



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

**"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001**

C-4

# **CURSOS INSTITUCIONALES**

## **DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS**

**MOD. II      DISEÑO HIDRÁULICO**

Del 21 al 29 de septiembre de 2001

### ***APUNTES      GENERALES***

M. en I. Adriana Cafaggi Félix  
Comisión Nacional del Agua  
Septiembre /2001

## PRESIÓN

En general, los fluidos ejercen fuerzas normales y tangenciales sobre las superficies que están en contacto con ellos, pero únicamente aquellos con gradientes de velocidad producen esfuerzos tangenciales. En los fluidos que están en reposo existen sólo fuerzas normales, llamadas fuerzas de presión.

Se define como presión en un punto, al límite

$$p = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$$

Donde  $F$  es la fuerza normal que actúa sobre el área  $A$ . La presión en un punto es una magnitud escalar, y no existe variación en cuanto a magnitud debido a la orientación del elemento de superficie, sin embargo, la magnitud dirección y sentido de la fuerza que la presión genera queda definida a partir del elemento de superficie que se emplee y es una medida de distribución de la fuerza sobre cualquier superficie asociada a ella.

Se considera que sobre un volumen elemental las únicas fuerzas que actúan son las fuerzas normales debidas a la presión y la fuerza de cuerpo debida al peso propio. Al hacer el equilibrio de fuerzas sobre el elemento, se obtienen las ecuaciones estáticas de Euler que son:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad (1.1a)$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad (1.1b)$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g \quad (1.1c)$$

Donde  $z$  siempre es el eje vertical de un sistema ortogonal de coordenadas

$z^*$



De la ecuación (1.1c) se concluye que la presión  $p$  dentro de un fluido en reposo varía solamente con la dirección del eje  $z$ , y es constante en todos los puntos contenidos en un

mismo plano horizontal. Como sólo existe variación en  $z$  se puede cambiar a notación diferencial la ecuación (1.1c)

$$dp = -\rho g dz \quad (1.2)$$

La ecuación (1.2) se denomina ecuación fundamental de la estática de los fluidos, sin embargo, a la expresión anterior no se le puede aplicar el operador integral, para ello es necesario definir las características de la densidad  $\rho$ , de tal forma, que la determinación de la presión en los gases y en los líquidos presentan características diferentes, por tanto se tratan por separado.

Para el caso de un líquido ( $\rho = \text{constante}$ ), al integrar la ecuación (1.2) se tiene

$$\frac{p}{\gamma} + z = C \quad (1.3)$$

A esta expresión se le conoce como ley de Pascal, por medio de ella es posible calcular la distribución de la presión hidrostática en un líquido.

### Transmisión de presiones

En un sistema cerrado, un cambio de presión producido en un punto en el sistema, se transmitirá en el sistema entero.

### Presión atmosférica ( $p_a$ )

Los gases que componen la atmósfera tienen cierta masa, por tanto también un peso, que producirá la presión atmosférica, la cual varía con la altitud del sitio donde se desea obtener, asimismo es función de las condiciones meteorológicas que presente el lugar. Sus dimensiones son

### Presión manométrica ( $p_m$ )

Es la presión medida encima o debajo de la presión atmosférica que se emplea como referencia, la cual se determina con instrumentos como los piezómetros, manómetros diferenciales abiertos y cerrados, manómetros de tubo de Bourdon, conocidos como de carátula que son los más comerciales. Sus dimensiones son  $[FL^{-2}]$ .

### Presión absoluta ( $p_{ab}$ )

La intensidad de la presión medida encima del cero absoluto se denomina presión absoluta. Ésta se determina con la siguiente expresión:

$$p_{ab} = p_{at} + p_m \quad (1.4)$$

Al integrar la ecuación (1.2) entre dos puntos (figura 1.1), donde el punto O coincide con la superficie libre del líquido ( $p_m = 0$ ), y el otro punto a una elevación  $z$ , se llega a

$$\frac{p_{at}}{\gamma} + z_0 = \frac{p_{ab}}{\gamma} + z \quad (1.5)$$

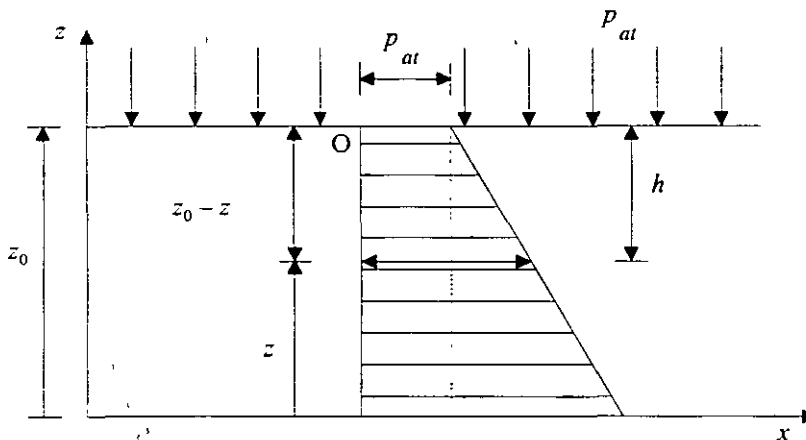


Figura 1.1 Distribución de la presión hidrostática en un líquido

La presión absoluta en el punto a la profundidad  $h = (z_0 - z)$  se determina por medio de la siguiente expresión:

$$p_{ab} = p_{at} + \gamma h \quad (1.6)$$

Donde  $p_{ab}$  es la presión absoluta del punto que se trata y se mide a partir del cero absoluto de presiones, de la ecuación (1.4) se observa que  $\gamma h$  es la presión manométrica. La presión atmosférica es debida al aire y depende de la altura con referencia al nivel medio del mar, y su valor estándar está dado por:

$$\frac{p_{at}}{p_0} = \left(1 - 2.26 \times 10^{-5} Z\right)^{5.256} \quad (1.7)$$

La ecuación anterior se conoce como la ecuación de la atmósfera estándar, donde  $p_0 = 10\,333 \text{ kg/m}^2$ ,  $Z$  representa la altitud en metros sobre el nivel del mar y  $p_{at}$  el valor de la presión atmosférica local, es importante hacer notar que la expresión anterior es válida solo para valores de hasta  $Z = 10\,770 \text{ m}$ .

Generalmente la presión hidrostática se mide utilizando como valor cero de referencia la presión atmosférica local. De tal forma que la presión medida se conoce como manométrica, de aquí en adelante cuando se haga referencia a presiones manométricas no se usará el subíndice  $m$ .

## INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

### Manómetros simples

Los dispositivos más importantes que se señalan son el barómetro y el tubo piezométrico, sin embargo es relevante indicar que el barómetro mide presiones atmosféricas locales, en tanto que el piezómetro mide presiones manométricas.

#### Barómetro

Consiste en un tubo de vidrio con un extremo cerrado donde  $p_{ab} = 0$  y el otro extremo abierto, sumergido dentro de un recipiente que contiene mercurio; debido a que la presión atmosférica es una fuerza que actúa normalmente en la superficie libre del mercurio, este presenta un ascenso hasta una altura  $h$  que representa la presión ejercida en el lugar por la columna de aire, como se indica en la figura 1.2.

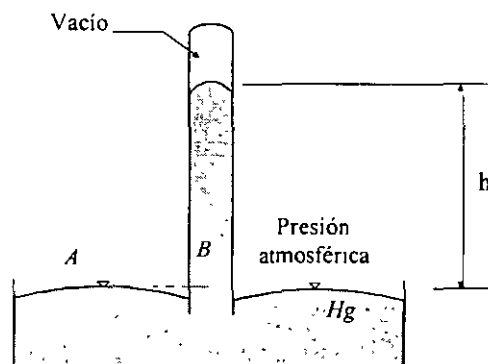


Figura 1.2 Barómetro

la presión absoluta en A

$$p_{abA} = p_{at} + 0$$

la presión absoluta en  $B$

$$p_{abB} = 0 + \gamma_{Hg} h$$

y como  $A$  y  $B$  están en el mismo plano horizontal

$$p_a = \gamma_{Hg} h \quad (1.8)$$

donde  $\gamma_{Hg}$  es el peso volumétrico del mercurio.

### *Tubo piezométrico o piezómetro*

Se utiliza para medir presiones estáticas moderadas de un líquido, que fluye dentro de una tubería, es un tubo transparente de diámetro pequeño, conectado a la tubería por medio de un dispositivo (niple), con uno de sus extremos abiertos (sometido a la presión atmosférica), como se muestra en la figura 1.3.

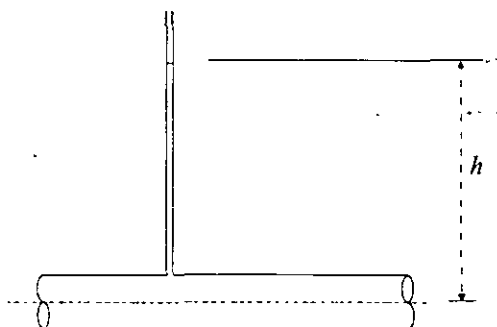


Figura 1.3 Piezómetro

Calculando la presión manométrica

$$p = \gamma h \quad (1.9)$$

donde  $\gamma$  es el peso volumétrico del líquido que fluye en la tubería.

### **Manómetros diferenciales**

En este caso para conocer las presiones se requieren como datos los pesos volumétricos y la diferencia de elevaciones entre las fronteras de los líquidos empleados, además es

necesario establecer un punto de referencia donde se tenga una presión conocida y a partir de este punto iniciar la suma o diferencia de columnas.

#### *Manómetro diferencial abierto*

Es un tubo transparente en forma de "U", parcialmente lleno de un líquido con mayor peso volumétrico comparado con el que fluye en la tubería, que no se mezcle con este y que permita establecer fronteras entre ambos líquidos, uno de sus extremos se conecta a la tubería en forma normal a la pared que confina al fluido (figura 1.4).

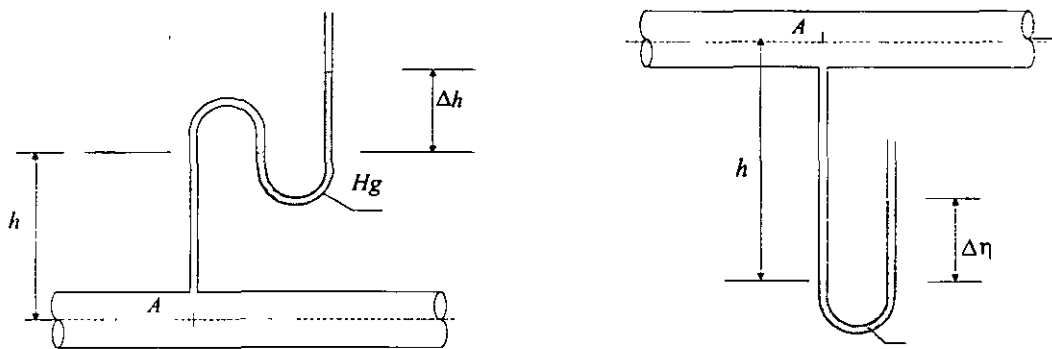


Figura 1.4 Manómetros diferenciales abiertos

Si en el primer dispositivo el líquido de mayor peso volumétrico es mercurio, la presión manométrica se calcula

$$p_A = \gamma h + \gamma_{Hg} \Delta h \quad (1.10)$$

En el segundo dispositivo se presenta una tubería por la cual se hace fluir aire y el líquido manométrico es agua, en este caso

$$p_A = \gamma \Delta h - \gamma_{aire} h \quad (1.11)$$

#### *Manómetro diferencial cerrado*

Este dispositivo se utiliza cuando se requiere medir la diferencia de presiones entre dos puntos en una tubería, como se muestra en la figura 1.5.

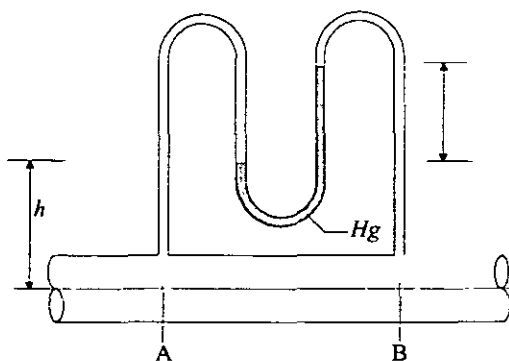


Figura 1.5 Manómetro diferencial cerrado

La diferencia de presiones se valúa

$$\begin{aligned}
 p_A &= \gamma h + \gamma_{Hg} \Delta h - \gamma (h + \Delta h) + p_B \\
 p_A - p_B &= \gamma h + \gamma_{Hg} \Delta h - \gamma \Delta h - \gamma h \\
 p_A - p_B &= (\gamma_{Hg} - \gamma) \Delta h
 \end{aligned}
 \tag{1.12}$$

*Manómetro comercial (tubo de Bourdon)*

Este tipo de manómetro consta de un tubo que tiene una sección transversal elíptica doblado en un arco circular como se muestra en la figura 1.6. Cuando la presión atmosférica prevalece en el manómetro, el tubo no se deflexiona. Si se aplica presión al manómetro el tubo curvado tiende a enderezarse, ocasionando que la aguja se desplace sobre la escala de medición.

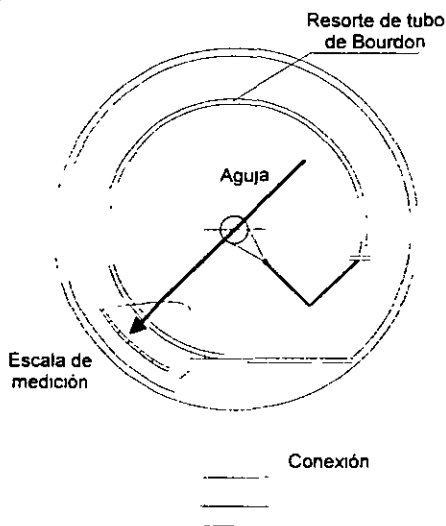


Figura 1.6 Manómetro comercial o tubo de Bourdon



## Transductores o celdas de presión

En la actualidad los procesos de flujo se controlan automáticamente por medio de transductores de presión. Estos dispositivos producen señales electrónicas que pueden ser enviadas a oscilógrafos o a dispositivos digitales que permiten su lectura o su almacenamiento. Un tipo común de sensor empleado es el de alambre de resistencia a la tensión unido a un diafragma flexible. Si el diafragma se flexiona, los cables del manómetro de tensión cambian de longitud y por lo tanto también la resistencia eléctrica del alambre. Este cambio de resistencia es el que se utiliza electrónicamente para producir un cambio de voltaje que puede manejarse de varios modos.

# HIDROSTÁTICA

## Empuje hidrostático sobre superficies planas

Considere una superficie plana inclinada sumergida en un líquido de peso volumétrico  $\gamma$ . Sobre cada elemento  $dA$  ubicado a una profundidad vertical  $z$ , el empuje elemental  $dF$  debido a la presión hidrostática es:

$$dF = \gamma z dA \quad (2.1)$$

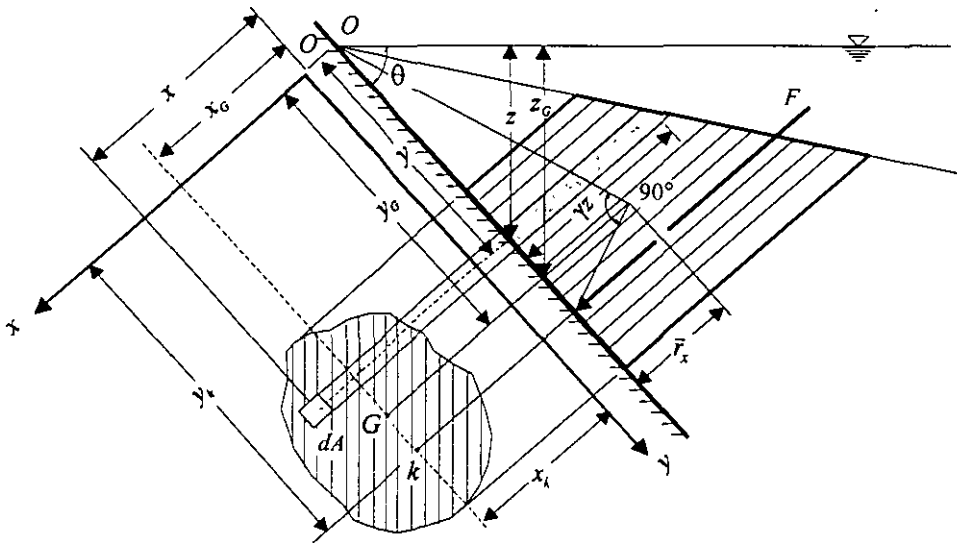


Figura 2.1 Empuje hidrostático y centro de presiones sobre una superficie plana e inclinada

Dado que todas las fuerzas elementales  $dF$  son paralelas entre sí ( $dF$  es normal a  $dA$ ), la integral de ellas extendida a toda la superficie de área  $A$  da como resultado la magnitud de la fuerza total o empuje hidrostático que actúa sobre esta superficie.

$$F = \gamma \iint_A z dA \quad (2.2)$$

Integrando

$$F = \gamma A z_G \quad (2.3)$$

donde  $z_G$  es la distancia vertical medida desde la superficie libre hasta el centroide de la superficie plana.

El punto por donde pasa la resultante del empuje hidrostático se conoce como centro de presiones y tiene como coordenadas  $(x_k, y_k)$ . Para determinar estas coordenadas se igualan los momentos que producen las fuerzas elementales con respecto a la superficie libre, con el que produce la resultante

$$Fy_k = \gamma \int \int_A z y dA \tag{2.4}$$

y se llega a

$$y_k = \frac{I_x}{y_G A} + y_G = \frac{\bar{r}_x^2}{y_G} + y_G \tag{2.5}$$

Procediendo de igual manera se obtiene

$$x_k = \frac{I_{xy}}{y_G A} \tag{2.6}$$

donde

- $I_x$  momento de inercia del área respecto del eje  $x$
- $y_G$  distancia desde la superficie libre del agua hasta el centroide del área  $A$
- $I_{xy}$  producto de inercia del área respecto del sistema de ejes  $x - y$
- $\bar{r}_x$  radio de giro de la superficie con respecto al eje centroidal paralelo al eje  $x$

Cuando una superficie es simétrica con respecto a un eje paralelo a  $y$ ,  $x_k$  está contenido en el eje de simetría.

Un método alternativo para determinar la magnitud del empuje hidrostático y la localización del centro de presiones, se basa en el concepto del *prisma* o *cuña de presiones*. La base de este prisma está constituida por la superficie misma y su altura en cada punto queda determinada por la presión  $\gamma z$ . La magnitud de la fuerza resultante la proporciona el volumen del prisma y el centro de presiones coincide con el centro de gravedad  $G'$  del prisma (figura 2.2).

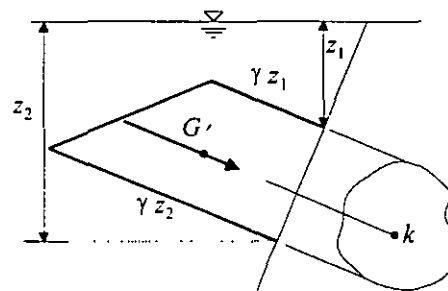


Figura 2.2 Prisma de presiones

$$dF = pdA$$

$$dF = \gamma z dA$$

$$dF = d\forall_{pp}$$

e integrando

$$F = \forall_{pp} \quad (2.7)$$

donde  $\forall_{pp}$  es el volumen del prisma de presiones.

### Componente vertical y horizontal del empuje hidrostático.

Algunas ocasiones conviene descomponer el empuje hidrostático sobre una superficie plana en una componente vertical y otra horizontal

La componente vertical es

$$F_v = \gamma \iint_A z \cos \theta dA \quad (2.8)$$

La cual se puede interpretar como el peso de la columna de volumen  $V_c$ , real o ficticia sobre la superficie plana.

$$F_v = \gamma \forall_c \quad (2.9)$$

La componente horizontal es

$$F_h = \gamma (A)_h z_G \quad (2.10)$$

Donde  $A_h$  es la proyección de la superficie de área  $A$  sobre un plano vertical normal al eje horizontal  $h$ .

### Empuje sobre superficies curvas

Las ecuaciones 2.9 y 2.10 son aplicables a las superficies curvas.

## Principio de Arquímedes

“Todo cuerpo sumergido total o parcialmente en un líquido experimenta un empuje vertical ascendente igual al peso del líquido desplazado”.

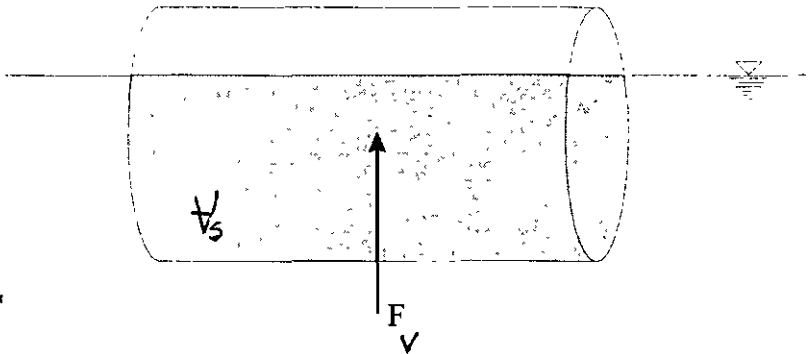


Figura 2.3 Representación esquemática del principio de Arquímedes

La ecuación 2.9 se puede interpretar

$$F_v = \gamma \nabla_s \quad (2.11)$$

donde  $\nabla_s$  es el volumen sumergido del cuerpo en flotación y  $F_v$  es el empuje vertical ascendente.

## ECUACIÓN DE LA ENERGÍA.

### Ecuación de la energía para una vena líquida

La ecuación de la energía entre dos secciones de una vena líquida (figura 3.1) cuando el flujo es unidimensional, incompresible y permanente es:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_p \quad (3.1)$$

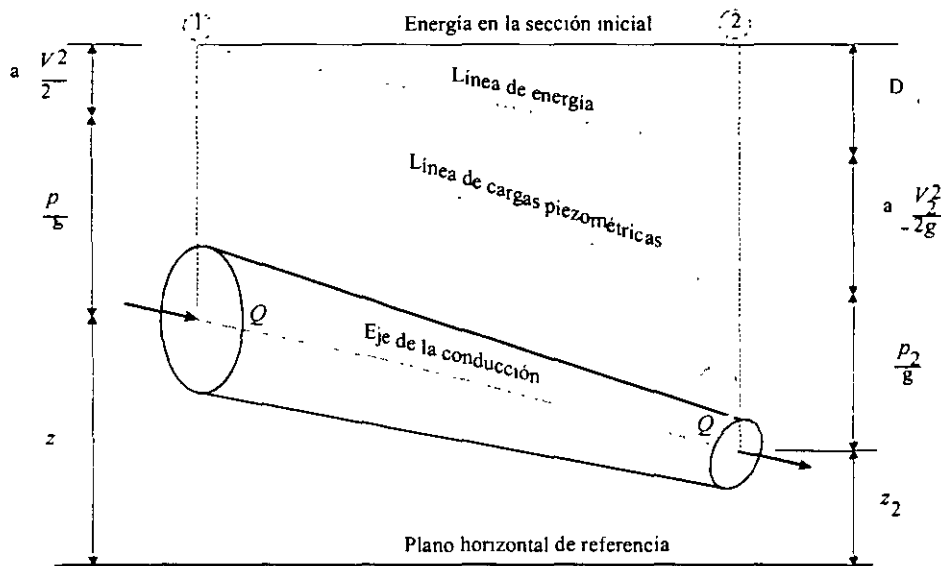


Figura 3.1 Interpretación de la ecuación de la energía para una vena líquida

La ecuación (3.1) establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo. El término  $z$  medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición y representa la energía potencial;  $p/\gamma$  es la carga de presión;  $\alpha V^2/2g$  es la carga de velocidad debida a la energía cinética del flujo;  $\Delta h_p$  es la pérdida de carga. El coeficiente de Coriolis  $\alpha$  corrige el error de considerar el valor medio de la velocidad  $V$ , en el caso de flujo turbulento se puede considerar que la velocidad puntual  $v \cong V$ , y  $\alpha = 1$ .

### Aplicación a orificios

Cuando un recipiente lleno de un líquido presenta en una de sus paredes un orificio de geometría cualquiera y área  $A_0$  (de pequeña dimensión en comparación con la profundidad medida desde el nivel de la superficie del agua hasta su centroide), donde además a la salida del líquido el único contacto entre este y la pared es por medio de una arista

afilada, cuando esto sucede se dice que se tiene un orificio de pared delgada (figura 3.2). Para calcular el gasto  $Q$  que se descarga a través del orificio se debe suponer que el nivel dentro del recipiente permanece constante. Las partículas del líquido en la proximidad del orificio se mueven aproximadamente en dirección al centro del mismo, de modo que, por efecto de su inercia, la deflexión brusca que sufren produce una contracción del chorro. A la sección donde se presenta esta contracción se le llama contraída y tiene una área  $A_c$  inferior a la del orificio. En ella las velocidades de las partículas son prácticamente uniformes y con un valor medio  $V$ .

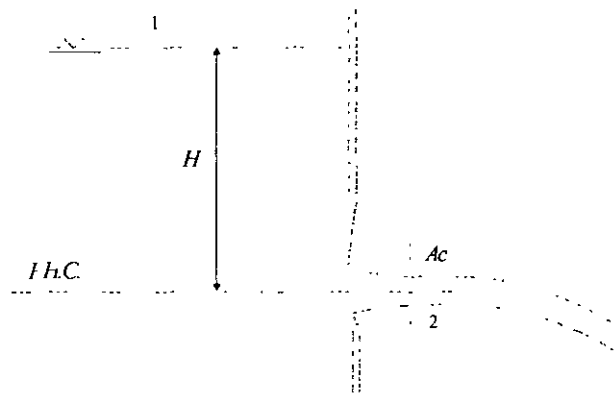


Figura 3.2 Descarga a través de un orificio de pared delgada

De la figura 3.2 se observa  $p_1 = p_2 = 0$ ,  $V_1 \cong 0$ ,  $V_2 = V$ , y considerando que el plano horizontal de referencia coincide con el centroide del orificio  $z_1 = H$ , de la aplicación de la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 de la vena líquida, sin considerar la pérdida de energía ni el desnivel entre el centroide del orificio y el de la sección contraída, se tiene

$$H = \frac{V^2}{2g} \quad (3.2)$$

$$V = \sqrt{2gH} \quad \text{ecuación de Torricelli} \quad (3.3)$$

Los resultados obtenidos experimentalmente son similares a los obtenidos con la ecuación (3.3) sólo si se corrigen mediante un coeficiente  $C_v$  llamado de velocidad, que corrige el error de no considerar la pérdida de energía  $\Delta h_p$ ; la velocidad real es:

$$V = C_v \sqrt{2gH} \quad (3.4)$$

El área de la sección contraída se calcula en términos de la del orificio, mediante un coeficiente  $C_c$  llamado de contracción en la forma

$$A_0 = C_c A_o \quad (3.5)$$

considerando un solo coeficiente de descarga o de gasto,  $C_d = C_c C_v$ , la descarga por el orificio es:

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gH} \quad (3.6)$$

La ecuación (3.6) se conoce como la ecuación general de descarga de un orificio de pared delgada. Los coeficientes de velocidad, contracción y gasto, en un orificio, son básicamente experimentales. De acuerdo con los resultados de diferentes investigadores, para orificios circulares sus valores tienen la variación mostrada en la figura 6.4 de la referencia 1. Se observa que para números de Reynolds  $Re > 10^5$ , los coeficientes  $C_v$ ,  $C_c$  y  $C_d$  son independientes de dicho número y adquieren los valores  $C_v = 0.99$ ,  $C_c = 0.605$ ,  $C_d = 0.60$ .

Un orificio se puede considerar un conducto a presión llevado a su mínima longitud y en el cual las pérdidas de energía son mínimas

### Aplicación a compuertas

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que al levantarse permite graduar la altura del orificio que va descubriendo, a la vez que controla la descarga producida.

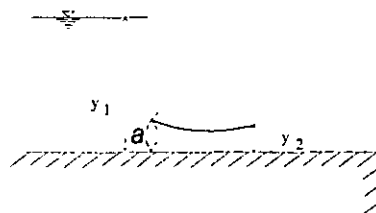


Figura 3.3 Descarga a través de una compuerta plana

En este caso al plantear la ecuación de la energía se debe de tomar en cuenta la carga de velocidad antes de la compuerta.

El tirante  $y_2 = a C_c$  es función de la abertura  $a$  de la compuerta y de un coeficiente de contracción  $C_c$  (diferente al de los orificios), el cual para casos prácticos se puede considerar igual a 0.62.

La ecuación general de compuertas se obtiene al plantear la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2.



$$Q = ab C_d \sqrt{2g y_1} \quad (3.7)$$

En este caso  $b$  es el ancho del canal,  $C_d$  es un coeficiente de gasto que depende de la relación  $y_1/a$  en el caso de canales, o  $H/a$  en el caso de un almacenamiento, siendo  $H$  la carga desde la superficie libre hasta el fondo de la compuerta. Cuando la compuerta es plana  $C_d$  se obtiene de la figura 6.15 de la referencia 1 y cuando es radial de la figura 6.18 de la misma referencia.

## VERTEDORES

Si la descarga de un líquido se efectúa por encima de un muro o placa y a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre se llama vertedor; éste puede presentar diferentes formas según las finalidades a que se destine. Así, cuando la descarga se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, el vertedor se llama de pared delgada. Por el contrario, si el contacto entre la pared y la lámina vertiente es toda una superficie, el vertedor es de pared gruesa. Ambos tipos se utilizan como dispositivos de aforo en laboratorio o en canales de pequeñas dimensiones. Sin embargo, el uso más frecuente de un vertedor de pared gruesa es como obra de control en cauces naturales o de excedencias en una presa.

La forma geométrica de la abertura de un vertedor es usualmente rectangular, triangular o trapezoidal. El punto o arista más bajo de la pared en contacto con la lámina vertiente se conoce como la *cresta* del vertedor, mientras que el desnivel entre la superficie libre inalterada aguas arriba del vertedor y la cresta, se conoce como *carga sobre el vertedor*.

### Ecuación general del gasto de un vertedor de pared delgada

Considere un vertedor de pared delgada y su sección geométrica (figura 4.1), donde la cresta se encuentra a una altura  $w$ ; medida desde la plantilla del canal de llegada; la carga sobre el vertedor es  $h$  y la velocidad de aproximación es  $V_0$ .

Si se aplica la ecuación de Bernoulli (energía sin pérdidas) para una línea de corriente entre los puntos 0 (sección inalterada, donde la velocidad puntual  $v_0$  es igual a la velocidad uniforme  $V_0$  de toda la sección) y 1 (sobre la cresta), se tiene

$$h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = h_0 - h + y + \frac{v_1^2}{2g} \tag{4.1}$$

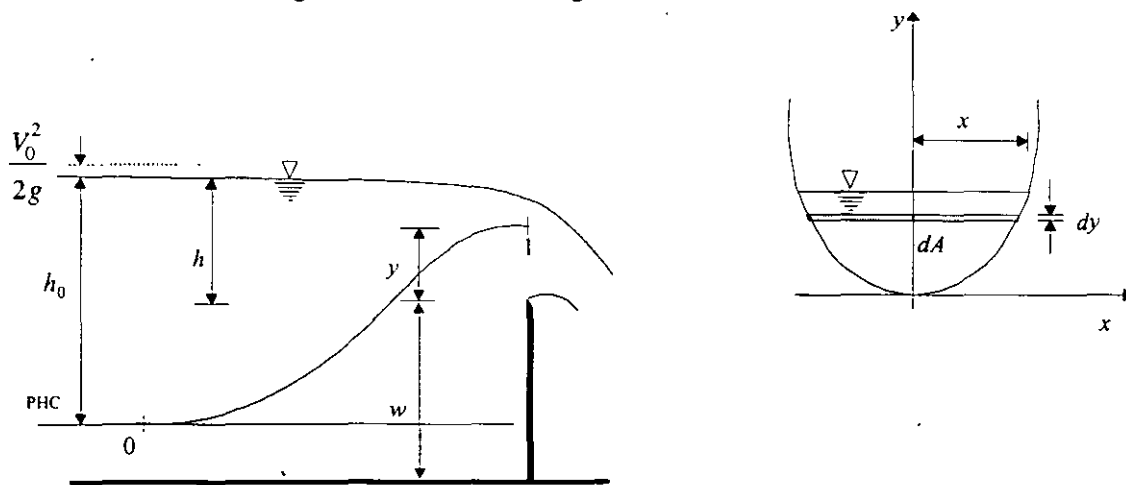


Figura 4.1 Vertedor de pared delgada

Si  $w$  es suficientemente grande,  $V_0 \cong 0$ , y con  $v_1 = v$ , se tiene

$$v = \sqrt{(h-y)2g} \quad (4.2)$$

que es la velocidad de la línea de corriente en el punto 1. En la figura 4.1 se observa que para un elemento diferencial de área  $dA$ , se tiene

$$dA = 2x \, dy \quad (4.3)$$

por lo tanto, el gasto a través del área diferencial es:

$$dQ = 2\sqrt{2g} \mu x \sqrt{(h-y)} \, dy \quad (4.4)$$

donde el coeficiente  $\mu$  considera el efecto de la contracción de la lámina vertiente y la pérdida de energía. Al integrar la expresión 4.4 se llega a

$$Q = 2\sqrt{2g}\mu \int_0^h x (h-y)^{\frac{1}{2}} \, dy \quad (4.5)$$

La ecuación (4.5) es la ecuación general de gasto para un vertedor de pared delgada, la cual es posible integrar dependiendo de la geometría; el valor del coeficiente de gasto  $\mu$ , debe valuarse de acuerdo a las características y geometría de cada caso.

### Ecuaciones de gasto para las geometrías más comunes

Cuando el vertedor es de sección triangular simétrica con respecto al eje vertical y con un ángulo  $\theta$  en el vértice (figura 4.2), se tiene que  $x = y \tan \theta / 2$ .

Sustituyendo en la ecuación (4.5) y resolviendo la integral, se tiene

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} \mu h^{\frac{5}{2}} \quad (4.6)$$

o bien

$$Q = Ch^{\frac{5}{2}} \quad (4.7)$$

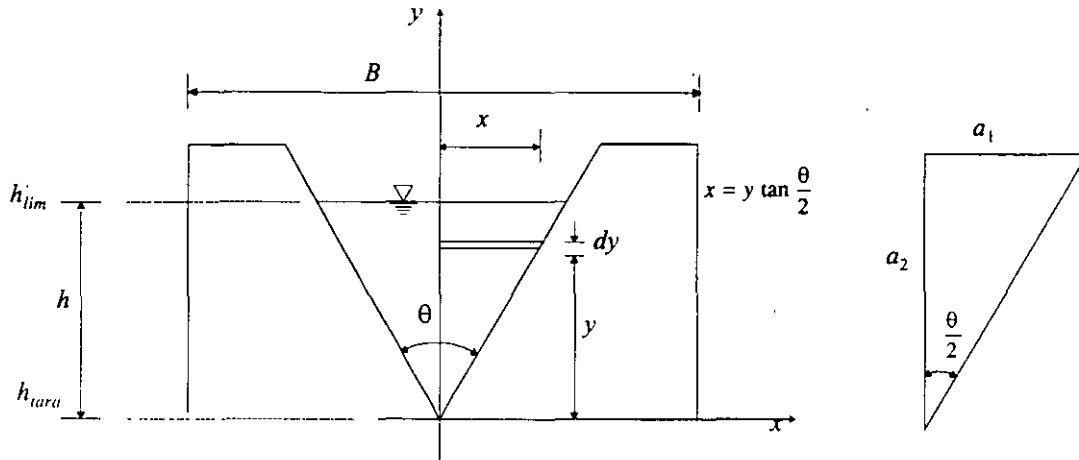


Figura 4.2 Vertedor triangular

Existen diferentes fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto  $\mu$  o  $C$  aplicables a las ecuaciones (4.6) y (4.7) las cuales se pueden consultar en la tabla 7.2 de la referencia 1.

Procediendo de manera similar, en el caso de un vertedor rectangular donde  $b$  es el ancho del vertedor ( $2x = b$ ), se llega a

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} b \mu h^{3/2} \tag{4.8}$$

o bien

$$Q = C b h^{3/2} \tag{4.9}$$

Los coeficientes  $C$  varían con la geometría, como se ve en las ecuaciones (4.7) y (4.9). Para el caso de los vertedores rectangulares el coeficiente de gasto  $\mu$  puede determinarse por fórmulas experimentales, como las mostradas en la tabla 7.1 de la referencia 1.

Una ecuación similar a la 4.9 se puede aplicar a vertedores de excedencias, pero en este caso  $C$  se evalúa en función del paramento  $P$  y las condiciones de llegada, la energía aguas arriba del vertedor debe de tomar en cuenta la carga de velocidad, en este caso

$$Q = CLH^{3/2} \tag{4.9}$$

Donde  $H = h + V^2/2g$ . En la referencia 2 se indica como obtener el coeficiente dimensional  $C$ .

## PÉRDIDAS DE ENERGÍA

La energía por unidad de peso para un flujo incompresible, unidimensional y permanente en una sección transversal de una vena líquida es:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g} \tag{5.1}$$

Aplicando la ecuación de la energía entre dos secciones de una conducción

$$H_1 = H_2 + \Sigma \Delta h_p \tag{5.2}$$

La pérdida de carga  $\Delta h_p$  se debe a las pérdidas por fricción o longitudinales  $h_f$  y a las locales  $h_l$  que se presentan en el tramo entre ambas secciones

$$\Sigma \Delta h_p = \Sigma \Delta h_f + \Sigma \Delta h_l \tag{5.3}$$

En la figura 5.1 se muestra la interpretación de cada uno de los términos de la ecuación de la energía cuando se plantea entre dos secciones, se observa que:

- La línea de energía une los puntos que indican la energía de la corriente en cada sección. Cabe aclarar que esta línea no puede ser horizontal o con inclinación ascendente en la dirección del movimiento, si el líquido no adquiere energía adicional desde el exterior (por ejemplo, la que suministra una bomba).
- La línea de cargas piezométricas o gradiente hidráulico, une los puntos que marca en cada sección la suma de cargas de posición y presión

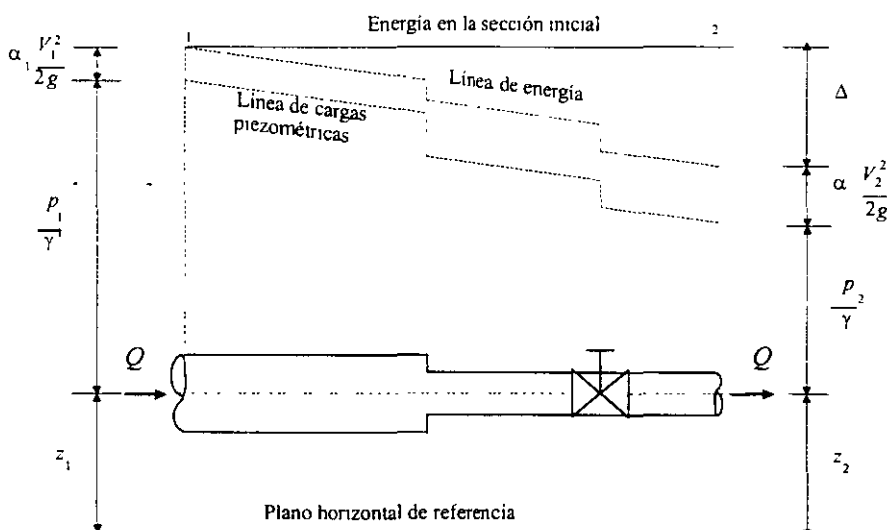


Figura 5.1 Interpretación de los términos de la ecuación de energía

$$\text{carga piezométrica} = z + \frac{P}{\gamma} \quad (5.4)$$

- Se llama horizonte de energía a la línea horizontal que se traza a partir de la sección inicial, donde la energía es  $H_1$ .
- La diferencia de nivel de la línea de energía en dos puntos distintos representa la pérdida de carga o disipación de energía.
- En el caso de que la línea de cargas piezométricas quede en algún tramo por debajo del eje de la vena líquida, la presión en ese tramo es menor que la presión atmosférica local.

Las tuberías de conducción que se utilizan en las instalaciones hidráulicas están compuestas por tramos rectos y una serie de accesorios que permiten cambios de dirección, geometría, control de descargas, protección de entrada de sólidos, etc. Estas situaciones originan las pérdidas por fricción o longitudinales  $h_f$ , y las locales  $h_l$  debidas a los accesorios de la instalación.

Para calcular las pérdidas de energía resulta necesario determinar si el flujo es laminar o turbulento. En un conducto a presión de sección circular, el número de Reynolds que relaciona fuerzas de inercia sobre viscosas, se define

$$R_e = \frac{VD}{\nu} \quad (5.5)$$

donde  $V$  es la velocidad media,  $D$  el diámetro del conducto y  $\nu$  la viscosidad cinemática del líquido.

### Pérdidas por fricción

Se calculan a partir de la fórmula experimental de Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (5.6)$$

Donde  $L$  es la longitud del tubo y  $f$  es un factor de fricción (adimensional).

Según el material de que este hecha la conducción, se tiene una rugosidad absoluta  $\epsilon$ , y se define como rugosidad relativa a la relación adimensional  $\epsilon/D$ .

Los resultados obtenidos por varios investigadores determinaron que el factor de fricción  $f$  es función de la rugosidad relativa y del número de Reynolds

$$f = f(\varepsilon/D, R_e) \quad (5.7)$$

Según la zona de flujo se tiene que

Poiseuille encontró que dentro del intervalo  $R_e < 2\,300$ , el flujo es laminar, y  $f$  depende exclusivamente del número de Reynolds y no de la rugosidad

$$f = \frac{64}{R_e} \quad (5.8)$$

A partir de  $R_e > 2\,300$  se inicia la zona de transición de flujo laminar a turbulento, sin poder establecer una ley general de variación. Dentro de esta zona  $f$  depende, tanto de  $R_e$  como de  $\varepsilon/D$  y la fórmula más aceptada es la de Colebrook y White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right] \quad (5.9)$$

De acuerdo con la rugosidad relativa  $\varepsilon/D$ , la zona turbulenta se inicia con diferentes valores de  $R_e$ , es decir, que el número de Reynolds, como límite superior para la zona de transición, depende de la rugosidad relativa del tubo. De la expresión (5.9) se observa que cuando  $R_e$  es suficientemente "grande" ya no es significativo en el cálculo del factor de fricción. Dentro de la zona turbulenta,  $f$  es independiente de  $R_e$  y varía exclusivamente con la rugosidad relativa, en esta zona se puede emplear alguna de las fórmulas que obtuvo Nikuradse, una de las cuales es

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71D}{\varepsilon} \quad (5.10)$$

Con base en las experiencias de varios investigadores, Moody preparó el diagrama universal que lleva su nombre, el cual también permite determinar el factor de fricción  $f$ . En este diagrama se observa como varía el factor de fricción según la zona de flujo, figura 8.3 de la referencia 1.

### Pérdidas locales

Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de la velocidad inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida

$$h_L = K \frac{V^2}{2g} \quad (5.11)$$

donde  $K$  es un coeficiente adimensional, que depende del tipo de accesorio que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo; salvo aclaración, la carga de velocidad es aguas abajo de la zona de alteración del flujo.

Las pérdidas locales se deben a: entrada a la conducción, rejillas, ampliación, reducción, cambios de dirección, válvulas, bifurcaciones y salida de la conducción. Para determinar  $K$  es necesario recurrir a los resultados experimentales, en la referencia 1 se presentan expresiones, tablas y gráficas que permiten obtener su valor.



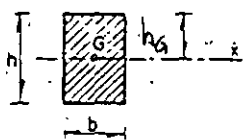
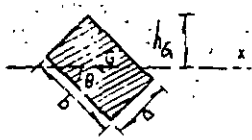
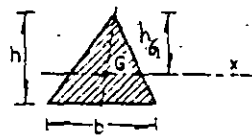
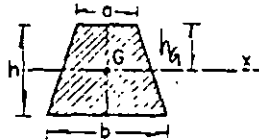
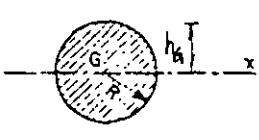
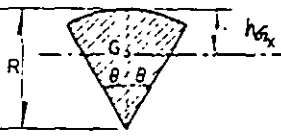
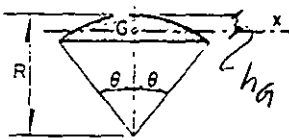
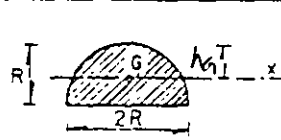
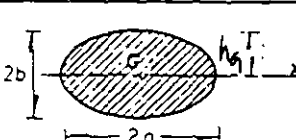
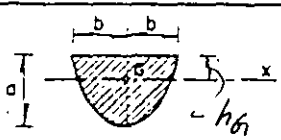
Figura	Posición del centro de gravedad, G	Area, A	Cuadrado del radio del giro, $\bar{r}_x^2$
	$h_g = \frac{h}{2}$	$A = bh$	$\bar{r}_x^2 = \frac{h^2}{12} = 0.0833 h^2$
	$h_g = \frac{a \cos \theta + b \sin \theta}{2}$	$A = ab$	$\bar{r}_x^2 = \frac{a^2 \cos^2 \theta + b^2 \sin^2 \theta}{12}$
	$h_g = \frac{2}{3} h$	$A = \frac{1}{2} bh$	$\bar{r}_x^2 = \frac{h^2}{18} = 0.0556 h^2$
	$h_g = \frac{h}{3} \frac{2b+a}{b+a}$	$A = h \frac{b+a}{2}$	$\bar{r}_x^2 = \frac{h^2}{18} \left[ 1 + \frac{2cb}{(a+b)^2} \right]$
	$h_g = R$	$A = \pi R^2 = 3.1416 R^2$	$\bar{r}_x^2 = \frac{R^2}{4}$
	$h_g = R \left( 1 - \frac{2 \sin \theta}{3\theta} \right)$	$A = \theta R^2$	$\bar{r}_x^2 = \frac{R^2}{4} \left[ 1 + \frac{\sin \theta \cos \theta}{\theta} - \frac{16 \sin^2 \theta}{9\theta^2} \right]$
	$h_g = R \left( 1 - \frac{4 \sin^3 \theta}{6\theta - 3 \sin 2\theta} \right)$	$A = \frac{1}{2} R^2 (2\theta - \sin 2\theta)$	$\bar{r}_x^2 = \frac{R^2}{4} \left[ 1 + \frac{2 \sin^3 \theta \cos \theta}{\theta - \sin \theta \cos \theta} - \frac{64 \sin^6 \theta}{9 (2\theta - \sin 2\theta)^2} \right]$
	$h_g = 0.5756 R$	$A = \frac{\pi R^2}{2} = 1.5708 R^2$	$\bar{r}_x^2 = 0.06987 R^2$
	$h_g = b$	$A = \pi ob$	$\bar{r}_x^2 = \frac{b^2}{4}$
	$h_g = \frac{2}{5} a$	$A = \frac{4}{3} ab$	$\bar{r}_x^2 = 0.06857 a^2$

TABLA 2.1 Centro de gravedad, área y radio de giro de las figuras más usuales.

Tomado de la referencia 1

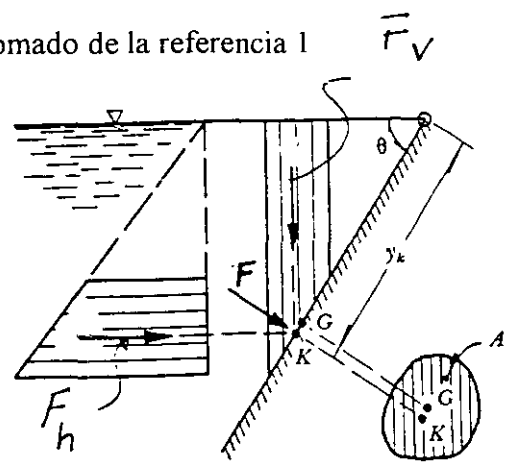


Figura 2.14. Descomposición del empuje hidrostático sobre una superficie plana.

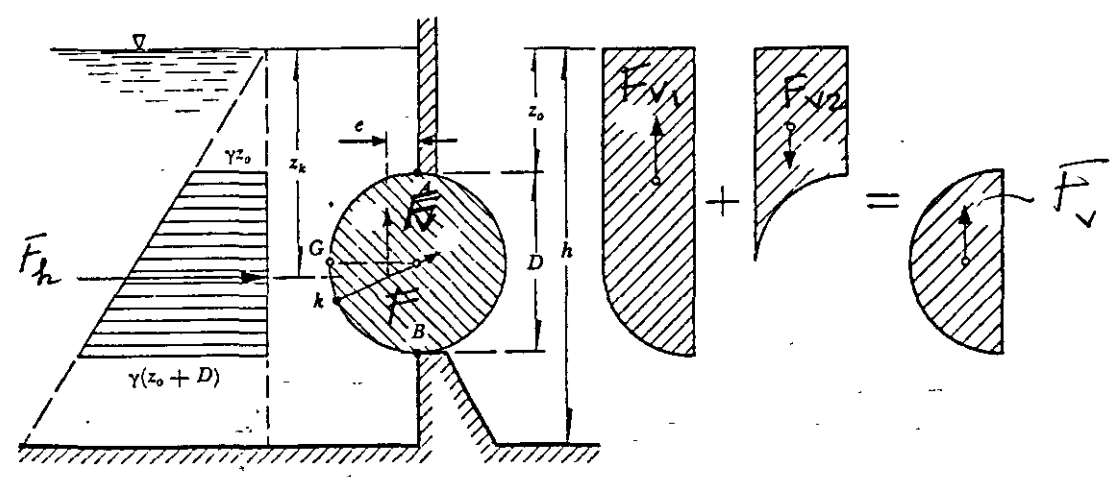


Figura 2.16. Empuje hidrostático sobre una superficie cilíndrica.

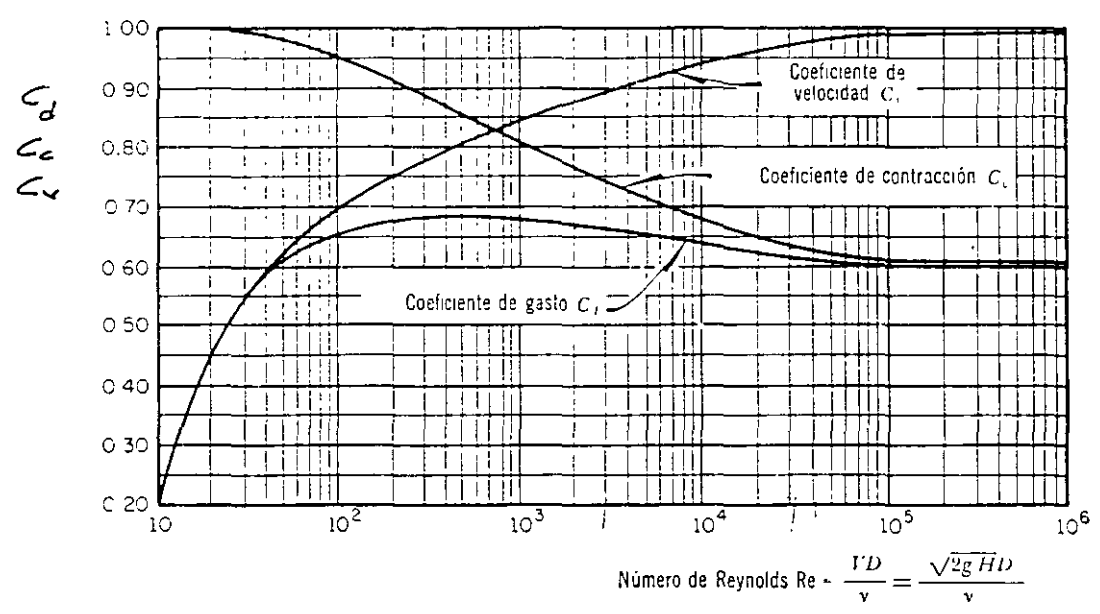


Figura 6.4. Variación de los coeficientes de velocidad, contracción y gasto, con el número de Reynolds en un orificio circular.

Tomado de la referencia 1

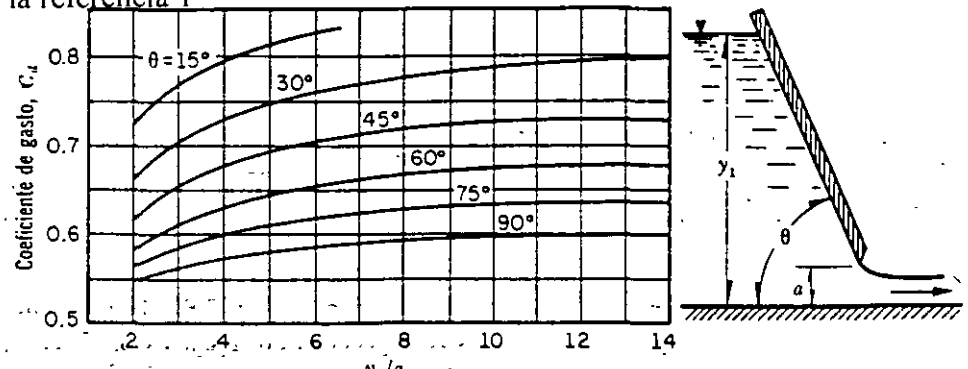


Figura 6.15. Coeficientes de gasto para compuertas planas inclinadas con descarga libre.

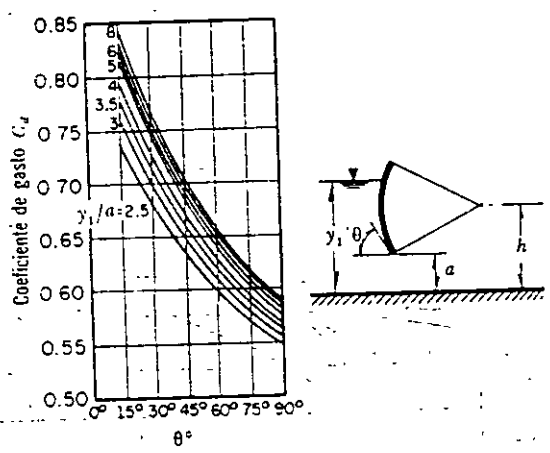


Figura 6.18. Coeficientes de gasto en compuertas radiales con descarga libre, según Gentilini.

Tomado de la referencia 1

A 7.2. Fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto  $\mu$  o  $C$  aplicables a las Ecs. (7.11a) o (7.11b) para canales triangulares con diferentes ángulos  $\theta$  en el vértice.  $B$  representa el ancho del canal de llegada y  $w$  el desnivel entre el vértice del vertedor y el fondo de dicho canal. En cualquier caso, las fórmulas se expresan en el sistema MKS

Autor	Fórmula	Límites de aplicación	Observaciones
Universidad Católica de Chile (Ref. 24).	$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\theta/2) \mu K$	Vale para $15^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$ . La profundidad $w$ no tiene influencia en el coeficiente de gasto.	$\mu$ , coeficiente experimental que depende de $h$ y $\theta$ según la Fig. 7.9. $K$ es otro coeficiente que depende de $B/h$ según la Fig. 7.10 y vale 1 si $B/h \geq 5$ para $\theta = 90^\circ$ y si $B/h \geq 2.75$ para $\theta = 45^\circ$ .
	<i>K de 1 a 1.13</i>		
Gourley y Crimp (Ref. 31).	$C = \frac{1.32 \tan(\theta/2)}{h^{0.58}}$	Vale para ángulos $\theta$ de $45^\circ, 60^\circ$ y $90^\circ$ y para profundidades $w$ grandes.	Esta fórmula, substituida en la ecuación (7.11b), conduce a la ecuación: $Q = 1.32 \tan(\theta/2) h^{2.42}$
Hegly (1921) (Ref. 31).	$\mu = \left[ 0.5812 + \frac{0.00375}{h} \right] \left\{ 1 + \left[ \frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ , $0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ y profundidades $w$ pequeñas	Es de las fórmulas mas precisas para vertedores con ángulo en el vértice $\theta = 90^\circ$ .
Barr (1909) (Ref.22).	$\mu = 0.565 + \frac{0.0087}{h^{0.5}}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ con cargas $0.05 \text{ m} \leq h \leq 0.25 \text{ m}$ , $w \geq 3h$ , $B \geq 8h$	El valor medio $\mu = 0.593$ que resulta de esta fórmula corresponde bastante al resultado de Thompson (1861) y que substituido en la Ec. (7.11a), conduce a la ecuación: $Q = 1.42 h^{3/2}$
Koch (1923) Yarnall (1926)	$\mu = 0.58$	Vale para $\theta = 90^\circ$ con cargas muy grandes. $w \geq 3h$ , $B \geq 8h$	No se limita con precisión el rango de validez.
ndrickx (Ref. 30).	$\mu = [0.5775 + 0.214 h^{1.05}] \times \left\{ 1 + \left[ \frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 60^\circ$ y cargas normales.	Es bastante precisa.

TABLA 7.1. Fórmulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto  $\mu$  aplicable a la Ec (7.5) para vertedores rectangulares con contracciones laterales o sin ellas. En el caso de vertedores sin contracciones laterales haga  $b = B$ , en las fórmulas.

