 %	qi Pi	Pai	Pa	Di Pi mm
25	12.5		4.789	0.371	0.887	0.419	-1.020	15.4	3.849	0.068	0.068	0.325
25	37.5		8.835	0.685	0.887	0.773	-0.399	34.5	8.626	0.152	0.220	1.343
25	62.5		16.299	1.264	0.887	1.426	0.747	77.2	19.309	0.340	0.560	5.548
25	87.5		30.071	2.332	0.887	2.630	2.860	99.8	24.947	0.440	1.000	13.223
									<b>56.731</b>	<b>1.000</b>		<b>20.439</b>

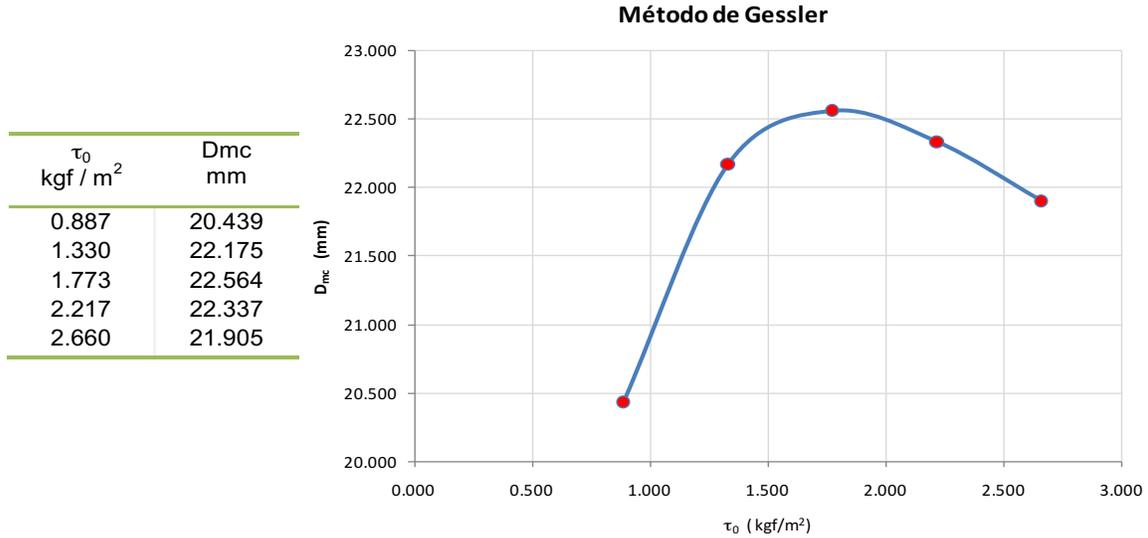
- 125% del esfuerzo cortante medio en el fondo ( $\tau_0$ )

$p_i$ %	$\bar{p}_i$ %	$Z_n$	$D_n$ mm	$\tau_c$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_c / \tau_0$	Z	qi TABLA 1.3 %	qi Pi	Pai	Pa	Di Pi mm
25	12.5		4.789	0.371	2.217	0.168	-1.460	7.2	1.802	0.076	0.076	0.365
25	37.5		8.835	0.685	2.217	0.309	-1.212	11.3	2.818	0.119	0.195	1.052
25	62.5		16.299	1.264	2.217	0.570	-0.754	22.5	5.636	0.238	0.433	3.882
25	87.5		30.071	2.332	2.217	1.052	0.091	53.6	13.409	0.567	1.000	17.039
									<b>23.665</b>	<b>1.000</b>		<b>22.337</b>

- 150% del esfuerzo cortante medio en el fondo ( $\tau_0$ )

$p_i$ %	$\bar{p}_i$ %	$Z_n$	$D_n$ mm	$\tau_c$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kgf/m <sup>2</sup>	$\tau_c / \tau_0$	Z	qi TABLA 1.2 %	qi Pi	Pai	Pa	Di Pi mm
25	12.5		4.789	0.371	2.660	0.140	-1.509	6.6	1.640	0.087	0.087	0.416
25	37.5		8.835	0.685	2.660	0.258	-1.303	9.6	2.409	0.128	0.215	1.128
25	62.5		16.299	1.264	2.660	0.475	-0.921	17.9	4.465	0.237	0.451	3.856
25	87.5		30.071	2.332	2.660	0.877	-0.216	41.4	10.359	0.549	1.000	16.505
									<b>18.873</b>	<b>1.000</b>		<b>21.905</b>

**RESUMEN**



Una vez hecho todo el proceso se observa en la gráfica que el esfuerzo cortante medio en el fondo  $\tau_0 = 1.773 \text{ kgf/m}^2$  genera un diámetro medio de coraza máximo de  $D_{mc_{m\acute{a}x}} = 22.564 \text{ mm}$ .

**SOLUCIÓN**

**$D_{mc \text{ máx}} = 22.564 \text{ mm}$**

Observación: El ejercicio se resolvió con tan sólo 4 intervalos (Pi), pero en un problema real debe realizarse para un número mínimo de 10 intervalos.

**Método de Cruickshank - García**

**Fórmulas:**

$$\tau_c = \tau_0$$

$$\tau_c = 0.047(\gamma_s - \gamma)D_i$$

$$n = f(\sigma_g, \text{Distribución probabilística}) \Rightarrow \text{fig 2.13}$$

$$D_n = D_{mc \text{ máx}}$$

**Solución:**

De acuerdo con la distribución probabilística y la desviación geométrica del material se obtiene el porcentaje que pasa “n” con la figura 2.13

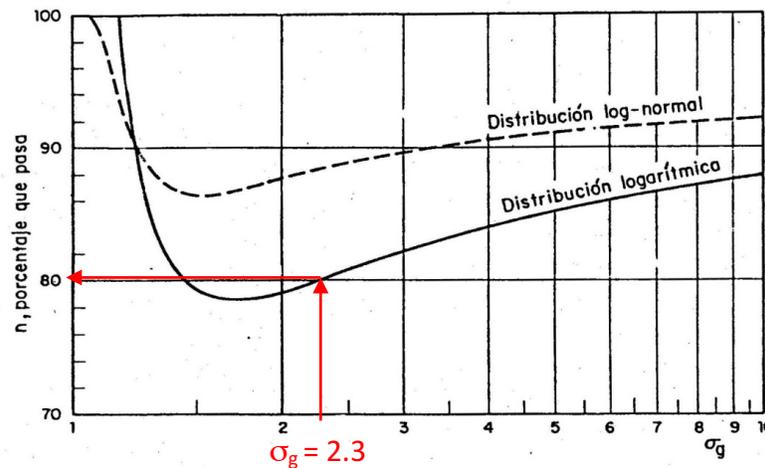


FIGURA 2.13 Relación entre  $n(\%)$  y  $\sigma_g$  para determinar el diámetro  $D_n$

Asociado al esfuerzo crítico, según Cruickshank – García  $n = 80\%$

$$D_{mc_{max}} = D_{80} = (12) e^{\left[\left(\frac{80-50}{34}\right) \ln(2.3)\right]} = 25.024 \text{ mm}$$

Que correspondería a un esfuerzo cortante crítico de:

$$\tau_c = 0.047(2650 - 1000)(25.024/1000) = 1.941 \text{ kgf} / \text{m}^2$$

SOLUCIÓN

$$D_{mc \text{ máx}} = 25.024 \text{ mm}$$

## EJEMPLOS DEMOSTRATIVOS

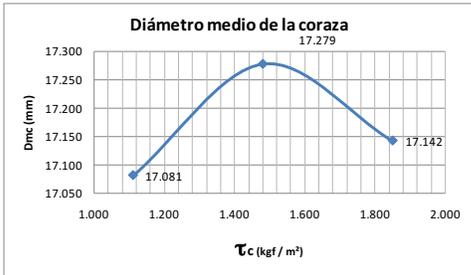
**EJEMPLO 2.12:** Diseñar los canales sin revestimiento de un sistema de riego, en una zona donde el terreno está conformado con arenas y gravas poco redondeadas, de cuya granulometría se tiene un  $D_{50}=12 \text{ mm}$  y  $\sigma_g = 1.8$ ; con distribución logarítmica, pendiente de 0.0002 y un gasto de diseño de 180 m<sup>3</sup>/s, para cada uno de ellos, considerando que al principio puede transportar sedimentos y posteriormente ya no, requiriendo conocer la curva granulométrica del material que quedará en el cauce después del mencionado proceso. El coeficiente de rugosidad es de 0.023

### Solución:

En primera instancia se tienen canales que se deben diseñar con los métodos de acorazamiento de un cauce, pero al solicitar la “curva granulométrica del material que quedará en el cauce”, en realidad sólo se puede utilizar el método de Gessler. Una vez que se tenga el esfuerzo cortante crítico que soporta la coraza, se procede al diseño del cauce sin transporte de sedimentos, como se vio en el tema 2.1 de estos apuntes.

Con:  $D_{75} = 18.488 \text{ mm}$        $\tau_o \text{ (kgf/m}^2\text{)} = 1.481$

$pi$ (%)	$Pi$ testada (%)	$Di$ (mm)	$\tau_c$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_o$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_o$	$Z$	$qi$	$qi pi$	$Pai$	$Pa$	$Di Pai$ (mm)	
25.000	12.500	6.275	0.487	1.481	0.329	-1.178	0.119	0.030	0.092	0.092	0.576	
25.000	37.500	9.668	0.750	1.481	0.506	-0.866	0.193	0.048	0.149	0.240	1.436	
25.000	62.500	14.895	1.155	1.481	0.780	-0.386	0.350	0.087	0.269	0.509	4.005	
25.000	87.500	22.947	1.780	1.481	1.202	0.354	0.638	0.160	0.491	1.000	11.261	
$\Sigma =$									<b>0.325</b>	$Dmc \text{ máximo} = \Sigma =$		<b>17.279</b>



**+25% DE**  $1.481 = 1.851 \text{ kgf/m}^2$

$\tau_c / \tau_o$	$Z$	$qi$	$qi pi$	$Pai$	$Pa$ (%)	$Di Pai$ (mm)						
0.263	-1.293	0.098	0.024	0.101	0.101	0.631						
0.405	-1.044	0.148	0.037	0.152	0.253	1.472						
0.624	-0.660	0.255	0.064	0.262	0.514	3.896						
0.961	-0.068	0.473	0.118	0.486	1.000	11.143						
$\Sigma =$									<b>0.243</b>	$Dmc \text{ máximo} = \Sigma =$		<b>17.142</b>

**-25% DE**  $1.481 = 1.111 \text{ kgf/m}^2$

$\tau_c / \tau_o$	$Z$	$qi$	$qi pi$	$Pai$	$Pa$ (%)	$Di Pai$ (mm)						
0.438	-0.986	0.162	0.041	0.089	0.089	0.556						
0.675	-0.570	0.284	0.071	0.155	0.244	1.503						
1.040	0.070	0.528	0.132	0.289	0.533	4.299						
1.602	1.057	0.855	0.214	0.467	1.000	10.722						
$\Sigma =$									<b>0.457</b>	$Dmc \text{ máximo} = \Sigma =$		<b>17.081</b>

De lo anterior se tiene que el esfuerzo cortante crítico que soporta la coraza es de  $1.481 \text{ kgf/m}^2$ , el cual correspondería al esfuerzo en el fondo y proponiendo un talud 2:1 para las paredes del cauce, se puede encontrar el esfuerzo cortante crítico en los taludes como se ve a continuación:

**DE GESSLER**

$\tau_{c_o} = 1.481 \text{ kgf/m}^2$

$\tau_{c_t} = 0.794 \text{ kgf/m}^2$

**PROPONRIENDO**  $b/d = 2.849385487$

$\tau_o = 0.190 \text{ DE } d \text{ (kgf/m}^2\text{)}$

$\tau_t = 0.154 \text{ DE } d \text{ (kgf/m}^2\text{)}$

$D_{75} = 18.488 \text{ mm}$

$\phi = 32.0^\circ$

$\alpha_i = 26.6^\circ$

$\alpha_d = 26.6^\circ$

$K = 0.536$

$\epsilon_o = 0.950$

$\epsilon_t = 0.770$

**DE LA IGUALACIÓN DE ESFUERZOS**

$d_1 = 7.794 \text{ m}$

$d_2 = 5.159 \text{ m}$

el menor  $d = 5.159 \text{ m}$

ancho del fondo  $b = 14.699 \text{ m}$

$A = 129.046 \text{ m}^2$

$P = 37.768 \text{ m}$

$R_h = 3.417 \text{ m}$

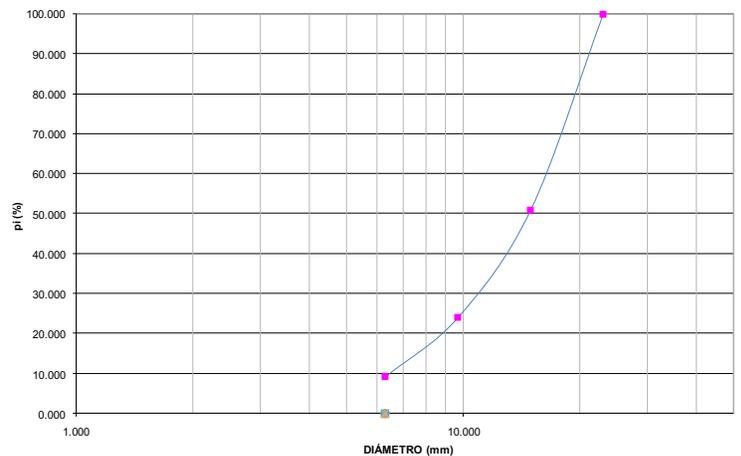
$V = 1.395 \text{ m/s}$

$Q$  calculado =  $180.000 \text{ m}^3/\text{s}$

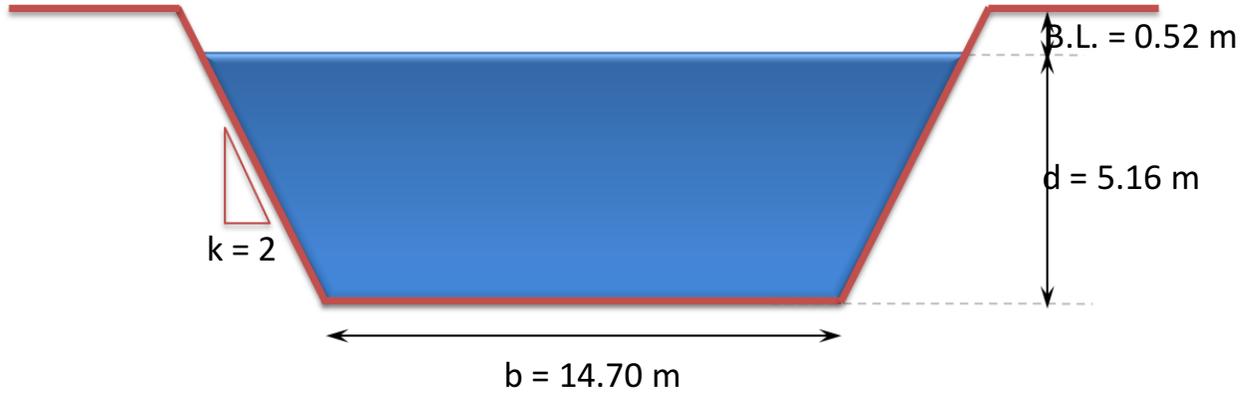
**SOLUCIÓN:**

**$b = 14.70 \text{ m}$**   
 **$d = 5.16 \text{ m}$**   
 **$B.L. = 0.52 \text{ m}$**   
 **$k = 2$**   
 **$S = 0.0002$**

**CURVA GRANULOMÉTRICA MATERIAL DE LA CORAZA**



SECCIÓN TRANSVERSAL  
Método de Gessler



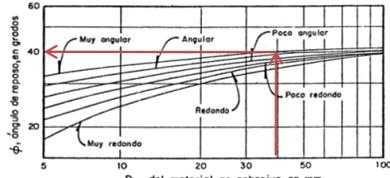
**Problema 2.13:** Se desea saber cuál es el máximo gasto que puede pasar por un canal que tiene los siguientes datos, considerando que sólo al principio de su operación puede transportar sedimentos y luego debe dejar de transportarlos.

**Datos:**  $D_{50}=25$  mm;  $\sigma_g=1.9$ ; Distribución Logarítmica;  $n=0.028$   
 $\gamma_s=2560$  kgf/m<sup>3</sup>;  $b=24$  m;  $d=2.5$  m; Material muy angular

**Solución:**

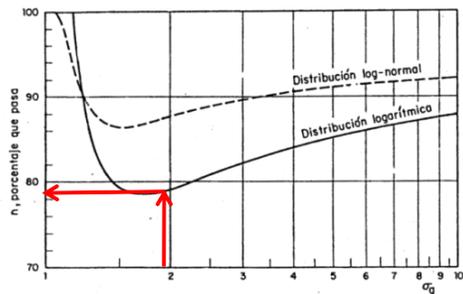
Como se solicita que sólo en su principio de operación del canal se tenga transporte de sedimentos y posteriormente ya no, se debe calcular el gasto máximo de conducción con los métodos de acorazamiento de cauces, como son el método de Gessler o el método de Cruickshank – García y una vez que se tenga el esfuerzo cortante crítico que soporta la coraza, se procede a determinar el gasto máximo que puede conducir con la relación de ancho de plantilla-tirante de agua (b/d), como se vio en el tema 2.1 de estos apuntes.

MÉTODO DE GESSLER												
$D_{75} = 40.078$ mm $\tau_{0c} = 3.210$ kgf/m <sup>2</sup>												
$pi(\%)$	$\overline{PI}(\%)$	$Di$ (mm)	$Tc$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$To$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$Tc/To$	$Z$	$qi(\%)$	$qi*pi(\%)$	$pai$	$pa$	$Di*pi(mm)$	
0.125	25	12.5	0.903	3.210	0.281	-1.261	10.368	2.592	0.087	0.087	1.069	
0.375	25	37.5	1.448	3.210	0.451	-0.963	16.772	4.193	0.140	0.227	2.772	
0.625	25	62.5	2.321	3.210	0.723	-0.486	31.346	7.837	0.262	0.490	8.305	
0.875	25	87.5	3.721	3.210	1.159	0.279	60.984	15.246	0.510	1.000	25.903	
								$\Sigma =$	29.867		DMCmax = 38.049	
25% Incrementado un 25% el esfuerzo $\tau_{0c} = 4.012808$												
$pi(\%)$	$\overline{PI}(\%)$	$Di$ (mm)	$Tc$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$To$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$Tc/To$	$Z$	$qi(\%)$	$qi*pi(\%)$	$pai$	$pa$	$Di*pi(mm)$	
25	12.5	12.317	0.903	4.013	0.225	-1.360	8.698	2.175	0.097	0.097	1.194	
25	37.5	19.745	1.448	4.013	0.361	-1.121	13.105	3.276	0.146	0.243	2.885	
25	62.5	31.654	2.321	4.013	0.578	-0.740	22.973	5.743	0.256	0.499	8.108	
25	87.5	50.744	3.721	4.013	0.927	-0.128	44.917	11.229	0.501	1.000	25.412	
								$\Sigma =$	22.423		DMC = 37.599	
-25% Decrementado un 25% el esfuerzo $\tau_{0c} = 2.407685$												
$pi(\%)$	$\overline{PI}(\%)$	$Di$ (mm)	$Tc$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$To$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$Tc/To$	$Z$	$qi(\%)$	$qi*pi(\%)$	$pai$	$pa$	$Di*pi(mm)$	
25	12.5	12.317	0.903	2.408	0.375	-1.096	13.646	3.411	0.081	0.081	0.998	
25	37.5	19.745	1.448	2.408	0.601	-0.700	24.212	6.053	0.144	0.225	2.839	
25	62.5	31.654	2.321	2.408	0.964	-0.063	47.477	11.869	0.282	0.507	8.924	
25	87.5	50.744	3.721	2.408	1.545	0.957	83.063	20.766	0.493	1.000	25.030	
								$\Sigma =$	42.100		DMC = 37.791	

POR LO TANTO EL MÁXIMO ESFUERZO QUE SOPORTA LA CORAZA EN EL FONDO ES			$\tau_o = 3.210 \text{ kgf/m}^2$	Y CON:
$k = 2$	$\phi = 40.000^\circ$	$\alpha = 26.565^\circ$	$K = 0.718$	$\tau_t = 2.306 \text{ kgf/m}^2$
RELACIÓN DE $b/d = 9.6$			De las figuras 2.5 y 2.6 para conocer $\epsilon_o$ y $\epsilon_t$ respectivamente	
		$\epsilon_o = 0.99$	$\epsilon_o = 0.780$	
		$S_o = 0.00129707$	$S_t = 0.001182511$	
		SELECCIÓN DE $S = 0.00118251$		
		$A = 72.500 \text{ m}^2$		
		$P_m = 35.180 \text{ m}$		
		$R_h = 2.061 \text{ m}$		
		$U = 1.989 \text{ m/s}$		
		$Q = 144.192 \text{ m}^3/\text{s}$		

SOLUCIÓN:

$Q = 144.192 \text{ m}^3/\text{s}$

<b>MÉTODO DE CRUICKSHANK-GARCÍA</b>				
CON	$\sigma_g = 1.9$	Y DISTRIBUCIÓN LOGARÍTMICA		
DE LA FIGURA 2.13, SE TIENE	$n = 78.5$			
GENERANDO EL DIÁMETRO	$D_{78.5} = 42.816 \text{ mm}$			
QUE CORRESPONDE AL DIÁMETRO MEDIO DE LA CORAZA MÁXIMO Y				
QUE CORRESPONDERÍA A UN ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO EN EL FONDO				
DE:	$\tau_o = 3.139 \text{ kgf/m}^2$			
Y ENTONCES	$\tau_t = 2.255 \text{ kgf/m}^2$	Y CON LOS VALORES DE	$\epsilon_o = 0.99$	$\epsilon_o = 0.780$
			$S_o = 0.00126838$	$S_t = 0.001156353$
			SELECCIÓN DE $S = 0.00115635$	
			$A = 72.500 \text{ m}^2$	
			$P_m = 35.180 \text{ m}$	
			$R_h = 2.061 \text{ m}$	
			$U = 1.967 \text{ m/s}$	
			$Q = 142.588 \text{ m}^3/\text{s}$	

SOLUCIÓN:

$Q = 142.588 \text{ m}^3/\text{s}$

**Problema 2.14:** Diseñar un cauce con el criterio de acorazamiento de cauces para que pase un gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , en un sitio donde el ancho máximo entre los hombros del canal es de 45 m. El tipo de material que se tiene en el terreno es arenoso poco redonda, con  $D_{50} = 10 \text{ mm}$  y  $\sigma_g = 2.1$ , distribución probabilística log normal;  $n = 0.023$  y pendiente de 0.0005. Además se quiere conocer las curvas granulométricas del material original, de la coraza y el erosionado.

**Solución:**

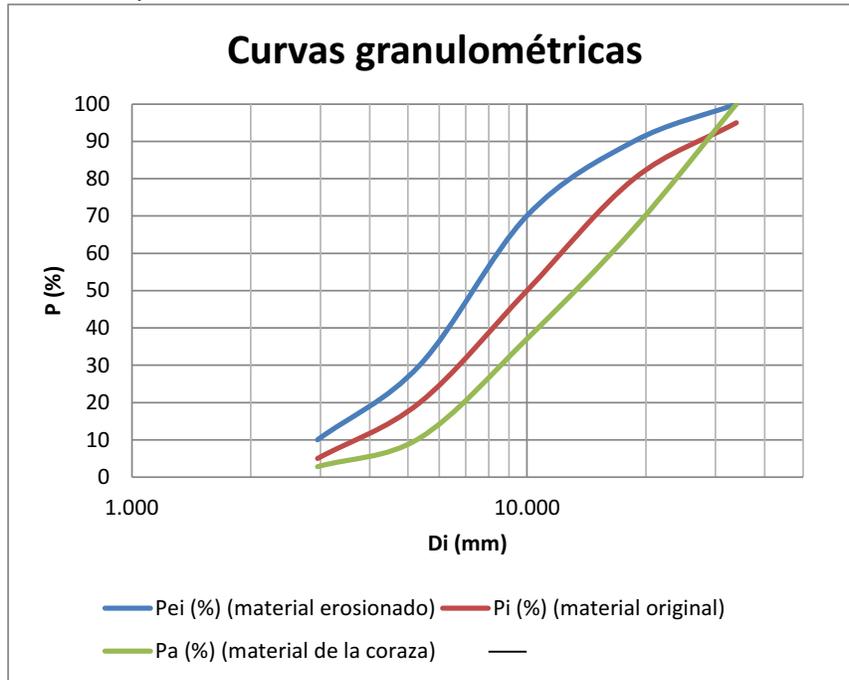
De los métodos de acorazamiento de un cauce sólo se puede utilizar el método de Gessler ya que es el que permite calcular las “curvas granulométricas del material erosionado y de la coraza” y una vez que se tenga el esfuerzo cortante crítico que soporta la coraza, se procede al diseño del cauce sin transporte de sedimentos, que cumpla con la restricción del ancho entre hombros del canal, como se vio en el tema 2.1 de estos apuntes.

MÉTODO DE GESSLER												
Con:		D <sub>75</sub> = 16.494 mm		$\tau_o$ (kgf/m <sup>2</sup> ) = 1.321193								
$p_i$ (%)	$P_i$ (%)	Zn	Di (mm)	$\tau_c$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_o$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_o$	Z	qi (%)	qi pi (%)	Pai (%)	Pa (%)	Di Pai (mm)
10	5	-1.645	2.951	0.229	1.321	0.173	-1.450	0.073	0.007	0.022	0.022	0.065
20	20	-0.842	5.356	0.415	1.321	0.314	-1.203	0.115	0.023	0.069	0.091	0.368
40	50	0	10.000	0.776	1.321	0.587	-0.725	0.234	0.094	0.281	0.372	2.813
20	80	0.842	18.672	1.448	1.321	1.096	0.168	0.567	0.113	0.340	0.712	6.353
10	95	1.645	33.885	2.628	1.321	1.989	1.735	0.959	0.096	0.288	1.000	9.748
$\Sigma =$									<b>0.333</b>	$D_{mc} = \Sigma =$		<b>19.347</b>
INCREMENTANDO UN 25% $\tau_o = 1.651$ kgf/m <sup>2</sup>												
$p_i$ (%)	$P_i$ (%)	Zn	Di (mm)	$\tau_c$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_o$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_o$	Z	qi (%)	qi pi (%)	Pai (%)	Pa (%)	Di Pai (mm)
10	5	-1.645	2.951	0.229	1.651	0.139	-1.511	0.065	0.007	0.025	0.025	0.073
20	20	-0.842	5.356	0.415	1.651	0.251	-1.313	0.095	0.019	0.072	0.096	0.384
40	50	0	10.000	0.776	1.651	0.470	-0.931	0.176	0.070	0.267	0.363	2.670
20	80	0.842	18.672	1.448	1.651	0.877	-0.216	0.414	0.083	0.314	0.678	5.867
10	95	1.645	33.885	2.628	1.651	1.591	1.037	0.850	0.085	0.322	1.000	10.922
$\Sigma =$									<b>0.264</b>	$D_{mc} = \Sigma =$		<b>19.916</b>
INCREMENTANDO UN 50% $\tau_o = 1.982$ kgf/m <sup>2</sup>												
$p_i$ (%)	$P_i$ (%)	Zn	Di (mm)	$\tau_c$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_o$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_o$	Z	qi (%)	qi pi (%)	Pai (%)	Pa (%)	Di Pai (mm)
10	5	-1.645	2.951	0.229	1.982	0.115	-1.552	0.060	0.006	0.028	0.028	0.083
20	20	-0.842	5.356	0.415	1.982	0.210	-1.387	0.083	0.017	0.077	0.105	0.412
40	50	0	10.000	0.776	1.982	0.391	-1.068	0.143	0.057	0.266	0.371	2.657
20	80	0.842	18.672	1.448	1.982	0.731	-0.473	0.318	0.064	0.296	0.667	5.528
10	95	1.645	33.885	2.628	1.982	1.326	0.572	0.716	0.072	0.333	1.000	11.290
$\Sigma =$									<b>0.215</b>	$D_{mc} \text{ máximo} = \Sigma =$		<b>19.970</b>
INCREMENTANDO UN 75% $\tau_o = 2.312$ kgf/m <sup>2</sup>												
$p_i$ (%)	$P_i$ (%)	Zn	Di (mm)	$\tau_c$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_o$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_o$	Z	qi (%)	qi pi (%)	Pai (%)	Pa (%)	Di Pai (mm)
10	5	-1.645	2.951	0.229	2.312	0.099	-1.581	0.057	0.006	0.032	0.032	0.093
20	20	-0.842	5.356	0.415	2.312	0.180	-1.439	0.075	0.015	0.083	0.115	0.446
40	50	0	10.000	0.776	2.312	0.335	-1.166	0.122	0.049	0.271	0.386	2.706
20	80	0.842	18.672	1.448	2.312	0.626	-0.656	0.256	0.051	0.284	0.670	5.309
10	95	1.645	33.885	2.628	2.312	1.137	0.240	0.595	0.059	0.330	1.000	11.188
$\Sigma =$									<b>0.180</b>	$D_{mc} = \Sigma =$		<b>19.742</b>

Para obtener la curva granulométrica del material erosionado, se prolonga la tabla donde se tiene el "D<sub>mc</sub> máximo"

INCREMENTANDO UN 50% $\tau_o = 1.982$ kgf/m <sup>2</sup>										
$\tau_c / \tau_o$	Z	qi (%)	qi pi (%)	Pai (%)	Pa (%)	Di Pai (mm)	1 - qi (%)	(1 - qi) pi (%)	Pe (%)	Pei (%)
0.115	-1.552	0.060	0.006	0.028	0.028	0.083	99.940	9.994	0.100	0.100
0.210	-1.387	0.083	0.017	0.077	0.105	0.412	99.917	19.983	0.200	0.300
0.391	-1.068	0.143	0.057	0.266	0.371	2.657	99.857	39.943	0.400	0.701
0.731	-0.473	0.318	0.064	0.296	0.667	5.528	99.682	19.936	0.200	0.901
1.326	0.572	0.716	0.072	0.333	1.000	11.290	99.284	9.928	0.099	1.000
$\Sigma =$			<b>0.215</b>	$D_{mc} \text{ máximo} = \Sigma =$		<b>19.970</b>	$\Sigma =$		<b>99.785</b>	

Y graficando  $D_i$  vs.  $\bar{P}_i$ ,  $P_a$  y  $P_{ei}$ , se obtiene:



Para el diseño del cauce se tiene:

DE GESSLER $\tau_{c_o} = 1.982 \text{ kgf/m}^2$				
CON	$S = 0.0005$	Y	$k = 2$	
	$\phi = 32.0^\circ$			
	$\alpha = 26.565^\circ$			
	$K = 0.536$			
	$\tau_{c_t} = 1.063 \text{ kgf/m}^2$			
COMO T =	45.000 m	ENTONCES	$b = T - (B.L. + d) \cdot 2 \cdot k = T - 1.1d \cdot 2 \cdot k$	
<b>PROPONENDO:</b>	$d = 4.356 \text{ m}$			
	POR LO TANTO SE TIENE	$b = 25.834 \text{ m}$		
	Con $b/d =$	5.931		
	$\epsilon_o = 0.98$			
	$\epsilon_t = 0.76$			
$\tau_o =$	0.490 d	$d =$	4.044 m	
$\tau_t =$	0.380 d	$d =$	2.798 m	
	TIRANTE SELECCIONADO	$d = 2.798 \text{ m}$		
De la relación $b/d \Rightarrow$		$b = 16.593 \text{ m}$		
				<b>MÉTODO DE GESSLER</b>
A =	62.077 m <sup>2</sup>	DISEÑO:	$d = 2.80 \text{ m}$	
P =	29.105 m		$b = 16.60 \text{ m}$	
Rh =	2.133 m		$k = 2$	
$U_* =$	0.102 m/s		B.L. = 0.28 m	
CON KEULEGAN U =	1.807 m/s		T = 28.92 m	
GASTO =	100.000 m <sup>3</sup> /s		S = 0.0005	

## PROBLEMAS SUGERIDOS

**EJEMPLO 2.15:** ¿Cuál será el máximo esfuerzo cortante que puede soportar un cauce natural después del proceso de acorazamiento? el cual está conformado por material arenoso con gravas y cuya granulometría se ajusta a una distribución probabilística del tipo log-normal con parámetros  $D_{50} = 15.3$  mm,  $\sigma_g = 1.3$  y  $\gamma_s = 2560$  kgf/m<sup>3</sup>, así mismo definir el diámetro medio de la coraza máximo.

### Solución:

Como se tiene una distribución probabilística del tipo log-normal, se recomienda no hacer los intervalos constantes, sino hacerlos más pequeños en los extremos y mayores en la parte central. Para éste ejemplo se divide la curva granulométrica en 5 intervalos, pero como se comentó anteriormente, en un caso real deberán de realizarse 10 intervalos como mínimo.

### SOLUCIÓN:

MÉTODO DE GESSLER

$$\tau_0 = 1.786 \text{ kgf/m}^2; D_{mc \text{ máx}} = 19.148 \text{ mm}$$

MÉTODO DE CRUICKSHANK – GARCÍA

$$\tau_0 = 1.388 \text{ kgf/m}^2; D_{mc \text{ máx}} = 18.935 \text{ mm}$$

**EJEMPLO 2.16:** En un cauce natural con material del tipo areno-limoso, con forma angular y parámetros granulométricos  $D_{50} = 0.5$  mm y  $D_{84} = 1.1$  mm, peso específico de 2495 kgf/m<sup>3</sup>, que tiene una distribución probabilística tipo log-normal y sección hidráulica máxima de ancho de plantilla de 5.62 m y tirante de agua de 1.37 m, coeficiente de rugosidad de 0.018, que tiene un talud en la margen derecha de 1.8:1 y en el izquierdo de 1.6:1, se desea conocer el máximo gasto que puede conducir cuando ya se encuentra acorazado por el paso del tiempo.

### SOLUCIÓN:

MÉTODO DE GESSLER

$$Q = 15.231 \text{ m}^3/\text{s}$$

MÉTODO DE CRUICKSHANK – GARCÍA

$$Q = 15.169 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 3.- MORFOLOGÍA DE RÍOS

### 3.1 CLASIFICACIÓN MORFOLÓGICA DE LOS RÍOS

Desde la perspectiva geomorfológica, los cursos de agua son esencialmente agentes de erosión y transporte de sedimentos que, cada año y en función de las características medioambientales de sus cuencas, transfieren grandes cantidades de material sólido desde el interior de los territorios drenados hacia las partes bajas de los mismos y hacia el mar (López Bermúdez et al. 1992).

Perfil longitudinal. El perfil longitudinal de un río muestra cómo éste va perdiendo cota a lo largo de su recorrido, en él se puede observar la pendiente de cada tramo. Los perfiles longitudinales de los ríos suelen presentar forma cóncava, su pendiente disminuye desde las zonas más erosivas (zonas de cabecera) a las zonas donde predomina la sedimentación (zonas de desembocadura o bajas). Se establece una función del tipo (Chang, 1988):

$$S_x = S_0 e^{-ax} \quad (3.1)$$

Donde:

$S_x$  es la pendiente a la distancia  $x$ , aguas abajo de la sección de referencia.

$S_0$  es la pendiente original.

$a$  es el coeficiente de disminución de la pendiente.

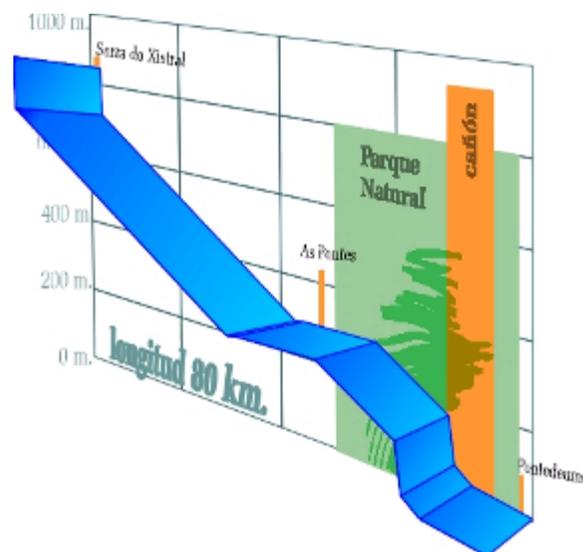


FIGURA 3. 1 Ejemplo de perfil longitudinal de un río.

Desde zonas de cabecera hasta desembocadura el sistema fluvial va cambiando, adquiere mayor tamaño. La influencia terrestre de las orillas se debilita debido al aumento de caudal y carga de sedimentos provenientes de las zonas altas.

El ecosistema fluvial varía en cada tramo del río, desde el nacimiento a la desembocadura, por lo que para facilitar su estudio se han realizado las siguientes clasificaciones:

- Por tramos
- Por su edad
- Por estabilidad
- Grados de libertad
- Material de las márgenes y el fondo
- Por geometría
- Por condiciones de transporte

### 3.1.1 Clasificación por tramos.

A lo largo del recorrido de un río se pueden diferenciar tres tramos: alto, medio y bajo. Y cuyas características son:

#### A. TRAMO ALTO o ZONA de CABECERA

- Ríos de montaña
- Fuertes pendientes en sus laderas vertientes y en el cauce.
- Aguas claras.
- Anchura del cauce pequeña.
- Vegetación arbórea que produce sombra en casi todo el cauce, la entrada de energía luminosa se ve minimizada. Los únicos productores primarios son algas del perifiton que tapizan cantos rodados del lecho, el crecimiento de otro tipo de plantas verdes se ve limitado por el carácter oligotrófico del agua, alta velocidad del agua y carencia de luz.
- Aporte externo de materia orgánica, que se descompone lentamente formando un detritus de partículas gruesas de materia orgánica, que son aprovechadas por los consumidores de ese tramo.
- Comunidades de macroinvertebrados bentónicos de estos tramos de cabecera son muy abundantes y ricos en especies. Bien representados los distintos grupos tróficos del macrobentos, desmenuzadores, raspadores, colectores y depredadores.

- Ictiofauna formada principalmente por salmónidos, con una dieta basada en macroinvertebrados bentónicos.
- B. ZONA MEDIA o PIEDEMONTE
- Pérdida de velocidad del cauce, con un ensanchamiento del mismo, lecho constituido por gravas y cantos rodados de menor tamaño.
  - La relación cobertura vegetal/anchura del río disminuye, los rayos solares llegan hasta el fondo, donde son aprovechadas por el perifiton y la vegetación macrofítica. En este tramo el río cuenta ya con materia orgánica producida dentro del mismo.
  - La entrada de energía procedente de los sistemas terrestres mantiene su importancia pero en menor medida que en zonas de cabecera, es materia orgánica proveniente de los tramos altos.
  - La estructura trófica de los macroinvertebrados es consecuencia de los tipos de energía disponibles en los mismos, predominando el grupo de los colectores, que filtran y recolectan la fracción fina del sestón, también abundan raspadores del perifiton y predadores, los desmenuzadores son menos abundantes en este tramo.
  - Ictiofauna, predominan especies omnívoras como el barbo, también depredadores como anguilas y lucios.
- C. TRAMO BAJO o RÍO de LLANURA
- Propios de valles abiertos y grandes llanuras de inundación, con pronunciados meandros sobre un lecho formado por sedimentos de granulometría fina.
  - Turbidez en las aguas debido a las partículas en suspensión y a la presencia de sales disueltas, al ser aguas más profundas la presencia de macrófitas se ve limitada a las orillas por ser la luz un factor limitante.
  - Velocidad del agua baja, desarrollo de fitoplancton, usado en la dieta de algunos macroinvertebrados, peces omnívoros y anátidas.
  - Macrobentos relativamente escaso por la inestabilidad del sustrato, compuesto principalmente por colectores y depredadores.
  - Comunidad de vertebrados compuesta por especies omnívoras como ánades y ciprínidos, depredadores tipo garzas, cormoranes, anguilas, black bass.

Lotjin propuso clasificar los tramos de un río de la siguiente forma:

TIPO DE CAUCE	$D_m/S_0$	Fr
Alta montaña	> 10	> 1
Montaña	> 7	0.7 a 1
Faldas de montaña	> 6	0.45 a 0.7
Intermedio	> 5	0.2 a 0.45
Planicie (cauce arenoso)		
a) Río caudaloso	> 2	0.14 a 0.44
b) Río poco caudaloso	> 1	0.44 a 0.55

Tabla 3. 1 Clasificación de tramos de ríos, según Lotjin

Donde:

$D_m$  = Diámetro medio de las partículas del fondo, en m.

$S_0$  = Pendiente del cauce, en m/m.

Fr = Número de Froude, para la velocidad media y el tirante al paso del gasto formativo (ver capítulo 4.1).

### 3.1.2 Clasificación por su edad.

El comportamiento de los ríos se puede asemejar al del ser humano y conforme a ello por su edad se les clasifica en: jóvenes, maduros y viejos.

- A. Río joven. Es aquel que se encuentra en las montañas, que tiene pendientes fuertes y sección transversal en forma de "V", son muy irregulares y su flujo es impetuoso, por lo que se encuentran generalmente en proceso de socavación.
- B. Río maduro. Se presenta en valles amplios y tiene pendiente relativamente baja, la erosión de las márgenes ha remplazado a la erosión del fondo, tienden a ser estables ya que su sección transversal, en cada tramo, es capaz de transportar la carga de sedimentos en todo su recorrido, su flujo es moderadamente rápido.
- C. Río viejo. Se encuentran en valles amplios y planicies cuyo ancho es de 15 a 20 veces mayor que el ancho de los meandros, carecen de rápidas o caídas, con pendientes muy bajas, que dan origen a la frecuente formación de pantanos en las zonas vecinas a las márgenes del río, con forma de cuerno o herradura, que son restos de meandros abandonados y que se cortaron en forma natural.

### 3.1.3 Clasificación por condiciones de estabilidad.

Los tipos de estabilidad que se pueden presentar en los ríos son:

- A. Estabilidad Estática. Cuando el escurrimiento no provoca el movimiento de las partículas que forman el cauce, la sección no varía y en planta el río no sufre corrimientos. Este tipo de estabilidad se da sólo en cauces que no transportan sedimentos o en algunos ríos en época de estiaje.

- B. Estabilidad Dinámica. Existe en ese caso transporte de sedimentos, pero a pesar de que sus secciones transversales pueden llegar a variar, son sensiblemente iguales año con año en una misma época.
- C. Estabilidad Morfológica. Es la que considera que el río puede variar en pendiente, tirante y número de brazos y que depende directamente del gasto líquido, de la distribución actual y las características de los sedimentos, es decir cualquier río que no sea alterado por factores humanos tiene estabilidad morfológica, por ello un cauce que en forma natural tiene estabilidad estática o dinámica, también tiene estabilidad morfológica.
- D. Inestabilidad Dinámica. El río escurre por un sólo cauce, como se señaló en la estabilidad dinámica, pero se presenta cuando el desplazamiento lateral de los meandros es muy intensa y por lo tanto, el corte natural de ellos ocurre muy frecuentemente. Por una parte, el río trata de alcanzar su pendiente de equilibrio al desarrollar sus meandros y por otra estos se estrangulan rápidamente y se cortan, sin lograr estabilizar su pendiente.

#### 3.1.4 Clasificación por grados de Libertad.

- A. Un grado de libertad. Se dice que un cauce tiene un grado de libertad cuando al hacer pasar un determinado Q líquido lo único que puede variar es el tirante. En este caso no existe transporte de sedimentos.
- B. Dos grados de libertad. Se dice que un cauce tiene 2 grados de libertad cuando transporta en forma constante un determinado gasto sólido, por lo que pueden variar tanto el tirante como la pendiente hasta que el gasto líquido sea capaz de transportar todo el gasto sólido.
- C. Tres grados de libertad. Cuando se alimenta un canal con un determinado gasto tanto líquido como sólido en terreno aluvial, se ajustarán la pendiente, el tirante y el ancho de la sección hasta que el Q líquido sea capaz de transportar en forma uniforme y continua al gasto sólido, por lo que se puede decir que se tiene 3 grados de libertad.

#### 3.1.5 Clasificación por el material de las márgenes y el fondo.

- A. Cohesivo.
- B. Granular o friccionante. En esta clasificación se encuentra la siguiente sub-clasificación según el predominio del material grueso: Boleo y canto rodado si  $D_m > 64$  mm; grava y arena si  $64$  mm  $> D_m > 2$  mm; y arenoso si  $2$  mm  $> D_m > 0.062$  mm
- C. Acorazados.
- D. Bien graduados o con granulometría extendida. Son aquellos en que la desviación estándar de los diámetros es mayor que 3 ( $\sigma_g > 3$ ). Entran en esta clasificación los sedimentos del fondo compuestos por una gran variedad de tamaños.

E. Mal graduados o de granulometría uniforme.

### 3.1.6 Clasificación por geometría.

Se refiere al tipo de trayectoria que presenta en planta. La sinuosidad, que se estima como el cociente entre la longitud del río y la longitud del valle en un tramo, permite diferenciar los siguientes tipos:

A. Recto. Normalmente se presenta en pequeños tramos y son transitorios, ya que con cualquier irregularidad se propicia la formación de meandros. Un criterio para identificarlos es el cociente de sinuosidad (fórmula 3.2) que no debe ser mayor a 1.2, no se aprecian líneas en el cauce pero la línea del thalweg (voz procedente del alemán que significa "camino del valle"), se desplaza alternativamente de una orilla a la otra (ver Fig. 3.2 a), haciéndose más visible en aguas bajas.

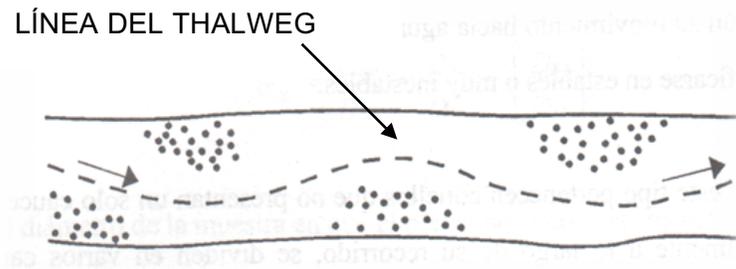


FIGURA 3. 2a Río recto.

$$P = \frac{\text{Long.Thalweg}}{\text{Long.Valle}} \quad (3.2)$$

Donde:

*Long.Thalweg* es la longitud de la línea que se encuentra en medio de la parte más profunda del río y donde la corriente es más rápida.

*Long.Valle* es la longitud en línea recta del valle donde se encuentra el río, desde el punto inicial al final del tramo en estudio.

B. Sinuoso. Es aquel cuya sinuosidad "P", es mayor de 1.2, pero menor de 1.5

C. Con meandros (Figura 3.2.b). Cuando el coeficiente de sinuosidad es superior a 1.5, debido a las curvas que desarrolla el cauce desplazándose en sentido transversal del valle hacia un lado y otro. El tipo de curvas o meandros puede ser muy diferente de unos ríos a otros, pudiéndose diferenciar entre ellos una sub-clasificación que es: a) con curvas superficiales y b) con curvas en trinchera, siendo su principal diferencia que los primeros cambian su curso

en el tiempo y los segundos no, ya que generalmente se encuentran formados en material resistente.

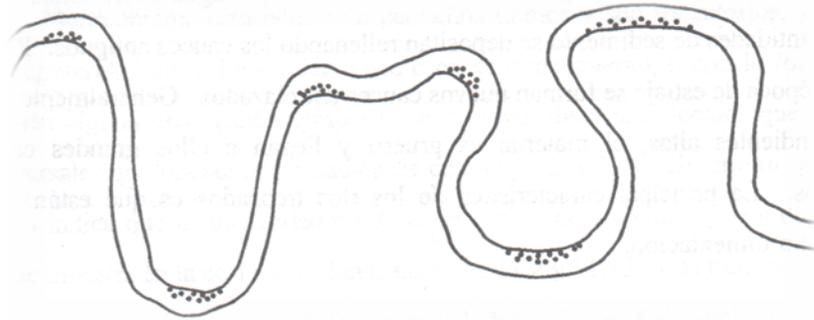


FIGURA 3.2 b Río con meandros

- D. Trenzado. Son los que se desarrollan en tramos de mayor pendiente o cuando la carga sólida es elevada, y se caracterizan por la formación de un curso de agua ancho y poco profundo, que se divide en varios brazos dejando cauces secundarios, uniéndose hacia aguas abajo y volviéndose a separar, a modo de trenzas. La principal característica de estos ríos es que se encuentran en un proceso natural de sedimentación.

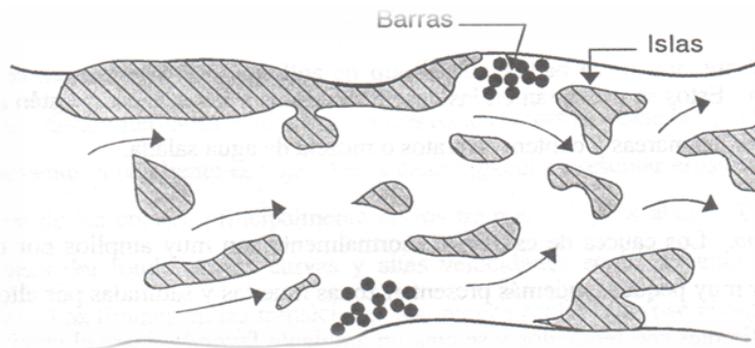


FIGURA 3.3 Río trenzado

- E. Con islas. Son los cauces que presentan islas que pueden desplazarse hacia aguas abajo.
- F. En estuario. Se presentan en la desembocadura del río a los océanos y están altamente influenciados por las mareas y contienen estratos o mezcla de agua salada.
- G. En pantano. Este tipo de cauce es normalmente muy amplio por no existir pendiente o ser muy pequeña, además presentan zonas muertas y saturadas por altos niveles freáticos.
- H. Delta. Pertenecen a este tipo de ríos, aquellos que arrastran grandes cantidades de sedimentos y que desembocan en el mar con mareas reducidas. El material depositado forma inicialmente flechas paralelas al flujo que delimitan las márgenes del cauce dentro del mar. Este proceso produce un abanico de sedimentos cuya forma asemeja la letra griega delta ( $\Delta$ ), de donde viene su nombre. Los deltas siempre presentan varios brazos.



FIGURA 3. 4 Delta del Río Nilo

3.1.7 Clasificación por condiciones de transporte.

En términos generales un tramo de un río puede estar en proceso de erosión, sedimentación o equilibrio, por lo que la clasificación de Stanley Alfred Shumm resulta importante ya que se basa en la carga de sedimentos, que afecta significativamente la estabilidad del cauce, presentado la tabla 3.2

FORMA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	M %	ESTABLE	CON DEPÓSITO	CON EROSIÓN
En suspensión del 85% al 100%	100	$F < 7$ $P > 2.1$ S baja	El principal depósito ocurre en las márgenes que originan el estrechamiento del cauce. El depósito en el fondo es menor.	Predomina la erosión del fondo. Poca ampliación de las márgenes.
En suspensión del 65% al 85% y en el fondo del 15% al 35%	30	$7 < F < 25$ $1.5 < P < 2.1$	Es importante el depósito en las márgenes pero también el del fondo.	Es importante la erosión del fondo y la ampliación de las márgenes.
De fondo del 35% al 70%	< 5	$F > 25$ $1.0 < P < 1.5$ S alta	Depósito en el fondo y formación de islas.	La erosión del fondo es baja, pero la ampliación del cauce es muy importante.

Tabla 3. 2 Clasificación de cauces, según Schumm

Donde:

$$F = B/d$$

B = ancho de la superficie libre del agua, en m.

d = tirante de la corriente, en m.

$P$  = Sinuosidad, ver fórmula 3.2

$S$  = Pendiente longitudinal del fondo del cauce

### 3.2 PROCESO DE FORMACIÓN DE MEANDROS

La morfología de un cauce cambia con el tiempo y es afectada principalmente por el gasto líquido " $Q$ ", material sólido transportado por el flujo cuyo origen es el fondo del cauce " $Q_{BT}$ ", diámetro representativo del material del fondo " $D$ ", pendiente del lecho o fondo del río " $S$ ", relación entre el ancho de la superficie libre del agua " $B$ " y el tirante " $d$ " de la sección transversal ( $F = B/d$ ), y de la configuración de curvas, ya sea sinuosidad o meandro en planta " $P$ ". Se puede considerar que " $F$ " y " $P$ " son variables dependientes, en tanto que " $Q$ " y " $d$ " son independientes. Sin embargo, existe incertidumbre en el caso de " $Q_{BT}$ " y " $S$ ". Si se trata de la parte inicial de un río, la pendiente es determinada por factores geológicos, por lo cual es una variable independiente y por consiguiente  $Q$ ,  $S$  y  $d$  determinan la magnitud del transporte de sedimentos  $Q_{BT}$ , siendo esta última una variable dependiente. Sin embargo si se trata de la parte final del río,  $Q$ ,  $Q_{BT}$  y  $d$  son independientes y por lo tanto  $S$  dependerá de  $F$  y  $P$ .

La evolución de los meandros puede clasificarse en dos categorías:

- a. Migración hacia aguas abajo de todo el meandro.
- b. La expansión de la curvatura del meandro, su estrangulamiento y finalmente el corte del mismo.

Sin embargo ambos efectos se pueden presentar simultáneamente en algunos sitios de un mismo río.

El desarrollo de meandros incrementa la longitud del río y por consiguiente disminuye la pendiente, es decir, el meandro es el mecanismo por el cual el río ajusta su pendiente, cuando la pendiente del valle es mayor que la que requiere. El proceso de formación de meandros en un cauce está determinada por la erosión y socavación de la margen exterior o cóncava y el depósito de sedimentos a lo largo de la margen interior o convexa, siendo los principales parámetros a tener en cuenta al estudiar los meandros los siguientes:

- Ancho del meandro ( $M_B$ ) ... ver figura 3.5
- Longitud de la onda ( $M_L$ )
- Ancho del cauce ( $B$ )
- Sinuosidad ( $P$ )

- Pendiente (S)
- Sección transversal (B y d)

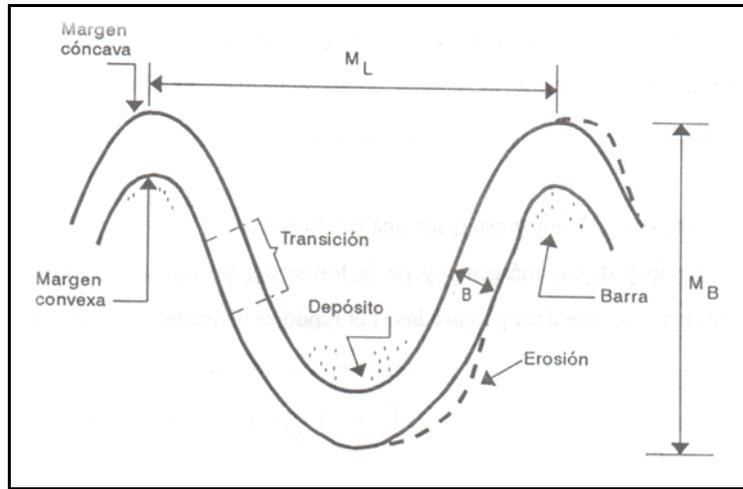


FIGURA 3. 5 Parámetros de un meandro

En el caso de la **Pendiente** Bray (1973) propuso la siguiente ecuación, que validó para los ríos de Alberta E. U.

$$S = 0.003634 * M^{0.38} Q_m^{-0.32} \tag{3.3}$$

Donde:

$Q_m$  = Gasto medio anual, en  $m^3/s$

$M$  = Porcentaje de sedimentos transportado menor de 0.074 mm (apertura de la malla 200) o también conocido como transporte de lavado.

Lane en 1957 analiza 144 ríos y establece una relación entre el gasto medio, la pendiente, el material del fondo y de las márgenes y de la forma del río en planta, proponiendo la siguiente ecuación para ríos con meandros y trenzados si el fondo es de arena:

$$S = \left( \frac{K}{2.44} \right) * Q_m^{-0.25} \tag{3.4}$$

Donde:

$Q_m$  = Gasto medio anual, en  $m^3/s$

$K$  = Coeficiente que toma en cuenta la forma del cauce en planta, tomando los valores que se muestran en la figura 3.6,  $K = 0.01$  para trenzado;  $K = 0.0017$  para meandros

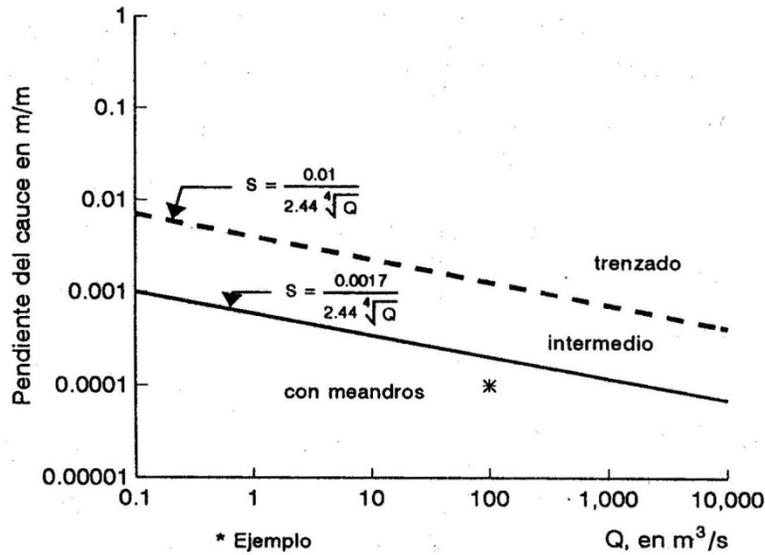


FIGURA 3. 6 Relación entre el gasto medio anual y la pendiente en cauces naturales

La **Sección Transversal** que un cauce con fondo formado con grava puede presentar fue estudiada por Bray en 1982, el cual indicó que la relación ancho – gasto está mejor definida que la relación pendiente-gasto, y propone las siguientes ecuaciones para determinar B y d:

$$B = 4.75 * Q_2^{0.527} \tag{3.5}$$

$$d = 0.266 * Q_2^{0.333} \tag{3.6}$$

Donde:

$Q_2$  = Gasto asociado a un periodo de retorno de 2 años, en  $m^3/s$

B = Ancho promedio de la sección, en m.

d = Tirante promedio del agua, en m.

Un segundo criterio general, presentado por Maza-García (1997), es el que toma en cuenta la presencia del transporte de lavado, proponiendo las siguientes ecuaciones:

$$B = 43.7 * M^{-0.39} * Q_m^{0.38} \tag{3.7}$$

$$d = 0.514 * M^{0.342} * Q_m^{0.29} \tag{3.8}$$

Para determinar la interrelación entre los parámetros principales de los meandros, destacan los siguientes criterios:

- Schumm en 1972 propone calcular la longitud de onda de los meandros  $M_L$  y la sinuosidad con las siguientes fórmulas:

$$M_L = 1935 * Q_m^{0.34} * M^{-0.74} \quad (3.9)$$

$$P = 0.94 * M^{0.25} \quad (3.10)$$

- Carlston propone:

$$M_L = 166 * Q_m^{0.46} \quad (3.11)$$

- Inglis usando los datos de Jefferson, propone para meandros en cauces con material grueso las siguientes ecuaciones:

$$M_L = 53.6 * Q_2^{0.5} = 6.06 B \quad (3.12)$$

$$M_B = 153.4 * Q_2^{0.5} = 17.38 B \quad (3.13)$$

- Y para ríos en trinchera

$$M_L = 46 * Q_2^{0.5} = 11.45 B \quad (3.14)$$

$$M_B = 102 * Q_2^{0.5} = 27.3 B \quad (3.15)$$

## EJEMPLOS RESUELTOS PASO A PASO

**Ejemplo 3.1:** Se tiene una cuenca donde se estima que el coeficiente de escurrimiento aumentará los próximos años. Actualmente el gasto medio anual es de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  y el porcentaje de transporte de lavado es de 5.13, pero se calcula que el nuevo gasto aumentará a  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ . Si se supone que el transporte de lavado no cambie, ¿cuál será la nueva pendiente a la que tenderá a ajustarse el río?

**Datos:**

$$Q_m = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = 5.13$$

**Incógnita:**

$$S = \text{¿?}$$

**Método de Bray**

**Fórmula:**

$$S = 0.003634 * M^{0.38} Q_m^{-0.32}$$

**Solución:**

Debido a que habrá un incremento en el gasto medio anual se determinará la pendiente a la cual se ajustará el río.

$$S = 0.003634(5.13)^{0.38} (150)^{-0.32} = 0.00136 = 1.361 \times 10^{-3}$$

SOLUCIÓN

$$S = 1.361 * 10^{-3}$$

**Método de Lane**

Fórmula:

$$S = \left( \frac{K}{2.44} \right) * Q_m^{-0.25}$$

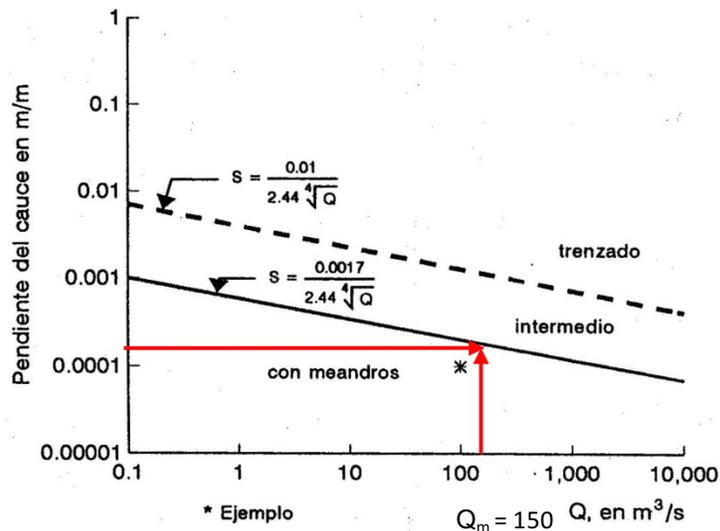
**Solución:**

Se supone en primera instancia la forma de fondo existente para poder asignar el valor de K (K = 0.0017 para río con meandros y K = 0.01 para río trezado), se determina el valor de la pendiente y se verifica la forma de fondo propuesta con ayuda de la figura 3.6

Suponiendo río con meandro

$$K = 0.0017$$

$$S = \left( \frac{0.0017}{2.44} \right) * (150)^{-0.25} = 0.000199 = 1.99 \times 10^{-4}$$



De la figura 3.6 podemos verificar que se tendrán meandros como forma de fondo, por lo que se supuso correctamente "K"

SOLUCIÓN

$$S = 1.991 * 10^{-4}$$

**CONCLUSIÓN:** De conformidad con los resultados de los dos métodos, se toma como solución la pendiente del método de Lane porque es más pequeña, que adicionalmente es aquella que da mayor probabilidad para la formación de meandros

**Ejemplo 3.2:** Si se tiene una corriente cuya pendiente es de 0.0001, y se calcula que el gasto medio anual aumentará de 80 m<sup>3</sup>/s a 100 m<sup>3</sup>/s, se desea saber la posibilidad de que pudiera convertirse en un cauce trezado.

**Datos:**

$$Q_m = 80 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{m \text{ nuevo}} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

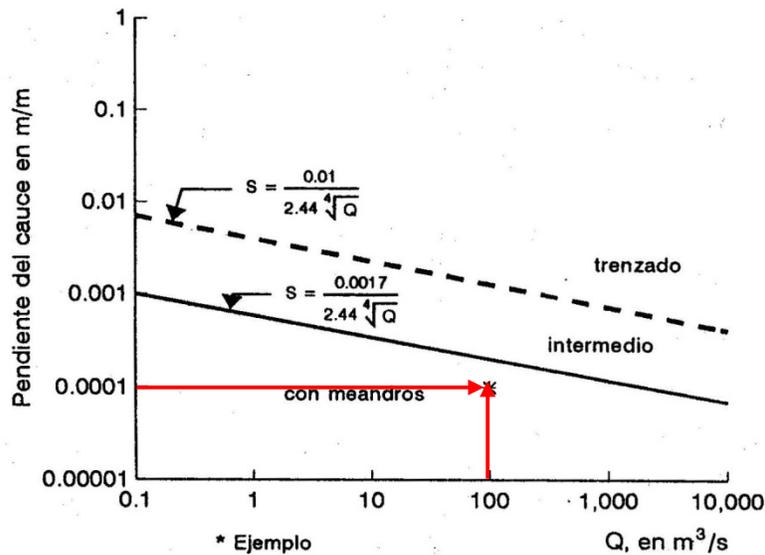
$$S = 0.0001$$

**Incógnita:**

Posibilidad que se vuelva trezado

**Solución:**

Como se conoce el gasto medio anual y la pendiente se puede hacer uso directo de la figura 3.6 para verificar si el río puede cambiar a trezado



Se observa que para el gasto y la pendiente se formarán meandros, por lo que la posibilidad de que el cauce se vuelva trezado es nula.

**SOLUCIÓN:** **No se volverá trezado con el cambio de gasto.**

**Ejemplo 3.3:** En un río con fondo de grava, cuyo gasto asociado a un periodo de retorno de 2 años es de 150 m<sup>3</sup>/s, se desea calcular el ancho de la superficie libre del agua y el tirante promedio de la sección transversal, así como su factor F.

**Datos:**

Fondo de grava

$$Q_2 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Incógnita:**

$$B = \text{¿?}$$

$$d = \text{¿?}$$

$$F = \text{¿?}$$

**Método de Bray****Fórmulas:**

$$B = 4.75 * Q_2^{0.527}$$

$$d = 0.266 * Q_2^{0.333}$$

$$F = \frac{B}{d}$$

**Solución:**

Como se conoce ya el gasto para un periodo de retorno  $T_r = 2$  años, se aplican directamente las fórmulas propuestas por Bray

$$B = 4.75 * (150)^{0.527} = 66.603m$$

$$d = 0.266 * (150)^{0.333} = 1.411m$$

$$F = \frac{66.603}{1.411} = 47.203$$

**SOLUCIÓN**

<b>B = 66.603 m</b> <b>d = 1.411 m</b> <b>F = 47.203</b>
--

**Ejemplo 3.4:** Calcular la relación ancho de la superficie libre del agua - tirante (F) para un río que transporta un gasto medio anual de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , sabiendo que el transporte de material fino ( $D < 0.074 \text{ mm}$ ) es menor de 10%.

**Datos:**

$$Q_m = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D < 0.074 \text{ mm}$$

$$M < 10\%$$

**Incógnita:**

$$F = ?$$

**Método de Maza – García****Fórmulas:**

$$B = 43.7 * M^{-0.39} * Q_m^{0.38}$$

$$d = 0.514 * M^{0.342} * Q_m^{0.29}$$

$$F = \frac{B}{d}$$

**Solución:**

Se utilizará el método de Maza – García ya que considera el gasto de lavado M (material fino transportado).

$$B = 43.7 * (10)^{-0.39} * (20)^{0.38} = 55.574m$$

$$d = 0.514 * (10)^{0.342} * (20)^{0.29} = 2.693m$$

$$F = \frac{55.574}{2.693} = 20.636$$

**SOLUCIÓN****F = 20.636****3.2.1 RADIO DE CURVATURA DE UN MEANDRO**

Richardson *et. al.* en 1975, clasifica las curvas de los ríos naturales como superficiales, limitadas o en trinchera y forzadas o deformadas, encontrando que los valores promedio de la relación radio de la curvatura (r) y el ancho de la superficie libre del agua (B), para sección transversal llena, de los tres tipos de curvas son los siguientes:

TIPO DE CURVAS	r/B
Limitadas	7 – 8
Libres	4.5 – 5
Forzadas	2.5 – 3.5

Tabla 3. 3 Relación radio – ancho en un meandro

(Nota: el radio de la curvatura es medido al centro del cauce)

**3.2.2 TIRANTE DE AGUA EN LOS MEANDROS**

En los meandros con curva libre y limitada, el tirante crece gradualmente desde la transición de aguas arriba de la curva, alcanzando un máximo aguas abajo de ápice de la curva. En curvas forzadas, el tirante crece rápidamente al comienzo de la curva hasta un máximo en la parte media de la misma, luego decrece gradualmente hacia aguas abajo. El tirante máximo en el meandro puede calcularse por medio de la fórmula propuesta por Altunin:

$$d_{m\acute{a}x} = \epsilon * d_m \tag{3.16}$$

Donde:

$d_{m\acute{a}x}$  = profundidad máxima en el meandro, en m.