Autor	Fórmula	Límites de aplicación	Observaciones
Hegly (Ref. 30) (1921)	$\mu = \left[ 0.6075 - 0.045 \left( \frac{B-b}{B} \right) - \frac{0.0041}{h} \right] \times \left[ 1 + 0.55 \left( \frac{b}{B} \right)^2 \left( \frac{h}{h-w} \right)^2 \right]$	$0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.50 \text{ m} \leq b \leq 2.00 \text{ m}$ $0.20 \text{ m} \leq w \leq 1.13 \text{ m}$	El primer límite de aplicación es el más importante. Para $h/b > 0.13$ tiene mayor precisión que la fórmula SIAS.
Sociedad de Ingenieros y Arquitectos Suizos (1924) (Ref. 9) (Fórmula SIAS)	$\mu = \left[ 0.578 + 0.037 \left( \frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3(b/B)^2}{1000h + 1.6} \right] \times \left[ 1 + 0.5 \left( \frac{b}{B} \right)^4 \left( \frac{h}{h+w} \right)^3 \right]$	$0.025 \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \leq 0.3 B$ $w \geq 0.30 \text{ m}$ $\frac{h}{w} \leq 1$ en el caso de contracciones laterales	Para vertedores sin contracciones laterales los límites son: $0.025 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $\frac{h}{w} \leq 1$ Para $h/b \leq 0.13$ , es más precisa que la de Hegly
Hamilton-Smith	$\mu = 0.616 \left( 1 - \frac{b}{10B} \right)$	$0.075 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq b$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $h \leq \frac{w}{2}$ $b \leq (B - 2h)$ $\frac{h'}{b} \leq 0.5$	Si $B(h-w) < 10bh$ , se deberá reemplazar en la Ec. (7.5) el valor de $h$ por $h'$ donde $h' = h - 1.4 \left( \frac{V_0^2}{2g} \right)$ donde: $V_0 = \left[ \frac{Q}{B(h-w)} \right]$ es la velocidad de llegada
Francis (Ref. 31)	$\mu = 0.623 \left[ 1 - 0.1n \frac{h}{b} \right] \left[ \left( 1 + \frac{V_0^2}{2gh} \right)^{3/2} - \left( \frac{V_0^2}{2gh} \right)^{3/2} \right]$	$0.18 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ $2.40 \text{ m} \leq b \leq 3.00 \text{ m}$ $0.60 \text{ m} \leq w \leq 1.50 \text{ m}$ $b \geq 3h$	$V_0 = \frac{Q}{B(h-w)}$ velocidad de llegada $n = 2$ en vertedores con contracciones laterales $n = 0$ en vertedores sin contracciones laterales.
Rehbock (1929) (Ref. 9)	$\mu = \left[ 0.6035 + 0.0813 \left( \frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[ 1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{1/2}$	$0.01 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \geq 0.30 \text{ m}$ $w \geq 0.06 \text{ m}$ $\frac{h}{w} \leq 1$	Vale sólo para vertedores sin contracciones laterales. Es muy precisa y de las más utilizadas, por su sencillez.

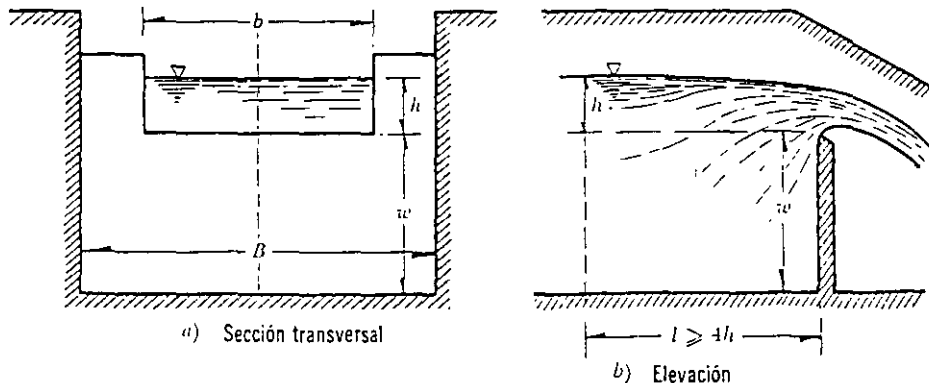


Figura 7.4. Vertedor rectangular con contracciones laterales.

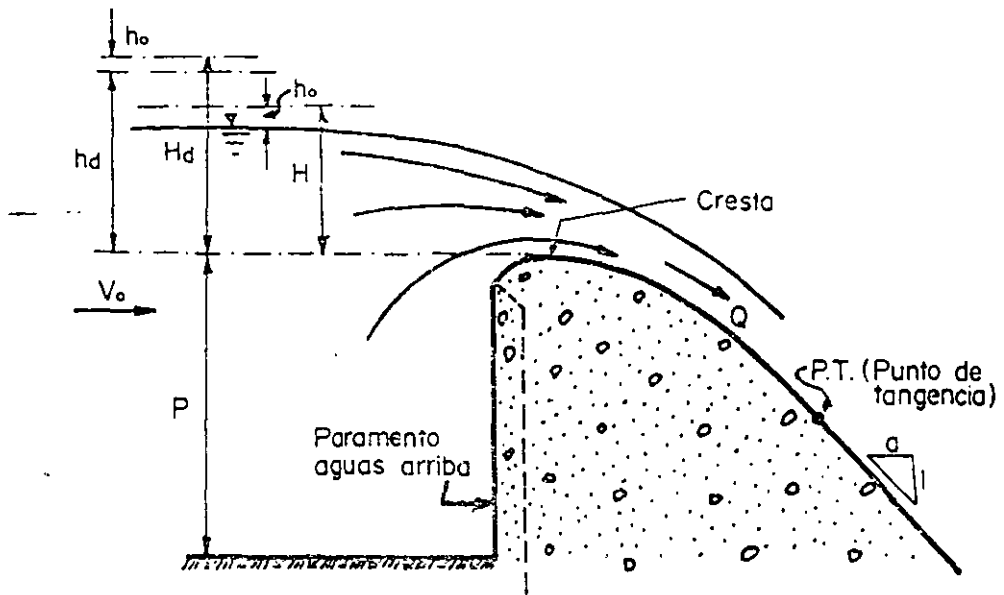


Fig. 8.1 Vertido libre sobre un cimacio

Tomado de la referencia 2

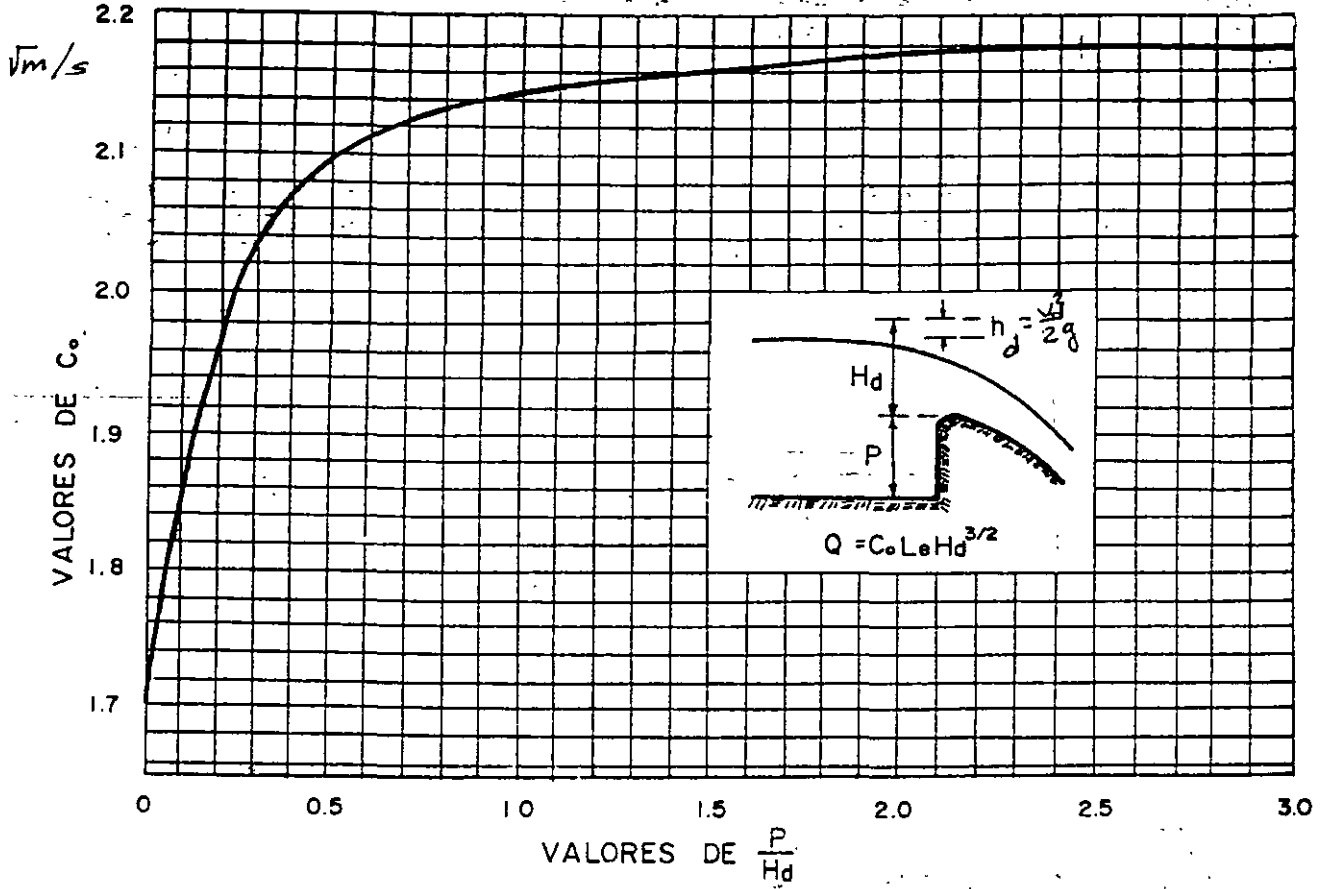


Fig. 8.2 Coeficiente de descarga en cimacios de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con la carga de diseño  $H_d$  (ref. 21) (U.S.B.R)

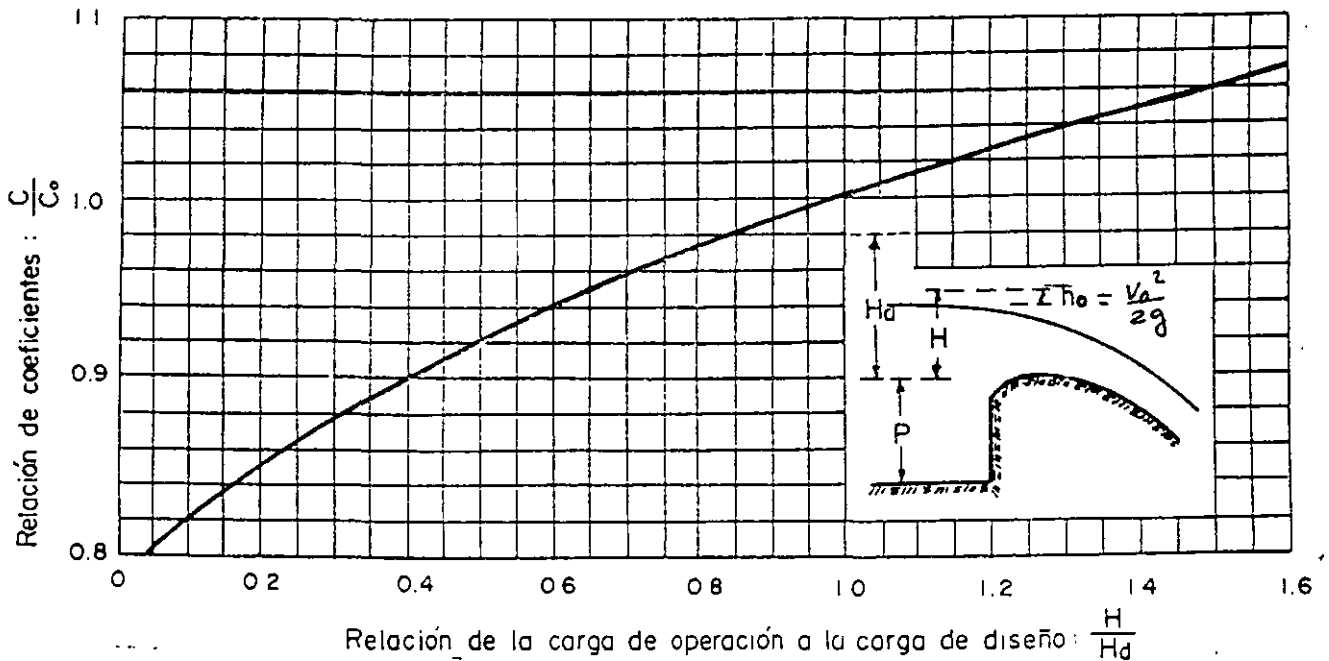


Fig. 8.3 Coeficiente de descarga en cimacios de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con cargas diferentes a la de diseño (ref. 21) (U.S.B.R) 30

resistencia al flujo en conductos a presión

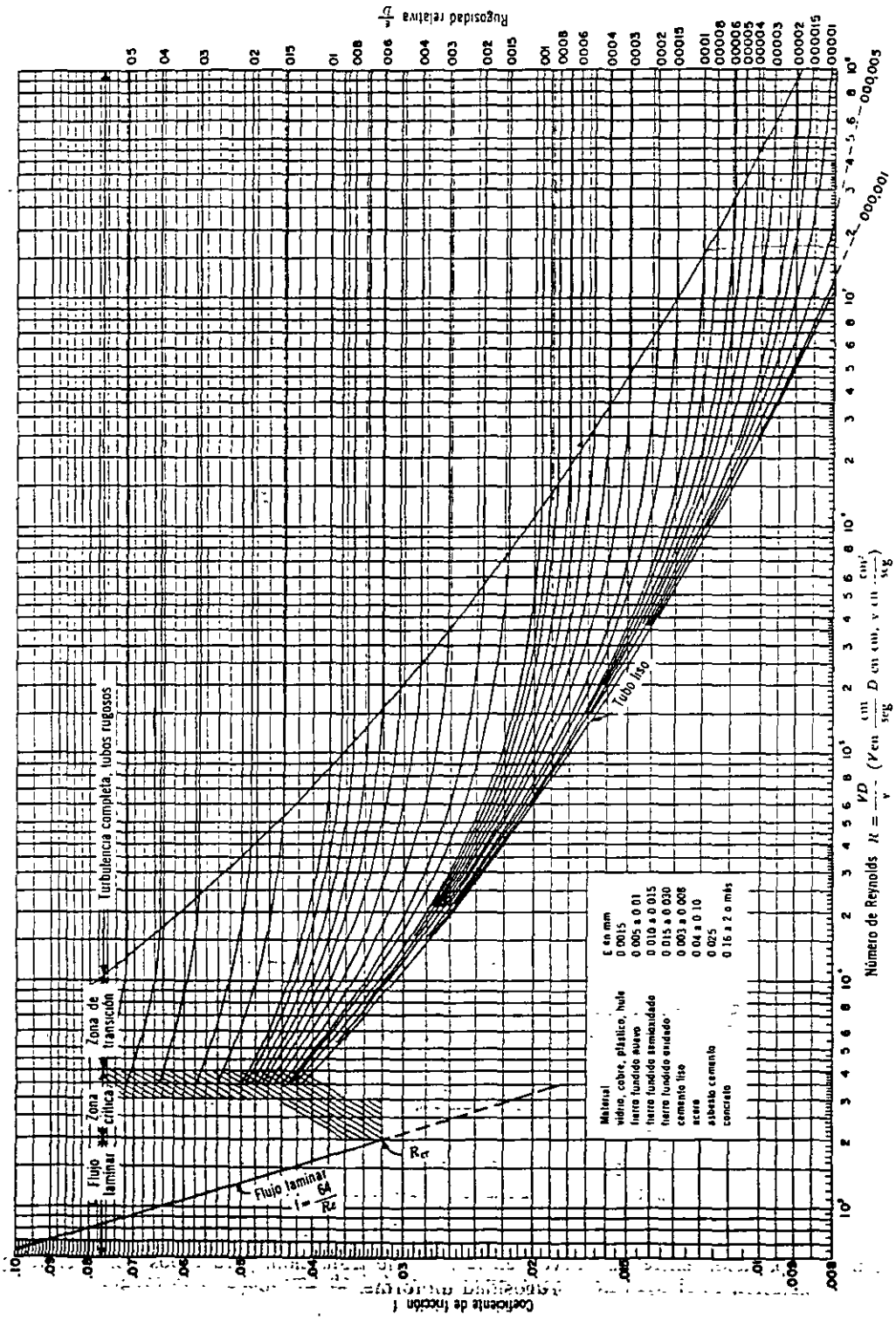


Figura 8.3. Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody.



Tomado de la referencia 1

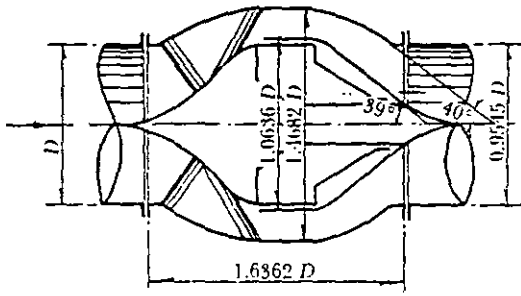


Figura 8.31. Válvula interior de aguja (U.S.B.R.).

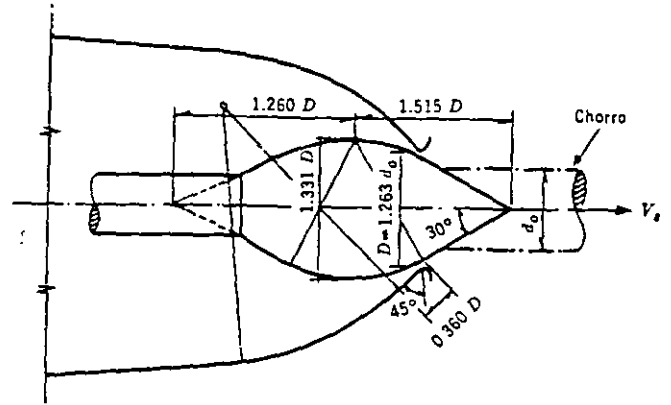


Figura 8.32. Válvula de aguja, según Escher.

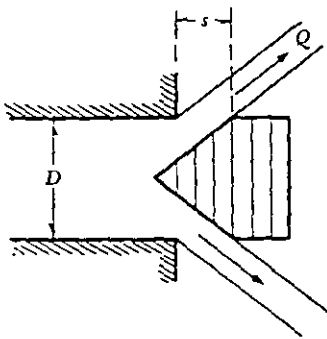


Figura 8.33a. Válvula de chorro hueco.

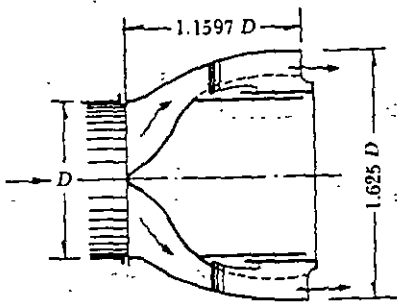


Figura 8.33b. Válvula de chorro hueco (U.S.B.R.).

## Referencias.

1. SOTELO AVILA, Gilberto. *Hidráulica General*. México. Limusa, 22<sup>a</sup> reimpresión, 1999.
2. SOTELO AVILA, Gilberto. *Apuntes de Hidráulica II. Capítulo 8, Diseño Hidráulico de Estructuras*. México. Facultad de Ingeniería, UNAM. Primera edición, 1994.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

**"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001** C-4

# **CURSOS INSTITUCIONALES**

## **DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS**

**MOD. II      DISEÑO HIDRÁULICO**

Del 21 al 29 de septiembre de 2001

### ***A N E X O***

Ing. Jesús Gallegos Silva  
Comisión Nacional del Agua  
Septiembre /2001

*PÉRDIDAS DE ENERGÍA  
EN CONDUCTOS A PRESIÓN.*

LA 8.1 Rugosidad absoluta  $\epsilon$  en tubos comerciales

Material	$\epsilon$ , en mm	
<i>Tubos lisos</i>		
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015	
Tubos industriales de latón	0.025	
Tubos de madera	0.2	a 1
Hierro forjado	0.05	
Fierro fundido nuevo	0.25	
Fierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12	
Fierro fundido oxidado	1	a 1.5
Fierro fundido, con incrustaciones	1.5	a 3
Fierro fundido, centrifugado	0.05	
Fierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15	a 0.3
Fierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2	a 3.5
Fierro fundido para agua potable, con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm	1	a 4
Fierro galvanizado	0.15	
Acero rolado, nuevo	0.05	
Acero laminado, nuevo	0.04	a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05	
<i>Tubos de acero soldado de calidad normal</i>		
Nuevo	0.05	a 0.10
Limpiado después de mucho uso	0.15	a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4	
Con muchas incrustaciones	3	
Con remaches transversales, en buen estado	0.1	
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente	0.3	a 0.4
Con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6	a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1	

TABLA 8.1 (Continuación)

Material	$\epsilon$ , en mm	
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2	a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado. Acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	2	
<i>Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales</i>		
a) Espesor de lámina < 5 mm	0.65	
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95	
c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	3	
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	5.5	
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4	
Asbesto-cemento nuevo	0.025	
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015	
Concreto centrifugado, nuevo	0.16	
Concreto centrifugado, con protección bituminosa	0.0015	a 0.12
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1	a 2
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10	
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01	
Concreto de acabado liso	0.025	
Conductos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2	a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25	
Galerías con acabado interior de cemento	1.5	a 1.6
Concreto con acabado normal	1	a 3
Concreto con acabado rugoso	10	
Cemento liso	0.3	a 0.8
Cemento no pulido	1	a 2
Concreto presforzado Freyssinet	0.04	
Concreto presforzado Bona y Socoman	0.25	
Mampostería de piedra, bien junteada	1.2	a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntear	8	a 15
Mampostería de piedra, mal acabada	1.5	a 3

## CRITERIO GENIJEV (ENVEJECIMIENTO DE TUBERÍAS):

$$E_t = E_0 + a t$$

$E_0$  - RUGOSIDAD ABSOLUTA DEL TUBO (NUEVO), EN MM;

$a$  - COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL GRUPO EN EL QUE SE CLASIFIQUE EL AGUA QUE SE VA A TRANSPORTAR POR EL CONDUCTO, TABLA 8.2;

$t$  - NÚMERO DE AÑOS DE SERVICIO DE LA TUBERÍA;

$E_t$  - RUGOSIDAD DEL CONDUCTO, DESPUÉS DE  $t$  AÑOS DE SERVICIO, EN MM.

TABLA 8.2 Coeficientes  $a$  de la fórmula de Genijew

---

### Grupo I

Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión. Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solución de hierro:

$a$  varía de 0.005 a 0.055; valor medio, 0.025.

### Grupo II

Agua con poco contenido mineral que origina corrosión. Agua que contiene menos de 3 mg/lt de materia orgánica y hierro en solución:

$a$  varía de 0.055 a 0.18; valor medio, 0.07.

### Grupo III

Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/lt). Agua con un contenido de hierro de más de 3 mg/lt:

$a$  varía de 0.18 a 0.40; valor medio, 0.20.

### Grupo IV

Agua que origina corrosión, con un gran contenido de sulfatos y cloruros (más de 500 a 700 mg/lt). Agua impura con una gran cantidad de materia orgánica:

$a$  varía de 0.40 a 0.60; valor medio, 0.51.

### Grupo V

Agua con cantidades importantes de carbonatos, pero de dureza pequeña permanente, con residuo denso de 2000 mg/lt:

$a$  varía de 0.6 a más que 1.

---

TABLA 8.3. Resumen de las fórmulas para el cálculo de pérdidas por fricción, aplicables al flujo de agua en conductos a presión. Las unidades se expresan en sistema MKS

Tipo de tubería y flujo	Autor	Fórmula	Observaciones
Cualquier tipo de tubo y flujo.	Darcy-Weisbach	$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$	Es la Ec. (8.2) y es de tipo universal; $f$ se obtiene del diagrama universal de Moody, o de alguna de las fórmulas indicadas a continuación.
Tubos lisos o rugosos en la zona laminar.	Poiseuille	$f = \frac{64}{R_e}$	Es la Ec. (8.3) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para $R_e < 2300$ .
Tubos lisos en la zona de transición o turbulenta.	Blasius	$f = \frac{0.3164}{R_e^{0.25}}$	Es la Ec. (8.4) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para tubos de aluminio, latón, cobre, plomo, plástico, vidrio y asbesto-cemento para $R_e > 10^5$ .
	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left( \frac{R_e \sqrt{f}}{2.51} \right)$	Es la Ec. (8.5b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para $2.3 \times 10^4 \leq R_e \leq 3.4 \times 10^6$ .
	Kozeny (Ref. 9)	$f = \frac{2g}{(7.78 \log R_e - 5.95)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de asbesto-cemento y para $R_e > 4000$ .
	Richter (Ref. 43)	$f = 0.01113 + 0.917/R_e^{0.41}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de hule y para $R_e > 4000$ .
	Ludin (Ref. 42)	$V = 140 R_h^{0.645} S_f^{5/9}$	Equivale a usar la Ec. (8.9b) con $a = 57.37$ , $x = 0.645$ , $y = 5/9$ . Vale para tubos de asbesto-cemento. En esta fórmula $R_h$ es el radio hidráulico del tubo.

Fórmulas empíricas de fricción

TABLA 8.3 (Continuación)

Tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta.	Colebrook-White	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{R_s \sqrt{f}} \right)$	Es la Ec. (8.7) y vale para tubos lisos o rugosos en la zona de transición o turbulenta y con $R_s > 4000$ . Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Hazen-Williams (Ref. 44)	$V = 0.355 C_H D^{0.63} S_f^{0.54}$	Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.355 C_H$ ; $x = 0.63$ , $y = 0.54$ . Es la fórmula más común para tubos rugosos. $C_H$ depende del material del tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
Tubos rugosos en la zona turbulenta.	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71 D}{\epsilon}$	Es la Ec. (8.6b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Kozeny (Ref. 9)	$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. $N$ depende del material en la tubería según la tabla 8.4.
	Chezy	$V = C \sqrt{R_h S_f}$	Es la fórmula general para este tipo de tubos y se obtiene de la fórmula de Darcy-Weisbach haciendo $D = 4R_h$ . Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.5 C$ ; $x = y = 0.5$ . $C$ es un coeficiente que se obtiene de las fórmulas de Bazin, Kutter o Manning.
	Bazin (Ref. 31)	$C = \frac{87}{1 + \Delta/\sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde $\Delta$ depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Kutter (Ref. 45)	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde $m$ depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Manning (Ref. 42)	$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_f^{1/2}$	Resulta de la fórmula de Chezy al considerar que $C = R_h^{1/6}/n$ . Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.397/n$ , $x = 2/3$ , $y = 1/2$ . $n$ depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.



TABLA 8.4 Valores de  $C_R$ ,  $\Delta$ ,  $m$ ,  $n$  y  $N$  aplicables a las fórmulas de la tabla 8.3 de acuerdo con el material de que está construido el tubo

<i>Material</i>	$C_R$	$\Delta$	$m$	$n$	$N$
Acero corrugado	60	—	—	—	—
Acero con juntas <i>lock-bar</i> (nuevo).	135	—	—	—	—
Acero galvanizado (nuevo y usado).	125	—	—	0.014	—
Acero remachado (nuevo).	110	—	—	0.015 a 0.016	31
Acero remachado (usado).	85	—	—	—	28 a 26
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo).	120	—	—	0.012 a 0.013	34
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (usado).	90	—	—	—	31 a 27
Acero sin costura (nuevo).	—	0.10	0.25	—	38
Acero sin costura (usado).	—	—	0.35	—	36
Acero soldado, con revestimiento especial (nuevo y usado).	130	—	—	—	—
Fierro fundido limpio (nuevo).	130	0.16	0.25	0.013	35
Fierro fundido, sin incrustaciones (usado).	110	0.23	0.275	—	—
Fierro fundido, con incrustaciones (viejo).	90	0.36	0.35	—	30
Plástico.	150	—	—	—	—
Asbesto-cemento (nuevo).	135	0.06	—	—	—
Cobre y latón.	130	—	—	—	—
Conductos con acabado interior de cemento pulido.	100	—	0.10	—	—
Concreto, acabado liso.	130	—	0.20	—	38
Concreto, acabado común.	120	0.18	—	—	—
Concreto monolítico, colado con/cimbras deslizantes ( $D > 1.25$ m).	—	—	—	0.010 a 0.011	—
Concreto monolítico bien cimbrado y pulido ( $D > 1.25$ m).	—	—	—	0.011 a 0.0123	—
Concreto monolítico bien cimbrado y sin pulir ( $D > 1.25$ m).	—	—	—	0.014 a 0.015	—
Concreto con acabado tosco ( $D > 1.25$ m).	—	—	—	0.015 a 0.017	27 a 26
Concreto con juntas de macho y campana ( $D > 0.8$ m).	—	—	—	0.0105 a 0.012	—
Concreto con juntas toscas ( $D > 0.5$ m).	—	—	—	0.0125 a 0.014	30
Concreto con juntas toscas ( $D < 0.5$ m).	—	—	—	0.014 a 0.017	—
Conductos para alcantarillado.	—	—	—	—	28
Tubos de barro vitrificado (drenes).	110	—	—	0.011	34
Túneles perforados en roca sin revestimiento.	—	—	—	0.025 a 0.040	—
Madera cepillada o en duelas.	120	—	0.10	0.0105 a 0.012	—

fórmulas empíricas de fricción

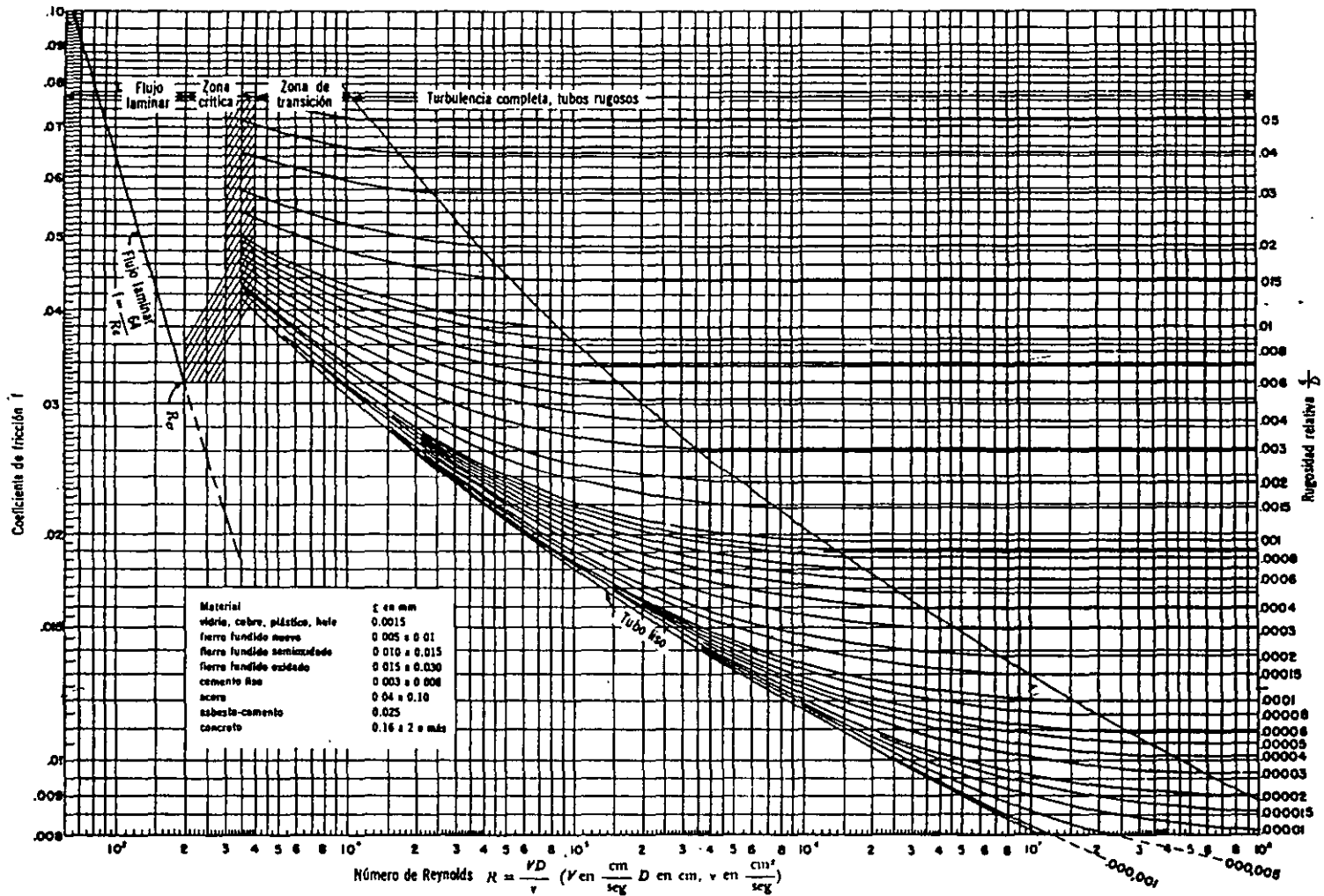


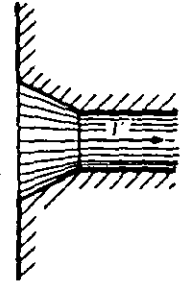
Figura 8.3. Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody.



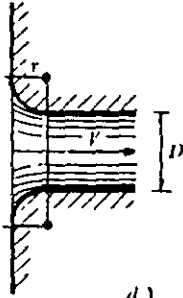
a)  $K = 0.5$



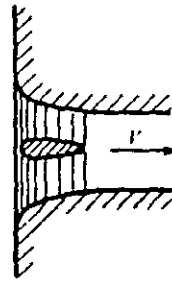
b)  $K = 0.5 + 0.3 \cos\theta + 0.2 \cos^2\theta$



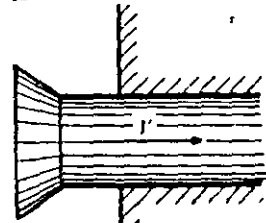
c)  $K = 0.15$  a  $0.25$



d)

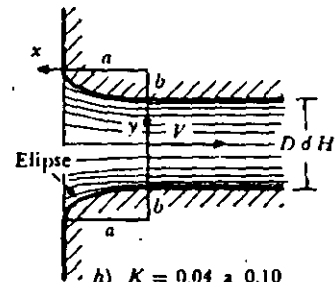
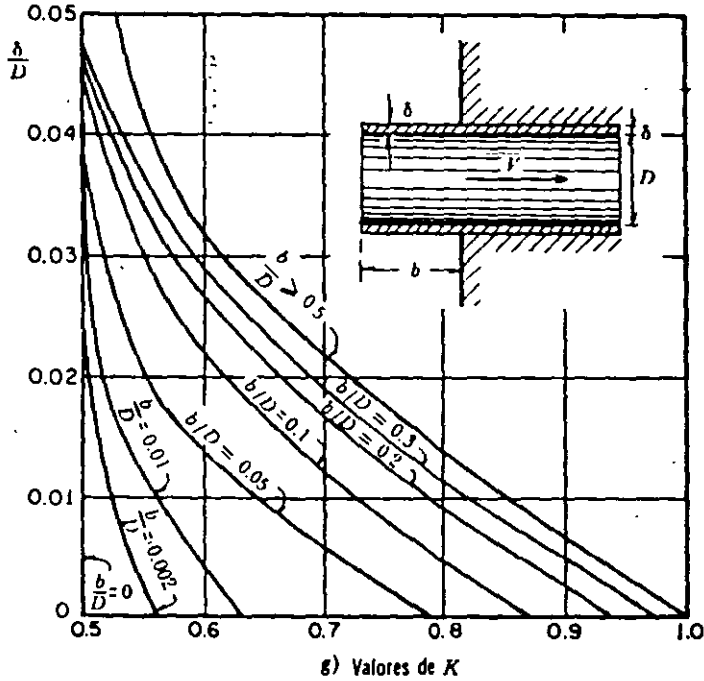


e)  $K = 0.06$  a  $0.10$

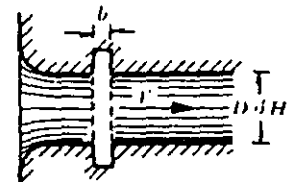


f)  $K = 0.5$

$r/D$	0	0.04	0.08	0.12	0.16	>0.2
$K$	0	0.26	0.15	0.09	0.06	>0.03



h)  $K = 0.04$  a  $0.10$   
para tubo circular;  $\delta$   
de  $0.07$  a  $0.2$  para  
tubo rectangular.



i) Coeficientes de pérdida por escotadura  
 $K = 0.05$  a  $0.10$ ,  
si  $b/D > 1$  o  $b/H > 0.2$   
y  $V > 2$  m/seg.  
De lo contrario,  $K \approx 0$ .

Figura 8.8. Coeficientes de pérdida —por entrada— para diferentes formas.

$$h_e = K_e \frac{V^2}{2g}$$

1) = PÉRDIDAS POR ENTRADA.

2).- PÉRDIDAS POR REJILLAS.-

$$K = C_f \left( \frac{s}{b} \right)^{4/3} \operatorname{sen} \theta$$

FLUJO NORMAL AL PLANO DE LAS REJILLAS.

CUANDO LA DIRECCIÓN DEL FLUJO NO ES NORMAL AL PLANO DE LAS REJILLAS

$$K = K_* \beta$$

$K_*$ : COEFICIENTE DE PÉRDIDAS PARA FLUJO NORMAL AL PLANO DE LAS REJILLAS;

$\beta$ : COEFICIENTE QUE DEPENDE DE  $s/b$  Y DE  $\delta$  (FIG. 8.10).

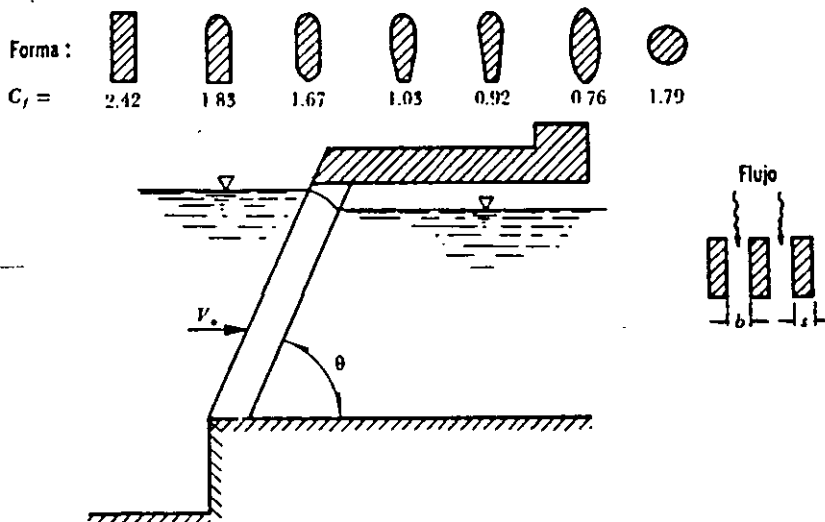


Figura 8.9. Coeficientes  $C_f$  aplicables a la fórmula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras.

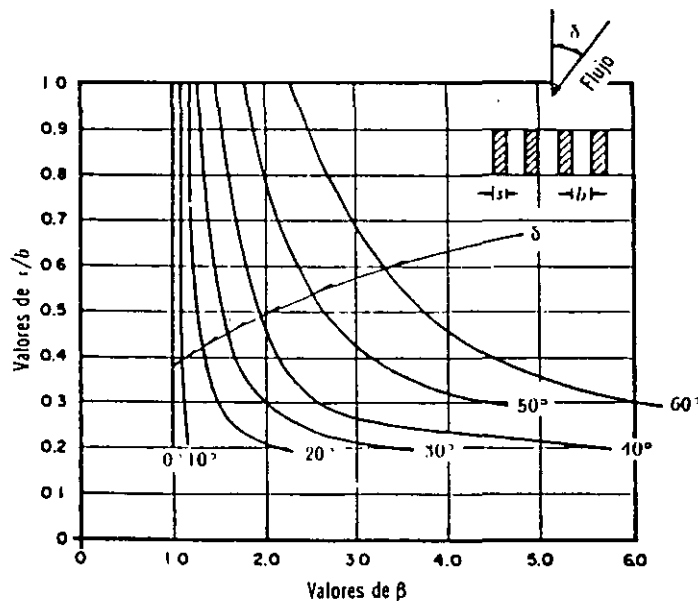


Figura 8.10. Valores de  $\beta$  para flujo inclinado, según Mosonyi.

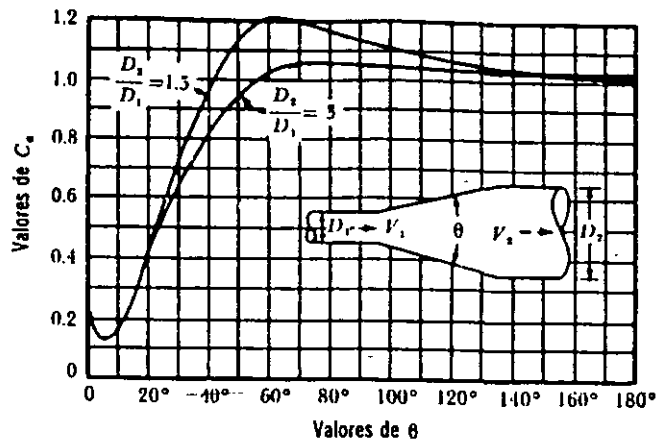


Figura 8.11. Coeficientes de pérdida para ampliaciones graduales.

3).- PÉRDIDAS POR AMPLIACIÓN :

$$K = C_a \left( \frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2$$

(PARA AMPLIACIONES BRUSCAS  $C_a = 1.0$ ).

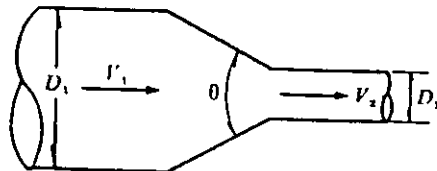


Figura 8.13. Reducción gradual.

TABLA 8.5. Coeficiente de pérdida por reducción gradual de ángulo  $\theta$ , según Kisieliev

	0	4 a 5°	7°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	60°	75°	80°
K	0.060	0.005	0.16	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.35

K : TABLA 8.5 (REDUCCIÓN GRADUAL).

K : FIG. 8.14 (REDUCCIÓN BRUSCA).

4).- PÉRDIDAS POR REDUCCIÓN.

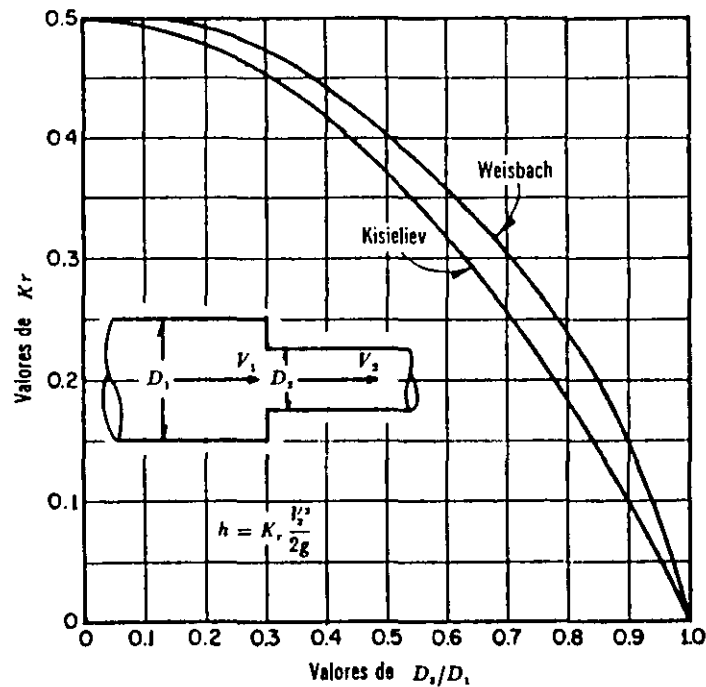


Figura 8.14. Pérdida de energía en una contracción brusca.

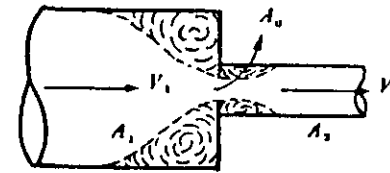


Figura 8.15. Reducción con diafragma.

$$K = \left( \frac{A_2}{\mu A_0} - 1 \right)^2 + 0.04 \left( \frac{A_2}{A_0} \right)^2$$

CONTRACCION  
BRUSCA CON DIAF.

TABLA 8.8. Coeficientes de  $\mu$  y  $K$  para un diafragma en un tubo de diámetro constante

$A_0/A_1$	$\mu$	$K$
0.05	—	1 070
0.1	0.624	226
0.2	0.632	47.8
0.3	0.643	17.5
0.4	0.659	7.8
0.5	0.681	3.76
0.6	0.712	1.79
0.7	0.755	0.80
0.8	0.813	0.29
0.9	0.892	0.09
1.0	1.0	0

Siendo la pérdida  $h = K V_2^2 / 2g$ .

Si  $A_0 < 0.1 A_1$  y el diafragma tiene cantos afilados, los valores de  $\mu$  y  $K$  de la Ec. 8.18 se muestran en la tabla 8.6 (Ref. 43):

TABLA 8.6. Coeficientes  $\mu$  y  $K$  para el cálculo de la pérdida en una contracción brusca con diafragma, para  $A_0 < 0.1 A_1$

$A_0/A_2$	$\mu$	$K$
0.1	0.616	231.7
0.2	0.614	51
0.3	0.612	19.78
0.4	0.610	9.61
0.5	0.607	5.26
0.6	0.605	3.08
0.7	0.603	1.88
0.8	0.601	1.17
0.9	0.598	0.73
1	0.596	0.48

Si  $A_1 = A_2$  y el diafragma tiene cantos afilados ( $A_0/A_1 = A_0/A_2 > 0.1$ ), los valores de  $\mu$  y  $K$  se presentan en la tabla 8.8 (Ref. 43):

TABLA 8.7. Coeficiente  $\mu$  para el cálculo de la pérdida en una contracción brusca con diafragma, para  $A_0 > 0.1 A_1$

$A_0/A_1$	$\mu$
0.1	0.63
0.2	0.64
0.3	0.65
0.4	0.67
0.5	0.69
0.6	0.72
0.7	0.77
0.8	0.85
0.9	0.92
1	1

Si  $A_1 = A_2$  y el diafragma tiene cantos afilados ( $A_0/A_1 = A_0/A_2 > 0.1$ ), los valores de  $\mu$  y  $K$  se presentan en la tabla 8.8 (Ref. 43):

Si  $A_1$  es muy grande,  $\mu \approx 0.60$ ; según Weisbach (Ref. 9) los valores de  $K$  se presentan en la tabla 8.9 y siguen la ecuación

$$K = \left( \frac{A_2}{\mu A_0} - 1 \right)^2$$

TABLA 8.9. Coeficiente de pérdida para un diafragma a la entrada de un tubo

$A_2/A_0$	$K$
1	0.44
1.25	1.17
1.5	2.25
2	5.44
3	16
5	53.7
10	5

Si  $A_0 > 0.1 A_1$  y el diafragma tiene can-

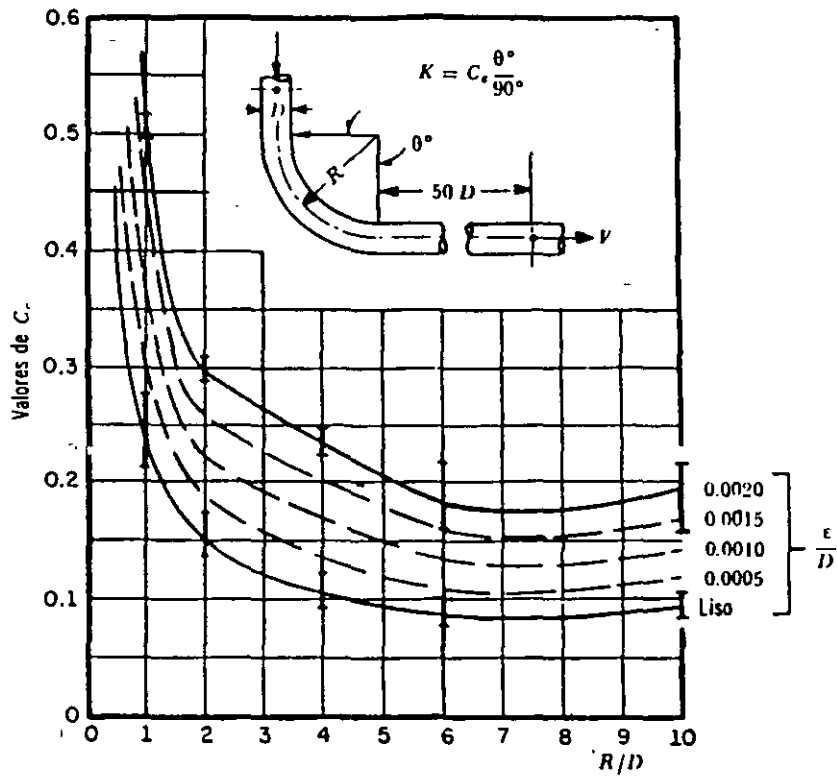


Figura 8.16a. Coeficientes  $C_c$  para curvas de diámetro constante y  $Re > 2.2 \times 10^5$ , en tubos rugosos.

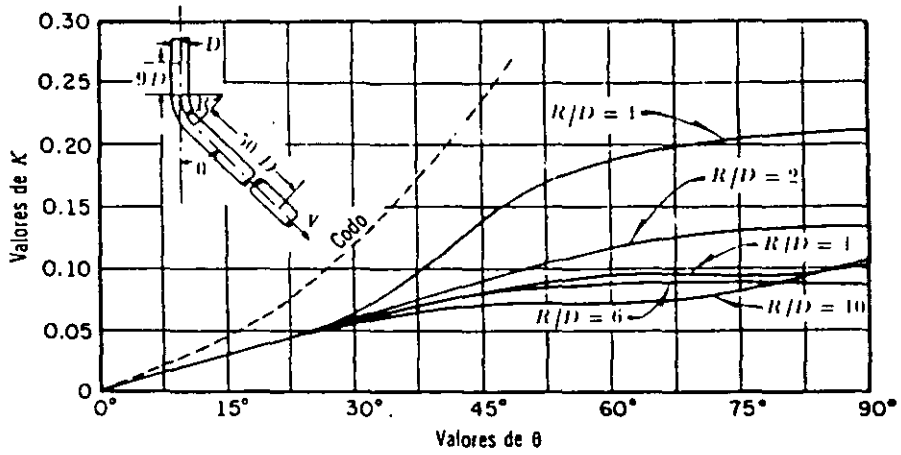


Figura 8.16b. Coeficientes de pérdida en curvas de diámetro constante con superficie lisa y número de Reynolds de  $2.25 \times 10^5$ .

5).- PÉRDIDA POR CAMBIO DE DIRECCIÓN.

$$K = 0.73 C D E \quad (\text{CURVAS EN BORTOS RECTANGULARES}).$$

C, D, E = COEFICIENTES (FIGS. 8.17).

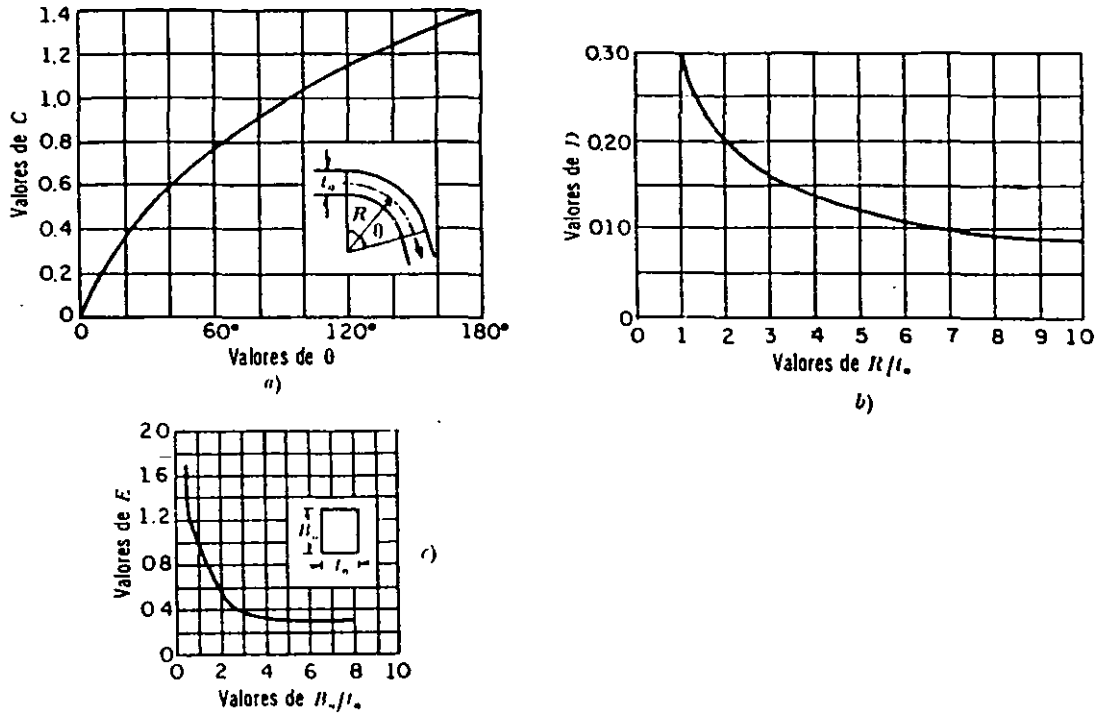
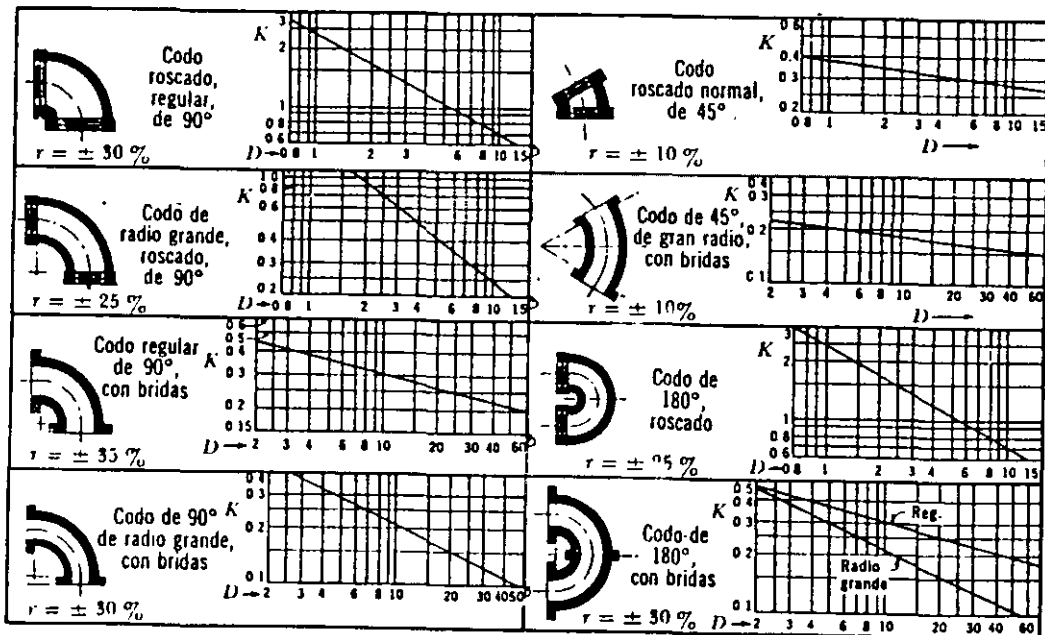






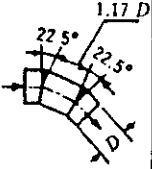
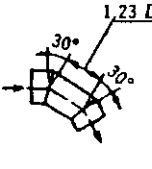
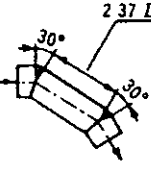
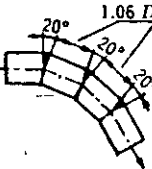
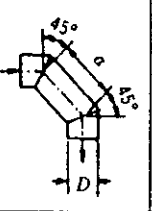
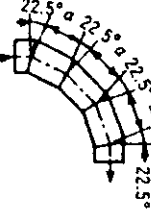




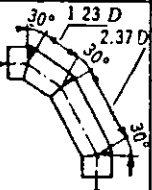
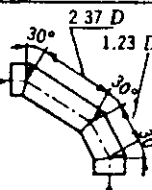
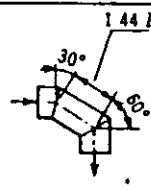
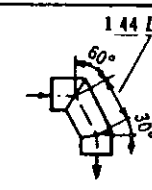
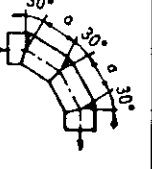
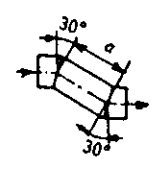
Figura 8.17. Coeficientes C, D y E, para el cálculo de la pérdida, en una curva de un tubo de sección rectangular.



Nota: El diámetro  $D$  corresponde al nominal y se mide en centímetros,  $r$  es el intervalo aproximado de variación para  $K$ .

Figura 8.18. Coeficientes de pérdida para los codos.



 $K_s = 0.016$ $K_r = 0.024$	 $K_s = 0.034$ $K_r = 0.044$	 $K_s = 0.042$ $K_r = 0.062$	 $K_s = 0.066$ $K_r = 0.154$																																																																											
 $K_s = 0.112$ $K_r = 0.284$	 $K_s = 0.150$ $K_r = 0.268$	 $K_s = 0.143$ $K_r = 0.227$	 $K_s = 0.108$ $K_r = 0.236$																																																																											
	<table border="1" data-bbox="575 682 749 955"> <thead> <tr> <th><math>a/D</math></th> <th><math>K_s</math></th> <th><math>K_r</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.71</td><td>0.507</td><td>0.510</td></tr> <tr><td>0.943</td><td>0.350</td><td>0.415</td></tr> <tr><td>1.174</td><td>0.333</td><td>0.384</td></tr> <tr><td>1.42</td><td>0.261</td><td>0.377</td></tr> <tr><td>1.50*</td><td>0.280</td><td>0.376</td></tr> <tr><td>1.86</td><td>0.289</td><td>0.390</td></tr> <tr><td>2.56</td><td>0.356</td><td>0.429</td></tr> <tr><td>3.14</td><td>0.346</td><td>0.426</td></tr> <tr><td>3.72</td><td>0.356</td><td>0.460</td></tr> <tr><td>4.89</td><td>0.389</td><td>0.455</td></tr> <tr><td>5.59</td><td>0.392</td><td>0.444</td></tr> <tr><td>6.28</td><td>0.399</td><td>0.444</td></tr> </tbody> </table>	$a/D$	$K_s$	$K_r$	0.71	0.507	0.510	0.943	0.350	0.415	1.174	0.333	0.384	1.42	0.261	0.377	1.50*	0.280	0.376	1.86	0.289	0.390	2.56	0.356	0.429	3.14	0.346	0.426	3.72	0.356	0.460	4.89	0.389	0.455	5.59	0.392	0.444	6.28	0.399	0.444		<table border="1" data-bbox="924 682 1099 955"> <thead> <tr> <th><math>a/D</math></th> <th><math>K_s</math></th> <th><math>K_r</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.186</td><td>0.120</td><td>0.294</td></tr> <tr><td>1.40</td><td>0.125</td><td>0.252</td></tr> <tr><td>1.50*</td><td>—</td><td>0.260</td></tr> <tr><td>1.63</td><td>0.124</td><td>0.266</td></tr> <tr><td>1.86</td><td>0.117</td><td>0.272</td></tr> <tr><td>2.325</td><td>0.096</td><td>0.317</td></tr> <tr><td>2.40*</td><td>0.095</td><td>—</td></tr> <tr><td>2.91</td><td>0.108</td><td>0.317</td></tr> <tr><td>3.49</td><td>0.130</td><td>0.318</td></tr> <tr><td>4.65</td><td>0.148</td><td>0.310</td></tr> <tr><td>6.05</td><td>0.142</td><td>0.313</td></tr> </tbody> </table>	$a/D$	$K_s$	$K_r$	1.186	0.120	0.294	1.40	0.125	0.252	1.50*	—	0.260	1.63	0.124	0.266	1.86	0.117	0.272	2.325	0.096	0.317	2.40*	0.095	—	2.91	0.108	0.317	3.49	0.130	0.318	4.65	0.148	0.310	6.05	0.142	0.313
$a/D$	$K_s$	$K_r$																																																																												
0.71	0.507	0.510																																																																												
0.943	0.350	0.415																																																																												
1.174	0.333	0.384																																																																												
1.42	0.261	0.377																																																																												
1.50*	0.280	0.376																																																																												
1.86	0.289	0.390																																																																												
2.56	0.356	0.429																																																																												
3.14	0.346	0.426																																																																												
3.72	0.356	0.460																																																																												
4.89	0.389	0.455																																																																												
5.59	0.392	0.444																																																																												
6.28	0.399	0.444																																																																												
$a/D$	$K_s$	$K_r$																																																																												
1.186	0.120	0.294																																																																												
1.40	0.125	0.252																																																																												
1.50*	—	0.260																																																																												
1.63	0.124	0.266																																																																												
1.86	0.117	0.272																																																																												
2.325	0.096	0.317																																																																												
2.40*	0.095	—																																																																												
2.91	0.108	0.317																																																																												
3.49	0.130	0.318																																																																												
4.65	0.148	0.310																																																																												
6.05	0.142	0.313																																																																												
*Valor óptimo de $a$ , Interpolado																																																																														
 $K_s = 0.130$ $K_r = 0.165$	 $K_s = 0.236$ $K_r = 0.320$	 $K_s = 0.471$ $K_r = 0.684$	 $K_s = 1.129$ $K_r = 1.265$																																																																											
 $K_s = 0.188$ $K_r = 0.320$	 $K_s = 0.202$ $K_r = 0.323$	 $K_s = 0.400$ $K_r = 0.534$	 $K_s = 0.400$ $K_r = 0.601$																																																																											
	<table border="1" data-bbox="575 1417 749 1669"> <thead> <tr> <th><math>a/D</math></th> <th><math>K_s</math></th> <th><math>K_r</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.23</td><td>0.195</td><td>0.347</td></tr> <tr><td>1.44</td><td>0.196</td><td>0.320</td></tr> <tr><td>1.67</td><td>0.150</td><td>0.300</td></tr> <tr><td>1.70*</td><td>0.149</td><td>0.299</td></tr> <tr><td>1.91</td><td>0.154</td><td>0.312</td></tr> <tr><td>2.37</td><td>0.167</td><td>0.337</td></tr> <tr><td>2.96</td><td>0.172</td><td>0.342</td></tr> <tr><td>4.11</td><td>0.190</td><td>0.354</td></tr> <tr><td>4.70</td><td>0.192</td><td>0.360</td></tr> <tr><td>6.10</td><td>0.201</td><td>0.360</td></tr> </tbody> </table>	$a/D$	$K_s$	$K_r$	1.23	0.195	0.347	1.44	0.196	0.320	1.67	0.150	0.300	1.70*	0.149	0.299	1.91	0.154	0.312	2.37	0.167	0.337	2.96	0.172	0.342	4.11	0.190	0.354	4.70	0.192	0.360	6.10	0.201	0.360		<table border="1" data-bbox="924 1417 1099 1669"> <thead> <tr> <th><math>a/D</math></th> <th><math>K_s</math></th> <th><math>K_r</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.23</td><td>0.157</td><td>0.300</td></tr> <tr><td>1.67</td><td>0.156</td><td>0.378</td></tr> <tr><td>2.37</td><td>0.143</td><td>0.264</td></tr> <tr><td>3.77</td><td>0.160</td><td>0.242</td></tr> </tbody> </table>	$a/D$	$K_s$	$K_r$	1.23	0.157	0.300	1.67	0.156	0.378	2.37	0.143	0.264	3.77	0.160	0.242																											
$a/D$	$K_s$	$K_r$																																																																												
1.23	0.195	0.347																																																																												
1.44	0.196	0.320																																																																												
1.67	0.150	0.300																																																																												
1.70*	0.149	0.299																																																																												
1.91	0.154	0.312																																																																												
2.37	0.167	0.337																																																																												
2.96	0.172	0.342																																																																												
4.11	0.190	0.354																																																																												
4.70	0.192	0.360																																																																												
6.10	0.201	0.360																																																																												
$a/D$	$K_s$	$K_r$																																																																												
1.23	0.157	0.300																																																																												
1.67	0.156	0.378																																																																												
2.37	0.143	0.264																																																																												
3.77	0.160	0.242																																																																												

$K_s$  = Coeficiente de pérdida para una superficie lisa.

$K_r$  = Coeficiente de pérdida para una superficie rugosa,  $\frac{\epsilon}{D} = 0.0027$ .

Figura 8.20. Coeficiente de pérdida para curvas compuestas y número de Reynolds de  $2.25 \times 10^5$ .

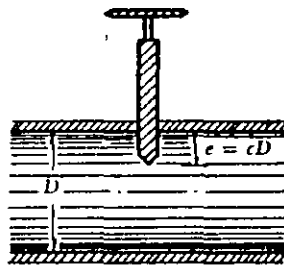


Figura 8.21. Válvula de compuerta.

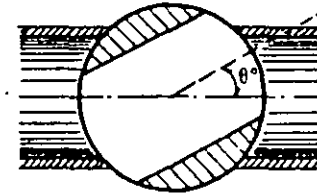


Figura 8.22. Válvula esférica.

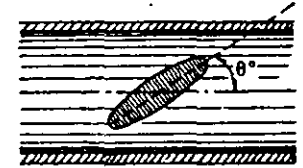


Figura 8.23. Válvula de lenteja o mariposa

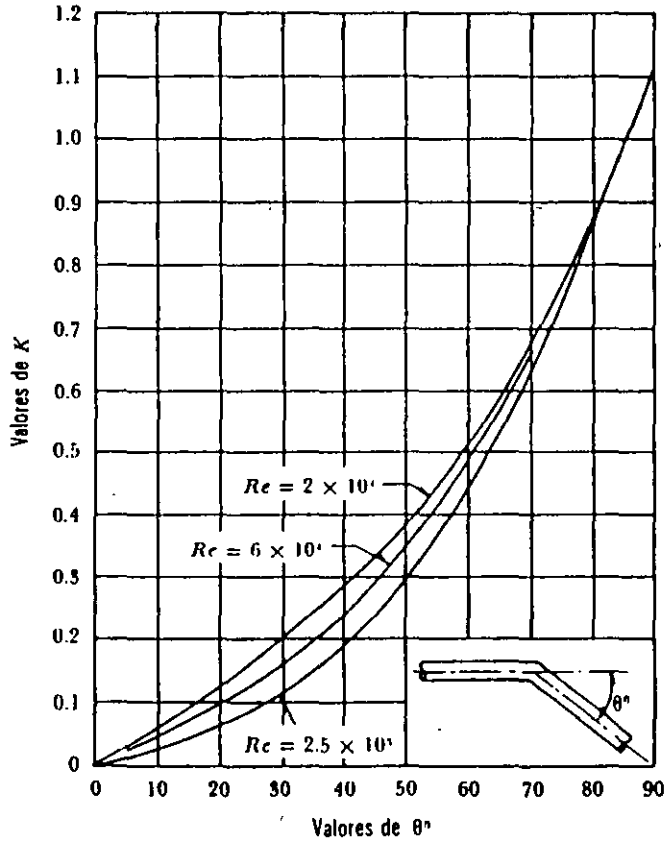


Figura 8.19. Coeficiente de pérdida por codo, K.

TABLA 8.10. Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta de diámetro  $D = 50$  mm.

$c$	$K$	$A/A_0$
1/8	0.07	0.949
2/8	0.26	0.856
3/8	0.81	0.74
4/8	2.06	0.609
5/8	5.52	0.466
6/8	17	0.315
7/8	97.8	0.159
31/32	159	—

TABLA 8.12. Coeficientes de pérdida para válvulas esféricas

$\theta^\circ$	$K$	$A/A_0$
5	0.05	0.926
10	0.29	0.85
15	0.75	0.772
20	1.56	0.692
25	3.10	0.613
30	5.17	0.535
35	9.68	0.458
40	17.3	0.385
45	31.2	0.315
50	52.6	0.25
55	106	0.19
60	206	0.137
65	486	0.091
82	$\infty$	0

TABLA 8.11. Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta.

$D$ mm	25	100	150	300	900	
Valores de $c$	0.95	—	—	850	680	—
0.9	—	—	—	215	165	—
0.8	—	—	—	47	35	28
0.75	32	16	—	—	—	—
0.7	—	—	—	16	12	9
0.6	—	—	—	7	5.5	4
0.5	4.1	2.6	3.3	2.7	1.8	—
0.4	—	—	1.7	1.3	—	—
0.3	—	—	1.05	0.65	—	—
0.25	0.23	0.14	—	—	—	—
0.2	—	—	0.68	0.29	—	—
0	0.23	0.14	—	—	—	—

TABLA 8.13. Coeficientes de pérdida para válvulas de lenteja

$\theta^\circ$	$K$	$A/A_0$
5	0.24	0.913
10	0.52	0.826
15	0.90	0.741
20	1.54	0.658
25	2.51	0.577
30	3.91	0.500
35	6.22	0.426
40	10.8	0.357
45	18.7	0.293
50	32.6	0.234
55	58.8	0.181
60	118	0.124
65	256	0.094
70	751	0.06
90	$\infty$	0

6).- PÉRDIDA POR VÁLVULAS. —

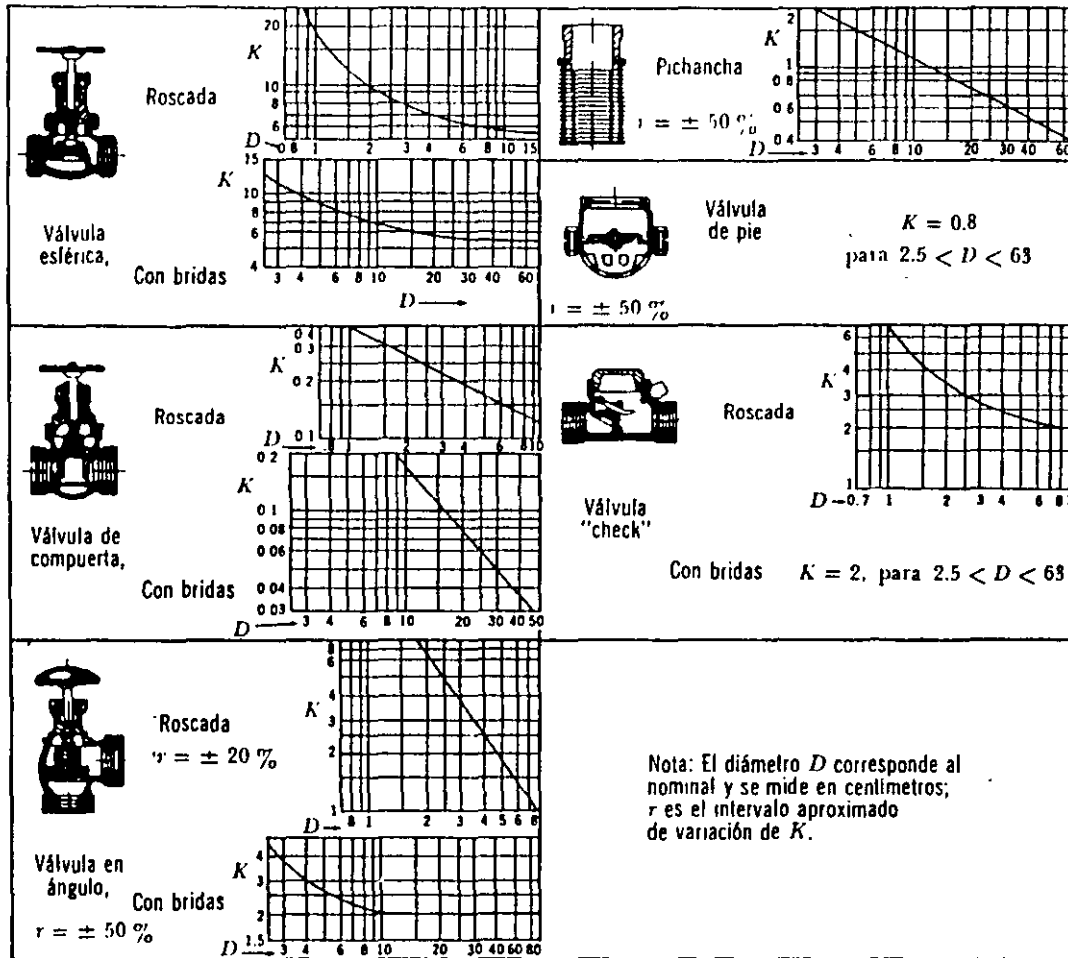
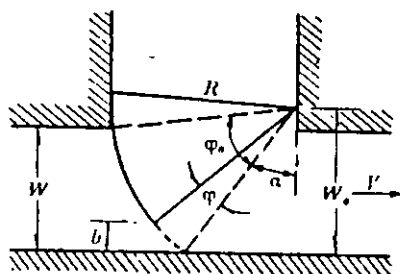


Figura 8.30. Coeficientes de pérdida para válvulas completamente abiertas.

**TABLA 8.14.** Coeficientes de pérdida para compuertas radiales en una tubería

$\phi/\phi_0$	$b/W$	$K$
0.10	0.07	128
0.2	0.15	30.2
0.3	0.24	12.2
0.4	0.34	6.03
0.5	0.43	3.23
0.6	0.54	1.79
0.7	0.65	0.99
0.8	0.77	0.56
0.9	0.88	0.36
0.95	0.94	0.31
1.00	1.00	0.30



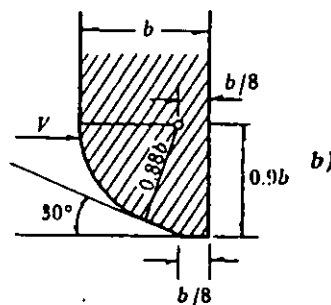
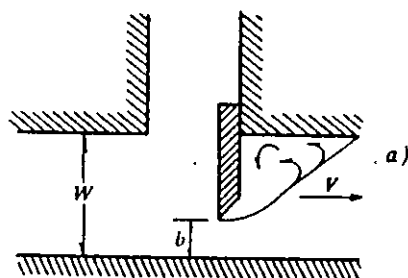
**Figura 8.24.** Compuerta radial en una tubería.

Si se utilizan compuertas deslizantes, como la mostrada en la Fig. 8.25a, el coeficiente de pérdida depende no sólo

**TABLA 8.15.** Coeficientes de pérdida para compuertas deslizantes en una tubería.

$b/W$	$K$ canto afilado	$K$ canto redondo
0.1	186.5	—
0.2	44.1	23.2
0.3	17.8	10.8
0.4	8.68	4.95
0.5	4.57	2.7
0.6	2.43	1.48
0.7	1.31	0.96
0.8	0.68	0.58
0.9	0.38	0.36
1	0.3	0.24

de la relación de abertura  $b/W$ , sino también de la forma del labio inferior de la compuerta (Fig. 8.25b). El coeficiente de pérdida se obtiene de la tabla 8.15.



**Figura 8.25.** Compuertas deslizantes en una tubería.

Para válvulas de pie (Fig. 8.26) con pichanCHA, completamente abierta, el coeficiente de pérdida depende del diámetro (referencia 48), como se indica en la tabla 8.16.

7).- PÉRDIDAS POR COMPUERTAS.

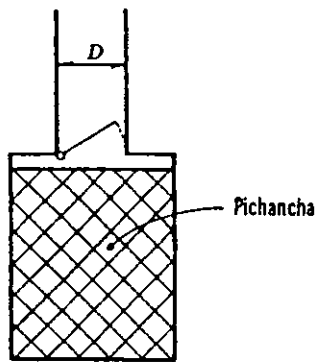


Figura 8.26. Válvula de pie con pichancha abierta.

TABLA 8.16. Coeficientes de pérdida para válvulas de pie abierta con pichancha

$D$ , en m	$K$	$D$ , en m	$K$
0.040	12.9	0.20	5.2
0.050	10.0	0.25	4.4
0.065	8.8	0.30	3.7
0.080	8.0	0.35	3.4
0.100	7.0	0.40	3.1
0.125	6.5	0.45	2.8
0.150	6.0	0.50	2.5

Para calcular la pérdida, exclusivamente, en la *pichancha*, el coeficiente vale (Ref. 21):

$$K = (0.675 \text{ a } 1.575) \left( \frac{A}{A_0} \right)^2 \quad (8.22)$$

donde

- $A$  área del tubo;
- $A_0$  área neta (únicamente las perforaciones de la pichancha).

Para una válvula *check* o de retención (Fig. 8.27), completamente abierta, el coeficiente de pérdida depende del diámetro (Ref. 48) como se indica en la tabla 8.17.

TABLA 8.17. Coeficientes de pérdida para válvulas de retención completamente abiertas

$D$ en m	$K$
0.05	18
0.075	11
0.10	8
0.15	6.5
0.2	5.5
0.25	4.5
0.3	3.5
0.35	3
0.4	2.5
0.5	0.8

Si la válvula de retención está, parcialmente, abierta entonces  $K$  es como se indica en la tabla 8.18 (Ref. 30).

TABLA 8.18. Coeficientes de pérdida para válvulas de retención parcialmente abiertas

$\delta^\circ$	$K$
15	90
20	62
25	42
30	30
35	20
40	14
45	9.5
50	6.6
55	4.6
60	3.2
65	2.3
70	1.7

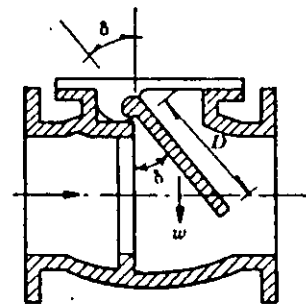


Figura 8.27. Válvula de retención.

8) - PÉRDIDAS POR VÁLVULAS DE PIE Y DE RETENCIÓN.

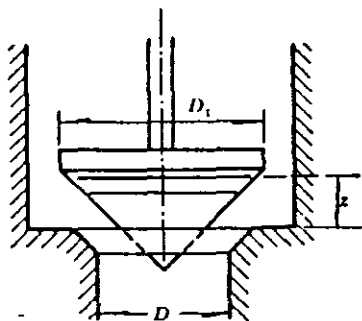


Figura 8.28. Válvula de alivio de forma cónica.

Para válvulas de alivio (Fig. 8.28) resulta conveniente emplear la fórmula (Ref. 30) siguiente:

$$K = 2.6 - 0.8 \frac{D}{z} + 0.14 \left( \frac{D}{z} \right)^2 \quad (8.23)$$

Si la válvula es semejante a la de la figura 8.29 (Ref. 49), entonces tenemos que:

$$K = 0.6 + 0.15 \left( \frac{D}{z} \right)^2 \quad (8.24)$$

Para válvulas de pequeño diámetro totalmente abiertas, se deben usar los coeficientes de pérdida indicados en la figura 8.30.

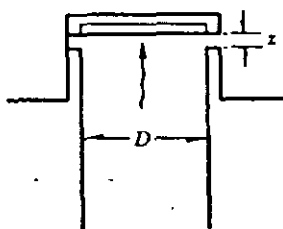


Figura 8.29. Válvula de alivio plana.

Para el control de gasto, en tuberías de gran diámetro se utilizan válvulas de aguja, en puntos intermedios o en el extremo final del conducto. La Fig. 8.31 muestra una válvula —del primer tipo— para

la cual, en posición de apertura total, el gasto está expresado por la ecuación:

$$Q_{máx} = C_d \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH} \quad (8.25)$$

donde

$C_d = 0.58$ , coeficiente de gasto;  
 $D$  diámetro a la entrada de la válvula, en m;  
 $H$  energía total antes de la válvula,

Cuando el diámetro de la válvula de aguja (del lado de la descarga) es  $0.833 D$ ; en la Ec. (8.25),  $C_d = 0.503$ .

La Fig. 8.32 muestra las dimensiones de una válvula de aguja, del tipo utilizado en el extremo final de un conducto para controlar las descargas. El coeficiente máximo de velocidad para este tipo de válvulas, totalmente abiertas, es  $C_v \approx 0.96$  a  $0.98$ .

Esto es, la velocidad del agua en la sección contracta del chorro descargado es:

$$V_c = C_v \sqrt{2gH}$$

o sea, el coeficiente de pérdida de energía quedaría expresado por la ecuación siguiente:

$$K = \left( \frac{1}{C_v^2} - 1 \right)$$

que afectaría a la carga de velocidad,  $V_c^2/2g$ , para obtener la pérdida.

En el caso de válvulas de chorro hueco, como la de la Fig. 8.33a, usadas en el extremo final de un conducto para controlar descargas, según la firma alemana Voith,  $C_d = 0.808$  en la Ec. (8.25) para válvula totalmente abierta. Para estas mismas condiciones (de válvula totalmente abierta), la firma norteamericana U. S.

9).- PÉRDIDA POR VÁLVULA DE ALIVIO.

Morgan Smith propone que  $C_d = 0.85$  para las válvulas que fabrica.

El U. S. Bureau of Reclamation estudió la válvula de chorro hueco mostrada en la figura 8.33b, para la cual  $C_d = 0.70$  en la Ec. (8.25);  $H$  deberá medirse un diámetro, aguas arriba, de la sección de entrada.

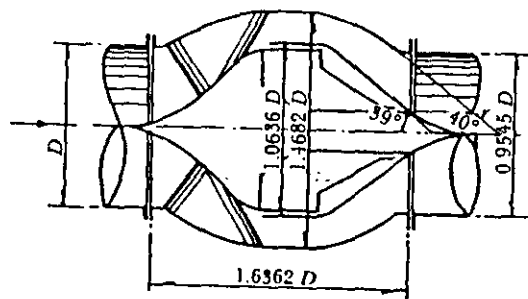


Figura 8.31. Válvula interior de aguja (U.S.B.R.).

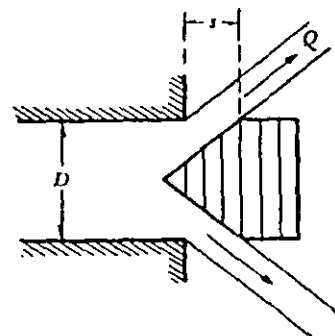


Figura 8.33a. Válvula de chorro hueco.

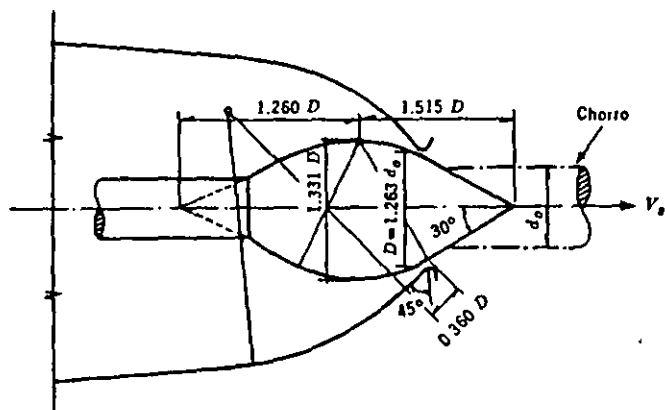


Figura 8.32. Válvula de aguja, según Escher.

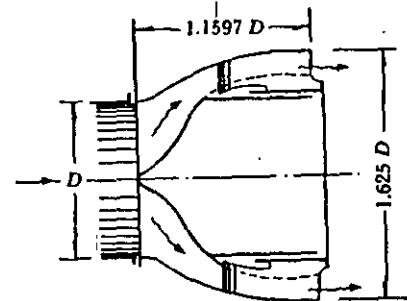


Figura 8.33b. Válvula de chorro hueco (U.S.B.R.).

10). PÉRDIDA POR VÁLVULAS DE AGUJA Y DE CHORRO HUECO.

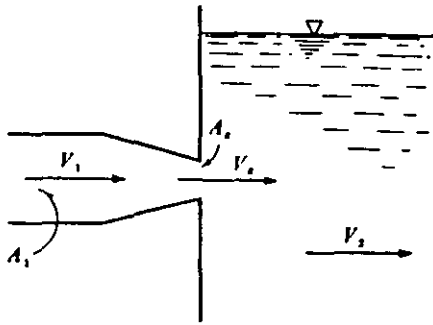


Figura 8.34. Pérdida por salida.

11).- PÉRDIDAS POR SALIDAS.-

TABLA 8.19. Coeficientes de pérdida por salida

$\frac{A_2}{A_1}$	
0.1	0.50
0.2	0.84
0.3	0.85
0.4	0.87
0.5	0.88
0.6	0.90
0.7	0.92
0.8	0.94
0.9	0.965
1	1.0

$$h_s = K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \quad (8.26)$$

12).- PÉRDIDAS POR BIFURCACIONES.

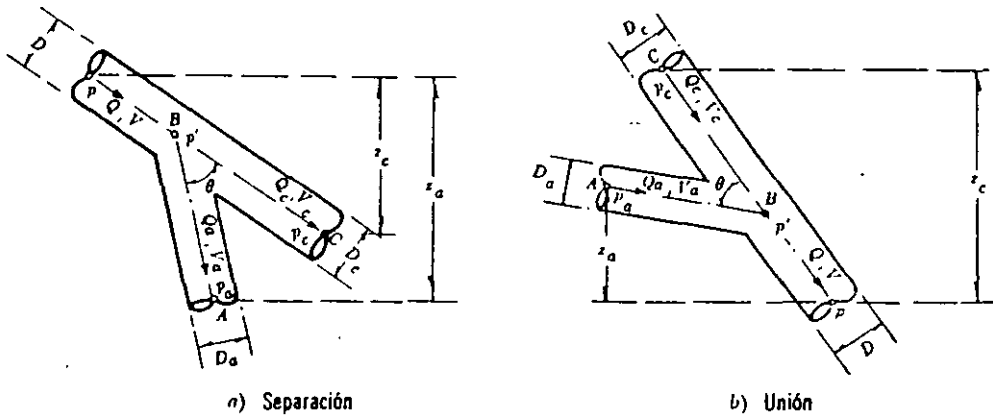
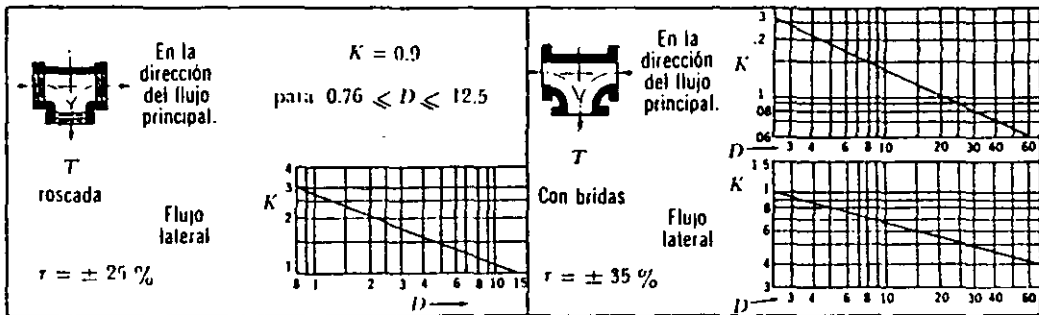


Figura 8.35. Pérdida por bifurcación.

TABLA 8.20. Coeficientes de pérdida para bifurcaciones en tuberías (cantos agudos)

$\frac{Q_a}{Q}$	Separación				Unión			
	$\theta = 90^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 90^\circ$		$\theta = 45^\circ$	
	$K_a$	$K_o$	$K_a$	$K_o$	$K_a$	$K_o$	$K_a$	$K_o$
0.0	0.95	0.04	0.90	0.04	-1.20	0.04	-0.92	0.04
0.2	0.88	-0.08	0.68	-0.06	-0.40	0.17	-0.38	0.17
0.4	0.89	-0.05	0.50	-0.04	0.08	0.30	0.00	0.19
0.6	0.95	0.07	0.38	0.07	0.47	0.40	0.22	0.09
0.8	1.10	0.21	0.35	0.20	0.72	0.51	0.37	-0.17
1.0	1.28	0.35	0.48	0.33	0.91	0.60	0.37	-0.54





Nota: El diámetro corresponde al nominal y se mide en centímetros;  $r$  es el intervalo aproximado de variación para  $K$ .

Figura 8.36. Coeficientes de pérdida en bifurcaciones de diámetro pequeño.

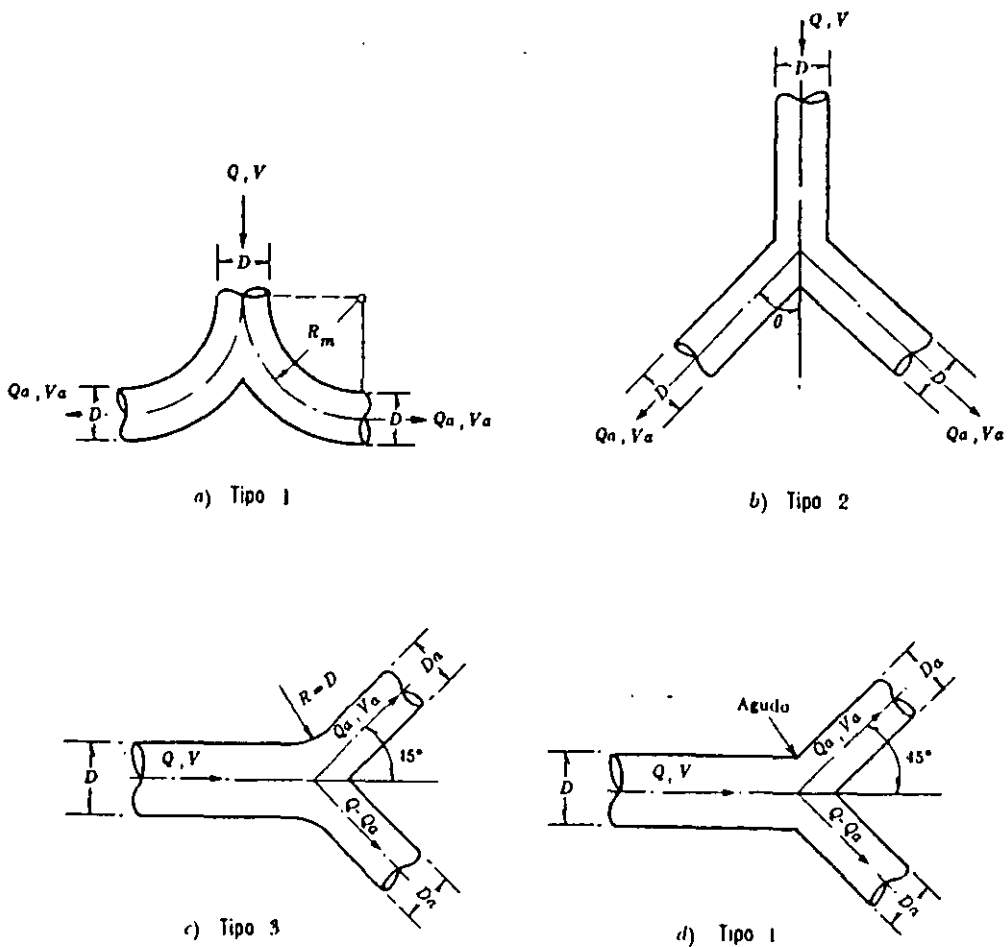


Figura 8.37. Bifurcaciones simétricas.

Por otra parte, las relaciones más adecuadas para una separación en tubos, con cantos redondeados (redondeo con  $0.1 D_a$ ), son las indicadas en la tabla 8.21 (Ref. 43).

TABLA 8.21. Coeficientes de pérdida para bifurcaciones en tuberías (cantos redondeados)

$Q_a/Q$	$\theta$	$D_a/D$	$V_a/v$	$K_a$
0.3	90°	1	0.3	0.76
	60°	0.61	0.8	0.59
	45°	0.58	0.9	0.35
0.5	90°	1	0.5	0.74
	60°	0.79	0.8	0.54
	45°	0.75	0.9	0.32
0.7	90°	1	0.7	0.88
	60°	1	0.7	0.52
	45°	1	0.7	0.30

En la Fig. 8.36 se presentan los coefi-

simétrica del gasto ( $Q_a/Q = 0.5$ ), los coeficientes de pérdida definidos en cualquiera de las dos siguientes expresiones:

$$h = K_a \frac{V^2}{2g}; \quad h = K_a' \frac{V_a^2}{2g},$$

se obtienen de la tabla 8.22, en la cual se incluyen también los correspondientes al tipo 2, para diferentes valores de  $\theta$  (referencia 1).

TABLA 8.22. Coeficientes de pérdida para las bifurcaciones tipos 1 y 2 (Fig. 8.37)

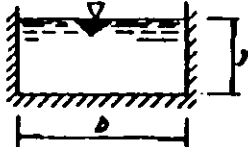
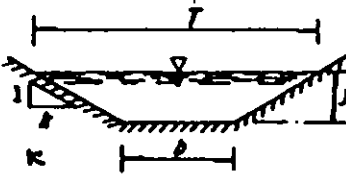
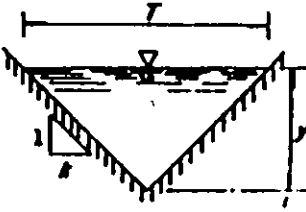
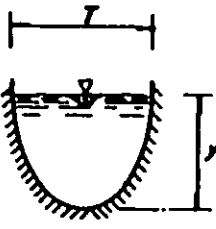
$R_m/D$	Tipo 1		$\theta$	Tipo 2	
	$K_a$	$K_a'$		$K_a$	$K_a'$
0.50	1.10	4.4	10°	0.1	0.4
0.75	0.60	2.4	30°	0.3	1.2
1.00	0.40	1.6	45°	0.7	2.8
1.5	0.25	1.0	60°	1.0	4.0
2.0	0.20	0.8	90°	1.4	5.6

TABLA 8.23 Coeficientes de pérdida para las bifurcaciones tipos 3 y 4 (Fig. 8.37)

Tipo	$D_a/D$	$Q_a/Q_a$		
		0.5	1.0	
1	1	$K_a$	0.40	0.30
		$K_a'$	1.60	0.30
3	0.707	$K_a$	0.40	0.85
		$K_a'$	0.40	0.21
1	1	$K_a$	0.55	0.50
		$K_a'$	2.20	0.50
4	0.707	$K_a$	0.75	1.35
		$K_a'$	0.75	0.34

*HIDRÁULICA DE CANALES.*

Tabla 1.1. Elementos geométricos de las secciones más comunes.

SECCION ELEMENTO GEOMÉTRICO	RECTANGULAR	TRAPECIAL	TRIANGULAR	PARABOLICA
				
Área, $A$	$by$	$(b+ky)y$	$\frac{1}{2}Ty$	$\frac{2}{3}Ty$
Perímetro mojado $P$	$b+2y$	$b+2\sqrt{1+k^2}y$	$2\sqrt{1+k^2}y$	$T+\frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$ *
Radio hidráulico $R_h = A/P$	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+ky)y}{b+2\sqrt{1+k^2}y}$	$\frac{\frac{1}{2}Ty}{2\sqrt{1+k^2}y}$	$\frac{\frac{2}{3}Ty}{T+\frac{8}{3}\frac{y^2}{T}}$ *
Ancho de la superficie libre, $T$	$b$	$b+2ky$	$2ky$	$\frac{8}{2}\frac{A}{y}$
Tirante medio $A/T$	$y$	$\frac{(b+ky)y}{b+2ky}$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{2}{3}y$
$dP/dy$	2	$2\sqrt{1+k^2}$	$2\sqrt{1+k^2}$	$\frac{16}{3}\frac{y}{T} + (1 - \frac{8}{3}\frac{y^2}{T^2})\frac{T}{2y}$ *
$dT/dy$	0	$2k$	$2k$	$\frac{T}{2y}$

\* Aproximación satisfactoria para el intervalo  $0 < x \leq 1$ , donde  $x = ky/T$ . Cuando  $x > 1$ , use la expresión exacta:  
 $P = (T/8) [\sqrt{1+x^2} + (1/x) \ln(x + \sqrt{1+x^2})]$

Tabla 1.2. Elementos geométricos de las secciones circular y herradura.

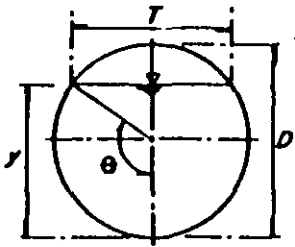
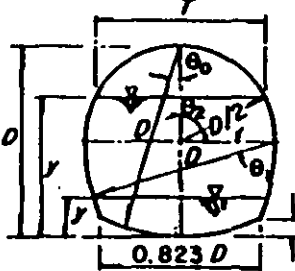
SECCIÓN	 CIRCULAR	 HERRADURA		
Tirante	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 1$	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 0.0886$	$0.0886 \leq \frac{y}{D} \leq \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \leq \frac{y}{D} \leq 1$
Ángulo	$\theta = \arccos(1 - \frac{2y}{D})$	$\theta_0 = \arccos(1 - \frac{y}{D})$	$\theta_1 = \arcsin(\frac{1}{2} - \frac{y}{D})$	$\theta_2 = \arccos(\frac{2y}{D} - 1)$
Área, A	$\frac{1}{4} (\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta) D^2$	$(\theta_0 - \frac{1}{2} \sin 2\theta_0) D^2$	$[0.43662 - \theta_1 + \sin \theta_1 (1 - \cos \theta_1)] D^2$	$(0.82932 - \frac{\theta_2}{4} + \frac{1}{8} \sin 2\theta_2) D^2$
Perímetro mojado, P	$\theta D$	$2\theta_0 D$	$(1.69623 - 2\theta_1) D$	$(3.26703 - \theta_2) D$
Radio hidráulico, R <sub>h</sub>	$\frac{1}{4} (1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta}) D$	$\frac{1}{2} (1 - \frac{\sin 2\theta_0}{2\theta_0}) D$	$[\frac{0.43662 - \theta_1 + \sin \theta_1 (1 - \cos \theta_1)}{1.69623 - 2\theta_1}] D$	$[\frac{0.82932 - 0.25\theta_2 + 0.125 \sin 2\theta_2}{3.26703 - \theta_2}] D$
Ancho de la superficie libre, T	$\frac{(\sin \theta) D}{2\sqrt{y(D-y)}}$	$\frac{2(\sin \theta_0) D}{2\sqrt{y(2D-y)}}$	$\frac{(2\cos \theta_1 - 1) D}{[2\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})} - 1]} D$	$\frac{D \sin \theta_2}{2\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}} D$
Tirante medio, A/T	$\frac{1}{4} (\frac{\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta}{\sin \theta}) D$	$(\frac{\theta_0 - \frac{1}{2} \sin 2\theta_0}{2 \sin \theta_0}) D$	$[\frac{0.43662 - \theta_1 + \sin \theta_1 (1 - \cos \theta_1)}{2 \cos \theta_1 - 1}] D$	$[\frac{0.82932 - 0.25\theta_2 + 0.125 \sin 2\theta_2}{\sin \theta_2}] D$
dP/dy	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2}{\sqrt{\frac{y}{D}(2 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2}{\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$
T/dy	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2(1 - \frac{y}{D})}{\sqrt{\frac{y}{D}(2 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$

Tabla 2.8. Elementos geométricos en canales de sección circular.

$D$ diámetro	$R_h$ radio hidráulico	$Q$ gasto cuando el tirante es crítico
$y$ tirante	$T$ ancho de superficie libre	$Y$ tirante hidráulico
$A$ área hidráulica	$g$ aceleración de gravedad	
$P$ perímetro mojado	$E_c$ aceleración específica mínima	

$\frac{Y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{T}{D}$	$\frac{Y}{D}$	$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{5/3}}$	$\frac{Q}{\sqrt{g} D^{5/2}}$	$\frac{E_c}{D}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.1990	0.0066	0.0000	0.0001	0.0133
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134	0.0002	0.0004	0.0267
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.3412	0.0202	0.0005	0.0010	0.0401
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0268	0.0009	0.0017	0.0534
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.4359	0.0336	0.0015	0.0027	0.0668
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0406	0.0022	0.0039	0.0803
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.5103	0.0474	0.0031	0.0053	0.0937
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0040	0.0069	0.1071
0.09	0.0350	0.6094	0.0574	0.5724	0.0612	0.0052	0.0087	0.1206
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0682	0.0065	0.0107	0.1341
0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.6258	0.0752	0.0079	0.0129	0.1476
0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.6499	0.0822	0.0095	0.0153	0.1611
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.6726	0.0892	0.0113	0.0179	0.1746
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0964	0.0131	0.0217	0.1882
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.7141	0.1034	0.0152	0.0238	0.2017
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0173	0.0270	0.2153
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.7513	0.1178	0.0196	0.0304	0.2289
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1252	0.0220	0.0339	0.2426
0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.7846	0.1324	0.0247	0.0378	0.2562
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0273	0.0418	0.2699
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472	0.0301	0.0460	0.2836
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0333	0.0503	0.2973
0.23	0.1365	1.0003	0.1364	0.8417	0.1622	0.0359	0.0549	0.3111
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1696	0.0394	0.0597	0.3248
0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1774	0.0427	0.0646	0.3387
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0464	0.0697	0.3525
0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.8879	0.1926	0.0497	0.0751	0.3663
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2004	0.0536	0.0805	0.3802
0.29	0.1890	1.1373	0.1662	0.9075	0.2084	0.0571	0.0862	0.3942
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0610	0.0921	0.4081

Continúa

$\frac{Y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{T}{D}$	$\frac{Y}{D}$	$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{1/3}}$	$\frac{Q}{\sqrt{g} D^{2.5}}$	$\frac{E_c}{D}$
0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.9250	0.2242	0.0650	0.0981	0.4221
0.32	0.2167	1.2025	0.1801	0.9330	0.2322	0.0690	0.1044	0.4361
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.9404	0.2404	0.0736	0.1107	0.4502
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2486	0.0776	0.1172	0.4643
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568	0.0820	0.1241	0.4784
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.0864	0.1310	0.4926
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.9656	0.2736	0.0909	0.1381	0.5068
0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.9708	0.2822	0.0955	0.1453	0.5211
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2908	0.1020	0.1528	0.5354
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1050	0.1603	0.5497
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.9837	0.3082	0.1100	0.1682	0.5641
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.9871	0.3172	0.1147	0.1761	0.5786
0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.9902	0.3262	0.1196	0.1844	0.5931
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.9928	0.3352	0.1245	0.1927	0.6076
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3446	0.1298	0.2011	0.6223
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3538	0.1348	0.2098	0.6369
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.9982	0.3634	0.1401	0.2186	0.6517
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.9992	0.3730	0.1452	0.2275	0.6665
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.9998	0.3828	0.1505	0.2366	0.6814
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928	0.1558	0.2459	0.6964
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028	0.1610	0.2553	0.7114
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.9992	0.4130	0.1664	0.2650	0.7265
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.9982	0.4234	0.1715	0.2748	0.7417
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.9968	0.4340	0.1772	0.2848	0.7570
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448	0.1825	0.2949	0.7724
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.1878	0.3051	0.7879
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4670	0.1933	0.3158	0.8035
0.58	0.4723	1.7315	0.2728	0.9871	0.4786	0.1987	0.3263	0.8193
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.9837	0.4902	0.2041	0.3373	0.8351
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.2092	0.3484	0.8511
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.9755	0.5144	0.2146	0.3560	0.8672
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.9708	0.5270	0.2199	0.3710	0.8835
0.63	0.5212	1.8338	0.2839	0.9656	0.5398	0.2252	0.3830	0.8999
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.9600	0.5530	0.2302	0.3945	0.9165
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.9539	0.5666	0.2358	0.4066	0.9333

Continúa

$\frac{Y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{T}{D}$	$\frac{Y}{D}$	$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{1/3}}$	$\frac{Q}{\sqrt{g} D^{2.5}}$	$\frac{E_c}{D}$
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.9474	0.5804	0.2407	0.4188	0.9502
0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.9404	0.5948	0.2460	0.4309	0.9674
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.9330	0.6096	0.2510	0.4437	0.9848
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.9250	0.6250	0.2560	0.4566	1.0025
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6408	0.2608	0.4694	1.0204
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.9075	0.6572	0.2653	0.4831	1.0386
0.72	0.6054	2.0264	0.2984	0.8980	0.6742	0.2702	0.4964	1.0571
0.73	0.6143	2.0488	0.2995	0.8879	0.6918	0.2751	0.5100	1.0759
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.8773	0.7104	0.2794	0.5248	1.0952
0.75	0.6318	2.0944	0.3017	0.8660	0.7296	0.2840	0.5392	1.1148
0.76	0.6404	2.1176	0.3025	0.8542	0.7498	0.2888	0.5540	1.1349
0.77	0.6489	2.1412	0.3032	0.8417	0.7710	0.2930	0.5695	1.1555
0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.8285	0.7934	0.2969	0.5850	1.1767
0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.8146	0.8170	0.3008	0.6011	1.1985
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.3045	0.6177	1.2210
0.81	0.6815	2.2395	0.3044	0.7846	0.8686	0.3082	0.6347	1.2443
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970	0.3118	0.6524	1.2685
0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.7513	0.9276	0.3151	0.6707	1.2938
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9606	0.3182	0.6897	1.3203
0.85	0.7115	2.3462	0.3033	0.7141	0.9964	0.3212	0.7098	1.3482
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.3240	0.7307	1.3777
0.87	0.7254	2.4038	0.3017	0.6726	1.0784	0.3264	0.7528	1.4092
0.88	0.7320	2.4341	0.3008	0.6499	1.1264	0.3286	0.7754	1.4432
0.89	0.7380	2.4655	0.2996	0.6258	1.1800	0.3307	0.8016	1.4800
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2408	0.3324	0.8285	1.5204
0.91	0.7504	2.5322	0.2963	0.5724	1.3110	0.3336	0.8586	1.5655
0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3932	0.3345	0.8917	1.6166
0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.5103	1.4918	0.3350	0.9292	1.6759
0.94	0.7662	2.6467	0.2896	0.4750	1.6130	0.3353	0.9725	1.7465
0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.4359	1.7682	0.3349	1.0242	1.8341
0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3919	1.9770	0.3340	1.0888	1.9485
0.97	0.7785	2.7934	0.2787	0.3412	2.2820	0.3322	1.1752	2.1110
0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2800	2.7916	0.3291	1.3050	2.3758
0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.1990	3.9400	0.3248	1.5554	2.9600
1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	$\infty$	0.3117	$\infty$	$\infty$

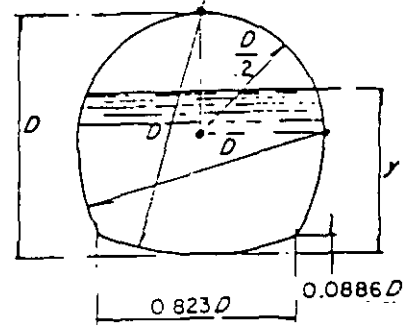


Tabla 2.9. Elementos geométricos en canales de sección herradura

- D diámetro
- y tirante
- A área hidráulica
- R<sub>h</sub> radio hidráulico
- g aceleración de gravedad
- Q gasto cuando el tirante es el crítico
- E<sub>c</sub> energía específica mínima

$$g' = \frac{g \cos \theta}{\alpha}$$

θ ángulo de inclinación del fondo  
α coeficiente de energía cinética



$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{5/3}}$	$\frac{Q}{\sqrt{g'} D^{3/2}}$	$\frac{E_c}{D \cos \theta}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{5/3}}$	$\frac{Q}{\sqrt{g'} D^{3/2}}$	$\frac{E_c}{D \cos \theta}$
0.01	0.0019	0.0066	0.00007	0.0002	0.0133	0.51	0.4466	0.2602	0.18202	0.2983	0.7334
0.02	0.0053	0.0132	0.00030	0.0005	0.0267	0.52	0.4566	0.2630	0.18743	0.3085	0.7485
0.03	0.0097	0.0198	0.00071	0.0014	0.0400	0.53	0.4666	0.2657	0.19284	0.3185	0.7637
0.04	0.0150	0.0264	0.00133	0.0025	0.0534	0.54	0.4766	0.2683	0.19826	0.3293	0.7791
0.05	0.0209	0.0329	0.00215	0.0038	0.0668	0.55	0.4865	0.2707	0.20358	0.3400	0.7945
0.06	0.0275	0.0394	0.00318	0.0055	0.0801	0.56	0.4965	0.2733	0.20910	0.3509	0.8100
0.07	0.0346	0.0459	0.00443	0.0075	0.0935	0.57	0.5064	0.2757	0.21451	0.3619	0.8257
0.08	0.0421	0.0524	0.00589	0.0098	0.1069	0.58	0.5163	0.2781	0.21997	0.3731	0.8415
0.09	0.0502	0.0590	0.00761	0.0124	0.1205	0.59	0.5261	0.2804	0.22538	0.3845	0.8574
0.10	0.0585	0.0670	0.00965	0.0155	0.1351	0.60	0.5359	0.2824	0.23067	0.3961	0.8735
0.11	0.0670	0.0748	0.01190	0.0188	0.1497	0.61	0.5457	0.2844	0.23600	0.4079	0.8897
0.12	0.0753	0.0823	0.01425	0.0224	0.1643	0.62	0.5555	0.2864	0.24136	0.4199	0.9061
0.13	0.0839	0.0895	0.01679	0.0262	0.1789	0.63	0.5651	0.2884	0.24667	0.4321	0.9226
0.14	0.0925	0.0964	0.01945	0.0302	0.1934	0.64	0.5748	0.2902	0.25195	0.4445	0.9394
0.15	0.1012	0.1031	0.02225	0.0344	0.2079	0.65	0.5843	0.2920	0.25717	0.4571	0.9563
0.16	0.1100	0.1097	0.02521	0.0388	0.2224	0.66	0.5938	0.2937	0.26237	0.4699	0.9734
0.17	0.1188	0.1161	0.02827	0.0434	0.2369	0.67	0.6033	0.2953	0.26753	0.4829	0.9908
0.18	0.1277	0.1222	0.03145	0.0482	0.2514	0.68	0.6126	0.2967	0.27251	0.4962	1.0083
0.19	0.1367	0.1282	0.03476	0.0532	0.2658	0.69	0.6219	0.2981	0.27752	0.5097	1.0262
0.20	0.1457	0.1341	0.03817	0.0584	0.2803	0.70	0.6312	0.2994	0.28249	0.5234	1.0443
0.21	0.1549	0.1398	0.04172	0.0637	0.2947	0.71	0.6403	0.3006	0.28733	0.5375	1.0628
0.22	0.1640	0.1454	0.04535	0.0692	0.3091	0.72	0.6493	0.3018	0.29214	0.5518	1.0815
0.23	0.1733	0.1508	0.04910	0.0749	0.3236	0.73	0.6582	0.3028	0.29680	0.5664	1.1007
0.24	0.1825	0.1560	0.05289	0.0808	0.3380	0.74	0.6671	0.3036	0.30134	0.5813	1.1202
0.25	0.1919	0.1611	0.05682	0.0868	0.3524	0.75	0.6758	0.3044	0.30581	0.5966	1.1402
0.26	0.2013	0.1662	0.06085	0.0930	0.3669	0.76	0.6844	0.3050	0.31011	0.6122	1.1606
0.27	0.2107	0.1710	0.06491	0.0994	0.3813	0.77	0.6929	0.3055	0.31430	0.6282	1.1816
0.28	0.2202	0.1758	0.06910	0.1059	0.3958	0.78	0.7012	0.3060	0.31841	0.6447	1.2032
0.29	0.2297	0.1804	0.07334	0.1126	0.4102	0.79	0.7094	0.3064	0.32242	0.6616	1.2254
0.30	0.2393	0.1850	0.07769	0.1194	0.4247	0.80	0.7175	0.3067	0.32631	0.6791	1.2484
0.31	0.2489	0.1895	0.08212	0.1264	0.4392	0.81	0.7254	0.3067	0.32990	0.6971	1.2723
0.32	0.2586	0.1938	0.08660	0.1336	0.4537	0.82	0.7332	0.3066	0.33338	0.7158	1.2971
0.33	0.2683	0.1981	0.09118	0.1409	0.4682	0.83	0.7408	0.3064	0.33669	0.7351	1.3230
0.34	0.2780	0.2023	0.09580	0.1484	0.4827	0.84	0.7482	0.3061	0.33983	0.7554	1.3502
0.35	0.2878	0.2063	0.10048	0.1560	0.4972	0.85	0.7554	0.3056	0.34273	0.7765	1.3789
0.36	0.2975	0.2103	0.10521	0.1638	0.5118	0.86	0.7625	0.3050	0.34549	0.7987	1.4094
0.37	0.3074	0.2142	0.11005	0.1718	0.5263	0.87	0.7693	0.3042	0.34796	0.8223	1.4419
0.38	0.3172	0.2181	0.11493	0.1798	0.5409	0.88	0.7759	0.3032	0.35018	0.8473	1.4769
0.39	0.3271	0.2217	0.11982	0.1881	0.5555	0.89	0.7823	0.3020	0.35214	0.8742	1.5151
0.40	0.3370	0.2252	0.12474	0.1965	0.5702	0.90	0.7884	0.3005	0.35371	0.9033	1.5570
0.41	0.3469	0.2287	0.12973	0.2050	0.5849	0.91	0.7943	0.2988	0.35501	0.9351	1.6039
0.42	0.3568	0.2322	0.13479	0.2137	0.5995	0.92	0.7999	0.2969	0.35599	0.9706	1.6571
0.43	0.3667	0.2356	0.13988	0.2225	0.6143	0.93	0.8052	0.2947	0.35658	1.0107	1.7189
0.44	0.3767	0.2390	0.14508	0.2315	0.6290	0.94	0.8101	0.2922	0.35672	1.0573	1.7928
0.45	0.3867	0.2422	0.15025	0.2406	0.6438	0.95	0.8146	0.2893	0.35632	1.1130	1.8845
0.46	0.3966	0.2454	0.15545	0.2499	0.6586	0.96	0.8188	0.2858	0.35527	1.1827	2.0046
0.47	0.4066	0.2484	0.16067	0.2593	0.6735	0.97	0.8224	0.2816	0.35332	1.2762	2.1753
0.48	0.4166	0.2514	0.16594	0.2688	0.6884	0.98	0.8256	0.2766	0.35049	1.4255	2.4542
0.49	0.4266	0.2544	0.17128	0.2785	0.7033	0.99	0.8280	0.2696	0.34555	1.6879	3.0704
0.50	0.4366	0.2574	0.17667	0.2883	0.7183	1.00	0.8293	0.2538	0.33243	∞	

*FLUJO UNIFORME.*

## APÉNDICE A

### FLUJO UNIFORME.

Aunque el flujo uniforme es difícil que se llegue a presentar en la naturaleza, ya que los canales son de pendiente y sección variable (canales no prismáticos), este tipo de flujo es la base para el desarrollo del análisis de los demás tipos de flujo, en canales prismáticos.

Para que exista flujo en un canal es necesario que intervengan fuerzas de acción y fuerzas de reacción. Las fuerzas de acción pueden ser debidas a la gravedad principalmente peso propio del líquido en la dirección del movimiento, por otro lado las de reacción son debidas a la fricción entre las paredes del canal y en menor escala a la resistencia del viento que actúa sobre la superficie libre del agua.