$d_m$  = profundidad media en el tramo recto situado aguas arriba del meandro, en m.

$\epsilon$  = coeficiente que depende de la relación  $r/B$ , y cuyos valores se presentan en la tabla 3.4

<b>r/B</b>	$\infty$	6	5	4	3	2
<b><math>\epsilon</math></b>	1.27	1.48	1.84	2.2	2.57	3

Tabla 3. 4 valor del coeficiente  $\epsilon$  en función de la relación  $r/B$  para la fórmula de Altunin

### 3.2.3 FLUJO HELICOIDAL EN MEANDROS

La fuerza centrífuga que actúa a lo largo de un escurrimiento en un meandro, produce una sobre-elevación de la superficie libre del agua en la margen cóncava y un descenso en la margen convexa. Está sobre-elevación asociada a una pérdida de energía a lo largo del fondo, produce un flujo helicoidal cuya velocidad transversal mueve la carga del fondo hacia la margen convexa donde se acumula. La figura 3.7 muestra de forma esquemática este flujo.

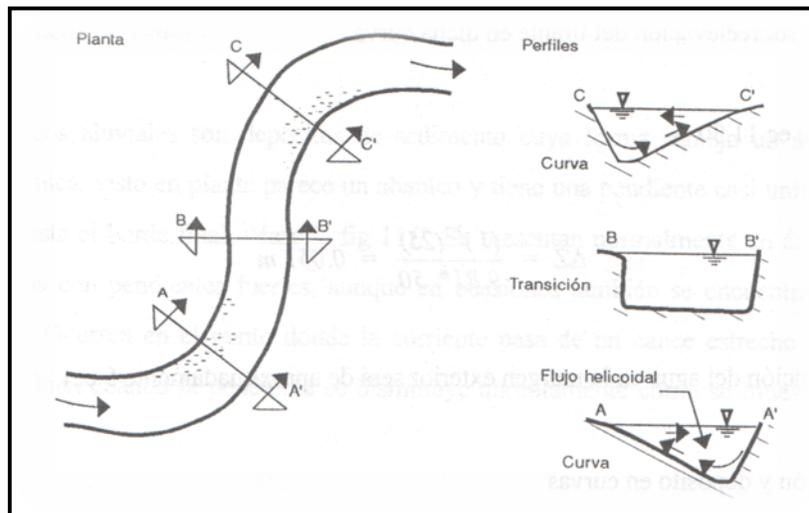


FIGURA 3. 7 Relación entre el gasto medio anual y la pendiente en cauces naturales

Existen varios criterios para calcular la sobre-elevación en el extradós de los meandros ( $\Delta Z$ ), sin embargo las diferencias encontradas en su aplicación son pequeñas, por lo que se puede utilizar la fórmula propuesta por Richardson en 1975 para flujo establecido:

$$\Delta Z = \frac{U^2 * B}{g * r} \quad (3.17)$$

Donde:

$\Delta Z$  = sobre-elevación del tirante de agua en el meandro, en m.

U = velocidad media del agua, en m/s.

## EJEMPLOS RESUELTOS PASO A PASO

**Ejemplo 3.5:** En la curva de un río se ha medido el tirante máximo que es de 6 m, y en un tramo recto inmediato anterior del meandro se tiene un tirante de 2m, se desea saber el radio de la curva, si el ancho de la superficie libre del agua es de 25 m.

**Datos:**

$$d_{\text{máx}} = 6.00 \text{ m}$$

$$d_m = 2.00 \text{ m (tramo recto)}$$

$$B = 25 \text{ m}$$

**Incógnita:**

$$r = ?$$

**Fórmulas:**

$$d_{\text{máx}} = \varepsilon * d_m$$

$$\varepsilon = f(r/B) \Rightarrow \text{Tabla 3.4}$$

$$\frac{r}{B}$$

**Solución:**

Como se conocen los tirantes máximo en la curva y en el tramo recto se despejará  $\varepsilon$  y con base en éste, se determinará la relación  $r/B$  de la tabla 3.4, despejándose de la misma el radio de curvatura necesario para que se cumplan todas las condiciones.

$$\varepsilon = \frac{d_{\text{máx}}}{d_m} = \frac{6}{2} = 3$$

En la tabla 3.4

<b>r/B</b>	$\infty$	6	5	4	3	2
<b><math>\varepsilon</math></b>	1.27	1.48	1.84	2.2	2.57	3

$$\frac{r}{B} = 2$$

$$r = 2B = 2(25) = 50m$$

**SOLUCIÓN**

$$r = 50.0 \text{ m}$$

**Ejemplo 3.6:** Se tiene una corriente que transporta un gasto de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  con una velocidad media de  $1 \text{ m/s}$ , en un meandro con un radio de  $50 \text{ m}$ , si el ancho de la superficie libre del agua es de  $25 \text{ m}$ , ¿cuál será la sobre-elevación del tirante de agua en la margen cóncava del meandro?

**Datos:**

$$Q = 50.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$U = 1.00 \text{ m/s}$$

$$r = 50 \text{ m}$$

$$B = 25 \text{ m}$$

**Incógnita:**

$$\Delta z = ?$$

**Fórmulas:**

$$\Delta Z = \frac{U^2 * B}{g * r}$$

**Solución:**

Como se conocen los datos necesarios se aplica directamente la expresión para determinar la sobre elevación.

$$\Delta Z = \frac{(1.00)^2 (25)}{9.81(50)} = 0.051m$$

**SOLUCIÓN**

$$\Delta z = 0.051 \text{ m}$$

### 3.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El agua de un cauce natural generalmente transporta material sólido o sedimentos, ya sea en suspensión cuando los diámetros son pequeños o la turbulencia de la corriente es alta, también pueden ser transportados rodando o saltando cuando su diámetro es mayor. Al referirse al material sólido se le llama generalmente sedimentos y no deben incluir ni basuras ni sales disueltas en el agua, por lo cual sólo serán materias minerales procedentes del cauce o de la cuenca de aportación.

La utilidad de poder calcular el material transportado por un cauce tiene diversos significados como pueden ser: El cálculo de la capacidad muerta de un embalse, la frecuencia del dragado en embalses y en cauces, el diseño de cajas o tanques sedimentadores, la altura de una obra de toma, etc., por lo que a continuación se presenta un cuadro resumen del tipo de estudio o problema por estudiar y el tipo de transporte a calcular:

ESTUDIO O PROBLEMA POR ESTUDIAR	TRANSPORTE POR CUANTIFICAR
Tiempo de llenado de una pequeña presa derivadora	$g_B$
Tiempo de llenado de una presa derivadora	$g_B$ O $g_{BT}$
Tiempo de llenado de una gran presa	$g_T$
Erosión aguas abajo de grandes presas	$g_{BT}$
Estabilidad de cauces y rectificación	$g_B$ O $g_{BT}$
Derivaciones en ríos hacia canales de riego	$g_{BS}$
Derivaciones en ríos hacia plantas potabilizadoras	$g_s$
Obras de defensa contra inundaciones <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bordos de protección</li> <li>• Desvíos temporales</li> <li>• Cauces de alivio</li> </ul>	$g_{BT}$ $g_s$ $g_{BS}$
Tanques de sedimentación	$g_B$ O $g_{BT}$
Entubamiento de arroyos en su paso por centros urbanos	$g_{BT}$
Estudio de erosión y sedimentación de tramos de ríos	$g_B$ O $g_{BT}$

Tabla 3. 5 tipos de transporte a cuantificar dependiendo del problema a estudiar

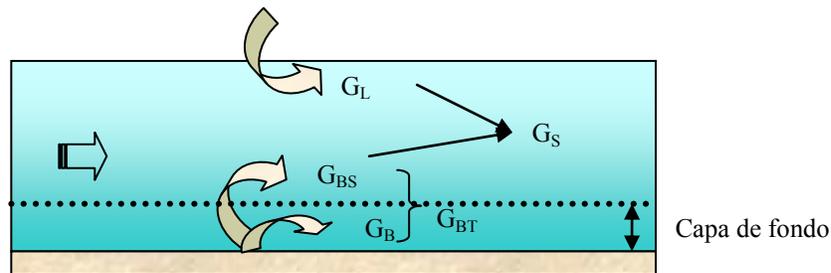
La cantidad de material transportado se puede medir en dos forma una en unidades de peso ( $kg/s$ ) y la otra en volumen ( $m^3/s$ ). Cuando se usa el primer tipo de unidad al gasto sólido transportado se le designará por la letra  $G$ , siendo común manejar el gasto por unidad de ancho de la superficie libre del agua en el canal ( $B$ ), al cual se le designa, gasto unitario con la letra  $g$  y sus unidades serán  $kg/s-m$ . Cuando se usa las unidades de volumen al gasto se le designa con la letra  $Qs$  y para el gasto unitario con la letra  $qs$ . Para convertir de una unidad a otra se tiene que:

$$g = \gamma_s * q \quad (3.18)$$

El transporte que puede llevar un cauce se puede clasificar en:

1. **Arrastre en la capa de fondo o arrastre de fondo.**- Es aquel que se transporta en una capa cercana al fondo con un espesor de dicha capa igual a 2 veces el diámetro de la partícula representativa del cauce. A este tipo de arrastre se le identificará por el subíndice B, verbigracia  $G_B$ .

2. **Transporte de fondo en suspensión.**- Es aquel material que tiene su origen en el material del cauce (fondo y taludes), que viaja arriba de la capa de fondo. Se identificará con el subíndice  $BS$ , verbigracia  $G_{BS}$  o  $g_{BS}$  ( $B$  - fondo;  $S$  - suspensión).
3. **Transporte de fondo total.**- Es aquel que resulta de sumar  $g_B + g_{BS}$ ; denominándole con el subíndice  $BT$  ( $g_{BT}$ ).
4. **Transporte de lavado.**- Es aquel material transportado que proviene de la parte alta del cauce o de la cuenca de aportación, y que no se encuentra representado en la curva granulométrica del tramo del cauce en estudio. Se le denomina con el subíndice  $L$  ( $g_L$ ).
5. **Transporte en suspensión.**- Es la suma de  $g_{BS} + g_L$  designándose con el subíndice  $S$  ( $g_S$ ).
6. **Transporte total.**- Se puede calcular al sumar los diferentes tipos de transporte como  $g_B + g_S$  o  $g_B + g_{BS} + g_L$  o  $g_{BT} + g_L$ ; se le designa con el subíndice  $T$  ( $g_T$ ).



De acuerdo con el tipo de arrastre que nos permiten cuantificar los métodos se pueden clasificar de la forma siguiente, siendo importante mencionar que todos ellos cuantifican el transporte en unidades de peso y de forma unitaria ( $g$ ), es decir en  $kg/s\cdot m$ :

- A. Métodos para evaluar el transporte de fondo ( $g_B$ ).
- B. Métodos para evaluar el transporte total del fondo sin separar en  $g_B$  y  $g_{BS}$ .
- C. Métodos para evaluar el transporte de fondo en suspensión ( $g_{BS}$ ).
- D. Métodos para evaluar el transporte total del fondo separando en  $g_B$  y  $g_{BS}$ .
- E. Métodos para evaluar el transporte total como  $g_B + g_S$ .

Cuando se desea calcular el transporte de lavado ( $g_L$ ), se debe realizar una campaña de medición en campo de la concentración del material de lavado ( $C_L$ ), expresado en peso, por lo menos en un año y de esta forma al multiplicar por el gasto unitario líquido ( $q = Q/B$ ) se podrá obtener su valor, ya que es el único método para calcularlo de forma directa. Matemáticamente se tendría:

$$g_L = C_L q \quad (3.19)$$

### 3.3.1 MÉTODOS PARA VALUAR EL TRANSPORTE DE FONDO ( $g_B$ )..

#### 3.3.1.1 MÉTODO DE MEYER, PETER & MÜLLER (1948).

Para cuantificar el  $g_B$  proponen la siguiente expresión:

$$g_B = 8\gamma_s \sqrt{g\Delta D_m^3} \left[ \left( \frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \tau_* - 0.047 \right]^{\frac{3}{2}} \quad (3.20)$$

Donde:

$\gamma_s$  = Peso específico del material que conforma el cauce, en kgf/m<sup>3</sup>

$g$  = Aceleración de la gravedad (9.81), en m/s<sup>2</sup>

$\Delta$  = Relación de los pesos específicos del material y el agua

es decir:  $\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$

$D_m$  = Diámetro medio del material del cauce, en m.

$n$  = coeficiente de rugosidad del cauce.

$\tau_*$  = Parámetro adimensional de Shields.

$n'$  = Rugosidad asociada a las partículas y que se puede obtener:

según MEYER-PETER y MÜLLER con la siguiente ecuación:

$$n' = \frac{D_{90}^{\frac{1}{6}}}{26} \quad (3.21)$$

O de acuerdo con STRICKLER

$$n' = \frac{D_{90}^{\frac{1}{6}}}{24} \quad (3.22)$$

Nota: en ambos casos el diámetro es en metros.

Los límites de aplicación de la fórmula son para  $D_m$  entre 0.4 y 30 mm; la sección de canal empleada por los autores fue de 2 x 2 m, con una longitud de 20 m, pendientes entre 0.04 y 0.2, tirantes entre 1 cm y 1.20 m.; gastos entre 0.002 y 4 m<sup>3</sup>/s,  $\gamma_s$  entre 1.25 y 4.02 toneladas / m<sup>3</sup>.

Para realizar la fórmula universal, los autores volvieron adimensional algunos parámetros, por lo que se puede emplear para cualquier tipo de  $D_m$  y cualquier  $\gamma_s$ , aunque generalmente produce mejores resultados cuando se tienen cauces con material grueso.

### 3.3.1.2 MÉTODO DE FRIJLINK (1962).

Realizó una comparación entre los métodos de Kalinske, Einstein y Meyer-Peter & Müller, proponiendo la siguiente ecuación:

$$g_B = 5\gamma_s D_{50} \sqrt{\mu R_h S} e^{\left(\frac{-0.27}{\mu\tau_*}\right)} \quad (3.23)$$

Donde:

$\mu$  = parámetro adimensional denominado factor de rizo, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\mu = \left( \frac{C}{18 \log\left(\frac{12R_h}{D_{90}}\right)} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (3.24)$$

Siendo:

$$C = \frac{U}{\sqrt{R_h S}} \quad (3.25)$$

La fórmula sólo se debe emplear cuando  $\left(\frac{1}{\mu\tau_*}\right) \leq 18$

Para calcular la velocidad media de la corriente con transporte de sedimentos " $U$ " se recomienda utilizar el método de CRUICKSHANK-MAZA o las fórmulas de KEULEGAN modificadas.

### 3.3.1.3 MÉTODO DE PERNECKER Y VOLLMERS (1965).

Hicieron una comparación entre los métodos de varios investigadores, logrando proponer la siguiente ecuación:

$$g_B = 25\gamma_s \sqrt{g\Delta D_m^3} \tau_*^{\frac{3}{2}} (\tau_* - 0.04) \quad (3.26)$$

La ecuación anterior se puede utilizar siempre y cuando  $\tau_* \leq 0.5$ , de lo contrario lo que en realidad se estará calculando será el transporte total de fondo ( $g_{BT}$ ).

### 3.3.2 MÉTODOS PARA VALUAR EL TRANSPORTE TOTAL DEL FONDO SIN SEPARAR EN $g_B$ Y $g_{BS}$ .

#### 3.3.2.1 MÉTODO DE ENGELUND Y HANSEN (1967).

Propone la siguiente expresión:

$$g_{BT} = \frac{0.04 \gamma_s (R_h S)^{\frac{3}{2}} U^2}{\sqrt{g} \Delta^2 D_{35}} \quad (3.27)$$

Los límites de aplicación de este método son para diámetros de  $D_{50}$  entre 0.15 y 2 mm,  $Re \geq 1200$ . Generalmente da buenos resultados para cauces arenosos.

#### 3.3.2.2 MÉTODO DE GRAF Y ACAROGLU (1968).

Este método permite calcular el transporte de fondo total tanto en canales como en tuberías circulares, presentando la ecuación siguiente:

$$g_{BT} = \frac{20 \gamma_s \sqrt{g} (R_h S)^{3.3}}{\Delta^{2.8} D_m^{1.8}} \quad (3.28)$$

#### 3.3.2.3 MÉTODO DE BROWNLIE (1982).

El autor partió del análisis dimensional para seleccionar los parámetros que intervienen en el fenómeno, proponiendo la siguiente ecuación:

$$g_{BT} = 9.0218 U \bar{d} (Fr_g - Fr_{gc})^{1.987} S^{0.6601} \left( \frac{D_{50}}{R_h} \right)^{0.3301} \quad (3.29)$$

Donde:

$\bar{d}$  = tirante medio, en m; se calcula como

$$\bar{d} = \frac{A}{B} \quad (3.30)$$

$Fr_g$  = Número de Froude de las partículas dado por la expresión:

$$Fr_g = \frac{U}{\sqrt{g \Delta D_{50}}} \quad (3.31)$$

$Fr_{gc}$  = Número de Froude crítico de las partículas, se calcula como:

$$Fr_{gc} = \frac{4.596 \tau_{*c}^{0.5293}}{S^{0.1405} \sigma_g^{0.1606}} \quad (3.32)$$

Siendo:

$$\tau_{*c} = \frac{0.22}{D_*^{0.9}} + \frac{0.06}{10 \frac{7.7}{D_*^{0.9}}} \quad (3.33)$$

$D_*$  = número adimensional de las partículas  $D_{50}$ , se calcula como:

$$D_* = D_{50} \left( \frac{g\Delta}{v^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.34)$$

Para calcular la velocidad media del flujo, Brownlie propone las siguientes ecuaciones en función del régimen que se tenga:

a) Para régimen inferior

$$U = \frac{4.5294 \sqrt{gd}^{0.5293} S^{0.3888}}{D_{50}^{0.0293} \sigma_g^{0.1606}} \quad (3.35)$$

b) Para régimen superior

$$U = \frac{7.515 \sqrt{gd}^{0.6005} S^{0.4605}}{D_{50}^{0.1005} \sigma_g^{0.01283}} \quad (3.36)$$

### 3.3.3. MÉTODOS PARA VALUAR EL TRANSPORTE TOTAL DEL FONDO SEPARANDO EN $g_B$ Y $g_{BS}$ .

#### 3.3.3.1 MÉTODO DE EINSTEIN.

Propuesto en 1950 es uno de los más completos ya que hace intervenir la mayor cantidad de parámetros que se presentan en el fenómeno, propone una metodología para determinar las características hidráulicas de la corriente cuando existe transporte de sedimentos y a partir de estos calcular el transporte en la capa de fondo y en función de esta el transporte del fondo en suspensión. Para su aplicación se pueden emplear las siguientes tablas de cálculo.

TABLA PARA CALCULAR LAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA CORRIENTE. A continuación se describen las columnas que conforman la tabla de cálculo, indicándose para cada una su significado.

1.  $R_h'$ . Radio hidráulico asociado a las partículas (m). Se debe proponer; con la finalidad de tener una idea de su valor se recomienda utilizar la fórmula del parámetro adimensional del Shields.
2.  $U_*'$ . Velocidad al cortante asociado a las partículas (m/s). Se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$U_*' = \sqrt{gR_h'S} \tag{3.37}$$

3.  $\delta'$ . Espesor de la capa laminar asociado a las partículas (m). Se puede calcular con la siguiente expresión.

$$\delta' = \frac{11.6\nu}{U_*'} \tag{3.38}$$

Siendo:  $\nu$  = la viscosidad cinemática, en  $m^2/s$ .

4.  $k_s/\delta'$ . Siendo  $k_s = D_{65}$
5.  $x$ . Factor de corrección en la fórmula de fricción. Se obtiene con la ayuda de la figura 3.8 en función del valor obtenido en la columna 4.

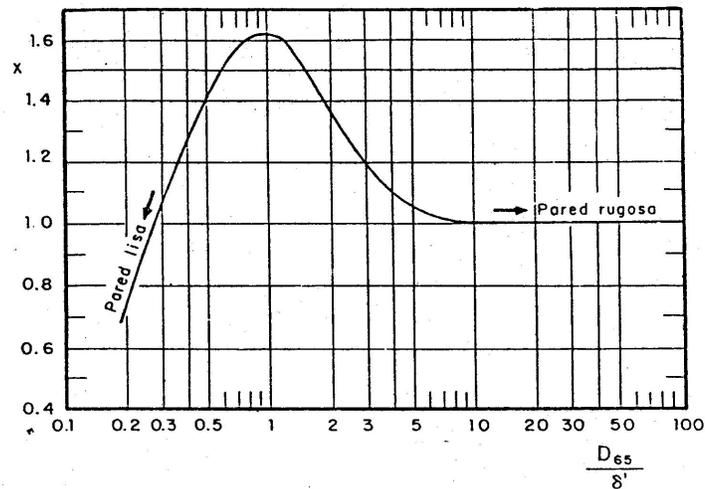


FIGURA 3.8 Factor de corrección  $x$ . Método de Einstein

6.  $\nabla$ . Se calcula por medio de la siguiente expresión.

$$\nabla = \frac{k_s}{x} \tag{3.39}$$

7.  $U$ . Velocidad media de la corriente (m/s). Se calcula con la correspondiente fórmula modificada de KEULEGAND, según el tipo de cauce y considerando que  $k_s = \nabla$ . Por ejemplo para canal trapecial:

$$U = 5.75U'_* \log\left(\frac{12.3R'_h}{\nabla}\right) \tag{3.40}$$

8.  $\Psi'$ . Parámetro que se calcula con la siguiente fórmula:

$$\psi' = \frac{\Delta D_{35}}{R'_h S} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D_{35}}{R'_h S} \tag{3.41}$$

9.  $U/U''$ . Se obtiene en función de  $\Psi'$ , por medio de la figura 3.9 y de éste se despeja el valor de  $U''$ .

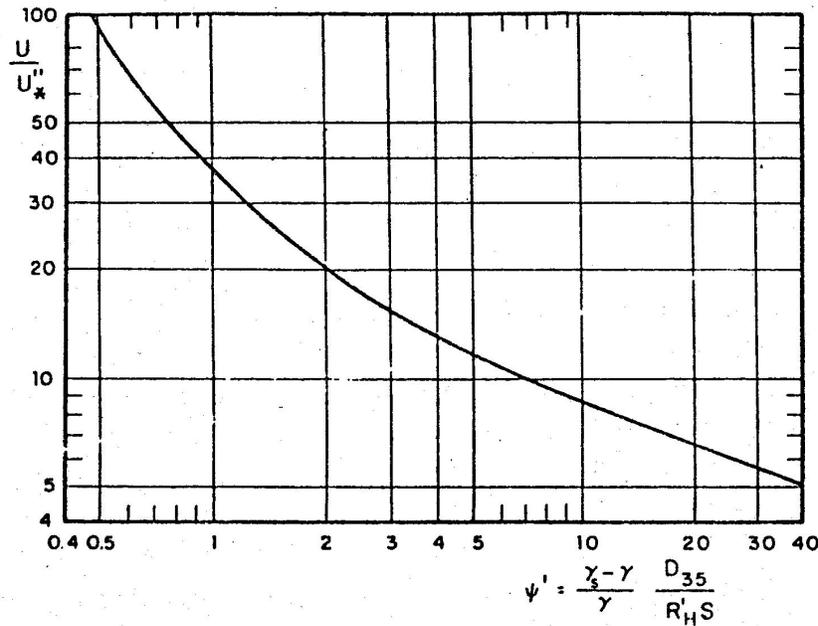


FIGURA 3.9 Velocidad  $U''$ , asociada a las ondulaciones en el fondo, según Einstein (1950)

10.  $R_h''$  (m). Se calcula al despejar  $R_h''$  de la ecuación similar a la 3.37, considerando las variables asociadas a las ondulaciones, es decir bípima.
11.  $R_h$ . Se calcula el  $R_h$  como la suma de  $R_h'$  y  $R_h''$  si es diferente al del cauce, se procede a proponer un nuevo valor de  $R_h'$ , es decir se regresa al paso 1, hasta que sean iguales el  $R_h$  calculado con el  $R_h$  real, definiendo de esta forma el  $R_h'$ .

Con este valor se pasa a la tabla de cálculo de transporte de sedimentos o si se desea se puede continuar el cálculo de esta tabla para definir algunos valores necesarios en el cálculo del transporte de sedimentos, como se muestra en la tabla 3.6

$R_h'$ (m)	Se supone un valor de $R_h'$
$U_*'$ (m/s)	$U_*' = \sqrt{gR_h'S}$
$\delta'$ (m)	$\delta' = \frac{11.6\nu}{U_*'}$
$\frac{k_s}{\delta'}$	$k_s = D_{65}$
$x$	Se obtiene de la fig.3.8, en función de $\frac{k_s}{\delta'}$
$\nabla = \frac{k_s}{x}$ (m)	Se utiliza el valor de $x$ la columna anterior
$U$ (m/s)	$U = 5.75U_*' \log\left(\frac{12.3R_h'}{\nabla}\right); \nabla = \frac{k_s}{x} = \frac{D_{65}}{x}$
$\psi'$	$\psi' = \frac{\Delta D_{35}}{R_h'S} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D_{35}}{R_h'S}$
$\frac{U}{U_*''}$	Se obtiene de la fig. 3.9, en función de $\psi'$
$U_*''$ (m/s)	Se despeja de la relación anterior
$R_h''$ (m)	$R_h'' = \frac{(U_*'')^2}{gS}$
$R_h$ (m)	$R_h = R_h' + R_h''$ Si la sección es ancha, $R_h$ es igual al tirante
Elev. (m)	Se obtiene la elevación a la que llega el agua en función de $R_h$
$A$ (m <sup>2</sup> )	Se obtiene el área de la curva elevaciones – área, en función valor obtenido en la columna anterior
$P_m$ (m)	Se obtiene el perímetro mojado de la curva elevaciones – perímetro mojado, en función de la elevación calculada
$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q = U * A$
$X$ (m)	Se calcula con las ecuaciones: $X = 0.77 \frac{D_{65}}{x}$ si $\frac{D_{65}}{x\delta'} > 1.80$ ; $X = 1.39\delta'$ si $\frac{D_{65}}{x\delta'} < 1.80$
$Y$	Se obtiene en función de $\frac{D_{65}}{\delta'}$ y con la figura 3.12
$\beta_*$	$\beta_* = \log\left(10.6 \frac{X}{k_s/x}\right)$
$\left(\frac{\beta}{\beta_*}\right)^2$	$\left(\frac{\beta}{\beta_*}\right)^2 = \left(\frac{1.025}{\beta_*}\right)^2$
$P$	Se calcula con la ecuación $P = 2.303 \log\left(\frac{30.2xd}{D_{65}}\right)$ , se supone que $d = R_h$

Tabla 3. 6 Guía para calcular las características hidráulicas por el método de Einstein

## TABLA PARA CALCULAR EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

1.  $p_j$ . Intervalos en que se divide la curva granulométrica del material del cauce, en %.
  - a. Para granulometrías bien graduadas se pueden seleccionar intervalos constantes
  - b. Para granulometrías diferentes pueden ser intervalos variables.
2.  $\bar{p}_i$ . Marca de clase o punto medio del intervalo, en %.
3.  $Z_n$ . Variable aleatoria estándar que se obtiene de la tabla 1.2 según el porcentaje (probabilidad) que indica la marca de clase, la cual se utiliza para generar los diámetros de cada intervalo cuando se tiene distribución probabilística del tipo log-normal de la muestra granulométrica.
4.  $D_j$ . Diámetro representativo del intervalo, en mm.
5.  $R_h'$ . Se obtiene de la tabla de las características hidráulicas, en m.
6.  $D_i/X$ . El coeficiente  $X$  se puede calcular con la siguiente expresión

$$X = 0.77 \frac{D_{65}}{x}, \quad \text{si } \frac{D_{65}}{x\delta'} > 1.80 \quad (3.42)$$

$$X = 1.39\delta', \quad \text{si } \frac{D_{65}}{x\delta'} < 1.80 \quad (3.43)$$

7.  $\Phi$ . Se calcula con la ecuación siguiente:

$$\Phi = \frac{\Delta D_i}{R'_h S} \quad (3.44)$$

8.  $\varepsilon$ . Coeficiente que toma en cuenta el hecho de que las partículas grandes ocultan a las más pequeñas se obtiene en función de  $D_j/X$  utilizando la figura 3.10

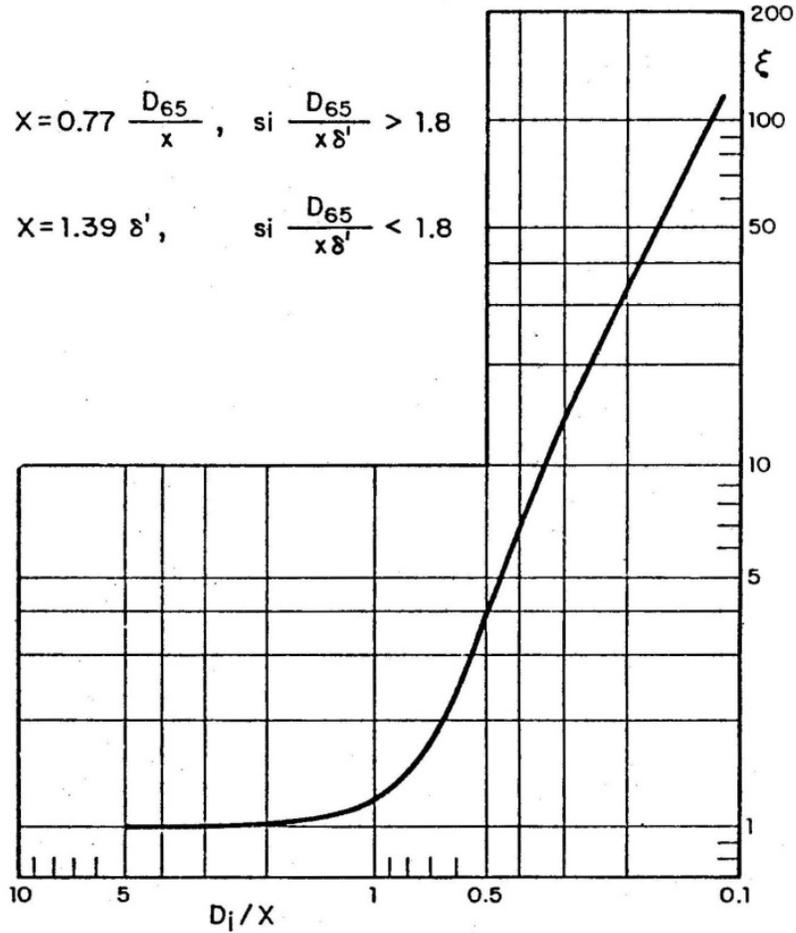


FIGURA 3. 10 Factor de corrección ε. Método de Einstein

9.  $\Psi_*$ . Función de corriente, se puede valorar con la siguiente expresión:

$$\Psi_* = \Phi \varepsilon Y \left\{ \frac{1.025}{\log \left[ 10.6 \left( \frac{xX}{k_s} \right) \right]} \right\}^2 \tag{3.45}$$

Donde:

Y = coeficiente que toma en cuenta la sustentación de las partículas y que se puede obtener en función del  $D_{65}/\delta'$  con la ayuda de la figura 3.11

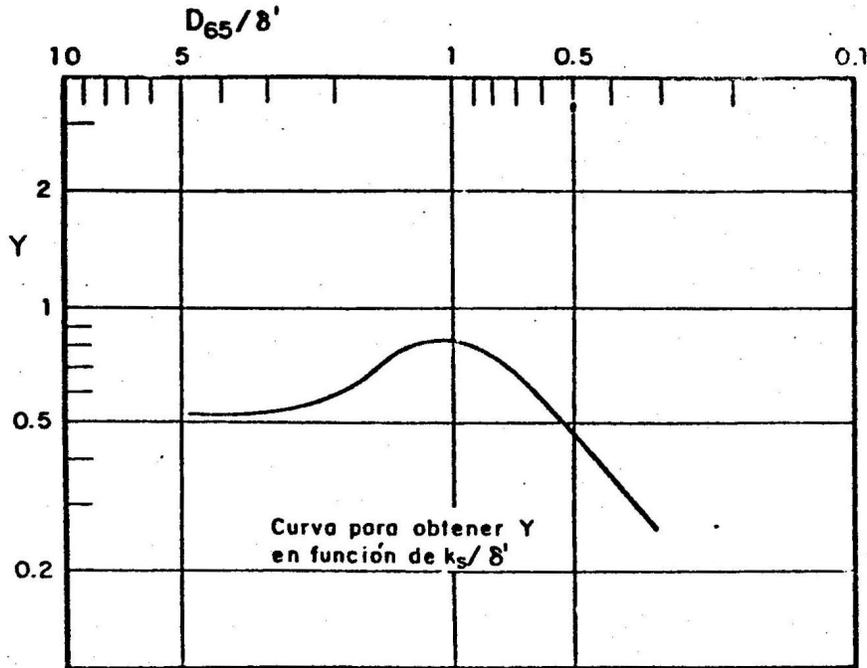


FIGURA 3. 11 Factor de corrección Y. Método de Einstein

10.  $\phi_*$ . Función de transporte, se obtiene a partir de los valores de  $\Psi_*$  y con la ayuda de la figura 3.12
11.  $D_i^{3/2}$ . El  $D_i$  debe estar en m.
12.  $g_{Bi}$ . Transporte de fondo unitario en kg/s-m Para calcular se utiliza la siguiente expresión:

$$g_{Bi} = \phi_*(p_i) \gamma_s \sqrt{g \Delta D_i^3} \quad (3.46)$$

En la expresión anterior el  $p_i$  entra en decimal y el  $D_i$  en m.

13.  $\omega_i$ . Velocidad de caída de la partícula de diámetro  $D_i$ , en m/s.
14. Z. Parámetro que relaciona la velocidad de caída y la velocidad al cortante asociado a las partículas, se puede calcular con la siguiente expresión.

$$Z = 2.5 \frac{\omega_i}{U_*'} \quad (3.47)$$

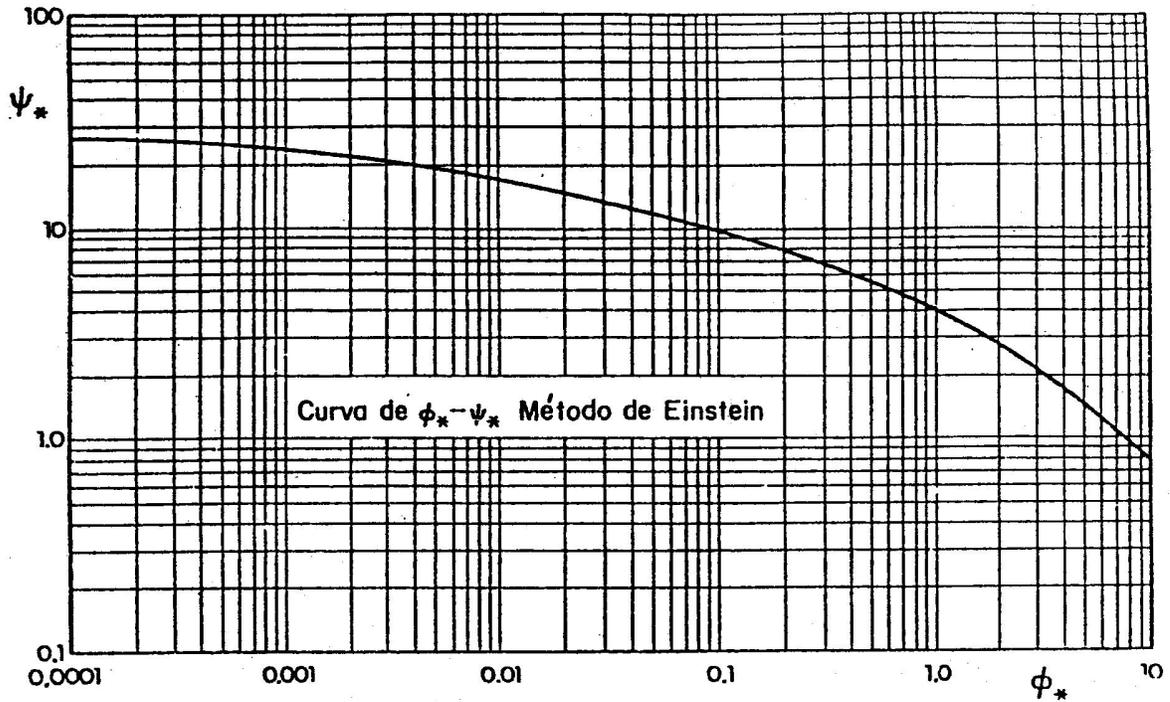


FIGURA 3. 12 Curva de  $\phi_* - \psi_*$ . Método de Einstein

15.  $A_r$ . Profundidad relativa, que toma en cuenta el espesor representativo de la capa de fondo (según Einstein dos veces el diámetro representativo del material que conforma el cauce) y el tirante medio de la corriente; se puede obtener con la siguiente expresión:

$$A_r = \frac{2D_t}{d} \tag{3.48}$$

16.  $I_1$ . Integral que vale:

$$I_1 = 0.216 \frac{A_r^{z-1}}{(1-A_r)^z} \int_{A_r}^1 \left( \frac{1-Y}{Y} \right)^z dy \tag{3.49}$$

y que para obtener su valor EINSTEIN propone utilizar la figura 3.13, en función de  $A_r$  y  $Z$ . Por la dificultad de lectura en la parte baja de la figura antes mencionada, se presenta adicionalmente la figura 3.14-a, que es una ampliación de la zona mencionada.

17.  $I_2$ . Integral que vale:

$$I_2 = 0.216 \frac{A_r^{z-1}}{(1-A_r)^z} \int_{A_r}^1 \left( \frac{1-Y}{Y} \right)^z \ln Y dy \tag{3.50}$$

para obtener su valor EINSTEIN propone utilizar la figura 3.14, en función de  $Ar$  y  $Z$ , debe tenerse especial cuidado ya que sus valores son negativos. La figura 3.15-a, de manera similar a lo mencionado para la figura 3.13, es una ampliación de la parte baja de la figura 3.14

**Nota:** en las figuras 3.13, 3.14-a, 3.14 y 3.15-a en lugar de  $Ar$  se tiene solamente  $A$ , ya que dichas gráficas se tomaron del libro de la bibliografía número 1.

18.  $P$ . Se puede obtener su valor con la siguiente expresión:

$$P = 2.303 \log \left[ \frac{30.2xd}{D_{65}} \right] \quad (3.51)$$

19.  $g_{BSi}$ . Transporte de fondo en suspensión unitario en kg/s-m. Se puede calcular utilizando la siguiente expresión:

$$g_{BSi} = g_{Bi} (PI_1 + I_2) \quad (3.52)$$

20.  $g_{BTi}$ . Es la suma de cada uno de los valores de la columna 12 y la columna 19 respectivamente, en kg/s-m.

Para obtener el valor del  $g_{BT}$  total debe sumar la columna 20, y para obtener el gasto total que transporta todo el cauce se multiplica el valor anterior por el ancho de la superficie libre del agua  $B$  o de forma conservadora se puede multiplicar por el ancho promedio del cauce, es decir:

$$Bm = \frac{b + B}{2} \quad (3.53)$$

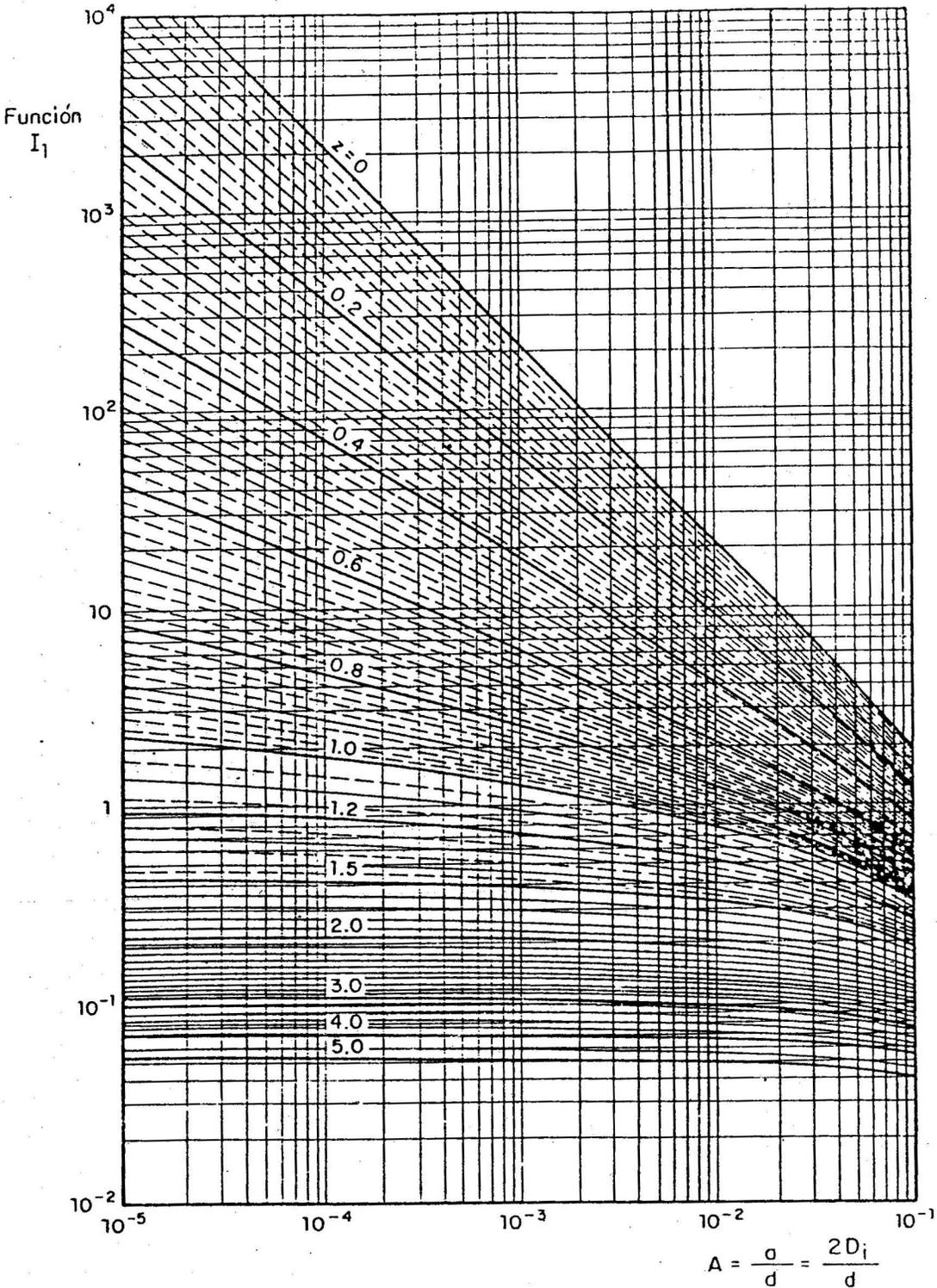


FIGURA 3. 13 Valor de  $I_1$ , en función del parámetro  $A$  para diferentes valores de  $Z$ . Método de Einstein; ( $A = Ar$  de los apuntes)

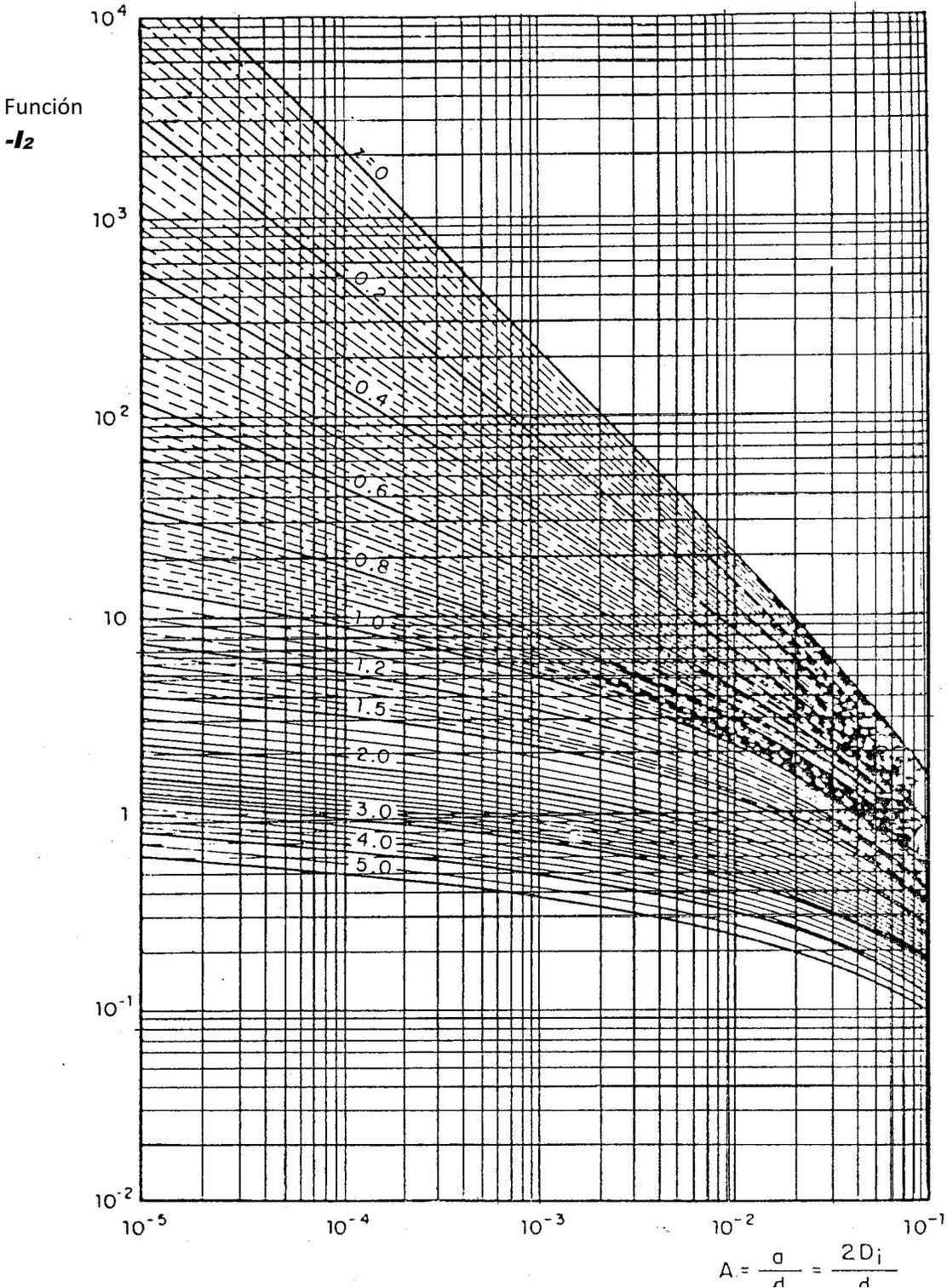


FIGURA 3. 14 Valor de  $I_2$ , en función del parámetro  $A$  para diferentes valores de  $Z$ . Método de Einstein; ( $A = Ar$  de los apuntes)

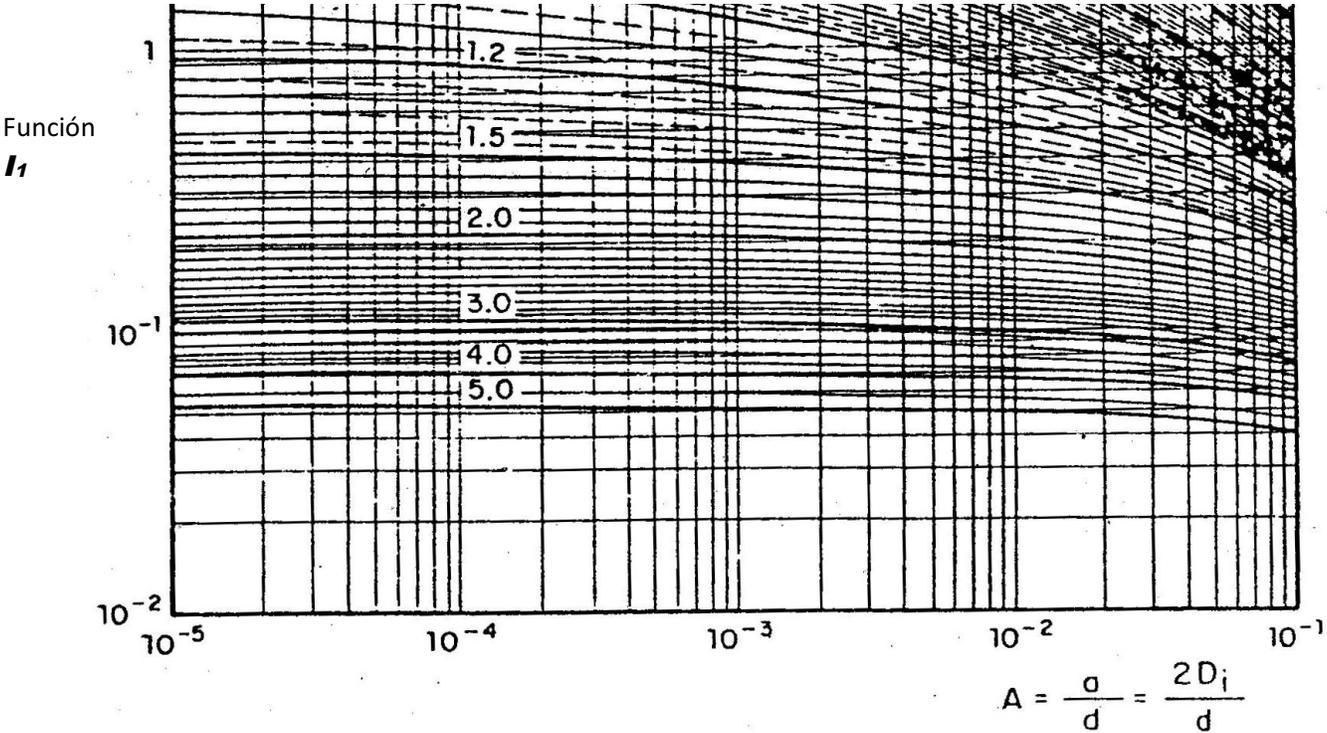


FIGURA 3.14-a Valor de  $I_1$ , en función de A y Z (ampliación); (A = Ar de los apuntes)

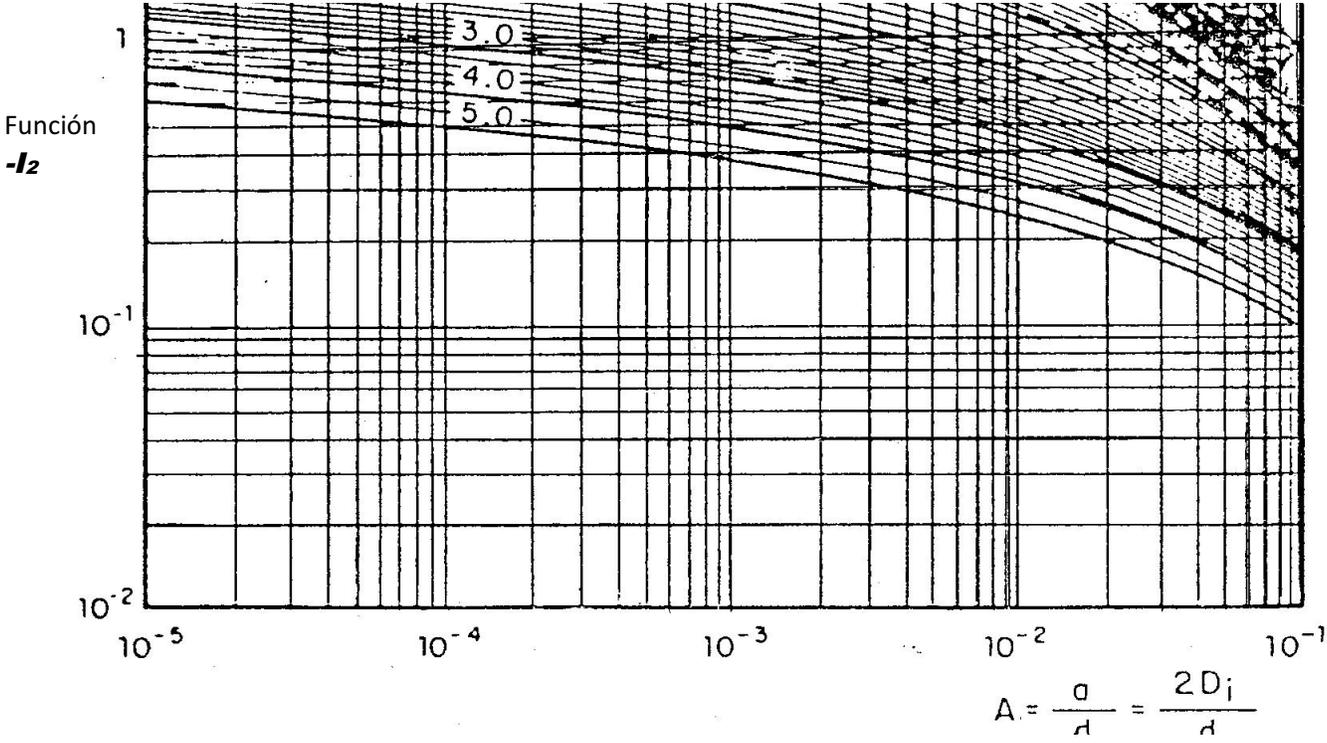


FIGURA 3.15 - a Valor de  $I_2$ , en función A y Z (ampliación); (A = Ar de los apuntes)

3.3.4.2 MÉTODO DE BAGNOLD

Propone las siguientes expresiones para calcular el  $g_B$  y el  $g_{BS}$  que son las siguientes.

$$g_B = \frac{\gamma_s \tau_* U D_m e_b}{\tan \alpha} \tag{3.54}$$

$$g_{BS} = \frac{0.01 \gamma_s \tau_* U^2 D_m}{\omega_m} \tag{3.55}$$

Donde:

$e_b$  = factor de eficiencia en el arrastre que se obtiene en función de  $U$  y  $D_m$  con la ayuda de la figura 3.16

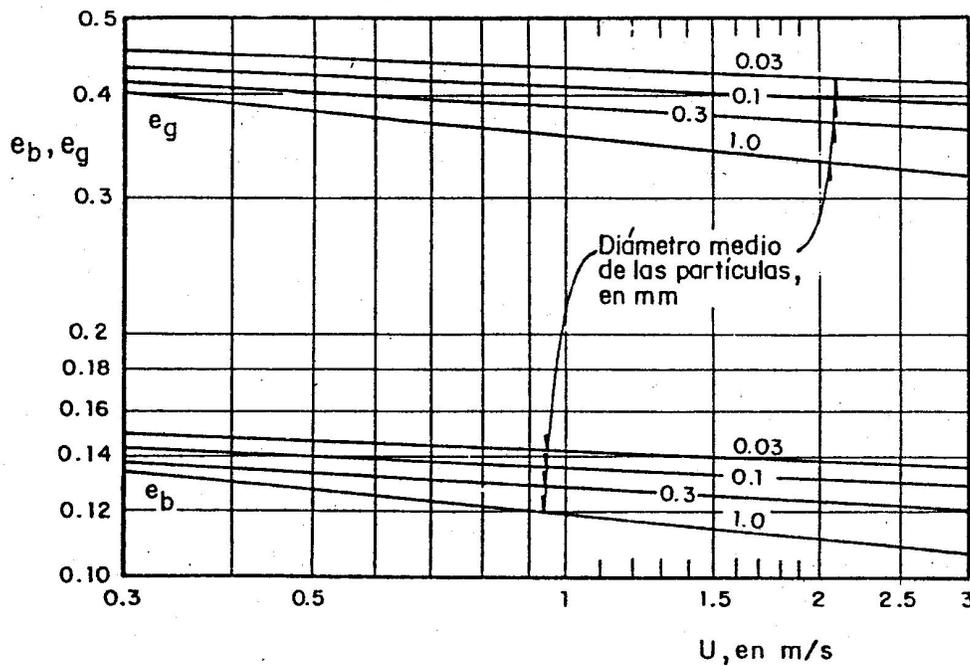


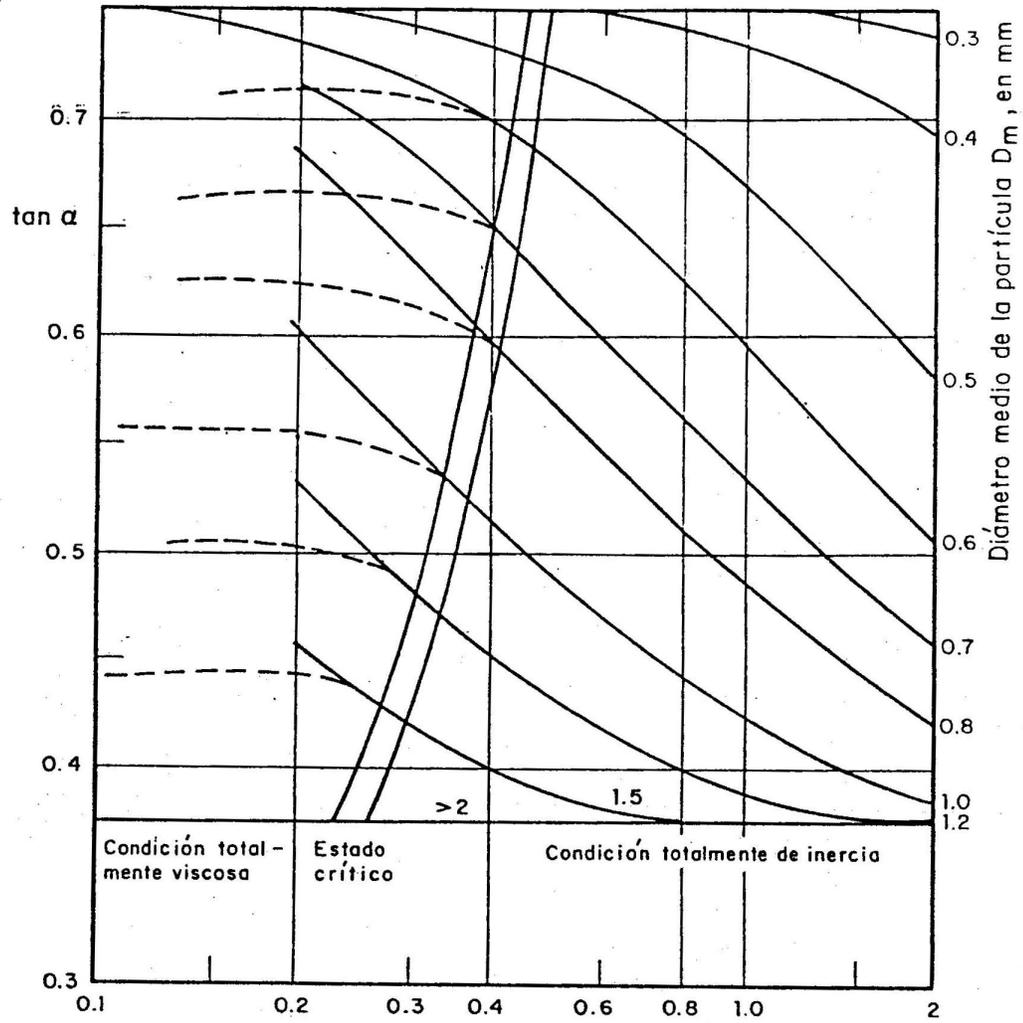
FIGURA 3. 16 – Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold.

$\tan \alpha$  = Parámetro que toma en cuenta la desviación de las trayectorias de las partículas líquidas con las sólidas y se obtiene con la figura 3.17 en función de  $\tau_*$  y de  $D_m$ .

Para la velocidad de caída ( $\omega$ ) es conveniente utilizar varios valores en que se pueda dividir la curva granulométrica, cambiando en las fórmulas anteriores  $D_i$  por  $D_m$ ; aunque también se puede manejar exclusivamente el  $D_m$  para obtener  $\omega$ .

El límite de aplicación de este método es para  $0.015 < D_m < 2\text{mm}$

Es importante señalar que en la literatura especializada los métodos propuestos anteriores a EINSTEIN sirven para obtener exclusivamente el arrastre en la capa de fondo ( $G_B$ ), aunque sus autores nunca supieron que existiera.



$$\tau_* = \frac{\gamma d S}{(\gamma_s - \gamma)^D} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)^D}$$

FIGURA 3. 17 – Coeficiente de fricción, según Bagnold.

3.3.3 MÉTODOS PARA VALUAR EL TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN.

3.3.3.1 MÉTODO DE BROOKS.- Propuesto en 1963 define el  $g_s$  como:

$$g_s = qC_{d/2} \left[ f \left( z, \frac{kU}{U_*} \right) \right] \tag{3.56}$$

Donde:

$q$  = gasto líquido unitario, en  $m^3/s\cdot m$ .

$$q = \frac{Q}{B} \tag{3.57}$$

$C_{d/2}$  = Concentración de partículas a la mitad del tirante medio, expresado en peso ( $kg/m^3$ )

$f \left( z, \frac{kU}{U_*} \right)$  = Función que se obtiene su valor con la ayuda de la figura 3.18 a partir de dichos

parámetros adimensionales siendo:

$$z = 2.5 \frac{\omega_i}{U_*} \tag{3.58}$$

**NOTA:** Se debe tener especial cuidado en no confundir con  $Z$  (mayúscula) de la fórmula 3.47

$k$  = constante de Von – Karman que es igual a 0.4

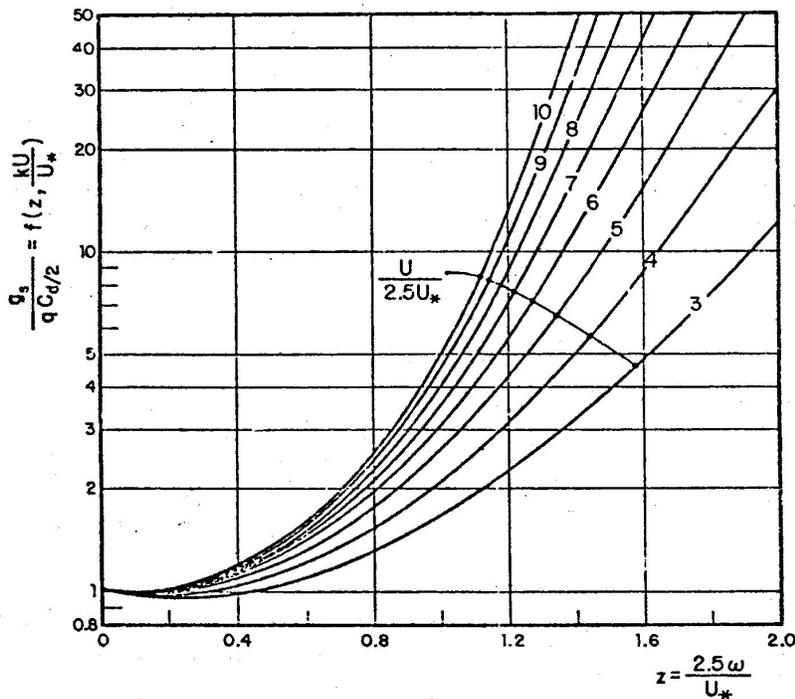


FIGURA 3. 18 Transporte en suspensión, según Brooks

Cuando se tiene como dato una concentración a una distancia del fondo diferente a  $d/2$  se puede calcular esta última con la fórmula propuesta por ROUSE:

$$C_y = C_a \left[ \frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right]^z \tag{3.59}$$

Donde:

$z$  = relaciona la velocidad de caída y la velocidad al cortante asociado a las partículas, se debe calcular con la ecuación 3.47

$y$  = distancia sobre el fondo a la que se desea calcular la concentración, m, ver figura 3.19

$a$  = distancia sobre el fondo a la cual se conoce la concentración  $C_a$  (en unidades de peso  $\text{kg/m}^3$ ), en m.

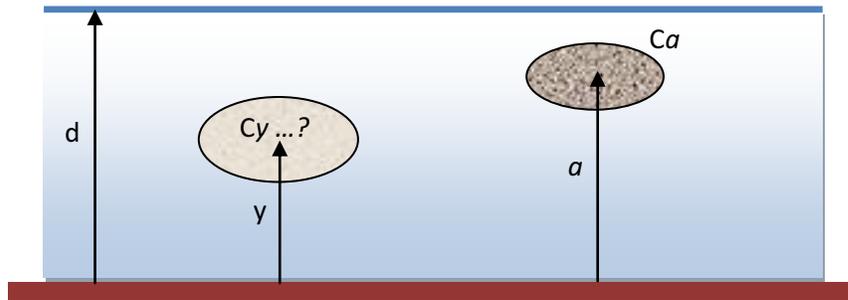


FIGURA 3. 19 Esquema donde se indiquen las dimensiones de la ecuación 3.59

Cuando se tiene una granulometría extendida se recomienda tomar como diámetro representativo el  $D_{50}$  y entonces la velocidad de caída ( $\omega_i$ ) será del diámetro cincuenta, es decir  $\omega_i = \omega_{50}$ .

### 3.3.3.2 MÉTODO DE LANE Y KALINSKE (1941).

Utilizando la distribución de velocidades de Prandtl-Von-Karman y la distribución de la concentración de sedimentos en suspensión definida por los autores, proponen la siguiente expresión:

$$g_s = q C_y e^{(6zA_r)} P_1 \tag{3.60}$$

Donde:

$A_r$  = profundidad relativa

$$A_r = \frac{y}{d} \tag{3.61}$$

$y$  = es la distancia donde se desea conocer el transporte de sedimentos y es igual a 2 veces el diámetro representativo ( $D_{50}$ ).