Chézy desarrolló una expresión para cuantificar la fricción que existe en un canal con flujo uniforme, en donde consideró un canal de sección cualquiera, como se muestra en la figura A.1. Dado que en flujo uniforme la velocidad media y el tirante en cualquier sección del canal permanecen constantes, la aceleración entre una sección y otra valdrá cero y por lo tanto, al establecer la condición de equilibrio entre un prisma de volumen definido por dos secciones cualesquiera del canal, se debe cumplir que la componente del peso en la dirección del escurrimiento ( $W_x$ ) debe ser igual a la fuerza de fricción evaluada a través del esfuerzo tangencial medio  $\tau_0$  sobre la frontera

$$W_x = \gamma A \Delta x \text{ sen } \theta = \tau_0 P \Delta x \quad (\text{A.1})$$

donde

$W_x$  .- componente del peso en la dirección "x", según eje coordenado

$A$  .- área hidráulica, en  $\text{m}^2$

$P$  .- perímetro mojado, en m

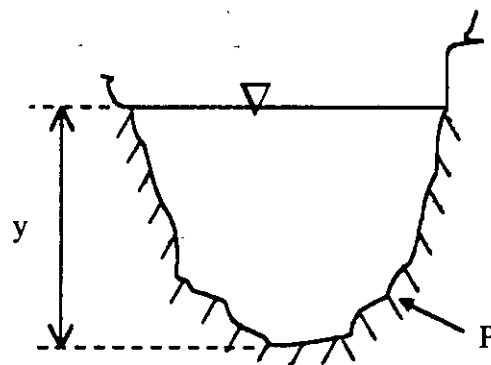
$S_0$  .- pendiente de la plantilla del canal

$S_a$  .- pendiente de la superficie libre del agua

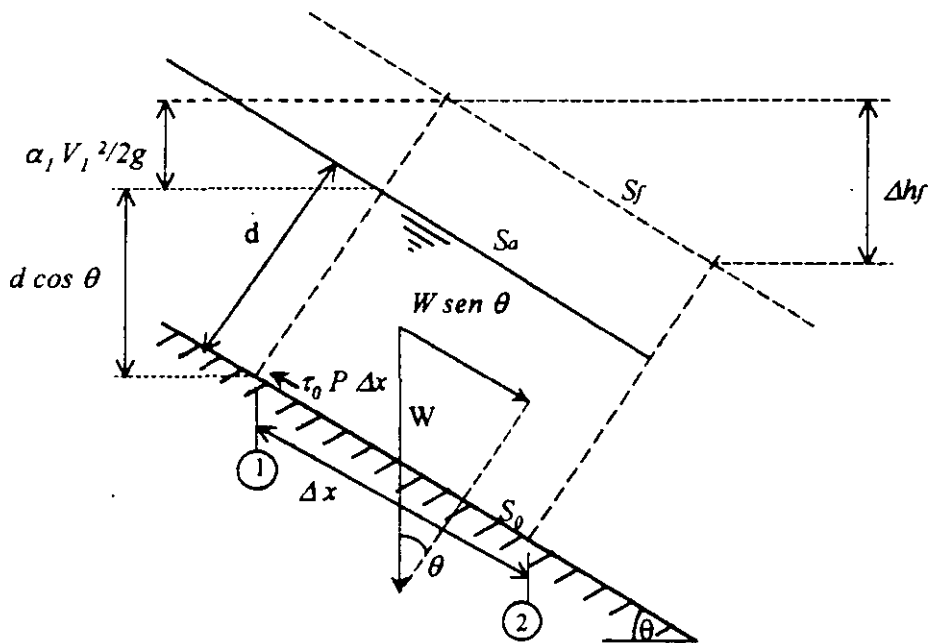
$S_f$  .- pendiente de la línea de energía

$\theta$  .- ángulo formado por la plantilla del canal y la horizontal

$\tau_0$  .- esfuerzo tangencial medio



a) sección del canal



b) perfil del canal

Figura A.1. Tramo de canal con flujo uniforme

Además, sí:

$R_H = A/P$ , radio hidráulico, en m

y

$\text{sen } \theta = S_0$ , pendiente geométrica del canal

En flujo uniforme  $S_0 = S_a = S_f$ , por lo que al sustituir y despejar de la ecuación (A.1), se tiene

$$\tau_0 = \gamma R_H S_0 \quad (A.2)$$

que representa el esfuerzo tangencial medio de fricción desarrollado en todo el perímetro de la sección.

En forma experimental, sí el flujo es uniforme y además turbulento

$$\tau = k \rho V^2 \quad (A.3)$$

donde

$k$  .- es una constante de proporcionalidad y depende de

por lo que al igualar las dos últimas ecuaciones y despejar la velocidad media, resulta

$$V = \sqrt{\frac{g}{k}} \sqrt{R_H S} = C \sqrt{R_H S} \quad (A.4)$$

donde

$C = \sqrt{\frac{g}{k}}$  es un factor de fricción de Chezy, en  $m^{1/2}/s$

que depende del número de Reynolds ( $Re$ ) y de la rugosidad relativa ( $\varepsilon$ ) del canal.

La mayor parte de los problemas que se presentan en la práctica son a flujo turbulento, por esta razón se han desarrollado varias fórmulas empíricas para determinar el factor  $C$  de Chézy.

Quizá la fórmula más utilizada sea la desarrollada por Manning-Strickler, expresada como

$$C = \frac{R_H^{1/6}}{n} \quad (A.5)$$

donde

$n$ : es un factor de rugosidad que depende del tipo de material del canal, sus unidades son  $s/m^{1/3}$ .

Si se sustituye la ecuación (A.5) en la (A.4)

$$V = \frac{R_H^{2/3}}{n} S^{1/2} \quad (A.6)$$

y de la definición de gasto ( $Q = VA$ ) y de la ecuación (A.6), resulta

$$Q = \frac{A}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} \quad (A.7)$$

o bien:

$$\frac{nQ}{S^{1/2}} = A R_H^{2/3} \quad (A.8)$$

El primer miembro de la ecuación (A.8) depende de  $Q$ ,  $S$  y  $n$ , y el segundo es función del tirante y la geometría de la sección del canal. Lo anterior indica que sólo existe un tirante  $y_n$  (tirante normal), conocida la geometría, gasto ( $Q$ ), pendiente ( $S$ ) y coeficiente de rugosidad ( $n$ ).

Para obtener el tirante normal se resuelve la ecuación (A.8), utilizando el método iterativo de Newton-Raphson, que consiste en proponer un tirante inicial ( $y_i$ ), y por aproximaciones sucesivas resolver la ecuación anterior. El error de cálculo que se maneja depende de la precisión que se desee. A continuación se describe brevemente el desarrollo de este método.

Sea la función

$$F = A R_H^{2/3} - \frac{nQ}{S_0^{1/2}} \quad (A.9)$$

y

$$F' = \frac{dF}{dy} = \frac{R_H^{2/3}}{3} \left[ 5T - 2 R_H \frac{dP}{dy} \right] \quad (A.10)$$

De acuerdo a la figura A.2, las características geométricas para una sección trapecial son:

$$A = b y + k y^2$$

$$T = b + 2 k y$$

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

por lo que

$$\frac{dP}{dy} = 2 \sqrt{1 + k^2}$$





Tabla 2.4. Ecuaciones para el cálculo del factor de fricción  $C$  de Chezy, donde  $R_h$  es el radio hidráulico y  $S$  es la pendiente hidráulica. Son válidas para el sistema internacional de unidades--

Autor	Ecuación	Observaciones
Ganguillet y Kutter	$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left[ 23 + \frac{0.00155}{S} \right] \frac{n}{\sqrt{R_h}}}$	<p>Aconsejable en canales naturales, para los que usualmente conduce a resultados satisfactorios. Es compleja y tiene la desventaja de que ocurren cambios grandes en <math>C</math> para cambios pequeños en <math>n</math>. Este coeficiente depende de la rugosidad del canal, según la tabla 2.5.</p>
Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	<p>Es una simplificación de la de Ganguillet y Kutter, <math>m</math> es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.5.</p>
Bazin	$C = \frac{87}{1 + \frac{N_B}{\sqrt{R_h}}}$	<p>Está basada en una buena cantidad de experimentos y es relativamente sencilla, <math>N_B</math> es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.5.</p>
Kozeny	$C = 20 \log \frac{A}{T} + N_K$	<p>Es análoga a la de los conductos a presión y fue obtenida con base en los resultados experimentales de von Misses y Bazin. <math>N_K</math> es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.5.</p>
Martínez	$C = 17.7 \log \left( \frac{R_h}{d_m} \right) + 13.6$	<p>Se obtuvo de muchas mediciones en ríos de la exUnión Soviética. <math>d_m</math> es el diámetro medio del grano de material en el fondo del río en m. Es válida cuando <math>0.15 \leq R_h \leq 2.25</math> m, <math>0.00004 \leq S \leq 0.0039</math> y <math>0.004 \leq d_m \leq 0.25</math> m (referencia 9).--</p>
Manning	$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$	<p>Originalmente fue obtenida a partir de siete ecuaciones diferentes basadas en ensayos de Bazin, y posteriormente verificada por observaciones. Es una de las más utilizadas por su sencillez. <math>n</math> es el mismo coeficiente que utilizó Ganguillet y Kutter, según la tabla 2.5.</p>
Pavlovski	$C = \frac{R_h^z}{n}$	<p>Considera que el exponente en la ecuación de Manning no es constante sino que varía con la forma del canal y la rugosidad, como sigue: <math>z = 1.5\sqrt{n}</math>, para <math>R_h &lt; 1</math> m, y <math>z = 1.3\sqrt{n}</math>, para <math>R_h &gt; 1</math> m. El valor de <math>n</math> es el mismo que el de Manning.</p>

Tabla 2.5. Coeficiente de rugosidad en las ecuaciones de la tabla 2.4

1. Conductos cerrados parcialmente llenos	Ganguillet y Kutter $n$	Kutter $m$	Bazin $N_B$	Kozeny $N_K$
Fierro fundido nuevo.	0.012	0.20	0.06	
Fierro fundido usado.		0.25	0.12	
Fierro colado.	0.012	0.20		
Barro vitrificado nuevo.		0.25		
Barro vitrificado usado.	0.017	0.30 a 0.35		
Tubos de alcantarillado.	0.017 a 0.020	0.30 a 0.35		
Túneles de concreto pulido.	0.011 a 0.013	0.20 a 0.25	0.22	
2. Canales abiertos	Ganguillet y Kutter $n$	Kutter $m$	Bazin $N_B$	Kozeny $N_K$
Madera cepillada.	0.010	0.15 a 0.20	0.06	
Madera de acabado rugoso.		0.30 a 0.35		
Mampostería de ladrillo bien acabada.	0.013	0.25	0.16	70 a 76
Cemento pulido.		0.20 a 0.25	0.10 a 0.16	84 a 90
Concreto pulido.	0.012	0.20	0.11 a 0.22	
Concreto rugoso.	0.017	0.65	0.45	58 a 62
Piedra brasa bien acabada.	0.017	0.65	0.46	60 a 70
En tierra, arroyos y ríos.	0.025	1.75	1.4 a 1.6	
En tierra con material grueso y plantas.	0.035	2.0 a 2.5	1.75	
Con cantos rodados.	0.04 a 0.5	3.5 a 5.0	hasta 3.5	
Con gran rugosidad de fondo y maleza rúpida.	hasta 0.9			
Roca acomodada.				36 a 50
Roca a volteo.				28 a 36
Grava {	gruesa (10 a 15 cm).			32 a 38
	media (5 a 10 cm).			38 a 42
	fin (2 a 3 cm).			42 a 46
Cantos rodados (15 a 20 cm).				28 a 32

Tabla 2.6a. Valores del coeficiente  $n$  en la ecuación de Manning, según Chow (referencia 15)

Conductos cerrados operando parcialmente llenos.

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
<b>A. Metales:</b>			
a) Latón, liso.	0.009	<u>0.010</u>	0.013
b) Acero:			
1. Con bridas y soldado.	0.010	0.012	0.014
2. Remachado y espiral.	0.013	0.016	0.017
c) Hierro fundido:			
1. Con recubrimiento superficial.	0.010	0.013	0.014
2. Sin recubrimiento.	0.011	0.014	0.016
d) Hierro forjado:			
1. Negro.	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado.	0.013	0.016	0.017
e) Metal corrugado:			
1. Subdren.	0.017	0.019	0.021
2. Dren pluvial.	0.021	<u>0.024</u>	0.030
<b>B. No metales:</b>			
a) Acrílico.	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio.	0.009	<u>0.010</u>	0.013
c) Cemento:			
1. Pulido.	0.010	0.011	0.013
2. En mortero.	0.011	0.013	0.015
d) Concreto:			
1. Alcantarilla recta y libre de azolve.	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algunos azolvamientos.	0.011	<u>0.013</u>	0.014
3. Terminado.	0.011	<u>0.012</u>	0.014
4. Alcantarilla recta, con pozos de visita, entradas, etc.	0.013	<u>0.015</u>	0.017
5. Colado en molde de acero, sin acabado.	0.012	0.013	0.014
6. Colado en molde de madera, sin acabado.	0.012	<u>0.014</u>	0.016
7. Colado en molde de madera rugosa, sin acabado.	0.015	0.017	0.020
e) Madera:			
1. Machihembrada.	0.010	0.012	0.014
2. Laminada y tratada.	0.015	0.017	0.020
f) Arcilla:			
1. Tubos de barro cocido, común.	0.011	<u>0.013</u>	0.017
2. Tubos de albañal vitrificado.	0.011	0.014	0.017
3. Tubos de albañal vitrificado para drenes, con pozos de visita, accesos, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Tubo vitrificado para subdrenes, con juntas abiertas.	0.014	0.016	0.018
g) Mampostería de ladrillo:			
1. De vitricota.	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento.	0.012	0.015	0.017
h) Alcantarillado sanitario, cubierto de lama de desechos, con curvas y conexiones.	0.012	0.013	0.016
i) Drenaje con fondo liso, pavimentado en el fondo.	0.016	0.019	0.020
j) Mampostería de piedra pequeña cementada en las juntas.	0.018	0.025	0.030

Tabla 2.6b. Valores del coeficiente  $n$  en la ecuación de Manning. Canales recubiertos o revestidos, según Chow (referencia 15)

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
<b>A. Metal:</b>			
a) Superficie de acero, lisa:			
1. No pintada.	0.011	<u>0.012</u>	0.014
2. Pintada.	0.012	0.013	0.017
b) Corrugado.	0.021	0.025	0.030
<b>B. No metal:</b>			
a) Cemento:			
1. Superficie lisa.	0.010	0.011	0.013
2. En mortero.	0.011	0.013	0.015
b) Madera:			
1. Cepillada, no tratada.	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada.	0.011	0.012	0.015
3. No cepillada.	0.011	0.013	0.015
4. Entablada con listones.	0.012	0.015	0.018
5. Cubierta de papel impermeable.	0.010	0.014	0.017
c) Concreto:			
1. Acabado con llana metálica.	0.011	<u>0.013</u>	0.015
2. Acabado con llana de madera.	0.013	0.015	0.016
3. Acabado, con grava en el fondo.	0.015	0.017	0.020
4. Sin acabado.	0.014	0.017	0.020
5. Guniteado, buena sección.	0.016	0.019	0.023
6. Guniteado, sección ondulada.	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada.	0.017	0.020	
8. Sobre roca de excavado irregular.	0.022	0.027	
d) Fondo de concreto acabado con llana, bordos de:			
1. Piedra acomodada sobre mortero.	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería de piedra mal acomodada sobre mortero.	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra pequeña, cementada y revocada.	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra pequeña cementada.	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería seca de piedra pequeña, o zampeado.	0.020	0.030	0.035
e) Fondo de grava con taludes de:			
1. Concreto colado en moldes.	0.017	0.020	0.025
2. Piedra mal acomodada en mortero.	0.020	0.023	0.026
3. Mampostería seca de piedra pequeña, o zampeado	0.023	0.033	0.036
f) Ladrillo:			
1. Vitricota.	0.011	<u>0.013</u>	0.015
2. Con mortero de cemento.	0.012	<u>0.015</u>	0.018
g) Mampostería de piedra:			
1. Pequeña, cementada.	0.017	0.025	0.030
2. Pequeña, seca.	0.023	0.032	0.035
h) Piedra labrada.			
1. Piedra labrada.	0.013	0.015	0.017
i) Asfalto:			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso.	0.016	0.016	
j) Cubierta vegetal.			
1. Cubierta vegetal.	0.030		0.500
k) Suelo-cemento.			
1. Suelo-cemento.	0.015	0.016	0.017

Tabla 2.6c. Valores del coeficiente  $n$  en la ecuación de Manning. Canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo, según Chow (referencia 15)

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
a) Tierra, recto y uniforme:			
1. Limpio, recientemente terminado.	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de intemperizado.	0.018	<u>0.022</u>	0.025
3. Grava, sección uniforme y limpia.	0.022	0.025	0.030
4. Con poco pasto y poca hierba.	0.022	0.027	0.033
b) Tierra, sinuoso, flujo con poca velocidad:			
1. Sin vegetación.	0.023	0.025	0.030
2. Pasto, algo de hierba.	0.025	0.030	0.033
3. Hierba densa o plantas acuáticas en canales profundos.	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y mampostería en los bordos.	0.028	0.030	0.035
5. Fondo rocoso y hierba en los bordos.	0.025	0.035	0.040
6. Fondo empedrado y bordos limpios.	0.030	0.040	0.050
c) Excavado o dragado en línea recta:			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Pocos arbustos en los bordos.	0.035	0.050	0.060
d) Cortado en roca:			
1. Liso y uniforme.	0.025	0.035	0.040
2. Con salientes agudas e irregulares.	0.035	0.040	0.050
e) Canales abandonados, hierbas y arbustos sin cortar:			
1. Hierba densa, tan alta como el nivel del agua.	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en las orillas.	0.040	0.050	0.080
3. Igual al anterior, con máximo nivel del agua.	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, altos niveles del agua.	0.080	0.100	0.140

Tabla 2.6d. Valores del coeficiente  $n$  en la ecuación de Manning. Cauces naturales, según Chow (referencia 15)

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m):			
a) Corrientes en planicie:			
1. Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto.	0.025	<u>0.030</u>	0.033
2. Igual al anterior, pero más rocoso y con hierba.	0.030	0.035	0.040
3. Limpios, sinuosos, algunas irregularidades del fondo.	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, algo de hierba y rocas.	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficaces.	0.040	0.048	0.055
6. Igual que el 4, pero con más piedras.	0.045	0.050	0.060
7. Tramos irregulares con hierba y estancamientos profundos.	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con mucha hierba, estancamientos profundos, cauces de inundación con raíces y plantas subacuáticas.	0.075	0.100	0.150

Continúa

Tabla 2.6d. (continuación)

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
b) Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes, que quedan sumergidos durante las inundaciones:			
1. Fondo de grava, boleo y algunos cantos rodados.	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de boleo y grandes rocas.	0.040	0.050	0.070
B. Planicies de inundación:			
a) Pastura sin arbustos:			
1. Pasto bajo.	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto.	0.030	0.035	0.050
b) Areas de cultivo:			
1. Sin cultivo.	0.020	0.030	0.040
2. Cultivo maduro en surcos.	0.025	0.035	0.045
3. Cultivo maduro en campo.	0.030	0.040	0.050
c) Arbustos:			
1. Arbustos escasos y mucha hierba.	0.035	0.050	0.070
2. Pocos arbustos y árboles, en invierno.	0.035	0.050	0.060
3. Pocos arbustos y árboles, en verano.	0.040	0.060	0.080
4. Mediana a densa población de arbustos, en invierno.	0.045	0.070	0.110
5. Mediana a densa población de arbustos, en verano.	0.070	0.100	0.160
d) Árboles:			
1. Población densa de sauces en verano, rectos.	0.110	0.150	0.200
2. Terrenos talados con troncos muertos.	0.030	0.040	0.050
3. Igual al anterior, pero con troncos retoñados.	0.050	0.060	0.080
4. Gran concentración de madera, algunos árboles caídos, pocos de escaso crecimiento, nivel de inundación abajo de las ramas.	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero el nivel de inundación alcanza a las ramas.	0.100	0.120	0.160
C. Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30 m). El valor de $n$ es menor que en los arroyos de igual descripción, pero donde los bordos ofrecen menor resistencia:			
a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos.	0.025		0.060
b) Secciones rugosas e irregulares.	0.035		0.100

Nota: Los valores subrayados son los recomendables para diseño.

### 2.4.3 Método del SCS (Soil Conservation Service)

La selección de  $n$  significa realmente estimar la resistencia al flujo en un canal. Es frecuente que el ingeniero piense que hay un solo valor para cada rugosidad en la pared, pero en realidad  $n$  es muy variable y depende de un gran número de factores cuyo conocimiento es de gran utilidad para las diferentes condiciones de diseño. Los que ejercen mayor influencia, tanto en canales naturales como artificiales, se detallan en la referencia 17, y aquí se hace un breve resumen de ellos.

a) *Rugosidad superficial.* Queda representada por el tamaño y forma de la rugosidad en la pared y, a menudo, se considera el único factor en la selección de  $n$ . Una misma sección de un canal natural puede tener partes de rugosidad diferente, debido por lo general a la presencia de gravas gruesas en el fondo y finas en las orillas. Cuando el material en el

perímetro mojado es fino,  $n$  es pequeño y se ve poco afectado por los cambios de tirante; sin embargo, cuando está compuesto de gravas y cantos rodados,  $n$  es mayor y varía mucho con el tirante. Por ejemplo, los cantos rodados de gran tamaño comúnmente se depositan en el lecho y producen valores grandes de  $n$  con niveles bajos del agua, o viceversa.

- b) *Irregularidades del canal.* Comprenden las del perímetro mojado y las variaciones de la sección transversal en dimensiones y forma a lo largo del canal. En los ríos, dichas irregularidades son comúnmente resultado de depósitos y socavación. En general, las graduales tienen poco efecto sobre  $n$ , en cambio las bruscas tienen efectos más pronunciados que los que se esperan al considerar sólo la rugosidad superficial.
- c) *Obstrucciones.* La presencia de árboles caídos, basura, azolves y follaje en los ríos, o bien, de pilas de puente, rejillas, etc., en los canales artificiales, tiende a incrementar a  $n$  en una cantidad que depende del tamaño, forma, número y distribución de las obstrucciones.
- d) *Vegetación.* Se considera como rugosidad superficial que reduce también la capacidad del canal, retarda el flujo e incrementa a  $n$ . Su acción depende del nivel de agua, tipo de vegetación, altura, densidad, distribución, etc., y es determinante en el diseño de pequeños canales de drenaje.
- e) *Sinuosidad.* Las curvas de gran radio y poco frecuentes en la dirección del flujo, esto es, poco meandro, proporcionan incrementos de  $n$  relativamente pequeños, mientras que un meandro mayor, con curvas de radio pequeño, lo incrementa. Scobey sugiere que  $n$  aumente en 0.001 por cada 20° de deflexión en la curva.
- f) *Sedimentación y socavación.* En general, la sedimentación activa cambia de un canal muy irregular a otro relativamente uniforme y puede reducir a  $n$ , mientras que la socavación produce lo contrario, esto es, modifica las irregularidades y la rugosidad superficial del canal. Urquhart (1976) observó que es importante que dichos procesos sean activos o que lleguen a serlo en el futuro.
- g) *Tirante y caudal.* En la mayoría de los canales  $n$  disminuye al aumentar el tirante y el caudal. Cuando el tirante disminuye, emergen las irregularidades de la pared y tienen un efecto más pronunciado. Sin embargo, los incrementos de tirante, íntimamente relacionados con los del caudal, aumentan a  $n$  si las márgenes son rugosas, cubiertas de pasto o de arbustos, o si el nivel se incrementa lo suficiente para cubrir planicies de inundación. Puede decirse que el coeficiente  $n$  varía con el tirante que sumerge o no a las rugosidades, debiendo calcularse a partir de un valor compuesto equivalente.

Con el fin de tomar en cuenta los diferentes elementos que influyen en el coeficiente de Manning, Cowan (referencia 15) desarrolló una ecuación para estimar a  $n$ , que es

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_s \quad (2.26)$$

Tabla 2.7. Factores correctivos de  $n$  (ecuación 2:26), según el *Soil Conservation Service* (referencia 17)

Condiciones del cauce o canal	Valor del coeficiente
1. Características del canal:	$n_0$
a) En tierra.	0.02
b) Cortados en roca.	0.025
c) En grava fina.	0.024
d) En grava gruesa.	0.028
2. Grado de irregularidad:	$n_1$
a) Fronteras lisas. Lo mejor que se obtiene para los materiales que se utilizan.	0
b) Irregularidades menores. Por ejemplo, canal bien dragado o excavado, o ligeramente socavado en las orillas, o canales de drenaje.	0.005
c) Irregularidades moderadas. Canal mal dragado o excavado. Ligera socavación en las márgenes.	0.01
d) Muy irregular. Salientes o entrantes continuas del mismo orden de magnitud que el tirante. Erosiones muy irregulares en las márgenes.	0.02
3. Variaciones de la sección transversal en forma y tamaño:	$n_2$
a) Graduales.	0
b) Secciones grandes y pequeñas alternadas ocasionalmente. Se alternan secciones amplias y estrechas por cambio de forma o del ancho de la plantilla, causando desviación ocasional desde el cauce principal a ambos lados.	0.005
c) Secciones grandes y pequeñas alternadas frecuentemente o bien cambios de forma que causan desviación ocasional desde el cauce principal a ambos lados.	0.01 a 0.015
4. Obstrucciones al área hidráulica debidas a grandes rocas troncos, depósitos de desperdicios o de rocas (conviene hacer mediciones directas en tramos representativos):	$n_3$
a) Sin obstrucción.	0
b) Menores.	0.01 a 0.015
c) Apreciables.	0.02 a 0.03
d) Severas.	0.04 a 0.06
5. Cantidad y tipo de vegetación (conviene hacer mediciones directas):	$n_4$
a) Poca densidad. Márgenes cubiertas de pasto o hierbas. Tirante 2 a 3 veces mayor que la altura de la vegetación.	0.005 a 0.1
b) Moderada. Matorral o pastos. El tirante de agua es de 2 a 3 veces mayor que la altura media de la vegetación. Troncos delgados sin hojas.	0.01 a 0.25
c) Densa. Igual a la anterior pero con tirantes similares a la altura de la vegetación. Arbustos.	0.025 a 0.05
d) Muy densa. Los tirantes son del orden de la mitad de la altura de la vegetación.	0.05 a 0.1

Continúa



Tabla 2.7. (continuación)

Condiciones del cauce o canal	Valor del coeficiente
6. Grado de sinuosidad. Se define como el cociente $s$ de la distancia entre dos puntos siguiendo el eje del cauce y la distancia en la línea recta entre los mismos puntos. Puede ser:	$m_s$
a) Menor, si $s < 1.2$ ;	1.0
b) Apreciable, si $1.2 \leq s < 1.5$ ;	1.15
c) Severo, si $s \geq 1.5$ .	1.3
James (referencia 18), en 1994, propuso que:	
$m_s = 0.43 s + 0.57$ , si $s < 1.7$ ;	
$m_s = 1.3$ , si $s \geq 1.7$ ;	
a fin de eliminar las discontinuidades en los límites de los intervalos de $s$ considerados por el SCS.	

Una de las primeras ecuaciones experimentales se debe a Strickler (referencia 13, 1923), quien obtuvo la ecuación 2.19 para determinar el coeficiente  $n$  de Manning en función de la rugosidad  $k_s$  del canal.

Quando se trata de canales excavados en material no cohesivo, se acostumbra sustituir  $k_s$  en la ecuación de Williamson (referencia 14) por el diámetro  $d_{75}$  del canal, en mm, de manera que la ecuación 2.22 se expresa en la forma

$$n = 0.0119 d_{75}^{1/6} \quad (2.28)$$

Henderson (referencia 1) indicó que los resultados de Strickler se obtuvieron de experimentos en ríos de fondo plano, es decir, sin ondulaciones, constituidos por un lecho de grava, y que por tratarse de un material no cohesivo, la rugosidad  $k_s$  podría sustituirse por el diámetro medio  $d_m$  del material. La ecuación publicada por Henderson, en 1966, atribuida a Strickler, fue

$$n = 0.034 d_m^{1/6} \quad (2.29a)$$

sin especificar las dimensiones de  $d_m$ . Suponiendo que éstas fueran en pies, como sugiere Chow, la conversión correspondiente con  $d_m$  en mm sería

$$n = 0.0132 d_m^{1/6} \quad (2.29b)$$

que difiere de la ecuación 2.19c si  $k_s$  coincide con  $d_m$ .

Asimismo, el valor de  $x$  en la ecuación 2.41 resulta

$$x = \frac{1.18}{0.85} = 1.388$$

Por lo tanto, de la ecuación 2.41 se obtiene

$$n = \frac{(1.388 - 1) (2.41)^{1/6}}{5.546 (1.388 + 0.957)} = 0.0346$$

### 2.4.6 Coeficiente $n$ equivalente

En ocasiones, la sección puede tener partes del perímetro mojado con rugosidades distintas, lo que trae como consecuencia diferentes valores de  $n$  para cada una. En este caso, para seguir aplicando la ecuación de Manning, es necesario calcular un valor  $n_e$  equivalente y representativo de todo el perímetro mojado, y para ello existen diferentes criterios.

Se puede suponer que cada parte  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  del perímetro mojado, con coeficientes  $n_1, n_2, n_3, \dots, n_n$ , define subsecciones de área hidráulica  $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ , mediante las verticales que se indican en la figura 2.6.

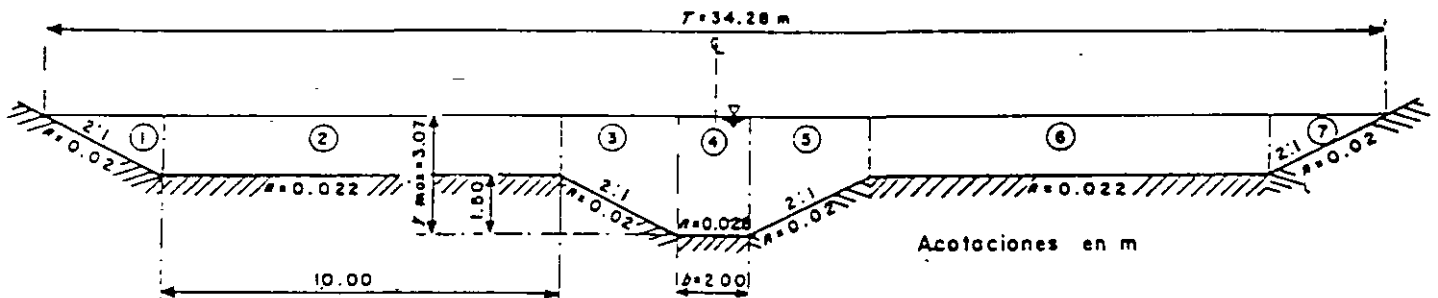


Figura 2.6. Sección del canal del ejemplo 2.4

Horton (referencia 26), en 1933, y Einstein (referencia 27), en 1934, supusieron que en cada subsección hay la misma velocidad media que en la sección completa, esto es,  $V_1 = V_2 = V_3 = \dots = V_n = V$ , y que entonces el coeficiente de Manning equivalente se obtiene de la ecuación

$$n_e = \left[ \frac{\sum (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} = \left[ \frac{P_1 n_1^{1.5} + P_2 n_2^{1.5} + \dots + P_n n_n^{1.5}}{P} \right]^{2/3} \quad (2.42)$$

Mühlhofer (referencia 28), en 1933, y Einstein y Banks (referencia 29), en 1951, consideraron que la fuerza total resistente al flujo es igual a la suma de las fuerzas desarrolladas sobre cada parte del perímetro, obteniendo

$$n_e = \left[ \frac{\Sigma (P_i n_i^2)}{P} \right]^{1/2} = \left[ \frac{P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \dots + P_n n_n^2}{P} \right]^{1/2} \quad (2.43)$$

Lotter (referencia 30), en 1933, asumió que el gasto total es la suma de los gastos de cada parte del área, y que

$$n_e = \frac{P R_h^{5/3}}{\Sigma \left[ \frac{P_i R_{hi}^{5/3}}{n_i} \right]} = \frac{P R_h^{5/3}}{\frac{P_1 R_{h1}^{5/3}}{n_1} + \frac{P_2 R_{h2}^{5/3}}{n_2} + \dots + \frac{P_n R_{hn}^{5/3}}{n_n}} \quad (2.44)$$

donde  $R_{h1}$ ,  $R_{h2}$ , ...,  $R_{hn}$  son los radios hidráulicos de las subsecciones y  $R_h$  el de toda la sección.

Krishnamurthy y Christensen (referencia 31), en 1972, supusieron una distribución logarítmica de la velocidad y derivaron la siguiente ecuación:

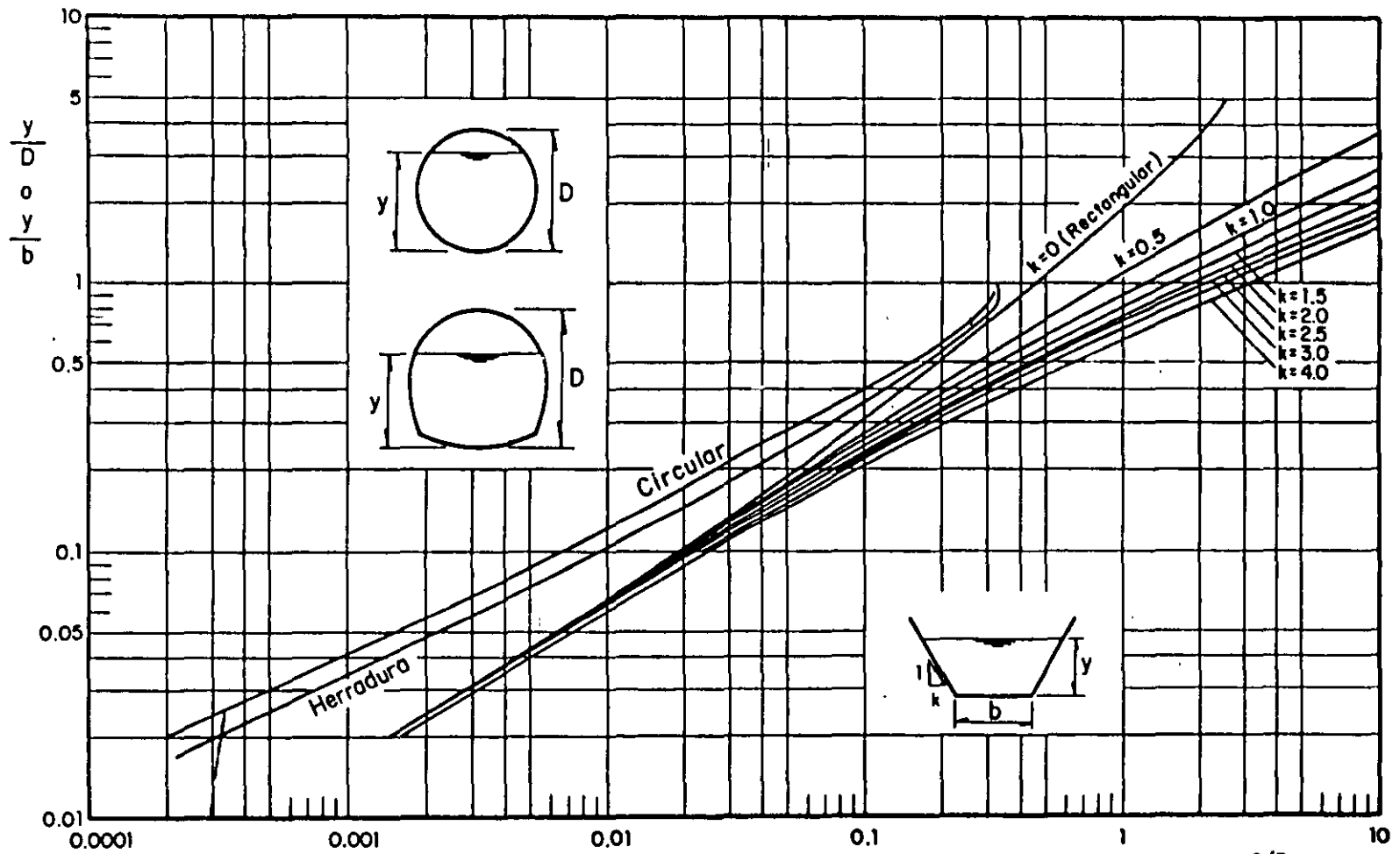
$$\ln n_e = \frac{\Sigma P_i y_i^{3/2} \ln n_i}{\Sigma P_i y_i^{3/2}}$$

$$\ln n_e = \frac{P_1 y_1^{3/2} \ln n_1 + P_2 y_2^{3/2} \ln n_2 + \dots + P_n y_n^{3/2} \ln n_n}{P_1 y_1^{3/2} + P_2 y_2^{3/2} + \dots + P_n y_n^{3/2}} \quad (2.45)$$

donde  $y_i$  es el tirante al centro de la subsección  $i$ .

Motayed y Krishnamurthy (referencia 32), en 1980, utilizaron los datos de 36 secciones en canales naturales obtenidos por la entidad *U.S. Geological Survey* y demostraron que la rugosidad equivalente calculada mediante la ecuación 2.42, de Horton y Einstein, proporciona el error mínimo de las cuatro ecuaciones mencionadas para el cálculo de  $n_e$ .

Otros métodos, como el de Cox (1973) y el de Colebatch (1973), utilizan expresiones más sencillas para calcular  $n_e$ , pero es necesario determinar las áreas de las subsecciones de manera más elaborada sin aumentar la precisión del resultado. Pueden consultarse en la referencia 33.



nota: cambiar D por b para sección trapecial

$$\frac{Q_n}{S^{1/2} D^{8/3}} = \frac{A R^{2/3}}{D^{8/3}}$$

FIG. III.2 Curvas para la determinación del tirante normal

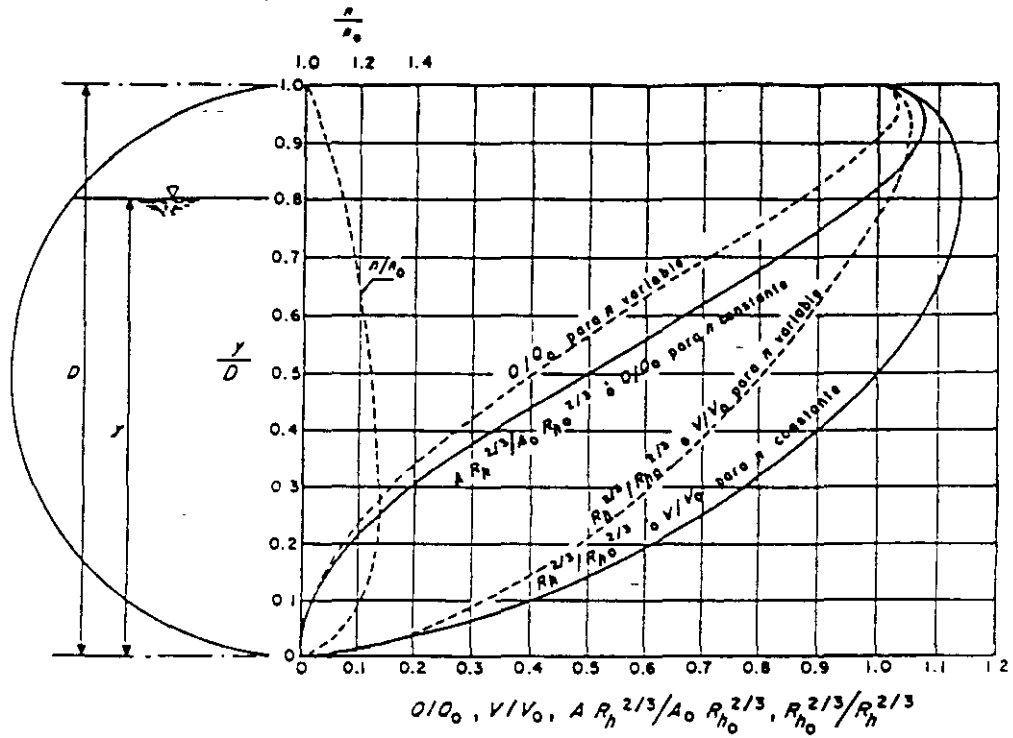


Figura 2.11. Características del flujo en un conducto circular parcialmente lleno, según la ecuación de Manning y los resultados de Camp (referencia 34). El subíndice 0 indica condición de lleno total

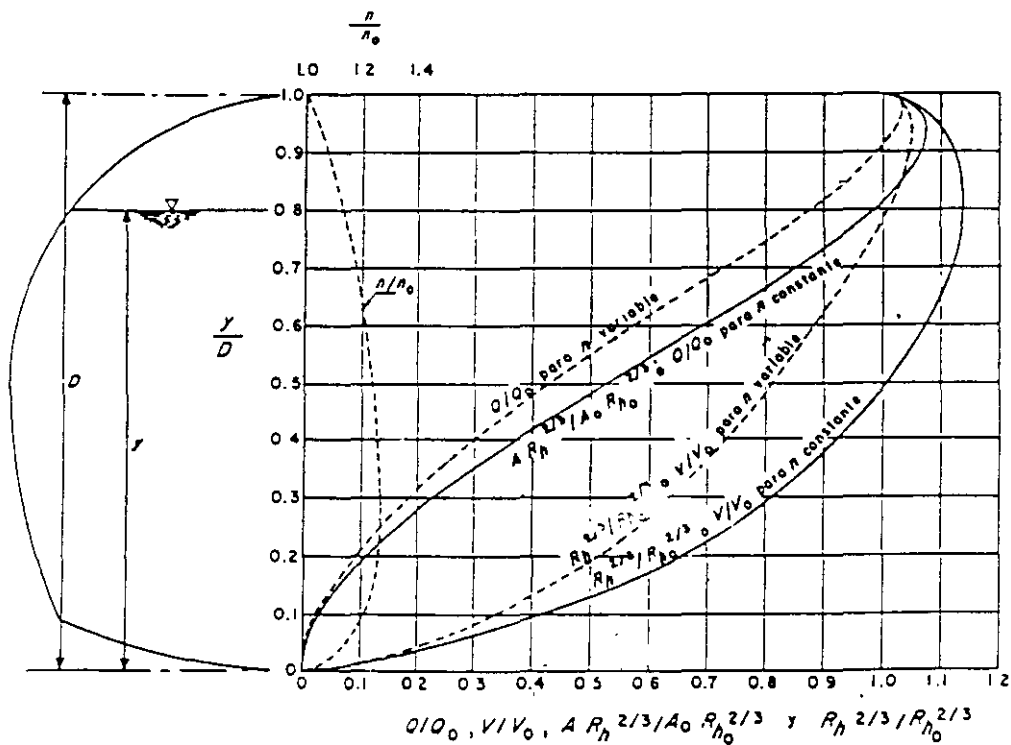


Figura 2.12. Características del flujo en un conducto herradura parcialmente lleno, según la ecuación de Manning. Las curvas para  $n$  variable se calcularon aceptando la misma variación  $n/n_0$  de un conducto circular. El subíndice 0 indica condición de lleno total

**Ejemplo 2.16.** El material en que se excava en el canal del ejemplo 2.14 resiste una velocidad máxima de 1.12 m/s con tirantes superiores a 0.91 m, siendo el coeficiente de Manning  $n = 0.025$ . El mismo caudal de 50 m<sup>3</sup>/s se desea conducir, pero con pendiente de 0.000336. Obtener las dimensiones de la sección dejando un libre bordo de 30 por ciento del tirante.

**Solución.** De la ecuación de Manning se debe cumplir

$$A R_h^{2/3} = \frac{0.025 (50)}{\sqrt{0.000336}} = 68.193$$

El procedimiento de cálculo consiste en suponer anchos de plantilla y con ellos determinar el tirante necesario que satisfaga la ecuación anterior así como la velocidad del flujo, de modo que ésta sea menor que la permisible. La solución de menor área sería, en principio, la más económica.

A continuación se presenta un resumen de los cálculos donde se observa que con 15 m de ancho y 2.401 m de tirante se obtiene una solución adecuada. El libre bordo sería de 0.72 m.

$b$ en m	$\frac{A R_h^{2/3}}{b^{2/3}}$	$\frac{y}{b}$	$y$ en m	$A$ en m <sup>2</sup>	$P$ en m	$R_h$ en m	$A R_h^{2/3}$	$V$ en m/s
14	0.06	0.177	2.48	43.946	22.942	1.916	67.781	1.132
			2.489	44.139	22.974	1.921	<u>68.214</u>	
15	0.05	0.16	2.40	44.640	23.653	1.887	68.173	1.12
			2.401	44.662	23.657	1.888	<u>68.222</u>	
16	0.048	0.145	2.32	45.194	24.365	1.855	<u>68.226</u>	1.106

Con las dimensiones elegidas y  $g\rho = 9810 \text{ N/m}^3$ , el esfuerzo tangencial medio que produce el flujo se obtiene de la ecuación 2.1 y vale

$$\tau_0 = 9810 (1.888) (0.000336) = 6.223 \text{ N/m}^2$$

el cual debe compararse con el permisible.

## 2.9 CANALES DE SECCIÓN COMPUESTA

En ocasiones la sección de un canal puede estar compuesta de varias subsecciones de forma y rugosidad distinta. Por ejemplo, la de un canal aluvial o la de rectificación de un río en una ciudad, ambos expuestos a fluctuaciones importantes del caudal, comúnmente consiste de un cauce principal, por lo general menos rugoso, más profundo y de velocidad media mayor, y los laterales (figura 2.16), donde la velocidad media es menor y a veces, con rugosidad más grande.

Estas diferencias no son tomadas en cuenta si el análisis se realiza por el camino que hasta aquí se ha seguido, ya que realmente se trata de varios canales de características distintas que sólo tienen en común la misma pendiente.

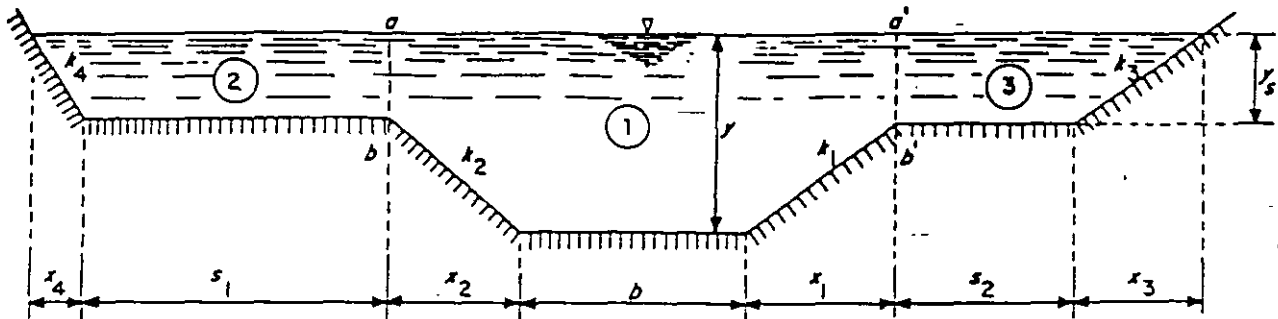


Figura 2.16. Canal de sección compuesta

La experiencia en campo y laboratorio obtenida por Posey (referencia 42), en 1967, indica que es posible calcular dicha sección por el camino usual cuando  $y \geq 0.5 y$ , esto es, tratar el flujo uniforme en el canal con base en una sección sencilla, con el valor total de  $A$ , de  $P$ , de  $R_h$  y del coeficiente de Manning equivalente (sección 2.4.6) para el tirante normal y que se establecería.

Cuando  $y < 0.5 y$ , se acusa una fuerza de fricción en los canales laterales distinta de la del canal central, por lo que es necesario dividir la sección en varias subsecciones, como las que se indican en la figura 2.16, esto es, tratarlo como de sección compuesta, considerando que:

$A_1$  área de la parte central, limitada por plantilla, taludes y las líneas  $ab$  y  $a'b'$ ;

$A_2$  al área de la parte izquierda, hasta la línea  $ab$  ;

$A_3$  al área de la parte derecha, hasta la línea  $a'b'$ .

Según Posey, el perímetro mojado de la parte central de la sección debe incluir a las líneas  $ab$  y  $a'b'$ , debido a que el esfuerzo tangencial sobre ellas no es cero, pero dichas líneas no tienen que afectar al perímetro de las partes laterales; esto es, no deben incluirse en el perímetro mojado de dichas partes. Esto no ha sido demostrado lo suficiente, por lo que la mayoría de los autores no consideran el perímetro dado por las líneas  $ab$  y  $a'b'$ , ni en el perímetro mojado de la parte central ni en el de las laterales. Por ello queda a criterio del lector el camino que quiera seguir.

El cálculo de la sección compuesta se realiza aplicando por separado la ecuación de Manning para cada subsección, obteniendo la velocidad media en dicha sección y el gasto correspondiente. La suma de estos gastos proporciona el total.

Si  $A_1, A_2, \dots, A_n$  representan las áreas de cada subsección, de la ecuación 2.46 las velocidades medias respectivas son

$$V_1 = \frac{K_1}{A_1} S^{1/2}$$

$$V_2 = \frac{K_2}{A_2} S^{1/2}$$

$$V_n = \frac{K_n}{A_n} S^{1/2}$$

El gasto total es

$$Q = VA = \sum (V_i A_i)$$

pero siendo  $S$  la misma para todas las subsecciones resulta

$$Q = (\sum K_i) S^{1/2} \quad (2.72)$$

y la velocidad media en la sección

$$V = \frac{\sum K_i}{\sum A_i} S^{1/2} = \frac{\sum K_i}{A} S^{1/2}$$

$$K_i = \frac{A_i R_{hi}^{2/3}}{n_i}$$

$$V_i = \frac{K_i}{A_i} \sqrt{S_0}$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  de distribución de la velocidad en la sección total se calculan a partir de la velocidad media en cada subsección. En efecto, considerando incrementos de área  $\Delta A = A_i$ , de su definición (ecuación 1.16a) y el resultado anterior, se tiene

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{A} \iint_A \frac{v^3}{V^3} dA = \frac{1}{A} \frac{\sum (\alpha_i K_i^3 / A_i^3)}{[(\sum K_i) / A]^3} = \frac{1}{A} \frac{\sum (\alpha_i \frac{K_i}{A_i} \sqrt{S_0})^3 A_i}{\left[ \frac{\sum K_i \sqrt{S_0}}{A} \right]^3} \\ &= \frac{1}{A} \frac{\sum (\alpha_i \frac{K_i^3}{A_i^3})}{\left[ \frac{\sum K_i}{A} \right]^3} = A \frac{\sum \alpha_i K_i^3 / A_i^3}{(\sum K_i)^3} \quad (2.73) \end{aligned}$$

En la misma forma, de la ecuación 1.16b se obtiene

$$\beta = \frac{1}{A} \iint_A \frac{v^2}{V^2} dA = A \frac{\sum (\beta_i K_i^2 / A_i)}{(\sum K_i)^2} \quad (2.74)$$



*ENERGÍA ESPECÍFICA.*

**APÉNDICE B****ENERGÍA ESPECÍFICA Y RÉGIMEN CRÍTICO**

La ecuación de la energía permite resolver con relativa facilidad problemas de flujo a superficie libre en canales donde se conocen las características geométricas e hidráulicas que gobiernan el movimiento de un fluido.

La energía específica ( $E$ ) en la sección de un canal se define como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección en estudio, medida desde el fondo del canal (plantilla), siendo está

$$E = y \cos^2 \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (B.1)$$

En la figura B.1, se representan los términos que intervienen en la energía específica

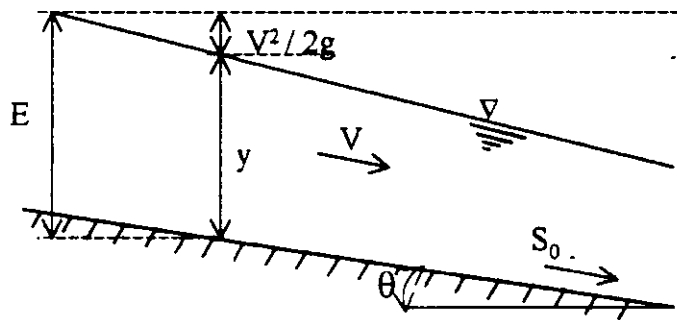


Figura B.1. Energía específica en una sección determinada de un canal con pendiente pequeña ( $\theta \leq 10^\circ$ )

donde

$y$  .- tirante medido verticalmente en la sección de interés, en m

$\theta$  .- ángulo en grados, que forma la plantilla del canal respecto de la horizontal

En caso de que  $\theta$  sea pequeño ( $\leq 10^\circ$ ), entonces  $\cos^2\theta \approx 1$ , si además se considera  $\alpha = 1$ , entonces la energía específica en una sección determinada será

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (B.2)$$

De la definición de gasto, la velocidad media es  $V = Q/A$ , sustituyendo en la ecuación B.2 resulta

$$E = y + \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (B.3)$$

Si se acepta que el gasto ( $Q$ ) es constante y para una geometría de canal determinada, el área ( $A$ ) será función únicamente del tirante ( $y$ ), y por lo tanto la energía específica será también una función exclusivamente del tirante. La figura B.2 representa gráficamente la ecuación (B.3).

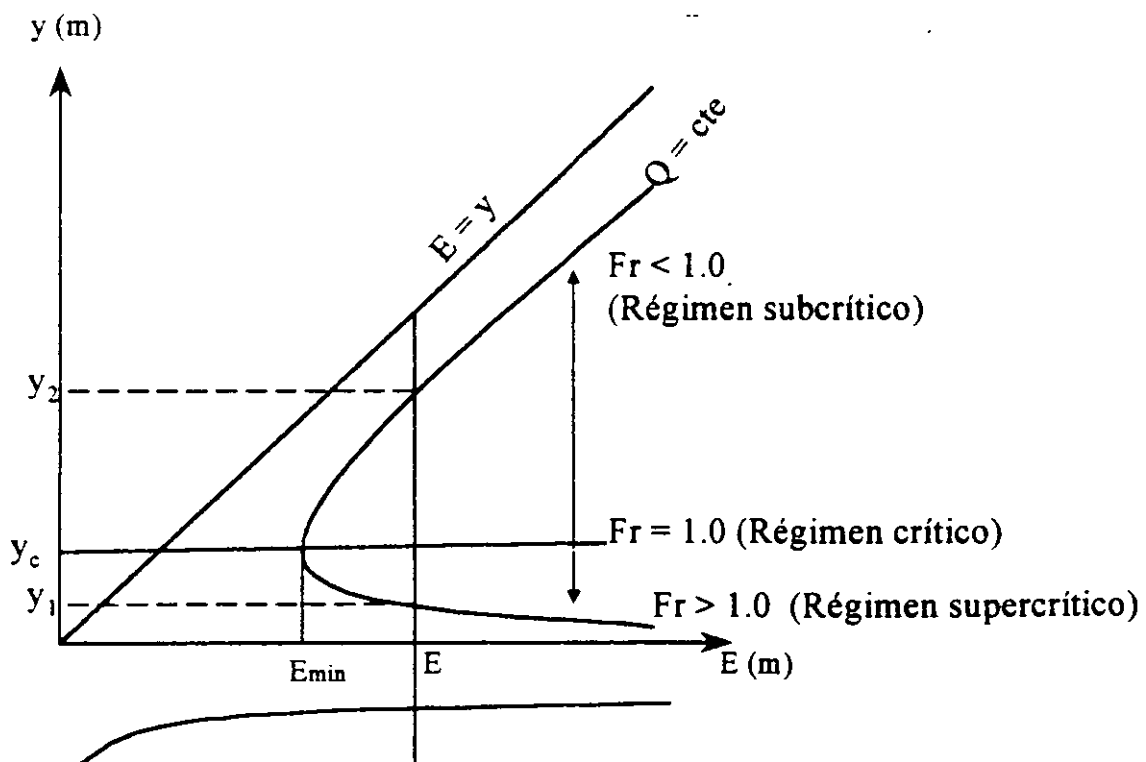


Figura B.2. Curva de energía específica vs tirante (E-y) para Q = constante donde

$y_1$  .- tirante alterno menor, en m

$y_2$  .- tirante alterno mayor, en m

$y_c$  .- tirante crítico, en m

$E_{min}$  .- energía específica mínima, en m

Para obtener el mínimo valor de la energía específica ( $E_{min}$ ), la ecuación (B.3) se puede derivar con respecto al tirante ( $y$ ) e igualar a cero, al valor tirante asociado a esta condición se le conoce como tirante crítico ( $y_c$ ), de esta forma

$$\frac{dE}{dy} = \frac{d}{dy} \left( y + \frac{Q^2}{2g} A^{-2} \right)$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{2g} (2 A^{-3} \frac{dA}{dy}) = 0$$

se sabe que

$$\frac{dA}{dy} = T$$

por lo tanto

$$1 = \frac{Q^2}{g} \frac{T}{A^3} \quad (B.4)$$

finalmente

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad (B.5)$$

La ecuación (B.5) representa la condición general de estado crítico para cualquier forma geométrica del canal, los subíndices  $c$  significan las características hidráulicas críticas de la sección (régimen crítico).

Asimismo, la ecuación (B.4) se puede expresar como

$$1 = \frac{Q^2}{A^2 g} \frac{T}{A} = \frac{V^2}{g Y} \quad (B.6)$$

donde  $T/A = 1/Y$  (siendo  $Y$  el tirante hidráulico o medio)

Por otro lado

$$Fr^2 = \frac{V^2}{g Y}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g Y}}$$

y considerando la ecuación (B.6), finalmente se tiene  $Fr = 1$ . En el estado crítico el número de Froude ( $Fr$ ) es igual a uno, asimismo, cuando  $Fr < 1$  se tendrá régimen subcrítico o lento y para  $Fr > 1$ , se presentará régimen supercrítico o rápido.

Al igual que el tirante normal, el tirante crítico se puede calcular empleando el método de Newton-Raphson basado en el siguiente procedimiento.

De la ecuación (B.5), se define la función  $G$  como

$$G = \frac{A_c^3}{T_c} - \frac{Q^2}{g} \quad (B.7)$$

Para aplicar el método numérico de Newton Raphson, será necesario determinar la derivada de la función G, respecto de y

$$G' = \frac{dG}{dy} = 3 A_c^2 - \frac{A_c^3}{T_c^2} \frac{dT}{dy} \quad (B.8)$$

De acuerdo a la figura B.2, las características geométricas para una sección trapezoidal serán

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

$$T = b + 2 k y$$

$$\frac{dT}{dy} = 2 k$$

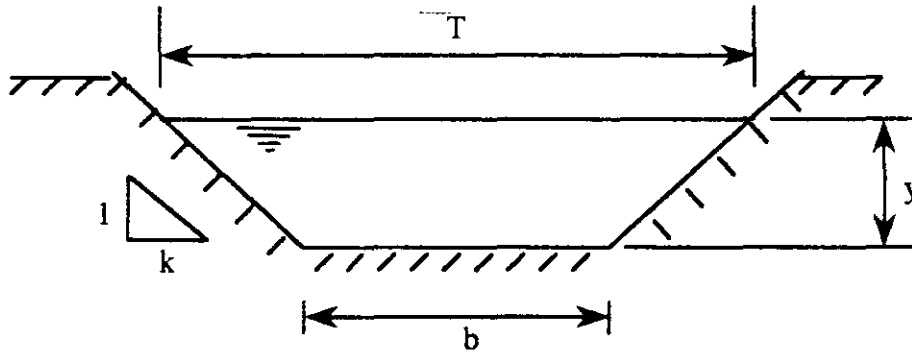


Figura b.3. Geometría de una sección trapezoidal

Finalmente

$$y_{c,i+1} = y_i - \left( \frac{G}{G'} \right)_i \quad (B.9)$$

donde:

$y_{ci+1}$  .- es el tirante en la iteración  $i+1$

$y_{ci}$  .- es el tirante en la iteración  $i$

Para llevar a cabo lo anterior se propone la siguiente tabla de cálculo

$y_i$ (m)	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$T_i$ (m)	$G_i$	$G_i'$	$(G/G')_i$	$y_{i+1}$ (m)

Al igual que para el cálculo del tirante normal, la precisión que puede emplearse para la determinación del tirante crítico será criterio del proyectista.

siendo  $dT/dy$  la variación del ancho de la superficie libre con respecto al tirante. En las tablas 1.1 y 1.2 se encuentran las expresiones de  $dT/dy$ , correspondientes a las distintas formas de sección.

La energía específica mínima se calcula directamente de la ecuación 3.6.

### 3.5.2 Tirante crítico y gasto

El segundo problema consiste en calcular el tirante crítico y el gasto cuando se conoce la geometría de la sección y la energía específica mínima  $E_c$ . La convergencia de las iteraciones sigue siendo a través de la ecuación 3.13, pero ahora, de acuerdo con la 3.6a, las funciones son:

$$G = y + \frac{1}{2} \frac{A}{T} - \frac{E_c}{\cos \theta} \quad (3.16)$$

$$G' = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \frac{A}{T^2} \frac{dT}{dy} \quad (3.17)$$

con las mismas aclaraciones de antes para  $dT/dy$ .

Una vez conocido el tirante crítico, el gasto se calcula de la ecuación 3.4b.

### 3.5.3 Soluciones directas

Para las secciones más comunes en canales artificiales se han desarrollado ecuaciones más sencillas, o bien diagramas que permiten la solución directa de los problemas anteriores. A continuación se exponen los desarrollos donde se introdujo  $g' = g \cos \theta / \alpha$ , constante.

#### a) Sección rectangular

Para el ancho  $b$ , la ecuación 3.4b resulta

$$\frac{Q}{\sqrt{g'}} = \frac{b^{3/2} y_c^{3/2}}{b^{1/2}}$$

y al hacer  $q = Q/b$ , el tirante crítico es

$$y_c = \left[ \frac{q^2}{g'} \right]^{1/3} \quad (3.18)$$

lo que permite su cálculo directo.



Para la sección circular, Straub, en 1982, propuso una ecuación semiempírica para el tirante crítico

$$y_c = \frac{\sqrt{Q}}{(g'D)^{0.25}} \quad (3.32)$$

válida cuando:  $0.02 \leq \frac{y_c}{D} \leq 0.85$

De manera semejante al canal trapecial se puede derivar una ecuación del tipo

$$\frac{E_c}{D \cos \theta} = F \left[ \frac{y_c}{D} \right]$$

con la que se obtiene la energía específica mínima en un canal circular o herradura cuando se conoce el tirante crítico. En la figura 3.12 se muestran las curvas que representan la ecuación anterior para ambas secciones. A partir de ellas se obtiene el gasto en el canal con las otras curvas, una vez conocida la relación  $y_c/D$ . En las tablas 2.8 y 2.9 se encuentran también los mismos valores:-

Ecuaciones como la 3.32, o la misma figura 3.12, muestran que cuando  $y_c = D$ ,  $Q = \infty$ , toda vez que en la ecuación general 3.4b,  $T_c = 0$ . Ésta es una propiedad general de todos los conductos abovedados, en los que el tirante crítico de cualquier gasto, por grande que éste sea y pequeño aquél, es menor que la altura total del conducto.

#### d) Sección triangular

Con talud  $k$  en las orillas, se hace  $b = 0$  en la ecuación 3.20a y se obtiene

$$\frac{Q}{\sqrt{g'}} = \left[ \frac{k^3 y_c^6}{2 k y_c} \right]^{1/2} = \left[ \frac{k^2 y_c^5}{2} \right]^{1/2} \quad (3.33a)$$

Al despejar resulta

$$y_c = \left[ \frac{2 Q^2}{g' k^2} \right]^{1/5} \quad (3.33b)$$

que permite el cálculo directo del tirante crítico.

Sustituyendo  $A_c/T_c = y_c/2$  (de la tabla 1.1) en la ecuación 3.6, se obtiene

$$E_c = \left[ y_c + \frac{y_c}{4} \right] \cos \theta$$

esto es

$$E_c = \frac{5}{4} y_c \cos \theta \quad (3.34)$$

con lo que también se tiene el cálculo directo de la energía específica mínima cuando se conoce el tirante crítico. Es factible también la solución en que se conoce  $E_c$ , se determina  $y_c$  y de éste el gasto.

e) Sección parabólica

Ésta se considera simétrica respecto a un eje vertical donde  $y = aT^2/4$ . De la tabla 1.1 el área hidráulica y el ancho  $T$  se determinan de la siguiente manera

$$A = \frac{2}{3} T y = \frac{4 y^{3/2}}{3 a^{1/2}} = c y^{3/2}$$

$$T = \frac{3 A}{2 y} = \frac{3}{2} c y^{1/2}$$

$$\frac{A}{T} = \frac{2}{3} y$$

donde  $c = 4/(3 a^{1/2})$  es una constante que depende de la forma de la parábola. La ecuación 3.4b se convierte en

$$\frac{Q^2}{g'} = \frac{c^3 y_c^{9/2}}{\frac{3}{2} c y_c^{1/2}} = \frac{2 c^2 y_c^4}{3}$$

Si se despeja al tirante crítico

$$y_c = \left[ \frac{3 Q^2}{2 g' c^2} \right]^{1/4} = \frac{3}{2} \left[ \frac{(Q/T_c)^2}{g'} \right]^{1/3} \quad (3.35)$$

También, de la ecuación 3.6 resulta

$$E_c = \left[ y_c + \frac{y_c}{3} \right] \cos \theta$$

$$E_c = \frac{4}{3} y_c \cos \theta \quad (3.36)$$

que representan soluciones similares a las ya mencionadas para la sección triangular.

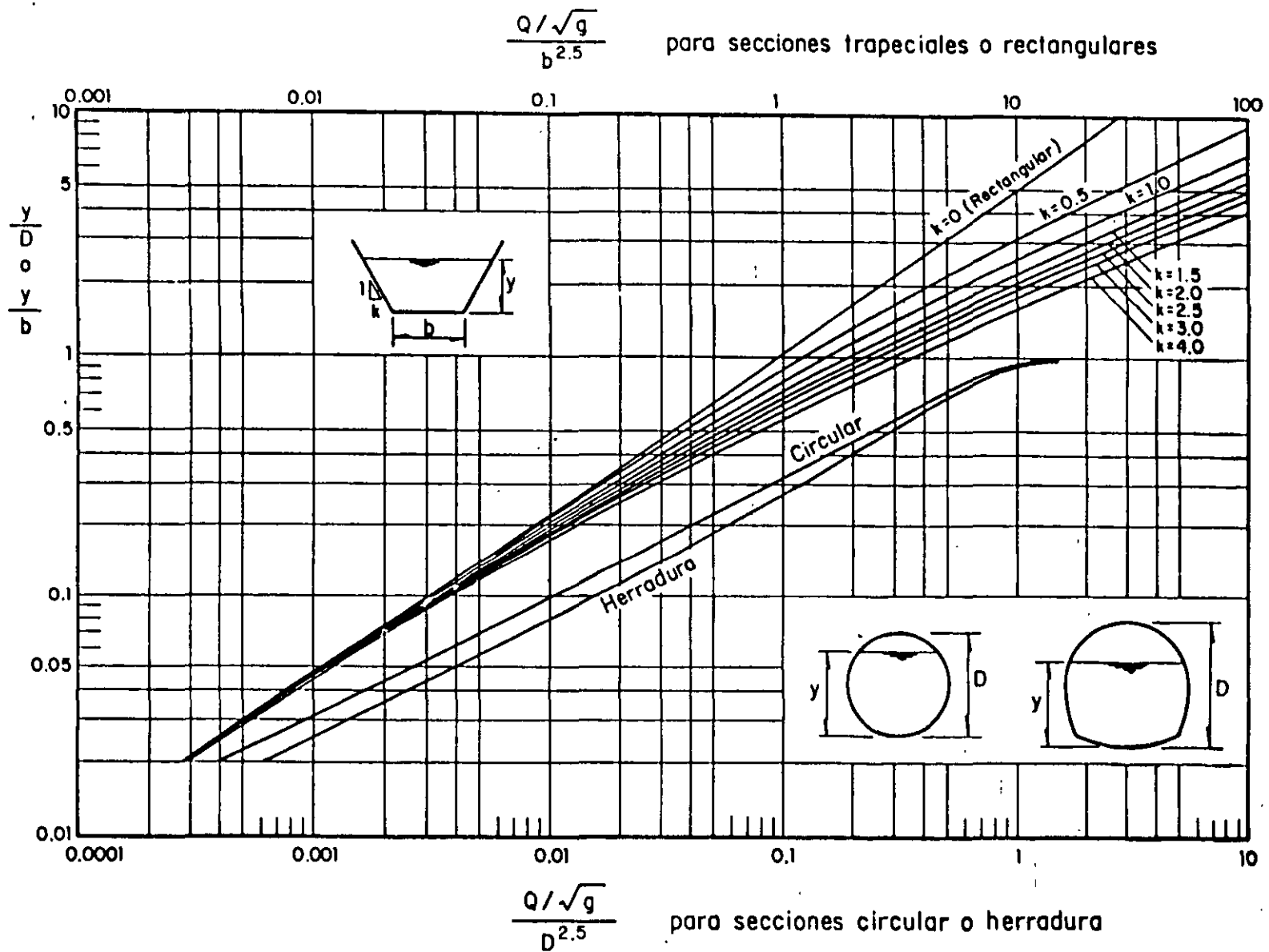


FIG. III.3 Curvas para la determinación del tirante crítico

## *SALTO HIDRÁULICO.*

$$C_c = 0.611 \left[ 1 - 0.0895 \frac{a}{y_0} + 0.0893 \left( \frac{a}{y_0} \right)^2 + 0.0074 \left( \frac{a}{y_0} \right)^3 \right] \quad (4.73)$$

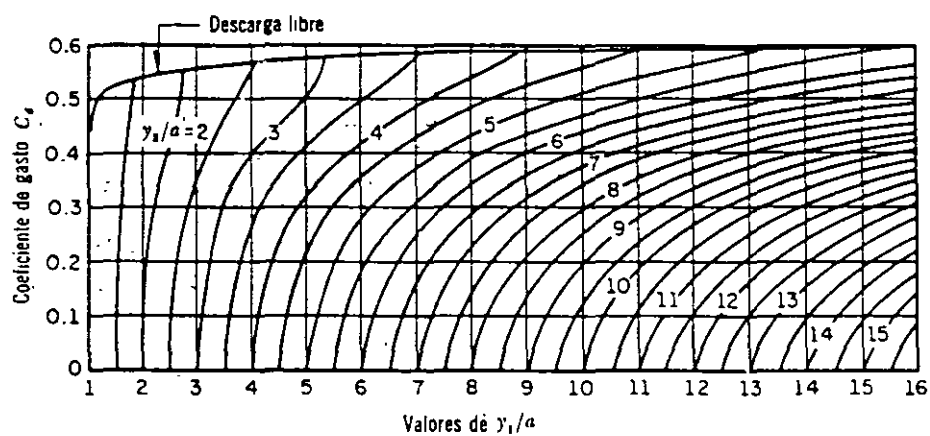


Figura 6.16. Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical según Cofré y Buchheister (Ref. 24).

o bien, al dividir la ecuación anterior entre  $k'_1 A_2^2 y_2$ , con  $F_2^2 = Q^2 T_2 / g A_2^3$ , resulta

$$\frac{A_1}{A_2} \left[ \frac{k'_2}{k'_1} - \frac{A_1}{A_2} \frac{y_1}{y_2} \right] - \frac{F_2^2}{k'_1} \frac{A_2}{T_2 y_2} \left[ 1 - \frac{A_1}{A_2} \right] = 0 \quad (4.6e)$$

Las ecuaciones 4.6d y e son en cambio adecuadas cuando se conocen las condiciones del régimen subcrítico después del salto:  $F_2$  y  $y_2$ , quedando el tirante  $y_1$  antes del mismo en términos de dichos valores.

A continuación se presentan soluciones particulares para las secciones más comunes (referencia 1).

#### 4.4.3 Sección rectangular

a) Régimen supercrítico conocido. Para esta sección, de ancho  $b$  (figura 4.6a), se había establecido que

$$A = b y$$

$$k' = \frac{1}{2}$$

y la ecuación 4.4b resulta

$$M = \frac{Q^2}{g b y} - \frac{b y^2}{2} \quad (4.7)$$

De la ecuación 4.6c también se obtiene

$$\frac{y_2}{y_1} \left[ \left[ \frac{y_2}{y_1} \right]^2 - 1 \right] - 2 F_1^2 \left[ \frac{y_2}{y_1} - 1 \right] = 0$$

Toda vez que

$$\left[ \frac{y_2}{y_1} \right]^2 - 1 = \left[ \frac{y_2}{y_1} + 1 \right] \left[ \frac{y_2}{y_1} - 1 \right]$$

la ecuación anterior se simplifica a la forma

$$\left[ \frac{y_2}{y_1} \right]^2 - \frac{y_2}{y_1} - 2 F_1^2 = 0 \quad (4.8a)$$

cuya solución es

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) \quad (4.8b)$$

conocida como ecuación de Belanger.

Con la ecuación 4.8b se calcula el tirante conjugado mayor  $y_2$ , conocido el menor  $y_1$  y el número de Froude  $F_1$  antes del salto.

b) Régimen subcrítico conocido. De la ecuación 4.6e se obtiene ahora

$$\frac{y_1}{y_2} \left[ 1 - \left[ \frac{y_1}{y_2} \right]^2 \right] - 2 F_2^2 \left[ 1 - \frac{y_1}{y_2} \right] = 0$$

Simplificando en la misma forma que antes, resulta

$$\left[ \frac{y_1}{y_2} \right]^2 - \frac{y_1}{y_2} - 2 F_2^2 = 0 \quad (4.9a)$$

cuya solución es

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 F_2^2} - 1 \right) \quad (4.9b)$$

Con la ecuación 4.9b se calcula el tirante conjugado menor  $y_1$ , conocido el mayor  $y_2$  y el número de Froude  $F_2$  después del salto.

Las figuras 4.7 y 4.8 muestran las curvas que representan a las ecuaciones 4.8 y 4.9 respectivamente, con las cuales se obtienen de manera directa los tirantes conjugados en canales rectangulares.

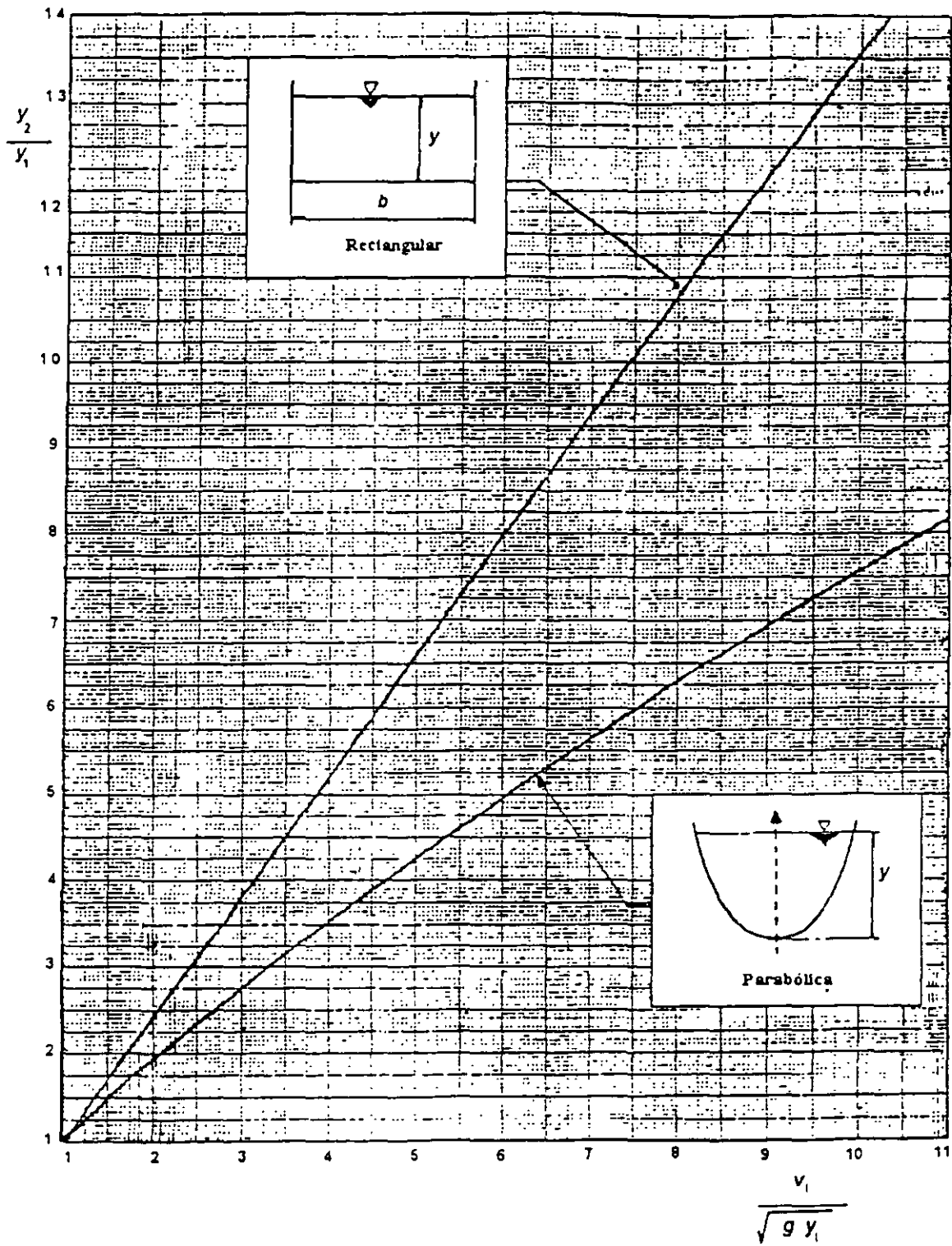


Figura 4 7 Salto hidráulico en canales de sección rectangular y parabólica. Determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)



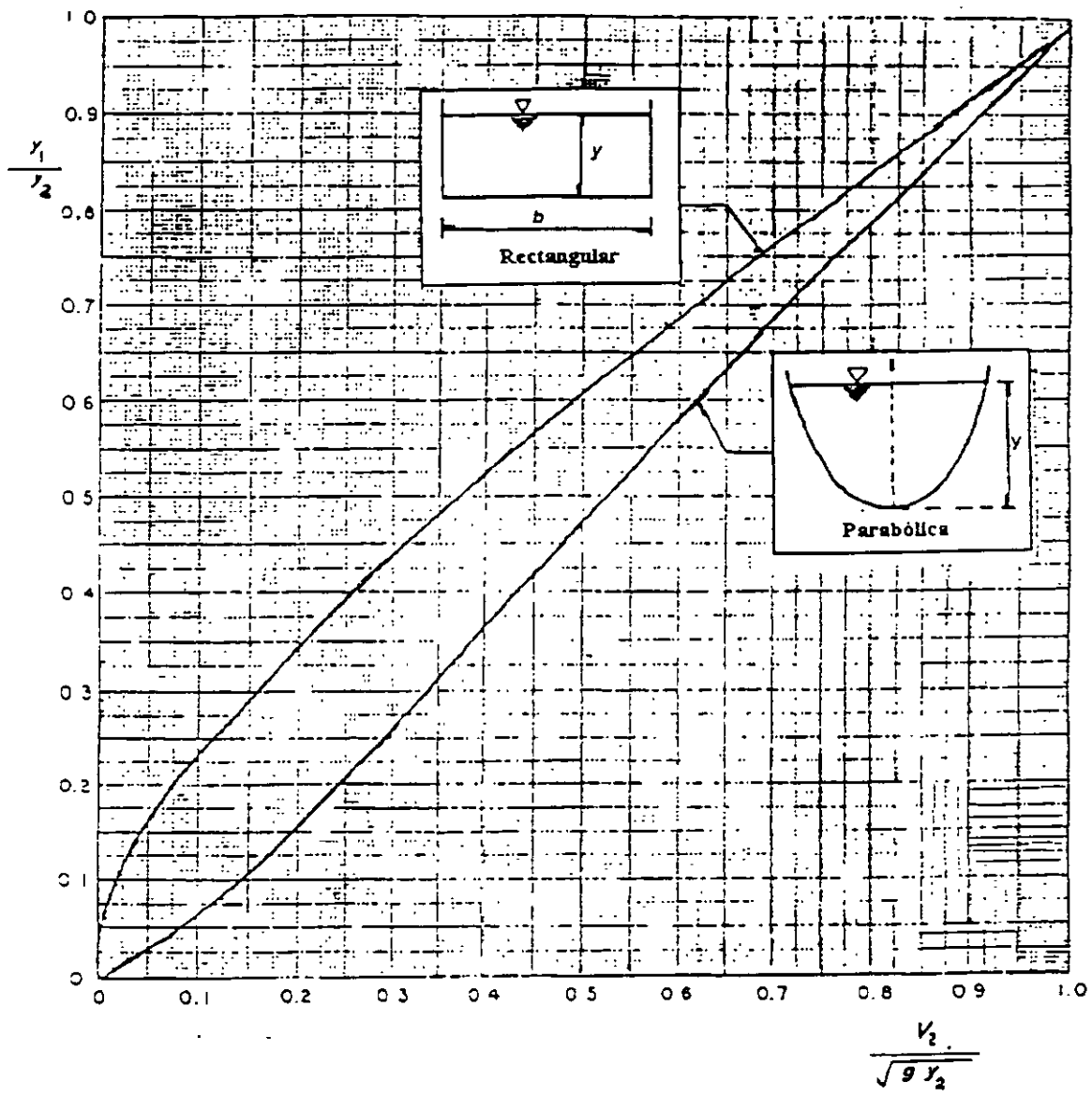


Figura 4.8. Salto hidráulico en canales de sección rectangular y parabólica. Determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

#### 4.4.4. Sección trapecial

a) Régimen supercrítico conocido. Para una sección, asimétrica de taludes  $k_1$  y  $k_2$  (figura 4.9), se tiene los siguientes valores

$$k = \frac{k_1 + k_2}{2}$$

$$A = by + ky^2$$

$$k' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b}{b + ky} = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{by}{A}$$

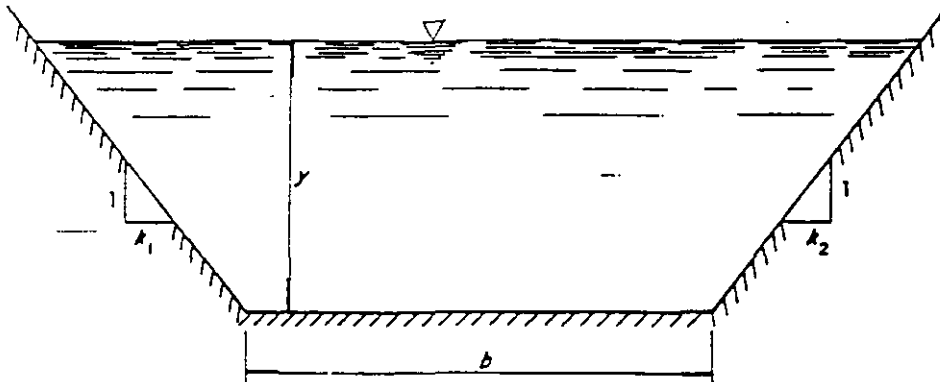


Figura 4.9. Sección trapecial

Por tanto, en la ecuación 4.4b se tiene

$$M = \frac{Q^2}{g(b y - k y^2)} + (2 k y + 3 b) \frac{y^2}{6} \quad (4.10)$$

Igual que en la sección rectangular, es factible obtener una ecuación de  $y_2$  en términos del número de Froude  $F_1$  y de  $y_1$ , como se muestra en la figura 4.20. Sin embargo, para efectos de la presentación gráfica es preferible utilizar otro parámetro, función de  $F_1$ , que separa las curvas y hace más clara su lectura.

Por tanto, sustituyendo en la ecuación 4.6b se tiene

$$\frac{(b y_2 + k y_2^2)^2 y_2}{3} + \frac{b (b y_2 + k y_2^2) y_2^2}{6} - \frac{(b y_1 + k y_1^2) (b y_2 + k y_2^2) y_1}{3} - \frac{b (b y_2 + k y_2^2) y_1^2}{6} - \frac{Q^2}{g} \left[ \frac{(b y_2 + k y_2^2) - (b y_1 + k y_1^2)}{b y_1 + k y_1^2} \right] = 0$$

Al multiplicar la ecuación por  $3/(k^2 y_1^5)$  y simplificar, designando por

$$F_{M1} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_1^{5/2}}$$

$$t_1 = \frac{b}{k y_1}$$

se obtiene

$$\begin{aligned} \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^5 - \frac{5}{2} t_1 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \frac{3}{2} t_1^2 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 - \left[\frac{3}{2} t_1 + \frac{3 F_{M1}^2}{t_1 + 1} + 1\right] \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 \\ - \left[\frac{3}{2} t_1^2 + t_1 + \frac{3 t_1 F_{M1}^2}{t_1 + 1}\right] \frac{y_2}{y_1} + 3 F_{M1}^2 = 0 \end{aligned}$$

La solución trivial es  $y_2/y_1 = 1$ , por tanto, el grado de la ecuación se reduce al dividir entre

$$\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right), \text{ resultando finalmente}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \left[\frac{5}{2} t_1 + 1\right] \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \left[\frac{3}{2} t_1^2 + \frac{5}{2} t_1 + 1\right] \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 \\ + \left[\frac{3}{2} t_1^2 + t_1 - \frac{3 F_{M1}^2}{t_1 + 1}\right] \left(\frac{y_2}{y_1}\right) - 3 F_{M1}^2 = 0 \end{aligned} \quad (4.11)$$

La ecuación 4.11 es de cuarto grado, con una sola raíz positiva útil, cuyo valor permite obtener al conjugado mayor, cuando se conocen el menor, el parámetro de Massey  $F_{M1}$  y  $t_1$ . Para simplificar la solución se recurre a la figura 4.10, que muestra la representación gráfica de la ecuación 4.11 (referencia 1).

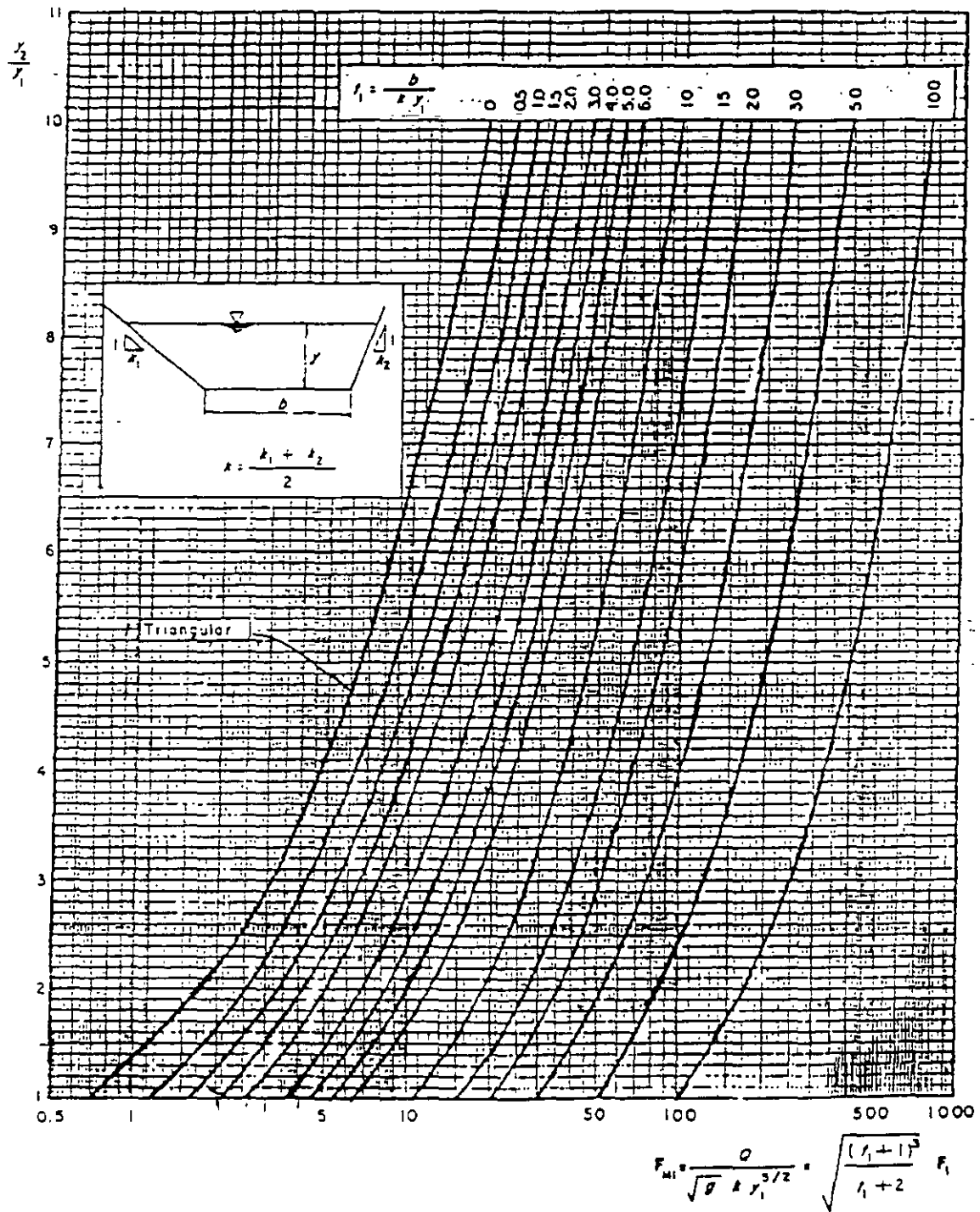


Figura 4 10. Salto hidráulico en canales de sección trapezoidal (triangular incluida). Determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

Siendo en lo general que

$$t_i = \frac{b}{k y_i} \quad (4.12)$$

se puede demostrar que

$$F_{M_i} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_i^{5/2}} = \frac{(t_i + 1)^{3/2}}{(t_i + 2)^{1/2}} F_i \quad (4.13)$$

donde  $F_i$  es el número de Froude de la sección. Por ejemplo, en la ecuación 4.11, el subíndice  $i$  es 1 en las dos ecuaciones anteriores.

b) Régimen subcrítico conocido. Para determinar las condiciones del régimen supercrítico antes la ecuación 4.6d hasta obtener la siguiente expresión

$$\begin{aligned} \left[ \frac{y_1}{y_2} \right]^4 + \left[ \frac{5}{2} t_2 + 1 \right] \left[ \frac{y_1}{y_2} \right]^3 + \left[ \frac{3}{2} t_2^2 + \frac{5}{2} t_2 + 1 \right] \left[ \frac{y_1}{y_2} \right]^2 \\ + \left[ \frac{3}{2} t_2^2 + t_2 - \frac{3 F_{M2}^2}{t_2 + 1} \right] \frac{y_1}{y_2} - 3 F_{M2}^2 = 0 \end{aligned} \quad (4.14)$$

donde  $t_2$  y  $F_{M2}$  se obtienen de las ecuaciones 4.12 y 4.13 con  $i = 2$ .

La solución gráfica de la ecuación 4.14 se muestra en la figura 4.11 para facilitar el cálculo (referencia 1).

#### 4.4.5 Secciones abovedadas

Como se ha indicado en la sección 3.5.3, inciso c, para cualquier gasto que fluya en todo conducto abovedado hay un tirante crítico menor que su altura total. Luego, cualquiera que sea el gasto, la función momentum adopta el valor mínimo para  $y = y_c$  y los demás corresponden a las dos ramas de la curva  $M$ - $y$  (figura 4.5b). Para el régimen supercrítico, la rama inferior se desarrolla completa toda vez que, para  $y = 0$ , es siempre  $M = \infty$ ; para el subcrítico, la superior se desarrolla siempre en parte. Al llenarse el conducto se produce un valor finito de  $M$ , de magnitud

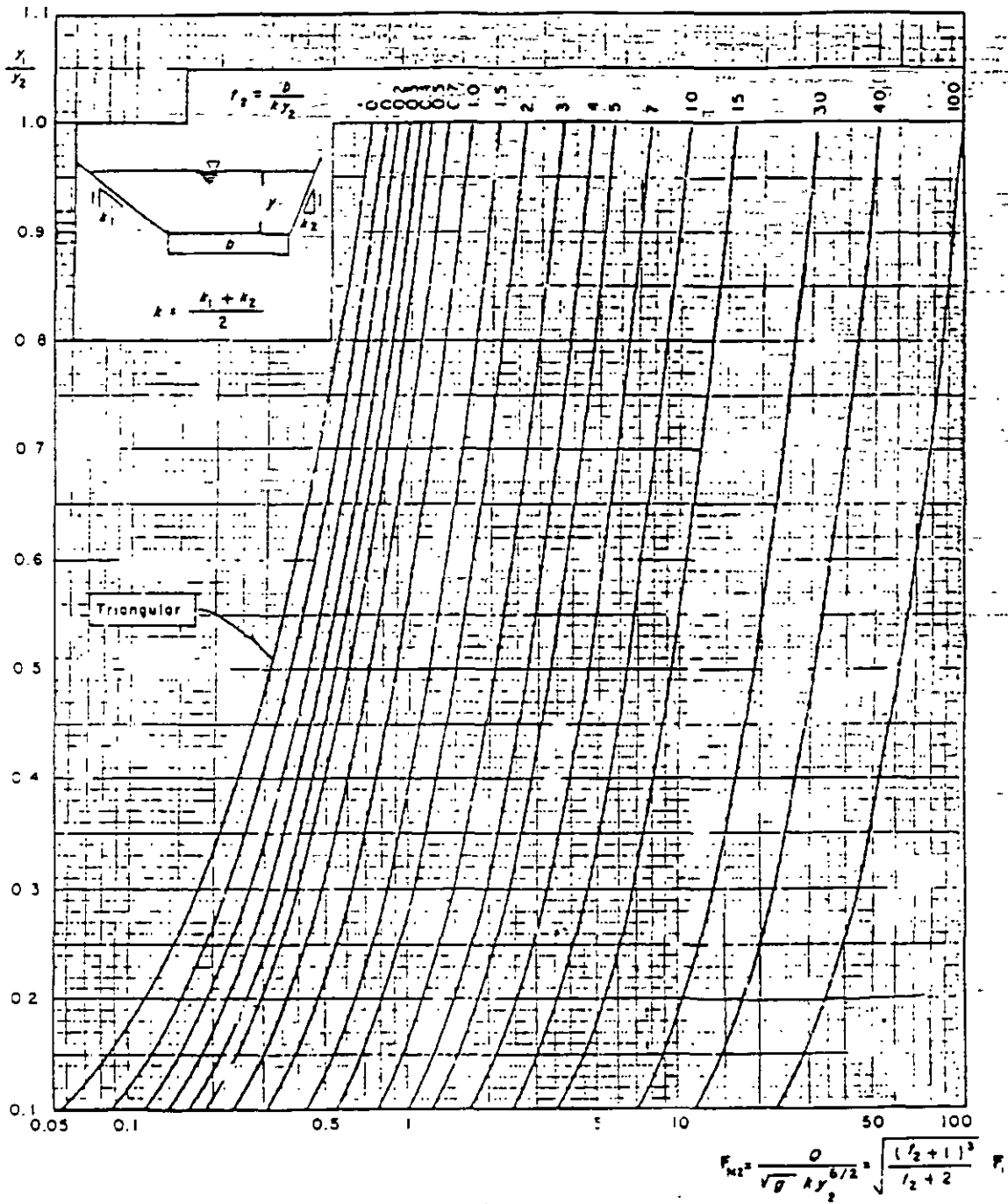


Figura 4.11. Salto hidráulico en canales de sección trapecial (triangular incluida). Determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

Kalinske y Robertson, Ibañez y Fernández (referencia 2) observaron experimentalmente que cuando el conducto es llenado por el resalto, el enorme arrastre de aire del remolino superficial produce burbujas que al situarse en la clave superior disminuyen la sección teórica aumentando la velocidad final. Este fenómeno hace necesario corregir la ecuación 4.15 en la forma

$$\frac{Q^2}{g A_1} + k'_1 y_1 A_1 = \frac{Q^2}{g A_0} (1 + \delta) + H A_0 \quad (4.16)$$

donde

$$\delta = 0.0066 (F_1 - 1)^{1.4}$$

y  $F_1$  el número de Froude de la sección inicial del salto. La ecuación 4.16 se aplica a las secciones circular y herradura, pero su uso se extiende a otras similares.

#### 4.4.6 Sección circular

En un conducto de sección circular parcialmente lleno, el área hidráulica para cualquier valor del tirante, de la figura 4.13 y la tabla 1.2. es

$$A = (\theta - \text{sen } \theta \cos \theta) \frac{D^2}{4}$$

donde

$$\begin{aligned} \text{sen } \theta &= \frac{2 \sqrt{D y - y^2}}{D} = 2 \sqrt{\frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2} = 2 \left(\frac{y}{D}\right)^{1/2} \left(1 - \frac{y}{D}\right)^{1/2} \\ \cos \theta &= \frac{D/2 - y}{D/2} = 1 - 2 \frac{y}{D} \end{aligned}$$

Al sustituir en la ecuación del área resulta

$$m = \frac{A}{D^2} = \frac{1}{4} \text{arc cos} \left[ 1 - \frac{2y}{D} \right] - \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{2y}{D} \right] \sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}} \quad (4.17)$$

Por otra parte, el coeficiente  $k'$  se obtiene de

$$k'y = \bar{y} - \left[ \frac{D}{2} - y \right] = \bar{y} - \frac{D}{2} \cos \theta$$

donde

$$\bar{y} = \frac{2 R^3 \operatorname{sen}^3 \theta}{3 A} = \frac{D^3}{12} \frac{\operatorname{sen}^3 \theta}{A} = \frac{2 D \left( \frac{y}{D} \right)^{3/2} \left( 1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2}}{3 m}$$

Esto es

$$k'y = \frac{D^3}{12} \frac{\operatorname{sen}^3 \theta}{A} - \frac{D}{2} \cos \theta = y - \frac{D}{2} + \frac{2D \left( \frac{y}{D} \right)^{3/2} \left( 1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2}}{3 m}$$

Por tanto, se tiene

$$k' = 1 - \frac{1}{2} \frac{D}{y} + \frac{2 \left( 1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2} \left( \frac{y}{D} \right)^{1/2}}{3 m} \quad (4.18)$$

y con ello

$$A'k'y = \frac{D^3 \operatorname{sen}^3 \theta}{12} - \frac{D^3}{8} (\operatorname{sen} \theta \cos \theta - \theta) \cos \theta$$

$$A'k'y = \frac{D^3}{24} (2 \operatorname{sen}^3 \theta + 3 \operatorname{sen} \theta \cos^2 \theta - 3 \theta \cos \theta)$$

O bien, con  $\cos^2 \theta = 1 - \operatorname{sen}^2 \theta$ , también se obtiene

$$A'k'y = \frac{D^3}{24} (3 \operatorname{sen} \theta - \operatorname{sen}^3 \theta - 3 \theta \cos \theta)$$

Por tanto, en la ecuación 4.4b el momentum es

$$M = \frac{Q^2}{g (\theta - \operatorname{sen} \theta \cos \theta) D^2/4} + \frac{D^3}{24} (3 \operatorname{sen} \theta - \operatorname{sen}^3 \theta - 3 \theta \cos \theta) \quad (4.19)$$



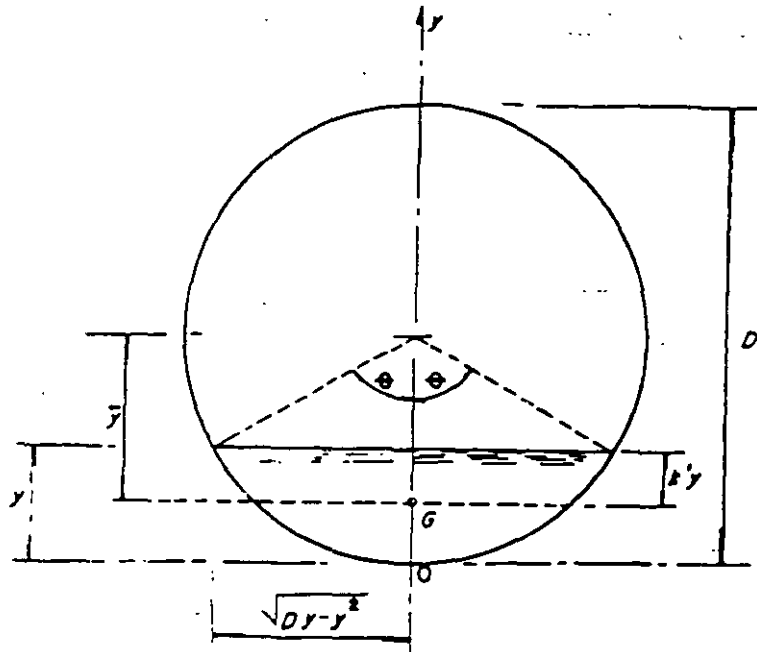


Figura 4.13. Sección circular

a) Régimen supercrítico conocido. De la ecuación 4.6b se tiene

$$m_2^2 D^4 k_2' y_2 - m_1 m_2 D^4 k_1' y_1 = \frac{Q^2}{g} \left( \frac{m_2 - m_1}{m_1} \right)$$

Al dividir entre  $y_1^5$ , resulta

$$\frac{Q^2}{g y_1^5} = \frac{m_1 m_2 k_2' \left( \frac{y_2}{y_1} \right) - m_1^2 k_1'}{\left( \frac{y_1}{D} \right)^4 \left[ 1 - \frac{m_1}{m_2} \right]} \quad (4.20)$$

donde  $m_1$ ,  $m_2$ ,  $k_1'$  y  $k_2'$  están dados por las ecuaciones 4.17 y 4.18, eligiendo para  $y$  el subíndice que corresponda, esto es,  $y_1$  si se trata de  $m_1$  y  $k_1'$ ,  $y_2$  si se trata de  $m_2$  y  $k_2'$ .

Straub (referencia 3), en 1978, determinó que el número de Froude aguas arriba se puede aproximar al dado por la ecuación

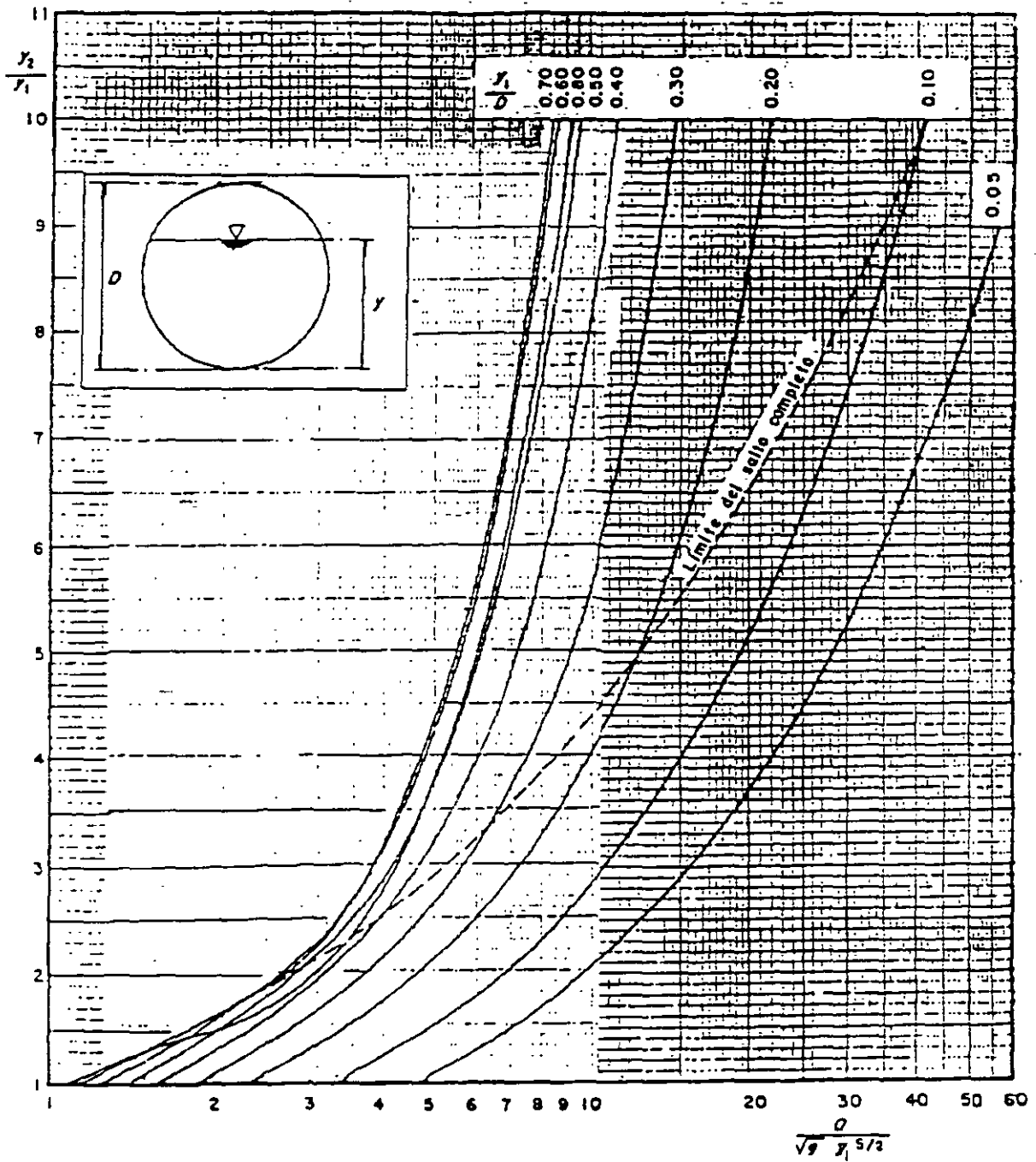


Figura 4 14. Salto hidráulico en canales de sección circular. Determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

$$F_1 = \left( \frac{y_c}{y_1} \right)^{1.93} \quad (4.21)$$

donde  $y_1$  es el tirante aguas arriba del salto y  $y_c$  el crítico. También encontró que, para  $F_1 < 1.7$ , el conjugado mayor se estima de la ecuación

$$y_2 = \frac{y_c^2}{y_1} \quad (4.22a)$$

y para  $F_1 > 1.7$ , de

$$y_2 = 1.0867 \frac{y_c^{1.8}}{y_1^{0.73}} \quad (4.22b)$$

la última para el sistema internacional de unidades.

b) Régimen subcrítico conocido. Por un desarrollo análogo al anterior, pero con la ecuación 4.6d, se obtiene

$$\frac{Q^2}{g y_2^5} = \frac{m_2^2 k_2' - m_1 m_2 k_1' \left( \frac{y_1}{y_2} \right)}{\left( \frac{y_2}{D} \right)^4 \left( \frac{m_2}{m_1} - 1 \right)} \quad (4.23)$$

Cuando el resalto sea incompleto,  $A_2$  debe corresponder al área total llena y  $y_2$  a la altura de la línea de presiones en la sección 2 ( $y_2 = H + D/2$ , en la figura 4.12). Esto equivale a que  $m_2$  y  $k_2'$  en las ecuaciones 4.20 y 4.23 adopten los valores constantes

$$m_2 = \frac{\pi}{4} \quad (4.24)$$

$$k_2' = 1 - 0.5 (D/y_2) \quad (4.25)$$

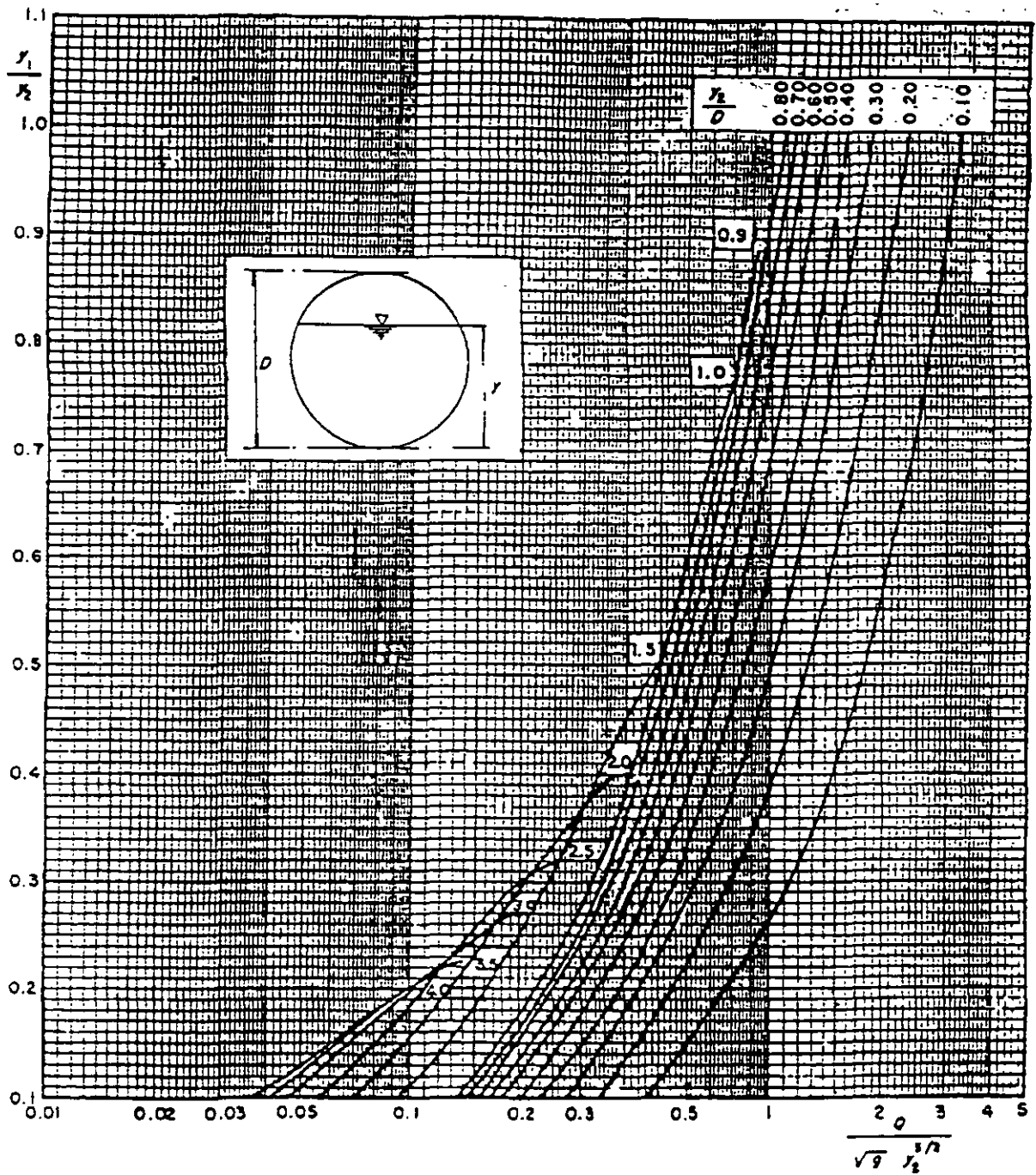


Figura 4.15. Salto hidráulico en canales de sección circular. Determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

Las figuras 4.14 y 4.15 permiten una solución gráfica sencilla para los casos antes analizados, donde se utiliza el parámetro  $Q/\sqrt{g} y^{5/2}$  en lugar del número de Froude (referencia 1), por las mismas razones expuestas en el caso de la sección trapecial y por sencillez en el cálculo.

Para incluir la corrección al salto incompleto dada por la ecuación 4.16, es suficiente sustituir el número 1 en el paréntesis del denominador en la ecuación 4.20 por  $1/(1+\delta)$ , despejar  $k'_2 y_2$  y obtener  $y_2$ .

#### 4.4.7 Sección herradura

La formación del salto obedece a las mismas consideraciones iniciales indicadas para la sección circular, esto es, salto completo e incompleto.

Para calcular el área cuando  $y < D$ , conviene dividir la sección en tres zonas, como se muestra en la figura 4.16.

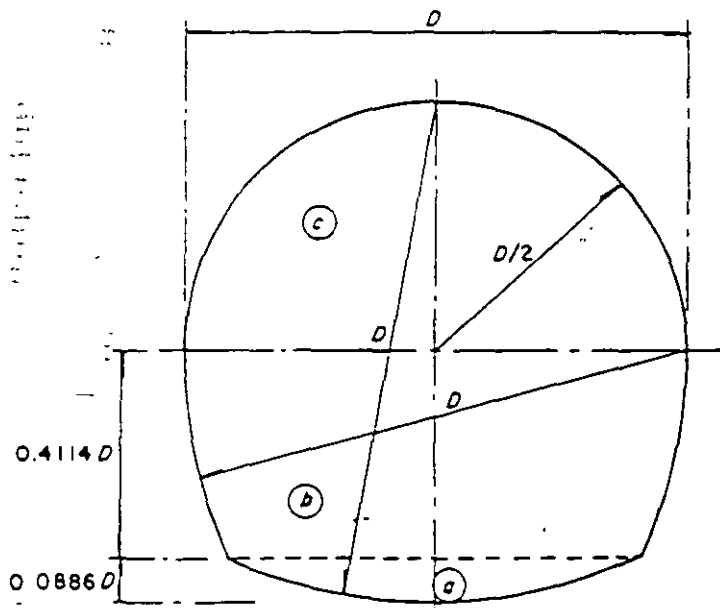


Figura 4.16. Sección herradura

Zona a. Para  $y \leq 0.0886 D$  son válidas ecuaciones similares a las 4.17 y 4.18, con la única diferencia de que ahora el radio es igual al diámetro del conducto ( $R = D$ ). Esto es, de la tabla 1.2 se tiene

$$m_a = \frac{A_a}{D^2} = \arccos \left[ 1 - \frac{y}{D} \right] - 2 \left[ 1 - \frac{y}{D} \right] \sqrt{\frac{y}{2D} - \frac{y^2}{4D^2}} \quad (4.26)$$

Zona c. Para  $0.5 \leq y \leq D$ , se tiene

$$m_c = \frac{A_c}{D^2} = 0.043924958 + 0.25 \arccos \left[ 1 - 2 \frac{y}{D} \right] - 0.5 \left[ 1 - 2 \frac{y}{D} \right] \left[ \frac{y}{D} - \left( \frac{y}{D} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (4.30)$$

$$k'_c = \frac{1}{m_c \frac{y}{D}} \left\{ \frac{1}{4} \left[ \frac{y}{D} - 0.5 \right] \arccos \left[ 1 - \frac{2y}{D} \right] - \left[ \frac{y}{D} - 0.5 \right]^2 \sqrt{ \frac{y}{D} - \left( \frac{y}{D} \right)^2 } + \frac{2}{3} \left[ \frac{y}{D} - \left( \frac{y}{D} \right)^2 \right]^{3/2} - 0.006116445 + 0.043924958 \frac{y}{D} \right\} \quad (4.31)$$

Cuando la sección se llena totalmente, el área y  $k'$  son

$$A = 0.829323 D^2 \quad (4.32)$$

$$k' = 0.519107 \quad (4.33)$$

- a) Régimen supercrítico conocido. Para la sección herradura también vale la ecuación 4.20, pero  $m$  y  $k'$  se obtienen de las ecuaciones 4.26 a 4.31.
- b) Régimen subcrítico conocido. Vale también la ecuación 4.23, pero  $m$  y  $k'$  se obtienen de las ecuaciones 4.26 a 4.31.

Cuando el salto sea incompleto, se utiliza la ecuación 4.20 para régimen supercrítico conocido y la 4.23 para régimen subcrítico conocido, siempre que  $m_1$  y  $k'_1$  se calculen con las ecuaciones

que correspondan a la zona de la sección en estudio. Invariablemente  $m_2$  y  $k_2'$  adoptan los siguientes valores constantes

$$m_2 = 0.829323 \quad (4.34)$$

$$k_2' = 1 - 0.480893 ( D/y_2 ) \quad (4.35)$$

donde  $y_2$  es la altura de la línea piezométrica en la sección 2, según indica la figura 4.12.

La solución gráfica del salto se presenta en las figuras 4.17 y 4.18 para los casos antes analizados, donde se utiliza el parámetro  $Q/\sqrt{g} y^{5/2}$  (referencia 1).

No se conocen las características del salto hidráulico en secciones circular y herradura cuando  $( y_1/D ) > 0.8$ . Por esta razón, en las figuras correspondientes se consideraron solamente valores  $0 \leq y_1/D \leq 0.8$ . En las de régimen subcrítico conocido, algunas curvas no alcanzan el valor  $y_1/y_2 = 1$  debido a la limitación de la variable  $( y_1/D )_{max} = 0.8$ . En las curvas de régimen supercrítico conocido se indica el lugar geométrico de los puntos límite del salto completo; en las de régimen subcrítico conocido, la curva límite es  $y_2/D = 1$ .

#### 4.4.8 Sección-triangular

Para esta sección es suficiente que  $t = 0$  ( $b = 0$ ) en las soluciones para el canal trapecial, manteniendo la misma definición para el talud en las orillas.