$z$  = es la relación entre la velocidad de caída y la velocidad al cortante, se debe calcular con la fórmula 3.58

$P_1$  = integral que se puede obtener de forma aproximada como:

$$P_1 = \frac{1.7n\sqrt{g}}{d^{\frac{1}{6}}} \quad (3.62)$$

$C_y$  = concentración en Kg/m<sup>3</sup>

Para la concentración a la distancia de interés, los autores proponen la siguiente ecuación:

$$C_y = C_a * e^{\left\{ \frac{-15*\omega_{50}}{U_*} \left( \frac{y-a}{d} \right) \right\}} \quad (3.63)$$

Significando lo mismo los subíndices "a" y "y" que en el método de Rouse, visto antes (para mayor detalle ver Fig. 3.19)

### 3.3.3.3 MÉTODO DE EINSTEIN (1950)

La fórmula que propone EINSTEIN para calcular el transporte en suspensión ( $g_s$ ) es la siguiente:

$$g_s = 11.6U_*'y(C_y)(PI_1 + I_2) \quad (3.64)$$

Siendo:

$y$  = es la distancia donde se desea conocer la concentración y es igual a 2 veces el diámetro representativo por lo que es necesario calcular la concentración " $C_y$ " al valor de " $y$ ", lo cual se puede hacer usando la ecuación de Rouse (3.59), sin embargo es necesario utilizar en lugar de " $Z$ " (mayúscula), utilizar " $z$ " (minúscula) como se define en la fórmula 3.47

$$z = 2.5 \frac{\omega_i}{U_*'} \quad (3.47)$$

$P$ ,  $I_1$  e  $I_2$ , se describen a detalle en 3.3.3

## EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO

**EJEMPLO 3.7:** Determinar el transporte total en un cauce trapecial formado en material arenoso cuya granulometría se ajusta a una distribución del tipo log-normal con parámetros  $D_{50} = 1.32$  mm,  $D_m = 1.33$  mm y  $D_{84} = 1.45$  mm. El canal tiene una pendiente de 0.00105, con un ancho en el fondo de 35

m y se ha determinado que la concentración a 1.5 m sobre el fondo del río es de 0.04 partes por millón en peso, cuando el tirante es de 2.5 m y el coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.028

**Datos:**

Cauce Trapecial

Material Arenoso

Distribución log-normal

 $D_{50} = 1.32 \text{ mm}$  $D_m = 1.33 \text{ mm}$  $D_{84} = 1.45 \text{ mm}$  $S = 0.00105$  $b = 35 \text{ m}$  $d = 2.50 \text{ m}$ valor del tirante a donde se conoce la concentración ( $a$ ) = 1.5 m $C_{1.5m} = 0.04 \text{ ppm (peso)}$  $n = 0.028$ **Incógnita:** $G_T = ?$ 

**Nota:** Para definir el  $G_T$ , se puede hacer con la suma de algunos otros transportes unitarios, y con la finalidad de que el alumno asimile la aplicación de los métodos expuestos en los presentes apuntes de INGENIERÍA DE RÍOS, se resolverá este ejemplo con todos ellos, por lo que en el primer método resuelto se calcularán algunos parámetros, valores y características que serán útiles en el resto de los métodos, por lo que sólo serán referenciados con la leyenda “calculado previamente”.

**Método de Meyer – Peter – Müller** (valuando transporte de fondo  $g_B$ )

**Fórmulas:**

$$G_B = g_B B$$

$$B = b + 2kd$$

$$g_B = 8\gamma_S \sqrt{g\Delta D_m^3} \left[ \left( \frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \tau_* - 0.047 \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$\tau_* = \frac{R_H S}{\Delta D_{50}}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

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

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Z_n}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

**SOLUCIÓN:**

Antes de aplicar la expresión para determinar el gasto de fondo se determinarán previamente las características hidráulicas de la sección transversal acorde con las propiedades del material. Como no se especifica el peso del material que se utilizará, se toma el de  $2,650 \text{ kgf/m}^3$  que corresponde a las arenas o material formado con cuarzo.

$$\Delta = \frac{2650 - 1000}{1000} = 1.65$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{1.45}{1.32} = 1.098$$

$$D_{90} = 1.32(1.098)^{1.28155} = 1.489 \text{ mm} = 0.001489 \text{ m}$$

$$n' = \frac{D_{90}^{\frac{1}{6}}}{26} = \frac{(0.001489)^{\frac{1}{6}}}{26} = 0.013$$

$$k = 2$$

$$A = bd + kd^2 = 35(2.5) + 2(2.5)^2 = 100 \text{ m}^2$$

$$P = 35 + 2(2.5)\sqrt{1+(2)^2} = 46.180 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{100}{46.18} = 2.165m$$

$$B = 35 + 2(2)(2.5) = 45.000m$$

$$\tau_* = \frac{2.165(0.00105)}{1.65(0.00132)} = 1.044$$

$$g_B = 8(2650)\sqrt{9.81(1.65)(0.00133)^3} \left[ \left( \frac{0.013}{0.028} \right)^{\frac{3}{2}} (1.044) - 0.047 \right]^{\frac{3}{2}} = 0.623kg/(s-m)$$

$$G_B = 0.623(45) = 28.047kg/s$$



**Método de Frijlink** (valuando transporte de fondo  $g_B$ )

**Fórmulas:**

$$G_B = g_B B$$

$$B = b + 2kd$$

$$g_B = 5\gamma_S D_{50} \sqrt{\mu R_h S} e^{\left( \frac{-0.27}{\mu \tau_*} \right)}$$

$$\frac{1}{\mu \tau_*} \leq 18$$

...Condición para aplicación del método

$$\mu = \left( \frac{C}{18 \log \left( \frac{12R_h}{D_{90}} \right)} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$C = \frac{U}{\sqrt{R_h S}}$$

$$U = 7.58\omega_{50}\left(\frac{d}{D_{84}}\right)^{0.634}\left(\frac{S}{\Delta}\right)^{0.456}; \frac{1}{S} \geq 83.5\left(\frac{d}{\Delta D_{84}}\right)^{0.350} \quad \dots \text{ Régimen inferior}$$

$$U = 6.25\omega_{50}\left(\frac{d}{D_{84}}\right)^{0.644}\left(\frac{S}{\Delta}\right)^{0.352}; \frac{1}{S} \leq 66.5\left(\frac{d}{\Delta D_{84}}\right)^{0.382} \quad \dots \text{ Régimen superior}$$

$$\omega_{50} = F_1\sqrt{g\Delta D_{50}}$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g\Delta D_{50}^3}}$$

$$\tau_* = \frac{R_H S}{\Delta D_{50}}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

$$D_n = D_{50}\sigma_g^{Z_n}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

### Solución:

Para resolver el método propuesto por Frijlink se debe conocer previamente la velocidad media del flujo, por lo que se recomienda aplicar las expresiones de Cruickshank – Maza acorde con el régimen de flujo correcto, por lo que se propone de inicio un régimen y se verifica antes de continuar con la solución.

$$\Delta = 1.65$$

Calculado previamente

$$\sigma_g = 1.098$$

Calculado previamente

$$D_{90} = 0.001489m$$

Calculado previamente

$$k = 2$$

Calculado previamente

$$A = 100m^2$$

Calculado previamente

$$P = 46.180m$$

Calculado previamente

$$R_H = 2.165m$$

Calculado previamente

$$B = 45.000m$$

Calculado previamente

$$\tau_* = 1.044$$

Calculado previamente

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.00132)^3}} - \sqrt{\frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.00132)^3}} = 0.786$$

$$\omega_{50} = 0.786 \sqrt{9.81(1.65)(0.00132)} = 0.115 \text{ m/s}$$

Proponiendo régimen inferior

$$U = 7.58(0.115) \left( \frac{2.50}{0.00145} \right)^{0.634} \left( \frac{0.00105}{1.65} \right)^{0.456} = 3.422 \text{ m/s}$$

Verificando el régimen que se presenta

$$\frac{1}{0.00105} \geq 83.5 \left( \frac{2.5}{1.65(0.00145)} \right)^{0.350}$$

$$952.381 \geq 951.409$$

Cumple con la condición de régimen inferior

$$C = \frac{3.422}{\sqrt{2.165(0.00105)}} = 71.770 \text{ m/s}$$

$$\mu = \left( \frac{71.770}{18 \log \left( \frac{12(2.165)}{0.001488} \right)} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.911 \text{ m/s}$$

Verificando la condición de aplicación del método

$$\frac{1}{0.911(1.044)} \leq 18 \Rightarrow 1.051 \leq 18$$

Si puede aplicarse la expresión de Frijlink para determinar el transporte de fondo

$$g_B = 5(2650)(0.00132) \sqrt{0.911(2.165)(0.00105)} e^{\left( \frac{-0.27}{0.911(1.044)} \right)}$$

$$g_B = 0.599 \frac{kgf}{s} - m$$

$$G_B = 0.599(45) = 26.974 kg/s$$



**Método de Pernecker y Vollmers** (valuando transporte de fondo  $g_B$ )

**Fórmulas:**

$$G_B = g_B B$$

$$B = b + 2kd$$

$$g_B = 25\gamma_s \sqrt{g\Delta D_m^3} \tau_*^{\frac{3}{2}} (\tau_* - 0.04)$$

Condición para aplicación del método

$$\tau_* \leq 0.5 \Rightarrow g_B$$

$$\tau_* > 0.5 \Rightarrow g_{BT}$$

$$\tau_* = \frac{R_H S}{\Delta D_{50}}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Z_n}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

**Solución:**

Cruicshank – Maza acorde con el régimen de flujo correcto, por lo que se propone de inicio un régimen y se verifica antes de continuar con la solución.

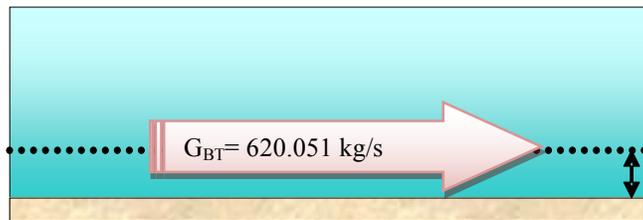
$\Delta = 1.65$	Calculado previamente
$\sigma_g = 1.098$	Calculado previamente
$D_{90} = 0.001489m$	Calculado previamente
$k = 2$	Calculado previamente
$A = 100m^2$	Calculado previamente
$P = 46.180m$	Calculado previamente
$R_H = 2.165m$	Calculado previamente
$B = 45.000m$	Calculado previamente
$\tau_* = 1.044$	Calculado previamente

Como  $\tau_* > 0.50$  se está calculando el transporte de fondo total  $g_{BT}$

$$g_{BT} = 25(2650)\sqrt{9.81(1.65)(0.00133)^3} (1.044)^{\left(\frac{3}{2}\right)} (1.044 - 0.04)$$

$$g_{BT} = 13.779 \frac{kg}{s} - m$$

$$G_{BT} = 13.779 (45) = 620.051 \text{ kg/s}$$



**Método de Engelund y Hansen** (valuando transporte de fondo sin separar  $g_B$  y  $g_{BS}$ )

**Fórmulas:**

$$G_{BT} = g_{BT} B$$

$$B = b + 2kd$$

$$g_{BT} = \frac{0.04\gamma_s (Rh * S)^{\frac{3}{2}} * U^2}{\sqrt{g} * \Delta^2 * D_{35}}$$

$$U = 7.58\omega_{50} \left(\frac{d}{D_{84}}\right)^{0.634} \left(\frac{S}{\Delta}\right)^{0.456} ; \frac{1}{S} \geq 83.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}}\right)^{0.350} \dots \text{Régimen inferior}$$

$$U = 6.25\omega_{50} \left(\frac{d}{D_{84}}\right)^{0.644} \left(\frac{S}{\Delta}\right)^{0.352} ; \frac{1}{S} \leq 66.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}}\right)^{0.382} \dots \text{Régimen superior}$$

$$\omega_{50} = F_1 \sqrt{g \Delta D_{50}}$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g \Delta D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g \Delta D_{50}^3}}$$

$$\tau_* = \frac{R_H S}{\Delta D_{50}}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Z_n}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

### Solución:

Para resolver el método propuesto por Engelund y Hansen se debe conocer previamente la velocidad media del flujo, por lo que se recomienda aplicar las expresiones de Cruickshank – Maza acorde con el régimen de flujo correcto, por lo que se propone de inicio un régimen y se verifica antes de continuar con la solución.

$$\Delta = 1.65$$

Calculado previamente

$$\sigma_g = 1.098$$

Calculado previamente

$$D_{90} = 0.001489m$$

Calculado previamente

$$D_{35} = 1.32(1.098)^{-0.38532047} = 1.273mm = 0.001273m$$

$$k = 2$$

Calculado previamente

$$A = 100m^2$$

Calculado previamente

$$P = 46.180m$$

Calculado previamente

$$R_H = 2.165m$$

Calculado previamente

$$B = 45.000m$$

Calculado previamente

$$\tau_* = 1.044$$

Calculado previamente

$$\omega_{50} = 0.115m/s$$

Calculado previamente

Proponiendo régimen inferior

$$U = 3.422m/s$$

Calculado previamente

Verificando el régimen que se presenta

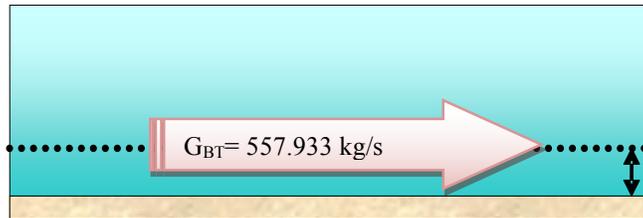
$$952.381 \geq 951.409$$

Calculado previamente

Cumple con la condición de régimen inferior

$$g_{BT} = \frac{0.04(2650)[2.162(0.00105)]^3(3.422)^2}{\sqrt{9.81(1.65)^2(0.001273)}} = 12.399 \text{ kg/s} - m$$

$$G_{BT} = 12.399(45) = 557.933 \text{ kg/s}$$



**Método de Graf y Acaroglu** (valuando transporte de fondo sin separar  $g_B$  y  $g_{BS}$ )

**Fórmulas:**

$$G_{BT} = g_{BT} B$$

$$B = b + 2kd$$

$$g_{BT} = \frac{20\gamma_s \sqrt{g} (R_H S)^{3.3}}{\Delta^{2.8} D_m^{1.8}}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

**Solución:**

Para determinar el transporte de fondo total mediante el método de Graf y Acaroglu sólo se determinan previamente las características transversales de la sección y se aplica la expresión de manera directa.

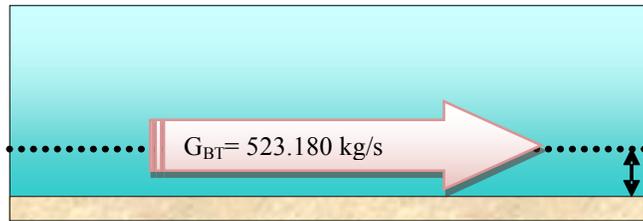
$$\Delta = 1.65$$

Calculado previamente

$\sigma_g = 1.098$	Calculado previamente
$k = 2$	Calculado previamente
$A = 100m^2$	Calculado previamente
$P = 46.180m$	Calculado previamente
$R_H = 2.165m$	Calculado previamente
$B = 45.000m$	Calculado previamente

$$g_{BT} = \frac{20(2650)\sqrt{9.81}[2.165(0.00105)]^{3.3}}{(1.65)^{2.8}(0.00133)^{1.8}} = 11.626kg / s - m$$

$$G_{BT} = 11.626(45) = 523.180kg / s$$



**Método de Brownlie** (valuando transporte de fondo sin separar  $g_B$  y  $g_{BS}$ )

**Fórmulas:**

$$G_{BT} = g_{BT} B$$

$$g_{BT} = 9.0218U\bar{d}(Fr_g - Fr_{gc})^{1.987} S^{0.6601} \left(\frac{D_{50}}{R_h}\right)^{0.3301}$$

$$Fr_g = \frac{U}{\sqrt{g\Delta D_{50}}}$$

$$Fr_{gc} = \frac{4.596\tau_{*c}^{0.5293}}{S^{0.1405}\sigma_g^{0.1606}}$$

$$\tau_{*c} = \frac{0.22}{D_*^{0.9}} + \frac{0.06}{10 \frac{7.7}{D_*^{0.9}}}$$

$$D_* = D_{50} \left(\frac{g\Delta}{v^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$Fr_r = \frac{U}{\sqrt{gd}}$$

$$U = \frac{4.5294 \sqrt{gd}^{0.5293} S^{0.3888}}{D_{50}^{0.0293} \sigma_g^{0.1606}} \quad \text{Para régimen inferior}$$

$$U = \frac{7.515 \sqrt{gd}^{0.6005} S^{0.4605}}{D_{50}^{0.1005} \sigma_g^{0.01283}} \quad \text{Para régimen superior}$$

$$\bar{d} = \frac{A}{B}$$

$$B = b + 2kd$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

#### Solución:

Para determinar el transporte de fondo total mediante el método de Brownlie, se determinan previamente las características transversales de la sección y se propone un régimen de circulación en el flujo acorde a las expresiones propuestas para este método en específico.

$\Delta = 1.65$	Calculado previamente
$\sigma_g = 1.098$	Calculado previamente
$k = 2$	Calculado previamente
$A = 100m^2$	Calculado previamente
$P = 46.180m$	Calculado previamente
$R_H = 2.165m$	Calculado previamente
$B = 45.000m$	Calculado previamente

$$\bar{d} = \frac{100}{45} = 2.222m$$

Proponiendo régimen inferior

$$U = \frac{4.5294 \sqrt{9.81} (2.5)^{0.5293} (0.00105)^{0.3888}}{(0.00132)^{0.0293} (1.098)^{0.1606}} = 1.915m/s$$

Verificando el régimen que se presenta, como no hay una condición específica se calculará el número de Froude

$$F_r = \frac{1.915}{\sqrt{9.81(2.222)}} = 0.410$$

Como  $F_r < 1.0$ , se trata de régimen inferior, por lo que fue bien supuesto

$$D_* = 0.00132 \left( \frac{9.81(1.65)}{(1.007 \times 10^{-6})^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 33.236$$

$$\tau_{*c} = \frac{0.22}{(33.236)^{0.9}} + \frac{0.06}{\frac{7.7}{10^{(33.236)^{0.9}}}} = 0.038$$

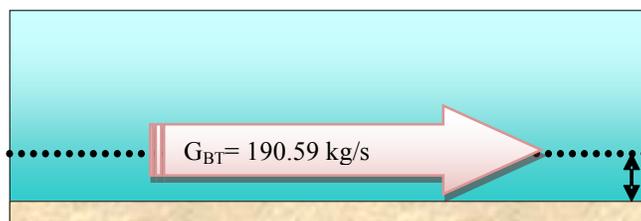
$$Fr_{gc} = \frac{4.596(0.038)^{0.5293}}{(0.00105)^{0.1405}(1.098)^{0.1606}} = 2.088$$

$$Fr_g = \frac{1.915}{\sqrt{9.81(1.65)(0.00132)}} = 13.101$$

$$g_{BT} = 9.0218(1.915)(2.222)(13.101 - 2.088)^{1.987} (0.00105)^{.6601} \left( \frac{0.000132}{2.165} \right)^{0.3301}$$

$$g_{BT} = 4.235 \text{ kg/s} - m$$

$$G_{BT} = 4.235 * 45 = 190.59 \text{ kg/s}$$



**Método de Einstein** (valuando transporte total del fondo separado en  $g_B$  y  $g_{BS}$ )

**Fórmulas:**

Calculando el transporte de sedimentos

$$G_{BT} = G_{BS} + G_B$$

$$G_{BS} = g_{BS} B$$

$$G_B = g_B B$$

$$g_{BS} = \sum_{i=1}^n g_{Bi} (PI_1 + I_2)$$

$$P = 2.303 \log \left[ \frac{30.2xd}{D_{65}} \right]$$

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left( \frac{1-Y}{Y} \right)^z dy \dots \text{figura 3.14}$$

$$I_2 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left( \frac{1-Y}{Y} \right)^z LY dy \dots \text{figura 3.15}$$

$$Ar = \frac{2D_i}{d}$$

$$Z = 2.5 \frac{\omega_i}{U_*'}$$

$$\omega_i = F_1 \sqrt{g\Delta D_i}$$

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

$$U_*' = \sqrt{gR_h' S}$$

$$g_B = \sum_{i=1}^n \phi_*(p_i) \gamma_s \sqrt{g\Delta D_i^{\frac{3}{2}}}$$

$\phi_*$  ... figura 3.13

$$\Psi_* = \Phi \varepsilon Y \left\{ \frac{1.025}{\log \left[ 10.6 \left( \frac{xX}{k_s} \right) \right]} \right\}^2$$

Y ... figura 3.12

$\xi$  ... figura 3.11

$$\Phi = \frac{\Delta D_i}{R_h' S}$$

$D_i/X$

$$X = 0.77 \frac{D_{65}}{x}, \text{ si } \frac{D_{65}}{x\delta'} > 1.80$$

$$X = 1.39\delta', \quad \text{si } \frac{D_{65}}{x\delta'} < 1.80$$

$R_h'$  ... se obtuvo en la tabla de características hidráulicas

$D_i$  ... Distribución teórica de sedimentos

$Z_n$  ... Tabla 1.3

$$\overline{p_i} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} + \overline{p_{i-1}}$$

$P_i$  ... en función del tipo de material

Calculando las características hidráulicas

$R_h$  (características) =  $R_h$  (sección) ... termina el proceso

$$R_{h \ i+1} = R_h' + R_h''$$

$$R_h'' = \frac{U_*'^2}{gS}$$

$$\frac{U}{U_*''} \dots \text{figura 3.11}$$

$$\psi' = \frac{\Delta D_{35}}{R_h' S} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D_{35}}{R_h' S}$$

$$U = 5.75U_*' \log \left( \frac{12.3R_h'}{\nabla} \right) \dots \text{fórmulas Keulegan}$$

$$\nabla = \frac{k_s}{x}$$

$x$  ... figura 3.9

$$\frac{k_s}{\delta'} = \frac{D_{65}}{\delta'}$$

$$\delta' = \frac{11.6\nu}{U_*'}$$

$$U_*' = \sqrt{gR_h' S}$$

$R_h'$  ... propuesto

$$\tau_*' = 0.06 + 0.4\tau_*'^2 = \frac{R_h' S}{\Delta D_{50}} \Rightarrow R_h' (\text{propuesto})$$

$$U_*' = \sqrt{gR_h' S}$$

$$\tau_*' = \frac{R_h' S}{\Delta D_{50}}$$

$$\bar{d} = \frac{A}{B}$$

$$B = b + 2kd$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1 + k^2}$$

k... Tabla 2.3

Di... Distribución teórica de sedimentos

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

### Solución:

Para determinar el transporte total de fondo separado, se deberá proponer en primera instancia un valor del radio hidráulico asociado a la partícula a partir del cual se deberá determinar un radio hidráulico acorde con las características hidráulicas de la corriente (asociado a la acción de las formas de fondo y las partículas) de igual valor al de la sección geométrica, una vez determinado se calculará el transporte de sedimentos

$$\Delta = 1.65$$

Calculado previamente

$$\sigma_g = 1.098$$

Calculado previamente

$$k = 2$$

Calculado previamente

$$D_{35} = 1.32(1.098)^{-0.38532} = 1.273mm = 0.001273m$$

$$D_{65} = 1.32(1.098)^{0.38532} = 1.369mm = 0.001369m$$

$$A = 100m^2$$

Calculado previamente

$$P = 46.180m$$

Calculado previamente

$$R_H = 2.165m$$

Calculado previamente

$$B = 45.000m$$

Calculado previamente

$$\bar{d} = \frac{100}{45} = 2.222m$$

$$\tau_* = \frac{2.165(0.00105)}{1.65(0.00132)} = 1.044$$

$$U_* = \sqrt{9.81(2.165)(0.00105)} = 0.149m/s$$

$$\tau_*' = 0.06 + 0.4(1.044)^2 = 0.496$$

$$R_h' = \frac{0.496(1.65)(0.000132)}{0.00105} = 1.029m$$

Con el valor calculado de  $R_h'$  en el paso anterior se inicia el cálculo de las características hidráulicas de la corriente, se mostrará en la secuela de cálculo la primer iteración, el resto aparece en la tabla. Con este valor calculado de acuerdo con la expresión de Engelund (régimen inferior) permite hacer más rápido el proceso iterativo.

$$U_*' = \sqrt{9.81(1.029)(0.00105)} = 0.103m/s$$

$$\delta' = \frac{11.6(1.007 \times 10^{-6})}{0.103} = 1.135 \times 10^{-4} m$$

$$\frac{k_s}{\delta'} = \frac{0.001369}{1.135 \times 10^{-4}} = 12.061$$

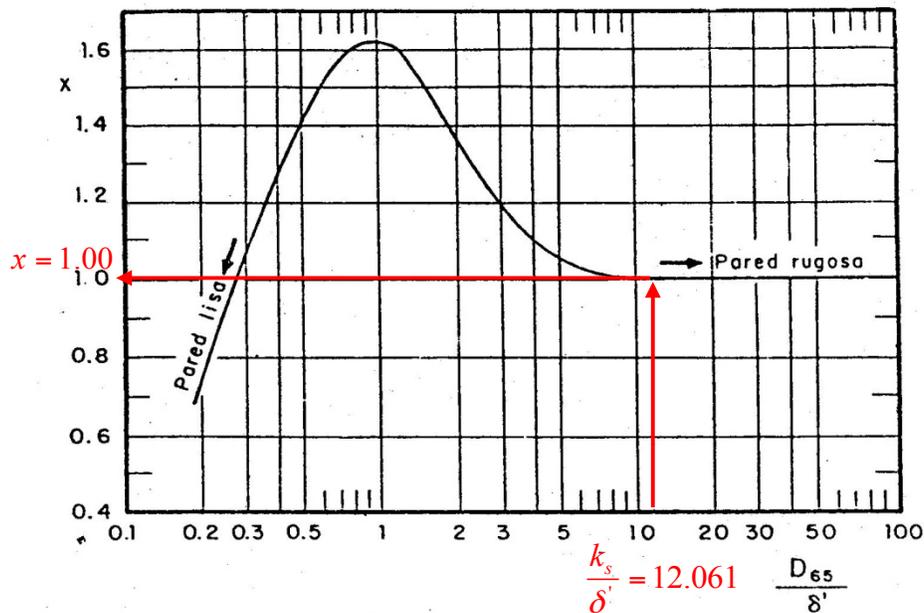


FIGURA 3.9 Factor de corrección x

De la figura 3.9

$$x = 1.00$$

$$\nabla = \frac{0.001369}{1.00} = 1.369 \times 10^{-3} m$$

$$U = 5.75(0.103) \log \left( \frac{12.3(1.029)}{1.369 \times 10^{-3}} \right) = 2.347 m/s$$

$$\psi' = \frac{1.65(0.001273)}{1.029(0.00105)} = 1.945$$

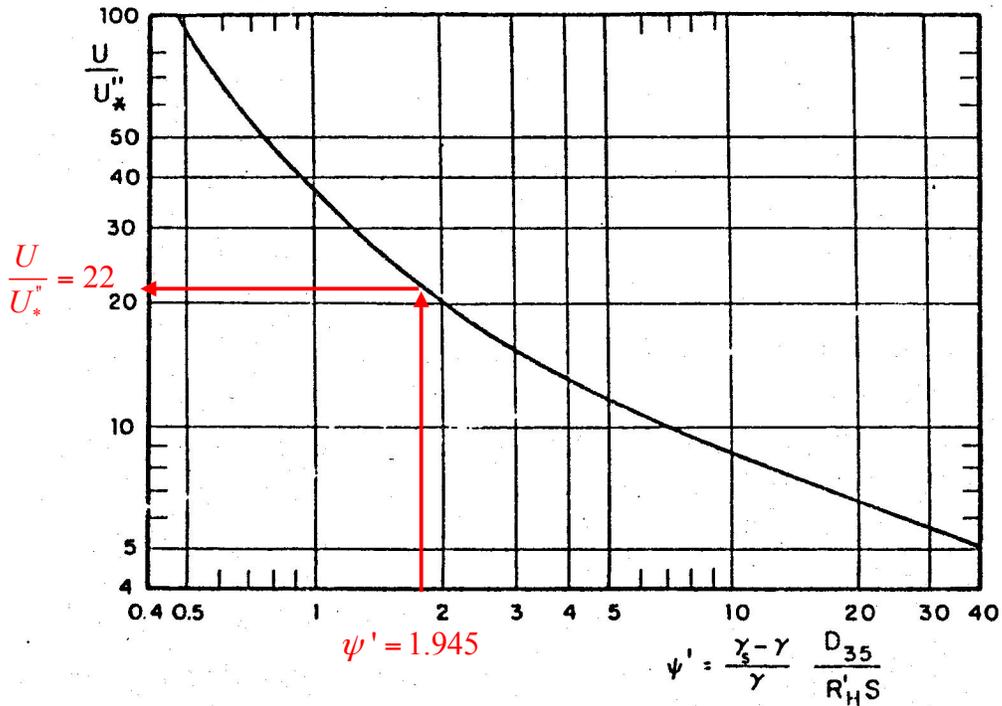


FIGURA 3.10 Velocidad  $U_*''$  asociada con las ondulaciones en el fondo

De la figura 3.10

$$\frac{U}{U_*''} = 22$$

$$U_*'' = 2.347 / 22 = 0.107 \text{ m/s}$$

$$R_h'' = \frac{(0.107)^2}{9.81(0.00105)} = 1.105 \text{ m}$$

$$R_h = 1.029 + 1.105 = 2.134 \text{ m}$$

Se observa que al final del primer proceso iterativo el radio hidráulico asociado a la corriente es diferente del radio hidráulico de la sección geométrica, por lo que se deberá proponer otro valor hasta que se igualen ambos. A continuación se muestra la solución de esta parte del problema

$R_h'$	$U_*'$	$\delta'$	$K_s/\delta'$	$x$	$\nabla$	$U$	$\psi'$	$U / U_*''$	$U_*''$	$R_h''$	$R_h$
m	m/s	m			m	m/s			m/s	M	m
1.029	0.103	1.135E-04	12.061	1.00	1.3687E-03	2.347	1.945	22.00	0.107	1.105	2.134
1.060	0.105	1.118E-04	12.244	1.00	1.3687E-03	2.391	1.887	22.500	0.106	1.096	2.156
1.064	0.105	1.116E-04	12.266	1.00	1.3687E-03	2.396	1.880	22.500	0.106	1.101	2.165

Para iniciar el cálculo del transporte de sedimentos en función de la características del material (bien graduado o no) se propone el tipo de intervalo (constante o variable), en el caso de este ejercicio se proponen 5 intervalos 10%, 20%, 40%, 20% y 10% . Se ejemplificará el cálculo de todo el método calculando los valores del primer intervalo, el resto se mostrará al final en forma de tabla.

$$p_i = 10$$

$$\frac{-}{p_i} = \frac{0+10}{2} + 0 = 5$$

$$Z_{5\%} = -1.64485$$

$$D_5 = 1.32(1.098)^{-1.64485} = 1.131mm = 0.001131m$$

$$R_h' = 1.064m$$

Calculado previamente

Determinando la expresión del coeficiente X

$$\frac{D_{65}}{x\delta'} = \frac{0.001369}{1.00(1.116 \times 10^{-4})} = 12.26 > 1.8$$

$$X = 0.77 \left( \frac{1.369}{1} \right) = 1.054mm$$

$$\frac{D_i}{X} = \frac{1.131}{1.054} = 1.073$$

$$\Phi = \frac{1.65(0.001131)}{1.064(0.00105)} = 1.670$$

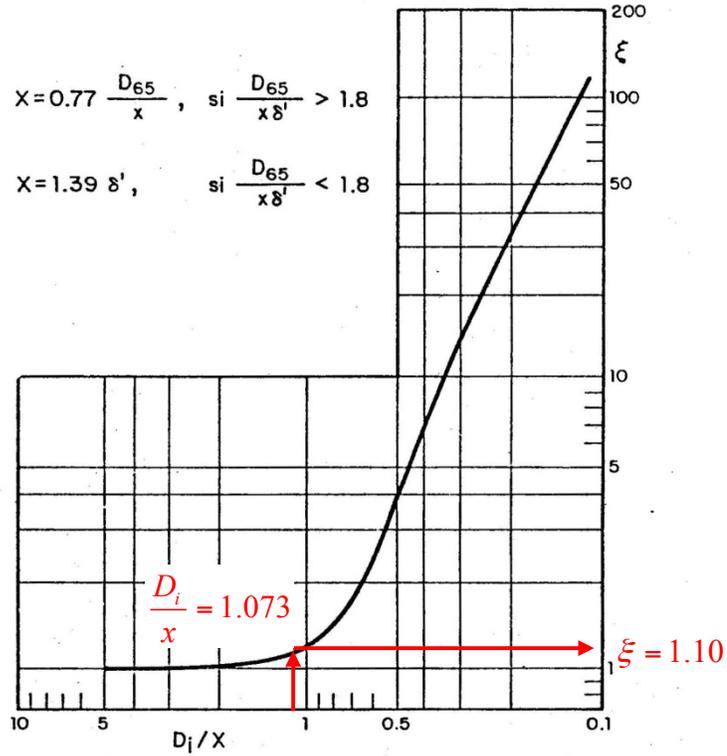


FIGURA 3.11 Factor de corrección  $\varepsilon$

En la figura 3.11 se puede leer:  $\varepsilon = 1.1$

Determinando el coeficiente de sustentación

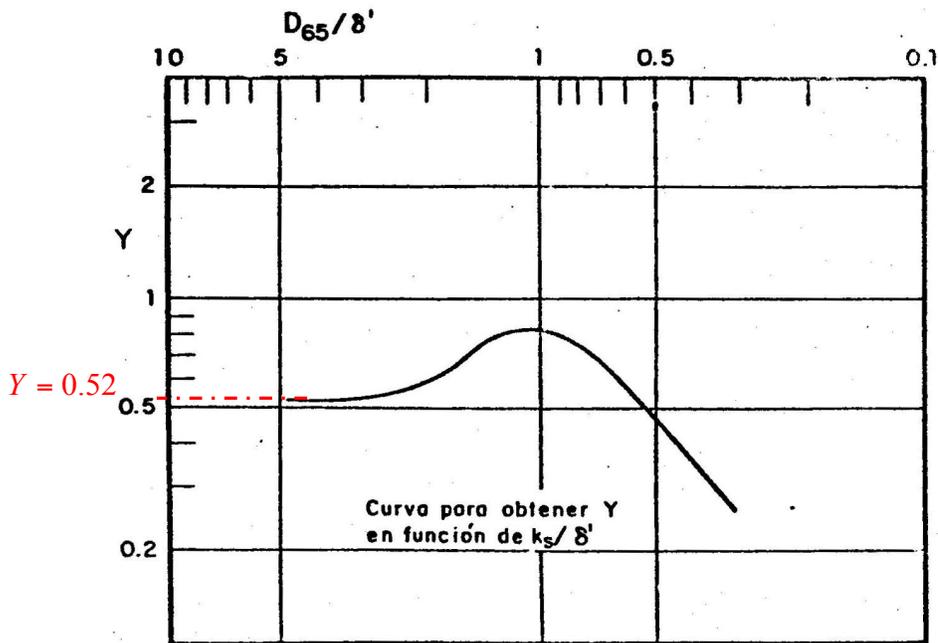


FIGURA 3.12 Factor de corrección Y

$$\frac{D_{65}}{\delta'} = \frac{0.001369}{1.116 * 10^{-4}} = 12.267$$

En la figura 3.12 se aprecia que a partir de un valor  $\frac{D_{65}}{\delta'} > 5$  el valor del parámetro de sustentación se vuelve asintótico e igual a 0.52, entonces:  $Y = 0.52$

$$\Psi_* = 1.67 * 1.1 * 0.52 \left\{ \frac{1.025}{\log \left[ 10.6 \left( \frac{1.0 * 0.001054}{0.001369} \right) \right]} \right\}^2 = 1.178$$

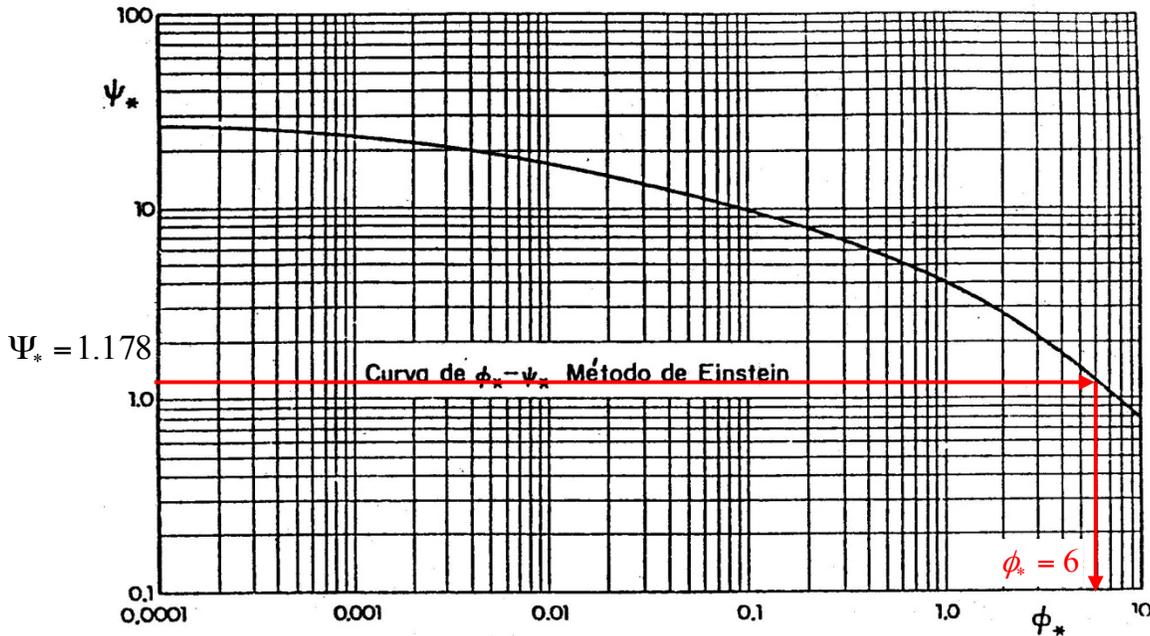


FIGURA 3.13 Función de transporte  $\phi_*$

$$\phi_* = 6$$

$$g_{B1} = 6(0.10)(2650) \sqrt{9.81(1.65)(0.001131)^2} = 0.243 \text{ kg/s-m}$$

$$U_*' = 0.105 \text{ m/s}$$

Calculado previamente

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.001131)^3}} - \sqrt{\frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.001131)^3}} = 0.778$$

$$\omega_s = 0.778 \sqrt{9.81(1.65)(0.001131)} = 0.105 \text{ m/s}$$

$$Z = 2.5 \frac{0.105}{0.105} = 2.514 \text{ Nota: por los decimales en la computadora no es exactamente 2.5}$$

$$A_r = \frac{2(0.001131)}{2.222} = 0.001018 = 1.018 * 10^{-3}$$

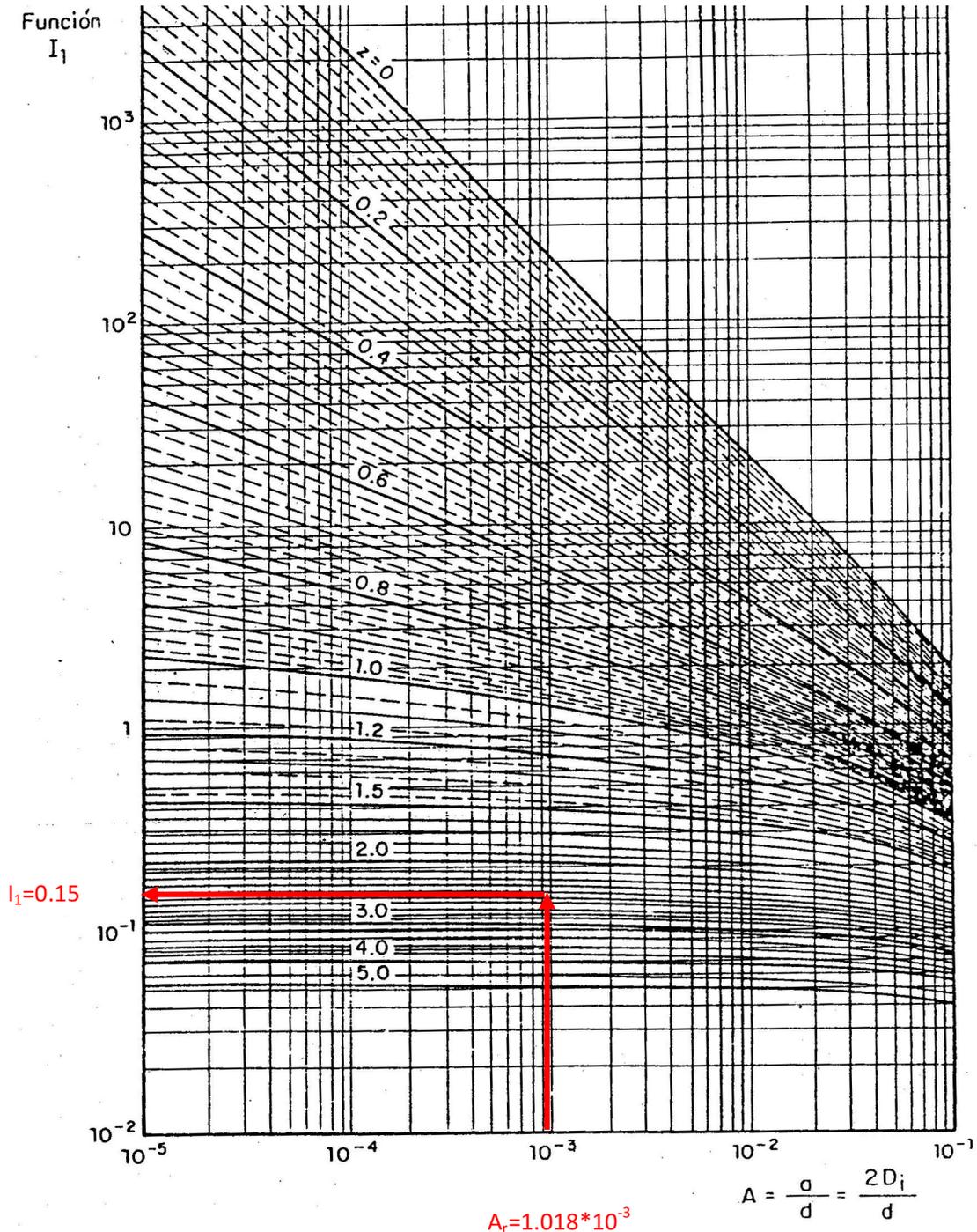


FIGURA 3.14 Valor de  $I_1$  en función del parámetro  $A_r$  para diferentes valores de  $Z$

De la figura 3.14 se determina el valor de la integral  $I_1 = 0.15$

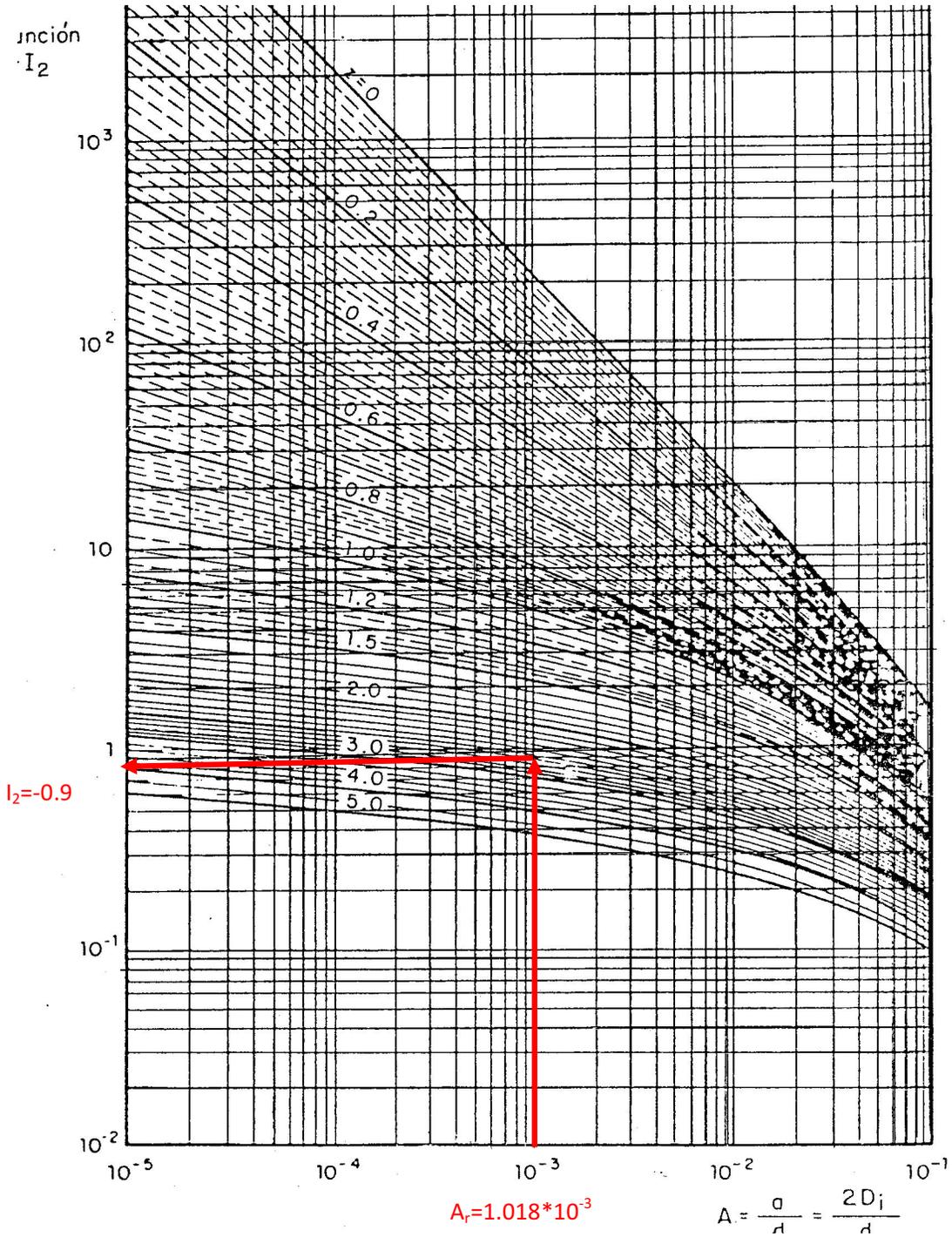


FIGURA 3.15 Valor de  $I_2$  en función del parámetro  $A_r$  para diferentes valores de  $Z$

De la figura 3.15 se determina el valor de la integral  $I_2 = -0.9$

$$P = 2.303 * \log \left[ \frac{30.2(1.00)(2.5)}{0.001369} \right] = 10.920$$

$$g_{BS1} = 0.243[10.92(0.15) - 0.9] = 0.180 \text{ kg/s - m}$$

$$g_{BT1} = 0.243 + 0.180 = 0.423 \text{ kg/s - m}$$

Pi %	Pi %	Zn	Di mm	R <sub>n</sub> ' m	X mm	Di / X	Φ	ε	Y	ψ	φ	Di m	g <sub>Bi</sub> kg/s-m
10	5.00	-1.64485	1.131	1.064	1.054	1.073	1.670	1.100	0.520	1.207	6.000	1.131E-03	0.243
20	20.00	-0.84162	1.220	1.064	1.054	1.157	1.801	1.075	0.520	1.272	5.800	1.220E-03	0.527
40	50.00	0.00000	1.320	1.064	1.054	1.253	1.950	1.050	0.520	1.345	5.700	1.320E-03	1.166
20	80.00	0.84162	1.429	1.064	1.054	1.356	2.110	1.025	0.520	1.421	5.600	1.429E-03	0.645
10	95.00	1.64485	1.541	1.064	1.054	1.462	2.275	1.000	0.520	1.495	5.500	1.541E-03	0.355
													<b>2.935</b>

F <sub>1</sub>	ω <sub>i</sub> m/s	Z <sub>i</sub>	Ar	l <sub>1</sub>	l <sub>2</sub>	P	g <sub>BSi</sub> kg/s-m	g <sub>BTi</sub> kg/s - m
0.778	0.105	2.514	0.0001018	0.150	-0.900	10.920	0.180	0.423
0.782	0.110	2.624	0.0001098	0.133	-0.850	10.920	0.314	0.841
0.786	0.115	2.743	0.001188	0.125	-0.800	10.920	0.659	1.824
0.789	0.120	2.866	0.001286	0.118	-0.750	10.920	0.344	0.988
0.792	0.125	2.987	0.001386	0.110	-0.700	10.920	0.178	0.532
							<b>1.674</b>	<b>4.609</b>

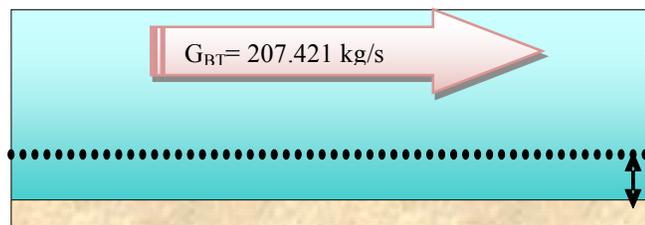
$$g_B = 0.243 + 0.527 + 1.166 + 0.645 + 0.355 = 2.935 \text{ kg/s - m}$$

$$g_{BS} = 0.180 + 0.314 + 0.659 + 0.344 + 0.178 = 1.674 \text{ kg/s - m}$$

$$G_B = 2.935(45) = 132.085 \text{ kg/s}$$

$$G_{BS} = 1.674(45) = 75.336 \text{ kg/s}$$

$$G_{BT} = 132.085 + 75.336 = 207.421 \text{ kg/s}$$



**MÉTODO DE BAGNOLD (cálculo de  $g_B$  y del  $g_{BS}$ )****Fórmulas:**

$$g_B = \frac{\gamma_s \tau_* U D_m^* e_b}{\tan \alpha}$$

$$g_{BS} = \frac{0.01 \gamma_s \tau_* U^2 D_m}{\omega_m}$$

$$\tau_* = \frac{R_H S}{\Delta D_{50}}$$

$$U = 7.58 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456}; \frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \dots \text{Régimen inferior}$$

$$U = 6.25 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352}; \frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382} \dots \text{Régimen superior}$$

$$\omega_m = F_1 \sqrt{g \Delta D_m}$$

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

**Solución:**

Para determinar el transporte de fondo total mediante el método de Bagnold, se determinan previamente las características del flujo y del material que conforma el cauce, como son:

$$\tau_* = 1.044 \quad \text{Calculado previamente}$$

$$\Delta = 1.65 \quad \text{Calculado previamente}$$

Proponiendo régimen inferior

$$U = 3.422 \text{ m/s} \quad \text{Calculado previamente}$$

Verificando el régimen que se presenta

$$952.381 \geq 951.409 \quad \text{Calculado previamente}$$

Cumple con la condición de régimen inferior

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1.007 \cdot 10^{-6})^2}{9.81 \cdot 1.65 \cdot (0.00133)^3}} - \sqrt{\frac{36(1.007 \cdot 10^{-6})^2}{9.81 \cdot 1.65 \cdot (0.00133)^3}} = 0.786$$

$$\omega_m = 0.786 \sqrt{9.81 \cdot 1.65 \cdot 0.00133} = 0.115 \text{ m/s}$$

Con  $U = 3.422 \text{ m/s}$  y  $D_m = 1.33 \text{ mm}$  en la figura 3.16 se puede apreciar que quedan fuera de la gráfica, por lo que en estricto el método no se puede utilizar.

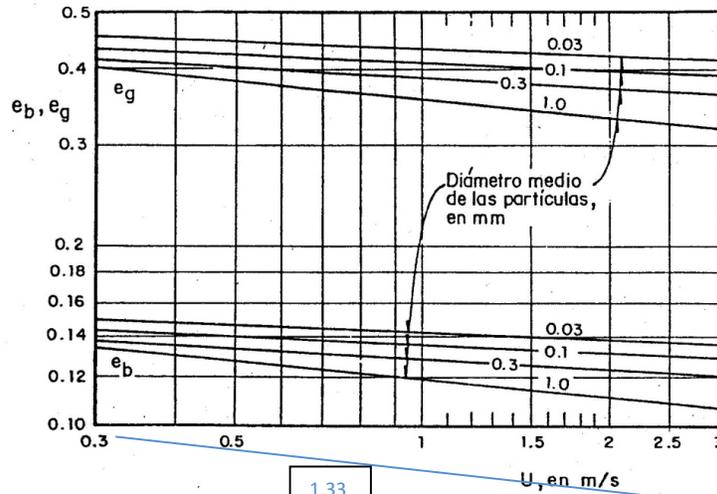


FIGURA 3.16 – Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold.

Sin embargo, con la finalidad de que se vea la aplicación del método se propone la extrapolación de los valores y en éste caso especial se tendría:  $e_b = 0.1$

Tomado  $\tau_* = 1.044$  y  $D_m = 1.33$  mm, de la figura 3.17 se tiene:  $\tan \alpha = 0.38$

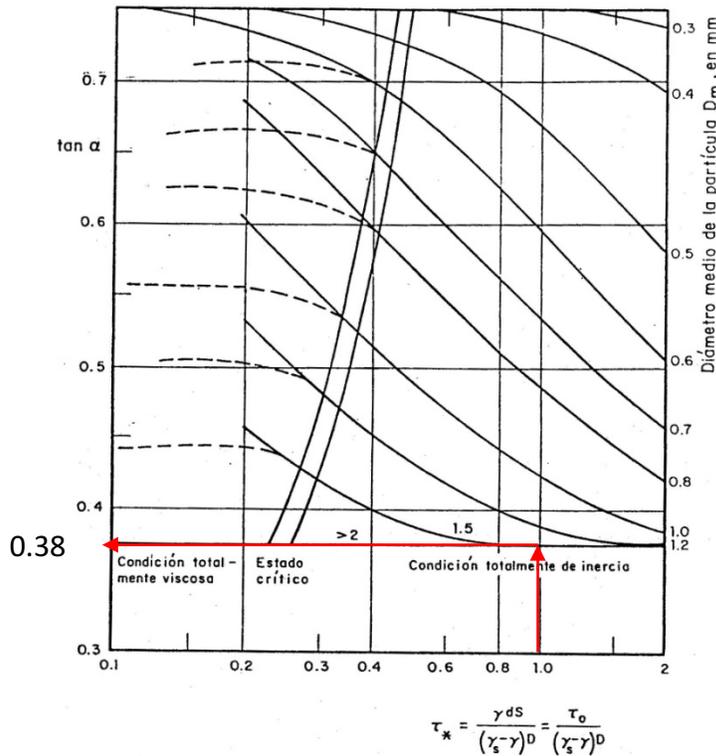


FIGURA 3.17 – Coeficiente de fricción, según Bagnold.

Substituyendo en las fórmulas de Bagnold se tiene:

$$\tau_* = \frac{\gamma dS}{(\gamma_s - \gamma)^D} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)^D}$$

$$g_B = \frac{2650 * 1.044 * 3.422 * 0.00133 * 0.1}{0.38} = 3.289 \text{ kg/s - m}$$

$$g_{BS} = \frac{0.01 * 2650 * 1.044 * 3.422^2 * 0.00133}{0.115} = 3.723 \text{ kg/s - m}$$

$$G_B = 3.289 * 45 = 147.991 \text{ kg/s}$$

$$G_{BS} = 3.723 * 45 = 167.557 \text{ kg/s}$$

$$G_{BT} = 147.991 + 167.557 = 315.548 \text{ kg/s}$$

**NOTA:** No olvidar que los resultados anteriores, en estricto, no se deberán de considerar para el resultado final del problema por no haberse podido leer el valor de  $e_B$ .

**Método de Brooks** (valuando transporte en suspensión  $g_s$ )

**Fórmulas:**

$$G_s = g_s B$$

$$g_s = q C_d \left[ f \left( z, \frac{kU}{U_*} \right) \right]$$

$$f \left( z, \frac{kU}{U_*} \right) \dots \text{fig 3.8}$$

$$z = 2.5 \frac{\omega_i}{U_*}$$

$$k = 0.4$$

Régimen inferior

$$U = 7.58 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} ; \frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350}$$

Régimen superior

$$U = 6.25 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} ; \frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382}$$

$$U_* = \sqrt{g R_h S}$$

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$Q = UA$$

$$C_y = C_a \left[ \frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right]^Z \dots \text{ppm (peso o volumen)}$$

**Nota:** se debe tener especial cuidado en que el exponente "Z" de la ecuación de Rouse, es mayúscula y no confundir con la "z" minúscula que se especifica en la ecuación de Brooks.

$$Z = 2.5 \frac{\omega_i}{U_*'}$$

$$a = 1.5 \text{ m}$$

$$y = \frac{d}{2}$$

$$B = b + 2kd$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

**Solución:**

Para determinar el transporte en suspensión mediante el método de Brooks se deberá determinar el parámetro que está en función de Z calculado previamente en las características transversales de la sección y se propone un régimen de circulación en el flujo acorde a las expresiones propuestas para este método en específico.

$$\Delta = 1.65$$

Calculado previamente

$$\sigma_g = 1.098$$

Calculado previamente

$$k = 2$$

Calculado previamente

$$A = 100m^2$$

Calculado previamente

$$P = 46.180m$$

Calculado previamente

$$R_H = 2.165m$$

Calculado previamente

$$B = 45.000m$$

Calculado previamente

$$U_* = \sqrt{9.812(2.165)(0.00105)} = 0.149m/s$$

$$\omega_{50} = 0.115m/s$$

Calculado previamente

$$U = 3.422m/s$$

Calculado previamente

$$z = 2.5 \frac{0.115}{0.149} = 1.923$$

$$Z = 2.5 \frac{0.115}{0.105} = 2.743$$

$$\frac{kU}{U_*} = \frac{0.4(3.422)}{0.149} = \frac{3.422}{2.5(0.149)} = 9.166$$

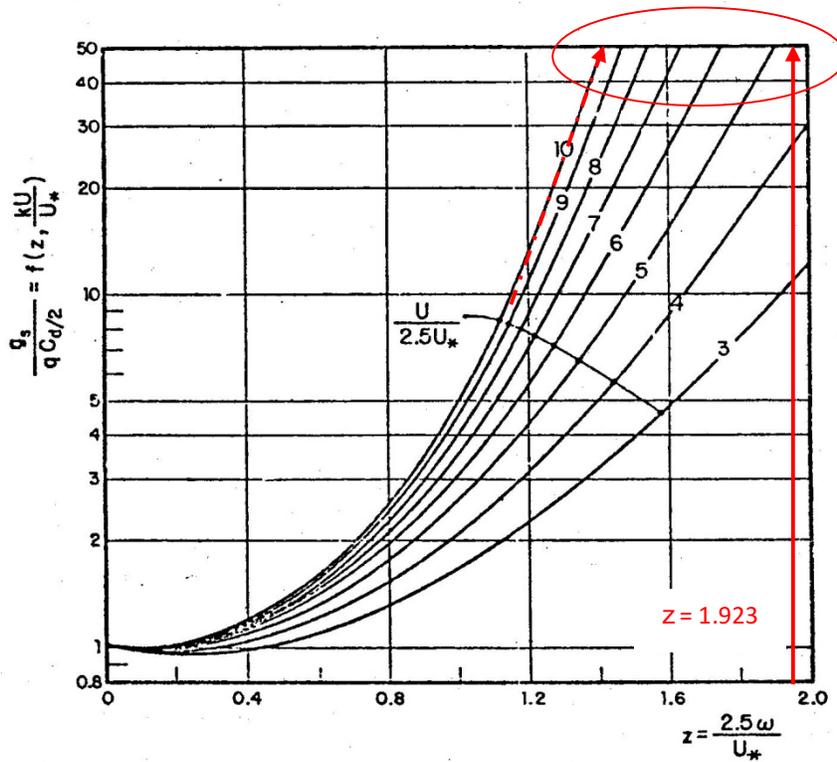


FIGURA 3.18 Transporte en suspensión, según Brooks

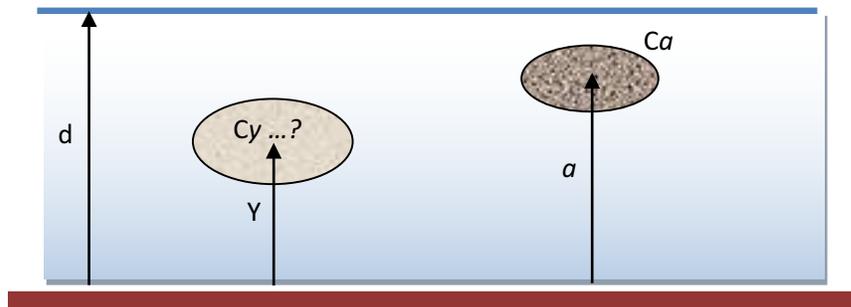
Nota: De acuerdo con los parámetros de la figura 3.18, la intersección de ambos que permite la lectura del coeficiente queda fuera de la gráfica, por lo que este método no puede aplicarse. Sin embargo, con la finalidad de ver cómo se concluiría este ejercicio cuando se pueda leer el coeficiente  $f(z, kU/U_*)$  se terminará el problema, sin que el resultado sea correcto.

SUPONIENDO  $f(1.923, 9.166) = 50$

$$y = \frac{2.5}{2} = 1.25m$$

$$a = 1.5m$$

$$C_y = C_{d/2} = 0.04 \left[ \frac{2.5 - 1.25}{1.25} \frac{1.50}{2.50 - 1.50} \right]^{2.743} = 0.1216 \text{ ppm (peso)} = 0.0001216 \text{ kg/m}^3$$



$$Q = 3.422(100) = 342.225 \frac{m^3}{s}$$

$$q = \frac{342.225}{45} = 7.605 \frac{m^3}{s-m}$$

$$g_s = 7.605(0.0001216)[50] = 0.046 \frac{kg}{s-m}$$

$$G_s = 0.046(45) = 2.081 \text{ kg/s}$$

**Nota:** No olvidar que los resultados anteriores, en estricto, no se deberán de considerar para el resultado final del problema por no haberse podido utilizar la figura 3.18

**Método de Lane y Kalinske** (valuando transporte en suspensión  $g_s$ )

**Fórmulas:**

$$G_s = g_s B$$

$$g_s = q C_a e^{(6zA)} P_1$$

$$A_r = \frac{y}{d}$$

$$P_1 = \frac{1.7n\sqrt{g}}{d^{\frac{1}{6}}}$$

$$C_y = C_a * e^{\left\{ \frac{-15 * \omega_{50} \left( \frac{y-a}{d} \right)}{U_*} \right\}}$$

a es dato, lo mismo que  $C_a$

$$y = 2D_m = 2D_{50}$$

$$z = 2.5 \frac{\omega_{50}}{U_*}$$

Régimen inferior

$$U = 7.58 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} ; \frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350}$$

Régimen superior

$$U = 6.25 \omega_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} ; \frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382}$$

$$\omega_{50} = F_1 \sqrt{g \Delta D_{50}}$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g \Delta D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g \Delta D_{50}^3}}$$

$$U_* = \sqrt{g R_h S}$$

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$Q = UA$$

$$B = b + 2kd$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

k ... Tabla 2.3

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

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

**Solución:**

Para determinar el transporte en suspensión mediante el método de Lane y Kalinske se deberá determinar el parámetro que está en función de Z calculado previamente en las características transversales de la sección y se propone un régimen de circulación en el flujo acorde a las expresiones propuestas para este método en específico.

$$\Delta = 1.65 \quad \text{Calculado previamente}$$

$$\sigma_g = 1.098 \quad \text{Calculado previamente}$$

$$k = 2 \quad \text{Calculado previamente}$$

$$A = 100m^2 \quad \text{Calculado previamente}$$

$$P = 46.180m \quad \text{Calculado previamente}$$

$$R_H = 2.165m \quad \text{Calculado previamente}$$

$$B = 45.000m \quad \text{Calculado previamente}$$

$$U_* = 0.149m/s \quad \text{Calculado previamente}$$

$$\omega_{s0} = 0.115m/s \quad \text{Calculado previamente}$$

Proponiendo régimen inferior

$$U = 3.437m/s \quad \text{Calculado previamente}$$

Verificando el régimen que se presenta

$$952.381 \geq 951.409 \quad \text{Calculado previamente}$$

Cumple con la condición de régimen inferior

$$z = 1.931 \quad \text{Calculado previamente}$$

$$y = 2(0.00133) = 0.00266m$$

$$a = 1.50 m$$

$$C_y = 0.04 * e^{\left\{ \frac{-15(0.115) \left[ \frac{0.00266 - 1.5}{2.50} \right]}{0.149} \right\}} = 40.065 ppm(\textit{peso})$$

$$C_y = 40.065(10^{-3}) = 0.040 kgf / m^3$$

$$P_1 = \frac{1.7(0.028)\sqrt{9.81}}{(2.50)^{\frac{1}{6}}} = 0.128$$

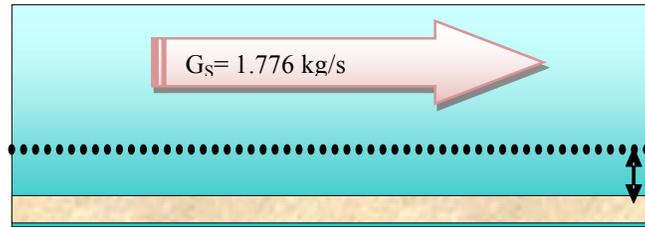
$$A_r = \frac{0.00266}{2.50} = 0.001064$$

$$Q = 343.667 \frac{m^3}{s} \quad \text{Calculado previamente}$$

$$q = 7.637 \frac{m^3}{s - m} \quad \text{Calculado previamente}$$

$$g_s = 7.637(0.040)e^{[6(1.931)(0.001064)]}(0.128) = 0.040 kg / s - m$$

$$G_S = 0.040(45) = 1.776 \text{ kg / s}$$



**Método de Einstein** (valuando transporte en suspensión  $g_s$ )

**Fórmulas:**

$$G_S = g_s B$$

$$g_s = 11.6 U_*' y (C_y) (PI_1 + I_2)$$

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

$$y = 2D_i$$

**Solución:**

Para determinar el transporte en suspensión mediante el método de Einstein, se continúa con el cálculo del transporte de fondo y de fondo en suspensión hecho previamente en páginas anteriores, y de la tabla de su solución, se tomarán los valores necesarios para aplicar este método. La solución se presenta en forma de tabla y sólo para el primer intervalo se muestran los cálculos parciales:

$$y = 2(0.001131) = 0.0023 \text{ m}$$

$$C_y = 0.04 \left[ \frac{2.5 - 0.0023}{0.0023} \frac{1.5}{2.5 - 1.5} \right]^{1.762} = 18,805.914 \text{ ppm (peso)}$$

$$C_y = 18,805.914(10^{-3}) = 18.806 \text{ kg / m}^3$$

$$P = 10.920$$

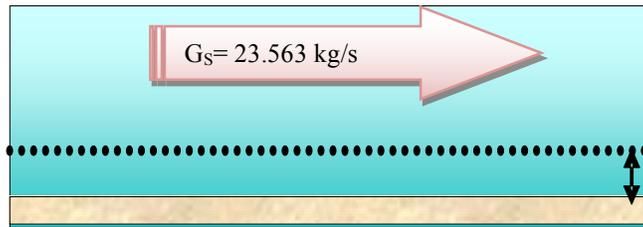
$$I_1 = 0.15$$

$$I_2 = -0.9$$

$$g_s = 11.6(0.105)(0.0023)(18.806)[10.92(0.15) + (-0.9)] = 0.380 \text{ kg / s - m}$$

U*' m/s	y m	z	Cy kg/m <sup>3</sup>	P	l <sub>1</sub>	l <sub>2</sub>	g <sub>si</sub> kg/s - m
0.105	0.0023	1.762	18.806	10.920	0.150	-0.-900	0.038
0.105	0.0024	1.839	29.011	10.920	0.133	-0.850	0.051
0.105	0.0026	1.923	45.947	10.920	0.125	-0.800	0.083
0.105	0.0029	2.009	73.221	10.920	0.118	-0.750	0.135
0.105	0.0031	2.094	114.936	10.920	0.110	-0.700	0.216
							<b>0.524</b>

$$G_s = 0.524(45) = 23.563 \text{ kg / s}$$



**RESUMEN**

TRANSPORTE CALCULADO				
MÉTODO	G <sub>B</sub> kg/s	G <sub>BS</sub> kg/s	G <sub>BT</sub> kg/s	G <sub>S</sub> kg/s
Meyer – Peter – Müller	28.047			
Frijlink	26.974			
Pernecker y Vollmers			622.974	
Engelund y Hansen			557.933	
Graf y Acaroglu			523.180	
Brownlie			184.834	
Brooks				X(2.081)
Lane y Kalinske				1.776
Bagnold	X(147.991)	X(167.557)	X(315.548)	
Einstein	132.085	75.336	207.421	23.563

Como se puede apreciar en el resumen de la tabla anterior, los resultados que se obtienen de la utilización de los métodos para calcular los diferentes tipos de transporte de sedimentos que se pueden presentar en un cauce natural, son muy variados; como se puede constatar en la literatura especializada y de ahí la gran cantidad de métodos que existen para tal fin. Por lo anterior es que resulta de suma importancia el conocimiento de las condiciones físicas en que se encuentra el tramo de cauce en estudio, sobre todo el visualizar y aforar el transporte de sedimentos en suspensión que se presentan en el cauce, aunque sea de forma puntual y en época de avenidas; ya que permitirá formarse un criterio al proyectista y de esa forma combinado con la experiencia, se podrá hacer una selección del método más adecuado, recomendándose constituir una estación de aforo de sedimentos que permita poco a poco calibrar la cuenca hidrológica del cauce de interés.