Para el régimen supercrítico conocido, la ecuación 4.11 se convierte en

$$\left( \frac{y_2}{y_1} \right)^4 - \left( \frac{y_2}{y_1} \right)^3 - \left( \frac{y_2}{y_1} \right)^2 - 3 F_{M1}^2 \left( \frac{y_2}{y_1} \right) - 3 F_{M1}^2 = 0 \quad (4.36)$$

cuya solución gráfica se muestra en la figura 4.10.

Si se desea esta ecuación en términos de  $F_1$ , de la 4.13  $F_{M1}^2 = F_1^2/2$  se puede sustituir en la anterior.

Para el régimen subcrítico conocido, la ecuación 4.14 se convierte en

$$\left( \frac{y_1}{y_2} \right)^4 - \left( \frac{y_1}{y_2} \right)^3 - \left( \frac{y_1}{y_2} \right)^2 - 3 F_{M2}^2 \left( \frac{y_1}{y_2} \right) - 3 F_{M2}^2 = 0 \quad (4.37)$$

siendo entonces:  $F_{M2}^2 = F_2^2/2$ . La solución gráfica de esta ecuación se muestra en la figura 4.11.

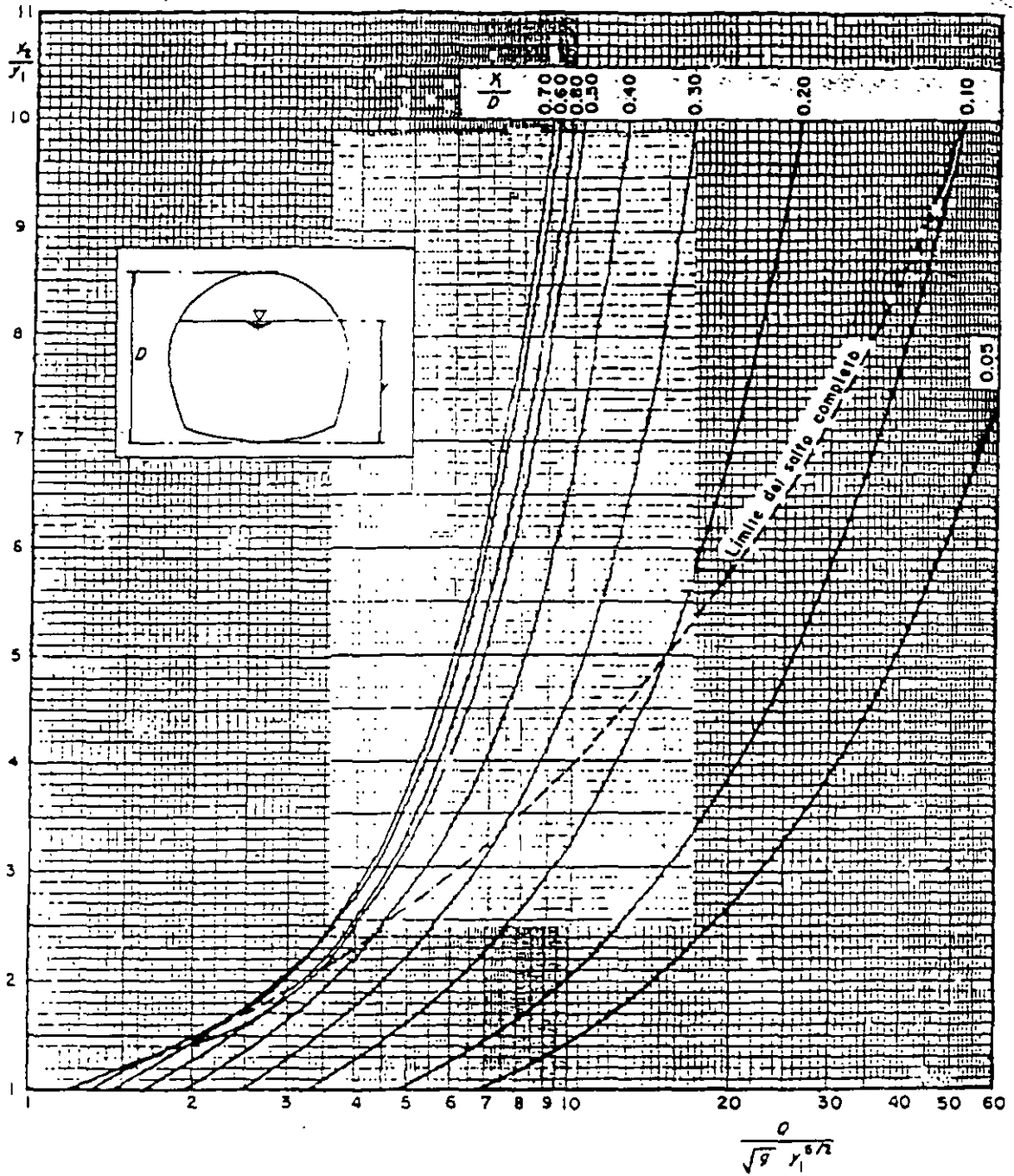


Figura 4.17 Salto hidráulico en canales de sección herradura. Determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)



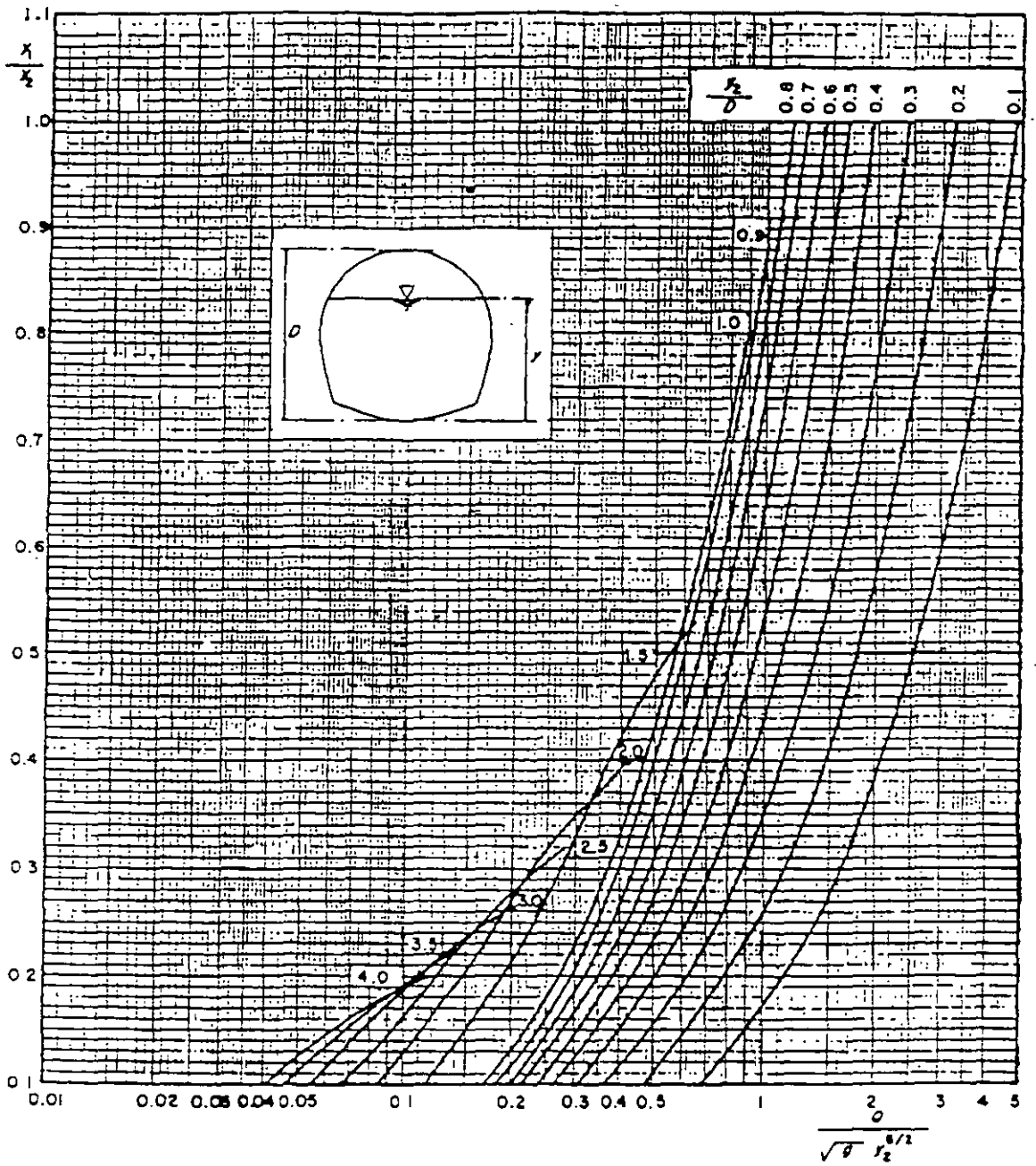


Figura 4.18. Salto hidráulico en canales de sección herradura. Determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

#### 4.4.9 Sección parabólica

a) Régimen supercrítico conocido. Como se expuso en la sección 3.5.3, inciso e, en una sección parabólica se tiene

$$A = \frac{2}{3} T y$$

Además

$$Z_G = k' y$$

$$k' = \frac{2}{5} \tag{4.38}$$

Siendo también  $T_2/T_1 = (y_2/y_1)^{1/2}$ , entonces

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{T_2}{T_1} \frac{y_2}{y_1} = \left( \frac{y_2}{y_1} \right)^{3/2}$$

También

$$\frac{A_1}{T_1} = \frac{2}{3} y_1$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 4.6c, se obtiene

$$\left( \frac{y_2}{y_1} \right)^4 - \left[ \frac{5}{3} F_1^2 + 1 \right] \left( \frac{y_2}{y_1} \right)^{3/2} + \frac{5}{3} F_1^2 = 0 \tag{4.39}$$

donde

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g A_1/T_1}} = \frac{V_1}{\sqrt{\frac{2}{3} g y_1}}$$

y cuya representación gráfica se muestra en la figura 4.7 (referencia 1).

b) Régimen subcrítico conocido. Por un desarrollo similar con la ecuación 4.6e, se demuestra la siguiente ecuación

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 - \left(\frac{5}{3} F_2^2 + 1\right) \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^{3/2} + \frac{5}{3} F_2^2 = 0 \quad (4.40)$$

donde

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g A_2 / T_2}} = \frac{V_2}{\sqrt{\frac{2}{3} g y_2}}$$

En la figura 4.8 se presenta la solución gráfica de la ecuación 4.40 (referencia 1).

#### 4.4.10 Sección en forma de U

W. Hager (1989)(referencia 4) utilizó una sección en forma de U como una vía para un acceso más fácil al estudio de algunos aspectos básicos del salto hidráulico completo en secciones circulares. La sección es de forma semicircular en el fondo y después continúa con paredes verticales; esto es, si el tirante es  $y \leq D/2$ , el flujo es en un canal circular y si  $y > D/2$ , el ancho de superficie libre es constante e igual al diámetro  $D$ .

Al no existir ecuaciones explícitas para el área  $A$  de la sección y la fuerza  $P$  de presión hidrostática, Hager propuso las siguientes ecuaciones aproximadas

$$\frac{A}{D^2} = \frac{4}{3} \left(\frac{y}{D}\right)^{3/2} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{y}{D}\right) \quad (4.41)$$

$$\frac{P}{g\rho D^3} = \frac{8}{15} \left(\frac{y}{D}\right)^{5/2} \left(1 - \frac{1}{4} \frac{y}{D}\right) \quad (4.42)$$

que producen resultados con desviaciones menores del 4 por ciento con respecto de las relaciones exactas.

La ecuación del momentum en la dirección del flujo conduce a una relación aproximada entre los tirantes conjugados como sigue

Tabla 4.1. Ecuaciones experimentales más comunes para el cálculo de la longitud del salto hidráulico en canales rectangulares horizontales

Autor	Ecuación	Observaciones
Fawer	$l = \frac{1.2 (2 \pi) y_2}{\sqrt{2.5 [(y_2/y_1)^3 - 1]}}$	Longitud de la onda en un salto ondular, según figura 4.21a, referencia 10.
Silvester	$L_1 / y_1 = 9.75 (F_1 - 1)^{1.01}$	Ecuación original (referencia 8).
Peterka	$L_1 / y_2 = 3.491 + 0.73 F_1 - 0.06 F_1^2 + 0.001441 F_1^3$	Ecuación aproximada (referencia 6).
Woyciki	$L_1 / (y_2 - y_1) = 8 - 0.05 (y_2 / y_1)$	Ecuación original (referencia 11).
	$L_1 / y_1 = 4.05 \sqrt{1 - 8 F_1^2} - 0.1 F_1^2 - 12.05$	Ecuación deducida de la original.
Smetana y Tizon	$L_1 / y_1 = 6 [(y_2 / y_1) - 1]$	Ecuación original (referencia 12).
	$L_1 / y_1 = 3 [\sqrt{1 - 8 F_1^2} - 3]$	Ecuación deducida de la original.
Pavlovsky	$L_1 / y_1 = 2.5 [1.9 (y_2 / y_1) - 1]$	Ecuación original (referencia 13).
	$L_1 / y_1 = 2.375 \sqrt{1 - 8 F_1^2} - 4.875$	Ecuación deducida de la original
Ludin	$(y_2 - y_1) / L_1 = [1/4.5] - [1/(6F_1)]$	Ecuación original (referencia 12).
	$L_1 / y_1 = [13.5 F_1 / (6F_1 - 4.5)] [\sqrt{1 - 8 F_1^2} - 3]$	Ecuación deducida de la original.
Safranez	$L_1 / y_1 = 6 F_1$	Ecuación original (1929) para $1.72 < F_1 < 19.1$ (referencia 14).
Pietrkowsky	$L_1 / y_1 = 5.9 F_1$	Ecuación original (1932) para $5.5 < F_1 < 19.8$ (referencia 15).
Chemousov	$L / y_1 = 10.3 (\sqrt{F_1} - 1)^{0.81}$	Ecuación original (referencia 16). Se desconoce el significado de $L$
Einwachter	$L / y_1 = 8.3 (\sqrt{F_1} - 1)$	Ecuación original (1932) para $2.5 < F_1 < 6.95$ , (referencia 17). Se desconoce el significado de $L$ .
Pikalov	$L / y_1 = 4 \sqrt{1 - 2 F_1}$	Ecuación original (referencia 12). Se desconoce el significado de $L$ .
Rajaramam	$L_1 / y_2 = 6.2 \tanh (F_1 / 3)$	Ecuación original, para $2 < F_1 < 12$ .
	$L_1 / y_2 = 6$	Ecuación aproximada, para $4 < F_1 < 16$ .
	$L_1 / y_2 = 3 (\sqrt{1 - 8 F_1^2} - 1)$	Ecuación deducida, para $4 < F_1 < 16$ . Referencia 18 (1967).
Sarma y Newnham	$L_1 / y_1 = 6.73 (F_1 - 1)$	Ecuaciones originales, para $1.21 < F_1 < 3.79$ . Referencia 19 (1973).
	$L_1 / L_2 = 1.3$	

Continúa

Tabla 4.1. (continuación)

Autor	Ecuación	Observaciones
Malik	$L_r/y_1 = 6.2 F_1 - 10.4$ $+ \left[ 5 F_1 - 7.5 + 0.17 (F_1 - 3)^2 \right] \frac{y_1}{b}$	Ecuación deducida a partir de observaciones, para $3 \leq F_1 \leq 6$ , (referencia 20) (1972).
Bretz	$L_r/y_1 = 6.29 F_1 - 3.59$	Ecuación original, para $3.3 < F_1 < 15.3$ . Referencia 7 (1987).
Hager. Bremen y Kawagoshi	$L_r/y_1 = 160 \tanh (F_1/20) - 12$ $L_r/y_1 = 100 \tanh (F_1/12.5) - 12$ $L_r/y_1 = 8 (F_1 - 1.5)$ $L_r = 6 y_2$	Para $2 < F_1 < 16$ , y $y_1/b < 0.10$ . Para $2 < F_1 < 12$ , y $0.10 < y_1/b < 0.7$ . Para $2.5 < F_1 < 8$ . Para $4 < F_1 < 12$ . Ecuaciones originales (referencia 20) (1990).
Leutheusser. Kartha	$L_r/y_2 = 15.7$ después de una rápida $L_r/y_2 = 12$ después de una compuerta	Para $3 < F_1 < 14$ . L. distancia hasta la sección en que termina la influencia del salto en la distribución de la velocidad. ASCE, JHD, vol. 98, HY8 (1972).

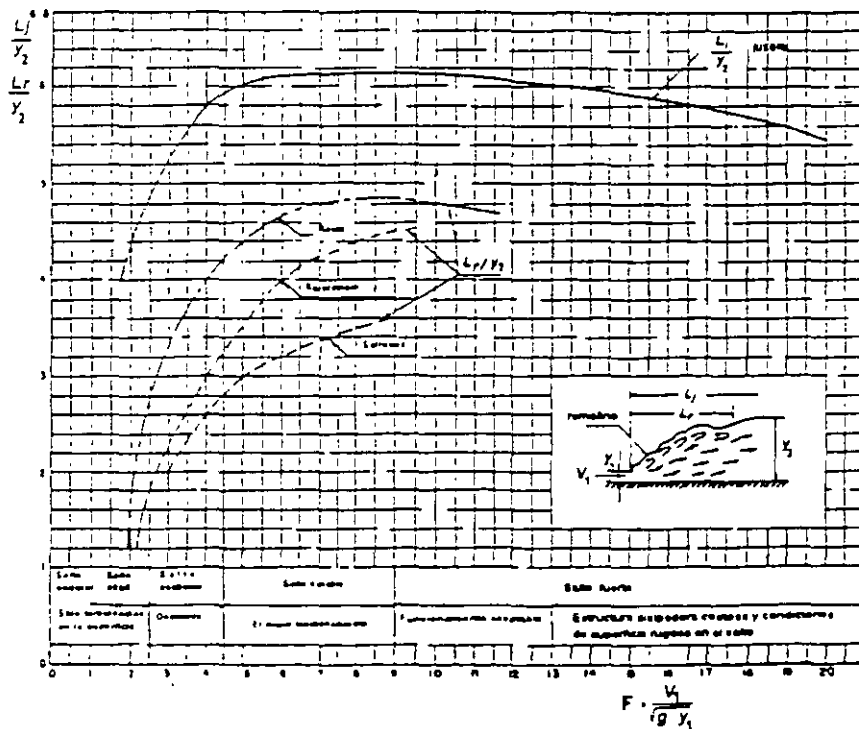


Figura 4.26. Longitud del salto hidráulico en canales rectangulares horizontales, con base en resultados de USBR y otros

La longitud del resalto en canales trapeciales también ha sido estudiada por varios investigadores. La tabla 4.2 contiene las ecuaciones más importantes de la longitud del resalto y la tabla 4.3 la complementa. Se vuelven a observar distintos criterios para definir dicha longitud.

Un aspecto sobresaliente de los saltos hidráulicos estudiados por Posey y Hsing (referencia 23), y Press (referencia 25) consistió en que el flujo inverso del remolino ocasiona un aumento del tirante en los lados del canal y el descenso correspondiente a lo largo del eje; es decir, en lugar de un frente recto, como ocurre en un canal rectangular, se produce un frente en forma de cuña con *alas* en la proximidad de los taludes. Esta variación transversal del tirante pudo originar problemas en la determinación segura de la longitud del salto al quedar menos definido que en el canal rectangular.

Silvester (1965)(referencia 8) se apoyó en las pruebas de Posey y Hsing y en las propias, pero éstas cubrieron el intervalo  $4 < F_1 < 8$ , teniendo dificultad para comprobar el principio del momentum y definir la longitud del resalto.

Un estudio experimental muy detallado de la longitud del resalto en canales trapeciales se debe a C. Andreani y M. Iglesias (referencia 2), en 1964, con taludes variando de 0.5 a 1.0, quienes comprobaron además la validez de la ecuación del momentum en el cálculo de los tirantes conjugados. En la figura 4.27 se presentan sus resultados, donde se utilizan los parámetros  $y_1/y_c$ ,  $L_j/y_c$ , así como el talud ( $y_c$  representa al tirante crítico).

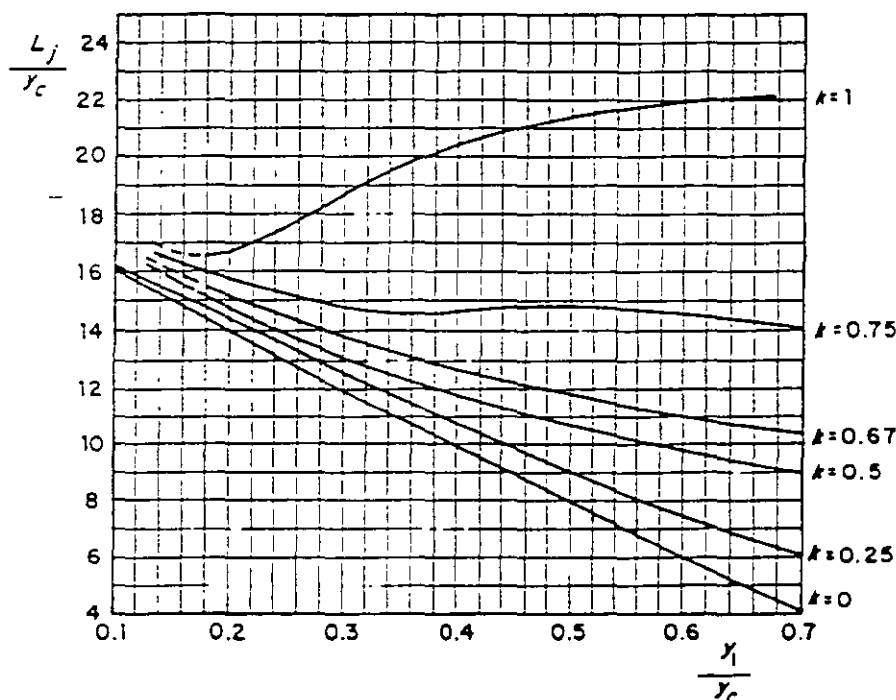


Figura 4.27. Longitud  $L_j$  del salto hidráulico en canales trapeciales, según Andreani e Iglesias (referencia 2).  $y_c$  es el tirante crítico

Según Wanoschek y Hager (1989)(referencia 26), Ohtsu clasificó al salto hidráulico en canales trapeciales, en cuatro tipos, utilizando un criterio que toma en cuenta la simetría de la corriente

Debido a la semejanza en los valores de los conjugados del salto en las sección U y circular, se espera la misma semejanza en su longitud.

En canales triangulares, la ecuación obtenida por Silvester (referencia 8), en 1964, fue

$$\frac{L_j}{y_1} = 4.26 (F_1 - 1)^{0.695} \quad (4.45)$$

basada en observaciones en el canal de 47.3° de ángulo en el vértice ( $k = 0.44$ ), utilizado por Argyroupoulos (1957) en sus experimentos y que probablemente no sea válida para otros taludes.

Tabla 4.2. Ecuaciones experimentales para el cálculo de la longitud del salto hidráulico en canales trapeziales horizontales

Autor	Ecuación	Observaciones
Posey y Hsing (1938)	$\frac{L_j}{y_2} = 5 \left[ 1 + 4 \left( \frac{2 y_2/y_1 - b/ky_1}{2 - b/ky_1} - 1 \right)^{1/2} \right]$	Representa la media con variaciones de $\pm 5\%$ . Conduce a valores de $L_j$ mayores que en un canal rectangular (referencia 23).
Sieñchin (1958)	$\frac{L_j}{y_1} = A \left( \frac{y_2}{y_1} - 1 \right)$	A depende del talud como se indica en la tabla 4.3a. Conduce a valores exagerados de $L_j$ (referencia 24).
Press (1961)	$\frac{L_j}{y_1} = a (F_1 - 1)^c$	a y c dependen del talud como se indica en la tabla 4.3b (referencia 25).
Silvester (1964)	$\frac{L_j}{y_2 - y_1} = 7.1 \left( 1 + \frac{10}{b/ky_1} \right)$	Vale para $b/ky_1 > 4$ . Produce valores de $L_j$ mayores que la ecuación de Posey y Hsing, $4 < F_1 < 8$ (referencia 8).
Andreani e Iglesias (1964)	No hay	Los resultados experimentales se presentan en la figura 4.27 (referencia 2).
Ohtsu (1976)	$\log \left( \frac{L_0}{h_s} \right) = 1.71 \eta + 0.315 k + 1.58$	$L_0$ longitud definida hasta la sección en que se ha producido toda la pérdida de energía $h_s$ del resalto, $\eta$ eficiencia del mismo. Vale para $2 < F_1 < 8$ . (referencia 26).
Wanoschek y Hager (1989)	No hay	Los resultados experimentales se presentan en la figura 4.30.

Hager y Wanoschek (referencia 27), en 1987, con base en resultados de Argyroupoulos, Rajaratnam y los propios en canales triangulares, obtuvieron las siguientes expresiones...

$$\frac{L_r}{y_2} = 1.8 \sqrt{k} F_1^{(0.4/k)} \quad (4.46a)$$

$$\frac{L_l}{y_2} = 2.4 \sqrt{k} F_1^{(0.4/k)} \quad (4.46b)$$

con validez en el intervalo  $0.4 < k \leq 1$ .

Tabla 4.3. Coeficientes y exponentes en las ecuaciones de la tabla 4.2.

a. Coeficiente  $A$  en la ecuación de Siéchin.

Talud	0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5
$A$	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15.0

b. Valores de  $a$  y  $c$  en la ecuación de Press.

Talud	0.5	1.0	2.0
$b/ky_1$	4.0	8.0	16.0
$a$	35.0	23.0	17.6
$c$	0.836	0.885	0.905

El análisis de Silvester con canales parabólicos y las observaciones de Argyroupoulos, en 1957, condujeron a la ecuación

$$\frac{L_l}{y_1} = 11.7 (F_1 - 1)^{0.832} \quad (4.47)$$

que proporciona un ajuste insuficiente de los datos disponibles cuando  $F_1$  excede de 3.



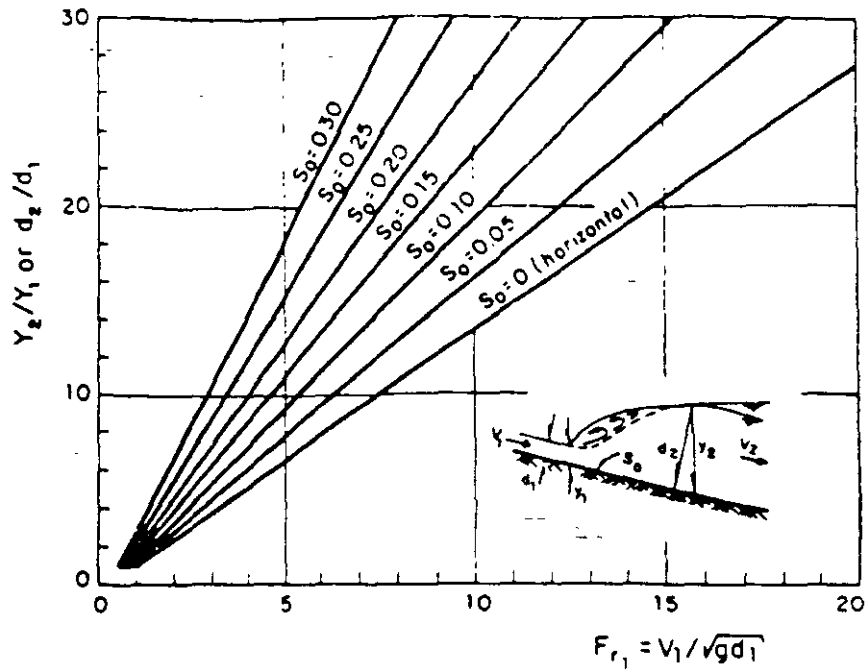


Fig 5.42 Relaciones experimentales del salto hidráulico en canales con pendiente  $\theta > 10^\circ$  [1]

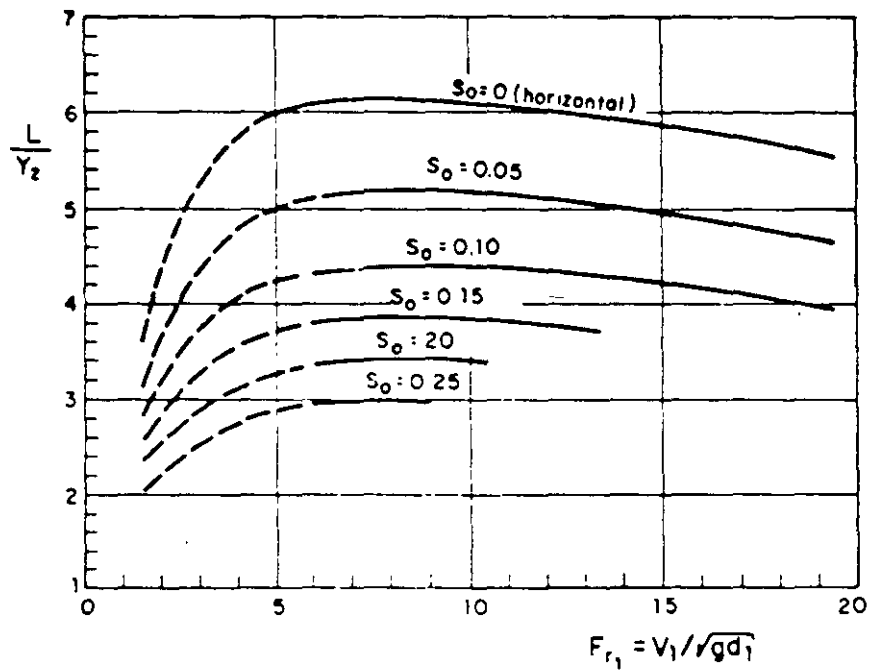


Fig 5.43 Longitud del salto hidráulico en canales con pendiente  $\theta > 10^\circ$  [1]

*FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.*

**APÉNDICE C****FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.**

En un flujo gradualmente variado las características hidráulicas (tirante y velocidad) varían de tal forma que las líneas de corriente son rectas y prácticamente paralelas, por lo que la distribución de presiones se considera lineal.

Para establecer la ecuación que ayude a analizar el flujo gradualmente variado, será necesario establecer las siguientes hipótesis simplificatorias.

1. La pendiente de la plantilla del canal ( $S_0$ ) es uniforme y pequeña ( $\theta \leq 10^\circ$ ) de tal forma que el tirante perpendicular a la plantilla ( $d$ ) se confunde con el vertical ( $y$ )
2. La curva de distribución de velocidades es uniforme y tiene la misma forma en cualquier otra sección del canal, por lo que el coeficiente  $\alpha$  es constante e igual a la unidad
3. La pérdida de energía más importante es la debida a la fricción ( $h_f$ )

De esta forma la ecuación diferencial de la energía se puede aplicar al flujo gradualmente variado, de tal manera que

$$\frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \left( Z + y + \frac{V^2}{2g} + h_f \right)$$

o bien

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{dE}{dx} + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (C.1)$$

Por otro lado

$$\frac{dZ}{dx} = -S$$

$$\frac{dh_f}{dx} = S_f$$

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

y resulta

$$\frac{dH}{dx} = -S_0 + \frac{dE}{dx} + S_f = 0 \quad (C.2)$$

Derivando la energía específica respecto de  $x$

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{Q^2}{2g} (-2)A^{-3} \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx}$$

o también

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} - \frac{Q^2 T}{g A^3} \frac{dy}{dx} = \frac{dy}{dx} \left( 1 - \frac{Q^2 T}{g A^3} \right) \quad (C.3)$$

por otra parte

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = Fr^2$$

sustituyendo esta última expresión en la ecuación (C.3)

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) \quad (C.4)$$

Finalmente al sustituir la ecuación (C.4) en la ecuación C.2:

$$-S_0 + \frac{dy}{dx}(1 - Fr^2) + S_f = 0$$

o también

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \quad (C.5)$$

Ecuación que se conoce como la Ecuación Dinámica del Flujo Gradualmente Variado.

donde:

$dy/dx$  .- representa la variación del tirante con respecto al eje  $x$  (dirección del flujo)

$S_f$  .- es la pendiente de fricción, que se puede obtener de la fórmula de

$$\text{Manning-Strickler } S_f = \left( \frac{Vn}{R_H^{2/3}} \right)^2$$

$S_0$  .-pendiente del fondo de la plantilla del canal

$Fr$  .- número de Froude en la sección de análisis

Si  $dy/dx < 0$ , la magnitud del tirante disminuye en la dirección del movimiento (perfil tiende a converger a la plantilla del canal)

Si  $dy/dx = 0$ , el tirante es constante a lo largo del eje  $x$  (flujo uniforme), la superficie libre del agua es paralela a la plantilla del canal

Si  $dy/dx > 0$ , la magnitud del tirante aumenta en la dirección del movimiento (perfil diverge de la plantilla del canal)

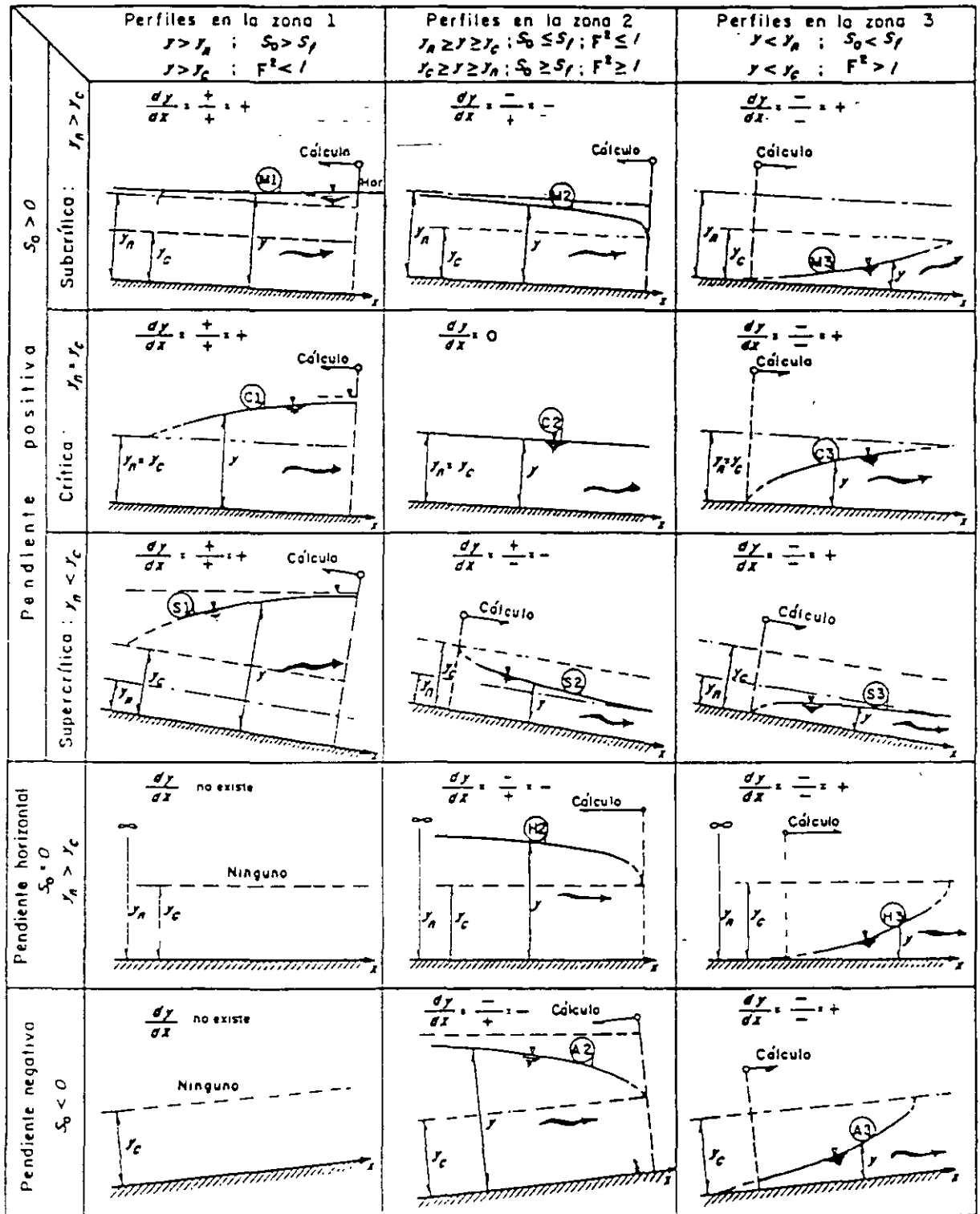


Figura 5.2. Clasificación de los perfiles de un flujo gradualmente variado

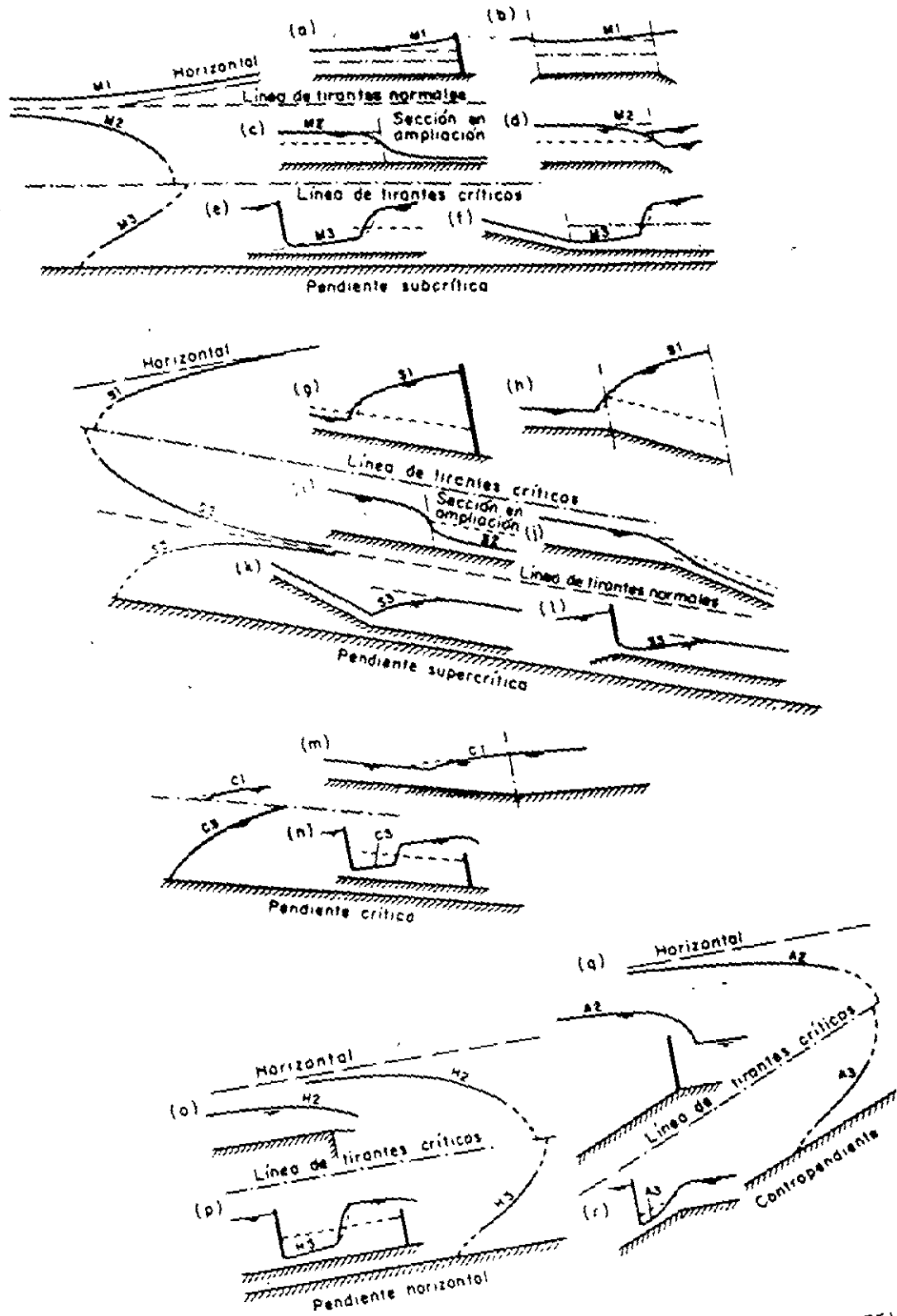


Fig 5.32 Ejemplos de perfiles de flujo gradualmente variado [2]

Para realizar el cálculo del perfil, deberá clasificarse la pendiente de la plantilla del canal, así como la zona en que se encuentre desarrollado él mismo, según se indica en la tabla C.1.

Una vez clasificado el perfil se procede a calcularlo. Existen muchos métodos para calcular los perfiles de flujo gradualmente variado, pero quizás el método más utilizado por su sencillez es el de incrementos finitos, que se basa en la ecuación de la energía planteada por tramos hasta completar la longitud deseada o la longitud total del canal.

En la figura C.2 se presenta un tramo de canal

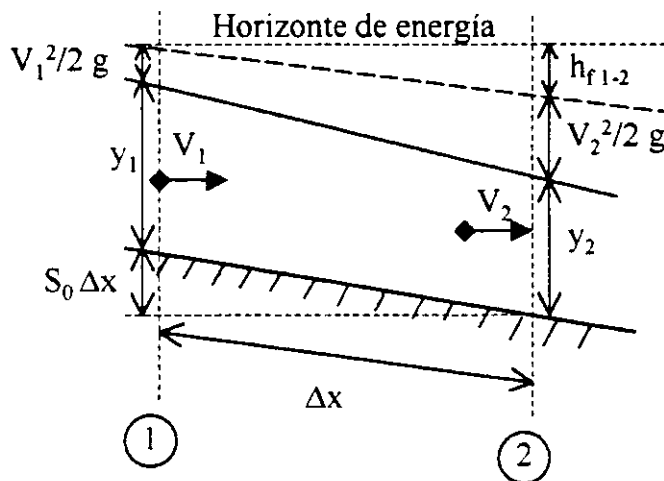


Figura C.2. Tramo de canal con flujo gradualmente variado

planteando la ecuación de la energía entre las secciones (1) y (2).

$$S_0 \Delta x + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_{f1-2}$$

$$S_0 \Delta x + E_1 = E_2 + \overline{S_f} \Delta x$$



o también

$$\Delta E = E_2 - E_1 = \Delta x (S_0 - \overline{S_f})$$

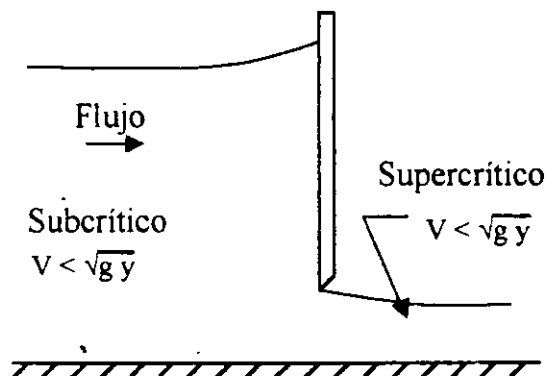
$$\Delta x = \frac{\Delta E}{S_0 - \overline{S_f}} \quad (C.6)$$

donde

$\overline{S_f}$  .-pendiente de fricción media entre las secciones (1) y (2), calculada como  $\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$ , de la ecuación de fricción de Manning.

Por otro lado, la sección de un canal en la que sea posible establecer una relación definida entre el nivel de la superficie libre del agua y el gasto correspondiente, se conoce como "sección de control". En general, dicha sección controla el flujo tanto aguas arriba como aguas abajo, una sección crítica es una sección de control, debido a que se puede establecer una relación definida entre tirante y gasto, independientemente de la rugosidad del canal y otras características no controladas. Para el cálculo de un perfil en flujo variado es necesario establecer la sección de control que proporcione las condiciones iniciales

Algunos ejemplos de secciones de control, figura C.3, los son las presas, vertedores, compuertas, entre otros, debido a que el gasto está relacionado con la carga a través de una curva llamada de "gasto vs tirante". Como el tirante crítico depende únicamente del gasto y de la forma de la sección, cualquier intersección bien definida de la línea del perfil de flujo y la correspondiente al tirante crítico constituyen una sección de control.



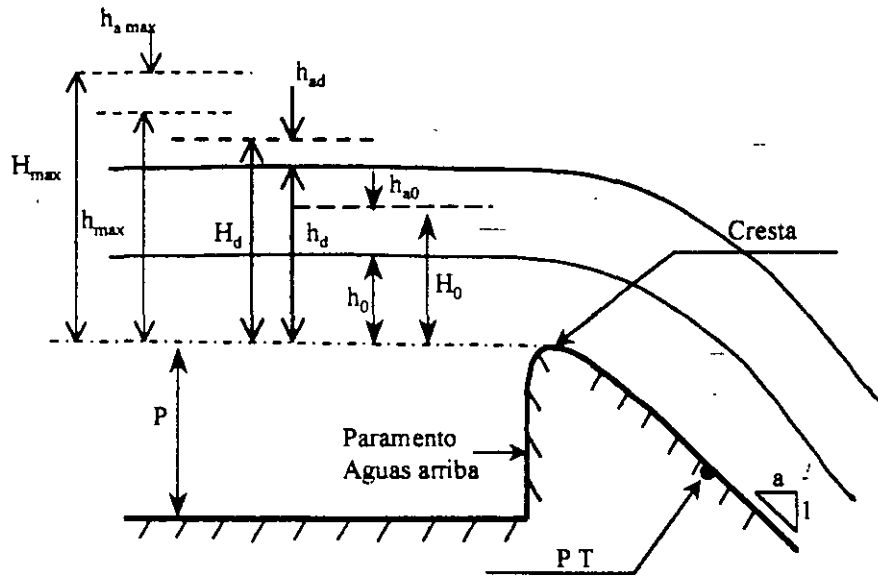


Figura C.3. Ejemplos de secciones de control

### Secuencia de cálculo

2. Clasificar pendiente y tipo de perfil
3. Localizar la sección de control en el canal o tirante inicial de cálculo
4. Determinar el sentido de cálculo a partir de la sección de control o del tirante inicial de cálculo (si el régimen es subcrítico el cálculo será hacia aguas arriba, si el régimen es supercrítico el sentido de cálculo será hacia aguas a bajo)
5. Calcular las características hidráulicas en la sección de inicio de cálculo ( $A$ ,  $P$ ,  $R_H$ ,  $V$ ,  $E$ ,  $S_{\beta}$ )
6. Suponer el tirante para la siguiente sección, con la condición de que la velocidad obtenida con él mismo no difiera al de la sección anterior en un 10%
7. Calcular las características de la sección ( $A$ ,  $P$ ,  $R_H$ ,  $V$ ,  $E$ ,  $S_{\beta}$ ) y aplicar la ecuación (C.6), para determinar la distancia  $\Delta x$  que separa los tirantes anteriormente utilizados
8. Continuar con el procedimiento de cálculo hasta completar con la longitud total de análisis del perfil



**CALCULO DEL PERFIL M1**  
**( Q=15 m3/s ; n=0.025 ; So=0.0009 ; b=8m ; k= 1.5 )**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
y (m)	A (m^2)	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	V^2 / 2g (m)	E (m)	DE (m)	Sfi	Sfm	So - Sfm	DX (m)	SUM DX (m)
2,500	29,38	17,00	1,73	0,511	0,013	2,513		0,000079				
2,460	28,76	16,86	1,71	0,522	0,014	2,474	-0,03942	0,000083	0,000081	0,000819	-48,14	-48,14
2,420	28,14	16,71	1,68	0,533	0,014	2,434	-0,03939	0,000089	0,000086	0,000814	-48,39	-96,53
2,380	27,54	16,57	1,66	0,545	0,015	2,395	-0,03935	0,000094	0,000091	0,000809	-48,67	-145,20
2,340	26,93	16,42	1,64	0,557	0,016	2,356	-0,03931	0,000100	0,000097	0,000803	-48,97	-194,17
2,300	26,34	16,28	1,62	0,570	0,017	2,317	-0,03927	0,000107	0,000104	0,000796	-49,31	-243,48
2,260	25,74	16,14	1,60	0,583	0,017	2,277	-0,03923	0,000114	0,000110	0,000790	-49,68	-293,16
2,220	25,15	15,99	1,57	0,596	0,018	2,238	-0,03918	0,000122	0,000118	0,000782	-50,08	-343,24
2,180	24,57	15,85	1,55	0,611	0,019	2,199	-0,03913	0,000130	0,000126	0,000774	-50,53	-393,77
2,140	23,99	15,70	1,53	0,625	0,020	2,160	-0,03907	0,000139	0,000134	0,000766	-51,03	-444,80
2,100	23,42	15,56	1,50	0,641	0,021	2,121	-0,03901	0,000149	0,000144	0,000756	-51,59	-496,39
2,060	22,85	15,42	1,48	0,657	0,022	2,082	-0,03894	0,000159	0,000154	0,000746	-52,21	-548,61
2,020	22,28	15,27	1,46	0,673	0,023	2,043	-0,03887	0,000171	0,000165	0,000735	-52,91	-601,52
1,980	21,72	15,13	1,44	0,691	0,024	2,004	-0,03879	0,000184	0,000178	0,000722	-53,70	-655,22
1,940	21,17	14,98	1,41	0,709	0,026	1,966	-0,03871	0,000198	0,000191	0,000709	-54,60	-709,82
1,900	20,62	14,84	1,39	0,728	0,027	1,927	-0,03861	0,000213	0,000206	0,000694	-55,62	-765,44
1,860	20,07	14,70	1,37	0,747	0,028	1,888	-0,03851	0,000230	0,000222	0,000678	-56,80	-822,24
1,820	19,53	14,55	1,34	0,768	0,030	1,850	-0,03840	0,000249	0,000240	0,000660	-58,16	-880,41
1,780	18,99	14,41	1,32	0,790	0,032	1,812	-0,03828	0,000270	0,000259	0,000641	-59,76	-940,16
1,740	18,46	14,26	1,29	0,813	0,034	1,774	-0,03814	0,000293	0,000281	0,000619	-61,64	-1001,80
1,700	17,94	14,12	1,27	0,836	0,036	1,736	-0,03800	0,000318	0,000305	0,000595	-63,88	-1065,68
1,660	17,41	13,98	1,25	0,861	0,038	1,698	-0,03783	0,000346	0,000332	0,000568	-66,59	-1132,27
1,620	16,90	13,83	1,22	0,888	0,040	1,660	-0,03765	0,000377	0,000362	0,000538	-69,93	-1202,20
1,580	16,38	13,69	1,20	0,915	0,043	1,623	-0,03745	0,000412	0,000395	0,000505	-74,11	-1276,31
1,540	15,88	13,54	1,17	0,945	0,045	1,585	-0,03723	0,000451	0,000432	0,000468	-79,50	-1355,81
1,500	15,38	13,40	1,15	0,976	0,049	1,549	-0,03698	0,000495	0,000473	0,000427	-86,66	-1442,47
1,460	14,88	13,26	1,12	1,008	0,052	1,512	-0,03670	0,000545	0,000520	0,000380	-96,58	-1539,05
1,420	14,38	13,11	1,10	1,043	0,055	1,475	-0,03639	0,000601	0,000573	0,000327	-111,18	-1650,23
1,380	13,90	12,97	1,07	1,079	0,059	1,439	-0,03604	0,000664	0,000632	0,000268	-134,66	-1784,89
1,340	13,41	12,82	1,05	1,118	0,064	1,404	-0,03564	0,000736	0,000700	0,000200	-178,31	-1963,20
1,300	12,94	12,68	1,02	1,160	0,069	1,369	-0,03520	0,000818	0,000777	0,000123	-286,88	-2250,08

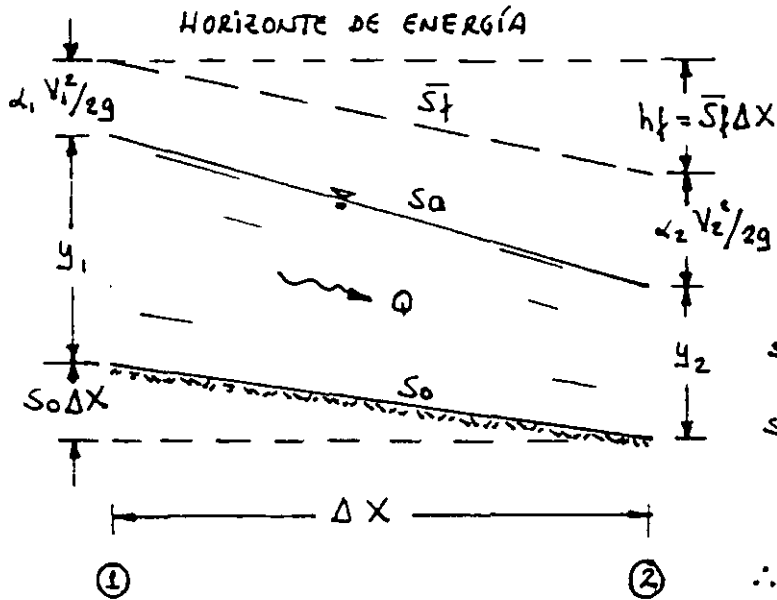
**CALCULO DEL PERFIL M2**  
SECCION CIRCULAR Q= 50 m<sup>3</sup>/s , D= 6m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	1-(2Y/D)	O (RAD)
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> / 2g (m)	E (m)	DE (m)	Sfi	Sfm	So - Sfm	DX (m)	SUM DX (m)		
2.550	11.447	8.521	1.343	4.368	0.972	3.522		0.003720					0.150	1.420
2.560	11.507	8.542	1.347	4.345	0.962	3.522	0.00000	0.003668	0.003694	-0.002694	0.001	0.001	0.147	1.424
2.580	11.625	8.582	1.355	4.301	0.943	3.523	0.00044	0.003567	0.003617	-0.002617	-0.167	-0.166	0.140	1.430
2.600	11.744	8.622	1.362	4.257	0.924	3.524	0.00101	0.003470	0.003518	-0.002518	-0.401	-0.568	0.133	1.437
2.620	11.863	8.663	1.369	4.215	0.905	3.525	0.00156	0.003376	0.003423	-0.002423	-0.645	-1.213	0.127	1.444
2.640	11.982	8.703	1.377	4.173	0.887	3.527	0.00209	0.003286	0.003331	-0.002331	-0.898	-2.111	0.120	1.451
2.660	12.102	8.743	1.384	4.132	0.870	3.530	0.00261	0.003199	0.003242	-0.002242	-1.162	-3.273	0.113	1.457
2.680	12.221	8.784	1.391	4.091	0.853	3.533	0.00310	0.003115	0.003157	-0.002157	-1.437	-4.710	0.107	1.464
2.700	12.340	8.824	1.399	4.052	0.837	3.537	0.00358	0.003034	0.003074	-0.002074	-1.724	-6.434	0.100	1.471
2.750	12.639	8.924	1.416	3.956	0.798	3.548	0.01091	0.002844	0.002939	-0.001939	-5.628	-12.062	0.083	1.487
2.800	12.938	9.024	1.434	3.865	0.761	3.561	0.01354	0.002670	0.002757	-0.001757	-7.706	-19.768	0.067	1.504
2.850	13.238	9.125	1.451	3.777	0.727	3.577	0.01595	0.002511	0.002590	-0.001590	-10.027	-29.795	0.050	1.521
2.900	13.537	9.225	1.467	3.694	0.695	3.595	0.01816	0.002364	0.002437	-0.001437	-12.631	-42.425	0.033	1.537
2.950	13.837	9.325	1.484	3.613	0.665	3.615	0.02019	0.002230	0.002297	-0.001297	-15.565	-57.991	0.017	1.554
3.000	14.137	9.425	1.500	3.537	0.638	3.638	0.02206	0.002105	0.002168	-0.001168	-18.892	-76.883	0.000	1.571
3.100	14.737	9.625	1.531	3.393	0.587	3.687	0.04915	0.001885	0.001995	-0.000995	-49.383	-126.266	-0.033	1.604
3.200	15.336	9.825	1.561	3.260	0.542	3.742	0.05505	0.001697	0.001791	-0.000791	-69.603	-195.869	-0.067	1.638
3.300	15.934	10.026	1.589	3.138	0.502	3.802	0.06011	0.001534	0.001615	-0.000615	-97.660	-293.529	-0.100	1.671
3.400	16.530	10.227	1.616	3.025	0.466	3.866	0.06447	0.001394	0.001464	-0.000464	-138.877	-432.406	-0.133	1.705
3.500	17.123	10.429	1.642	2.920	0.435	3.935	0.06825	0.001272	0.001333	-0.000333	-204.826	-637.232	-0.167	1.738
3.600	17.713	10.633	1.666	2.823	0.406	4.006	0.07154	0.001166	0.001219	-0.000219	-326.301	-963.533	-0.200	1.772
3.608	17.760	10.649	1.668	2.815	0.404	4.012	0.00585	0.001158	0.001162	-0.000162	-36.077	-999.610	-0.203	1.775

**CALCULO DEL PERFIL S2**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	1-(2Y/D)	O (RAD)
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> / 2g (m)	E (m)	DE (m)	Sfi	Sfm	So - Sfm	DX (m)	SUM DX (m)		
2.5500	11.447	8.521	1.343	4.368	0.972	3.522		0.003720					0.150	1.420
2.5000	11.151	8.420	1.324	4.484	1.025	3.525	0.00235	0.003995	0.003858	0.006142	0.382	0.382	0.167	1.403
2.4500	10.856	8.319	1.305	4.606	1.081	3.531	0.00652	0.004299	0.004147	0.005853	1.114	1.496	0.183	1.386
2.4000	10.561	8.217	1.285	4.734	1.142	3.542	0.01113	0.004635	0.004467	0.005533	2.011	3.507	0.200	1.369
2.3500	10.268	8.114	1.265	4.870	1.209	3.559	0.01622	0.005007	0.004821	0.005179	3.132	6.639	0.217	1.352
2.3000	9.976	8.012	1.245	5.012	1.280	3.580	0.02187	0.005420	0.005214	0.004786	4.568	11.207	0.233	1.335
2.2500	9.684	7.909	1.225	5.163	1.359	3.609	0.02813	0.005880	0.005650	0.004350	6.468	17.676	0.250	1.318
2.2000	9.395	7.805	1.204	5.322	1.444	3.644	0.03511	0.006394	0.006137	0.003863	9.090	26.765	0.267	1.301
2.1500	9.106	7.701	1.182	5.491	1.537	3.687	0.04290	0.006968	0.006681	0.003319	12.927	39.692	0.283	1.284
2.1000	8.819	7.597	1.161	5.669	1.638	3.738	0.05162	0.007613	0.007291	0.002709	19.052	58.744	0.300	1.266
2.0500	8.534	7.491	1.139	5.859	1.750	3.800	0.06140	0.008339	0.007976	0.002024	30.335	89.079	0.317	1.249
2.0374	8.462	7.465	1.134	5.909	1.779	3.817	0.01716	0.008535	0.008437	0.001563	10.980	100.059	0.321	1.244

3).- MÉTODO POR ETAPAS.-



PLANTEANDO E.E. ENTRE ① y ② :

$$S_0 \Delta X + E_1 = E_2 + \bar{S}_f \Delta X$$

I).- RÉGIMEN SUPERCRÍTICO.-  
(CÁLCULO HACIA AGUAS ABAJO)

SECCIÓN ①.- SE CONOCE "y<sub>1</sub>";

SECCIÓN ②.- SE DEBEA CALCULAR "y<sub>2</sub>".

$$E_1 + S_0 \Delta X = \text{cte.} = C_1$$

$$\therefore \boxed{C_1 = E_2 + \bar{S}_f \Delta X} \quad \text{--- (I)}$$

II).- RÉGIMEN SUBCRÍTICO (CÁLCULO HACIA AGUAS ARRIBA).-

$$E_2 - S_0 \Delta X = \text{cte} = C_2 ;$$

$$\boxed{C_2 = E_1 - \bar{S}_f \Delta X} \quad \text{--- (II)}$$

SECUENCIA DE CÁLCULO :

a).- CLASIFICAR EL PERFIL Y DETERMINAR EL TIPO DE RÉGIMEN,

b).- CALCULAR LAS CONDICIONES EN LA SECCIÓN DE CONTROL,

c).- EN FUNCIÓN DEL TIPO DE RÉGIMEN, UTILIZAR (I) Ó (II) Y POR TANTEOS CALCULAR EL TIRANTE EN LA SECCION DE INTERES :

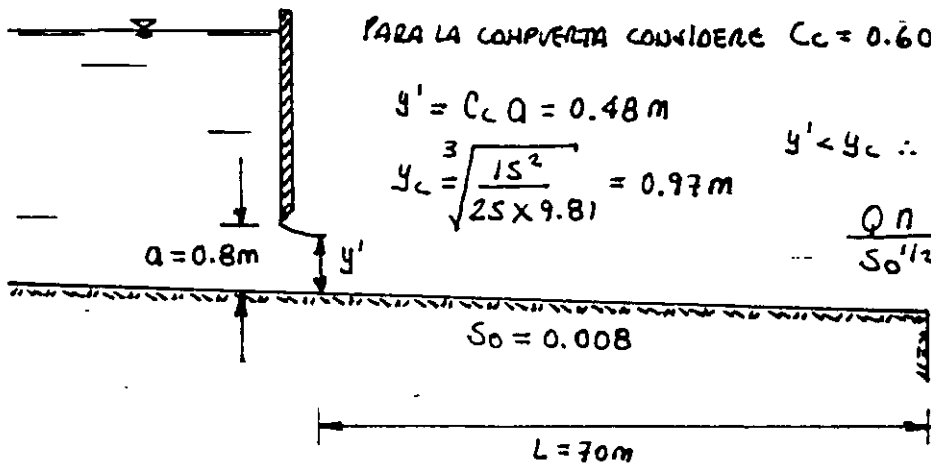
$$\boxed{E_i \pm \bar{S}_f \Delta X = E_0 \pm S_0 \Delta X} \quad \begin{array}{l} + \text{ SUPERCRÍTICO.} \\ - \text{ SUBCRÍTICO.} \end{array}$$

d).- CAMBIAR A LA SIGUIENTE SECCIÓN CON LOS VALORES CALCULADOS EN EL INCISO ANTERIOR COMO INICIALES.

EJEMPLO.- LA COMPUERTA DE LA FIGURA DESCARGA UN  $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ , A UN CANAL RECTANGULAR DE  $b = 5 \text{ m}$ ,  $n = 0.018$ ,  $S_0 = 0.008$

3) MÉTODO POR ETAPAS.

EJEMPLO: LA COMPUERTA DE LA FIGURA DESCARGA UN  $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ , A UN CANAL RECTANGULAR DE  $b = 5 \text{ m}$ ,  $n = 0.018$ ,  $S_0 = 0.008$   
 CALCULE EL TIRANTE QUE SE PRESENTA A LA SALIDA DEL CANAL.



$y_n < y_c$  } PENSIÓN FUERTE : DE ACUERDO A LA POSICIÓN DEL AGUA SE TRATA DE UN  
 $S_0 > S_c$  } PERFILES TIPO "S" PERFIL "S3".

SE PROPONE  $\Delta x = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ m}$  ; CÁLCULO DEL PERFIL :

CADENAH. "X"	SECC.	$y'$ (m).	A (m <sup>2</sup> )	P (m).	V (m/s).	$V^2/2g$ (m).	$\bar{S}_f$	$E_i + \bar{S}_f \Delta X$
0	①	0.48	2.4	5.96	6.25	1.99	—	$C_1 = 2.61 =$
17.50	②	0.55* 0.56* 0.562	2.75 2.80 2.81	6.10 6.12 6.124	5.45 5.35 5.338	1.516 1.460 1.452	0.034 0.0335 0.0334	2.669 2.607 2.60 $\approx C_1$
17.50	①	0.562	2.81	6.124	5.338	1.452	—	$C_1 = 2.154 =$
35.00	②	0.630	3.15	6.26	4.762	1.155	0.0219	2.163 $\approx C_1$
35.00	①	0.630	3.15	6.26	4.762	1.155	—	$C_1 = 1.925 =$
52.50	②	0.70	3.50	6.40	4.28	0.936	0.0155	1.910 $\approx C_1$
52.50	①	0.70	3.50	6.40	4.28	0.936	—	$C_1 = 1.776 =$
70.00	②	0.72* 0.76	3.60 3.80	6.44 6.52	4.166 3.94	0.884 0.794	0.0127 0.0117	1.827 1.76 $\approx C_1$
70.00	①	0.76	3.80	6.52	3.94	0.794	—	

O.K.  
O.K.  
O.K.  
O.K.

\* FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO :-

HASTA EL MOMENTO SE HAN TRATADO PROBLEMAS EN LOS CUALES EL GASTO PERMANECE CONSTANTE EN LA DIRECCION DEL MOVIMIENTO. SIN EMBARGO, SE PRESENTA EN LA PRACTICA OTRO TIPO DE FLUJO EN EL QUE EL GASTO DEL CANAL AUMENTA O DISMINUYE EN LA DIRECCION DEL ESCURRIMIENTO (POR LA ENTRADA O SALIDA DE UN GASTO DE APORTACION O DE DESVIACION).

EL FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO ES EL RESULTADO DEL AUMENTO O REDUCCION DEL GASTO EN LA DIRECCION DEL FLUJO.

EN EL FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO DE GASTO CRECIENTE, LA MAYOR PARTE DE LA PERDIDA DE ENERGIA SE DEBE A LA MEZCLA TURBULENTA DEL AGUA AGREGADA Y DEL AGUA FUYENDO EN EL CANAL (EN LA MAYORIA DE LOS CASOS ESTA PERDIDA DE ENERGIA ES RELATIVAMENTE GRANDE Y DIFICIL DE EVALUAR). POR ESTA RAZON ES MAS ADECUADA LA APLICACION DEL PRINCIPIO DE CANTIDAD DE MOVIMIENTO EN EL ANALISIS DEL FENOMENO.

ECUACION DINAMICA PARA FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO :-

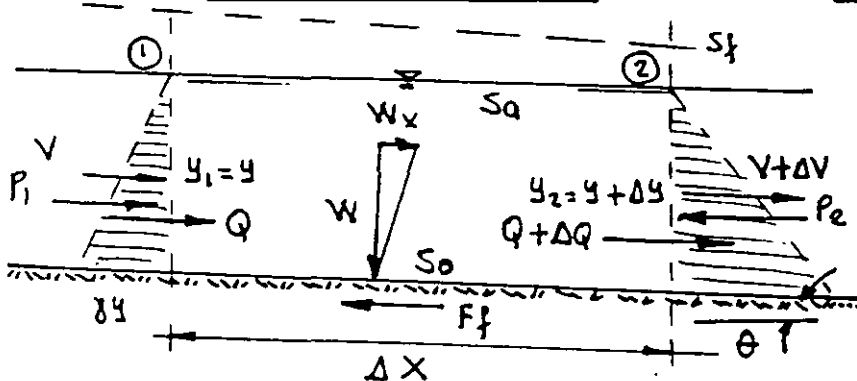
HIPOTESIS :

A).- FLUJO UNIDIMENSIONAL

B).- DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EN LA SECCION TRANSVERSAL DEL CANAL, CONSTANTE Y UNIFORME ( $\alpha = \beta = 1.0$ ).

C).- SO DEL CANAL COLECTOR, PEQUEÑA, POR LO TANTO  $y \approx d$ .

D).- LAS LINEAS DE CORRIENTE SE MANTIENEN PARALELAS EN LA DIRECCION DEL MOVIMIENTO, O BIEN LA CURVATURA DE ESTAS ES DESPRECIABLE, POR LO QUE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES SIGUE LA LEY HIDROSTATICA.



$$P = \gamma Z_0 A$$

$$P_1 = \frac{\gamma y^2}{2} (b)$$

$$P_2 = \frac{\gamma (y + \Delta y)^2}{2} b$$

$$P_1 - P_2 = \frac{\gamma y^2}{2} b - \left( \frac{\gamma y^2}{2} b + \frac{2\gamma y \Delta y}{2} b + \frac{\gamma \Delta y^2}{2} b \right) = -\gamma y \Delta y b = \underline{-\gamma A \Delta y} \quad \text{--- (1)}$$

$$W_x = W \sin \theta \quad ; \quad \text{PERO } \sin \theta = S_0$$

$$A = A_m = \frac{A_1 + A_2}{2} \quad ; \quad A_2 = A_1 + dA \quad \therefore \quad A = \frac{A_1 + A_1 + dA}{2} = A_1 + \frac{dA}{2}$$



$$W_x = \gamma \left( A_1 + \frac{dA}{2} \right) \Delta X \text{ sen } \theta = \underline{\gamma A \Delta X S_0} \quad \text{--- (2)}$$

$$F_f = z A = z P \Delta X = z \frac{A}{R_H} \Delta X$$

DEL CAPÍTULO DE FLUJO UNIFORME:  $\gamma A \Delta X \text{ sen } \theta = z P \Delta X \Rightarrow z = \gamma R_H S_f$

$$\therefore F_f = \gamma \frac{A}{R_H} S_f \frac{A}{R_H} \Delta X = \underline{\gamma A \Delta X S_f} \quad \text{--- (3)}$$

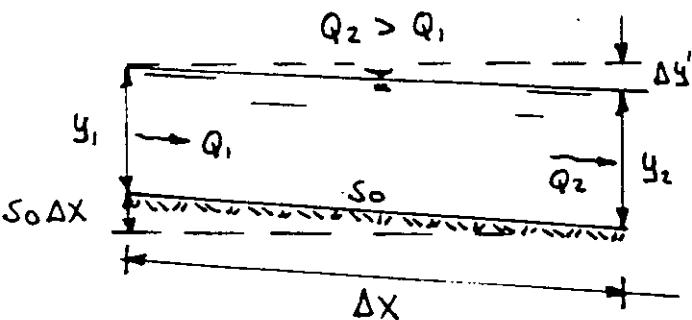
DE LA ECUACION DE IMPULSO Y CANTIDAD DE MOVIMIENTO:  $\Sigma F = \rho (\Sigma QV)$

$$-\gamma A \Delta y - \gamma A \Delta X S_f + \gamma A \Delta X S_0 = \frac{\gamma}{g} (-QV) + \frac{\gamma}{g} (Q + \Delta Q)(V + \Delta V)$$

$$-A \Delta y + A \Delta X (S_0 - S_f) = -\frac{QV}{g} + \frac{1}{g} (QV + Q \Delta V + \Delta Q V + \Delta Q \Delta V)$$

$$A \Delta X (S_0 - S_f) - A \Delta y = \frac{Q \Delta V}{g} + \frac{(V + \Delta V) \Delta Q}{g}$$

$$\frac{1}{g} (Q \Delta V + \Delta Q (V + \Delta V)) = A (S_0 - S_f) \Delta X - A \Delta y \quad \text{--- (4)}$$



DE LA FIGURA:

$$\Delta y' = S_0 \Delta X + y_1 - y_2 \quad \text{--- (5)}$$

$$Q_2 = Q_1 + \Delta Q \quad ; \quad V_2 = V_1 + \Delta V$$

$$\Delta Q = Q_2 - Q_1 \quad ; \quad \Delta V = V_2 - V_1$$

SUSTITUYENDO EN (4):

$$\frac{1}{A g} [ Q_1 (V_2 - V_1) + (Q_2 - Q_1) (V_2) ] = (S_0 - S_f) \Delta X - \Delta y \quad ; \quad \Delta y = y_2 - y_1$$

$$\frac{1}{A g} [ Q_1 (V_2 - V_1) + (Q_2 - Q_1) (V_2) ] = S_0 \Delta X - S_f \Delta X - \Delta y = S_0 \Delta X - S_f \Delta X - (y_2 - y_1) \quad \text{--- (6)}$$

SUSTITUYENDO (5) EN (6)

$$\frac{1}{A g} [ Q_1 (V_2 - V_1) + (Q_2 - Q_1) (V_2) ] = (S_0 \Delta X - S_f \Delta X) - (y_2 - y_1) = \Delta y' - S_f \Delta X$$

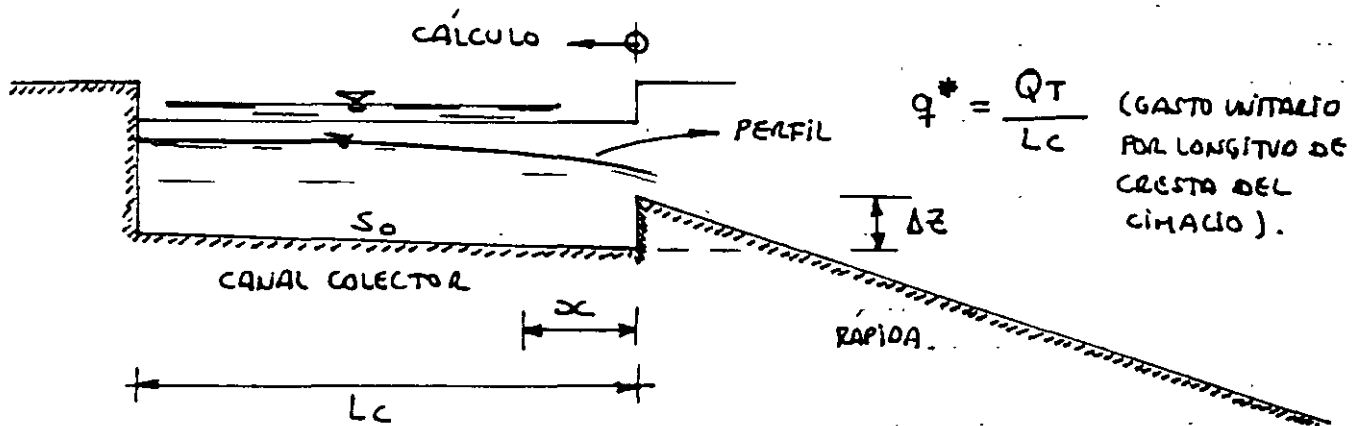
$$\frac{Q_1}{gA} \left[ (V_2 - V_1) + \frac{V_2}{Q_1} (Q_2 - Q_1) \right] = \Delta y' - S_f \Delta X$$

DONDE: A: AREA MEDIA ;  $A = \frac{Q_m}{V_m} = \frac{Q_1 + Q_2}{V_1 + V_2}$

FINALMENTE :

$$\Delta y' = \frac{Q_1}{g} \left( \frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \right) \left[ (V_2 - V_1) + \frac{V_2}{Q_1} (Q_2 - Q_1) \right] + S_f \Delta X \quad - (7)$$

- PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO :



- a).- EN LA SECCIÓN DE CONTROL SE OBTIENE "y<sub>c</sub>"  
PARA ASEGURAR RÉGIMEN SUBCRÍTICO AGUAS ARRIBA DE LA SECCIÓN DE CONTROL, SE ACOSTUMBRA CONSTRUIR UN ESCALON DE ALTURA Δz, ENTRE EL CANAL COLECTOR Y LA RÁPIDA
- b).- CALCULAR EL TIRANTE INMEDIATO ARRIBA DE LA SECCIÓN DE CONTROL (DESPRECIANDO PÉRDIDAS DE ENERGÍA) :-

$$y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = \Delta z + y_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad (\text{PARA CUANDO EXISTA ESCALÓN}).$$

- c).- FIJAR SECCIONES DE CÁLCULO EN EL CANAL COLECTOR DANDO VALORES A ΔX (SE RECOMIENDA TENER DE 5 A 10 SECCIONES DE CÁLCULO).

- d).- EN LA EC. (5) SE SUPONE UN VALOR DE Δy' y SE CALCULA "y<sub>1</sub>"

- e).- CON y<sub>1</sub> ⇒ CALCULAR A<sub>1</sub>

- f).-  $Q_1 = Q_2 - q^* \Delta X$  ; g).- SE OBTIENE  $V_1 = \frac{Q_1}{A_1}$  ;  $\bar{S}_f = \left( \frac{V_m \eta}{R_H^{2/3}} \right)$

h).- CON LA EC. (7) OBTENER  $\Delta y'$  CALCULADO

i).- COMPARAR  $\Delta y'$  CALCULADO CON  $\Delta y'$  SUPUESTO

SI:

$\Delta y'$  CALCULADO =  $\Delta y'$  SUPUESTO  $\rightarrow$   $y_1$  - ES EL TIRANTE CORRECTO, Y SE PASA A LA SIGUIENTE SECCIÓN CAMBIANDO SUBÍNDICES.

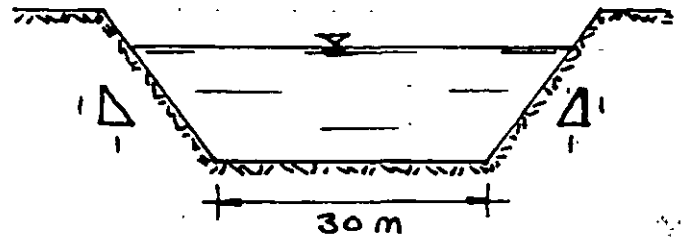
$\Delta y'$  CALCULADO  $\neq$   $\Delta y'$  SUPUESTO  $\rightarrow$  SE INTRODUCEN  $\Delta y'$  CALCULADO EN LA EC. (5) Y SE CONTINÚA EN EL PASO e.

j).- SE SIGUE EL PROCEDIMIENTO HASTA TERMINAR CON TODAS LAS SECCIONES DE CÁLCULO PROPUESTAS.

EJEMPLO.-  $S_0 = 0.0$  CANAL COLECTORA.  
 $Q_T = 1380 \text{ m}^3/\text{s}.$

$L_c = 135 \text{ m}$  ;  $n = 0.015$

SE PROPONEN  $\Delta X = 25 \text{ m}$



SECCION	$\Delta y'_s$ m	$y_1$ m	$-A_1$ $\text{m}^2$	$Q_1$ $\text{m}^3/\text{s}$	$V_1$ $\text{m}/\text{s}$	$V_{1+1}$ $\text{m}/\text{s}$	$V_m$ $\text{m}/\text{s}$	$P_1$ m	$P_{1+1}$ m	$R_h^{2/3}$	$S_f$	$\Delta y'_c$ m
0-25	1.00	6.62	242.424	1124.5	4.638	6.893	5.766	48.724	45.896	2.797	0.000956	2.041
	2.341	7.661	288.522	1124.5	3.897	6.893	5.395	51.668	45.896	2.927	0.000764	2.272
	2.272	7.892	299.072	1124.5	3.759	6.893	5.327	52.324	45.896	2.956	0.000730	2.310
	2.310	7.930	300.790	1124.5	3.738	6.893	5.316	52.430	45.896	2.961	0.000725	2.316
0-50	1.0	8.930	347.650	869.0	2.499	3.738	3.119	55.258	52.430	3.310	0.000199	0.653
	0.653	8.583	331.168	869.0	2.624	3.738	3.181	54.277	52.430	3.273	0.000212	0.631
	0.631	8.561	330.134	869.0	2.632	3.738	3.185	54.215	52.430	3.271	0.000213	0.629
	0.629	8.559	330.063	869.0	2.633	3.738	3.186	54.211	52.430	3.271	0.000213	0.629
0-75	1.00	9.560	378.183	613.5	1.622	2.633	2.127	57.039	54.211	3.435	0.000086	0.380
	0.380	8.940	348.130	613.5	1.762	2.633	2.197	55.286	54.211	3.372	0.000095	0.367
	0.367	8.927	347.495	613.5	1.765	2.632	2.199	55.248	54.211	3.371	0.000095	0.366
	0.366	8.926	347.479	613.5	1.765	2.632	2.199	55.248	54.211	3.371	0.000095	0.366
0-100	1.00	9.926	396.332	358.0	0.903	1.765	1.334	58.076	55.248	3.505	0.000032	0.213
	0.213	9.140	357.746	358.0	1.001	1.765	1.383	55.852	55.248	3.428	0.000036	0.211
	0.211	9.137	357.636	358.0	1.001	1.765	1.383	55.845	55.248	3.428	0.000036	0.211
0-125	1.00	10.138	406.912	102.5	0.252	1.001	0.626	58.674	55.846	3.545	0.0000070	0.092
	0.0924	9.230	362.106	102.5	0.283	1.001	0.642	56.107	55.846	3.457	0.0000077	0.0938
	0.0938	9.232	362.174	102.5	0.283	1.001	0.642	56.111	55.846	3.457	0.0000077	0.0938
0-135	1.00	10.232	411.638	0.00	0.00	0.283	0.1415	58.939	56.111	3.563	0.00000035	0.0081683
	0.0081683	9.240	362.570	0.00	0.00	0.283	0.1415	56.134	56.111	3.467	0.00000037	0.0081685
	0.0081685	9.240	362.570	0.00	0.00	0.283	0.1415	56.134	56.111	3.467	0.00000037	0.0081685

*TRANSICIONES Y CURVAS.*

**APENDICE E.**

**TRANSICIONES. EXPANSIONES Y CONTRACCIONES EN RÉGIMEN SUBCRÍTICO**

Las expansiones y contracciones en canales artificiales, constituyen el tramo de unión de dos canales con secciones transversales de forma y dimensiones distintas, a fin de aumentar o disminuir la velocidad del flujo e impedir la erosión o depósito de material, estas transiciones se diseñan en longitudes generalmente cortas, en donde predominan las fuerzas gravitacionales sobre la fricción. El cambio de sección transversal puede ser aumentando o disminuyendo el área de manera brusca o gradual.

Cuando el área de la sección transversal del canal aumenta en la dirección del movimiento, la transición se conoce como una expansión o transición divergente, cuando el área disminuye, se conoce como una contracción o transición convergente.

Las transiciones se pueden clasificar de acuerdo al régimen de flujo, basándose en lo siguiente

<b>TIPO DE RÉGIMEN</b>	<b>TIPO DE TRANSICIÓN</b>
Régimen subcrítico	régimen subcrítico
	régimen supercrítico
Régimen supercrítico	régimen subcrítico
	régimen supercrítico

En el desarrollo de esta tesis, se analizará solamente las transiciones convergentes o contracciones, en régimen subcrítico. Por la aplicación de las ecuaciones de continuidad, energía e impulso y cantidad de movimiento, es posible determinar la magnitud de la pérdida de energía ( $hc$ ), debida a la contracción, el otro tipo de pérdida es la debida a la que puede estimarse con alguna fórmula de fricción (la de Manning por ejemplo), sin embargo, tiene poco efecto y puede ignorarse en un diseño preliminar.

La pérdida por convección se debe al cambio de velocidad en la transición y es más importante que la fricción. Para obtener una expresión que permita determinar la pérdida, se deben establecer las siguientes hipótesis.

- 1) La fuerza de fricción  $F_f$  producida en la distancia de la sección de análisis, es despreciable, debido a que dicha longitud es muy pequeña y a que las paredes que confinan esta sección son lisas.
- 2) El número de Froude ( $Fr_1 = V_1 / \sqrt{gy_1}$ ) en la sección inicial, es menor que uno, debido a que el régimen es subcrítico, por lo tanto, las potencias mayores a la de tercer orden son despreciables.

Formica encontró experimentalmente que en las contracciones bruscas en canales rectangulares existen pérdidas de energía mayores que en las expansiones bruscas, sin embargo la pérdida de energía puede calcularse en función del cambio en la carga de velocidad antes y después de la contracción, figura E.1.

$$hc = C_1 \left( \frac{V_3^2 - V_1^2}{2g} \right) = C_1 \left[ 1 - \left( \frac{A_3}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_3^2}{2g}$$

Finalmente

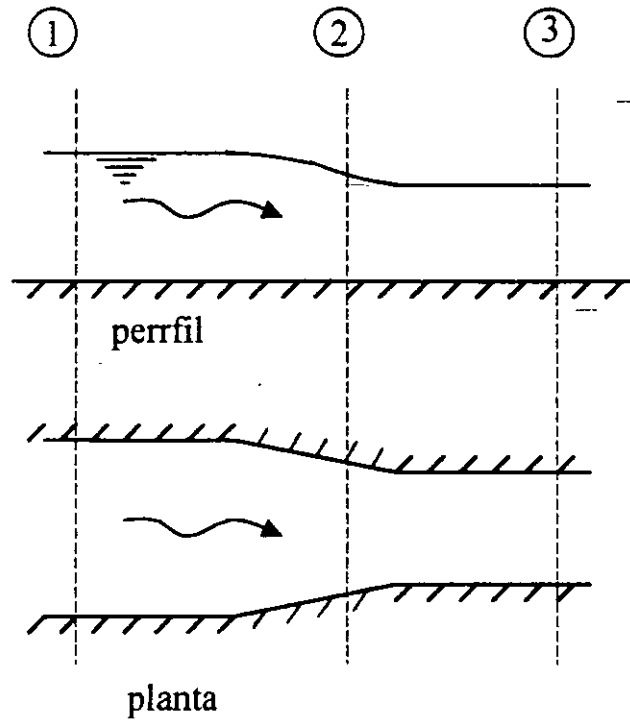
$$hc = k \frac{V_3^2}{2g} \tag{E.1}$$

donde:

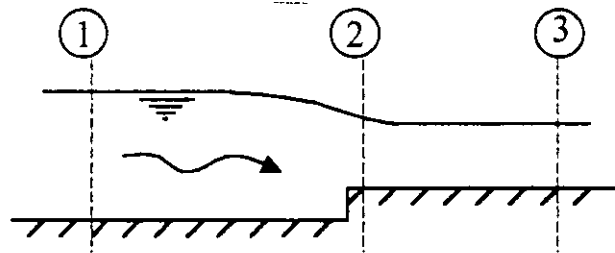
$hc$  .- es la pérdida debido a la contracción, en m

$C_1$ ,  $k$  .- son coeficientes adimensionales que dependen de la geometría de la transición

$V_3^2 / 2g$  .- es la carga de velocidad de la sección aguas debajo de la contracción, en m



a) Transición con cambio de ancho de plantilla



b) Transición brusca con escalón

Figura E.1. Contracciones en régimen subcrítico, verticales y horizontales

En la figura E.2, se muestran algunos valores para  $k$  en contracciones de canal rectangular a rectangular, asimismo se muestran algunos valores para  $C_c$  en contracciones de canal rectangular a canal trapecial, estos valores pueden ser utilizados en la ecuación (E.1).

Por otro lado, Kisieliev sugiere que la pérdida en una contracción alabeada de canal trapecial a trapecial se puede calcular con la ecuación (E.1), con valores de  $k = 0.05$  a  $0.10$ .



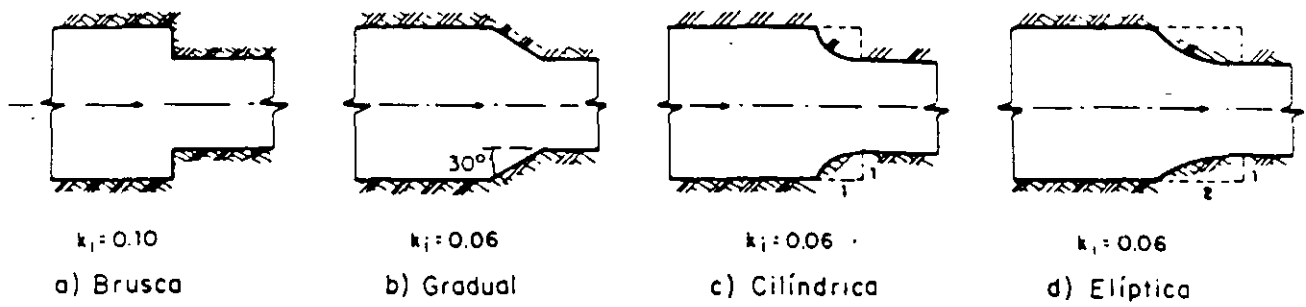


Fig 5.51 Coeficientes de pérdida de energía  $k_i$  en contracciones de un canal rectangular, según Formica [8]

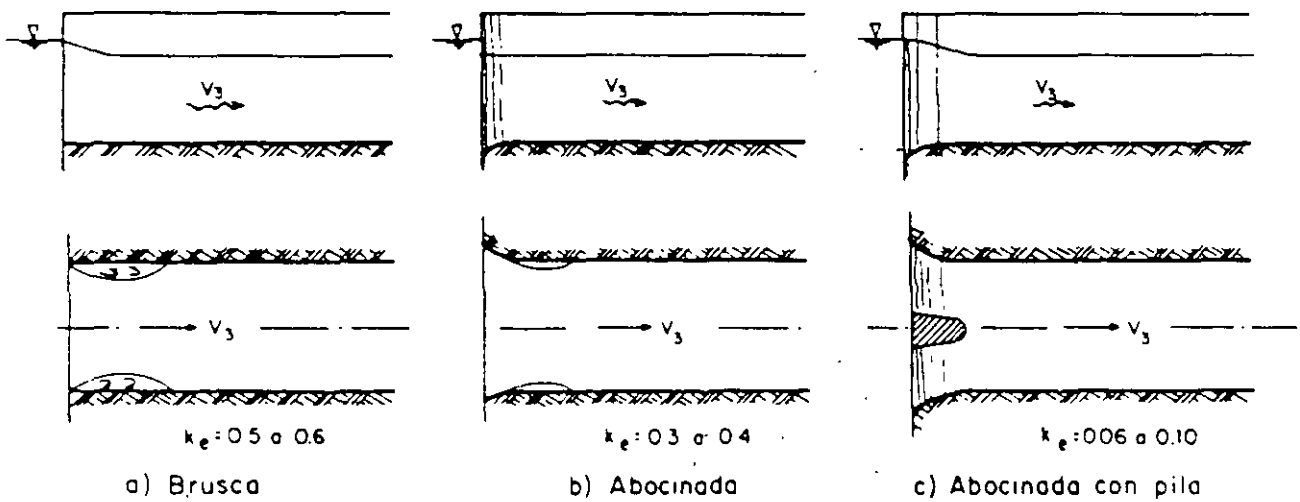


Fig 5.52 Coeficientes de pérdida de energía  $k_e$  por entrada a un canal [8]

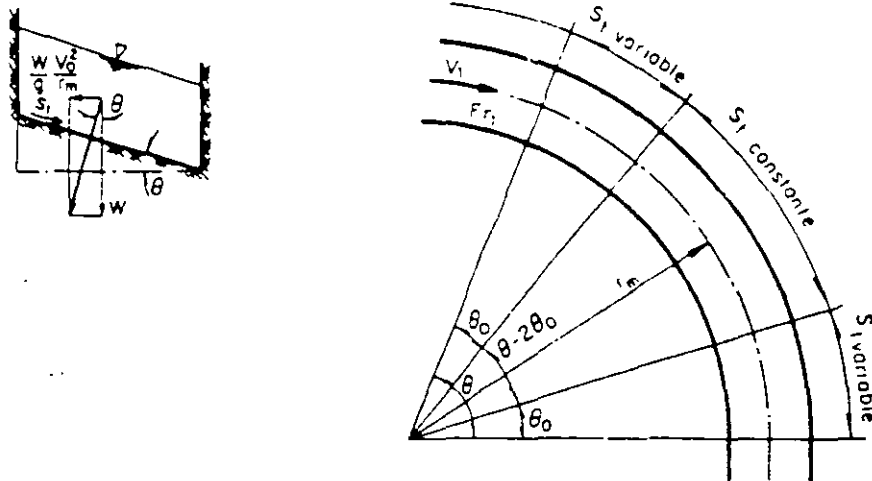


Fig 5.66 Sobreelevación de una curva simple a régimen supercrítico [ 8 ]

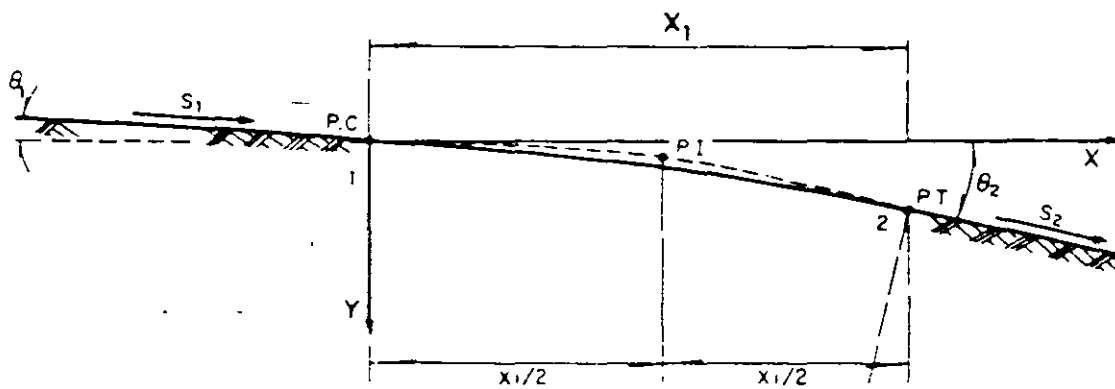


Fig 5.67 Curva vertical convexa [ 8 ]

f

GEOTECNIA EN LAS OBRAS  
HIDRÁULICAS

GEOLOGÍA, MECÁNICA DE  
SUELOS Y DE ROCAS Y  
PRUEBAS DE LABORATORIO

M.I. Alberto Menache Varela

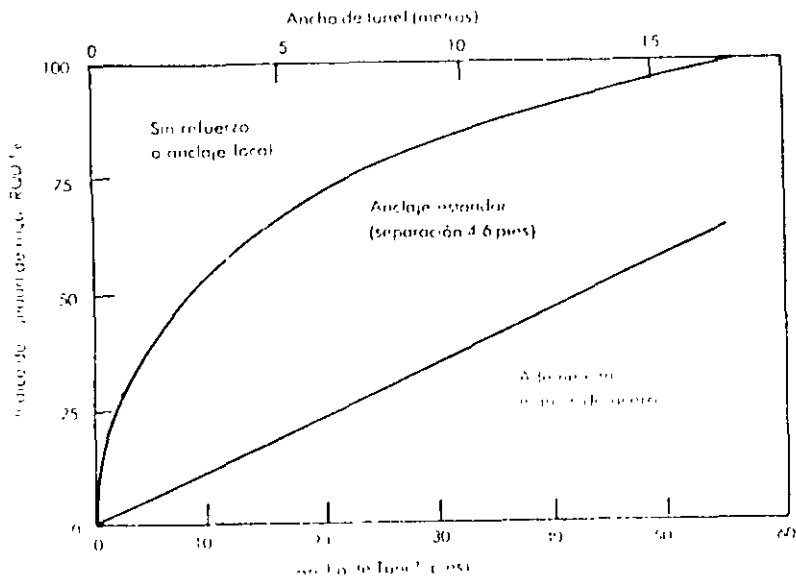


Figura 5. Proposición del uso de la RQD para escoger el sistema de soporte de roca según Merritt<sup>21</sup>

Aparte de esta limitación, el RQD no toma en cuenta otros factores como por ejemplo la orientación de las juntas, lo que también tiene su importancia para el comportamiento de la roca alrededor de una obra subterránea. En consecuencia, sin querer estar méritos al RQD como método rápido y económico para dar indicios, también es cierto que no provee información adecuada sobre los muchos fenómenos de comportamiento de la roca que se pueden presentar en una excavación.

## INFLUENCIA DE LAS GRIETAS CON ARCILLA Y DEL RELLENO DE FALLAS

Ya se han examinado las deficiencias del índice RQD en lugares donde hay arcillas y materiales meteorizados. Brekke y Howard<sup>22</sup> señalan que es tan importante y a veces más aún clasificar las discontinuidades según su naturaleza que indicar sus parámetros dentro de una escala. Y a continuación estudian siete grupos de rellenos de discontinuidades que tienen una influencia importante sobre el comportamiento de la roca que las contenga. Aunque su lista no constituya una clasificación de rocas, la incluimos en este capítulo a causa de las implicaciones nefastas que puede acarrear su desconocimiento en el diseño de una excavación.

Los comentarios de Brekke y Howard sobre los rellenos en discontinuidades son como sigue.

1. Las grietas, las fisuras y a veces incluso las fallas menores pueden sellarse gracias a la precipitación de soluciones de cuarzo o de calcita. En este caso, la discontinuidad puede quedar "soldada". Estas discontinuidades, sin embargo, pueden volverse a romper, formando nuevas superficies. También hay que insistir en el hecho que puede haber cuarzo o calcita en una discontinuidad sin soldarla

2. Discontinuidades limpias, o sea sin rellenos o recubrimientos. Muchas fisuras o fracturas serán de este tipo. Sin embargo, cerca de la superficie hay que cuidarse de no confundir discontinuidades limpias con discontinuidades "selladas" de donde el relleno ha sido lavado por el agua de la lluvia.
3. Los rellenos de calcita, en especial cuando son porosos o en hojuelas, pueden disolverse durante el tiempo de vida de la obra subterránea. Con esta disolución desaparece, desde luego, su ayuda a la resistencia de la excavación. Este es un problema de estabilidad a largo plazo y a veces de movimiento de fluidos que es fácil olvidar durante la fase del diseño o de la construcción. Rellenos de yeso pueden comportarse de la misma forma.
4. Recubrimientos o rellenos de clorita, talco o grafito hacen las juntas muy resbalosas (o sea, de poca resistencia) sobre todo cuando están húmedas.
5. La arcilla inerte en juntas y fallas representa desde luego un material muy débil que puede quedar comprimido o lavado.
6. Las arcillas expansivas pueden causar serios problemas por la expansión libre y la pérdida consecuente de resistencia, o por la formidable presión expansiva cuando están confinadas.
7. Un material que se ha alterado en otro material de menor cohesión (tipo arena) puede fluir e irrumpir en un túnel inmediatamente después de la excavación.

Al contrario de lo que comenta Merritt<sup>23</sup> acerca de que las fracturas rellenas de arcilla se presentan más bien cerca de la superficie, Brekke y Selmer-Olsen<sup>24</sup> informan que se han encontrado fracturas con rellenos poco consolidados hasta grandes profundidades. Por lo tanto, el proyectista nunca podrá ignorar el peligro que puede resultar de la existencia de estas circunstancias.

Brekke y Howard han resumido las consecuencias de encontrar discontinuidades rellenas durante la excavación de un túnel en una tabla que se reproduce como tabla 2 en la página 30.

## CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS FISURADOS

No existe clasificación sencilla alguna que pueda dar una idea del comportamiento complejo de la roca que rodea una excavación y esto es lo que se habrá comprendido del comentario anterior. Por lo tanto, puede ser necesaria alguna combinación de los factores como el RQD y la influencia de rellenos arcillosos y de la meteorización. Bieniawski,<sup>25, 26</sup> del South African Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), (Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial) propuso una clasificación de este tipo. Esta se estudiará con algo de detenimiento ya que se trata de una de las dos clasificaciones que los autores de este libro recomendarían para usarse en el diseño preliminar de excavaciones subterráneas.

Bieniawski<sup>26</sup> aconseja que una clasificación de un macizo rocoso fisurado debe:

1. "Dividir el macizo en grupos de comportamiento parecido"
2. Proporcionar una buena base para la comprensión de las características del macizo.
3. Facilitar la planeación y el diseño de estructuras en la roca al proporcionar datos cuantitativos que se necesitan para la solución de problemas de ingeniería, y
4. Proporcionar una base común de comunicación efectiva para todas las personas interesadas en un problema de geomecánica"

Tabla 2. Influencia de discontinuidades rellenas sobre el comportamiento de túneles (según Brekke y Howard<sup>23</sup>)

Material dominante del relleno	Comportamiento potencial del relleno	
	En el frente	Más tarde
Arcilla expansiva	Expansión libre, se hace lodo. Presiones expansivas y empuje sobre el escudo.	Presiones expansivas y empuje contra el ademe o el revestimiento, expansión libre con caída o deslave si el revestimiento es insuficiente.
Arcilla muerta	Se aloja y se hace lodo por la compresión. Compresión muy fuerte bajo condiciones extremas.	Empuje contra el apoyo del revestimiento donde está desprotegido; se aloja y se hace lodo debido a cambios ambientales.
Clorita, talco, grafito o serpentina	Se deshace.	Pueden originarse cargas muy grandes debido a la baja resistencia, sobre todo cuando está húmedo.
Roca triturada, fragmentos de comportamiento arenoso	Se deshace o escurre. El tiempo de sosten puede ser muy breve.	Las cargas se disipan sobre el revestimiento; escurren y se disgregan si el material no está confinado.
Calenta porosa o en hojuelas y eso	Condiciones favorables.	Puede disolverse, causando inestabilidad en el macizo rocoso.

Este propósito se lograría si la clasificación:

1. Es sencilla y significativa en sus términos, y
2. Se apoya en parámetros que se dejan medir y pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica.

Para cumplir con estos requisitos, Bieniawski propuso originalmente que su "Clasificación geomécanica" comprendiera los siguientes parámetros:

1. RQD (índice de calidad de la roca)
2. Grado de la meteorización
3. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca inalterada
4. Distancia entre sí de fisuras y estratificación
5. Orientaciones del rumbo y el echado
6. Separación de las fisuras
7. Continuidad de las fisuras, e
8. Infiltraciones de aguas subterráneas

Después de lograr algo de experiencia en la aplicación práctica de la Clasificación de Geomecánica (CSIR) original, Bieniawski<sup>24</sup> modificó su sistema, eliminando el grado de me-

teorización como parámetro separado, ya que su efecto está tomado en cuenta en la resistencia a la compresión uniaxial e incluyendo la separación y la continuidad de las fisuras en un nuevo parámetro: el estado de las fisuras. Además, eliminó de la lista de parámetros básicos la orientación del rumbo y el echado y sus efectos se toman en cuenta con un ajuste a la clasificación después de evaluar los parámetros básicos.

Finalmente los cinco parámetros básicos de la clasificación quedaron como sigue:

1. **Resistencia de la roca inalterada.** Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen Deere y Miller<sup>10</sup> y que se señala en la Tabla 3. Como alternativa se podrá utilizar la "Clasificación de carga de punta" (que se define y se describe en la página 62 de este libro), para cualquier tipo de roca, excepto la muy frágil.
2. **RQD (Índice de calidad de la roca según Deere)**
3. **Espaciamiento de fisuras.** En este texto, el término fisura se utiliza para toda clase de discontinuidades como las fisuras, fallas, planos de estratificación y otros planos de debilidad. De nuevo Bieniawski utiliza la clasificación propuesta por Deere<sup>11</sup> y señalada en la tabla 4.
4. **El estado de las fisuras.** Este parámetro toma en cuenta la separación o abertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes (duras o blandas) y la presencia de relleno en las fisuras.
5. **Condiciones del agua subterránea.** Se hace un intento de medir la influencia del flujo de aguas subterráneas sobre la estabilidad de excavaciones en términos del caudal observado que penetra en la excavación, y de la relación que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo general principal, o con alguna observación cualitativa general relacionada con el agua subterránea.

La forma en la que estos parámetros han sido incorporados en la Clasificación de Geomecánica CSIR para macizos fisurados, se muestra en la parte A de la tabla 5 de la página 32. Bieniawski reconoció que cada parámetro no contribuye necesariamente de

Tabla 3. Clasificación de la resistencia de roca inalterada de Deere y Miller

Descripción	Resistencia a la compresión uniaxial			Ejemplos de roca característica
	lbf/pulg <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>	MPa	
Resistencia muy baja	150-3500	10-250	1-25	Yeso, sal de roca
Resistencia baja	3500-7500	250-500	25-50	Carbón, limolita, esquistos
Resistencia media	7500-15000	500-1000	50-100	Arenisca, pizarra, lutita
Resistencia alta	15000-30000	1000-2000	100-200	Mármol, granito, gneiss
Resistencia muy alta	> 30000	> 2000	> 200	Cuarzo, dolerita, gabro, basalto

Tabla 4. Clasificación de Deere para el espaciamiento de fisuras

Descripción	Espaciamiento de fisuras		Apreciación de la roca
	pies	metros	
Muy separado	> 3 m	> 10 pie	Sólida
Separado	1 m a 3 m	3 pie a 10 pie	Masiva
Medianamente cerca	0.3 m a 1 m	1 pie a 3 pie	Bloques juntados
Cerca	50 mm a 300 mm	pulg a 1 pie	Fracturada
Muy cerca	< 50 mm	< 2 pulg	Triturada y molida

Tabla 5. Clasificación geomecánica CSIR de macizos de roca fisurada  
A. Clasificación de los parámetros y su evaluación.

Parámetro		Escala de valores							
1	Resistencia de la roca inalterada	Índice de la carga de punta	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de la resistencia a la comp uniaxial		
		Resistencia a comp uniaxial	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25MPa	3-10MPa	1-3MPa
	Valuación	15	12	7	4	2	1	0	
2	Calidad de corazones explosión, RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Valuación		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de juntas		> 3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	< 50mm		
	Valuación		30	25	20	10	5		
4	Estado de las fisuras		Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm paredes de roca dura	Superficies algo rugosas. Separación < 1 mm paredes de roca suave	Superficies pulidas o relleno < 5 mm Esp o fisuras abiertas 1-5 mm fisuras continuas	Re lleno blando < 5 mm o fisuras abiertas < 5 mm fisuras continuas		
	Valuación		25	20	12	6	0		

CLASIFICACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

5	Aguas subterráneas	Cantidad de infiltración litos m de túnel	Ninguna	< 25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min
		Relación	Cero	0 0 0,2	0 2 0 5	> 0,5
	Situación general	Totalmente seco	Sólo humeado togua de intersticios	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua	
	Valuación	10	7		0	

CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS FISURADOS

B. Ajuste en la valuación por orientación de fisuras.

Orientación de rumbo y ochavado de las fisuras		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valuación	Funeles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Paludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 5. Continuación

Valuación	10-81	80-61	60-41	40-21	20
Clasificación No	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena roca	Buena roca	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala

D. Significado de la clasificación del macizo rocoso

Clasificación No	I	II	III	IV	V
Tiempo medio de sostén	10 años para claro de 3 m	6 meses para claro de 4 m	1 semana para claro de 3 m	5 horas para claro de 1 m	10 minutos para claro de 0.5 m
Cohesión de la roca	> 300 Kg/Pa	200-300 Kg/Pa	150-200 Kg/Pa	100-150 Kg/Pa	50 Kg/Pa
Angulo de fricción de la roca	> 45°	40°-45°	35°-40°	30°-35°	< 30°

Tabla 6. El efecto del rumbo y el echado de las fisuras en los tuneles

Rumbo perpendicular al eje del tunnel				Rumbo paralelo al eje del tunnel		Echado de 0-20° Independiente del rumbo
Penetración en el sentido del rumbo		Penetración contra el rumbo				
Echado 15°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

igual manera al comportamiento del macizo. Por ejemplo, un RQD de 90 y una resistencia a la compresión uniaxial de 200 MPa parecerían indicar una Roca de Calidad excelente, pero una infiltración grande en esta misma roca puede cambiar radicalmente esta opinión. Por lo tanto, Bieniawski aplicó una serie de "valuaciones de importancia" de sus parámetros en concordancia con las ideas de Wickham, Tiedemann y Skinner<sup>11</sup>. Cierta número de puntos o una valuación se otorga a cada serie de valores de cada parámetro y se llega a una valuación general del macizo al sumarse la valuación de cada uno de los parámetros. Esta valuación general necesita un ajuste por el concepto de la orientación de las fisuras o que se logra cuando se aplican las correcciones que señala la parte B de la tabla 5

En la tabla 6 se da una explicación de los términos descriptivos usados para este fin. La parte C de la tabla 5 muestra la clasificación y la descripción del macizo rocoso según las varias valuaciones totales. En la parte D de la tabla 5 se da una interpretación de estas valuaciones en términos de tiempo de sostén para las excavaciones subterráneas y los parámetros de la resistencia del macizo rocoso.

Bieniawski ha relacionado su *valuación del macizo rocoso* (o marcador total de la valuación del macizo) con el tiempo de soporte de un claro activo sin ademe como lo propuso originalmente Luffer.<sup>8</sup> La relación de referencia se señala en la figura 6 de la página 36, y un ejemplo práctico que implica el uso de esta figura se examina más abajo. La aplicación de la Clasificación Geomecánica (CSIR) para elegir el sistema de refuerzo subterráneo no se discutirá aquí sino en un capítulo posterior que trata de los refuerzos para la roca

#### Ejemplo práctico del uso de la clasificación de geomecánica (CSIR)

Considérese el ejemplo de un macizo granítico en el que hay que perforar un tunnel. La clasificación tendrá que llevarse a cabo de la manera siguiente:

Parámetro de clasificación	Valor o descripción	Valuación
1 Resistencia del material alterado	150 MPa	12
2 RQD	70%	13
3 Espaciamiento de las fisuras	0.5 M	20
4 Estado de las fisuras	Superficies levemente rugosas Separación < 1 MM. Paredes de roca dura	20
5 Agua subterránea	Agua con presión moderada	4
	Marcador total	69

## 1. INTRODUCCIÓN.

De acuerdo con el comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias, Washington D.C., 1960, la Mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerzas de su entorno físico.

La creciente importancia, grado de dificultad y responsabilidad que involucran las realizaciones de ingeniería, han resultado notoriamente la expansión de la mecánica de rocas. Así ha ocurrido, por ejemplo, en el campo de las presas, que en ocasiones tienen que ser cimentadas sobre formaciones con propiedades muy precarias, y cuya altura está alcanzando los 300 metros como en el caso de la presa de Inguri en el Cáucaso; se requiere por lo tanto de la ejecución de ensayos de mecánica de rocas cada vez más completos y elaborados que van desde la obtención de especímenes de roca mediante sondeos de exploración, hasta la ejecución de ensayos de corte directo en grandes masas de roca y la determinación del estado de esfuerzos residuales en el macizo rocoso.

En el campo de la Ingeniería Civil, un aspecto que ha promovido el estudio detallado del comportamiento de los maci-



zos rocosos, ha sido la ocurrencia de algunos accidentes muy graves en obras hidráulicas. Nos referimos, por ejemplo, al accidente muy conocido de la presa de Arco de Malpasset en Francia que provocó 350 muertes y al accidente provocado por el deslizamiento de una vertiente sobre el embalse de la presa de Vajont en Italia. Así mismo, en la construcción de caminos se presentan a menudo problemas de inestabilidad de taludes en los cortes efectuados y en los naturales, pudiendo mencionar como ejemplo los acontecidos en la autopista Tijuana-Ensenada. Otro de los campos que ha dado grandes aportaciones en el conocimiento del comportamiento de los macizos rocosos, ha sido la explotación de canteras a cielo abierto, donde es indispensable tal conocimiento en la obtención de la roca.

En México, son varias las dependencias de gobierno e instituciones de investigación que ya cuentan con un cuerpo especializado en mecánica de rocas y con un laboratorio de esta especialidad. Cabe mencionar especialmente a la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Secretaría de Obras Públicas y el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El presente trabajo tiene por objeto describir la secuela que se sigue en el análisis de estabilidad de un talud rocoso. Para ello, a continuación se expone en forma general dicha secuela pasando posteriormente en el transcurso de la obra, a

la explicación detallada de cada uno de los pasos.

PASOS A SEGUIR EN EL ANALISIS DE  
ESTABILIDAD DE UN TALUD ROCOSO.

a).- Obtención de las características geométricas y mecánicas del macizo. Es fundamental efectuar un levantamiento de las discontinuidades geológicas y determinar el ángulo de fricción entre los bloques de roca delimitados por las juntas, fallas o planos de estratificación. Las pruebas "in situ" y los levantamientos geológicos proporcionan dicha información. Es importante además determinar la localización del nivel freático y, el estado de esfuerzos tectónicos.

b).- Idealización del problema analizado. Se elabora una idealización cualitativa del comportamiento del macizo bajo el efecto de las cargas impuestas por la obra. Por ejemplo, tratándose de taludes, deben definirse los mecanismos de falla cinemáticamente admisibles. En esta etapa del proceso de análisis, también tiene que cuantificarse las solicitaciones impuestas al macizo por la obra, particularmente las cargas hidráulicas ocasionadas por el flujo de agua en las fracturas.

c).- Análisis cuantitativo de la estabilidad. El ingeniero emplea métodos de análisis adaptados a la idealización del

problema, utilizando parámetros de resistencia convenientes.

Al evaluar la estabilidad de un talud usará un método de análisis límite en el que intervienen los parámetros de resistencia y el estado general de esfuerzos en su contorno.

## 2 . C A R A C T E R I S T I C A S G E O L O G I C A S E I N G E N I E R I L E S D E L A S M A S A S R O C O S A S .

---

### 2.1 ) PROPIEDADES MECANICAS DE LAS MASAS ROCOSAS.

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa de roca depende primordialmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de juntas, planos de estratificación, superficies de foliación y fallas. El primer paso al estudiar un sitio ha de ser, por lo tanto, la clasificación y levantamiento de las superficies de discontinuidad de la masa rocosa.

#### 2.1.1 ) CLASIFICACION Y LEVANTAMIENTO DE DISCONTINUIDADES.

La característica que permite diferenciar las fallas de las juntas es su corrimiento; las juntas o diaclasas, son fracturas sin corrimiento y transversales a la estratificación o esquistoidad, mientras que las fallas constituyen superficies de discontinuidad con un corrimiento relativo entre ambos bloques de roca.

En la descripción de una falla se considera que el bloque que se encuentra por encima del plano de falla, es el techo fig (2.1.1), y el que está por debajo del mismo, se denomina piso. Es obvio que las fallas verticales no tienen techo ni piso.

El movimiento a lo largo de fallas puede ser traslacio

nal o rotacional. En la figura (2.1.2), los diagramas A y B ilustran movimientos traslacionales mientras que los diagramas C y D ilustran movimientos rotacionales.

En el movimiento traslacional no ha habido rotación de los bloques en relación el uno con el otro; todas las líneas rectas sobre lados opuestos de la falla y fuera de la zona dislocada, que eran paralelas antes del desplazamiento, son paralelas después. Los movimientos rotacionales son aquellos en los cuales algunas líneas rectas sobre lados opuestos de la falla y fuera de la zona dislocada, que eran paralelas antes del desplazamiento, no lo son más después de producirse éste.

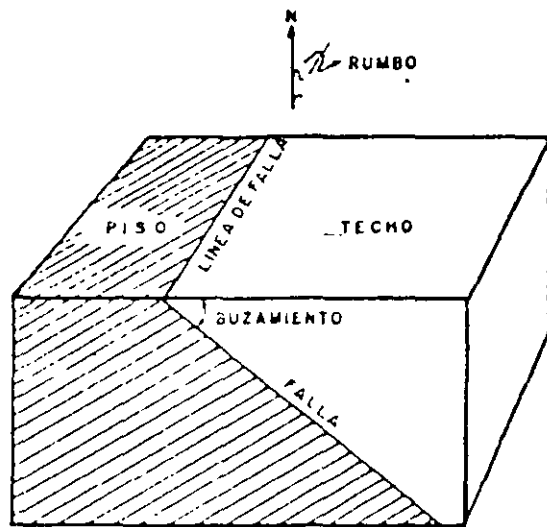
En general, todas las fallas tienen una cierta cantidad de movimiento rotacional. El desplazamiento aumenta o disminuye a lo largo del rumbo de todas las fallas y los bloques deben rotar algo en relación unos con otros. Sin embargo, si la rotación no es demasiado grande, los movimientos en cualquier lugar se pueden tratar como si la falla fuera traslacional.

Existen numerosas clasificaciones para la definición del movimiento de una falla; en la práctica puede resultar difícil establecerlas y es común que se les denomine como fallas normales, inversas o transversas según las direcciones de los esfuerzos principales mayor y menor que provocaron la discontinuidad, de acuerdo con los esquemas de la figura (2.1.3). Las fallas se denominan normales cuando el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ , es vertical y el menor  $\sigma_3$  horizontal; en este caso se dice que el techo ha descendido con respecto al piso; las fallas normales, que son las más frecuentes, se originan por --

fuerzas de tensión y tienen por lo general buzamientos fuertes. Falla inversa, en este caso  $\sigma_1$  es horizontal y  $\sigma_3$  vertical, --- ahora el techo ha ascendido con respecto al piso; las inversas se deben a fuerzas de compresión y presentan buzamientos más -- tendidos. Por último tenemos a las fallas transversas cuando  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son horizontales; en esta ocasión, el plano de falla es vertical o casi vertical fig. (2.1.4) . Los lados de un plano de falla bien definido pueden aparecer pulidos o estriados -- por roce entre bloques en movimiento; tales superficies se cono-- cen con el nombre de espejos de falla. A veces en vez de una sim-- ple fractura; existen dos o más formando una franja que consis-- te en una capa de espesor variable de roca triturada. Esta faja se llama zona de falla y los materiales triturados que la cons-- tituyen originan una brecha de falla.