Del análisis de los resultados, se aprecia que existe una tendencia a que el transporte de fondo total ( $G_{BT}$ ) máximo arroje valores muy variados entre 184.834 y 622.974 kg/s y que presenta congruencia entre los resultados de los métodos de Einstein y Brownlie. Al considerar que el único método que permite calcular el transporte total ( $G_T$ ), sin necesidad de hacer mezcla de resultados entre métodos, es el de Einstein ( $G_B+G_S$ ) es práctica común tomar los resultados de dicho método, pero es muy importante destacar que resulta ser menor el valor de  $G_T$  que el de  $G_{BT}$ , lo cual nos indica que existen problemas en la información que se está proporcionando para analizar el problema, lo cual generalmente se debe a la información de la concentración, por lo que deberá de revisarse dicho valor, antes de poder tomar una decisión definitiva. No debe perderse de vista que en muchos de los problemas de hidráulica fluvial el valor que se busca es el transporte de fondo total ( $G_{BT}$ ), por lo que se pueden utilizar los resultados de los otros métodos que cuantifican dicho transporte. Es importante, para la selección del resultado, tomar en cuenta cual es el fin para el que se está calculando el transporte de sedimentos, es decir, si es para cuantificar la cantidad de sedimentos que llegará a depositarse en un embalse natural (lago, laguna) o artificial (presa), se puede seleccionar el máximo valor, que en éste caso es el método de Perneckner y Volmers, para estar con mayor rango de seguridad.

En concordancia con lo anterior y de conformidad con la tabla 3.5, suponiendo que el problema analizado es para definir el posible azolvamiento de una presa derivadora se selecciona como resultado final el método de Einstein.

**SOLUCIÓN**

$$G_{BT} = 155.649 \text{ kg/s}$$

## EJEMPLOS DEMOSTRATIVOS

**Ejemplo 3.8:** En el río Pitillal, Jalisco, se desea cuantificar el transporte de sedimentos a su desembocadura al océano Pacífico, para definir políticas de desazolve y evitar que se genere un “delta” en su descarga. Los datos del tramo de la carretera de acceso a Puerto Vallarta, hasta la desembocadura son:

**TRAMO DE LA SECCION 0+000 AL 2+120**

**DATOS PARTICULARES:**

ancho del fondo b = 67.00 m	Distribución prob. del tramo: LOGARITMICA	
tirante d = 2.50 m	D50 = 0.70 mm	$\gamma_s = 2,352 \text{ kgf/m}^3$
pendiente tramo S = 0.002278	D84 = 4.00 mm	$\Delta = 1.352$
talud izq. ki = 5	$\sigma_g = 5.714$	T = 25° C
talud der. kd = 4	Concentración sed. = 3.95 ppm-en peso	$V = 8.970E-07 \text{ m}^2/\text{s}$
coeficiente rug. n = 0.022	d concentración = 1.50 m	

**SOLUCIÓN:**

MÉTODO DE MEYER-PETER-MÜLLER		
D90 =	5.441	mm
n' =	0.016	
gb =	7.386	kg/s-m
<b>G<sub>B</sub> =</b>	<b>661.060</b>	<b>kg/s</b>

MÉTODO DE FRIJLINK		
C =	41.804	
$\mu =$	0.501	
q <sub>B</sub> =	0.370	kg/s-m
<b>G<sub>B</sub> =</b>	<b>33.102</b>	<b>kg/s</b>

MÉTODO DE PERNECKER Y VOLLMERS		
$g_B = 25\gamma_s \sqrt{g\Delta D_m^3} \tau_*^{\frac{3}{2}} (\tau_* - 0.04)$		
SIEMPRE Y CUANDO $\tau_* \leq 0.5$		
SINO LO QUE SE CALCULA ES G <sub>BT</sub>		
g <sub>B</sub> =	246.03511	kg/s-m
<b>G<sub>B</sub> =</b>	<b>22020.142</b>	<b>kg/s</b>
		<b>ESTÀ MAL</b>
<b>G<sub>BT</sub> =</b>	<b>22020.142</b>	<b>kg/s</b>
		<b>BIEN</b>

MÉTODO DE ENGELUND Y HANSEN		(valido solo para arenas)	
solución:			
A =	195.625	m <sup>2</sup>	
Pm =	90.055	m	
Rh =	2.172	m	
w <sub>s0</sub> =	0.071	m/s	
para régimen superior		para régimen inferior	
693.130 >	438.982 >	715.159	
<b>REGIMEN SUPERIOR</b>			
U =	1.721	m/s	
B =	89.500	m	
g <sub>BT</sub> =	52.236	kg/s-m	
<b>G<sub>BT</sub> =</b>	<b>4675.105</b>	<b>kg/s</b>	
<b>Q<sub>BT</sub> =</b>	<b>1.988</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	

MÉTODO DE GRAF Y ACAROGLU		
g <sub>BT</sub> =	744.9676858	
<b>G<sub>BT</sub> =</b>	<b>66,674.608</b>	<b>kg/s</b>

MÉTODO DE BROOKS	
a =	1.25 m
y =	1.5 m
$\omega_{50}$ =	0.071 m/s
z =	0.800
Ca =	5.464 kg/m <sup>3</sup>
q =	6.428 m <sup>3</sup> /s-m
0.4U/U* =	5.339
función [] =	1.91
gs =	67.078 kg/s-m
<b>GS =</b>	<b>6,003.455 kg/s</b>

Método de Lane - Kalinske		$g_s = q C_a e^{(6z/d)} P_1$	$P_1 = \frac{1.7n\sqrt{g}}{d^6}$
q =	6.428 m <sup>3</sup> /s-m		
a =	0.001 m		
Ca =	2.183 kg/m <sup>3</sup>	0.0702	$C_y = C_a e^{\left[\frac{-1.5\omega(y-a)}{U_* \left(\frac{y-a}{d}\right)}\right]}$
P1 =	0.101		
A =	0.001		
g <sub>s</sub> =	1.415 kg/s-m		<b>G<sub>s</sub> = 126.620 kg/s</b>
g <sub>s</sub> =	0.045 kg/s-m		<b>G<sub>s</sub> = 4.072 kg/s</b>

MÉTODO DE BAGNOLD	
U =	2.941 m/s
eb =	0.12
$\tau_*$ =	5.229
tang $\alpha$ =	0.38
gb =	7.994 kg/s-m
gbs =	10.558 kg/s-m
gbt =	18.552 kg/s-m
<b>G<sub>BT</sub> =</b>	<b>1,660.402 kg/s</b>

MÉTODO DE EINSTEIN											
TABLA DE CÁLCULO DE CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS											
Rh	U*	$\delta^*$	$ks/\delta^*$	x	ks/x	U	$\psi^*$	U/U**	U**	Rh*	Rh
0.623	0.118	9.90E-05	15.257	1.000	1.51E-03	2.514	0.309	300.000	0.008	0.003	0.626
2.169	0.220	5.31E-05	28.463	1.000	1.51E-03	5.376	0.089	600.000	0.009	0.004	2.172
Zn <sub>35</sub> =	-0.3853	D <sub>35</sub> =	0.324 mm								
Area =	195.625 m <sup>2</sup>	Rh =	2.172 m			$\tau_* =$	5.229				U* = 0.220 m/s
Perímetro =	90.055 m	B =	89.5 m			$\tau_*^*$ =	1.500				ks=D65= 1.510 mm
Rh CALC =	2.17227606										Dm = 0.7 mm

TABLA DE CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS													
pi	pi	zn	Di	Rh	X	Di/X	$\Phi$	$\epsilon$	$\psi_*$	$\phi_*$	D <sub>i</sub> <sup>3/2</sup>	gb	
%	%		(mm)	(m)		(m)					(m <sup>3/2</sup> )	(kg/s-m)	
25	12.5	-1.1503494	0.102	2.169	1.16E-03	0.088	0.028	150	2.694	2.50	1.04E-06	0.006	
25	37.5	-0.3186394	0.369	2.169	1.16E-03	0.317	0.101	8	0.518	17.00	7.08E-06	0.258	
25	62.5	0.31863936	1.329	2.169	1.16E-03	1.142	0.364	1.01	0.235	30.00	4.84E-05	3.111	
25	87.5	1.15034938	4.786	2.169	1.16E-03	4.116	1.310	1	0.840	9.30	3.31E-04	6.594	
											gb =	9.969 kg/s-m	
											GB =	892.188 kg/s	
SI D65/(x $\delta^*$ ) > 1.8 Entonces X=0.77 D65/x; si no X=1.39 $\delta^*$													
D65/(x $\delta^*$ ) = 28.463											D65/( $\delta^*$ ) = 15.257		>>> Y = 0.52
											2.50		$C_y = C_a \left[ \frac{d-y-a}{y-d-a} \right]^Z$

TABLA DE CALCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS (continuación)												
pi	pi	wi	Z	A*	I1	I2	P	gbs	a	z	Ca	gs
%	%	(m/s)						kg/s-m	(m)		kg/m3	kg/s-m
25	12.5	0.007	0.082	8.19E-05	1200.00	-1400.00	10.822	64.252	2.05E-04	0.082	0.021	0.126
25	37.5	0.043	0.488	2.95E-04	22.00	-50.00	10.822	48.493	7.38E-04	0.488	0.255	0.090
25	62.5	0.104	1.179	1.06E-03	1.75	-3.60	10.822	47.717	2.66E-03	1.179	20.437	2.129
25	87.5	0.204	2.320	3.83E-03	0.20	-0.90	10.822	8.337	9.57E-03	2.320	4058.347	125.529
								gbs =	168.800	kg/s-m	gs = 127.87 kg/s-m	
								GBS =	15,107.570	kg/s	GS = 11444.69 kg/s	
								GBT =	15,999.758	kg/s	GT = 16891.95 kg/s	

RESUMEN

RESUMEN	GB (kg/s)	GBS (kg/s)	GBT (kg/s)	GS (kg/s)	GL (kg/s)	G <sub>T</sub> =G <sub>B</sub> +G <sub>L</sub>	G <sub>T</sub> =Combinando	Q <sub>T</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>T</sub> /Q
METODO DE EINSTEIN	892.188	15,107.570	15,999.758	11,444.687	0.000	15,999.758		6.803	1.18%
METODO DE MEYER-PETER-MÜLLER	661.060					12,105.747	*G <sub>s</sub> Einstein	5.147	0.89%
MÉTOD DE FRIJLINK	33.102					11,477.790	*G <sub>s</sub> Einstein	4.880	0.85%
MÉTOD DE PERNECKER Y VOLLMERS			22,020.142			22,020.142	*G <sub>L</sub> Einstein	9.362	1.63%
METODO DE ENGELUND (C-M)			13,645.911			13,645.911	*G <sub>L</sub> Einstein	5.802	1.01%
MÉTOD DE BROWNLIE			28,523.418			28,523.418	*G <sub>L</sub> Einstein	12.127	2.11%
METODO DE BAGNOLD	715.493	944.909	1,660.402			1,660.402	*G <sub>L</sub> Einstein	0.706	0.12%
METODO DE GRAF Y ACAROGLU			66,674.608			66,674.608	*G <sub>L</sub> Einstein	28.348	4.93%
MÉTOD DE ENGELUND Y HANSEN			4,675.105			4,675.105	*G <sub>L</sub> Einstein	1.988	0.35%
MÉTOD DE LANE-KALINSKE				126.620	*	1,018.808	*G <sub>B</sub> Einstein	0.433	0.08%
METODO DE BROOKS				6,003.455		6,895.643	*G <sub>B</sub> Einstein	2.932	0.51%

NOTA: PARA EL MÉTOD DE LANE-KALINSKE SE USO PARA LA CONCENTRACIÓN LA FÓRMULA DE ROUSE

En este ejemplo es conveniente observar que aunque la cantidad de sedimentos trasportados en unidades de peso parecieran muy elevados, en realidad en unidades de volumen no representan un alto porcentaje con respecto al gasto líquido del cauce (ver última columna de la tabla resumen).

En concordancia con lo anterior se selecciona como resultado final el método de Einstein.

SOLUCIÓN  $G_T = 15,999.758 \text{ kg/s}$

o  $Q_{sT} = 6.803 \text{ m}^3/\text{s}$

## 4. ESTABILIDAD DE CAUCES

Cuando se rectifica un cauce y se desea conocer las características geométricas finales o si se desea diseñar un cauce donde existirá transporte de sedimentos se deben utilizar métodos que tomen en cuenta la estabilidad del cauce. Su principal limitante es que no permiten bifurcaciones y formación de islas dentro de él y que todo el gasto debe pasar únicamente por un sólo canal.

La principal utilidad de estos métodos es el predecir las características geométricas y la pendiente de un río cuando se modifica; por ejemplo el hidrograma de escurrimiento o el transporte de sedimentos al disminuir o incrementarse la cantidad de material que transporta el cauce por efectos de la construcción de un embalse o la deforestación respectivamente.



### 4.1 GASTO FORMATIVO

Existen diversos criterios para determinar el gasto formativo, que debe ser representativo del hidrograma anual. Los criterios que proporcionan mejores resultados son:

#### 4.1.1.- GASTO DOMINANTE.

Propuesto por Schaffernak y modificado por la USBR (Oficina de Reclamaciones de los E. U.). El gasto formativo que recibe este nombre es el gasto líquido diario que puede transportar un gasto sólido diario promedio del material del fondo. En épocas de avenidas es cuando se deben obtener los gastos sólidos, ya que en esta época de estiaje generalmente no hay transporte de sedimentos.

#### 4.1.2.- CRITERIO DE LEOPOLD Y MADOK.

Este criterio es el de utilizar el gasto que tiene un periodo de retorno de 1.4 años como gasto formativo. Para obtener este gasto se puede utilizar el método de GUMBEL o cualquier otro método probabilístico.

#### 4.1.3.- CONSIDERANDO EL GASTO FORMATIVO COMO EL GASTO MÁXIMO

Para muchos investigadores el gasto formativo es aquel gasto máximo que puede transportar un cauce sin que existan desbordamientos. Este método no se debe emplear en cauces encañonados.

De estos 3 criterios, el último es el que proporciona mejores resultados; el segundo no tiene ninguna base científica; y el primero generalmente proporciona resultados menores que los otros dos; sin embargo se recomienda utilizar los 3 criterios en el diseño de cauces estables y posteriormente seleccionar el que presente el coeficiente de rugosidad más parecido al del cauce.

## 4.2 PREDICCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DE UN CAUCE NATURAL

Generalmente conociendo el gasto formativo, el transporte de sólidos ( $G_{BT}$ ) y el diámetro representativo del cauce se desea obtener la pendiente, el ancho y el tirante que hagan estable el tramo, para lo cual se utilizan métodos como el de ALTUNIN, MAZA-CRUICKSHANK y el de BLENCH, entre otros. El primero se desarrolló para cauces formados en material grueso con gravas y boleos, el segundo únicamente para cauces arenosos y el tercero tiene mayor aplicación en cauces con márgenes formados con material cohesivo, aunque lo anterior no es limitante definitiva para usarse en otro tipo de cauce.

### 4.2.1 MÉTODO DE ALTUNIN

Para cauces en material granular ALTUNIN propone las siguientes fórmulas para los 3 grados de libertad que son:

VELOCIDAD MEDIA de la corriente que no produce erosión

$$U_{NE} = aV_{\phi}d^{\alpha} \quad (4.1)$$

VELOCIDAD MEDIA de la corriente en función de la resistencia del fondo

$$U_{RF} = kd^zS^x \quad (4.2)$$

La tercera ecuación que propone ALTUNIN es la ecuación de GLUSCHKOV para el ancho  $B$  del cauce basándose en observaciones de secciones naturales

$$B^m = Kd \quad (4.3)$$

Dónde:

$a$  = Es una constante que para planicies vale 1 y para zona intermedia 1.1

$V_{\phi}$  = Velocidad media máxima que soportan las partículas del fondo sin que produzca erosión cuando el tirante es de 1m. Se obtiene con la ayuda de la tabla 4.2, en función del diámetro representativo, en m/s. El diámetro representativo para gastos máximos es el  $D_{90}$ ; para gastos medios de la época de avenidas se usa el  $D_{50}$ , pero se debe multiplicar  $V_{\phi}$  por 1.3; para gastos medios en época de estiaje se usa el  $D_{50}$  pero se debe multiplicar  $V_{\phi}$  por  $(D_{50}/D_{máx})^{1/3}$ .

$\alpha$  = Es el exponente que varía en función del tirante en la sección.

$$\alpha = 1/3 \text{ si } d < 1.5 \text{ m.}$$

$$\alpha = 1/4 \text{ sí } 1.5 < d < 2.5 \text{ m.}$$

$$\alpha = 1/5 \text{ si } d > 2.5 \text{ m.}$$

$k$  = Coeficiente de rugosidad, que de acuerdo con las investigaciones de Altunin para cauces con gravas o diámetros mayores se considera igual a 11.

$z$  = Coeficiente que vale 1/2 para cauces con gravas.

$x$  = Exponente que para cauces con gravas vale 1/3.

$B$  = Ancho de la superficie libre del agua, en m.

$m$  = Exponente que vale 0.5 para ríos en zona montañosa; 1.0 para cauces aluviales; y 0.7 para cauces arenosos. De preferencia se recomienda calcularlo por medio de la siguiente expresión:

$$m = 0.72 \left( \frac{\Delta D_m}{R_h S} \right)^{0.1} \quad (4.4)$$

$A_s$  = Coeficiente dado por la expresión siguiente:

$$A_s = \left[ nK^{\frac{5}{3}} \right]^{\frac{3}{3+5m}} \quad (4.5)$$

En la ecuación 4.5:

$n$  es el coeficiente de rugosidad de Manning.

$K$  es un coeficiente que depende de la resistencia de las orillas, tomando un valor de 3 a 4 para orillas muy resistentes (tipo I); 16 a 20 para material fácilmente erosionable (tipo II); y para material aluvial entre 8 y 12.

En forma general y en forma práctica se puede considerar que  $K$  es igual a 10, sin tener un error considerable. Tanto el valor de " $A_s$ " como de " $m$ " se presentan tabulados en la tabla 4.1

Para una mayor facilidad en la aplicación del método se han elaborado dos tablas con las fórmulas que permiten calcular los parámetros estables de un cauce. La tabla 4.3 para arenas gruesas hasta guijarros y la tabla 4.4 para cauces en gravas o boleas.

Zona del río y condición del cauce	Número de Froude	Parámetro $A_s$ sección tipo		Valor del exponente $m$ cuando $K = 10$	
		I	II	I	II
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras	1.00	0.50	0.75	---	1.00
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boleó y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica.	1.00 – 0.5	0.75	0.90	1.00	0.80
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	0.50 – 0.20	0.90	1.00	0.80	0.75
Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	0.20 – 0.04	1.00	1.10	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado por arena fina					
a) Río caudaloso	0.20 – 0.02	1.10	1.30	0.75	0.70
b) Río poco caudaloso	0.30 – 0.20	1.30	1.70	0.60	0.50

Tabla 4. 1 Valores de  $A$  y  $m$  para cauces estables. Método de Altunin

Diámetro (mm)	$V_\phi$ (m/s)	Diámetro (mm)	$V_\phi$ (m/s)
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

Tabla 4. 2 Valores de la velocidad  $V_\phi$  en función del diámetro representativo del cauce cuando el tirante es de 1m

Variable	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
Primer problema	Datos: Q, $V_\phi$ , $A_s$		
S	$\frac{0.00192 A_s^{0.653} V_\phi^{3.26}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.00163 A_s^{0.563} V_\phi^{3.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.00123 A_s^{0.31} V_\phi^{3.15}}{Q^{0.154}}$
B	$\frac{A_s Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A_s Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A_s Q^{0.5}}{S^{0.2}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
d	$\left(\frac{q}{V_\phi}\right)^{\frac{5}{6}}$	$\left(\frac{q}{V_\phi}\right)^{\frac{4}{9}}$	$\left(\frac{q}{V_\phi}\right)^{\frac{3}{4}}$
Segundo problema	Datos: S, $V_s$ , $A_s$		
d	$\frac{0.732 V_\phi^{\frac{10}{3}}}{(1000S)^{\frac{10}{9}}}$	$\frac{0.685 V_\phi^4}{(1000S)^{\frac{4}{3}}}$	$\frac{0.565 V_\phi^6}{(1000S)^2}$
q	$V_\phi d^{\frac{6}{5}}$	$V_\phi d^{\frac{5}{4}}$	$V_\phi d^{\frac{4}{3}}$
B	$\frac{A_s^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{A_s^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{A_s^2 q}{S^{0.2}}$
Q	$qB$	$qB$	$qB$
Tercer problema	Datos: Q, S, $A_s$		
$V_\phi$	$\frac{0.817 Q^{0.1} (1000S)^{0.307}}{A_s^{0.2}}$	$\frac{0.855 Q^{0.083} (1000S)^{0.312}}{A_s^{0.176}}$	$\frac{0.943 Q^{0.049} (1000S)^{0.317}}{A_s^{0.1}}$
B	$\frac{A_s Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A_s Q^{0.5}}{S^{0.2}}$	$\frac{A_s Q^{0.5}}{S^{0.2}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
d	$\left(\frac{q}{V_\phi}\right)^{\frac{5}{6}}$	$\left(\frac{q}{V_\phi}\right)^{\frac{4}{9}}$	$\left(\frac{q}{V_\phi}\right)^{\frac{3}{4}}$

Tabla 4. 3 Fórmulas de diseño para canales estables con arenas gruesas hasta guijarros.

Método de Altunin.

Variable	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
d Tirante estable	$\frac{0.732V_{\phi}^{10}}{(1000S)^{\frac{10}{9}}}$	$\frac{0.685V_{\phi}^4}{(1000S)^{\frac{4}{3}}}$	$\frac{0.565V_{\phi}^6}{(1000S)^2}$
U Velocidad Media	$\frac{0.939V_{\phi}^{\frac{5}{3}}}{(1000S)^{\frac{2}{9}}}$	$\frac{0.909V_{\phi}^3}{(1000S)^{\frac{1}{3}}}$	$\frac{0.835V_{\phi}^3}{(1000S)^{\frac{2}{9}}}$
q Gasto Unitario	$\frac{0.686V_{\phi}^5}{(1000S)^{\frac{4}{3}}}$	$\frac{0.623V_{\phi}^6}{(1000S)^{\frac{5}{3}}}$	$\frac{0.471V_{\phi}^9}{(1000S)^{\frac{8}{3}}}$
Q Gasto de agua en un brazo estable	$\frac{7.46A_s^2V_{\phi}^{10}}{(1000S)^{3.07}}$	$\frac{6.20A_s^2V_{\phi}^{12}}{(1000S)^{3.73}}$	$\frac{3.50A_sV_{\phi}^{18}}{(1000S)^{5.73}}$
S Pendiente del curso estable	$\frac{0.00192A_s^{0.653}V_{\phi}^{3.26}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.00163A_s^{0.563}V_{\phi}^{3.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.00123A_s^{0.31}V_{\phi}^{3.15}}{Q^{0.154}}$
$V_{\phi}$ Velocidad de formación	$\frac{6.85Q^{0.10}S^{0.307}}{A_s^{0.2}}$	$\frac{7.40Q^{0.083}S^{0.312}}{A_s^{0.175}}$	$\frac{8.45Q^{0.049}S^{0.317}}{A_s^{0.10}}$

Tabla 4. 4 Fórmulas de diseño para canales estables en gravas y boleos. (Partículas con diámetro mayor de 1 mm). Método de Altunin.

#### 4.2.2 MÉTODO DE MAZA - CRUICKSHANK

El método fue propuesto en 1973, que hace intervenir tres ecuaciones: una de fricción que es la correspondiente a las fórmulas de Cruickshank-Maza; otra de arrastre que es la de Meyer-Peter-Müller o la de Engelund; y como tercera ecuación la de Glushkov.

Conocidos algunos parámetros que intervienen en las ecuaciones anteriores y el gasto formativo, gasto de fondo total  $Q_{BT}$ , los autores propusieron originalmente tres ecuaciones para régimen inferior y tres para régimen superior (ref. 1):

Para régimen **Inferior**:

$$B = \frac{0.368D_{84}^{0.24}K^{0.7}Q^{0.63}}{w_{50}^{0.39}\Delta^{0.238}g^{0.06}D_{35}^{0.118}Q_{BT}^{0.119}} \quad (4.6)$$

$$d = \frac{0.468 D_{84}^{0.173} Q^{0.44}}{w_{50}^{0.274} \Delta^{0.166} g^{0.041} K^{0.51} D_{35}^{0.083} Q_{BT}^{0.083}} \quad (4.7)$$

$$S = \frac{3.215 \Delta^{1.12} g^{0.28} K^{0.294} D_{35}^{0.56} Q_{BT}^{0.56} D_{84}^{0.223}}{w_{50}^{0.252} Q^{0.768}} \quad (4.8)$$

Para régimen **Superior**:

$$B = \frac{0.37 D_{84}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.596}}{w_{50}^{0.406} \Delta^{0.19} g^{0.048} D_{35}^{0.095} Q_{BT}^{0.095}} \quad (4.9)$$

$$d = \frac{0.5 D_{84}^{0.183} Q^{0.41}}{w_{50}^{0.283} \Delta^{0.133} g^{0.033} K^{0.5} D_{35}^{0.067} Q_{BT}^{0.067}} \quad (4.10)$$

$$S = \frac{3.5 \Delta^{1.16} g^{0.261} K^{0.309} D_{35}^{0.581} Q_{BT}^{0.581} D_{84}^{0.235}}{w_{50}^{0.365} Q^{0.797}} \quad (4.11)$$

Posteriormente, los investigadores propusieron clasificar en tres grupos las ecuaciones de diseño según las características del transporte de sedimentos con la finalidad de encontrar una mejor aplicación de éste método:

#### GRUPO I

Ecuaciones de diseño para material granular y todas las condiciones de transporte.

Para condición de poco transporte de sedimentos:

$$B = 2.32(nQ)^{0.55} K^{0.642} N^{0.275} \quad (4.12)$$

$$d = \frac{1.8(nQ)^{0.385} K^{0.193}}{N^{0.55}} \quad (4.13)$$

$$S = \frac{0.0261 K^{0.55}}{(n/Q)^{0.385} N^{1.193}} \quad (4.14)$$

Para condición de alto transporte de sedimentos:

$$B = (nQ)^{0.674} \left( \frac{E}{Q_B} \right)^{0.225} K^{0.787} \quad (4.15)$$

$$d = (nQ)^{0.472} \left( \frac{E}{Q_B} \right)^{0.157} \left( \frac{1}{K} \right)^{0.449} \quad (4.16)$$

$$S = \frac{(Q_B)^{0.974}}{E^{0.974} (nQ)^{0.921} K^{0.075}} \quad (4.17)$$

En las ecuaciones anteriores se tiene:

$$N = \frac{\left( \frac{n'}{n} \right)^{1.5}}{\Delta D_m} \quad (4.18)$$

## GRUPO II

Ecuaciones de diseño para canales arenosos y transporte de sedimentos:

$$B = \frac{0.308 D_{84}^{0.248} K^{0.7} Q^{0.63}}{w_{50}^{0.39} \Delta^{0.275} g^{0.048} (D_{35} Q_{BT})^{0.119}} \quad (4.19)$$

$$d = \frac{0.439 D_{84}^{0.174} Q^{0.441}}{w_{50}^{0.274} (g\Delta)^{0.042} K^{0.51} (D_{35} Q_{BT})^{0.083}} \quad (4.20)$$

$$S = \frac{2.967 Q_{BT}^{0.562} D_{84}^{0.223} K^{0.296} \Delta^{1.278} g^{0.280} D_{35}^{0.560}}{w_{50}^{0.352} Q^{0.767}} \quad (4.21)$$

## GRUPO III

Ecuaciones de diseño para canales arenoso y todas las condiciones de transporte.

- Para condición de poco o nulo transporte de sedimentos:

$$B = 2.147 N^{0.25} K^{0.646} \left( \frac{Q}{\alpha} \right)^{0.548} \quad (4.22)$$

$$d = \frac{1.707 N^{0.175} \left( \frac{Q}{\alpha} \right)^{0.384}}{K^{0.548}} \quad (4.23)$$

$$S = \frac{0.0275 K^{0.548} (\alpha/Q)^{0.384}}{N^{1.175}} \quad (4.24)$$

- Para condición de alto transporte de sedimentos:

$$B = \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.658} \left(\frac{E}{Q_B}\right)^{0.2} K^{0.775} \quad (4.25)$$

$$d = \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.461} \left(\frac{E}{Q_B}\right)^{0.14} \left(\frac{1}{K}\right)^{0.458} \quad (4.26)$$

$$S = \frac{\left(\frac{Q_B}{E}\right)^{0.94}}{\left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.899} K^{0.059}} \quad (4.27)$$

En las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\alpha = \frac{7.58w_{50}}{D_{84}^{0.634} \Delta^{0.456}} \quad (4.28)$$

$$E = \frac{8g^{0.5} \left(\frac{n'}{n}\right)^{\frac{9}{4}}}{\Delta} \quad (4.29)$$

#### 4.2.3 MÉTODO DE BLENCH.

Para cauces arenosos o con material cohesivo. Se desarrolló originalmente en la India para canales de riego. Según Blench las tres ecuaciones de diseño para calcular las características geométricas y la pendiente de un canal estable son:

$$B = 1.81 \left(\frac{F_b Q}{F_s}\right)^{1/2} \quad (4.30)$$

$$d = \left(\frac{F_s Q}{F_b^2}\right)^{1/3} \quad (4.31)$$

$$S = \frac{0.56(1 + 0.012C_s)F_b^{5/6} F_s^{1/12}}{KQ^{1/6} \left(1 + \frac{C_s}{2330}\right)} \quad (4.32)$$

DONDE:

$F_b$  = Factor de fondo, cuyos valores promedio son: 0.8 para material fino y 1.2 para material grueso, pero se recomienda calcularlo por medio de las siguientes ecuaciones:

- Para poco arrastre de sedimentos (menos del 5% del gasto líquido) y fondo arenoso:

$$F_b = 1.9\sqrt{D_m} \quad (4.33)$$

- Para arrastre de sedimentos y fondo arenoso:

$$F_b = 1.9\sqrt{D_m} (1 + 0.012C_s) \quad (4.34)$$

$D_m$  = Diámetro medio, en mm.

$F_s$  = Factor de orilla, cuyos valores son: 0.1 para material suelto; 0.2 para material ligeramente cohesivo; y 0.3 para material cohesivo.

$C_s$  = Concentración de sedimentos, se obtiene de dividir el peso seco del material arrastrado en la capa de fondo ( $G_{BT}$ ), entre el peso total del líquido, ambos en segundos, en partes por millón en peso.

$K$  = coeficiente que se puede calcular con la siguiente fórmula

$$K = \frac{6.03g}{v^4} \quad (4.35)$$

Blench recomienda su método para canales con márgenes más o menos cohesivos, aplicándolo con cuidado para materiales gruesos y sobre todo en ríos, donde el proyectista debe conocer bien el tramo en estudio.

En forma general se recomienda la aplicación de los tres métodos antes descritos para cualquier tipo de canal o río y posteriormente por medio del coeficiente de rugosidad de Robert Manning, seleccionar el que más se asemeje al coeficiente real.

## EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO

**EJEMPLO 4.1:** Determinar las características estables de un cauce que tiene una granulometría arenosa con distribución log-normal, cuyos parámetros son:  $D_{50} = 2 \text{ mm}$  y  $\sigma_g = 2$ . El transporte total de fondo es de  $0.005 \text{ m}^3/\text{s}$  y el coeficiente de Manning es de 0.025; adicionalmente se cuenta con el siguiente registro de gastos máximos anuales:

Año	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994
Q (m <sup>3</sup> /s)	233.70	195.40	187.30	201.39	239.40	225.70	200.42	199.90	255.30	187.30

**Determinando el gasto formativo**

$$Q_{T_r} = \bar{Q} + \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left[ \bar{Y}_N - \text{Ln} \left( \text{Ln} \left( \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(Q_i - \bar{Q})^2}{n-1}}$$

$$\bar{Q} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{n}$$

$$\bar{Y}_N, \sigma_N \dots \text{Anexo I}$$

$N$  = número de datos

$T_r$  ... propuesto (años)

**Solución:**

Antes de resolver el problema se determinará el gasto formativo empleando el método de Gumbel, en este caso el periodo de retorno asignado será de 1.4 años

$$T_r = 1.4 \text{ años}$$

$$N = 10$$

$$\bar{Y}_{10} = 0.4952$$

$$\sigma_{10} = 0.9497$$

$$\bar{Q} = \frac{233.70 + 195.40 + \dots + 255.30 + 187.30}{10} = 212.581 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{(233.70 - 212.581)^2 + \dots + (187.30 - 212.581)^2}{10 - 1}} = 23.967 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{1.4} = 212.581 + \frac{23.967}{0.9497} \left[ 0.4952 - \text{Ln} \left( \text{Ln} \left( \frac{1.4}{1.4 - 1} \right) \right) \right] = 219.391 \text{ m}^3 / \text{s}$$

### Método de Altunin

Datos:

Material Arenoso

Distribución Log-normal

$D_{50} = 2.0 \text{ mm}$

$\sigma_g = 2$

$Q_{BT} = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$

$n = 0.025$

$Q_{1.4} = 219.391 \text{ m}^3/\text{s}$

Fórmulas:

$$n = \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3} Q}$$

$$m = 0.72 \left( \frac{\Delta D_m}{R_h S} \right)^{0.1} \text{ Depende de las características estables de } R_h \text{ y } S$$

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

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$b = B - 2kd$$

$k$  ... Tabla 2.3

$d$  ... Tabla 4.3  $\Rightarrow f(\alpha)$

$q$  ... Tabla 4.3  $\Rightarrow f(\alpha)$

$B$  ... Tabla 4.3  $\Rightarrow f(\alpha)$

$S$  ... Tabla 4.3  $\Rightarrow f(\alpha)$

$\alpha$  ... Propuesto

$$A_s = \left[ nK^{\frac{5}{3}} \right]^{\frac{3}{3+5m}}$$

$m$  ... Tabla 4.1 Valor para proponer e iniciar las iteraciones.

$K$  ... Tabla 4.1

$V_\phi$  ... Tabla 4.2  $\Rightarrow fD_{90}$

$$D_n = D_{50}(\sigma_g)^{zn}$$

#### Solución:

Para diseñar la sección estable del cauce se toman los valores propuestos de “ $m$ ” y “ $K$ ” en la tabla 4.1, a continuación se propondrá primero el valor de “ $\alpha$ ” el cual identifica a un grupo de ecuaciones ( $B$ ,  $S$ ,  $q$ ,  $d$ , etc.) en función del tirante que se presentara en el cauce, en caso de haber supuesto mal el grupo se rectifica antes de seguir el cálculo, al final se verifica que el valor “ $m$ ” calculado sea igual al propuesto de lo contrario se reinicia el cálculo.

Para definir el valor de  $V_\phi$  se debe tomar en cuenta que el diámetro representativo para gastos máximos es el  $D_{90}$ , y para generarlo se procede de la siguiente forma:

$$D_{90} = 2(2)^{1.28155} = 4.862 \text{ mm}$$

De la tabla 4.2, se interpola la velocidad para el diámetro  $D_{90}$  calculado, se muestra el intervalo donde se realiza la interpolación.

Diámetro (mm)	$V_\phi$ (m/s)
2.5	0.75
5	0.80

**TABLA 4.2** Valores de la velocidad  $V_\phi$  en función del diámetro representativo del cauce

De la interpolación se obtiene:

$$V_{\phi} = 0.790 \text{ m/s}$$

$K = 10$  de conformidad a lo recomendado en la explicación del método.

Para el valor de “m” no se conocen aun los valores estables de  $Rh$  y  $S$ , por lo que para tener una idea de su valor, se puede utilizar la tabla 4.1 y en función del tipo de material (la subclasificación I y II refiere a material resistente y fácilmente erosionable respectivamente), proponer un valor inicial

Zona del río y condición del cauce	Número de Froude	Parámetro $A_s$		Valor del exponente $m$ cuando $K = 10$	
		Tipo de sección		Tipo de sección	
		I	II	I	II
Zona intermedia. Cauce formado por <b>arena gruesa, media y fina</b> . Corriente tranquila.	0.20 – 0.04	1.00	1.10	0.75	0.70

TABLA 4.1 Valores de  $A$  y  $m$  para cauces estables. Método de Altunin

Se propone un valor inicial de  $m = 0.70$

$$A_s = \left[ 0.025(10)^{\frac{5}{3}} \right]^{\frac{3}{3+5(0.70)}} = 1.071$$

Proponiendo

$$\alpha = 1/5$$

Observando la tabla 4.3 y en función de los datos con que se cuenta hasta el momento se tiene un problema del primer tipo:

Variables	Datos
Primer problema	$Q, V_{\phi}, A_s$
Segundo problema	$S, V_{\phi}, A_s$
Tercer problema	$Q, S, A_s$

Entonces se utilizarán las ecuación que corresponden al primer tipo de problema y para un valor  $\alpha = 1/5$ , es decir que el tirante estable "d" debe ser mayor de 2.5 m ( $d > 2.5$  m), lo cual se deberá verificar posteriormente.

$$S = \frac{0.00192 * A_s^{0.653} * V_\phi^{3.26}}{Q^{0.326}} = \frac{0.00192(1.071)^{0.653}(0.790)^{3.26}}{219.391^{0.326}} = 0.0001609$$

$$B = \frac{A_s * Q^{0.5}}{S^{0.2}} = \frac{1.071 * (219.391)^{0.5}}{0.0001609^{0.2}} = 91.017 \text{ m}$$

$$q = \frac{219.391}{91.017} = 2.410 \frac{\text{m}^3}{\text{s} - \text{m}}$$

$$d = \left( \frac{q}{V_\phi} \right)^{\frac{5}{6}} = \left( \frac{2.410}{0.790} \right)^{\frac{5}{6}} = 2.532 \text{ m}$$

Aquí se aprecia que el tirante es 2.532 m, mayor que 2.5 m ( $\alpha = 1/5$ ) por lo que las ecuaciones utilizadas fueron las correctas en caso contrario se selecciona el grupo adecuado ( $\alpha = 1/4$  ó  $\alpha = 1/3$ ), sin embargo aún falta verificar el valor supuesto de "m", por lo que no es totalmente correcto.

$$k = 2$$

$$b = 91.017 - (2)(2)(2.532) = 80.838 \text{ m}$$

$$A = 80.838(2.532) + 2(2.532)^2 = 217.605 \text{ m}^2$$

$$P = 80.838 + 2(2.532)\sqrt{1 + (2)^2} = 86.500 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{228.698}{95.328} = 2.399 \text{ m} \quad R_h = \frac{217.605}{86.500} = 2.516 \text{ m}$$

$$\Delta = 1.65$$

Calculado previamente

Para comprobar el valor supuesto de "m", se utiliza la ecuación 4.4, por lo que al tener una distribución probabilística log-normal,  $D_{50} \neq D_m$  y por lo tanto se necesita generar dicho diámetro con la fórmula 1.18

$$D_m = D_{50} * e^{\left[ \frac{1}{2} * \ln^2(\sigma_g) \right]} = 2 * (2.718282)^{\left[ \frac{1}{2} * \ln^2(2) \right]} = 2.543 \text{ mm} = 0.002543 \text{ m}$$

$$m = 0.72 \left[ \frac{1.65(0.002543)}{2.516(0.0001609)} \right]^{0.1} = 0.910$$

Se aprecia que el valor de "m" resultó diferente al tomado al inicio del ejercicio (recomendado en la tabla 4.2), por lo que se tomará el valor calculado para repetir todo el proceso hasta que el propuesto

y el calculado sean iguales, cuidando dentro de cada proceso iterativo que se sigan respetando las ecuaciones para el valor de  $\alpha$  propuesto.

$$m = 0.910$$

$$K = 10$$

$$A_s = 1.601$$

$$\alpha = 1.5$$

$$S = \frac{0.00192 * A_s^{0.653} * V_\phi^{3.26}}{Q^{0.326}} = \frac{0.00192(1.601)^{0.653}(0.790)^{3.26}}{219.391^{0.326}} = 0.00016$$

$$B = \frac{A_s * Q^{0.5}}{S^{0.2}} = \frac{1.601 * (219.391)^{0.5}}{0.00016^{0.2}} = 90.264 \text{ m}$$

$$q = \frac{219.391}{90.264} = 2.431 \frac{m^3}{s - m}$$

$$d = \left(\frac{q}{V_\phi}\right)^{\frac{5}{6}} = \left(\frac{2.431}{0.790}\right)^{\frac{5}{6}} = 2.550 \text{ m} ; \text{ Cumple con } \alpha = 1/5$$

$$b = 90.264 - (2)(2)(2.550) = 80.014 \text{ m}$$

$$A = 80.014(2.550) + 2(2.550)^2 = 217.106 \text{ m}^2$$

$$P = 80.014 + 2(2.550)\sqrt{1 + (2)^2} = 85.716 \text{ m}$$

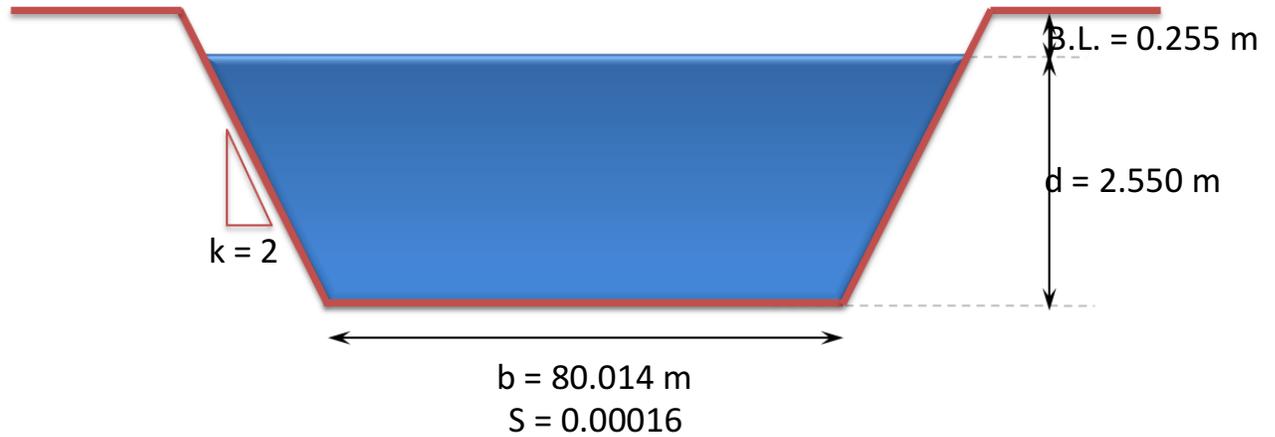
$$R_h = \frac{217.106}{85.716} = 2.533 \text{ m}$$

$$m = 0.72 \left[ \frac{1.65(0.002543)}{2.533(0.00016)} \right]^{0.1} = 0.910$$

Como los valores inicial y final de "m" son iguales se ha concluido el método, por último se determina el cambio en la rugosidad de la sección diseñada

$$n = \frac{(217.106)^{5/3}(0.00016)^{1/2}}{(85.716)^{2/3}(219.391)} = 0.022$$

**CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL CAUCE DISEÑADO**  
Método de Altunin



**Método de Maza - Cruickshank**

Fórmulas:

$$n = \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3} Q}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$b = B - 2kd$$

*Régimen inferior*

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

$$B = \frac{0.368 D_{84}^{0.24} K^{0.7} Q^{0.63}}{\omega_{50}^{0.39} \Delta^{0.238} g^{0.06} D_{35}^{0.118} Q_{BT}^{0.119}}$$

$$d = \frac{0.468 D_{84}^{0.173} Q^{0.44}}{\omega_{50}^{0.274} \Delta^{0.166} g^{0.041} K^{0.51} D_{35}^{0.083} Q_{BT}^{0.083}}$$

$$S = \frac{3.215 \Delta^{1.12} g^{0.28} K^{0.294} D_{35}^{0.56} Q_{BT}^{0.56} D_{84}^{0.223}}{\omega_{50}^{0.252} Q^{0.768}}$$

$$K = 10$$

$$\omega_{50} = F_1 \sqrt{g \Delta D_{50}}$$

*Régimen superior*

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

$$B = \frac{0.37 D_{84}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.596}}{\omega_{50}^{0.406} \Delta^{0.19} g^{0.048} D_{35}^{0.095} Q_{BT}^{0.095}}$$

$$d = \frac{0.5 D_{84}^{0.183} Q^{0.41}}{\omega_{50}^{0.283} \Delta^{0.133} g^{0.033} K^{0.5} D_{35}^{0.067} Q_{BT}^{0.067}}$$

$$S = \frac{3.5 \Delta^{1.16} g^{0.261} K^{0.309} D_{35}^{0.581} Q_{BT}^{0.581} D_{84}^{0.235}}{\omega_{50}^{0.365} Q^{0.797}}$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g\Delta D_{50}^3}}$$

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

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Z_n}$$

**Solución:**

Para diseñar la sección estable mediante el método de Maza – Cruickshank se supondrá el régimen de flujo para ocupar las expresiones propuestas por los autores, se verificara antes de calcular la sección geométrica y sus características hidráulicas para finalmente determinar el valor de la rugosidad en la sección.

$$D_{50} = 0.002m \text{ Dato}$$

$$D_{35} = 2(2)^{-0.38532} = 1.531mm = 0.001531m$$

$$D_{84} = 2(2)^{0.99446} = 4.0mm = 0.004m$$

$$\Delta = 1.65$$

Calculado previamente

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.002)^3}} - \sqrt{\frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.002)^3}} = 0.80$$

$$\omega_{50} = 0.80 \sqrt{9.81(1.65)(0.002)} = 0.144m/s$$

$$K = 10$$

Se supone el régimen inferior para determinar las características estables de la sección.

$$d = \frac{0.468(0.004)^{0.173} (219.391)^{0.44}}{(0.144)^{0.274} (1.65)^{0.166} (9.81)^{0.041} (10)^{0.51} (0.001531)^{0.083} (0.005)^{0.083}} = 2.260m$$

$$S = \frac{3.215(1.65)^{1.12} (9.81)^{0.28} (10)^{0.294} (0.001531)^{0.56} (0.005)^{0.56} (0.004)^{0.223}}{(0.114)^{0.252} (219.391)^{0.768}} = 0.00022$$

$$B = \frac{0.368(0.004)^{0.24} (10)^{0.7} (219.391)^{0.63}}{(0.144)^{0.39} (1.65)^{0.238} (9.81)^{0.06} (0.001531)^{0.118} (0.005)^{0.119}} = 93.667m$$

Verificando el régimen supuesto con apoyo de las condiciones del Método de Cruickshank – Maza

$$\frac{1}{0.00022} > 83.5 \left( \frac{2.260}{1.65 * 0.004} \right)^{0.350}$$

$$4,604.341 > 643.835$$

Cumple con la condición de régimen inferior, así que fue bien supuesto

$$b = 93.667 - 2(2)(2.260) = 84.627m$$

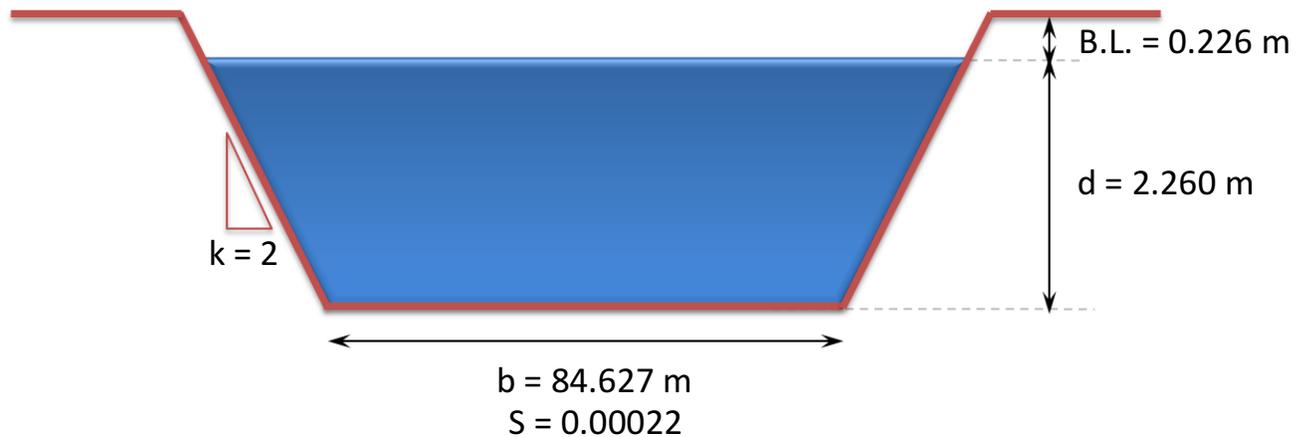
$$A = 84.627(2.260) + 2(2.260)^2 = 201.460m^2$$

$$P = 84.627 + 2(2.260)\sqrt{1 + (2)^2} = 94.734m$$

$$R_h = \frac{201.460}{94.734} = 2.127$$

$$n = \frac{(201.460)^{5/3}(0.00022)^{1/2}}{(94.734)^{2/3}(219.391)} = 0.022$$

### CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL CAUCE DISEÑADO MÉTODO DE MAZA – CRUICKSHANK



#### Método de Maza – Cruickshank Modificado

Fórmulas:

$$n = \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3} Q}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$b = B - 2kd$$

**B, d, S son función del tipo de material y del transporte de sedimentos**

$$\text{Condición de transporte} = \frac{Q_{BT}}{Q_{1.4}} \Rightarrow \begin{cases} > 5\% \text{ Mucho transporte de sedimentos} \\ < 5\% \text{ Poco transporte de sedimentos} \end{cases}$$

Como se verá más adelante cuando se calcule la condición de transporte, se definirá que al tener un material arenoso y como es poco transporte de sedimentos se utilizará las ecuaciones del grupo III cuyas ecuaciones para calcular las incógnitas son:

$$B = 2.147N^{0.25}K^{0.646}\left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.548}$$

$$d = \frac{1.707N^{0.175}\left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.384}}{K^{0.548}}$$

$$S = \frac{0.0275K^{0.548}\left(\alpha/Q\right)^{0.384}}{N^{1.175}}$$

Donde:  $K = 10$

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

$$\omega_m = F_1\sqrt{g\Delta D_m}$$

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

$$E = \frac{8g^{0.5}\left(\frac{n'}{n}\right)^{\frac{9}{4}}}{\Delta}$$

$$N = \frac{\left(\frac{n'}{n}\right)^{1.5}}{\Delta D_m}$$

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

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

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Zn}$$

$$D_m = D_{50} e^{\left[ \frac{1}{2} \ln^2 \sigma_g \right]}$$

**Solución:**

Para diseñar la sección estable mediante el método de Maza – Cruickshank Modificado primero se deberá seleccionar el grupo de ecuaciones que corresponden al tirante, la pendiente y el ancho de superficie libre en función del tipo de material, enseguida se procede a las ecuaciones específicas dentro del grupo en función del transporte de sedimentos que se presenta, para ello se deberá verificar previamente si se están transportando muchos o pocos sedimentos, para ello se relacionan los gastos.

$$D_m = 0.002543m \quad \text{Calculado previamente}$$

$$D_{84} = 2(2)^{0.99446} = 4.0mm = 0.004m \quad \text{Calculado previamente}$$

$$D_{90} = 2(2)^{1.2816} = 4.862mm = 0.004862m$$

$$n' = \frac{(0.004862)^{\frac{1}{6}}}{26} = 0.0158$$

$$\Delta = 1.65 \quad \text{Calculado previamente}$$

$$N = \frac{\left( \frac{0.0158}{0.025} \right)^{1.5}}{1.65(0.002543)} = 120.086$$

$$E = \frac{8(9.81)^{0.5} \left( \frac{0.0158}{0.025} \right)^{\frac{9}{4}}}{1.65} = 5.432$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.002543)^3}} - \sqrt{\frac{36(1.007 \times 10^{-6})^2}{9.81(1.65)(0.002543)^3}} = 0.80$$

$$\omega_m = 0.80 \sqrt{9.81(1.659)(0.002543)} = 0.144 \text{ m/s}$$

$$\alpha = \frac{7.58(0.144)}{(0.004)^{0.634}(1.65)^{0.456}} = 28.768$$

$$K = 10$$

$$\frac{Q_{BT}}{Q_{1.4}} = \frac{0.005}{219.391} = 0.00002279 = 0.002279\% < 5\% \text{ Poco transporte de sedimentos}$$

Como se trata de arena se selecciona el grupo III de ecuaciones y como es poco transporte de sedimentos se utilizarán las ecuaciones para tal condición de transporte

$$B = 2.147(120.086)^{0.25}(10)^{0.646} \left( \frac{219.391}{28.768} \right)^{0.548} = 95.766m$$

$$d = \frac{1.707120.086^{0.175} \left( \frac{219.391}{28.768} \right)^{0.384}}{(10)^{0.548}} = 2.438m$$

$$S = \frac{0.0275(120.086)^{0.548} \left( \frac{28.768}{219.391} \right)^{0.384}}{(10)^{1.175}} = 0.0001604$$

$$b = 95.766 - 2(2)(2.438) = 86.016m$$

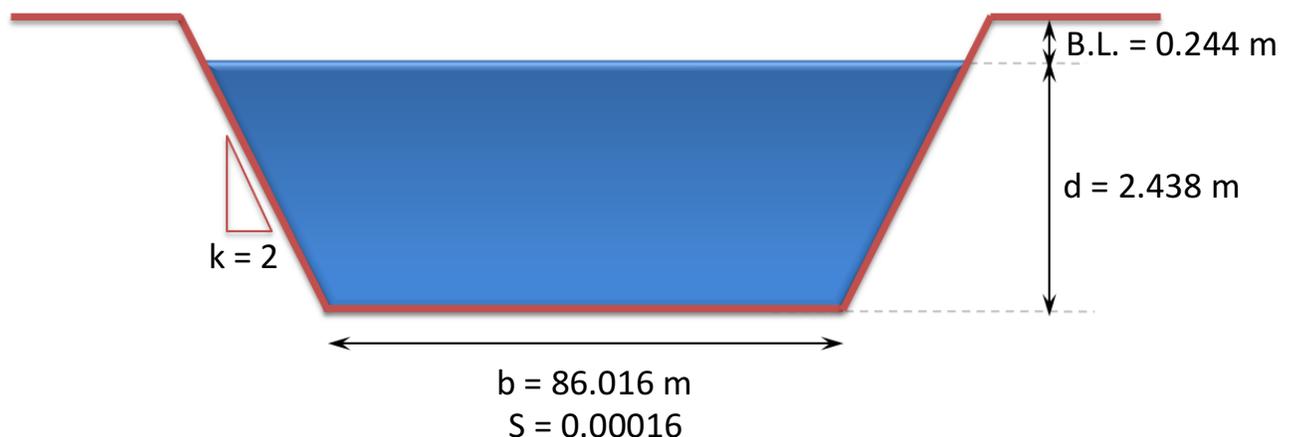
$$A = 86.016(2.438) + 2(2.438)^2 = 221.551m$$

$$P = 86.016 + 2(2.438)\sqrt{1 + (2)^2} = 96.917m$$

$$R_h = \frac{221.551}{96.917} = 2.286m$$

$$n = \frac{(221.551)^{\frac{5}{3}}(0.0001604)^{(1/2)}}{(96.917)^{(2/3)}(219.391)} = 0.022$$

### CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL CAUCE DISEÑADO MÉTODO DE MAZA – CRUICKSHANK MODIFICADO



**Método de Blench****Fórmulas:**

$$n = \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3} Q}$$

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

$$A = bd + kd^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$b = B - 2kd$$

$$S = \frac{0.56(1 + 0.012C_s) Fb^{5/6} F_s^{1/12}}{KQ^{1/6} \left(1 + \frac{C_s}{2330}\right)}$$

$$B = 1.81 \left( \frac{FbQ}{F_s} \right)^{1/2}$$

$$d = \left( \frac{F_s Q}{Fb^2} \right)^{1/3}$$

$$K = \frac{6.03g}{v^4}$$

$$F_s = f(\text{material})$$

$$Fb = \begin{cases} 1.9\sqrt{D_m} \\ 1.9\sqrt{D_m} (1 + 0.012C_s) \end{cases}$$

⇒ Poco arrastre de sedimentos

⇒ Arrastre de sedimentos y fondo arenoso

$$D_n = D_{50} \sigma_g^{Zn}$$

$$D_m = D_{50} e^{\left[ \frac{1}{2} \ln^2 \sigma_g \right]}$$

**Solución:**

Para diseñar la sección estable mediante el método de Blench requiere calcular la concentración de sedimentos en el flujo de agua “ $C_s$ ” para el cálculo de la pendiente estable, por lo que primero se procede a su cálculo que conforme a lo descrito en el método de Blench, se calcula como al dividir el peso seco del material arrastrado en la capa de fondo ( $G_{BT}$ ), entre el peso total del líquido ( $G$ ), ambos entre segundos, debiendo quedar el valor en partes por millón en peso para ser utilizada en la fórmula de la pendiente estable.

Como el dato es  $Q_{BT}$  ( $m^3$  de sedimento/s) se necesita cambiar a unidades de peso, por lo que se utiliza el peso específico de los sedimentos ( $kgf$  de sedimentos /  $m^3$  de sedimentos) para cambiar a unidades de peso, por lo que al multiplicar  $Q_{BT}$  por  $\gamma_s$ , se tendrá:

$$G_{BT} = Q_{BT} * \gamma_s = 0.005 * 2650 = 13.250 \text{ kgf/s}$$

Para calcular el peso total del líquido se utilizará el gasto formativo multiplicado por el peso específico del agua ( $1000 \text{ kgf/m}^3$ )

$$Q_{1.4} = 219.391 m^3 / s \quad \text{Calculado previamente}$$

$$G = Q_{1.4} * \gamma = 219.391 * 1000 = 219,391.000 \text{ kgf/s}$$

La Concentración en unidades de peso será:

$$C_s = \frac{G_{BT}}{G} = \frac{13.250}{219,391.000} = 6.039 * 10^{-5} \left[ \frac{\text{kgf de sedimentos}}{\text{kgf de agua}} \right]$$

Para poder utilizar el dato anterior se deberá de convertir a partes por millón en peso, por lo que utilizando lo señalado en el inciso 1.4.2 de éstos apuntes, se deberá multiplicar el valor antes calculado por mil para obtener la concentración en partes por millón en peso:

$$C_s (\text{partes por millón en peso}) = C_s (\text{en unidades de peso}) * 1000 = 0.06039 \text{ ppm en peso}$$

$$D_m = 2.543 \text{ mm} = 0.002543 \text{ m} \quad \text{Calculado previamente}$$

$$\frac{Q_{BT}}{Q_{1.4}} = 0.00002279 \quad \text{Poco transporte de sedimentos} \quad \text{Calculado previamente.}$$

$$\text{Por lo tanto: } F_b = 1.9\sqrt{2.543} = 3.03$$

$$F_s = 0.1$$

$$K = \frac{6.03(9.81)}{(1.007 \times 10^{-6})^{\frac{1}{4}}} = 1867.364$$

$$B = 1.81 \left( \frac{3.03(219.391)}{0.1} \right)^{1/2} = 147.572m$$

$$d = \left( \frac{0.1(219.391)}{(3.03)^2} \right)^{1/3} = 1.337m$$

$$S = \frac{0.56[1 + 0.012(0.06039)](3.03)^{5/6}(0.1)^{1/12}}{1867.364(219.391)^{1/6} \left( 1 + \frac{0.06039}{2330} \right)} = 0.000254 = 2.54 * 10^{-4}$$

$$b = 147.572 - 2(2)(1.337) = 142.224m$$

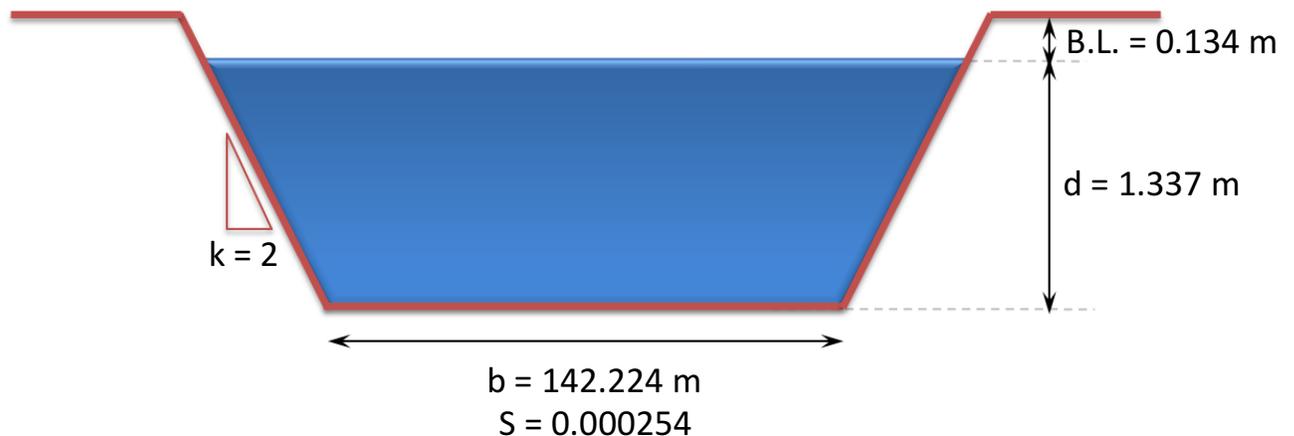
$$A = 142.224(1.337) + 2(1.337)^2 = 193.723m^2$$

$$P = 142.224 + 2(1.337)\sqrt{1 + (2)^2} = 148.203m$$

$$R_h = \frac{193.723}{148.203} = 1.307m$$

$$n = \frac{(193.723)^{5/3}(0.000254)^{1/2}}{(148.203)^{2/3}(219.391)} = 0.017$$

### CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL CAUCE DISEÑADO MÉTODO DE BLENCH



**Resumen:** A continuación se muestran los resultados de la sección estable para los métodos aplicados, lo mismo que el valor de la rugosidad calculada con dichos valores, parámetro a partir del cual se tomará la solución del problema, ya que el valor de la rugosidad calculado que más se asemeje al valor real ( $n = 0.025$ ) será la solución:

MÉTODO	DIMENSIONES					
	B m	d m	S	b m	k	n
ALTUNIN	90.264	2.550	0.000160	80.064	2.00	0.0222
MAZA - CRUICKSHANK Original	93.337	2.260	0.000217	84.627	2.00	0.0224
MAZA - CRUICKSHANK Tipo III	72.424	2.003	0.000599	64.411	2.00	0.0232
BLENCH	147.572	1.327	0.000254	142.224	2.00	0.0168

**SOLUCIÓN:**

Conforme a los resultados anteriores, la sección estable diseñada será con el método de Maza – Cruickshank Modificado (Tipo III).

**EJEMPLO DEMOSTRATIVO**

**Ejemplo 4.2:** Para el estudio de hidráulica fluvial de un cauce que atraviesa una ciudad se ha realizado un levantamiento topográfico encontrando que en el tramo más estrecho se tiene la siguiente información: en la sección 1=> acho en la plantilla del cauce “b” = 19.37 m y altura en los hombros del cauce “h” = 2.61 m; sección 2 => b = 20.63 m y h = 2.55 m; ambas con talud k = 2; entre ambas secciones se tiene un desnivel de 0.0297 m; con una distancia de 42 m; coeficiente de rugosidad 0.026; el material del cauce tiene una granulometría que se ajusta a una distribución probabilística del tipo log-normal, con  $D_{50} = 1.55$  mm y  $D_{84} = 3.2$  mm; concentración de sedimentos  $1.563 \cdot 10^{-2}$  ppm en volumen, medida al 35% del tirante, cuando éste tiene un valor de 2.322 m ; peso específico de los sedimentos de  $2560 \text{ kgf/m}^3$ . Calcule el transporte de sedimentos con todos los métodos vistos en clases y ¿cuál será la sección estable que tendrá el cauce? y justifique la selección.

**Solución:**

GASTO FORMATIVO POR CAPACIDAD MÁXIMA DE CONDUCCIÓN													
<b>DATOS:</b>													
SECCIÓN 1													
b=	19.37	m											
h=	2.61	m											
k=	2												
SECCIÓN 2													
b=	20.63	m		b prom =	20.000	m							
h=	2.55	m		h prom =	2.580	m							
k=	2			d =	2.322	m							
DES=	0.0297	m											
L =	187	m											
n =	0.026												
<b>SOLUCIÓN:</b>													
S =	0.000158824				0.00015882								
A1 =	64.180	m <sup>2</sup>	Rh 1 =	2.067	m	A p =	64.896	m <sup>2</sup>	B1 =	29.810	m		
P1 =	31.042	m				Rh p =	2.058	m					
A2 =	65.612	m <sup>2</sup>	Rh 2 =	2.048	m	P p =	31.538	m			B p =	30.320	m
P2 =	32.034	m				V =	0.784	m/s	B2 =	30.830	m		
						Q f =	50.891	m <sup>3</sup> /s					

HOJA DE CÁLCULO PARA OBTENER LA CONCENTRACION EN CUALQUIER UNIDAD DE MEDIDA

<b>DATO:</b>	<b>SOLUCIÓN:</b>
0.01563 ppm en volumen	1.56E-08 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
2560.00 kg/m <sup>3</sup> = $\gamma_s$	0.00004 kg/m <sup>3</sup>
	0.0400 ppm en peso

DETERMINACION DEL GASTO DE SOLIDO DEL RIO  
 CON LA FINALIDAD DE CUANTIFICAR EL GASTO SOLIDO QUE TRANSPORTA EL RIO, SE PROCEDERA A UTILIZAR:

<b>DATOS PARTICULARES:</b>				<b>DATOS GENERALES</b>			
ancho del fondo b = 20.000 m	Distribución prob. del tramo: log-normal	T = 20 C					
tirante d = 2.322 m	D50 = 1.55 mm	$\gamma_s = 2,560 \text{ kgf/m}^3$	V = 1.007E-06 m <sup>2</sup> /s				
pendiente tramo S = 7.071E-04	D84 = 3.200 mm	$\Delta = 1.56$	g = 9.81 m/s <sup>2</sup>				
talud izq. ki = 2	$\sigma_g = 2.065$	Dm = 2.016 mm	$\gamma = 1,000 \text{ kgf/m}^3$				
talud der. kd = 2	d concentración = 0.813 m						
coeficiente rug. n = 0.026	Concentración sed. = 1.563E-02 ppm en volumen	0.04 ppm en peso					

METODO DE EINSTEIN

TABLA DE CALCULO DE CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

Rh	U*	$\delta^+$	ks/ $\delta^+$	x	ks/x	U	$\psi^*$	U/U*	U*	Rh*	Rh
0.620	0.066	1.781E-04	11.507	1.000	2.05E-03	1.347	4.171	13.000	0.104	1.547	2.167
0.418	0.054	2.169E-04	9.448	1.000	2.05E-03	1.053	6.187	10.440	0.101	1.465	1.883

Zn 35 = -0.38532	D35 = 1.172 mm										
Area = 57.223 m <sup>2</sup>	Rh = 1.883 m	$\tau_* = 0.551$	U* = 0.114 m/s								
Perimetro = 30.384 m	B = 29.288 m	$\tau_*' = 0.181$	ks=D65 = 2.049 mm								
Rh CALC = 1.883 m	dm = 1.954 m		Dm = 2.016 mm								

TABLA DE CALCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

pi	pi	zn	Di	Rh	X	Di/X	$\Phi$	$\epsilon$	$\psi_*$	$\phi_*$	Dj <sup>m3/2</sup>	gb
%	%		(mm)	(m)	(m)						(m <sup>3/2</sup> )	(kgf/s-m)
10	5	-1.64485363	0.470	0.418	1.58E-03	0.298	2.483	14.240	23.887	0.00	1.02E-05	0.000
20	20	-0.84162123	0.842	0.418	1.58E-03	0.534	4.444	3.352	10.065	0.09	2.44E-05	0.004
40	50	0	1.550	0.418	1.58E-03	0.982	8.180	1.262	6.975	0.28	6.10E-05	0.069
20	80	0.84162123	2.853	0.418	1.58E-03	1.808	15.057	1.031	10.488	0.08	1.52E-04	0.024
10	95	1.64485363	5.107	0.418	1.58E-03	3.236	26.953	1.000	18.210	0.01	3.65E-04	0.003

SI  $D65/(x \delta^+) > 1.8$  Entonces  $X=0.77 D65/x$ ; si no  $X=1.39 \delta^+$   
 $D65/(x \delta^+) = 9.448$   $D65/(\delta^+) = 9.448$   $\gg Y = 0.548$   $0.52$

$$Z = 2.5 \frac{w}{U_*}$$

$$Ar = \frac{2D_i}{d}$$

$$C_y = C_a \left[ \frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right]^Z$$

TABLA DE CALCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS (continuación)

pi	pi	wi	Z	A*	I1	I2	P	gbs	y	z	Cy	gs
%	%	(m/s)						kgf/s-m	(m)		kgf/m <sup>3</sup>	kgf/s-m
10	5	0.058	2.675	4.816E-04	0.128	-0.898	10.442	0.000	9.41E-04	1.260	3.45E-01	8.90E-05
20	25	0.086	3.983	8.620E-04	0.072	-0.482	10.442	0.001	1.68E-03	1.876	9.73E+00	2.76E-03
40	65	0.122	5.660	1.587E-03	0.046	-0.287	10.442	0.013	3.10E-03	2.667	3.54E+02	1.32E-01
20	85	0.169	7.823	2.920E-03	0.031	-0.179	10.442	0.004	5.71E-03	3.685	1.68E+04	8.65E+00
10	95	0.227	10.543	5.228E-03	0.022	-0.116	10.442	0.000	1.02E-02	4.967	9.17E+05	6.65E+02

gbs = 0.018 kgf/s-m	gs = 673.953 kgf/s-m
GBS = 0.540 kgf/s	GS = 19,738.743 kgf/s
GBT = 3.499 kgf/s	GT = 19,741.702 kgf/s
GL = 19,738.203 kgf/s	

Por lo tanto

Nota: Los valores de las gráficas del método (encabezados en verde) fueron obtenidos con el programa que acompaña el libro de los apuntes.

OTROS METODOS

<b>METODO DE MEYER-PETER-MÜLLER</b>		<b>METODO DE ENGELUND</b>		<b>VELOCIDAD CON CRUICKSHANK-MAZA</b>	
D90 = 3.925 mm	U = 1.798 m/s	D35 = 1.172 mm	U = 1.798 m/s	<b>REGIMEN INFERIOR</b>	
r = 0.015		gbt = 1.800 kgf/s-m		U = 7.58 * W50 * [d/D84]^0.634 * [S/DELTA]^0.456	
gb = 0.654 kgf/s-m		GBT = 52.721 kgf/s		SI 1/S >= 83.5 * [d/D84]^0.35	
Gb = 19.141 kgf/s				U = 1.798 m/s	
				1/S = 1414.141 / 716.708 = 83.5 * [d/D84]^0.35	
<b>METODO DE BAGNOLD</b>		<b>METODO DE BROOKS</b>		<b>CONDICION: BIEN</b>	
U = 1.798 m/s	a = 1.161 m	<b>REGIMEN SUPERIOR</b>			
eb = 0.17	y = 0.8127 m	U = 6.25 * W50 * [d/D84]^0.644 * [S/DELTA]^0.352			
$\tau_* = 0.551 \text{ kgf/m}^2$	<sup>(1)</sup> 50 = 0.122 m/s	SI 1/S <= 66.5 * [d/D84]^0.382			
tang <sup>alpha</sup> = 0.38	z = 2.667	U = 3.526 m/s			
<sup>(1)</sup> m = 0.140 m/s	Ca = 7.677E-06 kgf/m <sup>3</sup>	694.769 = 66.5 * [d/D84]^0.382			
gb = 2.286 kgf/s-m	q = 3.512 m <sup>3</sup> /s-m				
gbs = 0.654 kgf/s-m	0.4U/U* = 6.291				
gbt = 2.940 kgf/s-m	función [ ] = 50				
GBT = 86.104 kgf/s	gs = 0.001 kgf/s-m				
	Gs = 0.039 kgf/s				

MÉTODOS DE CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS										
<b>METODO DE GRAF Y ACAROGLU</b>										
g <sub>BT</sub> =	1.064	kgf/s-m	$g_{BT} = \frac{20\gamma_s \sqrt{g} (R_b S)^{3.3}}{\Delta^{2.8} D_m^{1.8}}$		Q <sub>BT</sub> =	0.012 m <sup>3</sup> /s				
G <sub>BT</sub> =	31.166	kgf/s								
<b>MÉTODOS DE ENGELUND Y HANSEN</b> (valido solo para arenas)					<b>MÉTODOS DE PERNECKER Y VOLLMERS</b>					
solución:										
A =	57.223	m <sup>2</sup>			$g_B = 25\gamma_s \sqrt{g\Delta D_m^3} \tau_*^{\frac{3}{2}} (\tau_* - 0.04)$					
P <sub>m</sub> =	30.384	m	VALIDO SÍ $\tau_* \leq 0.5$							
R <sub>h</sub> =	1.883	m								
Ω <sub>50</sub> =	0.122	m/s			G <sub>B</sub> =	4.730698553 kgf/s-m				
para régimen superior			para régimen inferior			G <sub>B</sub> =	138.5526992 kgf/s			<b>ESTÁ MAL</b>
694.769 >	1414.141 >	716.708								
<b>REGIMEN INFERIOR</b>					G <sub>BT</sub> =	138.5526992 kgf/s			<b>BIEN</b>	
U =	1.798	m/s								
B =	29.288	m								
g <sub>BT</sub> =	1.800	kgf/s-m								
G <sub>BT</sub> =	52.721	kgf/s								
Q <sub>BT</sub> =	0.021	m <sup>3</sup> /s								
<b>MÉTODOS DE FRIJLINK</b>										
C =	49.262				$g_B = 5\gamma_s D_{50} \sqrt{\mu R_h S} e^{\left(\frac{-0.27}{\mu\tau_*}\right)}$					
μ =	0.621		$\left(\frac{V}{\mu\tau_*}\right) \leq 18$		$\mu = \left(\frac{C}{18 \log\left(\frac{12R_h}{D_{50}}\right)}\right)^{\frac{1}{2}}$					
g <sub>B</sub> =	0.259	kgf/s-m	2.92416 <b>CUMPLE</b>		$C = \frac{U}{\sqrt{R_h S}} \left(\frac{V}{\mu\tau_*}\right) \leq 18$					
G <sub>B</sub> =	7.587	kgf/s								
<b>MÉTODOS DE BROWNIE</b>										
PARA RÉGIMEN INFERIOR										
U =	1.420	m/s	Fr = 0.32442	U = 2.624	m/s	Fr = 0.59940172				
Fr <sub>g</sub> =	9.222		<b>R. INFERIOR</b>							
Fr <sub>gc</sub> =	2.038		D = 38.3039			τ <sub>*c</sub> = 0.03908073				
g <sub>BT</sub> =	1.005	kgf/s-m	d <sub>m</sub> = 1.954							
G <sub>BT</sub> =	29.442	kgf/s								
<b>Método de Lane - Kalinske</b>										
q =	3.512	m <sup>3</sup> /s-m	$g_s = qC_a e^{(6z)} P_1$		$P_1 = \frac{1.7n}{d^6} g$		$C_y = C_a \left[ \frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right]^z$			
y =	0.004	m	0.01059				$C_y = C_a e^{\left[\frac{-1.5\omega(y-a)}{U_*} \left(\frac{y-a}{d}\right)\right]}$			
C <sub>y</sub> =	175.326	kgf/m <sup>3</sup>								
P <sub>1</sub> =	0.120		g <sub>s</sub> = 0.005							
Ar =	0.002		G <sub>s</sub> = 0.134696							
g <sub>s</sub> =	76.173	kgf/s-m	G <sub>s</sub> = 2,230.954 kgf/s		Q <sub>s</sub> =	0.87 m <sup>3</sup> /s				
<b>RESUMEN</b>										
METODO DE EINSTEIN	2.959	0.540	3.499	19,738.743	19,738.203	19,741.702	7.712	749.6232%		
METODO DE MEYER-PETER-MÜLLER	19.141					19,757.884	*G <sub>s</sub> Einstein	7.718 750.2377%		
MÉTODOS DE FRIJLINK	7.587					19,746.330	*G <sub>s</sub> Einstein	7.713 749.7990%		
MÉTODOS DE PERNECKER Y VOLLMERS			138.553			19,876.756	*G <sub>L</sub> Einstein	7.764 754.7514%		
METODO DE ENGELUND (C-M)			52.721			19,790.924	*G <sub>L</sub> Einstein	7.731 751.4923%		
METODO DE BAGNOLD	66.948	19.156	86.104			19,824.307	Se descarta	7.744 752.7599%		
METODO DE GRAF Y ACAROGLU			31.166			19,769.369	*G <sub>L</sub> Einstein	7.722 750.6738%		
MÉTODOS DE BROWNIE			29.442			19,767.645	*G <sub>L</sub> Einstein	7.722 750.6083%		
MÉTODOS DE ENGELUND Y HANSEN			52.721			19,790.924	*G <sub>L</sub> Einstein	7.731 751.4923%		
MÉTODOS DE LANE-KALINSKE				0.135	0.000	3.094	*G <sub>s</sub> Einstein	0.001 0.1175%		
METODO DE BROOKS	<b>NO SE PUEDO LEER</b>			0.039		2.999	Se descarta	0.001 0.1139%		

Nota: todos los transportes tienen unidades de kgf/s

Por lo ya comentado en el tema de transportes de sedimentos, se selecciona el valor calculado de Einstein de G<sub>BT</sub> de 3.499 kgf/s, que convertido en unidades de volumen será de:

$$Q_{BT} = \frac{3.499}{2560} = 1.367 * 10^{-3} m^3/s$$

CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL CUACE					
<b>METODO DE ALTUNIN</b>					$D_{90} = 3.250 \text{ mm}$
$m = 0.863$	$As = 1.080144584$	$Vf = 0.765007381$			
<b>Para <math>\alpha = 1/5</math></b> [ $d > 2.5 \text{ m}$ ]	<b>Para <math>\alpha = 1/4</math></b> [ $1.5 < d <= 2.5$ ]	<b>Para <math>\alpha = 1/3</math></b> [ $d <= 1.5$ ]			
$S = 0.0001836$	$S = 0.000206$	$S = 0.00026$			
$d = 1.971 \text{ m}$	$d = 1.932$	$d = 1.629$			
$B = 62.544 \text{ m}$	$B = 61.135$	$B = 58.175$			
$b = 54.660 \text{ m}$	$b = 53.408$	$b = 51.659$			
$Area = 115.507 \text{ m}^2$	$Area = 110.630$	$Area = 89.458$			
$Pm = 63.474$	$Pm = 62.047$	$Pm = 58.944$			
$Rh = 1.820$	$Rh = 1.783$	$Rh = 1.518$			
$v = 0.930$	$v = 0.971$	$v = 1.200$			
$n = 0.022$	$n = 0.022$	$n = 0.018$			
$m = 0.871$	$m = 0.863$	$m = 0.855$			
CONFORME AL TIRANTE ESTABLE LOS RESULTADOS CORRESPONDEN A $\alpha = 1/4$ Y LA SOLUCION SERIA:					
$B = 61.135 \text{ m}$	$d = 1.932 \text{ m}$	$S = 0.000206$			
$b \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$Pm \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$	$n \text{ cal.}$	
53.408	110.630	62.047	0.971	0.022	

FÓRMULAS ORIGINALES DE MAZA-CRUIKSHANK					
MÉTODO PARA CALCULAR QBT					
$QBT = 0.0014 \text{ m}^3/\text{s}$	$D35 = 0.000322387 \text{ m}$				
<b>Para régimen inferior</b>	<b>Para régimen Superior</b>				
$d = 2.370 \text{ m}$	$d = 1.775 \text{ m}$				
$S = 0.000076 \text{ m}$	$S = 0.000068 \text{ m}$				
$B = 99.999 \text{ m}$	$B = 63.275 \text{ m}$				
$1/S = 13089.78036 >=$	$822.97$	$1/S = 14657.98694 <=$	$723.51$		
<b>CONDICIÓN ESTA BIEN</b>			<b>CONDICIÓN NO CUMPLE</b>		
$b \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$Pm \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$	$n \text{ cal.}$	
95.259	231.347	225.973	0.464	0.019	

MÉTODO DE MAZA - CRUIKSHANK MODIFICADO								
	$b \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$Pm \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$	$n \text{ cal.}$			
G-I-poco transp.	$B = 75.921 \text{ m}$	$d = 2.077 \text{ m}$	$S = 0.0001181$	67.613	149.056	76.901	0.720	0.023
G-I-alto transp.	$B = 75.764 \text{ m}$	$d = 2.061 \text{ m}$	$S = 0.0001$	67.521	147.647	76.737	0.727	0.023
G-II-poco transp.	$B = 90.315 \text{ m}$	$d = 2.339 \text{ m}$	$S = 0.0001048$	80.958	200.326	91.419	0.536	0.032
G-II-alto transp.	$B = 92.910 \text{ m}$	$d = 2.385 \text{ m}$	$S = 0.0001$	83.371	210.191	94.036	0.511	0.032

CONFORME AL VALOR OBTENIDO EN LOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN SE TIENE QUE LA SOLUCION SERIA:					
$B = 75.921 \text{ m}$	$d = 2.077 \text{ m}$	$S = 0.0001181$			

MÉTODO DE BLENCH								
$Cs = 0.040 \text{ ppm en peso}$	$Fbo = 2.278 \text{ poco arrastre}$	$Fbo = 2.278 \text{ MUCHO arrastre}$						
$Fs = 0.1$	$K = 1,867.364 \text{ Si } Qbt/Q < 5\% \text{ es poco arrastre}$	$Qbt/Q = 0.00\%$	$Fb = 2.278206$	$b \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$Pm \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$	$n \text{ cal.}$
$B = 89.525 \text{ m}$	$d = 1.274 \text{ m}$	$S = 0.000226$	84.428	110.829	90.127	0.969	0.018	

RESUMEN					
METODO	B	d	S	n calculada	
ALTUNIN	61.135	1.932	0.0002057	0.022	
MAZA-CRUIKSHANK (O)	99.999	2.370	0.0000764	0.019	
MAZA-CRUIKSHANK (M)	75.921	2.077	0.0001181	0.023	<<<< METODO RECOMENDADO
BLENCH	89.525	1.274	0.0002256	0.018	

JUSTIFICACIÓN: Se selecciona el método de Maza-Cruickshank Modificado, ya que el coeficiente de rugosidad calculado es el que más se aproxima al valor real de 0.026

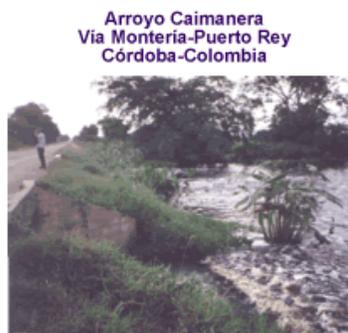
## 5. SOCAVACIÓN

Generalmente todo cauce natural sufre de erosión o socavación al paso de la corriente del agua, sobre todo cuando se presentan gastos superiores a los valores medios de escurrimiento, que es el caso de la época de avenidas, este fenómeno también se produce al modificar las condiciones hidráulicas de un tramo o una sección del conducto, que es el caso de las obras hidráulicas interpuestas a la corriente.



Puente de Yuto  
Río Atrato-Chocó-Colombia

Fotos: GSM



Arroyo Caimanera  
Vía Montería-Puerto Rey  
Córdoba-Colombia



Sector alto del río Blanco  
La Calera-Cundinamarca  
Colombia

FOTOS: Ing. Gustavo Silva M.

Para su estudio los diferentes tipos de socavación que se pueden presentar en un conducto natural se dividen en:

### 5.1. SOCAVACIÓN GENERAL.

Se produce en cualquier parte del conducto, producto de la fricción de las partículas líquidas con las sólidas. Para cuantificar la socavación general se recomienda el Método de Lischtván-Lebediev, el que determina en primera instancia las condiciones de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media que se requiere para erosionar o transportar un material de diámetro o densidad conocido.



## 5.1.1 MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV.

La hipótesis principal en que se basa el método consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier fracción, permanece constante mientras dura el proceso de socavación al paso de la corriente de diseño, por lo que para cualquier profundidad que se alcance en la socavación, la velocidad media real de la corriente tendrá un valor de:

$$U_r = \frac{\alpha * d_o^{\frac{5}{3}}}{d_s} \quad (5.1)$$

DONDE:

$U_r$  = velocidad media real de la corriente en el proceso de socavación (m/s).

$d_o$  = profundidad inicial en cualquier franja de la sección del cauce, antes de iniciarse el proceso de socavación, medida de la superficie libre del agua cuando pasa la avenida de diseño hasta el fondo del cauce en época de estiaje (m).

$d_s$  = profundidad total alcanzada después del proceso de socavación, se mide desde la superficie del agua hacia el lecho socavado del conducto (m).

$\alpha$  = coeficiente que depende de las características hidráulicas del cauce y del flujo de la corriente, se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{Qd}{d_m^{\frac{5}{3}} * B_e \mu} \quad (5.2)$$

SIENDO:

$d_m$  = tirante medio de la corriente, en m.

$$d_m = \frac{A}{B}$$

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie libre del agua, siendo necesario eliminar de B los obstáculos de las obras hidráulicas interpuestas a la corriente (si existente), se recomienda trazar una perpendicular al eje del flujo y sobre ella proyectar las obstrucciones, en m (ver figura 5.1).

$\mu$  = Coeficiente que toma en cuenta las contracciones del flujo producto de las obstrucciones (pilas, estribos, espigones, diques, etc.). Se puede obtener con la ayuda de la Tabla 5.1, en función de la separación mínima libre entre las obstrucciones y de la velocidad media de la corriente, si no existen obstrucciones  $\mu=1$ .

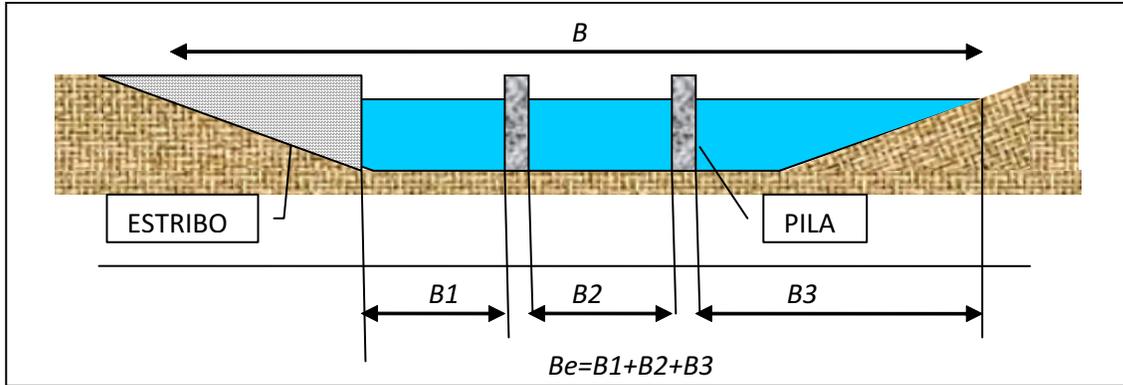


FIGURA 5. 1 Ancho Efectivo

Velocidad media en la sección (m/s)	Longitud libre entre dos pilas (claro) en m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.94	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.93	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 5. 1 Coeficiente de contracción "μ". Método de Lischtvan-Lebediev.

Para la velocidad media mínima necesaria para arrastrar los materiales que forman el cauce, los investigadores propusieron las siguientes ecuaciones:

- Para material granular

$$Ue = 0.68 Dm^{0.28} \beta ds^x \quad (5.3)$$

- Para material cohesivo

$$Ue = 0.6 \gamma_s^{1.18} \beta ds^x \quad (5.4)$$

DONDE:

$Ue$  = velocidad media mínima erosiva, m/s.

$\beta$  = coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno del gasto de diseño, se obtiene de la tabla 5.2.

Periodo de retorno (Tr) en años	Coeficiente ( $\beta$ )
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Tabla 5. 2 Valor del coeficiente  $\beta$  que toma en cuenta el periodo de retorno del gasto de diseño. Método de Lischtvan-Lebediev.

$x$  = exponente que varía en función del diámetro medio de las partículas, si es material granular o del peso específico, si son cohesivas se obtiene de la tabla 5.3

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
$\gamma_s$ (Ton/m <sup>3</sup> )	X	$\frac{1}{1+x}$	$\gamma_s$ (Ton/m <sup>3</sup> )	x	$\frac{1}{1+x}$	$D_m$ (mm)	X	$\frac{1}{1+x}$	$D_m$ (mm)	X	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8	0.35	0.74	450	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25	0.31	0.76			

Tabla 5. 3 Valores de  $x$  y  $1/(1+x)$ , para suelos cohesivos y no cohesivos. Método de Lischvan-Lebediev.

$D_m$  = diámetro medio del material del cauce, en mm.

$\gamma_s$  = peso específico del material cohesivo del estrato, en Ton/m<sup>3</sup>.

Para su aplicación se requiere la siguiente información: Gasto de diseño ( $Q_d$ ) asociado a un periodo de diseño ( $Tr$ ); Curva elevaciones - gastos - áreas - radios hidráulicos - anchos efectivos; Sección transversal del cauce en estudio en época de estiaje; Diámetro medio ( $D_m$ ) si es granular o Peso específico ( $\gamma_s$ ) si es cohesivo.

El método dice que para calcular la profundidad de socavación en función del tipo de material del cauce, se igualan las velocidades  $U_r$  y  $U_e$  (ecuaciones 5.3 y 5.4), despejando el valor de "ds", quedando las siguientes expresiones:

- Para material granular

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (5.5)$$

- Para material cohesivo

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{0.60 \gamma_s^{1.18} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (5.6)$$

Cuando se tiene material homogéneo bajo el fondo del cauce, la obtención de la profundidad de socavación es directa, pero de existir tipos de estratos que lo subyacen (figura 5.2), es necesario utilizar tanteos, procediendo de la siguiente forma:

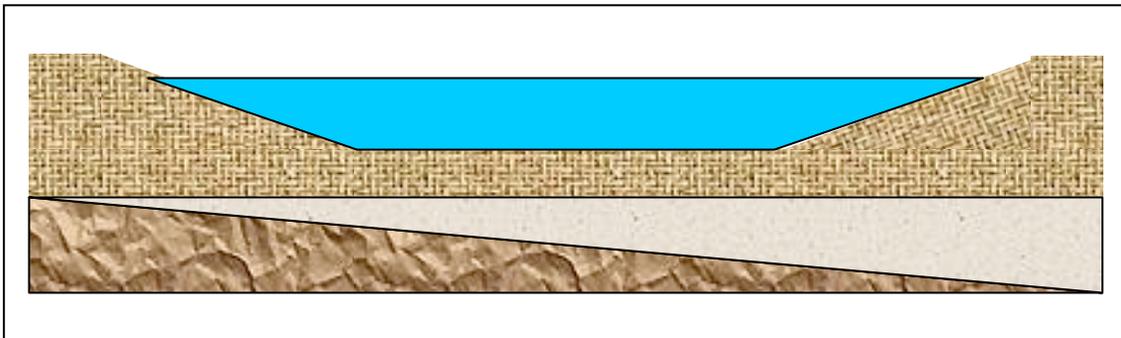


FIGURA 5. 2 Fondo de un cauce no homogéneo

- De acuerdo al material del fondo del cauce y con la fórmula respectiva se calcula  $d_s$ , si esta es mayor que el espesor del estrato primero, se deberá cambiar de fórmula de acuerdo al material que subyace al primero.
- Con las características del segundo estrato y su fórmula respectiva se procede a calcular un nuevo valor de  $d_s$ , si este es mayor que el espesor del segundo estrato se procede nuevamente a cambiar de fórmula para el tercer estrato y así sucesivamente hasta que el valor de  $d_s$  quede dentro del estrato con que se calculó el valor de la socavación.

- c. Cuando se tenga que con la fórmula del material que subyace a un material ya erosionado, no llega a tocar ni siquiera la interface entre ambos estratos, se debe de interpretar que la erosión se queda en la interface.

Existe la posibilidad de que en una sección de un río se presenten dos tipos de coeficientes de fricción, por lo que el gasto y velocidad en esta sección no sea igual, por lo que se debe de proceder a calcular diferentes valores de  $\alpha$ , a partir de los diferentes gastos de diseño que se tengan en cada fracción de la sección, utilizando la siguiente fórmula:

$$Qd_i = \frac{Qd Ae_i C_i \sqrt{d_i}}{\sum_{i=1}^n (Ae_i C_i \sqrt{d_i})} \tag{5.7}$$

Donde:

$Ae_i$  = área hidráulica efectiva de la fracción  $i$ , se deben eliminar los obstáculos para su cálculo, en  $m^2$ .

$C_i$  = coeficiente de rugosidad de Chezy, que se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$C_i = \frac{d_i^{\frac{1}{6}}}{n} \tag{5.8}$$

$n$  = coeficiente de Manning.

O también utilizando otra expresión que toma en cuenta el diámetro de las partículas:

$$C_i = 18 \log \left[ \frac{6d_i}{k} \right] \tag{5.9}$$

Siendo:

$k = D_{90}$  fondo liso o amplitud de la ondulación fondo con rizos y dunas, en m.



FIGURA 5. 3 Diferentes coeficientes de fricción

Las fórmulas para obtener la profundidad de socavación se pueden transformar considerando que el exponente  $x$  depende o de la granulometría del material, si éste es granular, o del peso específico si éste es cohesivo, quedando las ecuaciones anteriores de la siguiente forma:

- Para material granular

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{4.7 D_{84}^{0.28} \beta} \right]^{\frac{D_{84}^{0.082}}{(0.232 + D_{84}^{0.082})}} \quad (5.10)$$

- Para material cohesivo

$$d_s = \left[ \frac{5780 \alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{\gamma_s^{1.18} \beta} \right]^{\frac{\gamma_s^{0.725}}{(66.28 + \gamma_s^{0.725})}} \quad (5.11)$$

Donde:

$D_m$  = diámetro medio del material del cauce, en m.

$\gamma_s$  = peso específico del material cohesivo del estrato, en  $\text{kgf/m}^3$ .

Siendo posible calcular el valor de " $\beta$ " para periodos de retorno entre 15 y 1500 años, por medio de la siguiente fórmula:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \text{Ln}(Tr) \quad (5.12)$$

o también por la fórmula:

$$\beta = 0.8416 + 0.0769524 \text{Log}(Tr) \quad (5.13)$$

Cuando existe mucho transporte de sedimento, el efecto que se produce en la variación del peso específico de la mezcla de agua y sedimentos, hace que las fórmulas se modifiquen al introducir una nueva variable que toma en cuenta este efecto, las cuales quedan de la siguiente forma:

- Para material granular

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{4.7 D_{84}^{0.28} \Phi \beta} \right]^{\frac{D_{84}^{0.082}}{(0.232 + D_{84}^{0.082})}} \quad (5.14)$$

- Para material cohesivo

$$d_s = \left[ \frac{5780 \alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{\gamma_s^{1.18} \Phi \beta} \right]^{\frac{\gamma_s^{0.725}}{(66.28 + \gamma_s^{0.725})}} \quad (5.15)$$

Donde:

$$\Phi = 0.38 + \left( \frac{\gamma_m}{1272} \right)^2 \quad (5.16)$$

Siendo:

$\gamma_m$  el peso específico de la mezcla agua y sedimentos, que se puede obtener en función de ambos valores y de la concentración, de la siguiente forma:

- Cuando la concentración  $C_s$  está expresada en unidades de volumen, en  $m^3/m^3$ :

$$\gamma_m = \gamma + C_s(\gamma_s - \gamma) \quad (5.17)$$

- Cuando se encuentra expresada en decimal pero en peso, en  $kgf/m^3$ :

$$\gamma_m = \frac{\gamma \gamma_s}{\gamma_s - [(\gamma_s - \gamma) C_s]} \quad (5.18)$$

## 5.2. SOCAVACIÓN TRANSVERSAL.

Es la producida en una forma transversal a la sección, producto de una contracción del flujo. Se puede calcular con el método de **Lichtvan-Lebediev**, cuando se cuenta con los datos mencionados anteriormente, de no ser posible se puede utilizar el método de Straub que en forma aproximada permite definir el máximo nivel de socavación transversal, pero sólo cuando el material que subyace al fondo del cauce es homogéneo.

### 5.2.1 MÉTODO DE STRAUB.

Permite calcular la socavación transversal a partir de las características hidráulicas de una sección inalterada ( $ds_{m1}$  y  $B_1$ ), localizada aguas arriba de donde se presenta la contracción, utilizando la siguiente ecuación:

$$ds_{m2} = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} ds_{m1} \quad (5.19)$$

Donde:

Los subíndices 1 y 2 son para indicar una sección inalterada aguas arriba y la sección alterada, respectivamente.

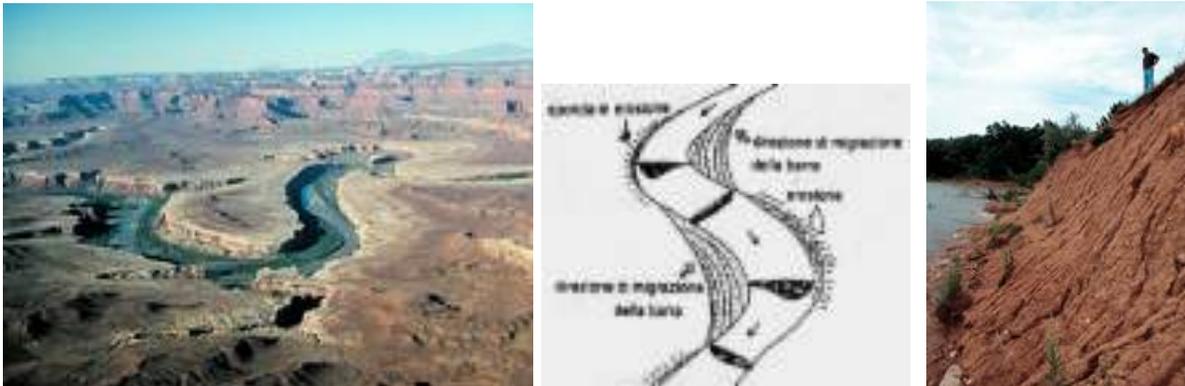
$ds_m$  = Tirante socavado por erosión general, en m.

Con la finalidad de hacer un poco más precisa la fórmula anterior Maza introduce el término de la relación que existe entre las pendientes antes y en la zona con contracción, modificando la fórmula anterior de la siguiente manera:

$$ds_{m2} = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{\frac{2}{3}} (ds_{m1}) \left( \frac{S_1}{S_2} \right) \quad (5.20)$$

### 5.3. SOCAVACIÓN EN CURVAS.

Se produce en la parte externa de los meandros, siendo posible calcularla por medio del método de **Lischtvan-Lebediev** visto en el primer tipo de socavación o en forma aproximada por medio de cualquiera de las fórmulas propuestas por Altunin o Lebediev.



#### 5.3.1 MÉTODO DE ALTUNIN.

Se basa en la determinación de la socavación máxima en la parte externa de la curva, a partir del tirante en una sección recta aguas arriba del meandro ( $dr$ ) y de un coeficiente que toma en cuenta las características geométricas de la curva en planta, por medio de la siguiente expresión:

$$ds_{\max} = \varepsilon * dr \quad (5.21)$$

Donde:

$\varepsilon$  = Coeficiente que toma en cuenta el cambio de dirección de las partículas líquidas y el ancho de la superficie libre en una sección recta aguas arriba del meandro ( $B$ ). Se puede obtener de la tabla 5.4

$dr$  = Profundidad máxima observada en un tramo recto aguas arriba del meandro, en m.

$r$  = Radio del meandro, medido al centro del cauce, en m.

$r/B$	$\infty$	6	5	4	3	2
$\varepsilon$	1.27	1.48	1.84	2.2	2.57	3

Tabla 5. 4 Valores del coeficiente  $\varepsilon$ . Método de Altunin

La fórmula 5.21 también se puede escribir de la siguiente forma sin considerar el coeficiente  $\varepsilon$ :

$$ds_{\max} = \left[ 3.73 - \left( \frac{0.38r}{B} \right) \right] * dr \tag{5.22}$$

Donde:

$B$  = Ancho de la superficie libre del agua en una sección aguas arriba de la curva, en m.

Para calcular la profundidad media de la socavación en el meandro el autor propone la siguiente expresión:

$$ds_{\text{med}} = 1.9 \left( \frac{r}{B} \right)^{0.244} \tag{5.23}$$

### 5.3.2 MÉTODO DE LEBEDIEV.

Este método sólo permite calcular la socavación máxima que se puede presentar en la parte externa del meandro, proponiendo la siguiente expresión:

$$ds = K_t * dr \tag{5.24}$$

Donde:

$K_t$  = Coeficiente que toma en cuenta las características de la curva y que se obtiene por medio de la tabla 5.5 siguiente:

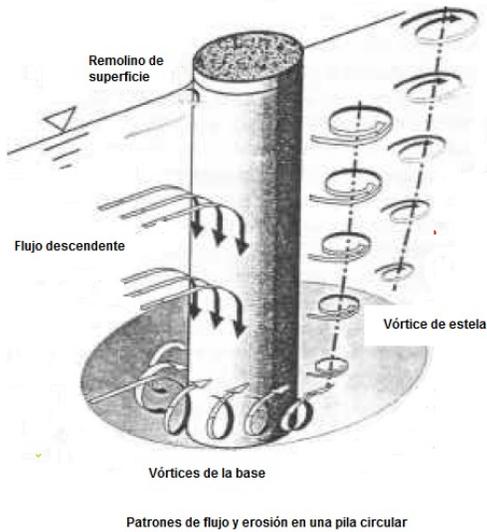
$B/r$	1	0.7	0.5	0.33	0.25	0.2	0.166	0
$K_t$	3	2.69	1.6	1.43	1.33	1.27	1.24	1.0

Tabla 5. 5 Valores del coeficiente  $K_t$ . Método de Lebediev

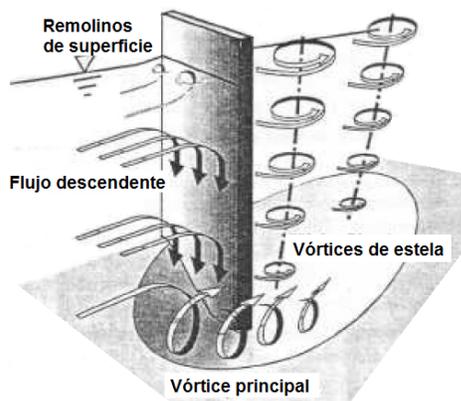
### 5.4. SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE ESTRUCTURAS.

Este tipo de socavación se puede presentar en estructuras totalmente rodeadas por agua, como son las pilas de un puente, o que se encuentran interpuestas a la corriente, pero unidas por un extremo a la margen del cauce, como sucede en los estribos y espigones.

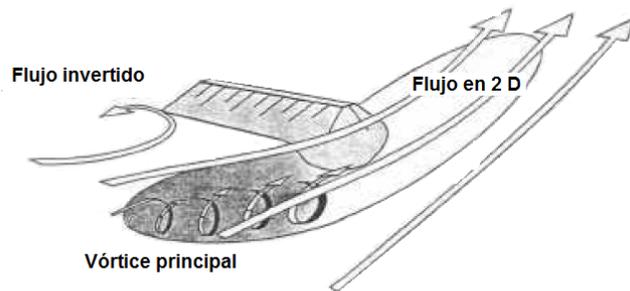
Para el primer tipo de estructura se recomienda utilizar los métodos propuestos por Maza-Sánchez, la Universidad de Colorado (CSU) utilizado en el cálculo de la socavación en el programa HEC RAS-18 y para tener un punto de comparación la combinación de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev.



Para el segundo tipo de erosión se recomienda el Método de Artamonov y el HEC RAS-18 propone el Método de Hire, o el Método de Froehlich, dependiendo de ciertas condiciones.



Patrones de flujo y erosión en estribo corto



Patrones de flujo y erosión en un estribo largo

Dibujos tomados de: [http://es.wikipedia.org/wiki/Erosi%C3%B3n\\_local\\_%28fluvial%29](http://es.wikipedia.org/wiki/Erosi%C3%B3n_local_%28fluvial%29)



#### 5.4.1 MÉTODO DE MAZA-SÁNCHEZ.

Este método está basado en las experiencias de los investigadores y complementando con los resultados de otros investigadores, proponiendo para la determinación de la socavación local la utilización de las figuras 5.4, 5.5 y 5.6, en función del número de Froude, del tirante medio de la corriente, del espesor o diámetro efectivo de las pilas y de la velocidad media de la corriente.

En el caso de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev, el distinguido Ing. José Antonio Maza Álvarez encontró que no se deben de aplicar en forma separada, ya que uno limita en su aplicación al otro (ref.1), recomendando que se seleccione el valor menor de la socavación determinada por ambos métodos, como se puede ver en la figura 5.15

1.- Maza A. José A. (1968) "Socavación en cauces naturales"; Instituto de Ingeniería de la UNAM; Publicación Nº 177.

## 5.4.2 MÉTODO DE LA UNIVERSIDAD DE COLORADO (RICHARDSON (1975)).

La fórmula propuesta para encontrar la máxima socavación en una pila al paso de la corriente es:

$$y_s = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * a^{0.65} * y_1^{0.35} * Fr_1^{0.43} \quad (5.25)$$

Donde:

$y_s$  = Profundidad de socavación, en m.

$y_1$  = Tirante del flujo directamente aguas arriba de la pila, en m.

$K_1$  = Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila, se obtiene tomando en cuenta la Figura 5.7 y el valor de la Tabla 5.6

$K_2$  = Factor de corrección para el ángulo de ataque de flujo, se toma de la Tabla 5.7 o la ecuación 5.26

$K_3$  = factor de corrección para la condición del fondo del cauce o lecho del río, se obtiene de la Tabla 5.8

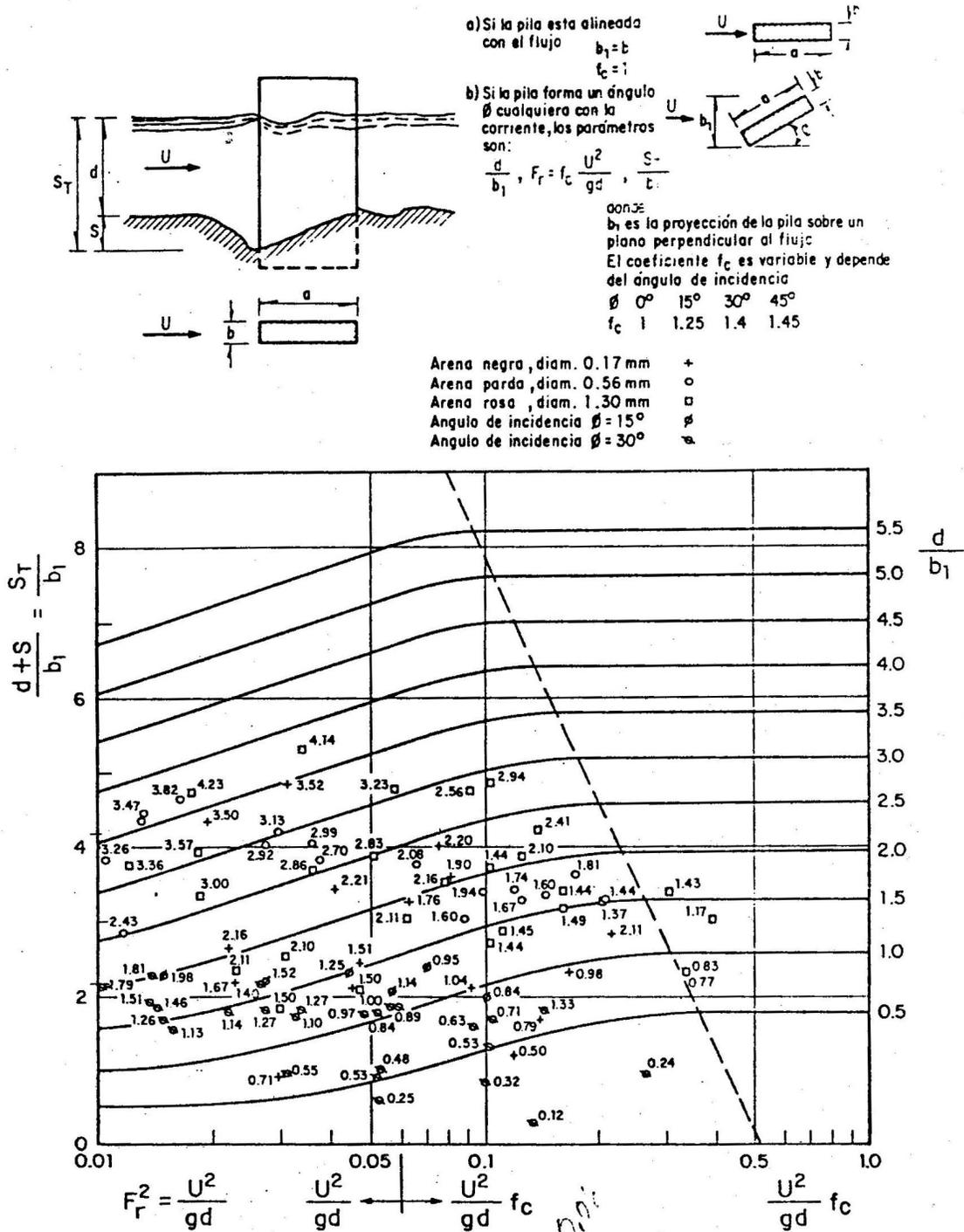
$K_4$  = Factor de corrección por acorazamiento del fondo del cauce, se obtiene de la ecuación 5.27

$a$  = ancho de la pila, m

$L$  = largo de la pila, m

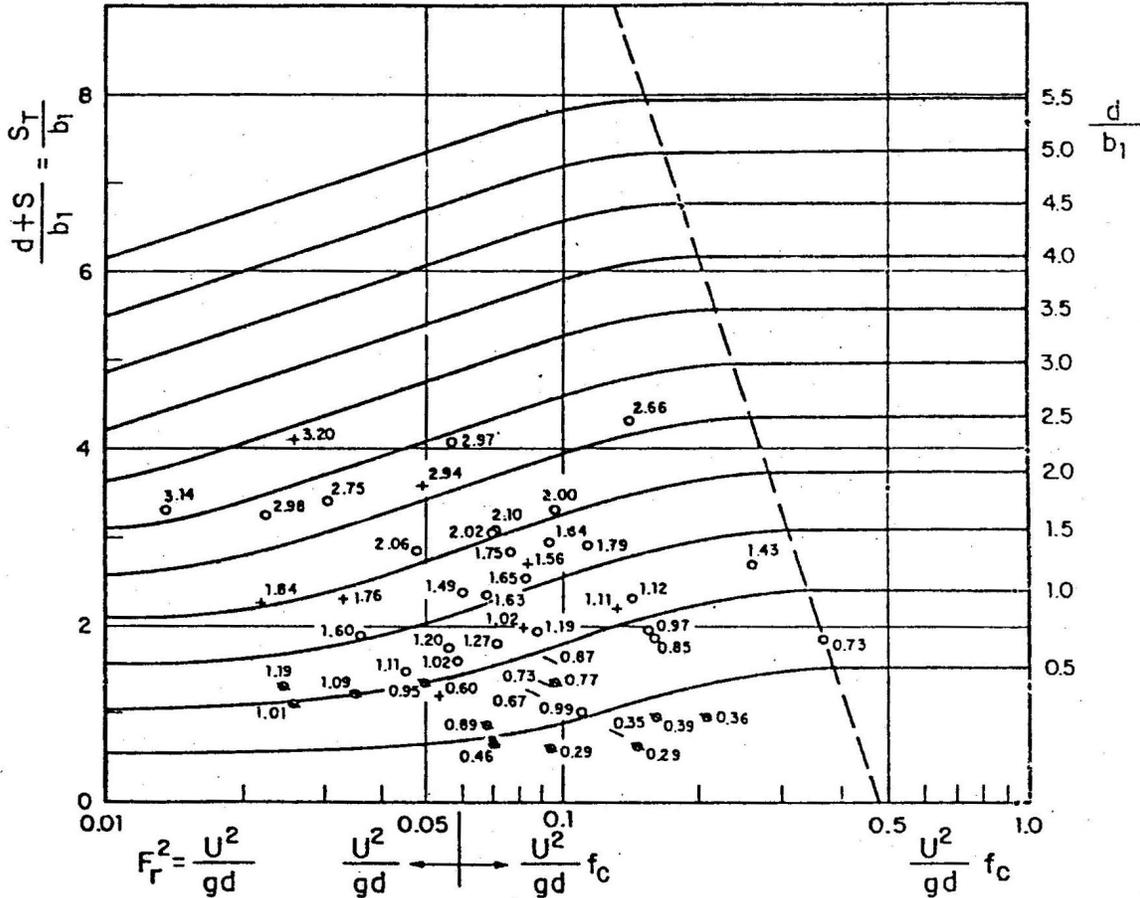
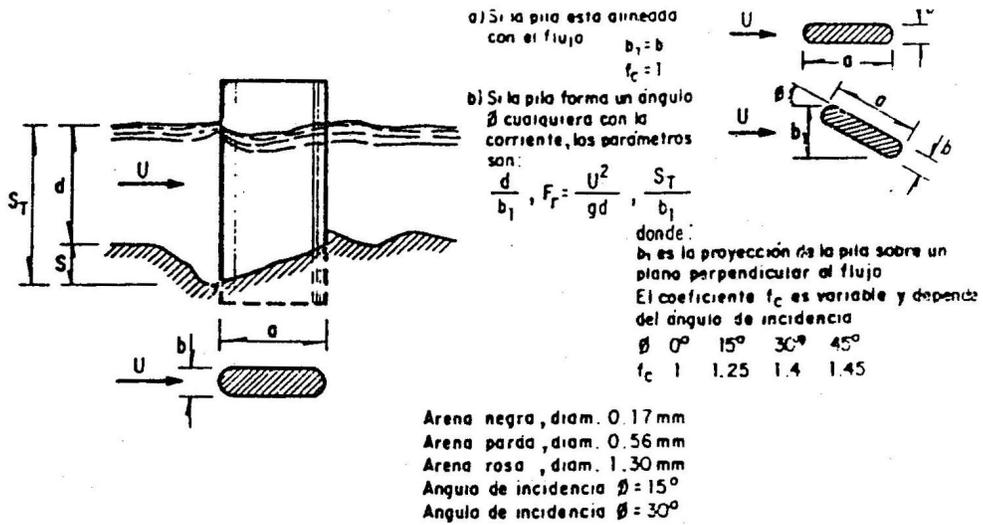
$Fr_1$  = Número de Froude directamente aguas arriba del puente =  $V_1 / (gY_1)^{1/2}$

La velocidad  $V_1$  = Media de flujo directamente aguas arriba del puente, m/s;  
 $g$  = aceleración de la gravedad ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )



Si la pila está esviada  $\phi \neq 0$  y  $F_r^2 < 0.6$  se considera  $f_c = 1$   
 Si  $F_r^2 > 0.6$  se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $F_r^2 f_c$  se entra a la gráfica

FIGURA 5. 4 Cálculo de la socavación local al pie de una pila rectangular. Método de Maza - Sánchez



Si la pila está esviada  $\phi \neq 0$  y  $Fr^2 < 0.06$ , se considera  $f_c = 1$   
 Si  $Fr^2 > 0.06$ , se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $Fr^2 \cdot f_c$

FIGURA 5.5 Cálculo de la socavación local al pie de una pila redondeada.

Método de Maza - Sánchez

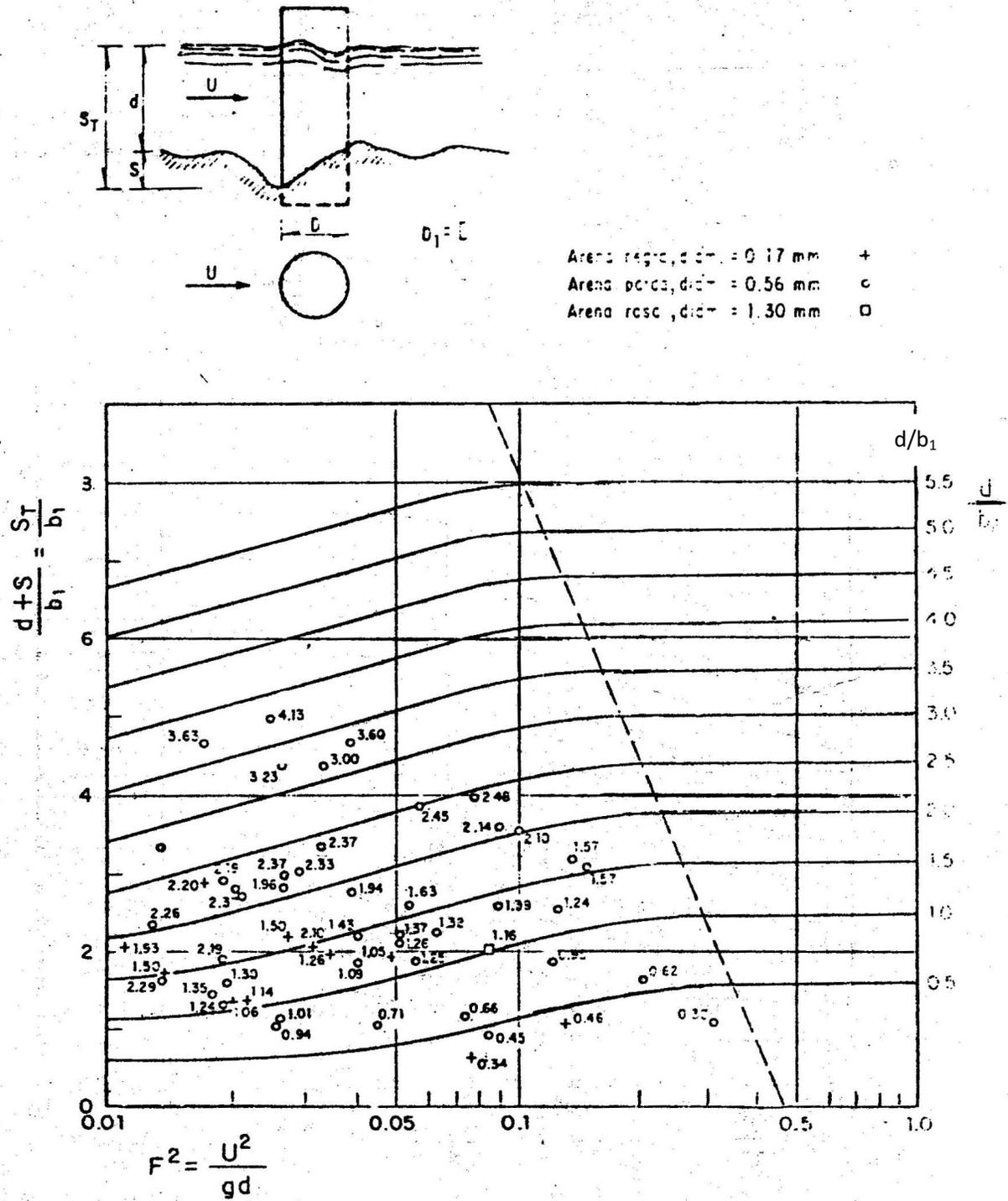


FIGURA 5.6 Cálculo de la socavación local al pie de una pila circular.  
Método de Maza – Sánchez

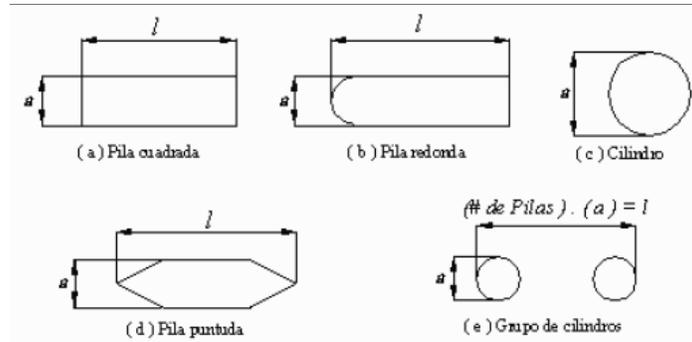


Figura 5. 7 Formas de la nariz de una pila, Método CSU.

Forma de la nariz de la pila	$K_1$
(a) Nariz cuadrada	1.1
(b) Nariz redonda	1.0
(c) Cilindro circular	1.0
(d) Nariz puntiaguda (triangular)	0.9
(e) Grupo de cilindros	1.0

Tabla 5. 6 Valores del coeficiente  $K_1$ . Método de CSU

Coeficiente  $K_2$  para diferentes ángulos  $\theta$  del flujo con el eje de la pila

Ángulo (°)	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Tabla 5. 7 Valores del coeficiente  $K_2$ . Método CSU

$$K_2 = \left( \cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65} \tag{5.26}$$

Coeficiente $K_3$ para diferentes condiciones del lecho del cauce		
Condición del lecho	Altura de la duna (m)	$K_3$
Erosión de aguas claras	No aplica (N/A)	1.0
Lecho plano y flujo antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$0.6 < H \leq 3.0$	1.1
Dunas medianas	$3.0 < H \leq 9.0$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H \geq 9.0$	1.3

Tabla 5. 8 Valores del coeficiente  $K_3$ . Método CSU

El factor de corrección  $K_4$  disminuye las profundidades de erosión por el acorazamiento del foso de erosión para los materiales del lecho que tiene un  $D_{50}$  igual o mayor que 2mm y un  $D_{95}$  igual o mayor que 20 mm. El factor de corrección resulta de la investigación reciente por A. Molinas en la CSU, la cual mostró que cuando la velocidad ( $V_1$ ) es menor que la velocidad crítica ( $V_{c90}$ ) del tamaño  $D_{90}$  del material del lecho, y hay una gradación en el material del lecho, el  $D_{90}$  limitará la profundidad de erosión. La ecuación desarrollada por J.S Jones de un análisis de los datos es:

$$K_4 = 0.4(V_R)^{0.15} \quad (5.27)$$

Donde:

$$V_R = [V_1 - Vi_{50}] / [V_{c50} - Vi_{95}] \quad (5.28)$$

$$Vi_{50} = 0.645 [D_{50} / a]^{0.053} V_{c50} \quad (5.29)$$

$$Vi_{95} = 0.645 [D_{95} / a]^{0.053} V_{c95} \quad (5.30)$$

Siendo:

$V_R$  = Razón de Velocidad

$V_1$  = Promedio de velocidad en el cauce principal o el área de la llanura de inundación en la sección transversal justo aguas arriba del puente, m/s.

$Vi_{50}$  = Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano  $D_{50}$ , m/s.

$Vi_{95}$  = Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano  $D_{95}$ , m/s.

$V_{c50}$  = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano  $D_{50}$ , m/s.

$V_{c95}$  = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano  $D_{95}$ , m/s.

$a$  = Ancho del pilar, en metros.

$$V_{c50} = K_u y^{1/6} D_{50}^{1/3} \quad (5.31)$$

$$V_{c95} = K_u y^{1/6} D_{95}^{1/3} \quad (5.32)$$

En las fórmulas anteriores:

$y$  = profundidad del agua justo aguas arriba de la pila, con exclusión de la socavación local, en metros.

$K_u = 6.19$  para Unidades del Sistema Internacional.

Valores restrictivos de  $K_4$  y tamaño del material del fondo del cauce se proporcionan en la literatura especializada, indicando que para  $D_{50}$  debe ser mayor o igual a 2 mm, para el  $D_{95}$  debe ser mayor o igual a 20 mm y el mínimo valor de  $K_4$  debe ser igual a 0.4

#### 5.4.3 MÉTODO DE LAURSEN-TOCH.

Considera dos casos en la determinación de la socavación en las pilas, uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un determinado ángulo.

- Para el primer caso se propone la siguiente expresión:

$$S_o = K_1 * K_2 * b \quad (5.33)$$

Donde:

$S_o$  = Profundidad de la socavación frente a la pila, medida desde el fondo original, en m.

$K_1$  = Coeficiente que depende de la relación que exista entre el tirante de agua después de que se presenta la socavación general "h" y el ancho o diámetro de la pila y su valor se obtiene con la ayuda de la figura 5.8

$K_2$  = Coeficiente de corrección que toma en cuenta la forma de la nariz de la pila, tomando el valor de acuerdo con la tabla 5.9

$b$  = Ancho o diámetro de la pila, en m.

- Para el segundo caso proponen:

$$S_o = K_1 * K_3 * b \quad (5.34)$$

Siendo:

$K_3$  = Coeficiente que depende del ángulo  $\phi$  que forma el eje de la corriente con el eje de la pila y de la relación que exista entre el largo ( $a$ ) y el ancho ( $b$ ) de la pila y su valor se obtiene con la ayuda de la figura 5.9

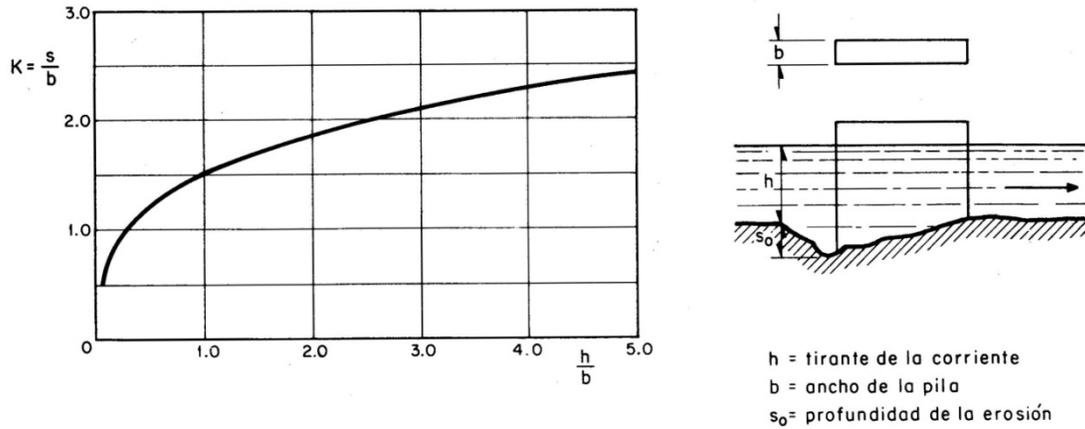


Figura 5. 8 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa. Método de Laursen – Toch.

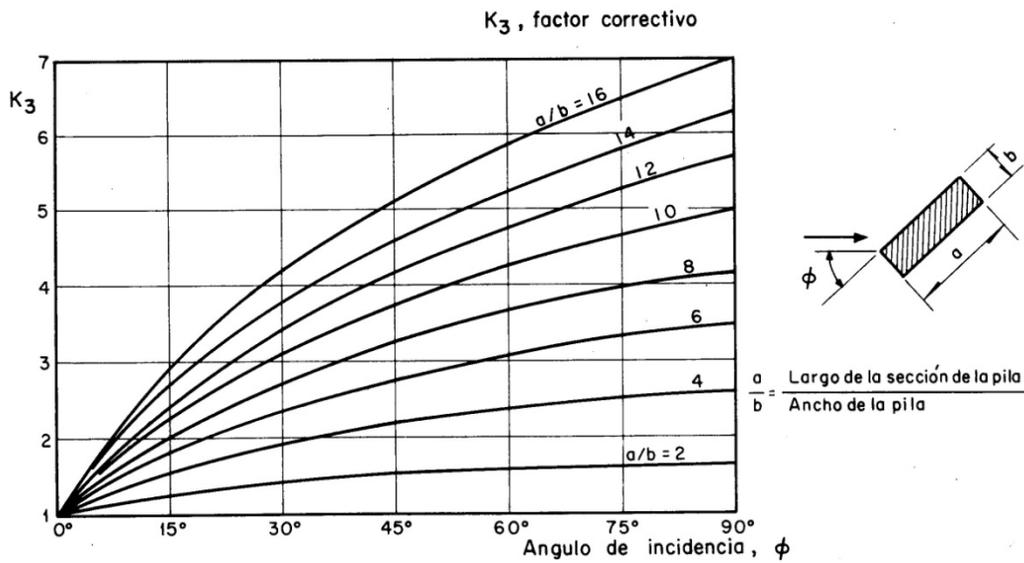
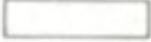
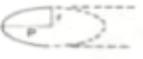
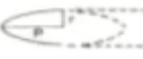


Figura 5. 9 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente. Método de Laursen – Toch.

FORMA DE LA NARIZ			COEFICIENTE $K_2$ DE SCHNEIBLE
Rectangular	$a / b = 4$		1.00
Semicircular			0.90
Elíptica	$P / r = 2 / 1$		0.81
	$P / r = 3 / 1$		0.75
Lenticular	$P / r = 2 / 1$		0.81
	$P / r = 3 / 1$		0.69

FORMA DE LA NARIZ	SEGÚN TISON
Biselada $a/b = 4$	 0.78
Perfil Hidrodinámico $a/b = 4$	 0.75

Tabla 5. 9 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila

(Aplicable sólo a pilas orientadas según la corriente). Método de Laursen - Toch

5.4.4 MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV.

Este investigador diferencia la socavación de acuerdo al tipo de material que forma el cauce, proponiendo dos fórmulas una para material cohesivo y otro para material granular o friccionante.

- Para material granular no cohesivo se tiene la siguiente fórmula:

$$S_0 = \frac{K_f K_v (C + K_H) U^2}{g} - (30D_{85}) \tag{5.35}$$

Donde:

$S_0$  = Profundidad de la socavación frente a la pila, medida desde el fondo original, en m.

$K_f$  = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y el ángulo  $\phi$  que forma el eje de la corriente y el eje de la pila y que según el tipo de pila se obtiene con la ayuda de la figura 5.10, 5.11 y 5.12.

$K_v$  = Coeficiente definido por la expresión siguiente:

$$\log K_v = \frac{-0.28^{\frac{1}{3}} * U^2}{g * b_1} \quad (5.36)$$

Siendo:

$h$  = Tirante de la corriente después de que se presenta la socavación general, en m.

$b_1$  = Proyección en un plano perpendicular a la corriente, del ancho y largo de la pila. Cuando el ángulo de incidencia sea  $0^\circ$ ,  $b_1$  toma el valor del ancho de la pila ( $b$ ), en m.

Otra forma de obtener el valor de  $K_v$  es por medio de la figura 5.13, que está en función de la velocidad de la corriente.

$C$  = Coeficiente de corrección que depende del sitio donde esté colocada la pila, tomando un valor de 0.6 si se encuentra en el cauce principal y de 1 si está en la zona de avenidas.

$K_H$  = Coeficiente que toma en cuenta el tirante del agua después de producirse la socavación general y que se puede obtener con la ayuda de la figura 5.14

$U$  = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de presentarse la socavación general, en m/s.

$D_{85}$  = Diámetro 85 "**en cm**", conforme al autor, es el diámetro representativo en el fondo del cauce. Cuando el material del fondo tiene un  $D_m$  menor de 5 mm, el investigador recomienda no considerar el segundo término de la ecuación 5.35, es decir no restar ( $30 D_{85}$ ).

- Para suelos cohesivos Yaroslavtziev utiliza la fórmula 5.38, considerando un diámetro equivalente para suelos cohesivos, de acuerdo con la tabla 5.7

METODO DE YAROSLAVTZIEV  
 EXPRESION GENERAL  $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

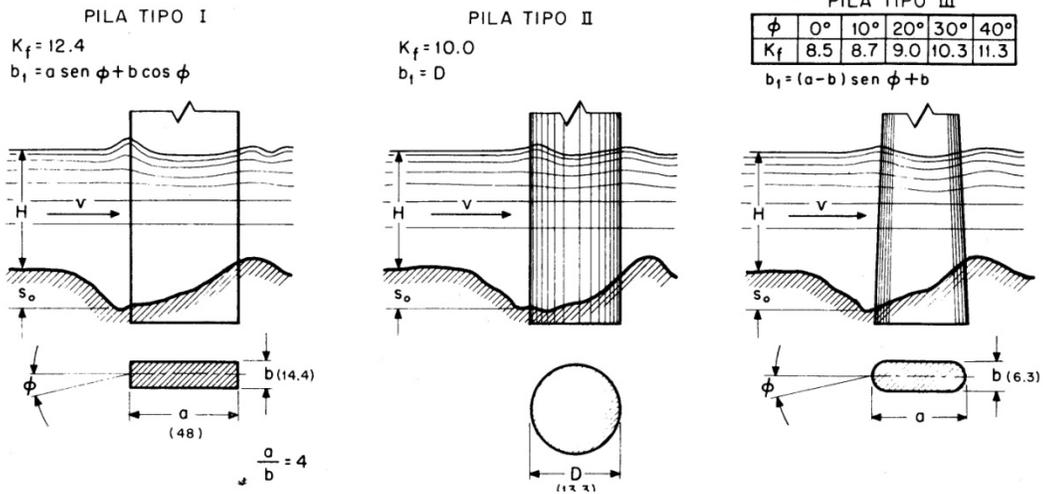


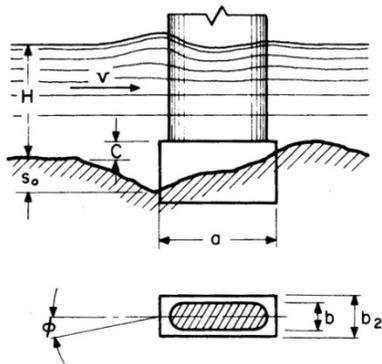
Figura 5. 10 Valores de  $k_1$  y  $b_1$  para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia.

Método de Yaroslavtziev.

**PILA TIPO IV**

$\phi$	COEFICIENTE $K_f$					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b_o) \sin \phi + b_o$  para  $C/H \leq 0.3$   
 $b_1 = a \sin \phi + b_o \cos \phi$  para  $C/H > 0.3$   
 en donde  $b_o = b + (b_2 - b) C/H$



METODO DE YAROSLAVTZIEV  
 EXPRESION GENERAL  $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

**PILA TIPO V**  
 Coeficiente  $K_f = 12.4$

$b_1 = a \sin \phi + b_o \cos \phi$   
 en donde  $b_o = b + (b_2 - b) C/H$

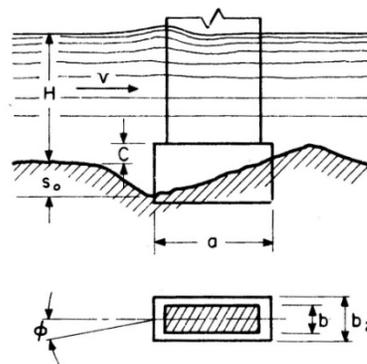


Figura 5. 11 Valores de  $k_1$  y  $b_1$  para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia.

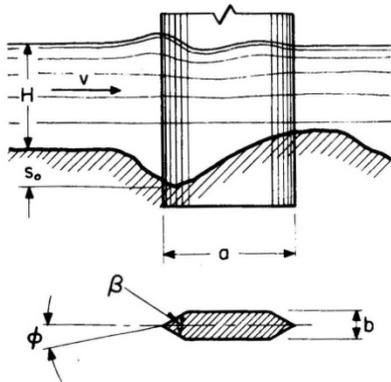
Método de Yaroslavtziev.

METODO DE YAROSLAVTZIEV  
 EXPRESION GENERAL  $S_o = K_f K_V (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO VI

$\beta^\circ$	120	90	60
$K_f$	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (a - b) \text{sen } \phi + b$$



PILA TIPO VII

$\phi$	COEFICIENTE $K_f$				
	$t/b$				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$$b_1 = (a - b) \text{sen } \phi + b$$

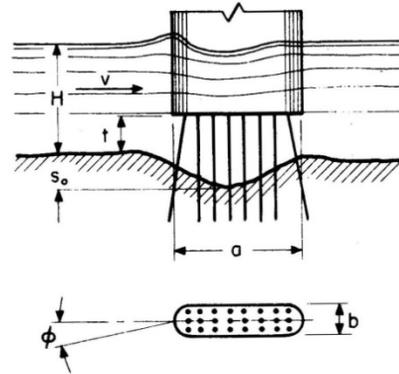


Figura 5. 12 Valores de  $k_1$  y  $b_1$  para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia. Método de Yaroslavtziev.

METODO DE YAROSLAVTZIEV

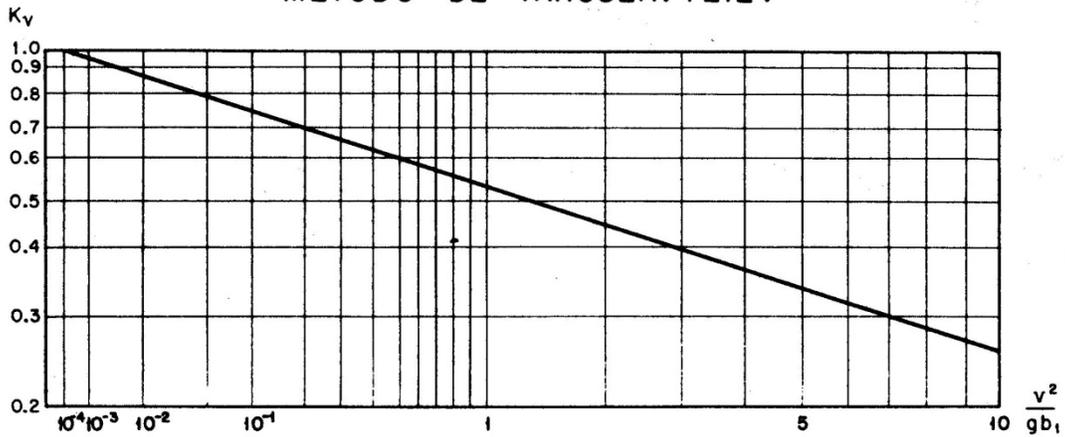


Figura 5. 13 Valores del coeficiente  $K_V$ . Método de Yaroslavtziev.

METODO DE YAROSLAVTZIEV

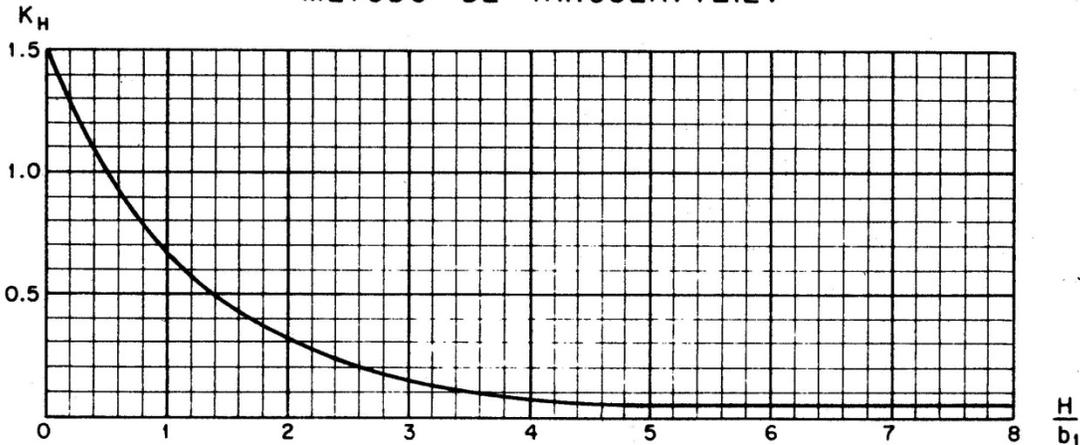


Figura 5. 14 Valores del coeficiente KH, Método de Yaroslavtziev.

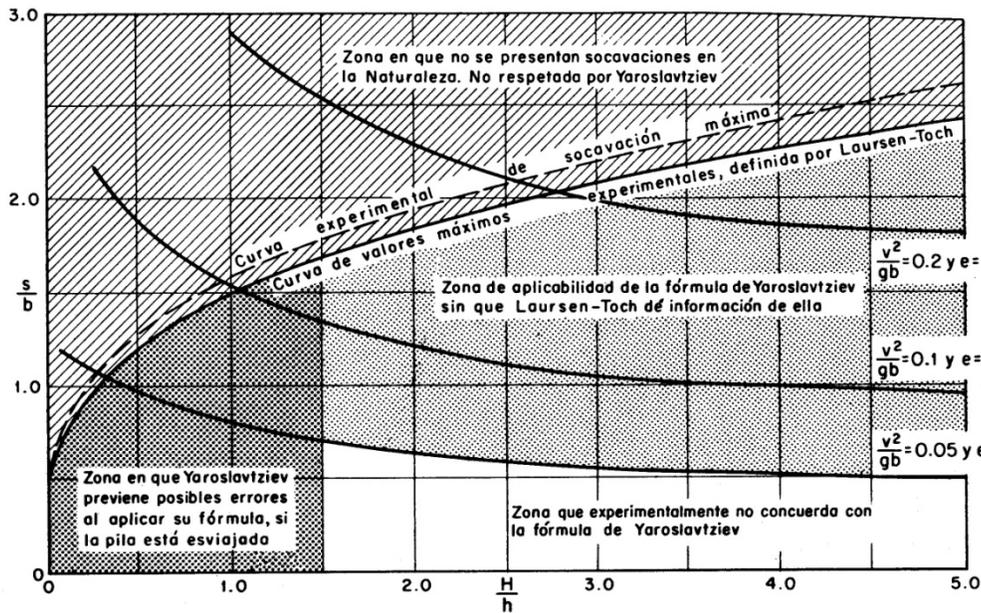


Figura 5. 15 Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen – Toch y Yaroslavtziev.

Características de los suelos	Peso Volumétrico del material seco (ton/m <sup>3</sup> )	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (cm)		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de aluvión (arcillas margarasas)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Medianamente compactos	1.2 – 1.6	4	2	2
Compactos	1.6 – 2.0	8	8	3
Muy compactos	2.0 – 2.5	10	10	6

Tabla 5. 10 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos. Método de Yaroslavtziev.

#### 5.4.5 MÉTODO DE ARTAMONOV.

Para calcular la erosión en estribos, se basa en el cálculo de una serie de coeficientes que toman en cuenta las características de la estructura, del ángulo de incidencia de las partículas líquidas con la estructura, de la relación de los gastos si no existiera la estructura o gasto de diseño ( $Q_d$ ) y el que podría pasar por dicha área de estructura ( $Q_1$ ) y del talud que presenta la estructura a la corriente.

La fórmula propuesta por el investigador es:

$$S_T = P_\alpha P_q P_k d_o \quad (5.39)$$



Donde:

$S_T$  = Profundidad máxima de la socavación medida desde la superficie libre del agua hasta el nivel socavado, en m.

$P_\alpha$  = Coeficiente que toma en cuenta el ángulo que forman el eje del espigón o estribo con el eje de la corriente, teniendo los siguientes valores:

$\alpha$	30°	60°	90°	120°	150°
$P\alpha$	0.84	0.94	1.0	1.07	1.18

Tabla 5. 11 Valores del coeficiente  $P\alpha$ . Método de Artamonov

o también por medio de la expresión:

$$P_{\alpha} = 0.782e^{0.0028\alpha} \tag{5.40}$$

$P_q$  = Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico que podría pasar por el área ocupada de la obra hidráulica ( $Q_1$ ) y el gasto de diseño ( $Q_d$ ), su valor se puede obtener por medio de la siguiente tabla:

$Q_1/Q_d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$P_q$	2.0	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla 5. 12 Valores del coeficiente  $P_q$ . Método de Artamonov

También se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$P_q = 4.429 + 1.063 \ln\left(\frac{Q_1}{Q_d}\right) \tag{5.41}$$

$P_k$  = Coeficiente que considera el talud de la obra hidráulica interpuesta al flujo, se puede obtener de la siguiente tabla:

$K$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$P_k$	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Tabla 5. 13 Valores del coeficiente  $P_k$ . Método de Artamonov

o utilizando la fórmula:

$$P_k = 1.027e^{-0.24K} \tag{5.42}$$

$d_o$  = Tirante en una sección aguas arriba inalterada, en m.

Al sustituir las ecuaciones anteriores de cada coeficiente en la fórmula propuesta por Artamonov se tiene en forma general la siguiente ecuación para calcular la socavación:

$$S_i = 0.855d_o \left[ 4.17 + \ln\left(\frac{Q_1}{Q_d}\right) \right] e^{(0.0028\alpha - 0.24K)} \tag{5.43}$$

Cuando se encuentren localizados los espigones o estribos uno enfrente de otro se ha encontrado que la socavación se reduce en un 25%, por lo que se debe de multiplicar la profundidad de socavación por 0.75

#### 5.4.6 MÉTODO DE HIRE o FROEHLICH.

El informe de HEC N° 18 recomienda dos ecuaciones para el cálculo de la erosión de estribo de lecho vivo. Cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividido por la profundidad del flujo más cercano ( $y_1$ ) es más grande que 25, el informe del HEC N°18 sugiere usar la ecuación de HIRE (Richardson, 1990). Cuando la longitud del terraplén mojado dividido por la profundidad del flujo más cercano es menor o igual a 25, el informe de HEC N°18 sugiere usar la ecuación de Froehlich (Froehlich, 1989).

#### ECUACIÓN DE HIRE

La ecuación de HIRE se aplica cuando la proporción entre la longitud proyectada del estribo y la profundidad de flujo es mayor a 25 ( $L/y_1 > 25$ ). La ecuación es la siguiente:

$$y_s = 4 y_1 (K_1 / 0.55) K_2 Fr_1^{0.33} \quad (5.44)$$

Donde:

$y_s$  = Profundidad de erosión en metros.

$y_1$  = Profundidad del flujo en la punta del estribo en la llanura de inundación o en el canal principal, en metros, tomado en la sección transversal justo aguas arriba del puente.

$K_1$  = Factor de corrección por la forma del estribo, ver Tabla 5.14

$K_2$  = Factor de corrección por el ángulo de ataque ( $\theta$ ) del flujo con el estribo.  $\theta = 90$  cuando los estribos son perpendiculares al flujo,  $\theta < 90$  si el terraplén se orienta aguas abajo, y  $\theta > 90$  si el terraplén se orienta aguas arriba, se puede obtener de la figura 5.16

$Fr_1$  = Número de Froude basado en la velocidad y profundidad contigua y justo aguas arriba de la punta del estribo.

Tipo de estribo	K1
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

Tabla 5. 14 Valores del coeficiente  $K_1$ , Método de HIRE.

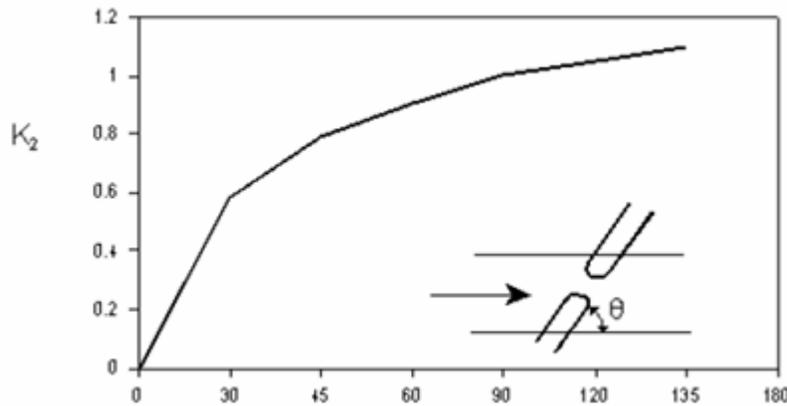


Figura 5.16 Factor de corrección  $K_2$  para estribo oblicuo, Método de HIRE.

### ECUACIÓN DE FROEHLICH

Froehlich analizó 170 mediciones de la erosión en lecho vivo en canales de laboratorio mediante análisis de regresión para obtener la siguiente ecuación para ( $L/y_1 \leq 25$ ):

$$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr_1^{0.61} + y_a \quad (5.45)$$

Donde:

$y_s$  = Profundidad de erosión en metros.

$K_1$  = Factor de corrección por la forma del estribo, ver Tabla 5.14

$K_2$  = Factor de corrección por el ángulo de ataque ( $\theta$ ) del flujo con el estribo.  $\theta = 90$  cuando los estribos son perpendiculares al flujo,  $\theta < 90$  si el terraplén se orienta aguas abajo, y  $\theta > 90$  si el terraplén se orienta aguas arriba. Ver Figura 5.16  $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$

$L'$  = Longitud del estribo (terraplén) proyectado perpendicular al flujo, en metros.

$y_a$  = Profundidad promedio del flujo en las llanuras de inundación en la sección de aproximación, en metros.

$Fr_1$  = Número de Froude de las llanuras de inundación en la sección de aproximación,  $Fr = Ve / (gy_a)^{1/2}$

$Ve$  = Velocidad promedio en el flujo de aproximación  $Ve = Qe / Ae$ , m/s

$Qe$  = Flujo obstruido por el estribo y el terraplén en la sección de aproximación, en  $m^3/s$ .

$Ae$  = Área de flujo de la sección de aproximación obstruido por el estribo y terraplén,  $m^2$

**Nota:** La forma de la ecuación antes mencionada de Froehlich es para el propósito de diseño. La adición del promedio de la profundidad de la sección de aproximación,  $y_a$ , fue agregada a la ecuación en orden a un estimado del 98 % de los datos. Si la ecuación está siendo usada en un modo de análisis (por ejemplo: para predecir la erosión de un evento en particular), Froehlich sugiere dejar la adición de la profundidad de aproximación ( $+y_a$ ). El programa HEC-RAS siempre calcula la erosión del estribo con el ( $+y_a$ ) incluido en la ecuación.

### 5.5. SOCAVACIÓN AGUAS ABAJO DE GRANDES EMBALSES.

Los cambios que sufre un cauce por efecto de la construcción de un embalse de tal magnitud que el transporte de sedimentos que normalmente transporta el río, se ven retenidos en el vaso de la presa y aguas abajo de ésta se descarga agua con muy poco o nulo sedimento, esto se refleja en un descenso gradual del fondo del cauce, empezando al pie de la cortina y prolongándose hasta una determinada distancia, que variará con el tiempo, en que el material socavado se repone con el material transportado de aguas arriba.



Para determinar la variación en el tiempo del fondo del cauce, se requiere tener el perfil del cauce desde la cortina hasta una longitud significativa o hasta un punto donde el material sea prácticamente no erosionable; ancho medio del cauce; gasto líquido de la descarga media de la presa; y gasto sólido de fondo total. Toda la información anterior se deberá de obtener antes de la construcción del embalse o cuando éste ya está construido los gastos se deben obtener de una sección inalterada aguas arriba de la presa.

El método propuesto por Maza se basa en la hipótesis de que no existirá erosión cuando se tenga una pendiente crítica ( $S_c$ ), la cual produzca una velocidad crítica ( $U_c$ ) no erosiva, variables que pueden ser calculadas por medio de alguna de las fórmulas de Keulegan, con los cambios que se presentan a continuación y la fórmula de la pendiente crítica:

Por ejemplo para un cauce trapecial:

$$U_c = 5.75 \log \left( \frac{12.3 R_{hc}}{k_s} \right) \sqrt{R_{hc} S_c g} \quad (5.46)$$

$$S_c = \frac{0.06 D_{90} \Delta}{R_{hc}} \quad (5.47)$$

Donde:

$R_{hc}$  = Radio Hidráulico crítico, en m.

$$k_s = 2 * D_{90}, \text{ en m.}$$

Como se puede observar ambas ecuaciones dependen del  $R_{hc}$ , que es desconocido igual que  $U_c$  y  $S_c$ , por lo que se debe de proceder por tanteos de acuerdo con el siguiente procedimiento propuesto:

- Se supone un valor de  $R_{hc}$
- Con el valor de  $R_{hc}$  se calcula la  $U_c$  con la ecuación 5.46
- De la ecuación de continuidad se despeja el Área crítica ( $A_c$ )
- Con  $A_c$  y el ancho del fondo "b", se calcula el tirante crítico ( $d_c$ )
- Se calcula el Perímetro mojado crítico ( $P_{mc}$ ) con los valores obtenidos en el inciso "d"
- Con el valor de  $A_c$  y  $P_{mc}$  se calcula el  $R_{hc}$
- Se comparan el valor de  $R_{hc}$  supuesto y el calculado, si estos son diferentes se procede a regresar al inciso "a", hasta que se cumpla la igualdad

Una vez que se tiene calculado el  $R_{hc}$ , se procede a suponer un descenso en el fondo del cauce al pie del embalse ( $z_1$ ) y a partir de este punto se traza una línea que tenga la pendiente crítica " $S_c$ ", hasta cortar con el fondo del cauce original que tiene una pendiente  $S_o$  (ver figura 5.17), la distancia que exista entre el punto definido por  $S_c$  y  $S_o$  y el pie del embalse define la longitud socavada  $L_1$ , siendo el volumen erosionado el área que queda dentro de  $S_c$  y  $S_o$  y multiplicado por "b". Analíticamente se puede obtener por medio de la ecuación siguiente:

$$A_1 = \left[ \left( \frac{-z_1}{m} \right) r_1 \right] - \left[ \pi * r_1^2 \left( \frac{\phi^\circ}{360^\circ} \right) \right] + \frac{z_1^2}{2m} - \frac{z_1^2 S_c}{2} \quad (5.48)$$

Donde:

$m$  = Es la diferencia entre  $S_o$  y  $S_c$ .

$r_1$  = radio de la circunferencia que toca el punto  $z_1$  y el punto de la intersección de  $S_o$  y  $S_c$ .

O también por la fórmula:

$$r_1 = \frac{-z_1}{1 - \sqrt{m^2 + 1}} \quad (5.49)$$

$\phi$  = Ángulo de la sección del círculo comprendido en  $L_1$  o también:

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\alpha_1}{r_1}\right) \tag{5.50}$$

Siendo:

$\alpha_1 =$  Longitud socavada con  $z_1$ , es decir  $\alpha_1 = L_1$ , o también:

$$\alpha_1 = L_1 = \frac{-2z_1}{m} \tag{5.51}$$

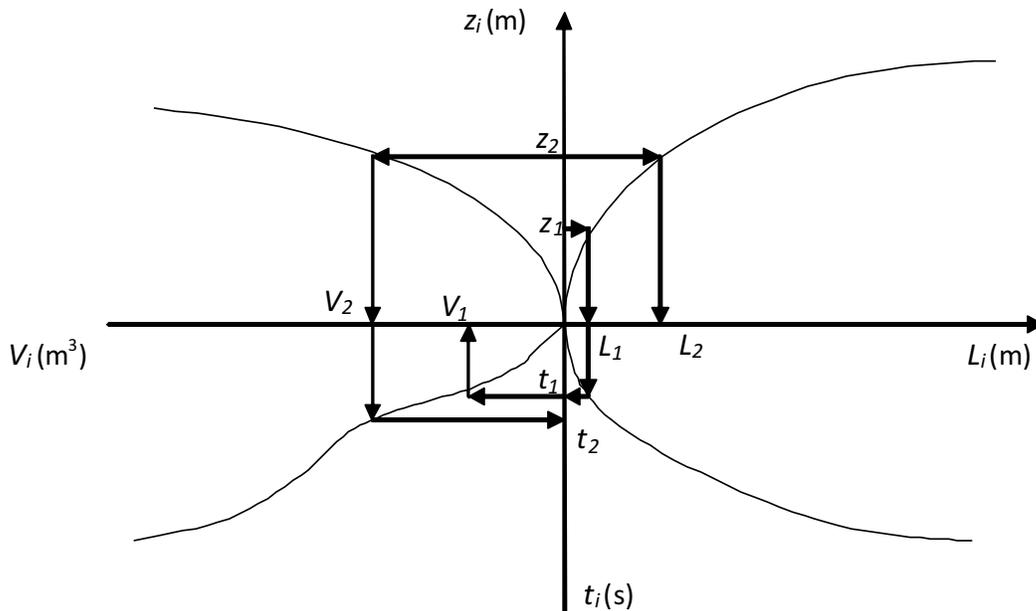
Para calcular el tiempo en que tarda en descender del nivel original hasta el nivel  $z_1$ , se puede obtener por medio de la ecuación siguiente:

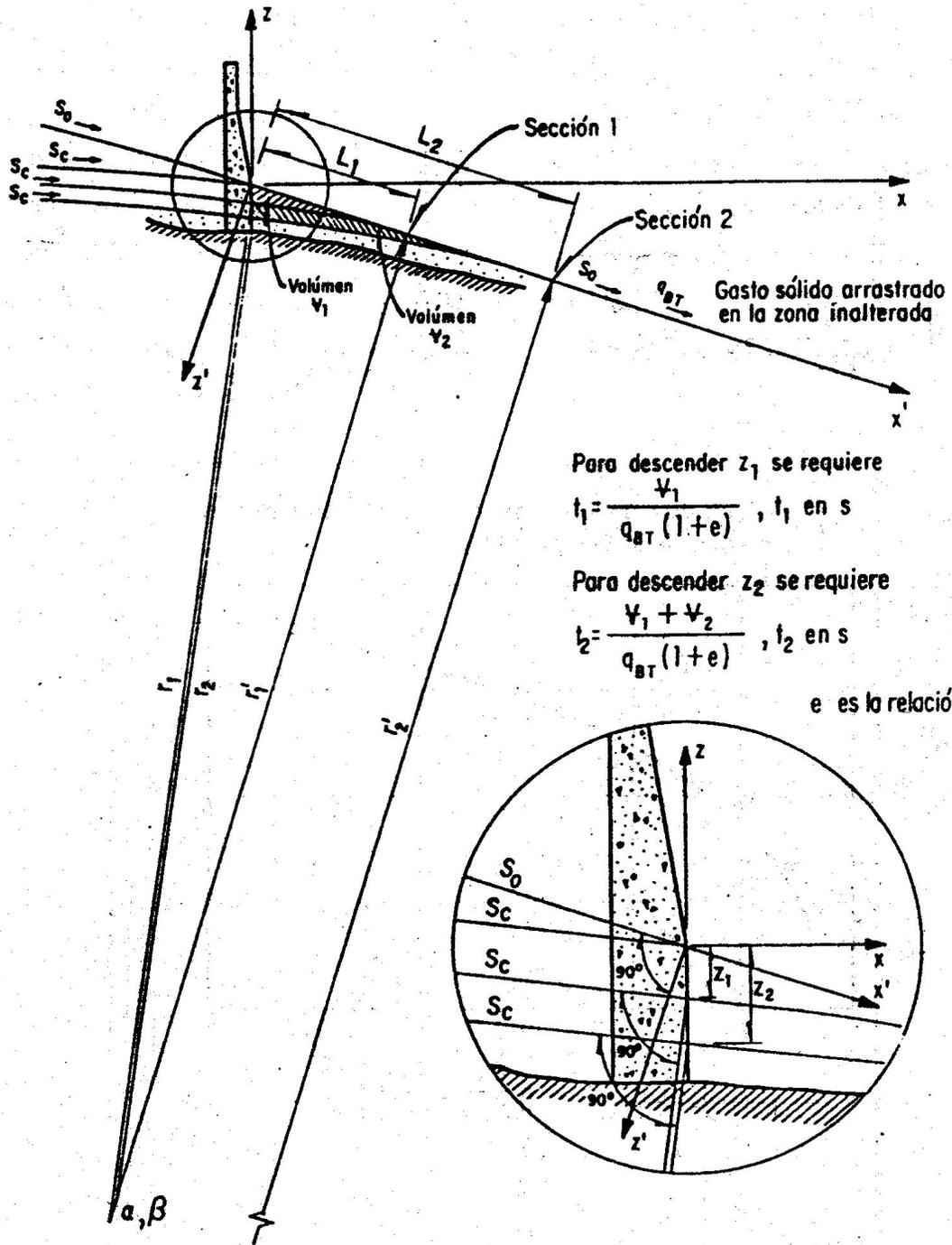
$$t_1 = \frac{A_1 * b}{q_{BT}(1 + rv)} \tag{5.52}$$

Siendo:

$rv =$  relación de vacíos (volumen de vacíos / volumen de sólidos)

Se recomienda considerar diferentes valores de "z", calculando sus respectivos volúmenes socavados, longitudes socavadas y los tiempos de socavación, para después proceder a graficarlos y de esta forma determinar el volumen que se socava y la longitud que es afectada en un determinado tiempo, como se muestra en el esquema siguiente:





$$\alpha = -\frac{2z_1}{m}, \quad \beta = -\frac{z_1}{1-\sqrt{m^2+1}}, \quad r_1 = \beta$$

$$m = S_0 - S_c$$

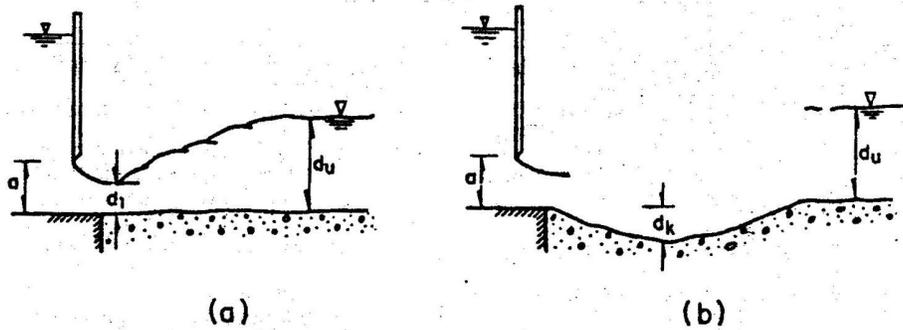
Figura 5.17 Forma como se realiza la erosión de un cauce aguas debajo de un embalse, si el material es uniforme.

### 5.6 SOCAVACIÓN PRODUCIDA POR LA DESCARGA DE COMPUERTAS DE FLUJO INFERIOR.

Cuando la descarga de la compuerta no es ahogada, la socavación se puede calcular usando el método de Valenti.

#### 5.6.1 MÉTODO DE VALENTI.

Este método propone calcular la socavación aguas abajo de la compuerta, por medio del número de Froude en la vena contraída ( $Fr_1$ ), del tirante o espesor de la vena contraída ( $d_1$ ) y de un diámetro representativo del cauce, que de acuerdo con Valenti es el  $D_{90}$ , con la ayuda de la figura 5.18



$d_k$  profundidad de la socavación provocada por la descarga de la compuerta, en m

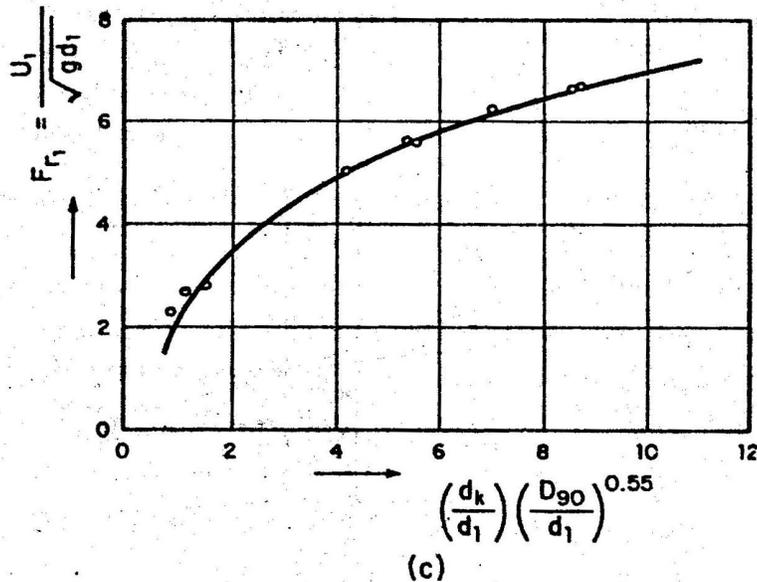


Figura 5. 18 Profundidad de la erosión aguas abajo de una compuerta según Valenti

### 5.7. SOCAVACIÓN EN OBRAS DE DESCARGA.

Por la complejidad y variedad del fenómeno actualmente no se ha podido representar matemáticamente y se recomienda que para obras como salto de esquí o deflectores se estudie la socavación por medio de modelos hidráulicos.



Vista de los saltos de esquí en funcionamiento y socavación aguas abajo, del Aprovechamiento Hidroeléctrico Caracoles, tomado de:

[http://www.revista.unsj.edu.ar/revista35/modelo\\_caracoles.php](http://www.revista.unsj.edu.ar/revista35/modelo_caracoles.php)

### 5.8. SOCAVACIÓN BAJO TUBERÍAS.

Cuando por efecto de socavación general o por necesidades técnicas, una tubería quede parcial o totalmente expuesta al flujo, se produce una erosión local bajo la tubería, este tipo de socavación se puede calcular por el siguiente método:



**Cuando la socavación del lecho del río llega hasta el tubo del cruce subfluvial el tubo queda sin protección contra la acción del flujo y se destapa rápidamente por sectores.**

**Las fuerzas que desarrolla el flujo sobre el tubo producen vibraciones en el conducto y pueden ocasionar su rompimiento en forma rápida.**



Fotografía tomada de:  
<http://www.cronicadelquindio.com>

5.8.1 MÉTODO DE MAZA.

La socavación bajo una tubería expuesta está en función del diámetro de la tubería ( $D$ ), distancia del fondo del cauce a la cota del tubo ( $a$ ) y el número de Froude, usando la figura 5.19

Generalmente aguas abajo de una tubería expuesta al flujo de la corriente, se presentan valores de socavación de mayor magnitud que la que se presenta bajo la tubería, por lo que se recomienda evitar al máximo que se tenga más de medio diámetro de la tubería expuesta a la corriente, una vez que ya se presentó la socavación general.

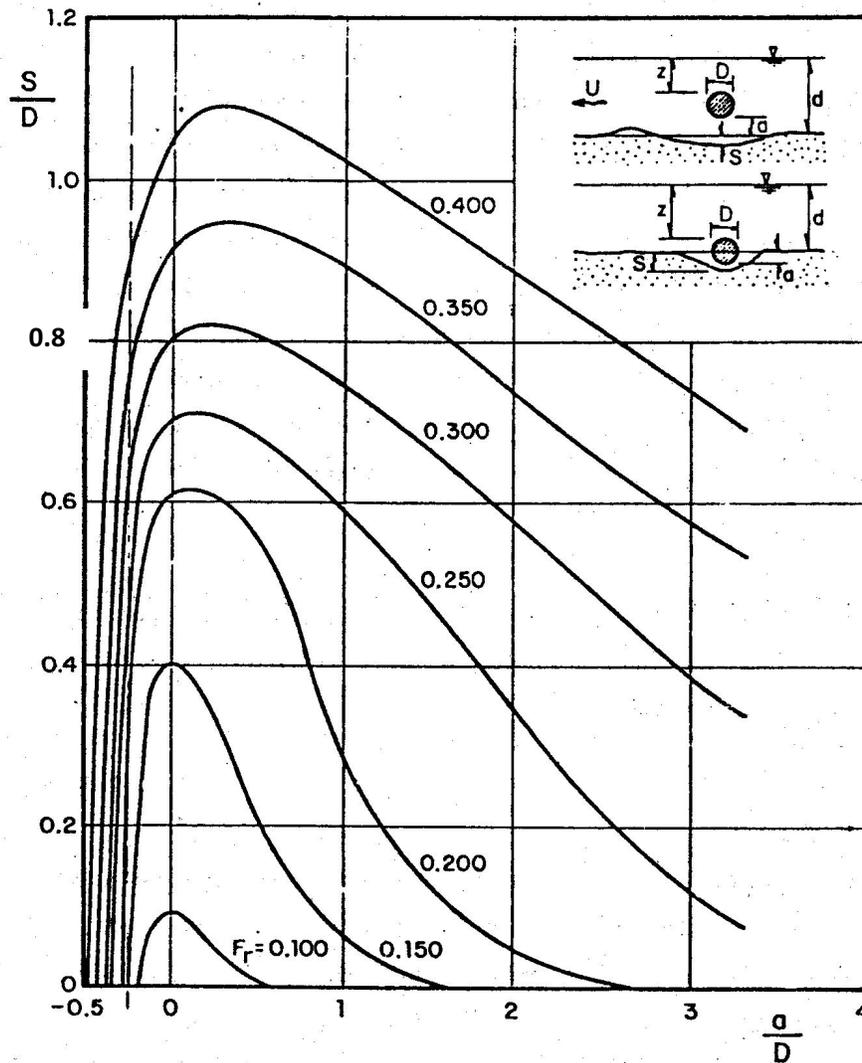


Figura 5.19 Cálculo de la socavación local bajo tuberías en función de  $a/D$  y  $F_r$ . Método de Maza

NOTA. Un ejemplo del presente capítulo se encuentra al final del capítulo 7, ya que están ligados los tres temas tratados en los tres últimos capítulos de éstos apuntes.

## 6. OBRAS DE PROTECCIÓN MARGINAL

Cuando se desea encauzar una corriente o cuando se quiere impedir el corrimiento de un cauce por poner en peligro una población, vías de comunicación o construcciones importantes, se pueden utilizar espigones, muros longitudinales y/o diques longitudinales y recubrimiento de las márgenes con elementos no rígidos, como los gaviones, mallas y tapetes de concreto.

### 6.1 ESPIGONES

Para su diseño se deben contemplar los siguientes aspectos:

- a. LOCALIZACIÓN EN PLANTA. Dependiendo de si se desea evitar la socavación de la margen actual o recuperarla o proteger una margen rectificadas, se debe contar para la localización de los espigones de un levantamiento de la zona en planta, donde se procederá a trazar el eje de la corriente y en las orillas delinear una frontera hasta donde se pretende que llegue la erosión, que generalmente es paralela al eje de la corriente y a donde coincidirá el extremo del espigón. El trazo de esta frontera influye directamente en la longitud de los espigones, separación y orientación, por lo que se recomienda estudiar varios trazos para definir la mejor alternativa de protección.



Para el caso de protección en meandros formados con arenas y limos, conviene dentro de lo posible, que los radios de las curvas de la línea de protección, medidos hasta el eje del cauce, tenga la longitud " $r$ " siguiente:

$$2.5B \leq r \leq 8B \quad (6.1)$$

- b. LONGITUD DE LOS ESPIGONES. La longitud total de un espigón está formada por una longitud de anclaje y una longitud de trabajo, la primera se debe procurar que tenga la menor longitud posible y generalmente se elimina para hacer más económica la obra de protección, pues resulta más barato anclar aquellos espigones que se separen de la margen del cauce que anclarlos todos. Sin embargo esto no aplica cuando el espigón protege a una población, por lo que la longitud de anclaje se recomienda sea de una cuarta parte de la longitud de trabajo del espigón. La longitud de trabajo del espigón es variable y depende de la distancia que exista entre la margen actual y la frontera seleccionada anteriormente. Se recomienda que la longitud de trabajo sea mayor o igual que el tirante y menor o igual que la cuarta parte del ancho de la superficie libre del agua, calculados por algún método de Estabilidad de Cauces.

Cuando se protege una curva o un tramo largo de la margen recta de un cauce, los tres primeros espigones aguas arriba se consideran de longitud variable hasta que se alcanza la longitud de proyecto (si todos los espigones son de longitud constante). El primer espigón tendrá una longitud máxima igual al tirante medio del cauce y los otros dos incrementarán su longitud en forma constante hasta que el cuarto espigón tenga la longitud de proyecto.

- c. SEPARACIÓN. Se mide sobre la orilla de la margen del cauce y es función de la longitud de trabajo del espigón ( $L_T$ ) que se encuentra colocado aguas arriba, del ángulo que forme el eje del espigón con el eje de la corriente ( $\alpha$ ) y del ángulo de ampliación de la corriente después del paso por el extremo del espigón ( $\beta$ ), este último ángulo varía entre  $9^\circ$  y  $11^\circ$ . Para tramos rectos la separación ( $S_p$ ) vale de 4.5 a 5.5 veces la  $L_T$ , cuando  $\alpha$  varía entre  $70^\circ$  a  $90^\circ$  y de 5 a 6 veces  $L_T$  cuando  $\alpha$  es igual a  $60^\circ$ . Para curvas regulares la separación  $S_p$ , varía entre 2.5 a 4 veces  $L_T$  y para curvas irregulares necesariamente se debe definir gráficamente como se muestra en la figura 6.1. Cuando no se empotren los espigones a la margen del cauce, se deberá tomar el valor menor de los indicados anteriormente.

Para los tres primeros espigones la separación entre ellos será de 4 veces la  $L_T$  del espigón de aguas arriba, recomendándose que el ángulo que forme la línea de frontera de estos tres espigones y la orilla ( $\gamma$ ) figura 6.2, sea de  $9^\circ$ .

Cuando se desea hacer más económica una obra, se pueden separar los espigones después de los tres primeros, hasta 8 veces la longitud de trabajo del espigón de aguas arriba, cuando se colocan en tramos rectos y 6 veces la longitud de trabajo cuando se localicen en curvas, siendo necesario que después de la primera época de avenidas se construyan espigones intermedios con menor  $L_T$ , aguas arriba de aquellos que presenten fuertes erosiones o que hayan fallado.

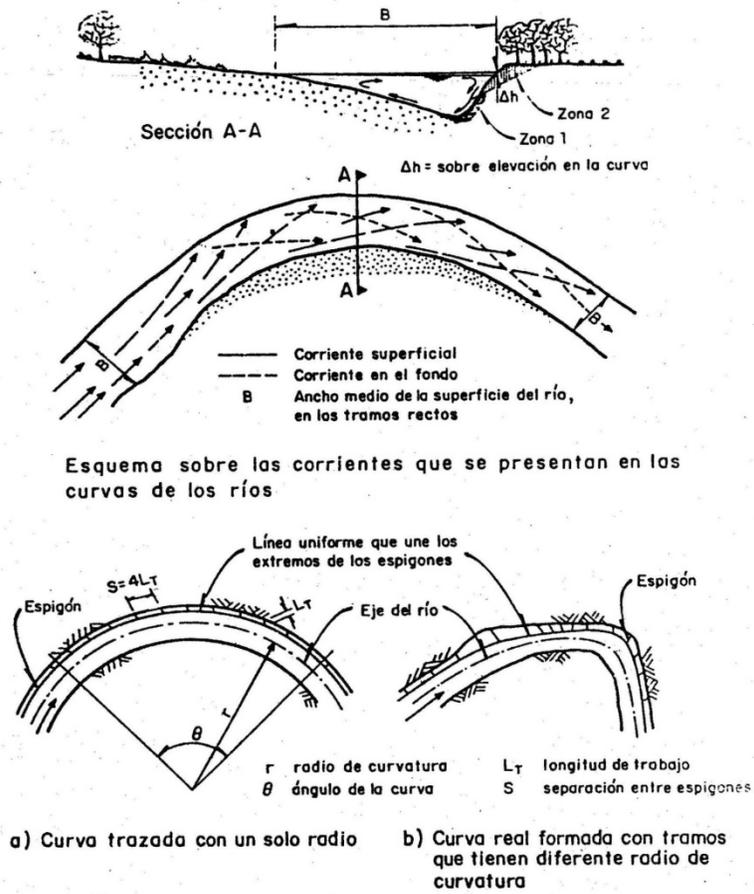


FIGURA 6. 1 Localización en planta de una obra de defensa con espigones

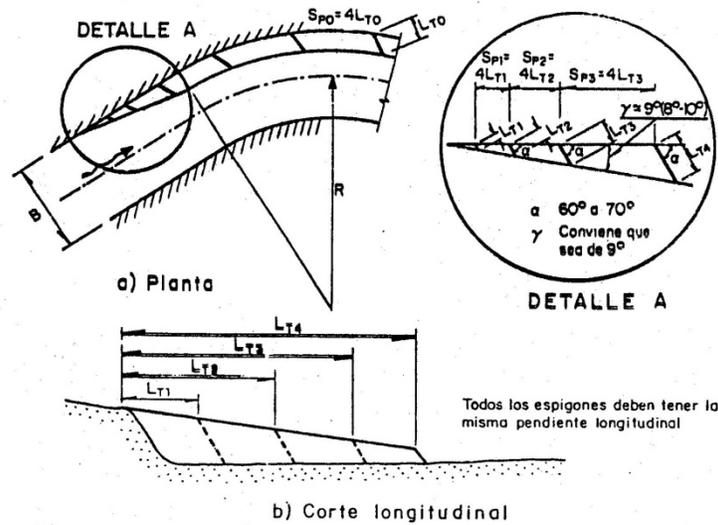
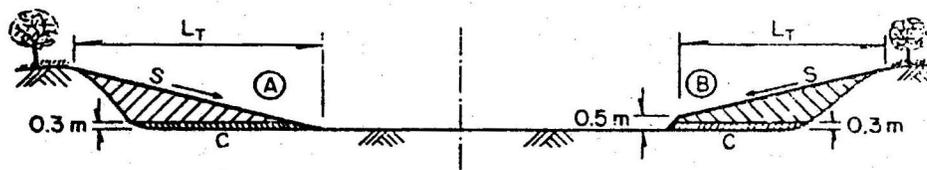


FIGURA 6. 2 Localización de los primeros espigones de una protección hecha con estas estructuras

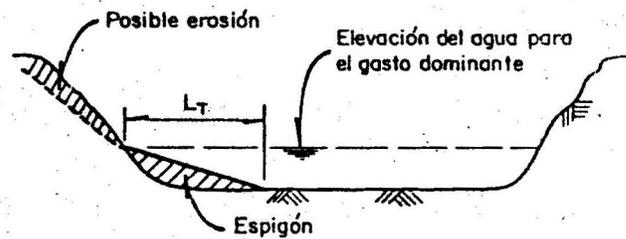
- d. **ELEVACIÓN Y PENDIENTE DE LA CORONA.** El espigón debe iniciar su corona a la altura del bordo del río o al tirante cuando pasa el gasto formativo cuando el cauce está semi-encañonado, teniendo en su extremo final una altura máxima de 50 cm, aunque puede terminar su corona en contacto con el fondo, al realizarse de ésta forma se tienen pendientes de 0.05 a 0.25, dando buenos resultados, sin embargo entre mayor pendiente tenga la corona prácticamente se elimina la socavación local y el depósito de material sedimentado es más rápido.
- e. **ORIENTACIÓN.** Se pueden orientar los espigones hacia aguas arriba, hacia aguas abajo o normales al eje de la corriente, encontrando experimentalmente que los orientados hacia aguas arriba de la corriente, es decir ángulos  $\alpha$  mayores de  $120^\circ$ , no dan buenos resultados. Se recomienda que para tramos rectos o curvas regulares el ángulo que forme con la corriente sea de  $70^\circ$  y para curvas irregulares el ángulo  $\alpha$  se recomienda sea menor de  $70^\circ$  hasta  $40^\circ$ , sobre todo si la curva es muy cerrada, es decir con un radio de curvatura menor de 2.5 veces el ancho de la superficie libre del agua en una sección recta aguas arriba. Cuando el ángulo  $\alpha$  es menor de  $40^\circ$  es recomendable construir muros longitudinales, ya que resulta ser casi de la misma longitud total de los espigones con el del muro longitudinal. Para ángulos entre  $70$  y  $90^\circ$  prácticamente la  $L_T$  es la misma.
- f. **MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.** Pueden ser de madera, troncos, ramas de árboles, piedras, elementos prefabricados de concreto, acero y alambre, etc., siendo los más usuales de tablestacados y los de enrocamiento suelto o formando con gaviones.

Quando se desea recuperar la margen del cauce erosionado, se recomienda que los espigones sean permeables para facilitar el depósito de material sólido que transporta la corriente. El diseño estructural de los espigones debe contemplar además del empuje del agua, el empuje producto del material sólido que llega a la estructura y la golpea, tanto por material constante que transporta el cauce como aquel que llega en forma extraordinaria (época de avenidas).

- g. **SOCAVACIÓN LOCAL.** Cuando se tienen elementos sueltos que formen el espigón, conviene en su etapa constructiva dar protección a su extremo en contacto con la corriente, ya que en este lugar es donde se presentan mayores niveles de erosión, sobre todo cuando la velocidad es mayor de 0.5 m/s, recomendándose construir una base de pedraplén de 30 cm de espesor donde se desplante el espigón, aunque si la pendiente de la corona es fuerte la socavación será pequeña.



a) Colocación de un espigón cuando la margen no está muy elevada



b) Colocación de un espigón cuando la margen está muy elevada

FIGURA 6. 3 Localización de un espigón, en función de la elevación de la margen

## 6.2 MUROS Y DIQUES LONGITUDINALES

Para proteger las márgenes de los ríos, desde tiempos antiguos se han utilizado las obras denominadas muros o diques las que, genéricamente y atendiendo a su posición con relación al cauce, se denominan obras longitudinales. Son muros o revestimientos, suficientemente resistentes a las fuerzas desarrolladas por el agua. En algunos casos también deben diseñarse como muros de contención. Pueden fallar por mala cimentación, volcamiento y deslizamiento, sobre todo las obras que mayor número de fallas ha presentado son aquellas que se construyen con material rígido, como concreto, mampostería y tablestacados, por lo que actualmente es más frecuente encontrar muros y diques longitudinales contruidos por medio de elementos flexibles como los gaviones.

En el caso de los diques longitudinales las partes que lo componen son:

- Coronamiento
- Bordo libre
- Nivel de agua de proyecto
- Talud de aguas arriba (en este caso, considerando que el agua tiende a infiltrar a través del dique, el talud de aguas arriba es aquel que se encuentra al interior del cauce del río).
- Nivel del terreno aguas arriba

- Corona
- Cuerpo de apoyo, aguas arriba. El material utilizado en esta parte del dique puede ser granular y poco permeable.
- Núcleo impermeable
- Cuerpo de apoyo, aguas abajo. El material debe ser permeable.



FIGURA 6. 4 Muro longitudinal



FIGURA 6. 5 Muro longitudinal con gaviones



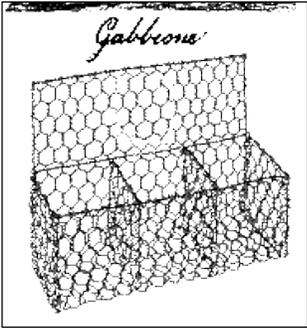
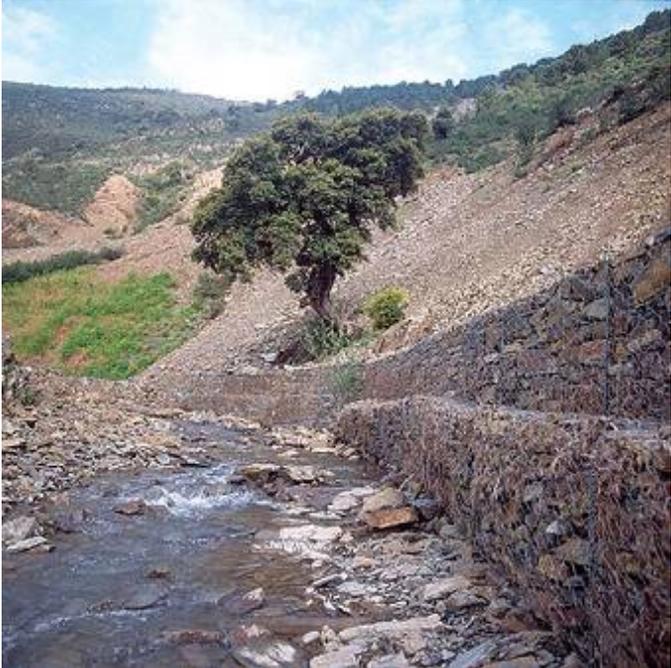
FIGURA 6. 6 Muros longitudinales con espigones

En general, y en cuanto al objetivo básico de eliminar la realidad del transporte sólido y sus secuelas, las obras longitudinales limitan su función a evitar la erosión y las inundaciones en las márgenes del cauce, completando la labor a cargo de las obras transversales, que impiden la erosión del lecho. La proyección, pues, de las estructuras longitudinales es más bien de defensa y salvaguarda pasiva frente al proceso torrencial, mientras que la obra transversal incide activa y decisivamente sobre el propio proceso.

Ello no quiere decir que la obra longitudinal no contribuya a aminorar el estado torrencial, pues, indudablemente, si aquélla consolida o refuerza márgenes inestables, o el pie de una ladera erosionable por laminación de las aguas, se ha eliminado una fuente de incorporación de materiales a la corriente del curso. Igualmente, en todo lo que suponga trabajos de saneamiento en terrenos muy húmedos o derivaciones hacia lechos de evacuación no erosionables, la función del diseño longitudinal es de máxima eficacia. Sin embargo, la obra longitudinal se enfoca siempre como solución de determinadas situaciones que inciden o son consecuencia del contexto torrencial y que resuelve localizados problemas, pero resultaría inviable su adopción como técnica exclusiva o, incluso, preponderante para una corrección completa del estado torrencial de un cauce.

Las obras de tipo longitudinal pueden clasificarse según el objetivo principal para el que habitualmente se emplean en los cauces torrenciales en: obras de defensa contra las erosiones laterales, de contención de deslizamientos de laderas, y de defensa contra las inundaciones.

Otras formas de evitar la socavación en las márgenes y fondo de un río es colocando elementos que protejan el material natural que conforma el cauce, como es el uso de gaviones, mallas elementos plásticos, geotextiles y tapetes de concreto, por lo que la decisión de utilizar unos u otros se debe de analizar y realizar una comparación de costos con las otras opciones antes mencionadas.





### 6.3 PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS, ESTRIBOS Y TUBERÍAS.

Se diseñan de acuerdo al tipo de obra a proteger, siendo estos los siguientes:

6.3.1 PROTECCIÓN AL PIE DE PILAS. Se recomiendan 2 métodos que son:

6.3.1.1 Método de Levi-Luna.

Consiste en considerar que el eje de la corriente y el de la pila son paralelos y la protección se puede realizar por medio de una pantalla construida frente a la pila (aguas arriba), la cual tendrá un ancho igual al de la pila, separada 2.2 veces el ancho de la pila, con una altura de un tercio del tirante formativo y desplantada hasta el nivel de socavación local o general (la que resulte más severa) que se tendría en la pila si no existiera la protección.

6.3.1.2 Método de Maza-García.

Consiste en colocar un pedraplén al pie de la estructura, formado con material granular de tal diámetro que no pueda ser transportado por la corriente y que más adelante se define cómo se selecciona.

Cuando se tiene la seguridad de que el flujo y la pila estarán orientados en el mismo sentido, el pedraplén se colocará sólo al frente y al pie de ésta, con dimensiones que estarán en función del ancho de la pila, del ángulo de reposo del material con que se formará el pedraplén y de la profundidad que se tendría de socavación máxima si no existiera la protección. En el caso de existir la incertidumbre del ángulo con que la corriente llegue a la pila, se procederá a colocar el pedraplén alrededor de ésta.

Para seleccionar los elementos del pedraplén se recomienda el uso de la tabla 6.1, para tirantes de un metro. Cuando se tengan tirantes diferentes al metro se puede calcular la velocidad equivalente de la corriente para un metro de tirante, utilizando la siguiente fórmula:

$$U_1 = \frac{U}{d^\alpha} \quad (6.2)$$

Siendo:

$$\alpha = \frac{1}{2 + d} \quad (6.3)$$

Donde:

$U_1$  = La velocidad de la corriente para un tirante de 1 m, en m/s.

$U$  = La velocidad media real de la corriente, en m/s.

Velocidad de la corriente, $U_1$ (m/s)	Peso específico del material ( $\text{kgf/m}^3$ )				
	1,600	1,800	2,000	2,200	2,400
1.0	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2.0	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
> 4.5			85	77	70

Tabla 6. 1 Diámetro mínimo (en centímetros) de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente para un tirante igual a 1 m

Una variante del mismo método es utilizando la siguiente ecuación (1989):

$$D = \left[ \frac{v}{4.71(\Delta p)^{0.5} h^{0.15}} \right]^{2.86} \quad (6.4)$$

Donde:

D = Diámetro de la roca, que conviene que sea el D84, en m.

V = Velocidad media de la corriente, en m/s.

h = Profundidad del flujo, en m.

$\Delta p$  = Relación entre los pesos específicos del material de protección, con respecto al agua, es decir:

El enrocado se coloca en el fondo de la sección transversal del puente a proteger en un espesor mínimo de 2 capas de roca. El ancho mínimo a proteger es igual al largo de las pilas. La ecuación anterior ha sido deducida para condiciones críticas de movimiento y por lo tanto se recomienda para efectos de diseño que el tamaño de la roca **se incremente en un 20%**, es decir  **$D_p = 1.2 * D$**

Si por motivos especiales no se realiza la protección de la pila desde su construcción, se deberá realizar dicha protección esperando el paso de una creciente, es decir cuando se presente una

erosión local mayor, colocando el material pétreo por medio de un tubo que evitará que dicho material se coloque fuera del pie de la estructura a proteger o que sea arrastrado aguas abajo.

### 6.3.2. PROTECCIÓN AL PIE DE ESTRIBOS.

Existen dos métodos para proteger de la socavación a un estribo, uno es por medio un pedraplén colocado al pie de la estructura que se calcula en forma similar como se dijo para pilas, y un segundo método propuesto por Latuischenkov.

#### 6.3.2.1 Método de Latuischenkov.

Propone la construcción de un dique o pantalla de encauzamiento en forma de elipse, que generalmente es construido de tablestacado o de concreto. Para su diseño se fija su geometría en planta, calculando los semi ejes de la elipse que se construirá hacia aguas arriba del estribo, de acuerdo con la relación entre el gasto de diseño ( $Qd$ ) y el gasto teórico que corre por el cauce únicamente por el ancho formado por el claro del puente ( $Qm$ ), empleando las siguientes ecuaciones:

$$X_o = \lambda B_m \quad (6.5)$$

$$Y_o = z X_o \quad (6.6)$$

Donde:

$X_o$  y  $Y_o$  = Coordenadas que fijan el punto final de la elipse.

$\lambda$  = Es el coeficiente que toma en cuenta la relación entre  $Qd$  y  $Qm$ , así como de si existe uno o dos estribos dentro del cauce y cuyos valores se pueden obtener de la figura 6.7

$Bm$  = Claro libre del puente, en m.

$z$  = Coeficiente que depende de la relación de  $Qd/Qm$  y cuyos valores se obtienen de la tabla 6.2.

Qd/Qm	1.175	1.19 a 1.33	1.35 a 1.54	1.56 o más
Z	1.5	1.67	1.83	2.0

Tabla 6. 2 Valor del coeficiente z. Método de Latuischenkov

Conocidos  $X_o$  y  $Y_o$  los demás puntos de la elipse se pueden calcular por medio de la siguiente expresión:

$$y = Y_0 \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{X_0} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \tag{6.7}$$

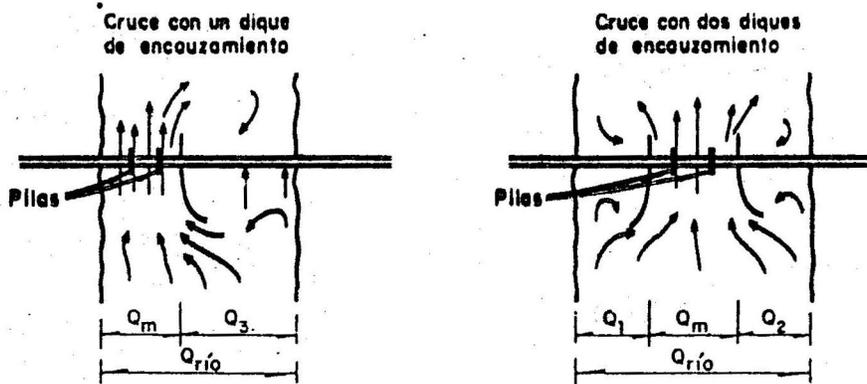


FIGURA 6. a Valores de λ en función de Q / Qm. Método de Latuschenkov.

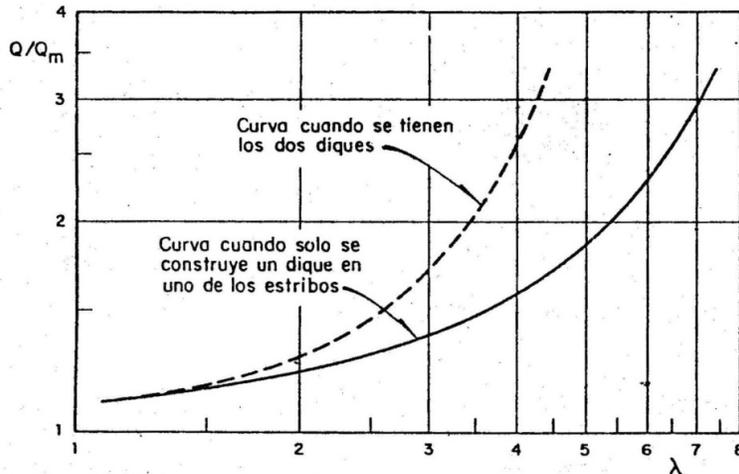
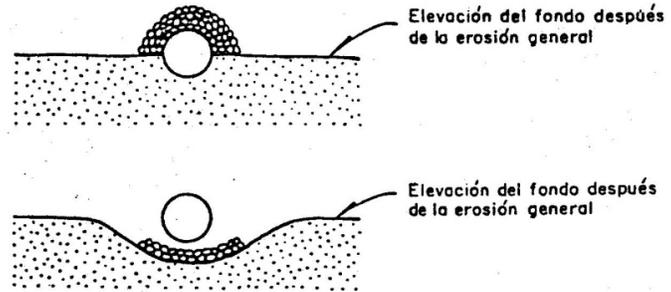


FIGURA 6. 7 Valores de λ en función de Q / Qm. Método de Latuschenkov.

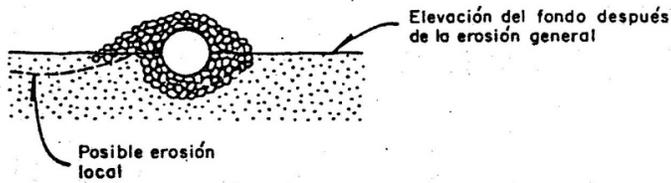
6.3.3. PROTECCIÓN BAJO TUBERÍAS.

Para proteger tuberías que queden parcialmente expuestas a la corriente de un cauce o que por socavación general queden fuera del lecho de él, se puede usar un pedraplén que se acomoda alrededor de la tubería (ver figura 6.8), con dimensiones que están en función del diámetro del tubo, la velocidad de la corriente y el ángulo de reposo del material del pedraplén, como ya se mencionó en el inciso 6.3.1.2. Es recomendable para tener mayor seguridad en la protección, construir un

dentellón hacia aguas arriba, que llegue al valor que podría alcanzarse con la socavación general. El espesor de la protección debe ser de 6 veces el diámetro del material que forma el pedraplén.



a) Colocación incorrecta. La erosión se produce si solo se coloca el pedraplén en la parte superior



b) Colocación correcta

FIGURA 6. 8 Protección de una tubería con pedraplén

## 7. MEDIDAS DE CONTROL Y GESTIÓN CONTRA INUNDACIONES.

---

Para evitar las pérdidas económicas y posibles vidas humanas, que representan las inundaciones, se pueden realizar alguna o la combinación de varias acciones que a continuación se describen y cuya realización estará en función de un análisis beneficio-costos, características topográficas de la zona y materiales de construcción de la región.



La protección contra las inundaciones incluye, tanto los medios estructurales, como los no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación.

Las medidas estructurales incluyen las represas o presas rompepicos y las presas de almacenamiento, modificaciones a los canales de los ríos, bordos, diques y muros longitudinales, vasos reguladores para desbordamiento, cauces de alivio y obras de drenaje.

Las medidas no estructurales consisten en el control del uso de los terrenos aluviales mediante zonificación, los reglamentos para su uso, las ordenanzas sanitarias y de construcción, la reglamentación del uso de la tierra de las cuencas hidrográficas y la limpieza y deshierbe de los cauces.

### 7.1 BORDOS PERIMETRALES.

Tiene por objeto detener los escurrimientos difusos típicos de áreas llanas en la cabecera superior del proyecto de sistematización modular. El agua superficial es transportada por la pendiente natural del terreno hacia un punto de encauzamiento. En la figura 7.1 se observa que el bordo perimetral tiene dos áreas de aporte debido a que la estructura está muy expuesta a recibir escurrimientos de áreas no controladas, por lo que es una obra robusta y para su construcción se requiere mayor cantidad de material. Cuando protegen a una población, se debe evitar que su altura sea mayor de 5 m, ya que en el caso de alguna falla se transformaría en una trampa.

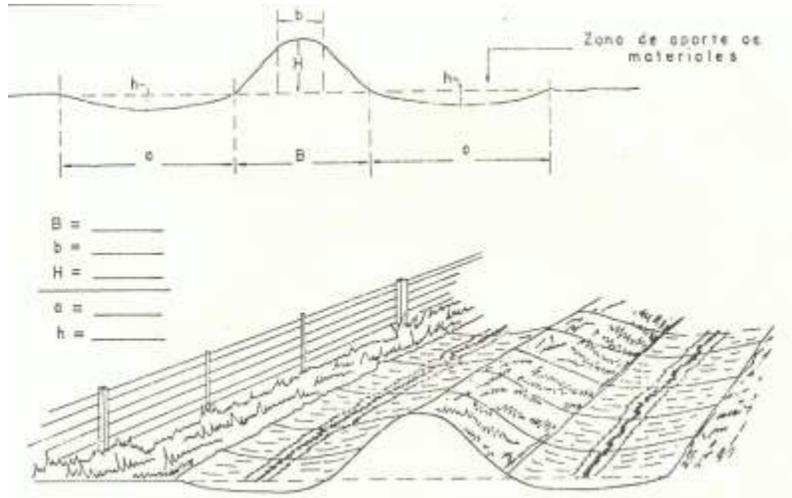
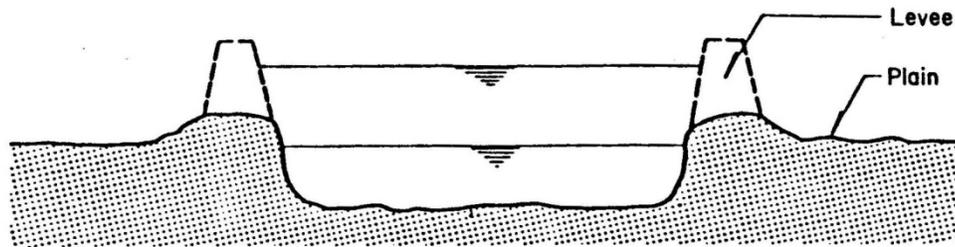


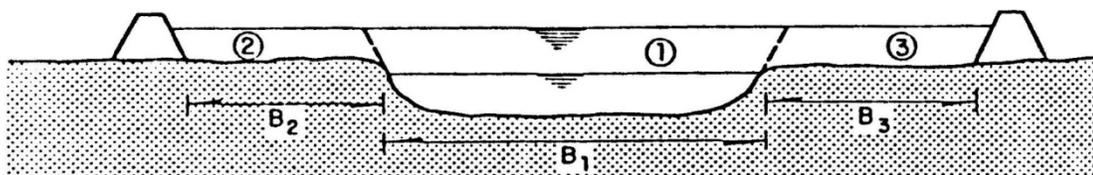
FIGURA 7.1 Bordos perimetrales

## 7.2 BORDOS LONGITUDINALES.

Tiene una función similar a la del bordo perimetral, pero estructuralmente es de menor dimensión debido a que usualmente se localiza dentro de un área sistematizada donde el agua desborda. De tal modo se requiere sólo de un área de aporte localizada en la parte de aguas arriba de la obra, donde se incrementa la altura del bordo (figura 7.2)



a) Simple section of the principal channel



b) Compound section

FIGURA 7.2 Bordos a lo largo de un cauce

### 7.3 DESVÍOS PERMANENTES.

Este tipo de obra pretende conducir el agua excedente que no puede transportar el cauce, por medio de cauces de alivio hacia otro cauce o canal artificial. Se recomienda que el cauce de alivio sólo trabaje en época de avenidas, lo cual se logra por medio de un vertedor en la margen del río aguas arriba de donde desborda.

Uno de los sistemas de desvíos permanentes más grande en el país es el de la Ciudad de México, donde las presas del poniente interceptan el agua que escurre de la sierra de las Cruces y la conducen a la zona norte de la ciudad.

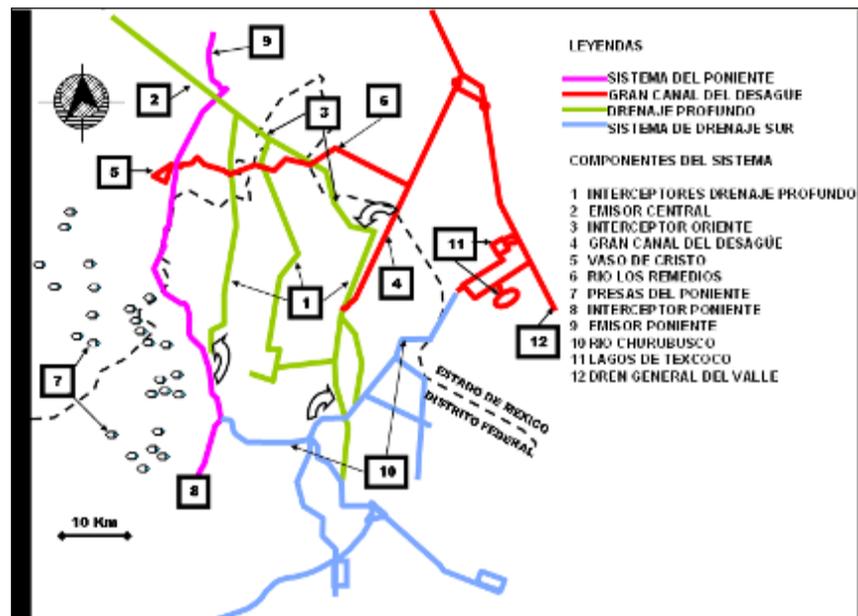


FIGURA 7. 3 Sistema de desvío permanente de las presas del poniente de la Ciudad de México

### 7.4 DESVÍOS TEMPORALES.

Este tipo de obra pretende conducir el agua excedente que no puede transportar el cauce, por medio de cauces de alivio hacia zonas bajas adyacentes al río que no sean habitadas y que puedan servir como vasos reguladores. En el segundo caso se debe contar con las condiciones topográficas especiales, que permitan almacenar en forma temporal el agua excedente que no puede conducir el cauce y que es la que provoca las inundaciones. El agua almacenada en dichos vasos, se debe de incorporar nuevamente al cauce una vez que ha pasado la avenida, ya que es sumamente importante contar con el vaso vacío por si se presenta una nueva avenida, si la topografía lo permite se podrá hacer por gravedad, pero en la mayoría de los casos es por bombeo (Figura 7.4)

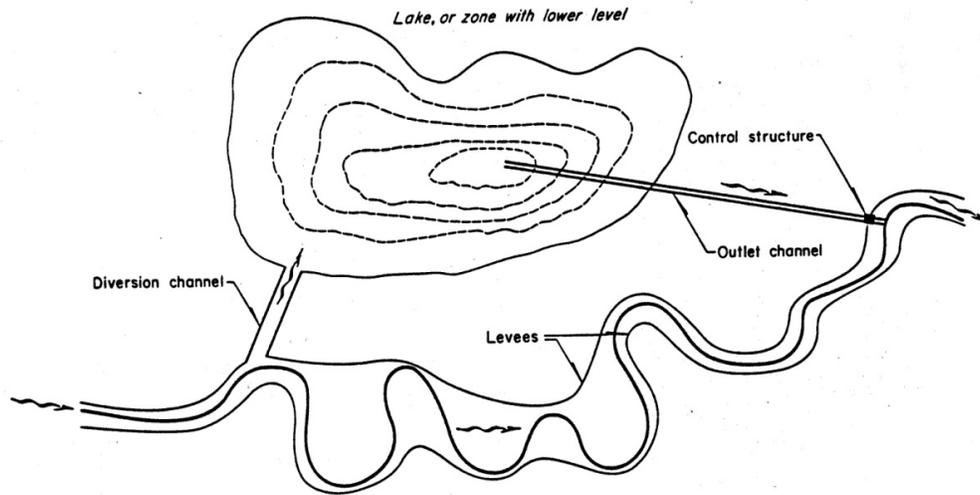


FIGURA 7. 4 Desvío temporal de un cauce

### 7.5 RECTIFICACIÓN DE CAUCES.

Para evitar que un río desborde, se puede incrementar su capacidad de conducción al rectificar el cauce, que consiste en el corte de uno o varios meandros, como se muestra en la Figura 7.5 (planta y perfil), consiguiendo de esta forma incrementar la pendiente al reducir la longitud manteniendo el mismo desnivel. Cuando no se tienen problemas de azolvamiento aguas debajo de la zona rectificada, se puede construir un cauce piloto que nos permita reducir el costo de la obra, este cauce se recomienda que tenga un ancho en la superficie libre del agua del doble del tirante formativo, es decir  $B=2df$  y procurando que la velocidad media en dicho cauce piloto sea de 3 veces la velocidad erosiva del material.

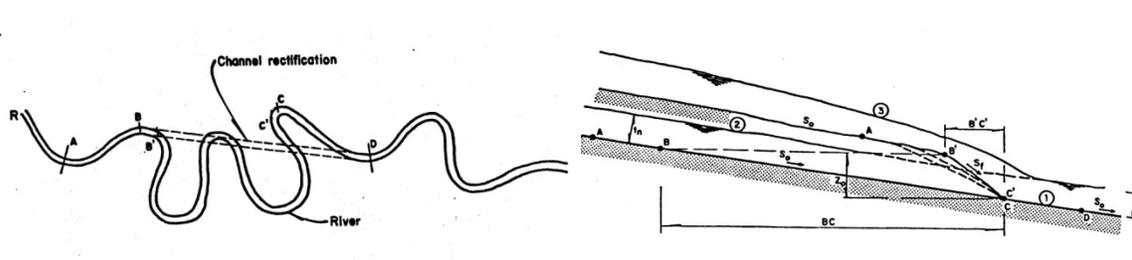


FIGURA 7. 5 Rectificación de un cauce

Un ejemplo clásico de este tipo de opción es el corte del meandro del río Lerma a la altura de la ciudad de La Piedad, Michoacán, figura 7.6



FIGURA 7. 6 Rectificación del río Lerma a la altura de La Piedad de Cabadas, Mich.

## 7.6 PRESAS DE ALMACENAMIENTO.

Cuando las inundaciones producen grandes pérdidas materiales, económicas y probablemente de pérdidas de vidas humanas, se justifica de acuerdo con el estudio beneficio-costos, la construcción de estructuras de gran magnitud, como es el caso de las presas de almacenamiento, las cuales requieren de un estudio muy completo tanto hidráulico como estructural. Como este tema es demasiado extenso se trata en forma separada en la materia de OBRAS HIDRÁULICAS, del 10º semestre de la carrera de ingeniería civil.

## 7.7 PRESAS ROMPEPICO.

Este tipo de estructura pretende disminuir el gasto extremo del hidrograma de escurrimiento, regularizando el caudal que llega a la estructura por medio de una cortina que generalmente es menor de 7 m de altura, que cuenta con una obra de descarga o desagüe al pie de la cortina, como las que se muestran en la figura 7.7, que no cuenta con ningún tipo de control, ya que la presa no es almacenadora y en la parte superior tiene un vertedor que permite descargar el caudal ya regularizado en el vaso de la presa. Cuando con una presa rompepicos no se logra abatir lo suficiente el pico de la avenida se recomienda la construcción de otra u otras presas rompepico aguas abajo, hasta que el caudal que descargue sea conducido por el cauce aguas abajo sin presentar problemas de desbordamiento, utilizando la técnica de tránsito de avenidas en vasos.

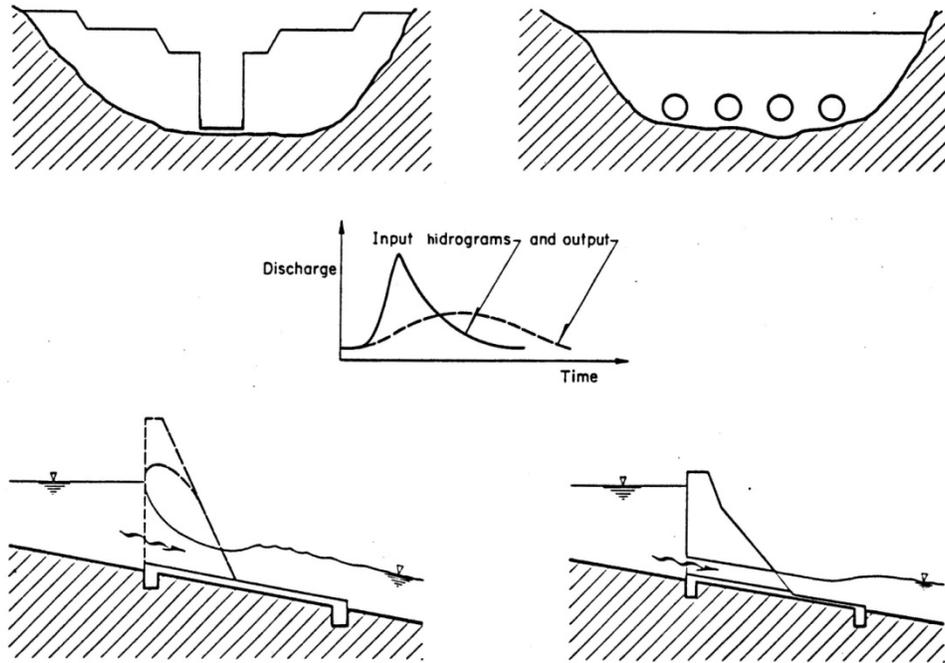
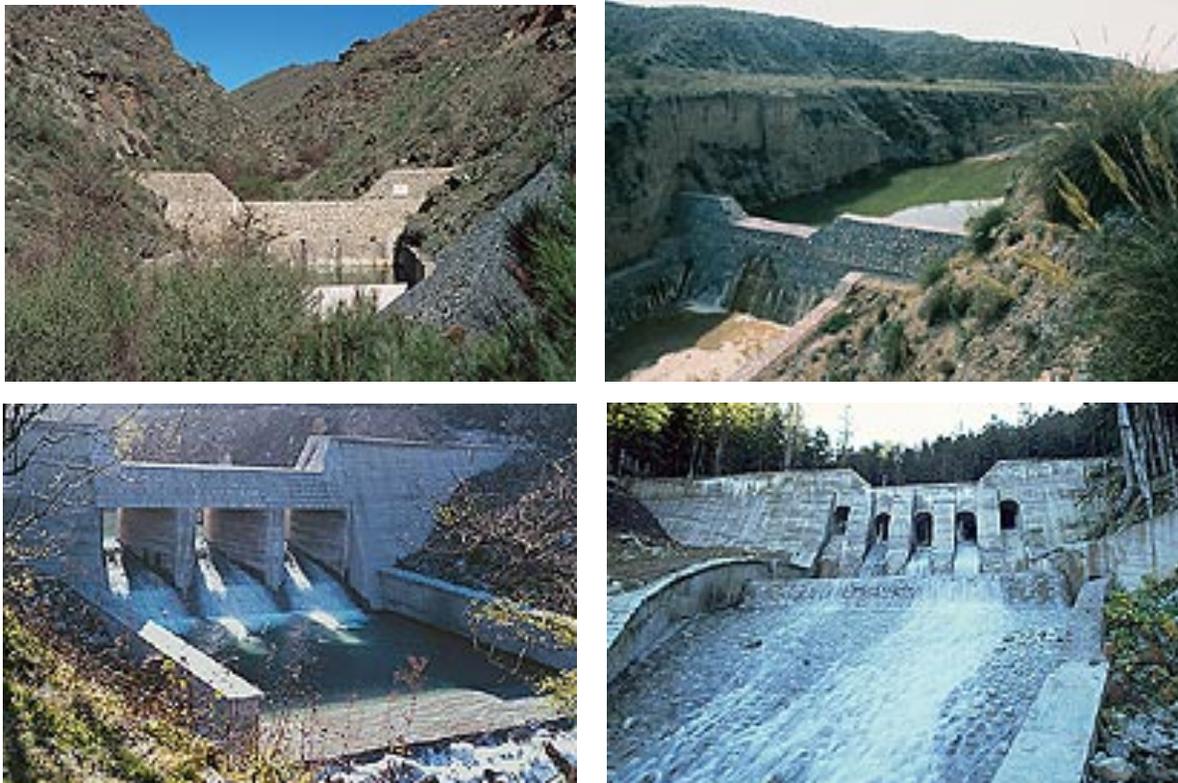
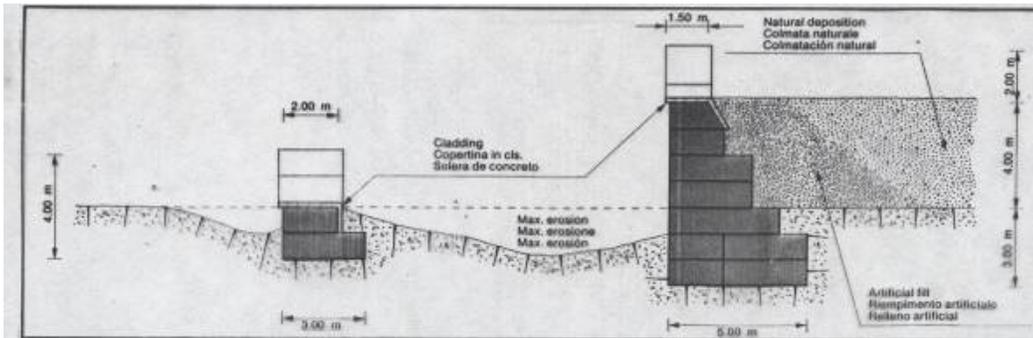


FIGURA 7. 7 Presas Rompepico

Estas presas se pueden construir por medio de gaviones, tal como se muestra en las siguientes fotografías y en la figura 7.8:





32, 33 - Classical example of gabion weir with counterweir. Constructional details are shown in the section.

34 - JUGOSLAVIA - Plavno (Istria). Weir with counterweir built in 1974 on Boghunjica torrent upstream of Boljun - Plavno road. (Opce Vodopriredno Poduzece of Rijeka).

32, 33 - Classico esempio di briglia con controbriglia in gabbioni. Nella sezione sono indicati i dettagli costruttivi.

34 - JUGOSLAVIA - Plavno (Istria). Briglia in gabbioni con controbriglia costruita nel 1974 sul torrente Boghunjica a monte della strada Boljun-Plavno (Opce Vodopriredno Poduzece di Rijeka).

32, 33 - Clásico ejemplo de brida con contrabrida en gabbiones. En la sección se indican los detalles constructivos.

34 - JUGOSLAVIA - Plavno (Istria). Brida en gabbiones con contrabrida construida en 1974 en el torrente Boghunjica río arriba de la estrada Boljun-Plavno (Opce Vodopriredno Poduzece de Rijeka).

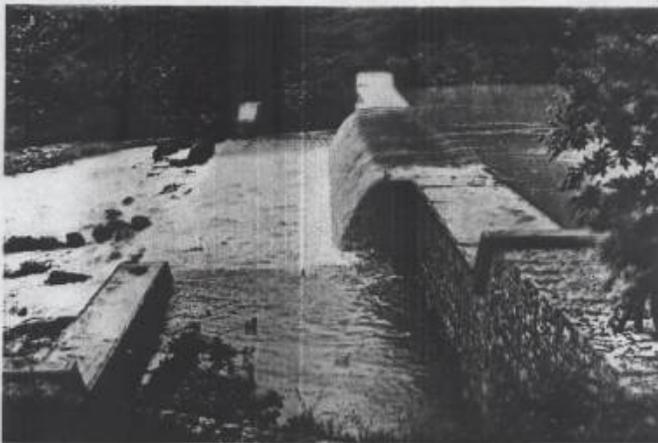


FIGURA 7. 8 Presa Rompepico de Gaviones

## 7.8 LIMPIEZA DE CAUCES.

Una de las primeras acciones a realizar en un cauce con falta de capacidad, es la de eliminar al máximo las imperfecciones que hacen disminuir la velocidad en el cauce, es decir disminuir el coeficiente de rugosidad, eliminando vegetación que generalmente crece en su interior así como eliminando la basura que es muy común que en grandes ciudades se deposite en el interior del cauce.

Medidas no-Estructurales o Reglamentación del Uso de los Terrenos Aluviales.- Las medidas no estructurales para controlar las inundaciones, tienen el objetivo de prohibir o regular el desarrollo de la zona aluvial, o la cuenca hidrográfica, o proteger las estructuras existentes, a fin de reducir la posibilidad de que sufran pérdidas debido a la inundación. Al igual que toda medida preventiva, son menos costosas que el tratamiento (es decir, la instalación de las medidas estructurales necesarias para controlar las inundaciones). Esencialmente, las medidas no estructurales son beneficiosas, porque no tratan de regular el modelo natural de inundación del río. La filosofía actual de muchos planificadores y fomentadores de políticas, es que es mejor mantener los terrenos aluviales sin desarrollo, como áreas naturales de desbordamiento. Sin embargo, si existe desarrollo en la zona aluvial, se deberá utilizar control no estructural, conjuntamente, con las medidas estructurales.

La zonificación es un medio efectivo para controlar el desarrollo del terreno aluvial. Al destinar el terreno a la agricultura, los parques y las áreas de conservación, se protege la zona aluvial, y se previenen los usos del terreno que sean vulnerables a los daños causados por las inundaciones. Como las tierras húmedas cumplen una función natural de control, es de particular importancia implementar zonificación para prohibir las actividades en estas áreas que puedan reducir su capacidad de almacenamiento de agua. La aplicación del respeto a la zona federal prohíbe, o especifica, los tipos y funciones de las estructuras que pueden ser construidas en el cauce del alivio, o en el terreno aluvial, para reducir el riesgo de inundación. Por ejemplo, se puede prohibir la eliminación de las aguas negras y los materiales tóxicos o peligrosos, requerir que las estructuras tengan protección contra inundaciones, y rechazar la construcción de los edificios y caminos privados que puedan exacerbar los efectos de las inundaciones.

Las reglamentaciones sanitarias y de construcción pueden, además, contemplar especificaciones adicionales en cuanto al manejo de la zona aluvial. Las ordenanzas sanitarias pueden reducir el riesgo de los problemas de salud, que se originarán de la contaminación del agua potable luego de una interrupción en los sistemas de alcantarillado, a causa de la inundación. Las ordenanzas pueden prohibir la instalación de sistemas de absorción por el suelo (tanques sépticos, campos de absorción, etc.) o requerir un permiso para su instalación. Las ordenanzas de la construcción pueden especificar los requerimientos estructurales de los edificios nuevos, para reducir su vulnerabilidad a la inundación, y disminuir los riesgos sanitarios y de seguridad para los ocupantes (p. ej. los reglamentos en cuanto a las instalaciones eléctricas y elevación de los pisos), y reducir al mínimo el grado en que el edificio impida el flujo de las aguas. Para poder aplicar las medidas no estructurales necesarias para controlar las inundaciones, debe existir control sobre el uso del terreno, y, por lo tanto, es una cuestión institucional. Las medidas no estructurales pueden ser efectivas en el grado en que el gobierno sea capaz de diseñar e implementar el uso adecuado del terreno.

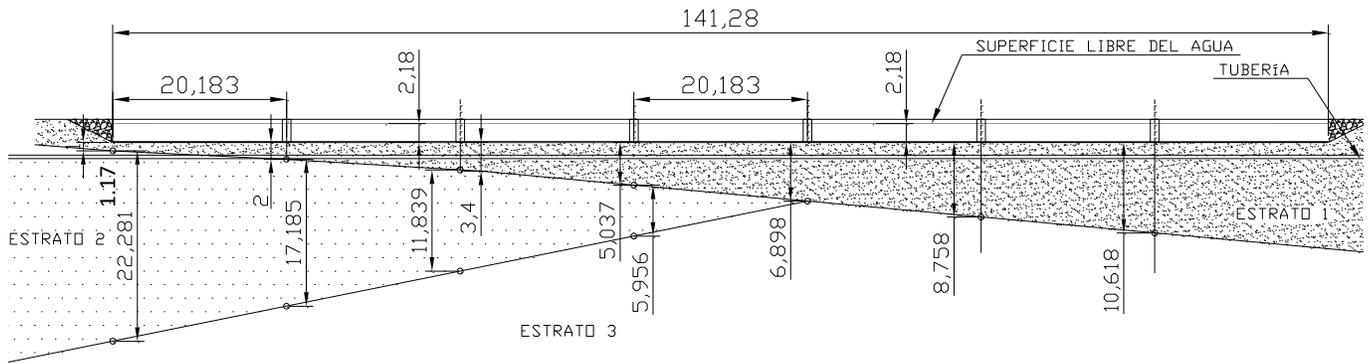
Finalmente, se pueden realizar diferentes actividades que ayudarán a reducir o demorar el flujo del agua de los terrenos, y aumentar la infiltración, y, por eso, reducir el riesgo de inundación. Estas actividades incluyen el manejo de la cuenca hidrográfica (p.ej. aumentar la cubierta vegetal, especialmente en las pendientes, mejorar las prácticas agrícolas, implementar medidas para controlar la erosión de los arroyos, etc.) sembrar plantas junto a las orillas de los ríos, y proteger y restringir el acceso a las tierras húmedas que ejercen un efecto natural para controlar las inundaciones.

Aspectos Sociales.- El principal aspecto social que se relaciona con la protección contra inundaciones, es la distribución desigual de los beneficios que se reciben, y los costos que se ocasionan entre las poblaciones afectadas por las medidas tomadas para controlarlas. Cuando los usos tradicionales de los terrenos aluviales para la pesca, la agricultura o la ganadería, dependen de los ciclos naturales de inundación, estos se interrumpen debido a las medidas tomadas para proteger las otras comunidades (a menudo urbanas), a fin de controlar las inundaciones, y los campesinos no reciben la compensación adecuada por las pérdidas causadas.

Los moradores de las zonas aluviales reciben el mayor impacto del aumento de la inundación, causado por los cambios en el uso de la tierra, implementados por otros, aguas arriba; sin embargo, generalmente, tienen menos poder para producir cambios o exigir que el gobierno intervenga a su favor.

## EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO

**EJEMPLO 7.1:** Diseñar las protecciones contra erosión en un puente y un tubo que cruza un cauce, el cual tiene un ancho de 150 m en la superficie libre del agua y la sección que se muestra en la figura siguiente. El gasto de diseño se calculará con base a la información hidrométrica que se presenta a continuación, con un periodo de retorno de 100 años, el tirante medio que se alcanza al paso del gasto de diseño es de 2.18 m. El puente se encuentra apoyado sobre dos estribos y seis pilas y el fondo está formado por tres tipos de estrato, el primero es material arenoso con  $D_{50} = 1.2$  mm,  $D_{84} = 1.7$  mm y distribución logarítmica, el segundo son arcillas con  $\gamma_s = 1700$  kgf/m<sup>3</sup> y el tercer estrato son arenas con gravas de distribución log-normal,  $D_{50} = 26$  mm y  $D_{84} = 46$  mm. La concentración de sedimentos Cs a la mitad del tirante de agua es de 51000 ppm (volumen). Los estribos presentan un talud contra la corriente de 1:1 y existe un bordo libre entre la superficie libre del agua y la parte baja del puente de 0.5 m. Las pilas tienen una sección rectangular con aristas redondeadas, con un ancho de 1.0 m y largo de 5.0 m. La tubería de 0.45 m de diámetro está enterrada a 1.50 m bajo el lecho original del río. El material pétreo disponible en la zona para las obras de protección tiene un peso específico de 2122 kgf/m<sup>3</sup>.



**Datos:**

B = 150 m

d = 2.18 m

ESTRATO 1: Material Arenoso

Distribución logarítmica

$D_{50} = 1.2$  mm

$D_{84} = 1.7$  mm

ESTRATO 2: Arcillas

$\gamma_s = 1700$  kgf/m<sup>3</sup>

ESTRATO 3: Arenas con gravas

Distribución log – normal

$D_{50} = 26$  mm

$D_{84} = 46$  mm

Concentración de sedimentos a la mitad del tirante

$C_s = 51000$  ppm (volumen)

Estribos:

K = 1:1

$B_L = 0.50$  m

Pilas: Aristas redondeadas

b = 1.00 m (también como "a" en algunos métodos)

L = 5.00 m

Tubería:

$\phi = 0.45$  m

$d_{enterrada} = 1.50$  m

$\gamma = 1000$  kgf/m<sup>3</sup>

Tr = 100 años

$\gamma_p = 2122$  kgf/m<sup>3</sup> => para las obras de protección.

Registro hidrométrico del sitio de estudio:

AÑO	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975
GASTO (m <sup>3</sup> /s)	1123.00	978.30	1100.80	1220.10	1008.40	997.70	960.40	1321.30	1047.90	1025.60

**Fórmulas:**

**Socavación general**

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{4.7 D_{84}^{0.28} \Phi \beta} \right]^{\frac{D_{84}^{0.082}}{(0.232 + D_{84}^{0.082})}} \quad \dots \text{material granular}$$

$$d_s = \left[ \frac{5780 \alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{\gamma_s^{1.18} \Phi \beta} \right]^{\frac{\gamma_s^{0.725}}{(66.28 + \gamma_s^{0.725})}} \quad \dots \text{material cohesivo}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{\frac{5}{3}} * B_e \mu}$$

$$\log Q_d = \overline{\log(Q)} + K \sigma_{\log Q} \dots \text{Log Pearson}$$

$$K = f(Tr, C_{as}) \dots \text{Tabla anexo 2}$$

$$C_{as} = \frac{n \sum [\log(Q_i) - \overline{\log(Q)}]^3}{(n-1)(n-2) \sigma_{\log Q}}$$

$$\sigma_{\log Q} = \sqrt{\frac{\sum [\log(Q_i) - \overline{\log(Q_i)}]^2}{n-1}}$$

$$\overline{\log(Q_i)} = \frac{\sum \log(Q_i)}{n}$$

$$B_e = B - 2kd - (No.pilas * b_{pilas})$$

$$L_{entre pilas} = \left( \frac{B - 2kd}{No.pilas + 1} \right) - b_{pila}$$

$$\mu = f(U, L_{entre pilas}) \dots \text{Tabla 5.1}$$

$$d_m = \frac{A}{B}$$

$$\Phi = 1.00 \dots \text{no se considera por transporte}$$

$$\Phi = 0.38 + \left( \frac{\gamma_m}{1272} \right)^2 \dots \text{considerado por transporte}$$

$$\gamma_m = \gamma + Cs(\gamma_s - \gamma) \dots \text{Cs en volumen}$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma \gamma_s}{\gamma_s - [(\gamma_s - \gamma) Cs]} \dots \text{Cs en peso}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln(Tr) \text{ ó } \beta = 0.79082 + 0.098474 \log(Tr) \dots Tr > 15 \text{ años}$$

$$A = bd + kd^2$$

$$b = B - 2kd$$

$$U = \frac{Q}{A_{total}} \dots \text{aguas arriba en una sección inalterada}$$

### Socavación local en pilas

Método de Maza – Sánchez

$$\frac{S_T}{b_1} = f\left(\frac{d_s}{b_1}, F^2\right) \dots \text{Figura 5.4, Figura 5.5 y Figura 5.6}$$

Método de la Universidad de Colorado (CSU)

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} * Fr_1^{0.43}$$

$$K_1 = f(\text{Forma de la nariz}) \dots \text{tabla 5.6, fig. 5.7}$$

$$K_2 = f(\text{Ángulo entre el eje de la pila y la corriente}) \dots \text{tabla 5.7 ó}$$

$$K_2 = \left( \cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

$K_3 = f(\text{Condición del fondo del cauce}) \dots \text{tabla 5.8}$

$$K_4 = 0.4(V_R)^{0.15}$$

$$V_R = [V_1 - Vi_{50}] / [Vc_{50} - Vi_{95}]$$

$$Vi_{50} = 0.645 [D_{50} / a]^{0.053} Vc_{50}$$

$$Vi_{95} = 0.645 [D_{95} / a]^{0.053} Vc_{95}$$

$$Vc_{50} = Ku \text{ y } 1/6 D_{50} 1/3$$

$$Vc_{95} = Ku \text{ y } 1/6 D_{95} 1/3$$

Método de Laursen – Toch

$$S_0 = K_1 K_2 b$$

$$K_1 = f\left(\frac{h_s \text{ gral}}{b}\right) \dots \text{fig. 5.7}$$

$K_2$  .... Tabla 5.6

Método de Yaroslavtziev

$$S_0 = \frac{K_f K_v (C + K_H) U^2}{g} - (30 D_{85}) \dots \text{Dm} > 5.00 \text{ mm}$$

$$S_0 = \frac{K_f K_v (C + K_H) U^2}{g} \dots \text{Dm} < 5.00 \text{ mm}$$

$K_f = f(\text{forma nariz, } \phi, \text{ tipo de pila}) \dots \text{fig. 5.9, fig. 5.10 y fig. 5.11}$

$$\log K_v = \frac{-0.28U^2}{gb_1} \Rightarrow K_v = 10^{\frac{-0.28U^2}{gb_1}} \dots \text{Tabla 5.6}$$

$$K_H = f\left(\frac{H}{b_1}\right); H = ds \dots \text{fig. 5.13}$$

**Socavación local en estribos**

Método de Artamonov

$$S_t = 0.855 d_o \left[ 4.17 + \text{Ln} \left( \frac{Q_1}{Q_d} \right) \right] e^{(0.0028\alpha - 0.24K)}$$

Método de Hire o Froehlich

Para  $L/y_1 > 25$ , se usa la ecuación de Hire

$$y_s = 4 y_1 (K_1 / 0.55) K_2 Fr_1^{0.33}$$

$$K_1 = f(\text{Forma del estribo}) \dots \text{tabla 5.13}$$

$$K_2 = f(\text{Ángulo de ataque del agua } \theta) \dots \text{fig. 5.16}$$

$$Fr = Ve / (gy_a)^{1/2}$$

Para  $L/y_1 \leq 25$ , se usa la ecuación de Froehlich

$$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr_1^{0.61} + y_a$$

**NOTA:**  $K_1$  y  $K_2$  se obtienen de la misma forma que para la ecuación de Hire.

### Socavación local en la tubería

Método de Maza

$$\frac{S}{D} = f\left(\frac{a}{D}, Fr\right) \dots \text{Figura 5.17}$$

### Obras de protección

- Método del pedraplén

$$D_p = f(U_1, \gamma_p) \dots \text{Tabla 6.1}$$

$$\alpha = \frac{1}{2 + d}$$

$$U_1 = \frac{U}{d^\alpha}$$

- Método de Latuischenkov

$$X_o = \lambda B_m$$

$$Y_o = zX_o$$

$$\lambda = f(Q_d, Q_m) \dots \text{fig. 6.7}$$

$$z = f(Q_d, Q_m) \dots \text{Tabla 6.2}$$

$$Q_m = A_m U$$

$$A_m = L_m d$$

**Incógnitas:**

- Socavaciones
- Obras de protección en estribos, pilas y tubería en su caso

**Solución:**

A partir del registro hidrométrico y con el periodo de retorno seleccionado, se calculará en primera instancia el gasto de diseño mediante el ajuste Log – Pearson, posteriormente se determinará la socavación general en la sección de diseño acorde con las características geométricas (forma y dimensiones) de los elementos estructurales del puente (estribos y pilas) así como de los materiales y sus características mecánicas que conforman la estratigrafía, según se muestra en la figura, verificándose en qué estrato se alojará la profundidad socavada, en caso de rebasar los espesores de material indicado tener cuidado de utilizar la expresión correcta acorde al material del nuevo estrato (granular o cohesivo).

$$\log(Q_i) = \log(1123) = 3.050$$

Una vez calculado el logaritmo de los gastos se obtiene el promedio aritmético de los mismos

$$\overline{\log(Q_i)} = \frac{\sum_1^n \log(Q_i)}{n} = \frac{3.050 + \dots + 3.011}{10} = 3.031$$

$$\log(Q_i) - \overline{\log(Q_i)} = 3.050 - 3.031 = 0.020$$

$$[\log(Q_i) - \overline{\log(Q_i)}]^2 = [0.020]^2 = 0.0004$$

$$[\log(Q_i) - \overline{\log(Q_i)}]^3 = [0.020]^3 = 0.000008$$

Nota: Debido a que los cálculos han sido realizados en Excel y con aproximación a la milésima, los resultados pueden variar razonablemente respecto a lo realizado por el lector. A continuación se muestra el cálculo completo para la obtención del gasto de diseño mediante el método de Log – Pearson III.

GASTO					
AÑO	(m <sup>3</sup> /s)	Log Q	(Log Qi - Log Q <sub>prom</sub> )	(Log Qi - Log Q <sub>prom</sub> ) <sup>2</sup>	(Log Qi - Log Q <sub>prom</sub> ) <sup>3</sup>
	Q				
1966	<b>1123.00</b>	3.050	1.975E-02	3.899E-04	7.699E-06
1967	<b>978.30</b>	2.990	-4.016E-02	1.613E-03	-6.478E-05
1968	<b>1100.80</b>	3.042	1.107E-02	1.226E-04	1.358E-06
1969	<b>1220.10</b>	3.086	5.576E-02	3.109E-03	1.734E-04
1970	<b>1008.40</b>	3.004	-2.700E-02	7.291E-04	-1.969E-05
1971	<b>997.70</b>	2.999	-3.163E-02	1.001E-03	-3.166E-05
1972	<b>960.40</b>	2.982	-4.818E-02	2.321E-03	-1.119E-04
1973	<b>1321.30</b>	3.121	9.037E-02	8.166E-03	7.380E-04
1974	<b>1047.90</b>	3.020	-1.031E-02	1.064E-04	-1.097E-06
1975	<b>1025.60</b>	3.011	-1.966E-02	3.864E-04	-7.594E-06
No. Datos	promedio		Suma		
10	3.031	-1.776E-15	1.795E-02	6.837E-04	

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} = \frac{1123 + \dots + 1025.60}{10} = \frac{10783.50}{10} = 1078.35 m^3 / s$$

$$\sum [\log(Q_i) - \overline{\log(Q_i)}]^2 = \sum [0.000 + 0.002 + \dots + 0.020] = 0.018$$

$$\sigma_{\log Q} = \sqrt{\frac{\sum [\log(Q_i) - \overline{\log(Q_i)}]^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.018}{10-1}} = 0.045$$

$$C_{as} = \frac{n \sum [\log(Q_i) - \overline{\log(Q_i)}]^3}{(n-1)(n-2)\sigma_{\log Q}} = \frac{10(0.001)}{(10-1)(10-2)(0.045)} = 0.002$$

Se selecciona un periodo de retorno de 100 años para la determinación del gasto de diseño de acuerdo con el registro de gastos dados al inicio del problema

$$T_r = 100 \text{ años}$$

En las tablas del anexo 2 se interpola el valor de K, en función del periodo de retorno seleccionado y del coeficiente de asimetría calculado previamente

$$K = 2.328$$

$$\log Q_d = \overline{\log(Q)} + K\sigma_{\log Q} \Rightarrow Q_d = 10^{[\overline{\log(Q)} + K\sigma_{\log Q}]}$$

$$Q_d = 10^{[3.031 + 2.328(0.045)]} = 10^{[3.135]} = 1,363.225 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Socavación general**

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln(Tr) = 0.8416 + 0.03342 \ln(100) = 0.996$$

$$b = 150 - 2(2)(2.18) = 141.28m$$

$$A = 141.28(2.18) + 2(2.18)^2 = 317.495m^2$$

$$d_m = \frac{317.495}{150} = 2.117m$$

$$U = \frac{1363.22}{317.495} = 4.294m/s$$

$$B_e = 150 - [2(2)(2.18) + (6 * 1)] = 135.28m$$

$$L_{entre\ pilas} = 150 - \left[ \frac{2(2)(2.18)}{7} - 1 \right] = 19.183m$$

Velocidad media en la sección (m/s)	Longitud libre entre dos pilas (claro) en m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.00	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1	1	1	1	1	1
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1	1	1
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1
2.5	0.9	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.9	0.92	0.93	0.94	0.94	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.93	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

De ser necesario se tendría que realizar una interpolación doble en la tabla 5.1, la primera entre función de la longitud libres de las pilas y la segunda en función de la velocidad media de la sección, pero en éste caso como la velocidad media de la corriente es mayor de 4 m/s, sólo se interpola entre la longitud libre de las pilas.

$$\mu = 0.925$$

$$\alpha = \frac{1363.225}{(2.117)^{\frac{5}{3}}(135.28)(0.924)} = 3.123$$

Para saber si se utilizará el factor de corrección por mucho transporte de sedimentos, primero se calcula la cantidad de sedimentos, con base al dato de concentración, que es de 51,000 ppm en

volumen, que en  $m^3/m^3$  sería=  $51,000 / 1'000,000 = 0.051 m^3/m^3$ . De dicho resultado se concluye que el porcentaje de sedimentos, con respecto al líquido es mayor del 5% y por lo tanto si hay alta concentración de sedimentos y se deberá usar el coeficiente de corrección sugerido por el Ing. José Antonio Maza, por lo que primero se calcula el peso específico de la mezcla agua-sedimentos:

$$\gamma_m = 1000 + 0.051(2650 - 1000) = 1084.150 kgf/m^3$$

$$\Phi = 0.38 + \left(\frac{1046.20}{1272}\right)^2 = 1.056 \quad \Phi = 0.38 \left(\frac{1084.150}{1272}\right)^2 = 1.106$$

Para el primer estrato de material arenoso se plantea la ecuación para la determinación de socavación general.

$$d_{s1} = \left[ \frac{3.123 d_0^{\frac{5}{3}}}{4.7(0.0017)^{0.28}(0.996)(1.106)} \right]^{\left(\frac{(0.0017)^{0.082}}{(0.232+(0.0017)^{0.082}}\right)} = 2.509 \left[ d_0^{\frac{5}{3}} \right]^{0.719} = 2.509 d_0^{1.198}$$

Para el segundo estrato de material cohesivo.

$$d_{s2} = \left[ \frac{5780(3.123) d_0^{\frac{5}{3}}}{(1700)^{1.18}(0.996)(1.106)} \right]^{\left(\frac{(1700)^{0.725}}{(66.28+(1700)^{0.725}}\right)} = 2.039 \left[ d_0^{\frac{5}{3}} \right]^{0.768} = 2.039 d_0^{1.281}$$

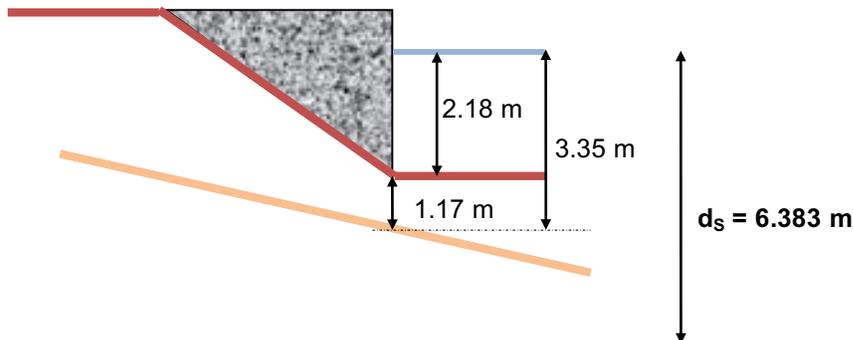
Para el tercer estrato de material arenoso.

$$d_{s3} = \left[ \frac{3.123 d_0^{\frac{5}{3}}}{4.7(0.046)^{0.28}(0.996)(1.106)} \right]^{\left(\frac{(0.045)^{0.082}}{(0.232+(0.045)^{0.082}}\right)} = 1.316 \left[ d_0^{\frac{5}{3}} \right]^{0.770} = 1.316 d_0^{1.281}$$

Verificando la socavación en el estribo izquierdo, donde se tiene el estrato arenoso (primero) y bajo éste el de material arcilloso (segundo).

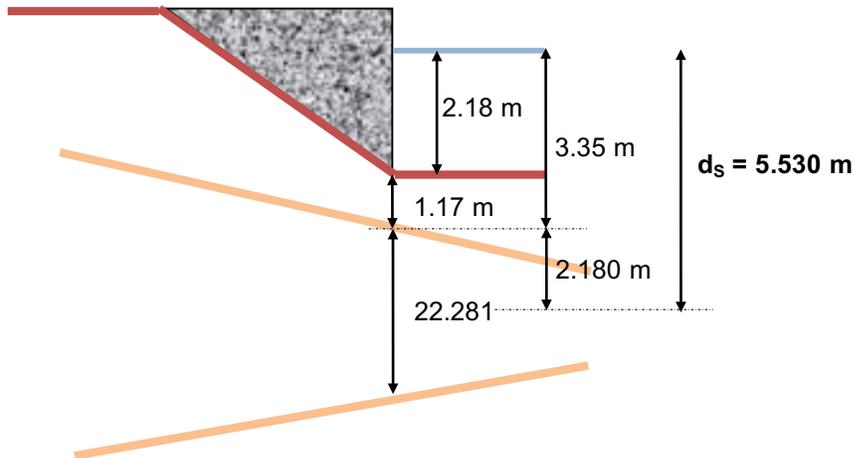
$$d_s = 2.509(2.18)^{1.198} = 6.383 m$$

A continuación se ilustra el estribo izquierdo y las dimensiones calculadas.



Se aprecia que la socavación calculada rebasa el valor del tirante inicial (2.18 m) y el espesor del primer estrato (1.17 m), lo que significa que socavo todo el material del primer estrato, por lo tanto la socavación podría pasar al segundo estrato, el cual es de características mecánicas diferentes por lo que se debe calcular de nueva cuenta la socavación con la ecuación que pertenece al segundo estrato (material cohesivo) y definir dónde quedaría el nivel de socavación definitiva.

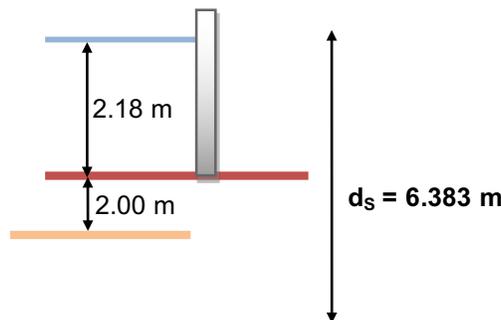
$$d_s = 2.039(2.18)^{1.281} = 5.530 \text{ m}$$



Se puede apreciar que se socavará hasta 2.180 m del segundo estrato una vez que ha sido retirado todo el primer estrato, lo cual significa que el fondo original se socava 3.350 m (1.17 m del primer estrato y 2.180 m socavado en el segundo estrato) en el estribo izquierdo.

En la pila número uno se calcula la socavación

$$d_s = 2.509(2.18)^{1.198} = 6.383 \text{ m}$$



Se aprecia que la socavación se lleva todo el primer estrato, siendo posible pasar la socavación al segundo estrato por lo que se calcula de nueva cuenta, pero utilizando la fórmula de dicho estrato:

$$d_s = 2.039(2.18)^{1.281} = 5.530 \text{ m}$$

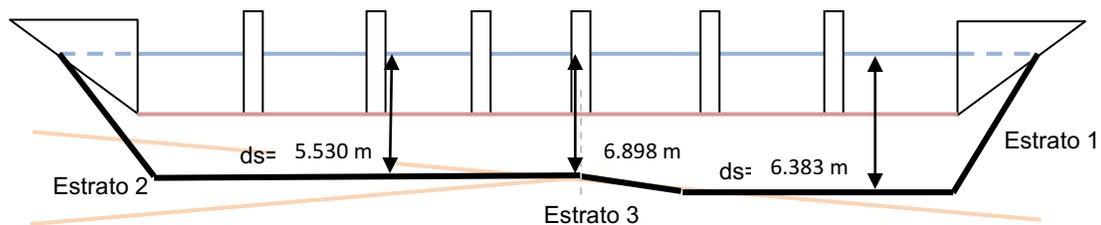
$$\text{Socavación dentro del 2º estrato} = 6.383 - (2.18 + 2.0) = 3.350 \text{ m}$$

La socavación en el 2º estrato es menor a los 17.185 m de espesor que tiene en dicho estrato debajo de la pila, por tanto la socavación queda en el segundo estrato, y el nivel socavado, con respecto al nivel original del fondo del río sería de 3.350 m.

**Nota:** la misma mecánica se utiliza en el resto de las pilas y el estribo derecho. En la siguiente tabla se especifica la socavación tomando como nivel de referencia el fondo original y el estrato al que corresponde.

Estructura	Estrato donde Se aloja la socavación general	ds (m)	Socavación Del fondo original (m)
Estribo izquierdo	2	5.530	3.350
Pila 1	2	5.530	3.350
Pila 2	2	5.530	3.350
Pila 3	2	5.530	3.350
Pila 4	Interface E1 y E3	8.563	6.898*
Pila 5	1	6.383	6.383
Pila 6	1	6.383	6.383
Estribo derecho	1	6.383	6.383

\* Significa que al calcular la profundidad de socavación del primer estrato (E1) el material es movido por completo por lo que se calcula a continuación la socavación en el estrato 3 (E3), ya que en la pila 4 no existe estrato dos, sin embargo la profundidad socavada (3.578 m) no llega a la profundidad que se encuentra el estrato 3 (6.898 m) y por ende sólo se socava hasta la interfaz o separación de ambos estratos, es decir al socavarse todo el espesor del primer estrato de 6.898 m, la socavación llega a dicha profundidad.



Esquema de la socavación general en la sección.

### Socavación local en pilas

Para calcular la socavación local en cada uno de los elementos estructurales se debe PRIMERO calcular la socavación general que se presenta aguas arriba del sitio donde se encuentra el puente, es decir considerando que el valor del ancho efectivo será el ancho de la superficie libre del agua antes de llegar a la sección del puente, lo cual modifica el valor del coeficiente  $\alpha$  y en todos los casos el  $d_0$  será igual a 2.18 m y por tanto las socavaciones generales antes de las estructuras será para cada estrato:

$$B_e = B = 150.00m$$

$$\alpha = \frac{1363.22^5}{(2.117)^3 (150)(1)} = 2.605$$

$$d_{s1} = \left[ \frac{2.605(2.180)^{\frac{5}{3}}}{4.7(0.0017)^{0.28}(0.996)(1.106)} \right]^{\left( \frac{(0.0017)^{0.082}}{0.232+(0.0017)^{0.082}} \right)} = 5.602 m$$

$$d_{s2} = \left[ \frac{5780(2.605)(2.180)^{\frac{5}{3}}}{(1700)^{1.18}(0.996)(1.106)} \right]^{\left( \frac{(1700)^{0.725}}{66.28+(1700)^{0.725}} \right)} = 4.810 m$$

$$d_{s3} = \left[ \frac{2.605(2.180)^{\frac{5}{3}}}{4.7(0.046)^{0.28}(0.996)(1.106)} \right]^{\left( \frac{(0.045)^{0.082}}{0.232+(0.045)^{0.082}} \right)} = 3.111 m$$

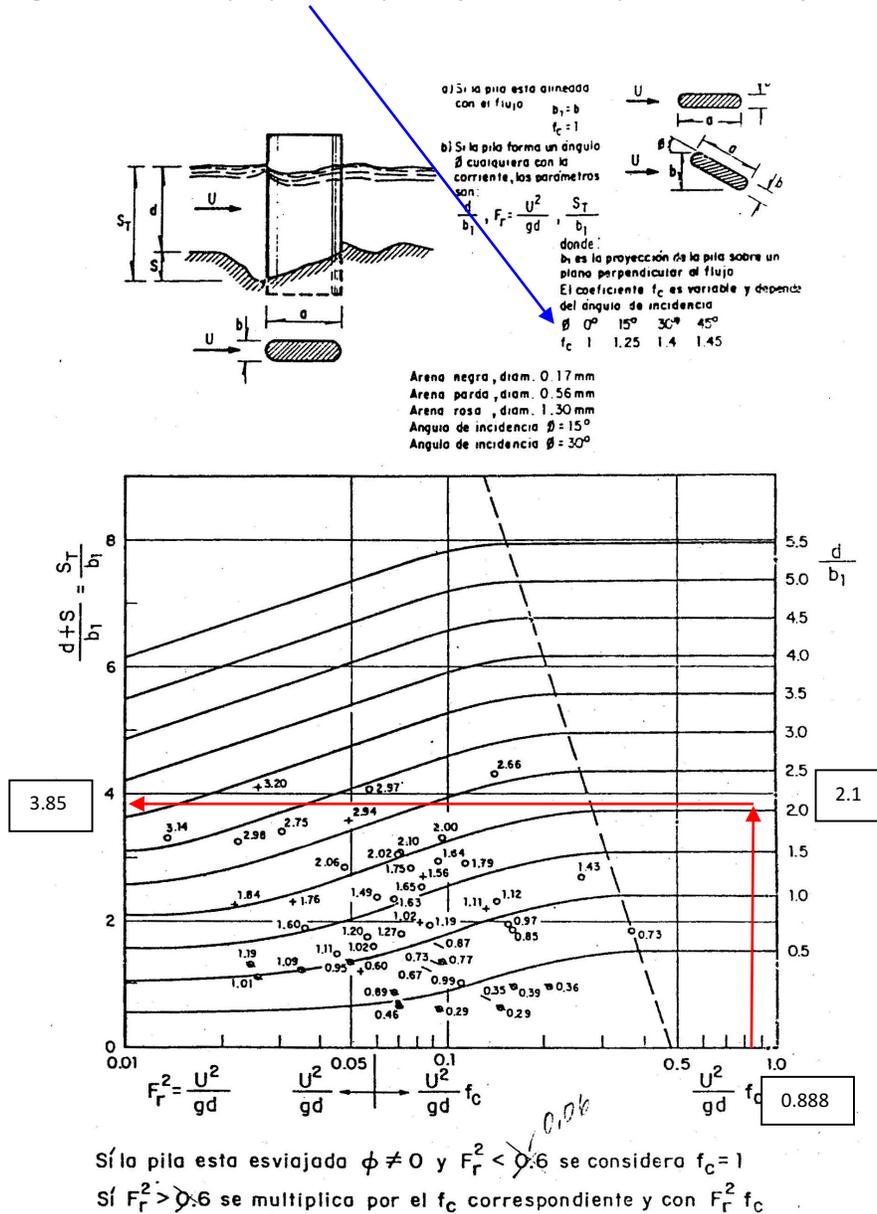
### Método de Maza - Sánchez

#### Pila 1

Como en éste método no se especifica que se tenga que usar el tirante socavado después de la socavación general aguas arriba del puente, se usa el tirante original de cada pila ( $d_0$ ), y para calcular el número de Froude, el tirante medio de 2.117 m (calculado anteriormente) y entonces se tiene:

$$\frac{d}{b_1} = \frac{2.18}{1.0} = 2.18; Fr = \frac{4.294}{\sqrt{9.81 \cdot 2.117}} = 0.942; Fr^2 = (0.942^2) = 0.888$$

De la figura 5.5 (que es para pilas rectangulares con aristas redondeadas), con los valores de Froude al cuadrado y la relación de tirante ancho efectivo de la pila, así como tomando en cuenta que el factor "fc" es igual a la unidad ya que no hay esviamiento del puente con el eje de la corriente, se encuentra:



que la relación  $S_T/b_1 = 3.85$  y al despejar el tirante socavado se tiene

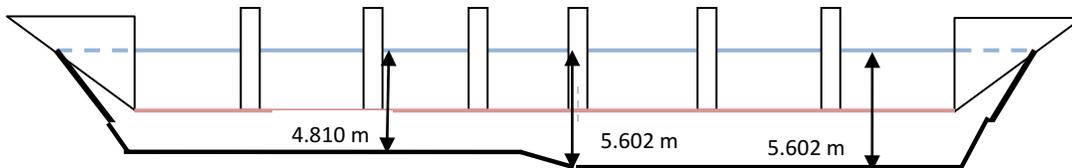
$$S_T = 3.85(1.0) = 3.850 \text{ m}$$

Finalmente la socavación para todas las pilas (ya que no varían ni el número de Froude, ni el tirante inicial), tomando como referencia el fondo original del río, será:

$$\text{Socavación} = 3.85 - 2.18 = 1.670 \text{ m}$$

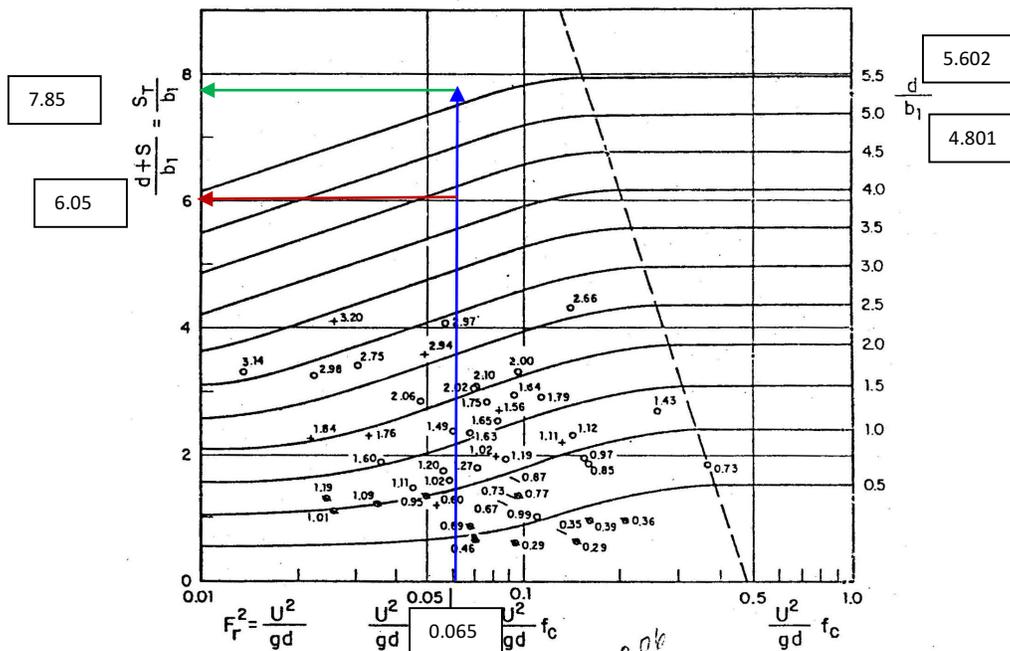
Como se podrá dar cuenta el lector, el método no toma en cuenta la resistencia que puede oponer el material que conforma el fondo del cauce, lo que implica que el valor de la socavación sea único para las 6 pilas, por lo que el primer autor de éstos apuntes ha propuesto una modificación, soportada en el hecho de que la socavación local calculada es menor que la calculada en la socavación general encontrada al pie de cada pila y que las socavaciones no pueden ser iguales.

La modificación al método de Maza –Sánchez consiste en tomar en cuenta la velocidad, tirante medio, área hidráulica y tirantes socavados en una sección aguas arriba del puente, después de que se presentó la socavación general, por lo que utilizando los valores encontrados al inicio de la solución de “Socavación local en pilas”, se calcula el área hidráulica conforme al siguiente esquema, haciendo notar que ni los estribos, ni las pilas restan área, ya que sólo sirven como referencia para indicar el tirante socavado aguas arriba del puente.



El área hidráulica será de 758.224 m<sup>2</sup>, el tirante medio 5.055 m, la velocidad media 1.798 m/s, el nuevo número de Froude será de 0.255 y su valor al cuadrado será de 0.065

Conforme a la modificación propuesta, los valores de d/b<sub>1</sub>, para las tres primeras pilas serán de 4.810 y para las tres últimas de 5.602, con lo que al entrar de nuevo a la figura 5.5 se tendrá:



Sí la pila esta esviada  $\phi \neq 0$  y  $F_r^2 < 0.6$  se considera  $f_c = 1$   
 Sí  $F_r^2 > 0.6$  se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $F_r^2 f_c$

Conforme a los valores leídos de la figura, se tendrá que el tirante socavado para las tres primeras pilas será de 6.05 m y para las tres últimas será de 7.85 m y finalmente la socavación, tomando en cuenta el fondo original será de:

$$\text{Socavación Pilas 1, 2 y 3} = 6.05 - 2.18 = 3.870 \text{ m}$$

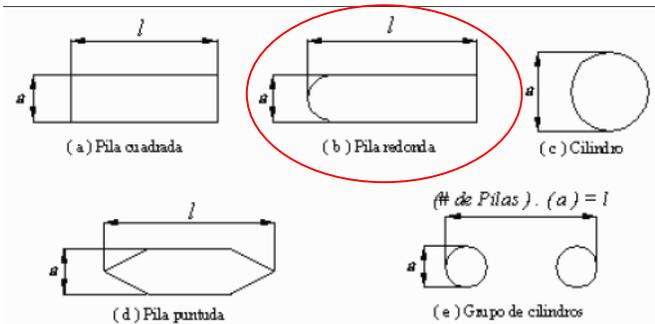
$$\text{Socavación Pilas 4, 5 y 6} = 7.85 - 2.18 = 5.670 \text{ m}$$

**NOTA ACLARATORIA:** En el programa del CD que acompaña al libro, el cálculo de la socavación local con el Método de Maza-Sánchez, se realiza el cálculo con la modificación antes mencionada.

**Método de la Universidad de Colorado**

Determinando los coeficientes  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  y  $K_4$

Para las 6 pilas el factor  $K_1$  es el mismo, ya que todas son de nariz redondeada figura 5.7, y de la tabla 5.6 se tiene un valor unitario.



Forma de la nariz de la pila	$K_1$
(a) Nariz cuadrada	1.1
(b) Nariz redonda	1.0
(c) Cilindro circular	1.0
(d) Nariz puntiaguda (triangular)	0.9
(e) Grupo de cilindros	1.0

Lo mismo sucede con el factor  $K_2$  ya que todos los ejes de las pilas están alineados con el eje de la corriente,  $L/a = 5$  y ya sea usando la tabla 5.7 ó la fórmula 5.26, se tiene  $K_2=1.0$

Coefficiente  $K_2$  para diferentes ángulos  $\theta$  del flujo con el eje de la pila

Ángulo (°)	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Para el coeficiente  $K_3$  primero se deberá determinar la condición del fondo, que de conformidad al número de Froude que es igual 0.942 (calculado anteriormente) y la clasificación de Simons, vista en el subcapítulo 2.2, se tendrán dunas pequeñas, ya que no pueden ser medianas, ya que no se podrían

presentar dunas con altura mayores a 3.0 m con un tirante de 2.18 m; entonces  $K_3$  toma un valor de 1.1, para todas las pilas.

Coeficiente $K_3$ para diferentes condiciones del lecho del cauce		
Condición del lecho	Altura de la duna (m)	$K_3$
Erosión de aguas claras	No aplica (N/A)	1.0
Lecho plano y flujo antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$0.6 < H \leq 3.0$	1.1
Dunas medianas	$3.0 < H \leq 9.0$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H \geq 9.0$	1.3

Para el coeficiente  $K_4$  se calculan  $V_{C50}$  y  $V_{C95}$  con las fórmulas 5.31 y 5.32 respectivamente, tomando en cuenta lo que se especifica para "y" que es el tirante por socavación general, que se tiene en una sección aguas arriba del puente.

Para las pilas 1, 2 y 3, con  $d_s = y = 4.810$  m

$$V_{C50} = 6.19 y^{1/6} D_{50}^{1/3} = 6.19 (4.81)^{1/6} (0.0012)^{1/3} = 0.855 \text{ m/s}$$

$$V_{C95} = 6.19 y^{1/6} D_{95}^{1/3} = 6.19 (4.81)^{1/6} (0.0014)^{1/3} = 0.909 \text{ m/s}$$

Con ambos valores se calcula

$$V_{i50} = 0.645 [D_{50}/a]^{0.053} V_{C50} = 0.645 [0.0012/1.0]^{0.053} (0.855) = 0.386 \text{ m/s}$$

$$V_{i95} = 0.645 [D_{95}/a]^{0.053} V_{C95} = 0.645 [0.0014/1.0]^{0.053} (0.909) = 0.415 \text{ m/s}$$

Se calcula  $V_R$  con la fórmula 5.28 y considerando la velocidad de aproximación de 1.798 m/s, que se calculó en el método de Maza-Sánchez modificado.

$$V_R = [V_1 - V_{i50}] / [V_{C50} - V_{i95}] = [1.798 - 0.386] / [0.855 - 0.415] = 3.210 \text{ m/s}$$

Finalmente el factor de corrección  $K_4$  se calcula con la fórmula 5.27

$$K_4 = 0.4(V_R)^{0.15} = 0.4(3.210)^{0.15} = 0.476$$

Con los coeficientes ya calculados para las pilas 1, 2 y 3, se calcula la profundidad de socavación con la fórmula 5.25, considerando el  $Fr=0.255$ , de la sección aguas arriba con socavación general, calculado en el método de Maza-Sánchez modificado.

$$y_s = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} * Fr_1^{0.43}$$

$$= 2.0 * 1.0 * 1.0 * 1.1 * 0.476 * \left(\frac{1.0}{4.81}\right)^{0.65} * 0.255^{0.43} = 1.010 \text{ m}$$

Para las pilas 4, 5 y 6, con  $d_s = y = 5.602$  m

$$V_{C50} = 6.19 y^{1/6} D_{50}^{1/3} = 6.19 (5.602)^{1/6} (0.0012)^{1/3} = 0.877 \text{ m/s}$$

$$V_{C95} = 6.19 y^{1/6} D_{95}^{1/3} = 6.19 (5.602)^{1/6} (0.0014)^{1/3} = 0.933 \text{ m/s}$$

$$V_{i50} = 0.645 [D_{50} / a]^{0.053} V_{C50} = 0.645 [0.0012 / 1.0]^{0.053} (0.877) = 0.396 \text{ m/s}$$

$$V_{i95} = 0.645 [D_{95} / a]^{0.053} V_{C95} = 0.645 [0.0014 / 1.0]^{0.053} (0.933) = 0.425 \text{ m/s}$$

$$V_R = [V_1 - V_{i50}] / [V_{C50} - V_{i95}] = [1.798 - 0.396] / [0.877 - 0.425] = 3.108 \text{ m/s}$$

Entonces  $K_4$  será

$$K_4 = 0.4(V_R)^{0.15} = 0.4(3.108)^{0.15} = 0.474$$

Y la profundidad de socavación será para las pilas 4, 5 y 6

$$y_S = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} * Fr_1^{0.43}$$

$$= 2.0 * 1.0 * 1.0 * 1.1 * 0.474 * \left(\frac{1.0}{5.602}\right)^{0.65} * 0.255^{0.43} = 1.060 \text{ m}$$

En resumen utilizando el Método de la Universidad de Colorado la socavación calculada es:

$$\text{Socavación Pilas 1, 2 y 3} = 6.05 - 2.18 = 1.010 \text{ m}$$

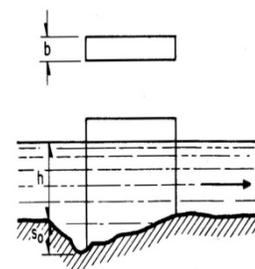
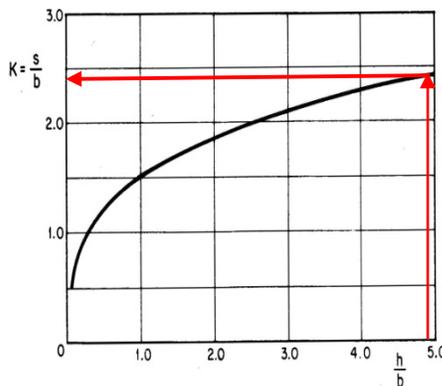
$$\text{Socavación Pilas 4, 5 y 6} = 7.85 - 2.18 = 1.060 \text{ m}$$

### Método de Laursen - Toch

Determinando los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$ .

Dado que las pilas 1, 2 y 3 tienen el mismo tirante socavado "h" aguas arriba de dichas pilas se tiene:

$$\frac{h_{soc.gral.}}{b} = \frac{4.984}{1} = 4.984$$



$h$  = tirante de la corriente  
 $b$  = ancho de la pila  
 $s_0$  = profundidad de la erosión

De la figura 5.7 se tiene

$$K_1 = f\left(\frac{h_{s\text{ gral}}}{b}\right) = 2.4$$

Para las pilas 4, 5 y 6, la socavación general aguas arriba del puente, da un tirante socavado de 5.791 m, por lo que se tiene:

$$\frac{h_{\text{soc.gral.}}}{b} = \frac{5.791}{1} = 5.791 \text{ y prácticamente el valor de la gráfica es el mismo para } K_1$$

El coeficiente  $K_2$  de Scheible se obtiene de la tabla 5.6 en función de la forma de la nariz de la pila y de acuerdo con los datos, la que más se acerca es la semicircular cuyo valor es  $K_2 = 0.90$  (para todas las pilas), por lo tanto la socavación a partir del fondo original será:

$$S_0 = 2.40(0.90)(1.00) = 2.16m$$

**Método de Yaroslavtziev**

Determinando el coeficiente  $K_f$  de acuerdo con la forma geométrica, ángulo de incidencia y tipo de nariz, en la figura 5.9 se trata de la pila tipo III

$$K_f = 8.5$$

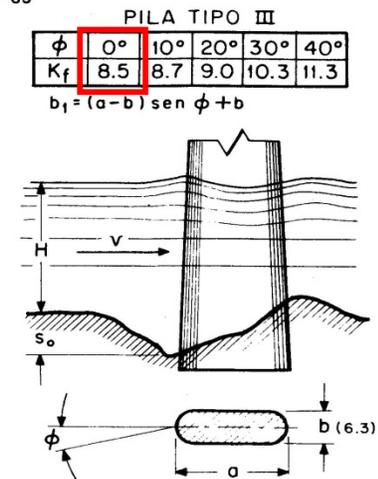
$$K_v = 10^{\left[\frac{-0.28(4.29)^2}{9.81(1.00)}\right]} = 0.298$$

En el caso del coeficiente  $K_H$ , se tiene que tomar en cuenta el tirante socavado aguas arriba de la pila ( $H$ ), por lo que se divide el cálculo para las pilas similares.

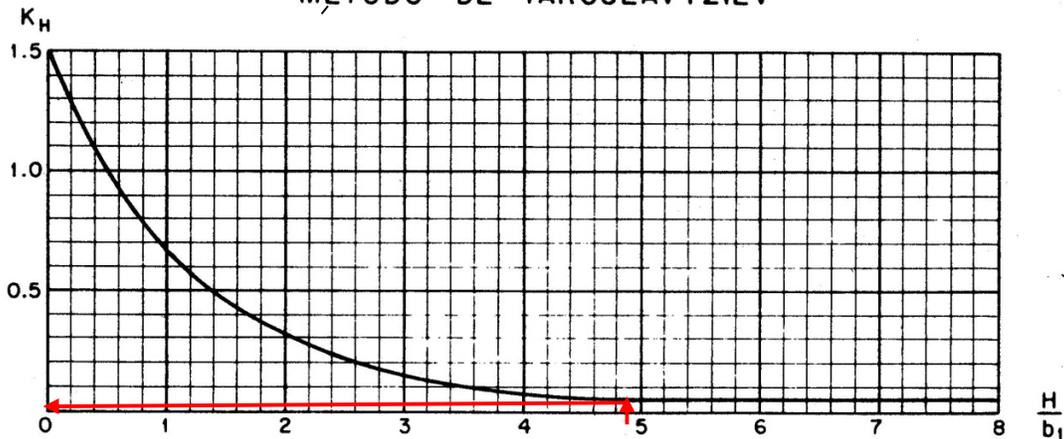
Para las pilas 1, 2 y 3, se tiene que  $H = ds_2 = 4.984 \text{ m}$

$$\frac{H}{b_1} = \frac{ds_2}{b_1} = 4.984 \quad K_H = 0.05$$

y de la gráfica se lee:



## MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV



Para las pilas 4, 5 y 6  $H = d_{s1} = 5.791$  m y  $H/b_1 = 5.791$ , por lo que el valor de  $K_H$ , sigue siendo de 0.05 y el valor de la socavación es de 3.091 m, tomando como referencia el fondo original.

$$S_0 = \frac{8.5(0.298)(0.6 + 0.05)(4.294)^2}{9.81} = 3.091m$$

**Socavación local en los estribos**

Método de Artamonov

$$S_t = 0.855d_o \left[ 4.17 + \ln\left(\frac{Q_1}{Q_d}\right) \right] e^{(0.0028\alpha - 0.24K)}$$

Para aplicar la fórmula se debe de calcular primero el gasto teórico que podría pasar por el estribo si éste no existiera, lo cual se puede calcular con la ecuación de continuidad o de Benedetto Castelli, considerando la velocidad media en una sección inalterada aguas arriba del puente y que ya se calculó con anterioridad u que es igual a 4.294 m/s.

El área que obstruye cada uno de los estribos será:

$$A_1 = \frac{d * kd}{2} = \frac{2.18 * (2 * 2.18)}{2} = 4.752 m^2$$

Entonces  $Q_1 = 4.294 * 4.752 = 20.405 m^3/s$  y al sustituir en la fórmula dicho valor, junto con  $d_o$ ,  $K = 1.0$ ,  $\alpha = 90^\circ$ , se tiene:

$$S_t = 0.855 * 2.18 \left[ 4.17 + \ln\left(\frac{1363.225}{20.405}\right) \right] e^{(0.0028*90^\circ - 0.24*1)} = -0.147 m$$

Es decir el área que obstruye el paso del agua es tan pequeño que no provoca socavación local al pie de los dos estribos. Por lo tanto la **socavación local sería CERO**.

**Sin embargo** es necesario hacer notar que el valor negativo de la ecuación anterior, se deriva de que la fórmula propuesta por el Ing. José Antonio Maza, para obtener el coeficiente  $Pq$ , es la que arroja un valor negativo (-0.038), por lo que si se usa la tabla original de Artamonov (5.11) y aprovechando la función “interpolate” del programa Excel, que permite hacer una extrapolación conforme a la tendencia de los valores de la tabla, se obtiene un coeficiente  $Pq = 1.384$  y con los valores interpolados de cada una de las tablas originales del método  $P\alpha = 1.0$  (tabla 5.10) y  $Pk = 0.85$  (tabla 5.12), se encuentra los siguientes valores para los tirantes socavados:

Para ambos estribos:  $St = 5.660$  m y la **socavación** sería igual a  $2.565 - 2.18 = 0.385$  m

Método de HIRE o FROEHLICH

Para definir que ecuación se debe utilizar, se define  $L / y_1$ , si éste es mayor que 25, se usa la ecuación de Hire, de lo contrario la de Froehlinch.

La longitud de cada estribo (ya que en éste problema los dos son iguales) que obstruye la corriente será el tirante normal de 2.18 m (dato), multiplicado por el talud del cauce  $k = 2$  (dato), por lo que  $L = 2.18 * 2 = 4.360$  m. Como los tirantes aguas arriba después de la socavación general son diferentes, entonces se define la condición para cada uno de ellos.

Para el estribo izquierdo  $\frac{L}{y_1} = \frac{2.18*2}{4.810} = 0.906$ ; y para el derecho  $\frac{L}{y_1} = \frac{2.18*2}{5.602} = 0.778$ , por lo que para ambos estribos se usará la ecuación 5.45 de Froehlich.

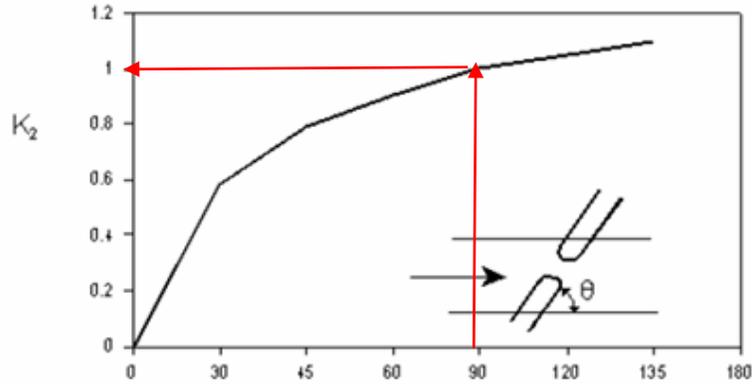
Primero se determinan los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$

$$K_1 = f(\text{forma del estribo}) \Rightarrow \text{Tabla 5.13}$$

Tipo de estribo	K1
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

Por lo que  $K_1$  tendrá un valor de 0.55

$$K_2 = f(\text{ángulo de ataque } (\theta)) \Rightarrow \text{figura 5.16}$$



Por lo que  $K_2$  tendrá un valor de 1.0

El número de Froude para la sección aguas arriba después de socavación general se calculó en la modificación del método de Maza-Sánchez, teniendo un valor de  $Fr = 0.255$ , lo mismo que el tirante medio en dicha sección, que para este caso se le denomina  $y_a = 5.055$  m y al no haber esviamiento de los estribos,  $L' = L = 4.36$  m, por lo que substituyendo en la ecuación 5.45 se tiene que la socavación en ambos estribos será:

$$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr_1^{0.61} + y_a$$

$$y_s = 2.27 * 0.55 * 1.0 * (4.36) * 5.055 * 0.255^{0.61} + 5.055 = 7.630 \text{ m}$$

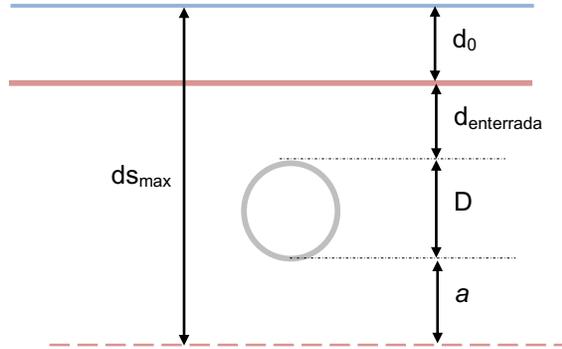
Es importante destacar que el término adicionado de  $y_a$ , es sugerido por Froehlich para cuando se está haciendo la predicción de la socavación de un evento en particular y está basado en el análisis del 98% de los casos estudiados, sin embargo se puede notar que el valor es mucho mayor que el obtenido con el método de Artamonov 0.385 m (utilizando las tablas originales del método) y que si se elimina el término  $y_a$ , se tendrá un valor de 2.575 m que es menor que la socavación general al pie del estribo (3.350 m para el estribo izquierdo y 4.203 m para el estribo derecho), pero si en lugar de usar el número de Froude y el tirante medio en la sección de aguas arriba del puente después de la socavación general, se utilizan los valores de la sección inalterada, es decir con  $Fr = 0.942$  y  $dm = y_a = 2.117$  m, se obtiene un valor de profundidad de socavación de 5.594 m, que resulta más congruente con los valores de socavación general.

### Socavación local en la tubería

Método de Maza

$$\frac{S}{D} = f\left(\frac{a}{D}, Fr_r\right) \dots \text{Figura 5.17}$$

Para la determinación de la socavación producida por la tubería se considera en principio la mayor socavación ocurrida general o transversal, para a continuación en función de la profundidad a la cual se halla ubicada la tubería se determina la distancia "a" desde el fondo socavado hasta la base inferior de la tubería como se muestra a continuación:



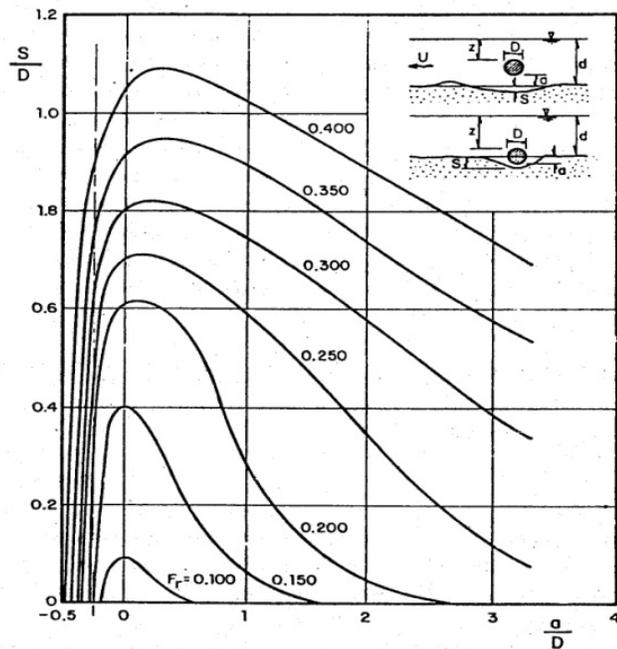
$$a = ds_{max} - (d_o + d_{enterrada} + \phi_{tuberia})$$

$$a = 8.00 - (2.18 + 1.50 + 0.45) = 3.87m$$

$$\frac{a}{D} = \frac{3.87}{0.45} = 8.59$$

$$F_r = 0.93$$

En la figura se puede apreciar que el número de Froude máximo es 0.40, mientras que el que se presenta en el cauce es mucho mayor, de igual manera la relación  $a/D$  esta fuera de lo graficado, lo que significa que la socavación general o transversal es tan grande que el tubo ubicado en esa posición ya no genera una socavación local adicional, ya que no existe material bajo el mismo.



A continuación se muestra una tabla RESUMEN con el concentrado de los resultados obtenidos en el cálculo de cada uno de los tipos de socavación, con cada uno de los métodos vistos en los presentes apuntes, con la finalidad de poder seleccionar aquella socavación de mayor magnitud que definirá la magnitud de la obra de protección que se recomienda para evitar que se presente el fenómeno de socavación en el puente del ejemplo.

TABLA RESUMEN DE LAS PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE

Método	Tipo	Profundidad de Socavación, con respecto al fondo original (m)							
		EI	P1	P2	P3	P4	P5	P6	ED
Lischtvan – Lebediev	General	3.350	3.350	3.350	3.350	6.898	4.203	4.203	4.203
Maza – Sánchez	Al pie de estructura Pila	-	1.670	1.670	1.670	1.670	1.670	1.670	-
Maza – Sánchez (*)	Al pie de estructura Pila	-	3.870	3.870	3.870	5.670	5.670	5.670	-
CSU	Al pie de estructura Pila	-	1.010	1.010	1.010	1.060	1.060	1.060	-
Laursen – Toch	Al pie de estructura pila	-	2.160	2.160	2.160	2.205	2.205	2.205	Selecc
Yaroslavtziev	Al pie de estructura Pila		3.091	3.091	3.091	3.091	3.091	3.091	
Artamonov	Al pie de estructura Estribo	0.385	-	-	-	-	-	-	0.385
Froehlich	estructura Estribo	7.630	-	-	-	-	-	-	7.630
Froehlich (*)	estructura Estribo	5.594	-	-	-	-	-	-	5.594
Maza	Local en Tuberías				0.00				

(\*) Modificado, según propuesta en estos apuntes.

Como se puede apreciar en la tabla resumen anterior, para los estribos la mayor socavación es la calculada con el método de Froehlich, para las pilas 1, 2, 3, 5 y 6, la socavación mayor es la calculada con el método de Maza-Sánchez modificado y para la pila 4 la mayor socavación es la calculada con el método de Lischtvan-Lebediev por socavación general, por lo que serán dichos valores los que se utilizarán en el diseño de las obras de protección.

**OBRAS DE PROTECCIÓN**

**Estribo izquierdo.** Se deberá proteger la socavación más extrema que se presenta en el estribo, que en este caso es la socavación general de 4.522 m.

**Método de Maza-García**

$$\alpha = \frac{1}{2 + 2.18} = 0.239$$

$$U_1 = \frac{4.29}{2.18^{0.239}} = 3.563 \text{ m/s}$$

Para la determinación del diámetro de la partícula se realiza una interpolación doble en la tabla 6.1 respecto de la velocidad en primera instancia y enseguida respecto del peso del material de protección.

Velocidad de la corriente, $U_1$ (m/s)	Peso específico del material (kgf/m <sup>3</sup> )				
	1,600	1,800	2,000	2,200	2,400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3	38	34	31	28	26
3.563	53	46	42	38	35
4	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
> 4.5			85	77	70

$$D_p = f(U_1, \gamma_p) = 43.328 \text{ cm}$$

Utilizando la ecuación 6.4, que es una variante de éste mismo método, se tiene:

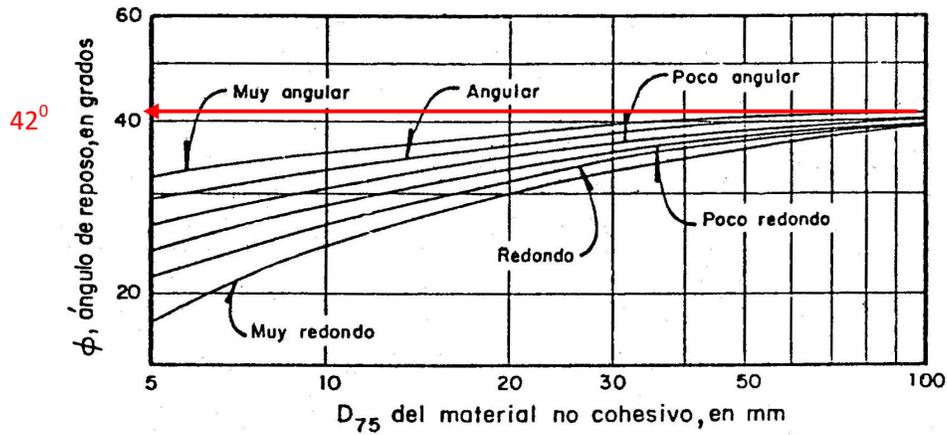
$$D = \left[ \frac{v}{4.71(\Delta p)^{0.5} h^{0.15}} \right]^{2.86} = \left[ \frac{4.294}{4.71 * 2.122^{0.5} * 2.18^{0.15}} \right]^{2.86} = 0.466 \text{ m}$$

Por lo que conforme a la recomendación de los autores se debe incrementar un 20 %, entonces:

$$D_p = 0.466 * 1.2 = 0.559 \text{ m}$$

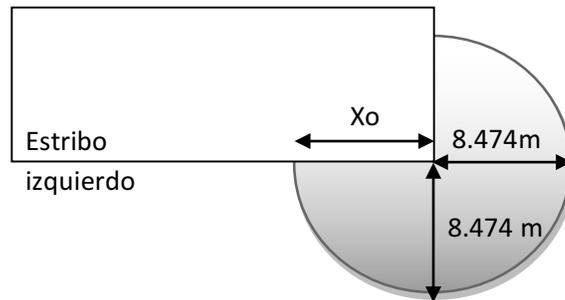
Para cuantificar el material que se colocará en la protección del estribo, se realiza el acomodo en forma de cono circular, por lo que se debe calcular el radio de la base en función de la socavación mayor que se presenta, para esto el  $D_p = D_{75}$  y por tanto nos auxiliamos de la figura 2.4 para la determinación del ángulo de reposo, se tomará en cuenta la condición más desfavorable que es

cuando es muy angular el material a utilizar para la protección, ya que en realidad dicho material se obtendrá de una cantera o banco de material.

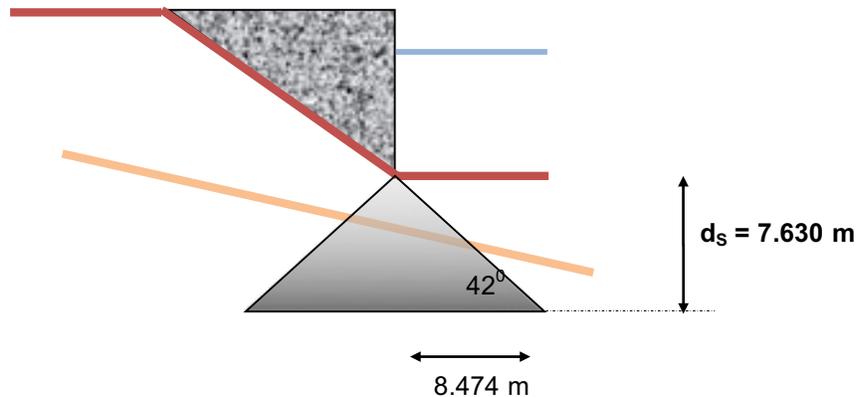


Para:      estribo derecho; estribo izquierdo    pila 4      pilas 1, 2 y 3      pilas 5, y 6

$$x_0 = \frac{d_{sm\acute{a}x}}{tg\phi} = \frac{7.630}{tg\phi} = 8.474m; \quad \frac{7.630}{tg\phi} = 8.474m; \quad \frac{6.898}{tg\phi} = 7.089m; \quad \frac{3.870}{tg\phi} = 4.298m \quad \frac{5.670}{tg\phi} = 6.297m$$



$$V_{cono} = \frac{\pi(r)^3}{3} = \frac{\pi(8.474)^2(7.630)}{3} = 573.748 m^3, \text{ por lo que el volumen total ser\'a multiplicado por } 3/4, \text{ es decir } V_T = 430.311 m^3$$



**Método de Latuischenkov**

$$A_m = 141.28(2.18) = 307.99m^2$$

$$Q_m = 307.99(4.29) = 1322.414m^3/s$$

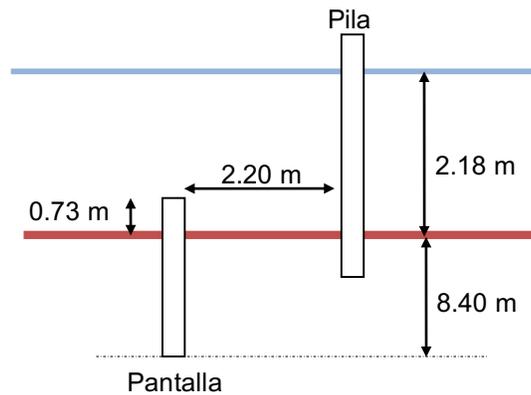
$$\frac{Q_d}{Q_m} = \frac{1363.22}{1322.414} = 1.031$$

La relación de gastos es menor a la reportada en la tabla 6.2 para la determinación del parámetro  $z$  y de igual forma queda fuera del rango de  $\lambda$  graficado en la figura 6.7, por lo que **no se puede utilizar el método**.

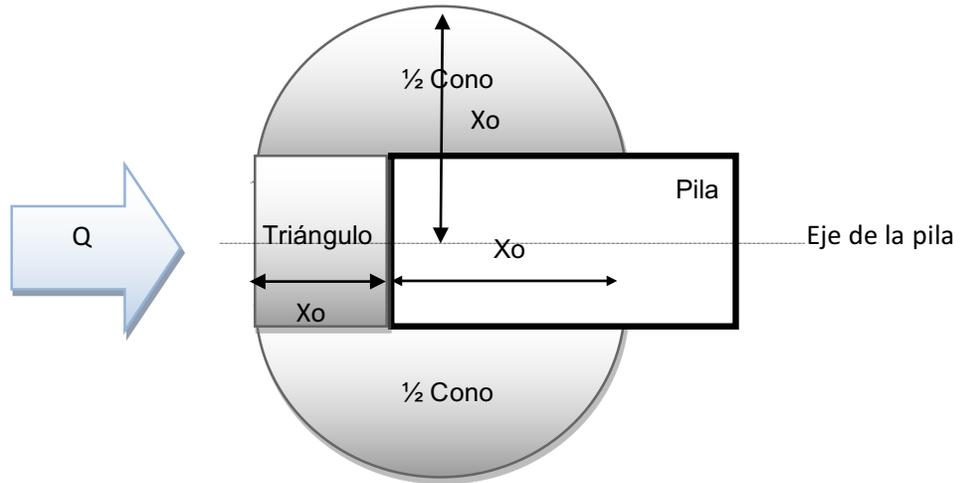
**Estribo derecho será igual que el estribo izquierdo.**

**PILAS**

**Método de Levi - Luna** (ver anexo 3)



**Método de Maza-García**

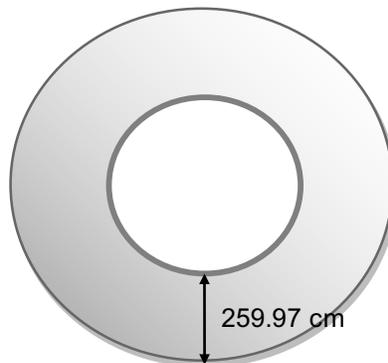


Conforme a los valores de  $X_0$  consignados para cada pila se tendría el volumen de un cono completo, más el volumen de un triángulo, con base  $X_0$ , altura  $d_{máx}$  y con un ancho igual al de la pila “ $b_1$ ”.

CONCEPTO	Pilas 1, 2 y 3	Pila 4	Pilas 5 y 6
$d_{máx}$ (m)	3.870	6.383	5.670
$X_0$ (m)	4.298	7.089	6.297
Volumen cono ( $m^3$ )	74.866	335.845	235.452
Volumen triángulo ( $m^3$ )	8.317	22.622	17.852

Por lo que haciendo las sumas de volúmenes y las multiplicaciones donde hay más de una pila se tiene un volumen total de  $1,114.625 m^3$

**Tubería**



**SOLUCIÓN:**

De conformidad con las obras de protección vistas anteriormente, se puede apreciar fácilmente que el costo de su implementación es muy alto, ya que requiere de grandes cantidades de volumen de material pétreo de un determinado tamaño y peso específico para conformar los pedraplenes mencionados anteriormente, o para las pilas unas pantallas profundas, por lo que en este caso especial es recomendable, la protección total del fondo del cauce bajo el puente, ya sea con gaviones como se puede ver en la figura 7.9, o colocando tapetes de concreto como se puede ver en la figura 7.10



FIGURA 7. 9 Obra de protección total del lecho de un cauce natural, bajo un puente con gaviones (imagen obtenida del catálogo de Maccaferri Gaviones)



FIGURA 7. 10 Obra de protección del lecho de un cauce natural con Tapetes de concreto (imagen obtenida del catálogo de Submar-Elher)

**EJEMPLOS DEMOSTRATIVOS**

**EJEMPLO 7.2:** Determinar la socavación general en el lecho del río Pitillal, Jal., mencionado en los ejemplos 3.8 y 4.2, para un gasto de diseño de 600 m<sup>3</sup>/s asociado a un periodo de retorno de 50 años y cuyos tirantes de agua, al paso de dicho gasto fueron obtenidos de la aplicación del programa Hec-Ras, tomando en cuenta que bajo el lecho del río sólo se tiene un estrato, con las características señaladas anteriormente en dichos ejemplos 3.8 y 4.2

**SOLUCIÓN:**

De conformidad con el levantamiento topográfico realizado para tal fin y con los resultados del Hec-Ras, se calcula el perfil socavado del cauce en estudio, desde el km 0+000 al 6+680, en forma tabular, como se muestra a continuación, considerando la siguiente ecuación para el cálculo de la socavación:

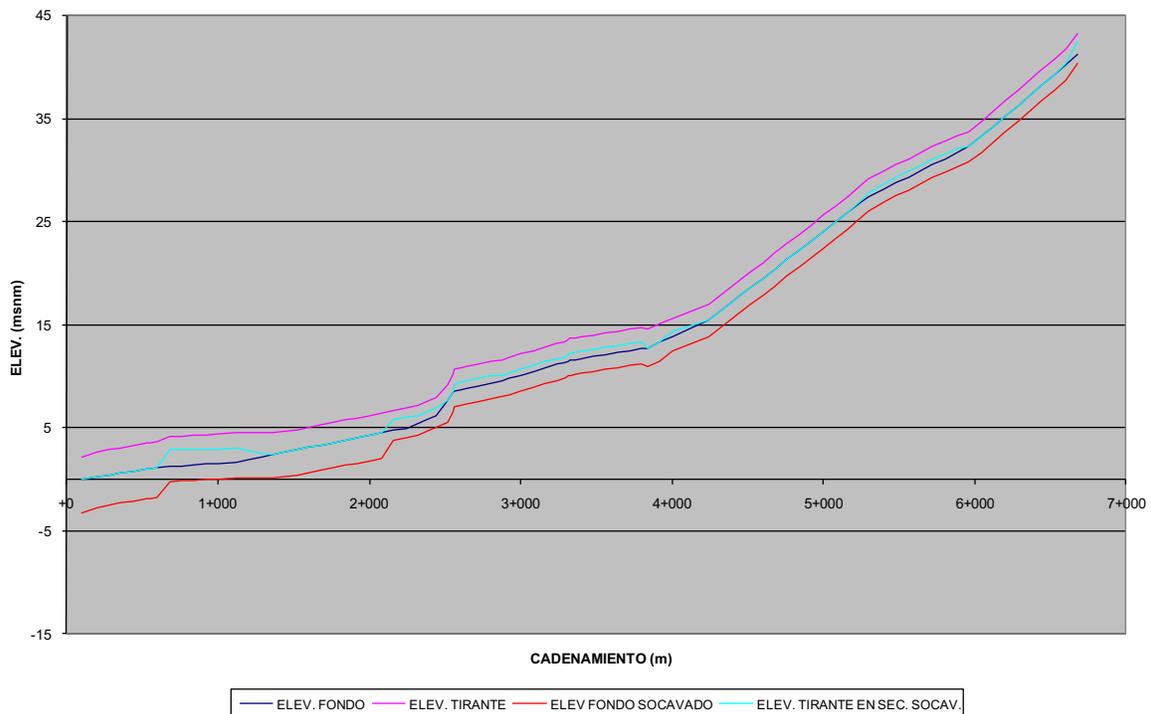
**FÓRMULAS:**

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{4.7 D_{84}^{0.28} \Phi \beta} \right]^{\frac{D_{84}^{0.082}}{(0.232 + D_{84}^{0.082})}} ; \quad \alpha = \frac{Q_d}{d_m^3 * B_e \mu} ; \quad B_e = B - 2kd - (No.pilas * b_{pilas}) ;$$

$$\mu = f(U, L_{entre pilas}) ; \quad \Phi = 0.38 + \left( \frac{\gamma_m}{1272} \right)^2 ; \quad \beta = 0.8416 + 0.03342 Ln(Tr)$$

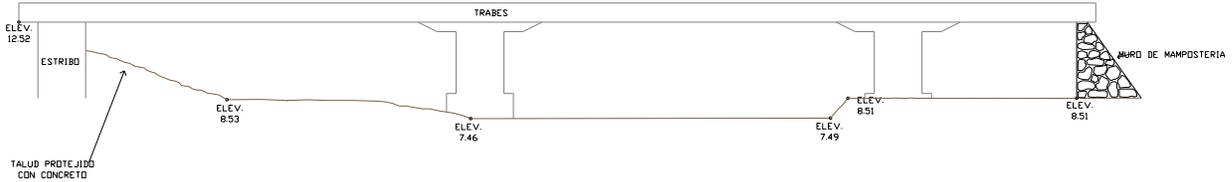
Graficando los resultados de la tabla de la página siguiente se tiene el perfil original, y el perfil socavado.

SOCAVACIÓN ALTERNATIVA SELECCIONADA N° 3 Tr=50 AÑOS



KM	NIV. FONDO (msnm)	NIV. AGUA (msnm)	TIRANTE (m)	b (m)	k	Cs (ppm)	D84 (m)	A (m <sup>2</sup> )	Be (m)	γs (kg/m <sup>3</sup> )	Δ	γm (kg/m <sup>3</sup> )	dm (m)	α	φ	ds (m)	ds - d (m)	Aad (m <sup>2</sup> )	Afal (m <sup>2</sup> )	d INSEC. SOCANV.
0+100	0.04	2.15	2.110	60	2	5.642	0.004	135.504	68.440	1352	0.352	1.001.986	1.980	2.808	1.001	5.405	3.295	219.437	0.000	0.000
0+200	0.276	2.67	2.394	60	2	5.642	0.004	155.089	69.575	1352	0.352	1.001.986	2.229	2.267	1.001	5.391	2.997	197.775	0.000	0.000
0+280	0.465	2.89	2.425	60	2	5.642	0.004	157.250	69.699	1352	0.352	1.001.986	2.256	2.218	1.001	5.389	2.964	195.427	0.000	0.000
0+360	0.654	3.11	2.456	60	2	5.642	0.004	159.415	69.824	1352	0.352	1.001.986	2.283	2.171	1.001	5.387	2.932	193.083	0.000	0.000
0+440	0.843	3.31	2.467	60	2	5.642	0.004	160.187	69.868	1352	0.352	1.001.986	2.293	2.154	1.001	5.387	2.920	192.250	0.000	0.000
0+488	0.956	3.41	2.454	60	2	5.642	0.004	159.252	69.814	1352	0.352	1.001.986	2.281	2.174	1.001	5.388	2.934	193.259	0.000	0.000
0+528	1.051	3.50	2.449	60	2	5.642	0.004	158.940	69.796	1352	0.352	1.001.986	2.277	2.181	1.001	5.388	2.939	193.598	0.000	0.000
0+540	1.079	3.53	2.451	60	2	5.642	0.004	159.055	69.803	1352	0.352	1.001.986	2.279	2.178	1.001	5.388	2.937	193.473	0.000	0.000
0+552	1.093	3.59	2.497	60	2	5.642	0.004	162.324	69.990	1352	0.352	1.001.986	2.319	2.110	1.001	5.385	2.888	189.948	0.000	0.000
0+592	1.137	3.71	2.573	60	2	5.642	0.004	167.646	70.293	1352	0.352	1.001.986	2.385	2.005	1.001	5.381	2.808	184.248	0.000	0.000
0+680	1.234	4.19	2.956	80	2	5.642	0.004	253.983	91.825	1352	0.352	1.001.986	2.766	1.199	1.001	4.374	1.417	117.400	136.583	1.640
0+760	1.322	4.24	2.918	80	2	5.642	0.004	250.475	91.672	1352	0.352	1.001.986	2.732	1.226	1.001	4.375	1.457	120.782	129.693	1.560
0+840	1.41	4.30	2.890	80	2	5.642	0.004	247.888	91.559	1352	0.352	1.001.986	2.707	1.246	1.001	4.376	1.486	123.283	124.605	1.501
0+920	1.498	4.35	2.852	80	2	5.642	0.004	244.389	91.406	1352	0.352	1.001.986	2.674	1.274	1.001	4.377	1.525	126.675	117.714	1.421
1+000	1.587	4.41	2.823	80	2	5.642	0.004	241.810	91.293	1352	0.352	1.001.986	2.649	1.296	1.001	4.378	1.554	129.184	112.626	1.361
1+120	1.719	4.50	2.781	80	2	5.642	0.004	237.946	91.124	1352	0.352	1.001.986	2.611	1.330	1.001	4.379	1.598	132.954	104.992	1.272
1+200	1.953	4.52	2.567	80	2	5.642	0.004	218.581	90.270	1352	0.352	1.001.986	2.421	1.522	1.001	4.386	1.818	152.069	66.512	0.815
1+280	2.186	4.55	2.364	80	2	5.642	0.004	200.292	89.456	1352	0.352	1.001.986	2.239	1.750	1.001	4.392	2.026	170.465	29.826	0.369
1+360	2.42	4.61	2.190	80	2	5.642	0.004	184.829	88.762	1352	0.352	1.001.986	2.082	1.991	1.001	4.397	2.207	186.286	0.000	0.000
1+440	2.653	4.73	2.077	80	2	5.642	0.004	174.779	88.308	1352	0.352	1.001.986	1.979	2.178	1.001	4.401	2.324	196.704	0.000	0.000
1+520	2.887	4.85	1.963	80	2	5.642	0.004	164.780	87.854	1352	0.352	1.001.986	1.876	2.394	1.001	4.404	2.441	207.175	0.000	0.000
1+600	3.12	5.07	1.950	80	2	5.642	0.004	163.593	87.799	1352	0.352	1.001.986	1.863	2.422	1.001	4.405	2.455	208.426	0.000	0.000
1+680	3.354	5.30	1.946	80	2	5.642	0.004	163.284	87.785	1352	0.352	1.001.986	1.860	2.430	1.001	4.405	2.458	208.751	0.000	0.000
1+760	3.587	5.52	1.933	80	2	5.642	0.004	162.097	87.731	1352	0.352	1.001.986	1.848	2.458	1.001	4.405	2.472	210.003	0.000	0.000
1+840	3.821	5.76	1.939	80	2	5.642	0.004	162.666	87.757	1352	0.352	1.001.986	1.854	2.444	1.001	4.405	2.466	209.403	0.000	0.000
1+920	4.054	6.00	1.946	80	2	5.642	0.004	163.235	87.783	1352	0.352	1.001.986	1.860	2.431	1.001	4.405	2.459	208.803	0.000	0.000
2+000	4.288	6.23	1.942	80	2	5.642	0.004	162.926	87.769	1352	0.352	1.001.986	1.856	2.438	1.001	4.405	2.463	209.129	0.000	0.000
2+080	4.521	6.46	1.939	80	2	5.642	0.004	162.617	87.755	1352	0.352	1.001.986	1.853	2.446	1.001	4.405	2.466	209.455	0.000	0.000
2+160	4.755	6.69	1.935	80	2	6.5	0.04	162.308	87.741	1840	0.84	1.005.460	1.850	2.453	1.005	2.881	0.946	77.472	84.836	1.034
2+240	4.988	6.93	1.942	80	2	6.5	0.04	162.876	87.767	1840	0.84	1.005.460	1.856	2.439	1.005	2.881	0.939	76.178	85.958	1.047
2+320	5.484	7.24	1.756	80	2	6.5	0.04	146.621	87.023	1840	0.84	1.005.460	1.685	2.890	1.005	2.885	1.129	92.890	53.731	0.661
2+400	5.98	7.74	1.760	80	2	6.5	0.04	146.969	87.039	1840	0.84	1.005.460	1.689	2.879	1.005	2.885	1.125	92.545	54.424	0.669
2+440	6.228	7.99	1.762	80	2	6.5	0.04	147.143	87.047	1840	0.84	1.005.460	1.690	2.874	1.005	2.885	1.123	92.373	54.771	0.673
2+515	7.658	9.16	1.502	60	2	6.5	0.04	94.645	66.009	1840	0.84	1.005.460	1.434	4.986	1.005	3.592	2.089	134.102	0.000	0.000
2+555	8.42	10.18	1.760	60	2	6.5	0.04	111.782	67.039	1840	0.84	1.005.460	1.627	3.817	1.005	3.583	1.823	116.023	0.000	0.000
2+564	8.592	10.69	2.098	60	2	6.5	0.04	134.701	68.393	1840	0.84	1.005.460	1.970	2.835	1.005	3.571	1.473	92.691	42.010	0.685
2+605	8.724	10.82	2.096	60	2	6.5	0.04	134.566	68.385	1840	0.84	1.005.460	1.968	2.839	1.005	3.571	1.475	92.826	41.739	0.680
2+640	8.836	10.95	2.114	60	2	6.5	0.04	135.752	68.454	1840	0.84	1.005.460	1.983	2.800	1.005	3.570	1.457	91.644	44.107	0.718
2+720	9.094	11.20	2.106	60	2	6.5	0.04	135.237	68.424	1840	0.84	1.005.460	1.976	2.817	1.005	3.571	1.464	92.157	43.080	0.702
2+800	9.351	11.46	2.109	60	2	6.5	0.04	135.407	68.434	1840	0.84	1.005.460	1.979	2.811	1.005	3.570	1.462	91.988	43.419	0.707
2+880	9.609	11.62	2.011	60	2	6.5	0.04	128.752	68.044	1840	0.84	1.005.460	1.892	3.046	1.005	3.574	1.563	98.657	30.095	0.493
2+920	9.785	11.81	2.025	60	2	6.5	0.04	129.705	68.100	1840	0.84	1.005.460	1.905	3.011	1.005	3.573	1.548	97.697	32.008	0.524
3+000	10.14	12.19	2.053	60	2	6.5	0.04	131.613	68.212	1840	0.84	1.005.460	1.929	2.941	1.005	3.572	1.519	95.780	35.834	0.586
3+080	10.49	12.53	2.041	60	2	6.5	0.04	130.795	68.164	1840	0.84	1.005.460	1.919	2.971	1.005	3.573	1.532	96.601	34.194	0.559
3+160	10.84	12.90	2.059	60	2	6.5	0.04	132.023	68.236	1840	0.84	1.005.460	1.935	2.927	1.005	3.572	1.513	95.369	36.653	0.599
3+240	11.19	13.22	2.027	60	2	6.5	0.04	129.841	68.108	1840	0.84	1.005.460	1.906	3.006	1.005	3.573	1.546	97.560	32.281	0.529
3+288	11.4	13.40	1.996	60	2	6.5	0.04	127.718	67.983	1840	0.84	1.005.460	1.879	3.086	1.005	3.574	1.579	99.700	28.018	0.460
3+318	11.54	13.63	2.094	60	2	6.5	0.04	134.400	68.375	1840	0.84	1.005.460	1.966	2.845	1.005	3.571	1.477	92.992	41.408	0.675
3+325	11.57	13.68	2.113	60	2	6.5	0.04	135.713	68.452	1840	0.84	1.005.460	1.983	2.801	1.005	3.570	1.457	91.682	44.031	0.717
3+332	11.58	13.69	2.106	60	2	6.5	0.04	135.256	68.425	1840	0.84	1.005.460	1.977	2.816	1.005	3.571	1.464	92.138	43.117	0.702
3+362	11.66	13.76	2.105	60	2	6.5	0.04	135.152	68.419	1840	0.84	1.005.460	1.975	2.820	1.005	3.571	1.466	92.242	42.910	0.699
3+400	11.75	13.86	2.114	60	2	6.5	0.04	135.796	68.457	1840	0.84	1.005.460	1.984	2.799	1.005	3.570	1.456	91.601	44.195	0.719
3+480	11.94	14.05	2.114	60	2	6.5	0.04	135.746	68.454	1840	0.84	1.005.460	1.983	2.800	1.005	3.570	1.457	91.650	44.097	0.718
3+560	12.13	14.24	2.113	60	2	6.5	0.04	135.697	68.451	1840	0.84	1.005.460	1.982	2.802	1.005	3.570	1.458	91.699	43.998	0.716
3+640	12.32	14.43	2.112	60	2	6.5	0.04	135.648	68.448	1840	0.84	1.005.460	1.982	2.804	1.005	3.570	1.458	91.748	43.900	0.715
3+720	12.51	14.62	2.111	60	2	6.5	0.04	135.598	68.446	1840	0.84	1.005.460	1.981	2.805	1.005	3.570	1.459	91.797	43.801	0.713
3+800	12.7	14.81	2.1																	

**EJEMPLO 7.3:** En el río Pitillal, Jal., mencionado anteriormente, se tiene el puente de acceso a la Ciudad de Puerto Vallarta, Jal., en el cadenamiento 2+567, del levantamiento topográfico de la tabla anterior, y de conformidad con la siguiente figura y los datos que se consignan después de la figura, se desea diseñar las obras de protección para evitar la socavación en las diferentes estructuras del puente:



PUENTE Km 2+567  
( Del Pitillal )  
Datos del arrastre del río

**ALTERNATIVA N° 3**

PUENTE PITILLAL (2+567) Tr = 100 AÑOS

DATOS PARTICULARES:

tirante en Estribo Izquierdo= 1.400 m NIV. MAX tirante en Estribo Derecho= 4.000 m NIV. MAX tirante en 1er. Pila = 5.000 m NIV. MAX tirante en 2ª Pila = 4.000 m NIV. MAX Concentración sed.= 6.5 ppm en peso distancia entre E.I - 1P = 19.45 m distancia entre 1.P - 2.P = 19.35 m distancia entre 2.P - E.D = 8.00 m ancho de la pila = 2.5 m ángulo corriente = 44 ° ángulo compl. = 46 ° largo de la pila = 3 m número de pilas = 2	Distribución prob. del tramo: <u>LOGARITMICA</u> D50 = 3.85 mm D84 = 39.5 mm $\sigma_g = 10.260$ $G_B = 1,359.868 \text{ kgf/s} \ll \text{del método de Einstein}$ U = 5.990 m/s Q = 740.000 m <sup>3</sup> /s Tr = 100 años B = 51.900 m Be = 39.320 m A = 218.332 m <sup>2</sup> b1 = 3.882 m Be1 = 28.284 m	DATOS GENERALES T = 25° C $V = 8.970E-07 \text{ m}^2/\text{s}$ g = 9.81 m/s <sup>2</sup> $\gamma = 1,000 \text{ kgf/m}^3$ $\gamma_s = 1,840 \text{ kgf/m}^3$ $\Delta = 0.84$ $\gamma_m = 1,005.460 \text{ kgf/m}^3$
--	--	--

**SOLUCIÓN:**

<b>MÉTODO DE LISCHTVAN - LEBEDIEV</b>			
<b>FÓRMULAS:</b>			
Para material granular o friccionante se tiene:			
$ds = [ \alpha \cdot d_0^{5/3} / (4.7 \beta \Phi D_{84}^{0.28}) ]^{1/3} [ D_{84}^{0.082} / (0.232 + D_{84}^{0.082}) ]$			
$\alpha = Qd / (D_{84}^{5/3} Be^\mu)$			
$\mu = 1 - [0.387 U_0 / L]$			
$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln Tr$			
$\Phi = 0.38 + (l/m/1272)^{0.2}$			
<b>SOLUCIÓN:</b>			
$\beta =$	0.996	$D_{84} =$	0.0395 m
$d_m =$	5.553	$\Phi =$	1.005
PARA LA ZONA ENTRE EL ESTRIBO IZQUIERDO Y LA 1er. PILA SE TIENE:			
$\mu =$	0.881 m/s	$\alpha =$	1.227
$ds =$	3.164 m	Y LA SOCAVACION TRANSVERSAL E.I.-1.P SERA: 1.764 m	
PARA LA ZONA ENTRE LA 1er. PILA Y LA 2ª PILA SE TIENE:			
$\mu =$	0.880 m/s	$\alpha =$	1.228
$ds =$	4.897 m	Y LA SOCAVACION TRANSVERSAL 1.P-2.P SERA: 0.897 m	
PARA LA ZONA ENTRE LA 2ª PILA Y EL ESTRIBO DERECHO SE TIENE:			
$\mu =$	0.710 m/s	$\alpha =$	1.522
$ds =$	4.967 m	Y LA SOCAVACION TRANSVERSAL 2.P-E.D SERA: 0.000 m	

<b>METODO DE STRAUB *****SOCAVACION TRANSVERSAL*****</b>					
PARA EL ESTRIBO IZQUIERDO Y LA 1er PILA					
B2=	39.320				
B1=	51.900	d2=	3.824 m	Y LA SOCAVACION TRANSVERSAL E.I.-1.P SERA:	0.624 m
d1=	3.200				
PARA LA 1er. PILA Y LA 2a PILA					
d2=	4.500	d2=	5.378 m	Y LA SOCAVACION TRANSVERSAL 1.P-2.P SERA:	0.878 m
PARA LA 2a PILA Y EL ESTRIBO DERECHO					
d2=	4	d2=	4.780 m	Y LA SOCAVACION TRANSVERSAL 2.P-E.D SERA:	0.780 m

<b>METODO DE MAZA-SANCHEZ *****SOCAVACION LOCAL EN PILAS*****</b>					
PARA LA 1er PILA					
d1=	5.000	DE LA FIG. 7.8			
Fr <sup>2</sup> =	0.66	S <sup>2</sup> /b1=	1.3		
d/b1=	1.287888185	St=	5.047021996	POR LO QUE LA SOCAVACION LOCAL SERA:	0.047 m
PARA LA 2a PILA					
d2=	4.000	S <sup>2</sup> /b1=	1.05		
d/b1=	1.030310548	St=	4.076440843	POR LO QUE LA SOCAVACION LOCAL SERA:	0.076 m

<b>METODO DE LAURSEN-TOCH *****SOCAVACION LOCAL EN PILAS*****</b>					
PARA LA 1er PILA					
h/b=	2	DE LA FIGURA 8.7	K1=	1.75	
CON PILA VICELADA F.8.3			K2=	0.78	
CON EL ANGULO DE 44° DE LA FIGURA 8.8		1.2	K3=	1.5	
		So=	6.5625 m	POR LO QUE LA SOCAVACION LOCAL SERA:	6.563 m
		St=	11.5625		
PARA LA 2a PILA					
h/b=	1.6	DE LA FIGURA 8.7	K1=	1.7	
CON PILA RECTANGULAR Y ARISTAS REDONDEADAS F.8			K2=	0.78	
CON EL ANGULO DE 44° DE LA FIGURA 8.8			K3=	1.5	
		So=	6.375 m	POR LO QUE LA SOCAVACION LOCAL SERA:	6.375 m
		St=	7.975		

<b>METODO DE YAROSLAVTZIEV *****SOCAVACION LOCAL EN PILAS*****</b>					
PARA LA 1er PILA					
H =	5.000				
DE LA FIGURA 8.10 con C/H=	0.26	Kf=	12.0		
DE LA FIGURA 8.12 CON U2/gb1 =		0.942	Kv=	0.76	
COMO ESTA EN EL CAUCE PRINCIPAL C=			Kt=	0.6	
DE LA FIGURA 8.13 CON H/b1=	1.288		Kt=	0.53	
		So=	37.693	POR LO QUE LA SOCAVACION LOCAL SERA:	37.693 m
		St=	42.693		
PARA LA 2a PILA					
H =	4.000				
DE LA FIGURA 8.10 con C/H=	0.0625	Kf=	11.3		
DE LA FIGURA 8.12 CON U2/gb1 =		0.942	Kv=	0.8	
COMO ESTA EN EL CAUCE PRINCIPAL C=			Kt=	0.6	
DE LA FIGURA 8.13 CON H/b1=	1.030		Kt=	0.66	
		So=	39.577	POR LO QUE LA SOCAVACION LOCAL SERA:	39.577 m
		St=	43.577		

MÉTODO DE ARTAMONOV *****SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS*****	
PARA EL ESTRIBO DE LA IZQUIERDA	
d1=	1.400
CON EL ANGULO (°) DE =	46 P <sub>Cl</sub> = 0.889
ÁREA DEL ESTRIBO QUE OBSTRUYE EL PASO DEL AGUA	A1 = 2.521 m <sup>2</sup>
GASTO TEÓRICO QUE PASARÍA POR EL ESTRIBO	Q1 = 15.101 m <sup>3</sup> /s
	Q1 / Qd = 0.020
	Pq = 0.292
TALUD DEL ESTRIBO CONTRA LA CORRIENTE	k = 0.000
	Pk = 1.027
	de = 0.373
<b>POR LO QUE LA SOCAVACIÓN LOCAL SERÁ: 0.000 m</b>	
PARA EL ESTRIBO DE LA DERECHA	
d1=	4.000
CON EL ANGULO (°) DE =	44 P <sub>Cl</sub> = 0.885
ÁREA DEL ESTRIBO QUE OBSTRUYE EL PASO DEL AGUA	A1 = 13.201 m <sup>2</sup>
GASTO TEÓRICO QUE PASARÍA POR EL ESTRIBO	Q1 = 79.074 m <sup>3</sup> /s
	Q1 / Qd = 0.107
	Pq = 2.052
TALUD DEL ESTRIBO CONTRA LA CORRIENTE	k = 0.500
	Pk = 0.911
	de = 6.613
<b>POR LO QUE LA SOCAVACIÓN LOCAL SERÁ: 2.613 m</b>	

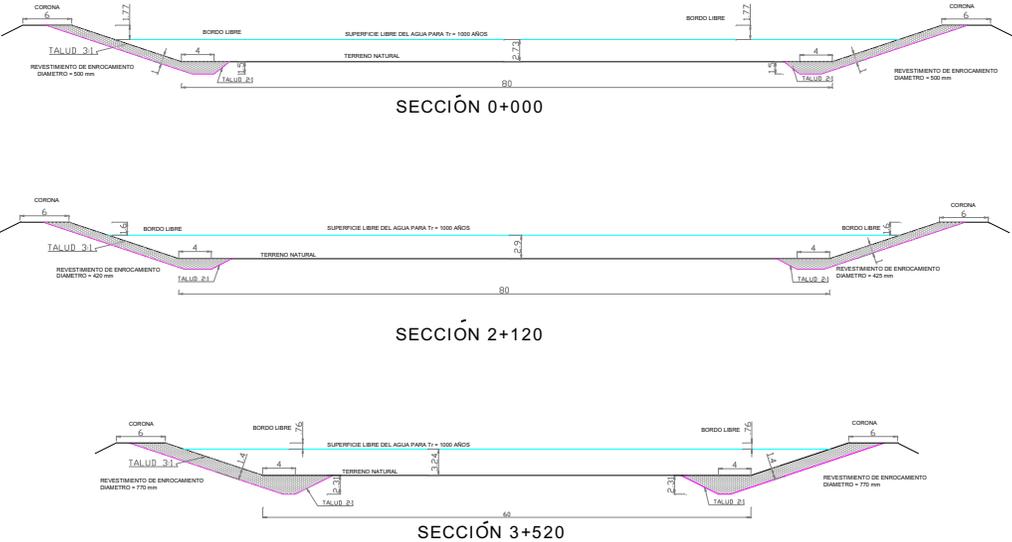
RESUMEN DE SOCAVACIONES							
MÉTODO	1er PILA	2ª PILA	EST. IZQ	EST. DER.	E.I - 1.P	1.P-2.P	2.P-E.D.
LITCHVAN-LEBEDIEV					1.764	0.897	0.000
STRAUB					0.624	0.878	0.780
MAZA	0.047	0.076					
LAURSEN-TOCH	6.563	6.375					
YAROSLAVTZIEV	37.693	39.577					
ARTAMONOV			0.000	2.613			

NOTA: DE LOS MÉTODOS DE LAURSEN-TOCH Y YAROSLAVTZIEV, SE TOMA EL VALOR MAS PEQUEÑO.

CONCLUSIÓN:			
PRIMER PILA (IZQ.)=	6.563 m	POR EFECTO DE SOCAVACIÓN TRANSVERSAL SE TENDRÁ:	
SEGUNDA PILA =	6.375 m	ENTRE ESTRIBO IZQUIERDO Y 1er. PILA= 1.764 m	
ESTRIBO IZQUIERDO=	0.000 m	ENTRE 1er PILA Y 2ª PILA= 0.897 m	
ESTRIBO DERECHO =	2.613 m	ENTRE 2ª PILA Y ESTRIBO DERECHO = 0.780 m	

**SOLUCIÓN:**

De conformidad a lo anterior y derivado de las socavaciones tanto en el lecho del río, como bajo el puente, se propone proteger las márgenes como se muestra en las siguientes imágenes:





Y en el caso del puente se deberá proteger totalmente el lecho del cauce por medio de gaviones, como se mostró en las figuras del tema 7 y en las imágenes de la solución del ejemplo 7.1 (Figuras 7.9 ó 7.10)

**EJEMPLO 7.4:** Se desea saber en cuánto tiempo se presentará una socavación al pie de una presa de 2.5 m, producto de la descarga del vertedor de demasías, así como la longitud del río, aguas debajo de la presa, que será afectado, sabiendo que el gasto de descarga es de  $87 \text{ m}^3/\text{s}$ , el gasto de fondo total medido antes de la construcción de la presa era de  $1.37 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una relación de vacíos de 0.17, la pendiente original del cauce era de 0.0005 y el ancho de la plantilla es de 46, con taludes 2:1

**SOLUCIÓN:**

Con la finalidad de contar con gráficas que permitan encontrar valores intermedios para un descenso de 2.5 m, se procede a cuantificar desde 0.5 m hasta el valor deseado de la siguiente forma:

<b>SOLUCIÓN:</b>				
dc =	2.256	m		
Rh =	1.836	m		
Sc =	0.0004156			
Uc =	1.573	m/s		
m =	0.0000844			
B =	55.024			
qbt =	0.024898226	m <sup>3</sup> /s-m		
<b>PROPONENDO Z1 = -0.50 m</b>				
r1 =	-140383196.3		$\alpha 1 = L1 =$	11848.34123 m
$\alpha 1 / r1 =$	-8.44E-05			
$\phi =$	-8.44E-05	RADIANTES	$\phi =$	-0.004835764 °
A1 =	-493.6806827			
V1 =	-22,709.311	m <sup>3</sup>		
t1 =	-896,839.244	seg		
t1 =	-10.380	días		
<b>PROPONENDO Z2 = -1.00 m</b>				
r2 =	-280766392.5		$\alpha 2 = L2 =$	23696.68246
$\alpha 2 / r2 =$	-8.44E-05			
$\phi =$	-8.44E-05	RADIANTES	$\phi =$	-0.004835764 °
A2 =	-1974.722731			
V2 =	-90,837.246	m <sup>3</sup>		
t2 =	-4,484,196.221	seg		
t2 =	-51.900	días		

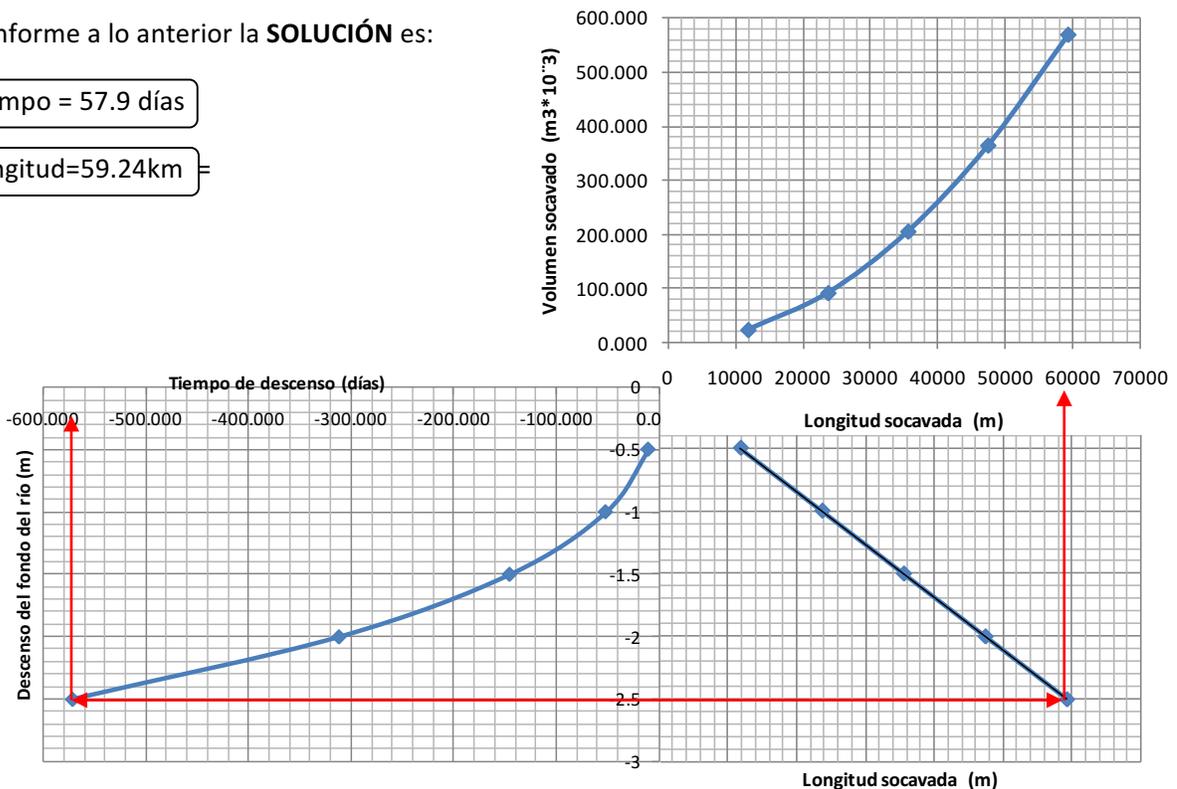
<b>PROPONIENDO Z3 =</b>	-1.50 m			
r3 =	-421149588.8		$\alpha 3 = L3=$	35545.0237 m
$\alpha 3/ r3=$	-8.44E-05			
$\phi =$	-8.44E-05	RADIANES	$\phi =$	-0.004835764 °
A3 =	-4443.126388			
V3 =	-204,383.814	m3		
t3 =	-12,555,749.864	seg		
t3 =	-145.321	días		
<b>PROPONIENDO Z4 =</b>	-2.00 m			
r4 =	-561532785.1		$\alpha 4 = L4=$	47393.36493
$\alpha 4/ r4=$	-8.44E-05			
$\phi =$	-8.44E-05	RADIANES	$\phi =$	-0.004835764 °
A4 =	-7898.890923			
V4 =	-363,348.982	m3		
t4 =	-26,905,177.772	seg		
t4 =	-311.403	días		
<b>PROPONIENDO Z5 =</b>	-2.50 m			
r5 =	-701915981.3		$\alpha 5 = L5=$	59241.70616
$\alpha 5/ r5=$	-8.44E-05			
$\phi =$	-8.44E-05	RADIANES	$\phi =$	-0.004835764 °
A5 =	-12342.01829			
V5 =	-567,732.841	m3		
t5 =	-49,326,161.097	seg		
t5 =	-570.905	días		

Con los resultados anteriores se pueden tener tres gráficas, que sobrepuestas quedarían de la siguiente forma:

Conforme a lo anterior la **SOLUCIÓN** es:

Tiempo = 57.9 días

Longitud=59.24km



**EJEMPLO 7.5:** Diseñar la obra de protección contra erosión en un meandro de un río de radio constante, por medio de espigones, conforme a la siguiente información:

FILA	NON		
<b>DATOS:</b>			<b>FÓRMULAS:</b>
$r_c =$	110 m		$ds_{m\acute{a}x} = \epsilon dr$
$B =$	20 m		$d_M = A/B$
$dr =$	2.12 m		
$k =$	2		
$r_{socav} =$	130 m		

**SOLUCIÓN:**

$r/B =$	5.5								
$\epsilon =$	1.66	$ds_{m\acute{a}x} =$	3.519 m						
$b =$	11.520 m	$ds_{m\acute{a}x} =$	3.4768 MODIF. DE MAZA						
$A =$	33.411 m <sup>2</sup>								
$d_M =$	1.671 m								
<b>LIMITES DE RADIO DE PROTECCIÓN</b>									
LA DISTANCIA DEL CENTRO A LA MARGEN SOCAVADA ES DE =		20 m				<b>MÍNIMO</b>	<b>MÁXIMO</b>		
PROPONENDO UN RADIO DE LA LÍNEA DE PROTECCIÓN DE =		120 m				50	160		
LA DISTANCIA DE LA MARGEN SOCAVADA A LA LÍNEA DE PROTECCIÓN SERÁ =		10 m				<b>BIEN</b>			
PROPONENDO UN ÁNGULO DE LOS ESPIGONES DE		70 °							
LA LONGITUD DE LOS ESPIGONES DEL 4º EN ADELANTE SERÁ =		29.238 m							
LONGITUD DE TRABAJO DEL 1er. ESPIGÓN	$L_1 =$	1.671 m							
SEPARACIÓN ENTRE 1º Y 2º ESPIGÓN =	6.682 m								
LONGITUD DE TRABAJO DEL 2º ESPIGÓN =	10.86				LONGITUD ACUMULADA SOBRE MARGEN EROSIONADA				
SEPARACIÓN ENTRE 2º Y 3º ESPIGÓN =	43.439 m				6.682				
LONGITUD DE TRABAJO DEL 3º ESPIGÓN =	20.049				50.121				
SEPARACIÓN ENTRE 3º Y 4º ESPIGÓN =	80.196								
LONGITUD DE TRABAJO DEL 4º ESPIGÓN =	29.238				130.317				
<b>POR LO TANTO SOLO SE REQUIEREN 4 ESPIGONES</b>									
PENDIENTE DE LA CORONA		<b>0.05</b>							
MATERIAL DEL ESPIGÓN		<b>GAVIONES</b>							

**EJEMPLO 7.6:** Determinar el diámetro del pedraplén a colocar a la descarga libre de una compuerta plana de flujo inferior, con una tirante de agua de 1.75 m, apertura de la compuerta de 0.45 m y ancho de 2.2 m, sabiendo que en una cantera cercana se tiene material sano con peso específico de 2000 kg/m<sup>3</sup>

**SOLUCIÓN:**

<b>SOLUCIÓN:</b>	
$h/a =$	3.88889
$C_d =$	0.57 DE LA FIGURA 6.15 pag. 215 DEL SOTELO
$Q_c =$	3.30658 m <sup>3</sup> /s
PARA FLUJO TURBULENTO SE HA	
DEMOSTRADO QUE $C_v =$	0.99
ENTONCES $C_c =$	0.619924172
$C_d =$	0.569974489 <<< CALCULADO
$d_1 =$	0.27897 m
$V_1 =$	5.38772 m/s
$Fr =$	1.96872
PARA EL MATERIAL DEL PEDRAPLÉN	
$\gamma_s =$	2000 kg/m <sup>3</sup> $D_p = 0.85$ m

<< De conformidad con la tabla 6.1

# APÉNDICES

## APÉNDICE 1

Media reducida $Y_n$										
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5230	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5402	0.5410	0.5418	0.5424	0.5430
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600									
Desviación típica reducida $\sigma_n$										
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.2260	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.3880
40	1.1413	1.1430	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065									

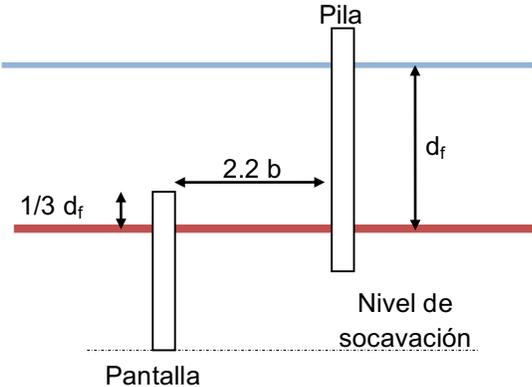
# APÉNDICE 2

Valores de K para la Distribución Pearson III											
Coeficiente de Asimetría	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	PORCENTAJE DE PROBABILIDAD										
Cs	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
SESGO POSITIVO											
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.668	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.771	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.795	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.398
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.449	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-1.388	-1.116	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.324	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.031	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Valores de K para la Distribución Pearson III											
Coeficiente de Asimetría	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	PORCENTAJE DE PROBABILIDAD										
Cs	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
SESGO NEGATIVO											
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	-2.400	0.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	-2.544	-1.726	1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.338	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.969	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

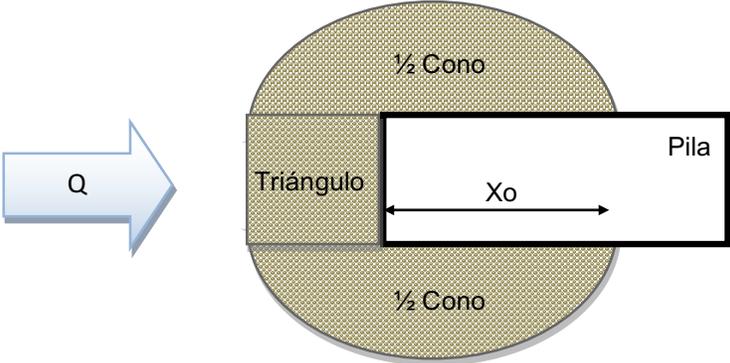
# APÉNDICE 3

## DETALLES DE COLOCACIÓN DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN



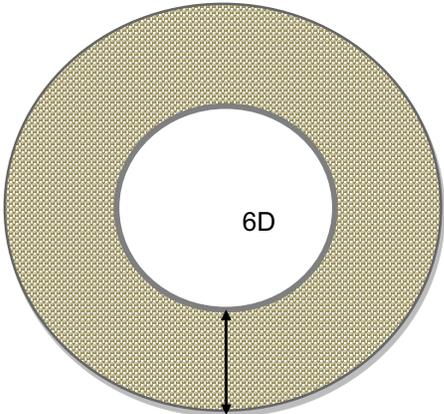
## MÉTODO DEL PEDRAPLÉN

Vista de la pila en planta, con la colocación del material al pie y en el sentido del flujo.



## TUBERÍA

Vista de la sección transversal de la tubería, con la colocación del material alrededor de la misma.



# APÉNDICE 4

## BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA DEL TEMA DE SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE ESTRUCTURAS

EVALUATING SCOUR AT BRIDGES; Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18); E.V. Richardson and S.R. Davis; U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION; FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA); National Highway Institute.

SOCAVACIÓN AL PIE DE PILAS CIRCULARES DE PUENTES; Artículo presentado en: XXI CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA Guadalajara, Jalisco, octubre 2010; Lucio Frago Sandoval, Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores y Elizabeth Hernández Catana.

BRIDGE SCOUR; Bruce W. Melville, Stephen E. Coleman.

Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance-Third Edition Publication No. FHWA-NHI-09-111 HEC-23; U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION; FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA); National Highway Institute.

SOCAVACIÓN EN PUENTE; Fernando Arancibia Carvallo.

MEDIDAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE; Francisco Plata, Chandra Nalluri y Juan G. Saldarriaga; Universidad de los Andes, Colombia.

REVISIÓN DE ECUACIONES QUE PREDICEN LA SOCAVACIÓN LOCAL ALREDEDOR DE PILAS DE PUENTE; Chandra Nalluri, Juan G. Saldarriaga y Francisco Plata; Universidad de los Andes, Colombia.

SOCAVACIÓN DE PUENTES; Edgar Muñoz / Edgar Valbuena; Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

SOCAVACIÓN, CAPÍTULO 4, CRITERIOS BÁSICOS, presentación power point; Jaime Suárez Díaz.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA EROSION LOCAL AL PIE DE UNA TRAVIESA; Bateman, A.; Martín Vide, J.P.; Spaliviero, F.; Bocquet, S.

REVIEW OF THE HYDRAULIC CAPACITY OF BRIDGES IN A COASTAL AREA; E. Vazquez-Fernandez and J. Gracia-Sanchez (sin acentos en el documento original).

HANDBOOK OF SCOUR COUNTERMEASURES DESIGNS; Dr. Anil Kumar Agrawal, Dr. M. Ali Khan and Zhihua Yi; U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

UNA CONTRIBUCIÓN AL DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES; José Luís Sánchez Bribiesca y Jesús Gracia Sánchez.

HIDRÁULICA FLUVIAL, FUNDAMENTOS Y APLICACIONES, SOCAVACIÓN; Héctor Alfonso Rodríguez, Editorial Escuela Colombiana.

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES; Departamento de Hidráulica, Universidad del Cauca, Colombia.

HIGHWAYS IN THE RIVER ENVIRONMENT; Richardson E. V., Simons D. B. y Julien P. Y., 1990; U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION; FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA); National Highway Institute.

GUIDELINES FOR EVALUATION OF STABILITY OF EXISTING PILE FOUNDATIONS WHEN EXPOSED BY SCOUR; Flemming, D. J. (1994). Minnesota Department of Transportation.

MANUAL ON SCOUR AT BRIDGES AND OTHER HYDRAULIC STRUCTURES; R W P May, J C Ackers, A M Kirby. Construction Industry Research and Information Association. London 2002.

SCOUR AROUND SINGLE PILE AND PILE GROUPS SUBJECTED TO WAVES AND CURRENTS; Yasser E. Mostafa et al. / International Journal of Engineering Science and Technology (IJEST).

BRIDGE SCOUR AND STREAM INSTABILITY COUNTERMEASURES, HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR No. 23 (HEC-23); U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION; FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA); National Highway Institute.

SCOUR AND EROSION; Edited by Susan E. Burns, Shobha K. Bhatia, Catherine M. C. Avila, and Beatrice E. Hunt. Geotechnical Special Publication, Nº 210.

SIMPLIFIED METHOD FOR ESTIMATING SCOUR AT BRIDGES; Jean-Louis Briaud, Anand V. Govindasamy, Dongkyun Kim, Paolo Gardoni, Francisco Olivera, Hamn-Ching Chen, Christopher Mathewson, and Kenneth Elsbury. Texas Transportation Institute The Texas A&M University System.

SOCAVACIÓN DE PUENTES; Edgar Muñoz, MSc., Ing. Edgar Valbuena.; Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia, 2006.

CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES; Ing. Jaime Suárez.

SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS; Arturo M. Monforte Ocampo.

OBRAS FLUVIALES, DE LA CÁTEDRA DE OBRAS HIDRÁULICAS; Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOVA, ARGENTINA.

HIDRAULICA DE PUENTES; Extractos de la Tesis "DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO OPTIMIZADO DE PUENTES CON TERRAPLENES"; Por Alisson Seaurz, Universidad de Piura, Perú; 2006.

INSTRUMENTACIÓN DE PUENTES ANTE LA EROSIÓN LOCAL EN PILAS. APLICACIÓN A UN CASO (río Besós); Tesina Ingeniería Geológica; Francesc Bonet Piñol.