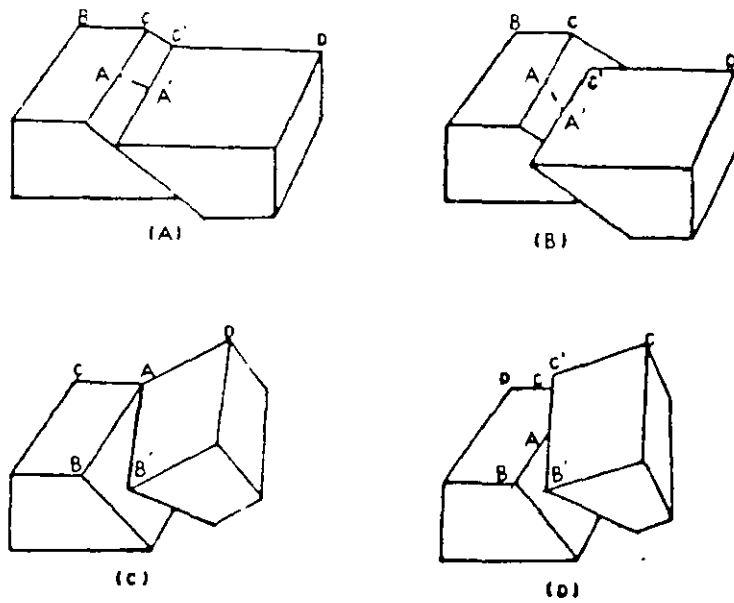
Al considerar que el material rocoso en la cercanía de la superficie se comporta según el criterio de Mohr-Coulomb, resul-- ta que el ángulo formado por el plano de falla con la dirección del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  es  $(45^\circ - \phi/2)$  siendo  $\phi$  el án-- gulo de fricción de la roca. Después de la falla, el estado de esfuerzos se modifica generándose fallas de segundo órden incli-- nadas con respecto a las de primer orden (Price 1966).

La inspección directa de los rellenos de falla permite -- afirmar que esta no es activa en la actualidad cuando se apre-- cian trazos de cicatrización, o sea depósitos de sales cristali-- zadas en la superficie de discontinuidad de la falla.



Terminología de una falla

FIG. (2.11)



Movimientos Traslacionales y Rotacionales en Fallas

FIG. (2.12)

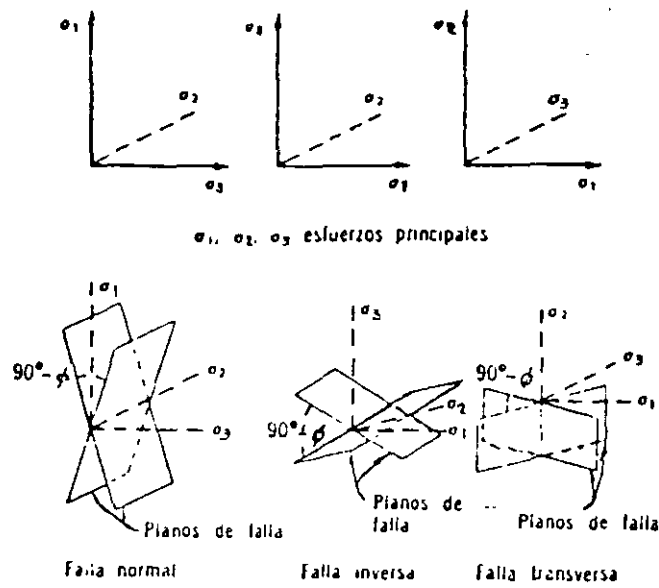


fig (2.1.3) DIRECCIONES DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES PARA DISTINTOS TIPOS DE FALLAS

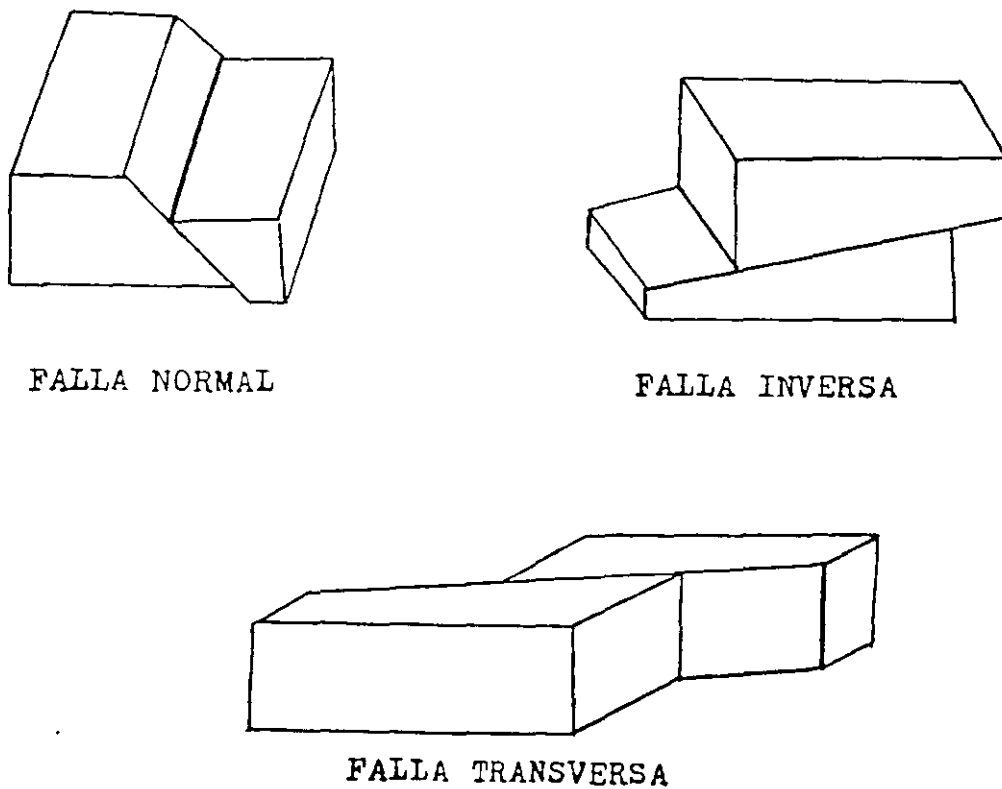


fig (2.1.4)



Las diaclasas son fracturas inducidas en la masa rocosa, sea por movimiento de la corteza terrestre que modifican su estado de esfuerzos, o por enfriamiento, tratándose de rocas ígneas intrusivas o extrusivas. Las diaclasas que se desarrollan por efecto de los movimientos pasados o presentes de la corteza terrestre son de tensión. Las figuras (2.1.5) y (2.1.6) presentan esquemáticamente las direcciones preferentes de las diaclasas asociadas a los anticlinales y sinclinales.

También se generan juntas de tensión por relajamiento de los esfuerzos horizontales o verticales en las cercanías de las zonas erosionadas por un río o que han sufrido una descarga vertical por la desaparición de antiguos glaciares.

Tratándose de rocas ígneas intrusivas, el sistema de fracturas que se desarrolla al enfriarse lentamente la masa, es de tipo prismático muy regular, variando los módulos de decenas de centímetros a metros. Estas grietas se encuentran rellenas con depósitos de origen hidrotermal (silice, carbonato de calcio, yeso, etc.), o bien limpias; en la superficie aparecen infiltraciones con productos de desintegración de la misma roca.

Las rocas ígneas extrusivas, por efecto del enfriamiento relativamente rápido, presentan fracturas más irregulares, de tipo columnar o concoidal.

Durante el reconocimiento geológico resulta fundamental

anotar las características de las discontinuidades: rumbo, buzamiento y localización en el espacio, distancia entre discontinuidades de una misma familia y apertura, presencia o ausencia de rellenos y clasificación (material arcilloso, depósito de sales, etc.).

Es recomendable efectuar no solo un levantamiento de las discontinuidades observables superficialmente, sino también en socavones, sondeos y túneles.

Al mismo tiempo, resulta indispensable la obtención de estos datos para definir el programa de pruebas de campo que permita inferir los mecanismos de desplazamiento cinemáticamente admisibles de la masa rocosa y, por tanto, estudiar la estabilidad de los taludes con bases firmes.

La presentación de la configuración espacial de las discontinuidades se efectúa construyendo un modelo tridimensional, en el que figuran los planos de discontinuidad observados, o bien, una presentación estereográfica. Es útil condensar la información resultante del reconocimiento geológico en diagramas estereográficos, tipo Wulff o Schmidt, que proporcionen las condiciones de fisuramiento de la masa y pongan en evidencia la orientación en el espacio de las principales familias de discontinuidades fig. (2.1,7).

Las pruebas que se analizan a continuación permiten cuantificar los esfuerzos internos en la masa rocosa, resistencia

al esfuerzo cortante y permeabilidad.

### 2.1.2) MEDICION DE LOS ESFUERZOS INTERNOS.

Los esfuerzos horizontales son a menudo diferentes de los correspondientes al peso propio de la masa. La existencia de fallas transversas así como la generación de temblores en ciertas zonas de la corteza terrestre apoyan la anterior afirmación. Son tres los métodos propuestos para medir el estado de esfuerzos: de relajación de esfuerzos, del gato plano y de fracturamiento hidráulico.

METODO DE RELAJACION DE ESFUERZOS.- Se ha utilizado con tres variantes:

- a) Relajación de esfuerzos en la superficie de una excavación.
- b) Relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones.
- c) Relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos.

En el método a se colocan alrededor de un punto, en la pared de una galería, tres medidores de desplazamientos según direcciones radiales a  $60^{\circ}$  fig. (2.1.8). Posteriormente, se recorta en forma concéntrica esta zona para producir un alivio de esfuerzos actuantes en la superficie instrumentada. Se registran las deformaciones longitudinales así inducidas  $\epsilon_a, \epsilon_b$ .

cb y  $\epsilon_c$  en las direcciones a-a', b-b' y c-c' respectivamente.

Se construye el círculo de Mohr de las deformaciones fig. (2.1.9) y se calculan los esfuerzos principales actuantes en la superficie instrumentada, a partir de las deformaciones principales  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$ , mediante las ecuaciones :

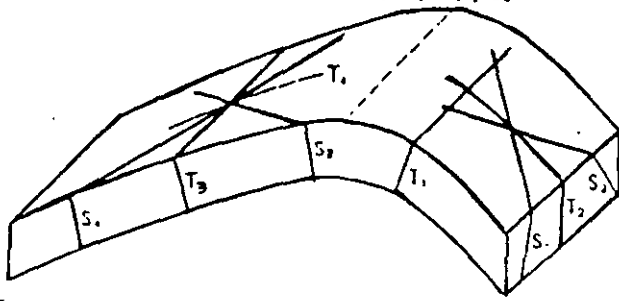
$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2) \quad (2.1.1)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1) \quad (2.1.2)$$

siendo E y  $\nu$  el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca, respectivamente. Este método adolece de varios defectos: - En primer lugar, los esfuerzos principales así determinados no son los esfuerzos tectónicos, pues la presencia de la galería modifica la distribución de esfuerzos en su contorno. Suponiendo que la masa de roca fuera elástica, homogénea e isotrópica, y sometida a esfuerzos principal  $\sigma_p$  y horizontal  $\sigma_Q$  lejos de la galería, el esfuerzo principal mayor determinado en la pared lateral de un túnel circular, de eje normal al plano P-Q, sería vertical e igual a  $3\sigma_Q - \sigma_p$ , mientras el esfuerzo principal menor en el techo de ese mismo túnel sería horizontal, normal al eje de la galería e igual a  $3\sigma_p - \sigma_Q$ .

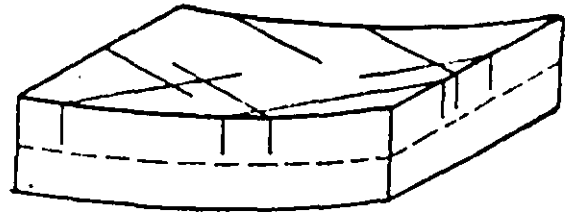
Por tanto, es necesario calcular los valores de  $\sigma_p$  y  $\sigma_Q$  con base en los valores de  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$  determinados en varios puntos de

Juntas de tensión:  $T_1, T_2, T_3$  y  $T_4$   
 Juntas de cortante:  $S_1, S_2, S_3$  y  $S_4$



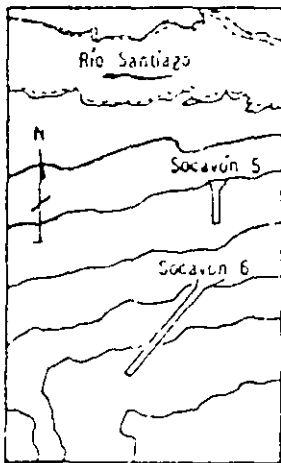
Juntas asociadas a un anticlinal asimétrico

FIG.(2.1.5)

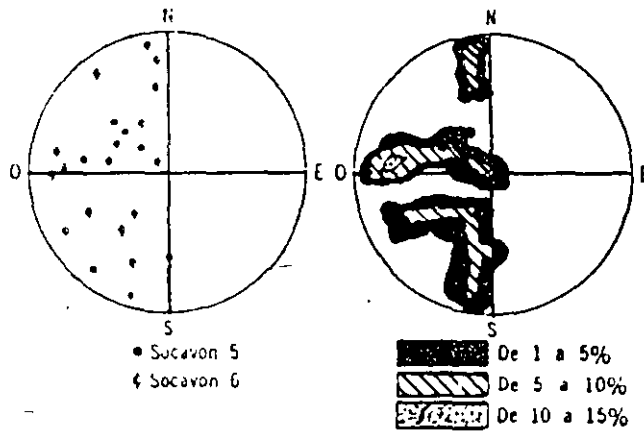


Juntas de cortante asociadas a un sinclinal

FIG.(2.1.6)



Planta de localización de los tondcos y socavones

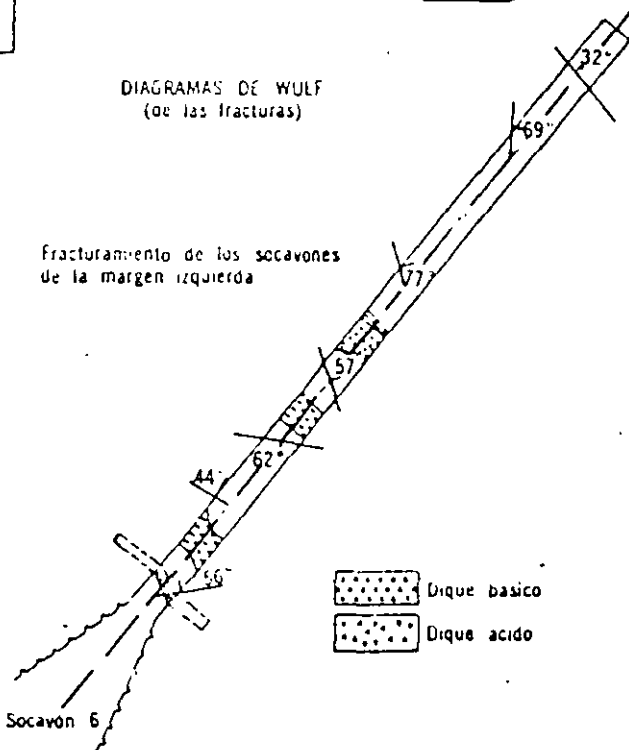


DIAGRAMAS DE WULF (de las fracturas)



Socavón 5

Fracturamiento de los socavones de la margen izquierda



Socavón 6

Levantamiento y diagrama de fracturas

la sección transversal del túnel. De no ser elástica y homogénea la masa rocosa, este cálculo resulta dudoso.

El módulo de Young  $E$  elegido para la roca, no debe ser el que se obtiene en núcleos de roca, pues su valor difiere para la masa.

Con objeto de alejarse de la zona de perturbación en el estado de esfuerzos, inducida por la presencia de la galería, se ha propuesto el método de medición b fig. (2.1.10), en el cual es posible efectuar mediciones hasta 6 metros de profundidad. La perforación central de 1 1/2 plg. de diámetro permite introducir el medidor de deformaciones que consta de tres extensómetros diametrales localizados en una misma sección transversal fig. (2.1.11). Al efectuar el barrenado concéntrico al anterior, de 6 plg. de diámetro, el núcleo de roca queda aliviado de los esfuerzos preexistentes y se miden las deformaciones  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_b$  y  $\epsilon_c$ , según tres diámetros. Suponiendo que el eje del sondeo coincide con la dirección del esfuerzo principal  $\sigma_3$  pueden determinarse las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  que actúan en un plano normal al eje del sondeo, mediante las ecuaciones:

$$\epsilon_a = \frac{1}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2\theta - \nu\sigma_3 \right] \quad (2.1.3)$$

$$\epsilon_b = \frac{1}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2(\theta + \alpha) - \nu\sigma_3 \right] \quad (2.1.4)$$

$$\epsilon_c = \frac{1}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2(\theta + 2\alpha) - \nu\sigma_3 \right] \quad (2.1.5)$$

- donde :
- $E$  = Módulo de Young de la roca.
  - $\nu$  = Relación de Poisson
  - $\Theta$  = Angulo que forma el eje de medición a-a' con la dirección del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$
  - $\alpha$  = Angulo formado por la dirección b-b' con la dirección a-a' .

Los valores de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\Theta$  así determinados se expresan en función de  $\sigma_3$  . Al efectuar tres mediciones semejantes a lo largo de tres sondeos inclinados entre sí, es posible determinar la magnitud y orientación de los tres esfuerzos principales. El punto débil de este método reside en la necesidad de utilizar valores de  $E$  y  $\nu$  y como en el método a , los valores obtenidos en el laboratorio son muy discutibles.

En el método c se introduce en el sondeo un medidor de esfuerzos de gran rigidez en vez del de desplazamientos de muy baja rigidez usado en el método b .

El problema se analiza mediante las expresiones establecidas por Muskhelishvili (1953) en el caso general, o por Nabor Carrillo (1944) cuando la rigidez del medidor de esfuerzos es infinita. Para el caso en general, designando por  $G_0$  y  $\nu_0$  , el módulo de rigidez y la relación de Poisson del dispositivo de medición, por  $G_1$  y  $\nu_1$  el módulo de rigidez y la relación de Poisson de la roca, por  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  los esfuerzos principales actuantes en la roca y en el plano normal al eje del --

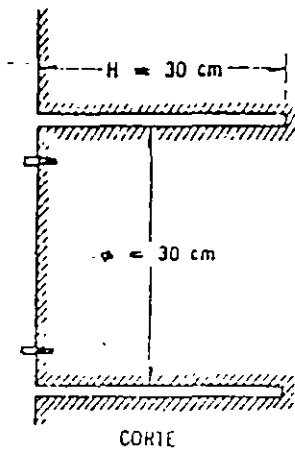


fig (2.1.8) ALIVIO DE ESFUERZOS EN UNA GALERIA. METODO a

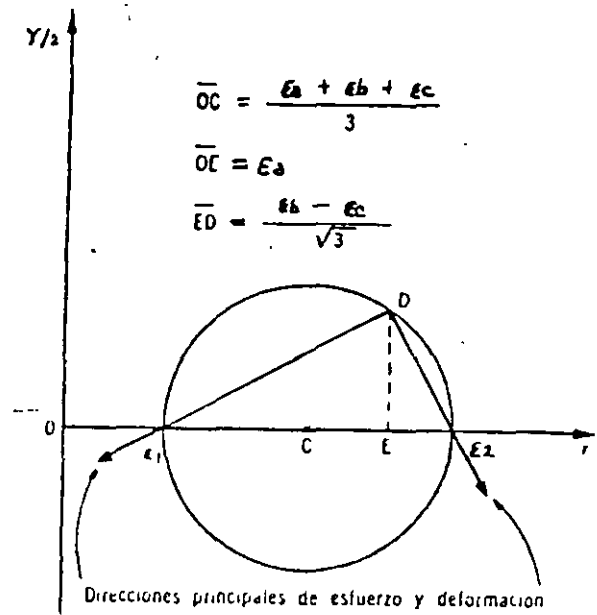


fig (2.1.9) CIRCULO DE MOHR DE LAS DEFORMACIONES. PRUEBA DE ALIVIO DE ESFUERZOS. METODO a

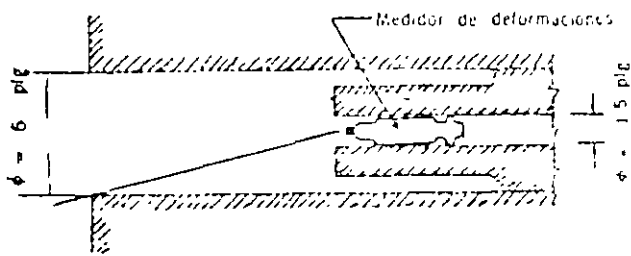


fig (2.1.10) SECCION LONGITUDINAL DEL SONDEO EN QUE SE EFECTUA EL ALIVIO DE ESFUERZOS, SEGUN EL METODO b

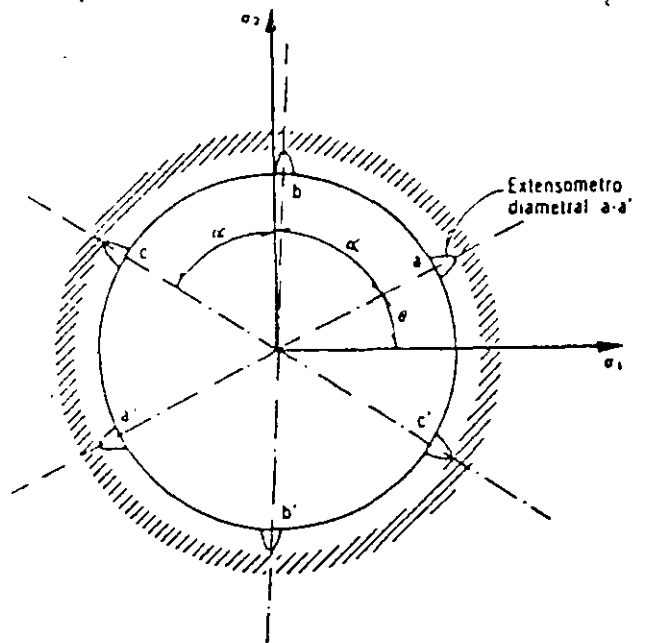


fig (2.1.11) SECCION TRANSVERSAL DEL MEDIDOR DE DEFORMACIONES. METODO b DE ALIVIO DE ESFUERZOS



sondeo, y por  $\sigma'$ ,  $\sigma''$  y  $\sigma'''$  los esfuerzos normales medidos según tres direcciones diametrales que forman ángulos de  $60^\circ$  entre sí, resulta:

$$K = \frac{G_0}{G_1}, \quad X = 3 - 4\nu, \quad X_0 = 3 - 4\nu_0 \quad (2.1.6)$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \left\{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' + \sqrt{\frac{1}{2} \left[ (\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 \right]} \right\} \quad (2.1.7)$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \left\{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' - \sqrt{\frac{1}{2} \left[ (\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 \right]} \right\} \quad (2.1.8)$$

$$\sigma_1 = \frac{K(x+2) + X_0}{2K(x+1)} S_1 + \frac{X_0 - 2 - K(x-2)}{2K(x+1)} S_2 \quad (2.1.9)$$

$$\sigma_2 = \frac{X_0 - 2 - K(x-2)}{2K(x+1)} S_1 + \frac{K(x+2) + X_0}{2K(x+1)} S_2 \quad (2.1.10)$$

La determinación de  $\sigma'$ ,  $\sigma''$  y  $\sigma'''$  permite, por tanto, el cálculo de  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  con tal de conocer aproximadamente los valores de la rigidez y la relación de Poisson de la roca. En el caso muy común en que las relaciones de Poisson de la roca y del dispositivo de medición pueden considerarse iguales a 0.25, se simplifican notablemente las expresiones anteriores, resultando:

$$\sigma_1 = \frac{2K+1}{3K} S_1 \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{2K+1}{3K} S_2 \quad (2.1.11)$$

donde puede apreciarse que el factor correctivo  $\frac{2K+1}{3K}$  es poco sensible a variaciones grandes de la relación de rigidez

ces  $K$ . En particular si  $K$  es mayor de 5, este factor correctivo tiende a 0.66; por tanto los esfuerzos registrados con un medidor muy rígido se relacionan directamente con los esfuerzos internos en la masa de la roca, casi independientemente del módulo de Young de ésta. He aquí la gran ventaja de estos medidores rígidos, que pueden estar constituidos por celdas metálicas con propiedades magnetostrictivas o con incluso res de vidrio con propiedades fotoclasticas.

METODO DEL GATO PLANO.- La idea básica de este método es operar en tal forma que no se requiera la determinación previa del módulo de elasticidad de la roca. Esta prueba consiste en descomprimir localmente la roca de una pared de galería, efectuando una ranura en la cual posteriormente se inserta un gato plano. Se inyecta aceite en este gato, hasta que las deformaciones que había sufrido la roca por descompresión se recuperen. En este momento, la presión aplicada sobre la roca por el gato, es igual al esfuerzo normal que actuaba sobre el plano de la ranura. Las pruebas efectuadas muestran que los puntos de referencia que permiten la medición de las deformaciones en la roca, deben localizarse sobre el eje de simetría normal al plano de la ranura y a ambos lados de esta. En la figura (2.1.12) se presenta el esquema de montaje y los resultados obtenidos para una prueba efectuada en la galería 3 de la casa de máquinas en la Angostura Chia--

pas.

Este método proporciona únicamente el valor del esfuerzo normal actuante sobre el plano de la ranura. En caso de -- querer determinar la magnitud y dirección de los esfuerzos -- principales, se requiere efectuar tres de estas pruebas con -- diferentes inclinaciones de la ranura. También cabe señalar -- que los esfuerzos así obtenidos no corresponden a los esfuerzos tectónicos, sino al estado de esfuerzos modificado por -- efecto de la excavación de la galería. Para formas de galería sencillas y excavadas en masas rocosas homogéneas y elásticas, es posible deducir el estado de esfuerzos tectónicos a partir de estas mediciones, ayudándose con las soluciones analíticas que proporcionan los factores de concentración de esfuerzos. Sin embargo, esta corrección de los esfuerzos medidos, mediante la cual se pretende valorar los esfuerzos tectónicos, es -- a veces difícil y poco confiable. Para remediar tal situación, se ha propuesto la utilización de gatos curvos que se introducen en perforaciones, alejándose en esta forma de la zona de perturbación inducida por la excavación de la galería. Este -- método es muy elaborado en su concepción e interpretación.

FRACTURACION HIDRAULICA.-- Consiste en inyectar una suspensión de arena, aditivos y agua en un tramo previamente sellado del pozo. La fractura así creada es normal a la dirección del esfuerzo principal menor actuante; además, la pre--

sión de inyección necesaria para lograr la propagación de la fractura, es igual al esfuerzo principal menor actuante.

El mismo procedimiento es aplicable al fracturamiento inducido mediante pruebas de permeabilidad Lugeon efectuadas en la cimentación de presas.

En conclusión, se puede decir que el método basado en los medidores de esfuerzos de gran rigidez parece ser el más prometedor.

### 2.1.3) RESISTENCIA AL CORTE "IN SITU".

La determinación de la resistencia al corte de una roca para investigar la estabilidad de las laderas o la del conjunto cortina cimentación, en una presa, está basada en el estudio cuidadoso de sus defectos o debilidades más que en los elementos evidentemente competentes. El sistema de diaclasas y fallas de un macizo rocoso reduce la resistencia al corte a un valor muy inferior al de la sustancia rocosa, al menos en direcciones paralelas a esas discontinuidades. La resistencia al corte de una roca "in situ" resulta por tanto muy anisótropa. Cuando las direcciones de carga son tales que las superficies potenciales de falla deben atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa. Cuando la dirección de carga sea paralela o subparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad, siendo en general mucho menor.

Este último caso es el más crítico. Se está de acuerdo en general que tal sollicitación es crítica, por lo que en los últimos años se ha dedicado un gran trabajo de investigación a las variables que rigen la resistencia al corte según las discontinuidades.

Cuando la abertura de las discontinuidades es grande y el material de relleno no es sensible al efecto de escala, su resistencia al corte puede medirse en el laboratorio sobre muestras inalteradas o, conservadoramente, en especímenes remoldeados con su contenido de agua natural.

La resistencia al corte en las juntas que no tienen relleno, se han venido estudiando a través del tiempo por un gran número de investigadores. A continuación se expondrán los resultados obtenidos por Hendron, Barton y Patton a la fecha.

El factor más importante en la resistencia al corte de una roca fracturada es la magnitud del esfuerzo normal que actúa a través de la discontinuidad.

La distribución aproximada del esfuerzo normal se encuentra ilustrada por la línea ABC en la figura (2.1.13). El máximo esfuerzo normal que actúa sobre esa discontinuidad localizada verticalmente debajo de la cresta puede ser calculado a partir de la siguiente ecuación:

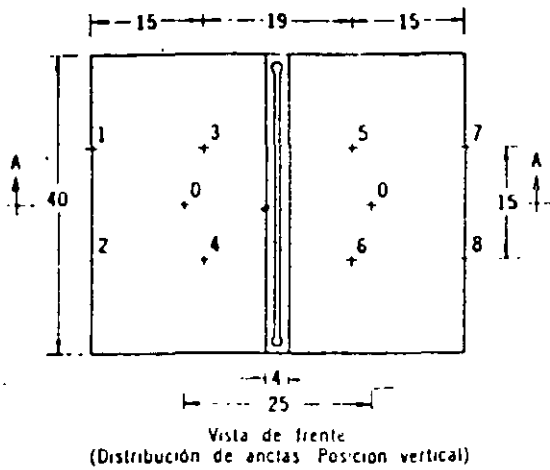
$$\bar{\sigma}_n = \gamma H (\cot \beta - \cot \alpha) \sin \beta \cos \beta \quad (2.1.12)$$

Observaciones de campo han mostrado que algunas caracterís-

ticas geológicas, como las fallas, se han formado por desplazamientos tangenciales. Las irregularidades superficiales de la fractura o fracturas se han reducido en cierta extensión por efecto de los continuos desplazamientos. Cuanto mayor ha sido el desplazamiento inicial, más regular ha quedado la superficie y por tanto, menor será la resistencia al corte. Otro tipo de discontinuidades geológicas, como las diaclasas, se han formado por fallas de tensión. En tales casos, la superficie de falla puede ser bastante irregular.

La figura (2.1.14) ilustra el primer caso donde la discontinuidad se debe a falla por corte. En este proceso, la resistencia al corte a lo largo de la discontinuidad potencial alcanza un máximo para un pequeño desplazamiento, en el que se produce la fractura. La resistencia al corte disminuye gradualmente al continuar el desplazamiento. Por último, con grandes desplazamientos la resistencia al corte tiende asintóticamente a un valor mínimo que corresponde a la resistencia residual.

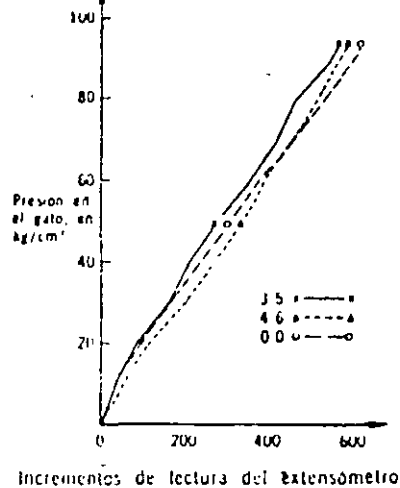
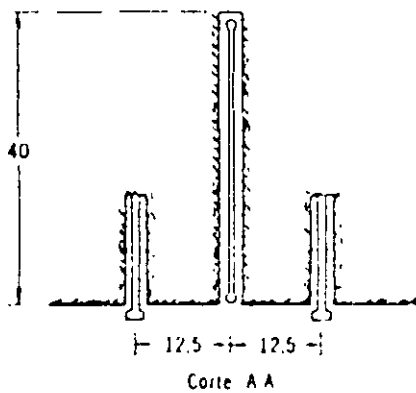
En la figura (2.1.15) se muestran dos curvas de resistencia intrínseca trazadas a través de los valores máximos y mínimos de la resistencia al corte obtenida en muestras de roca bajo diferente carga normal  $N$ . La distancia vertical entre las dos curvas -- muestra la reducción de resistencia al corte bajo un desplazamiento continuo. Adviértase que la línea de resistencia residual no indica la existencia de cohesión y queda definida únicamente por



Lecturas en el extensómetro

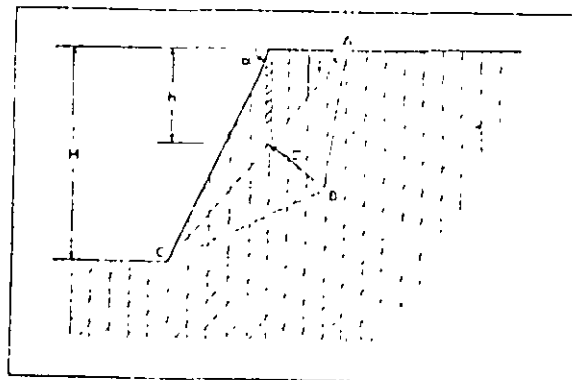
Línea	(1) Antes de ranurar	(2) Después de ranurar	(1) - (2) Diferencia	Presión cancelación kg/cm <sup>2</sup>
1 3	95	250	155	89
2 4	685	805	-120	91
3 5	1025	405	+575	94
4 6	765	140	+625	94
5 7	255	410	-155	
6 8	400	515	115	
0 0	1250	660	+590	94

El esfuerzo normal actuante en la roca en sentido paralelo al eje del socavón, es  $\sigma_n = 92.5 \text{ kg/cm}^2$



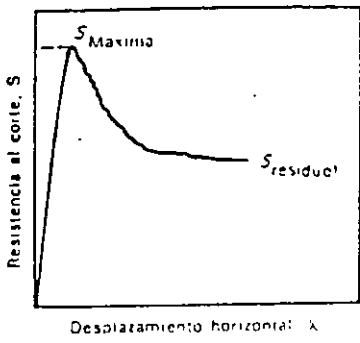
Medición de esfuerzos internos. Prueba de gato plano. Presa de La Angostura, Chis.

FIG. (2.1.12)

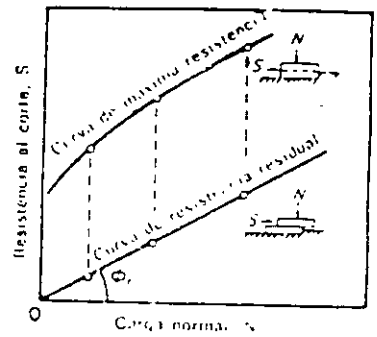


Distribución simplificada del esfuerzo normal a lo largo de una junta abajo de un talud rocoso drenado.

FIG. (2.1.13)

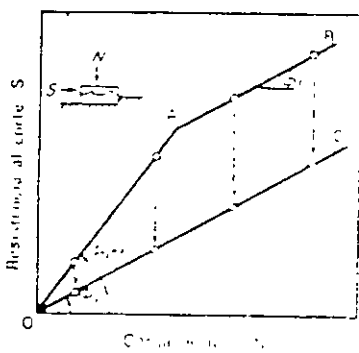


Resistencia al corte en función del desplazamiento. FIG. (2.1.14)



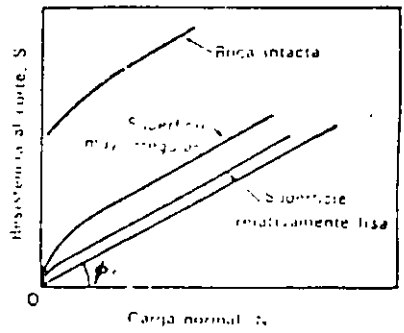
Curvas de resistencia intrínseca máxima y residual para muestras intactas.

FIG. (2.1.15)



Curvas de resistencia intrínseca con superficies dentadas.

FIG. (2.1.16)



Posibles curvas de resistencia intrínseca de macizos rocosos.

FIG. (2.1.17)



el ángulo de resistencia residual al desplazamiento  $\alpha$ . Así ---  
 pues, la resistencia al corte según una discontinuidad, para un -  
 valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de los des-  
 plazamientos relativos previos que se hayan producido entre las -  
 superficies rocosas.

En muchos de los reportes de Mecánica de Rocas el descenso  
 de la máxima resistencia a la resistencia residual se expresa sim-  
 plemente como la relación de resistencias (máxima/residual). Los  
 valores reportados para rocas fracturadas raramente exeden de 4,  
 y son siempre mayores de 1.0 . Según Barton, Kismanovié (1967) -  
 hizo una importante distinción entre la resistencia residual y la  
 resistencia última. Esta última se definió como la resistencia --  
 más baja que puede ser obtenida con el máximo desplazamiento posi-  
 ble en el dispositivo de corte. Cuando se prueban las fracturas -  
 en rocas duras, la resistencia residual verdadera podrá raramente  
 ser obtenida al menos que el esfuerzo normal sea muy alto. Por --  
 tanto muchas relaciones de R. Máxima/ R. residual pueden ser sobres-  
 timadas. Una solución a la discrepancia entre la resistencia últi-  
 ma y la residual se puede obtener mediante la prueba artificial -  
 de superficies lisas cortadas de la misma roca, cerca de las pare-  
 des de la fractura natural. Patton (1966) sugirió que la resisten-  
 cia residual de superficies rugosas aserradas y húmedas reprodu-  
 cian los valores de campo más aproximadamente.

Con el objeto de explicar y predecir la resistencia al cor-  
 te de fracturas rugosas Patton llevó a cabo ensayos de corte di-- .

recto según planos horizontales, con muestras de yeso conteniendo un cierto número de dientes irregulares, como se indica en la fig. (2.1.16) , obteniendo una curva de resistencia intrínseca - máxima OAB a través de los puntos de máxima resistencia al corte. Continuando los desplazamientos después de la rotura inicial y registrando para cada muestra la resistencia al corte residual, se pudo dibujar la curva de resistencia intrínseca residual, línea OC , correspondiente. La línea OA se obtuvo para cargas normales bajas y se puede expresar por:

$$\tau = N \tan(\phi_i + \alpha) \quad (2.1.13)$$

donde  $i$  es el ángulo que forman los dientes con la superficie de deslizamiento y se conoce con el nombre de "rugosidad efectiva" y  $\alpha$  es el "ángulo básico de fricción". En efectos prácticos  $\alpha$  es igual al ángulo residual  $\phi_r$  para fracturas naturales y, según Barton varía entre  $25^\circ$  y  $35^\circ$  aproximadamente.

La línea AB se obtuvo con cargas normales altas asumiendo que la relación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1.14)$$

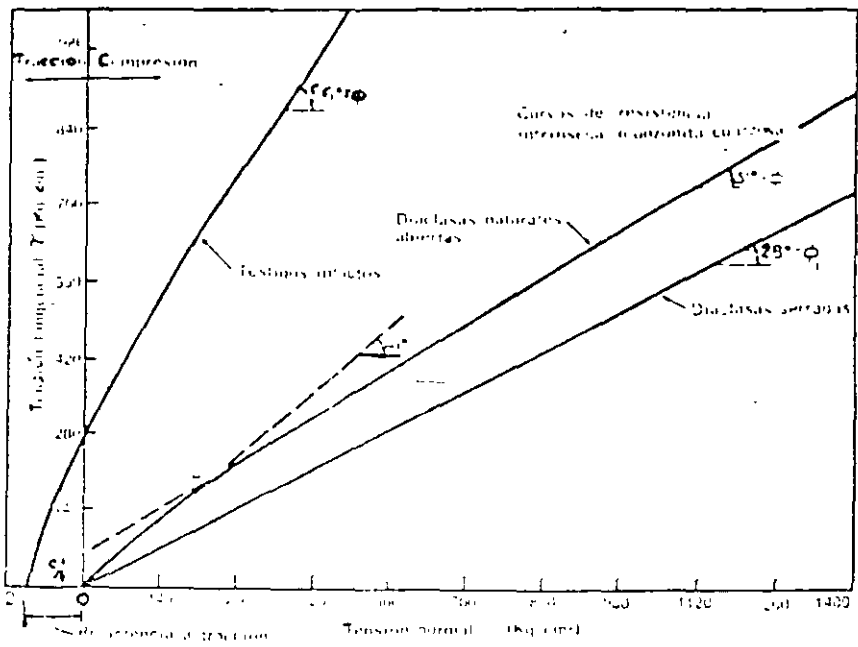
sería válida, ya que la mayoría de las irregularidades serían cortadas, sin movimientos verticales de dilatación.

La distancia vertical entre las líneas OAB y OC indica la pérdida de resistencia al corte por desplazamiento. Puede verse que, aunque no haya cohesión, existe una contribución real de la resistencia cohesiva interna de los dientes para cualquier carga normal distinta de cero. Esta contribución alcanza un valor -

máximo cuando los dientes se rompen por su base y se mantiene --- constante para cargas normales elevadas. Para la curva OA, la --- cohesión movilizada es directamente proporcional a la carga nor--- mal. Para la curva AB, la cohesión es independiente de la carga - normal. Las curvas de resistencia intrínseca máxima con dos pen--- dientes diferentes como OAB, pueden explicarse por dos modos de - falla diferentes.

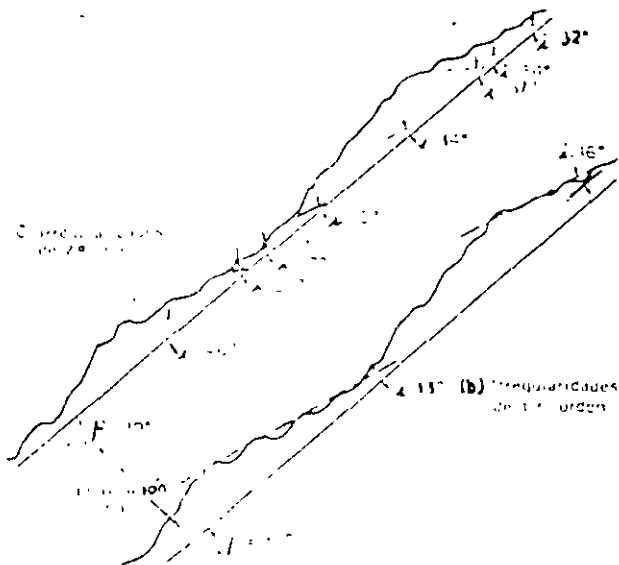
La figura (2.1.17) muestra los tipos de curvas de resisten- cia intrínseca que pueden esperarse en macizos rocosos con la mis- ma mineralogía y resistencia que la sustancia rocosa. La distan--- cia vertical entre la curva de resistencia residual y la de resis- tencia máxima indica la resistencia correspondiente a las irregu- laridades naturales de la superficie de falla para una carga nor- mal dada.

La figura (2.1.18) muestra el diagrama de Mohr correspon- diente a las resistencias al corte máximas obtenidas en muestras inalteradas, testigos de roca diaclasada y muestras serradas de monzonita cuarzosa. Con esfuerzos normales bajos la curva de re- sistencia intrínseca máxima para las diaclasas naturales viene dado por la línea OA que corresponde a un ángulo de resistencia al corte aparente ( $\phi' = \phi + i$ ) de  $41^\circ$ ; así pues las irregula- ridades parecen proporcionar un valor efectivo  $i$  de  $13^\circ$ . Para - esfuerzos normales superiores a  $210 \text{ Kg/cm}^2$ , cambia la forma de la falla y probablemente algunas de las irregularidades de la su- perficie de las diaclasas resulten degolladas. El diagrama de re



Resistencia de muestras intactas y diaclasadas de monzonita cuarzosa.

FIG (2.1.18)



C. de la Universidad 1912

Ejemplo de una discontinuidad con irregularidades de 1º y 2º orden.

FIG (2.1.19)

sistencia a partir del punto A puede expresarse en la forma:

$$\tau = c_j + \sigma \tan(\phi_j)$$

Aunque la ecuación (2.1.13) sirve de base para interpretar los ensayos de laboratorio o de campo con muestras diaclasadas, - la aplicación práctica de este concepto se apoya en la estimación "in situ" de  $i$ . La figura (2.1.19) muestra una superficie típica de diaclasa con valores de  $i$  de 14 a 46°. Puede advertirse -- que las irregularidades con mayores valores de  $i$  son también las más fácilmente degollables por tener la menor base. Por tanto, es estas estrechas irregularidades son las más solicitadas bajo pequeños desplazamientos y, en cuanto algunas fallan, la carga se transmite a las irregularidades más anchas y menos protuberantes. Por tanto puede producirse en los taludes rocosos un mecanismo de falla progresiva. Las medidas "in situ" realizadas por Patton indican que un valor de  $i$  de 10-15° es razonable para la componente de resistencia debida a las irregularidades de las discontinuidades "in situ".

Otros factores que afectan la resistencia al corte a través de las fracturas son: la reducción de la resistencia al corte debido al intemperismo de las fracturas, el aumento de resistencia debido a los efectos de cierre y sobreconsolidación de las fracturas, el efecto del tiempo a la falla, el efecto de escala, y el efecto del agua sobre la resistencia al corte de las fracturas. Sobre este último Carton señala que el agua tiene el efecto de -- disminuir la resistencia al corte, al menos para las fracturas ru

gosas las cuales sufren la falla de algunas de las asperezas -- durante el proceso de corte. Sin embargo, algunos otros tipos - de fracturas parecen ser poco afectados por el agua (además del efecto sobre el esfuerzo efectivo) y puede haber un ligero aumento en la resistencia al corte cuando están húmedos. Estos -- efectos parecen ser función tanto de la mineralogía como de lo liso de las superficies de las fracturas. Cuando las fracturas están extremadamente lisas, la mineralogía comienza a dominar en el comportamiento. Las estructuras cristalinas masivas como el cuarzo y la calcita aumentan su resistencia cuando se hayan húmedas. Las estructuras cristalinas interestratificadas como la mica y la clorita sufren disminuciones en su resistencia cuando se hayan húmedas.

La prueba de corte directo "in situ" se lleva a cabo aislando de la masa rocosa un espécimen prismático de roca, limitado en su cara inferior por la discontinuidad. Sobre la cara superior de la muestra se ejerce una fuerza constante normal al plano potencial de falla, mientras simultáneamente se aplica, en incrementos, un esfuerzo tangencial que induce la falla del bloque. Esta prueba, muy sencilla en su concepto, presenta problemas en su realización: orientación de las fuerzas aplicadas, velocidad de carga, condiciones de saturación de la muestra, etc. En el esquema de montaje - fig (2.1.20) -, la aplicación de la fuerza lateral no es horizontal. Este dispositivo elimina la -

formación de grietas de tensión en la cercanía de la zona de aplicación de la carga lateral. Empero, al utilizar este dispositivo, es necesario corregir la magnitud de la carga normal  $N$  directamente aplicada a la muestra a fin de compensar en todo momento el componente normal de la carga lateral variable  $T$ . En todo caso, el valor mínimo de la fuerza normal total aplicada a la muestra es  $N_{\min} = \frac{T}{F} \tan \alpha$ , designando por  $\alpha$  el ángulo de inclinación de la carga lateral con respecto a la horizontal. Implica que no puede determinarse con este dispositivo la envolvente de falla en el intervalo de esfuerzos normales nulos. Para salvar esta limitación, en muchos casos se ha recomendado que la dirección de aplicación de la carga lateral sea horizontal.

Es también recomendable elegir una velocidad de carga lateral de modo que las presiones de poro generadas durante el proceso de prueba sean reducidas. Finalmente, el sentido y dirección del desplazamiento inducido durante la prueba puede ser importante; por ejemplo, en los planos de contacto entre formaciones sedimentarias es común la presencia de micropliegues (ripple marks) -fig(2.1.21)-. En dicho caso, según sea la dirección del desplazamiento inducido 1, 2 ó 3, se obtienen los valores  $S_1, S_2$ , y  $S_3$  de la resistencia al corte.

En la fig(2.1.22) se presenta un aparato de corte directo -- que opera por torsión. Este dispositivo fue diseñado para ensayar "in situ" los materiales de la cimentación y de los suelos.

la presa Malpaso, Chis., en la que cruza una falla. El relleno de la falla es un complejo de materiales arcillosos de composición errática, y las formaciones contiguas a ésta se encuentran intensamente fisuradas. Para proyectar el dique era necesario determinar la resistencia al corte de estos materiales y, por tratarse de roca fisurada, debía trabajarse con especímenes de gran tamaño, a fin de lograr resultados representativos. El disco de 72 cajas de 7X10X1.5 cm se hinca en el terreno previamente nivelado; el área total de prueba es de 0.5 m<sup>2</sup>. Mediante un gato hidráulico que se apoya en una plataforma lastrada y lleva en su base un balero axial, pueden desarrollarse presiones normales hasta de 10 kg/cm<sup>2</sup>. Dos gatos hidráulicos fijos al marco exterior transmiten con cables el par torsor al disco; el dispositivo tiene capacidad para 2 kg/cm<sup>2</sup> de corte. El marco exterior reacciona contra el terreno, soportado por zapatas de concreto - fig(2.1.22)-.

#### 2.1.4) PRUEBAS DE PERMEABILIDAD.

En la mayoría de las cimentaciones o empotramientos formados por rocas, la permeabilidad es consecuencia de su fracturamiento o disolución. Sin embargo, ciertas areniscas, tobas y conglomerados, tienen una permeabilidad intrínseca no despreciable.

En México las formaciones que han dado lugar a permeabilidad



# PETROLEOS MEXICANOS

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA  
PROYECTO DE OBRAS

EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS  
PARA PROYECTO DE CIMENTACIONES

(SEGUNDA PARTE)

NORMA 2.214.05

© Copyright 1976 Petróleos Mexicanos  
Derechos Reservados

Esta norma se elaboró atendiendo las recomendaciones de la Comisión Técnico Consultiva de Contratos y Obras Públicas.

En su elaboración tomaron parte las Gerencias de Explotación, Inspección y Verificación de Construcción, Refinación, Proyectos y Construcción.

Agradeceremos a las personas e instituciones que hagan uso de esta norma, nos comuniquen por escrito las observaciones que estimen convenientes para tomarlas en cuenta en próximas ediciones, dirigiendo su correspondencia a:

**PETROLEOS MEXICANOS**

Gerencia de Inspección y Verificación  
de Construcción

Departamento General de Normas  
y Especificaciones

# I N D I C E

## SEGUNDA PARTE

<b>E</b>	<b>PRUEBAS DE CAMPO</b>	<b>3</b>
E.01	Prueba de veleta	3
E.02	Prueba de permeabilidad Lefranc	10
E.03	Prueba de permeabilidad Nasberg	17
<b>F</b>	<b>SUPERVISION DE CAMPO</b>	<b>19</b>
F.01	Objetivo de la supervisión	19
F.02	Organización del trabajo	19
F.03	Desarrollo de la exploración	23
<b>G</b>	<b>APENDICE</b>	<b>23</b>
G.01	Métodos y equipo de perforación	23
G.01.a	Pozos a cielo abierto	24
G.01.b	Perforación por lavado	28
G.01.c	Perforación a rotación en seco	29
G.01.d	Perforación a rotación con agua o lodo	32
G.01.e	Perforación mixta	36
G.01.f	Perforación de rocas	36
G.02	Lodos de perforación	39
G.02.a	Antecedentes	39
G.02.b	Tipos de lodos	39
G.02.c	Propiedades físicas y controles de campo	41
G.02.d	Preparación del lodo	47
G.03	Clasificación y descripción de suelos y rocas	47
G.04	Registros tipo de los trabajos de campo	63
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>75</b>

# EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS PARA PROYECTO DE CIMENTACIONES

NORMA 2.214.05

SEGUNDA PARTE

## **E PRUEBAS DE CAMPO**

Las pruebas de campo permiten determinar in situ propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. Las técnicas disponibles en este campo de la geotécnica están poco difundidas por la necesidad de emplear equipo y personal especializado; esto limita su aplicación y con ello la adquisición de mayor experiencia que haga más valiosos estos métodos. Se describirán en este trabajo únicamente la prueba de veleta y las de permeabilidad Lefranc y Nasberg, porque son las más frecuentemente realizadas; existen otros tipos de pruebas como las hechas con el presiómetro Menard, el gato Goodman, placas y otras más especializadas que en algunos casos deben considerarse en la planeación de la exploración geotécnica.

### **E.01 Prueba de veleta**

**Generalidades.** La prueba de veleta sirve para medir la resistencia al corte del suelo en estado natural o remoldado. La veleta es esencialmente una varilla de acero con cuatro placas verticales delgadas también de acero, que se hincan en el suelo y que al girar genera una superficie de falla cilíndrica; dispone de un mecanismo para la medición del par necesario para producir la falla, que puede ser tan simple como una llave de torsión calibrada. Para eliminar la influencia de la fricción entre las barras de torsión y las paredes de la perforación se han desarrollado mecanismos de medición del par cerca de la veleta, dentro de la perforación [ref 18 a 20].

El campo de aplicación de las veletas ha sido tradicionalmente los suelos cohesivos blandos pero se han desarrollado diseños de veletas que permiten ahora realizar pruebas en suelos cohesivos duros.

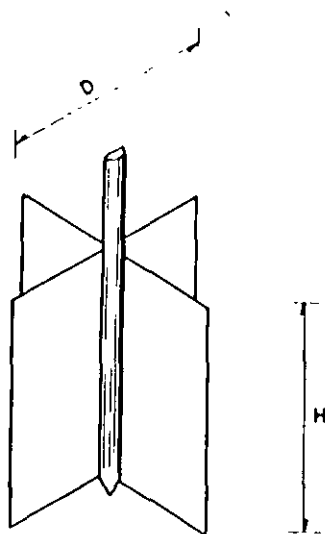
Las ventajas principales de la prueba de veleta son la rapidez y la economía con que se puede obtener informa-

ción; las limitaciones más importantes son la falta de correlaciones confiables y que la prueba genera un proceso de falla progresiva.

**Características** Se describen la veleta convencional utilizable en suelos blandos y la veleta para suelos duros. La veleta convencional está formada por cuatro navajas de acero montadas en una varilla también de acero (fig. 49). La altura  $H$  de la veleta varía generalmente entre 5 y 20 cm. Las navajas son delgadas y afiladas para que alteren lo menos posible al suelo, la relación entre el área transversal de la veleta y el área transversal de la zona de falla debe ser igual o menor que 6.5%.

La veleta para suelos duros está constituida por una corona de ocho navajas radiales de 1 cm de ancho y 2 cm de altura, montadas en un tubo de 4.1 cm de diámetro con perforaciones laterales que permiten la salida del agua azolve (fig. 50).

En ambas veletas el momento de torsión se provoca desde la superficie con un mecanismo manual que mide el



$H$  mínimo = 5 cm.

$H$  máximo = 20 cm.

FIG. 49 VELETA CONVENCIONAL

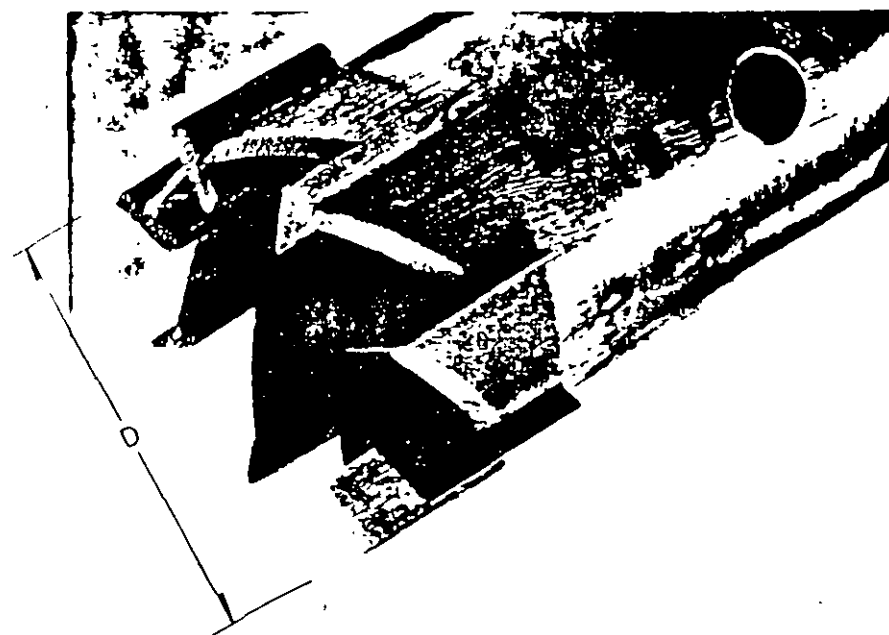


FIG. 50 VELETA PARA SUELOS DUROS

ángulo de giro; el momento se transmite mediante una columna de barras de acero de 3.49 cm (BW) de diámetro, y se mide con una celda sensible, instrumentada con deformímetros eléctricos (strain gages), instalada arriba de la veleta para eliminar de la medición la influencia de la fricción de las barras con las paredes de la perforación. En la fig. 51 se muestran esquemáticamente dos celdas sensibles y sus características más importantes.

La descripción detallada de la celda instrumentada de baja capacidad se presenta en la referencia 21. Con veletas convencionales, ésta celda mide resistencias hasta de  $1 \text{ kg/cm}^2$  y con veletas de suelos duros hasta de  $5 \text{ kg/cm}^2$  (fig. 51a). La celda sensible de alta capacidad (fig. 51b) puede medir, con veletas para suelos duros, resistencias hasta de  $13 \text{ kg/cm}^2$  y está instrumentada con cuatro deformímetros eléctricos. (ref 22).

**Procedimiento de operación.** La operación de ambas veletas es similar: se hinca la veleta que quede en la zona no alterada por la perforación; la veleta convencional se hinca 30 cm y la de suelos duros 5 cm. La fuerza

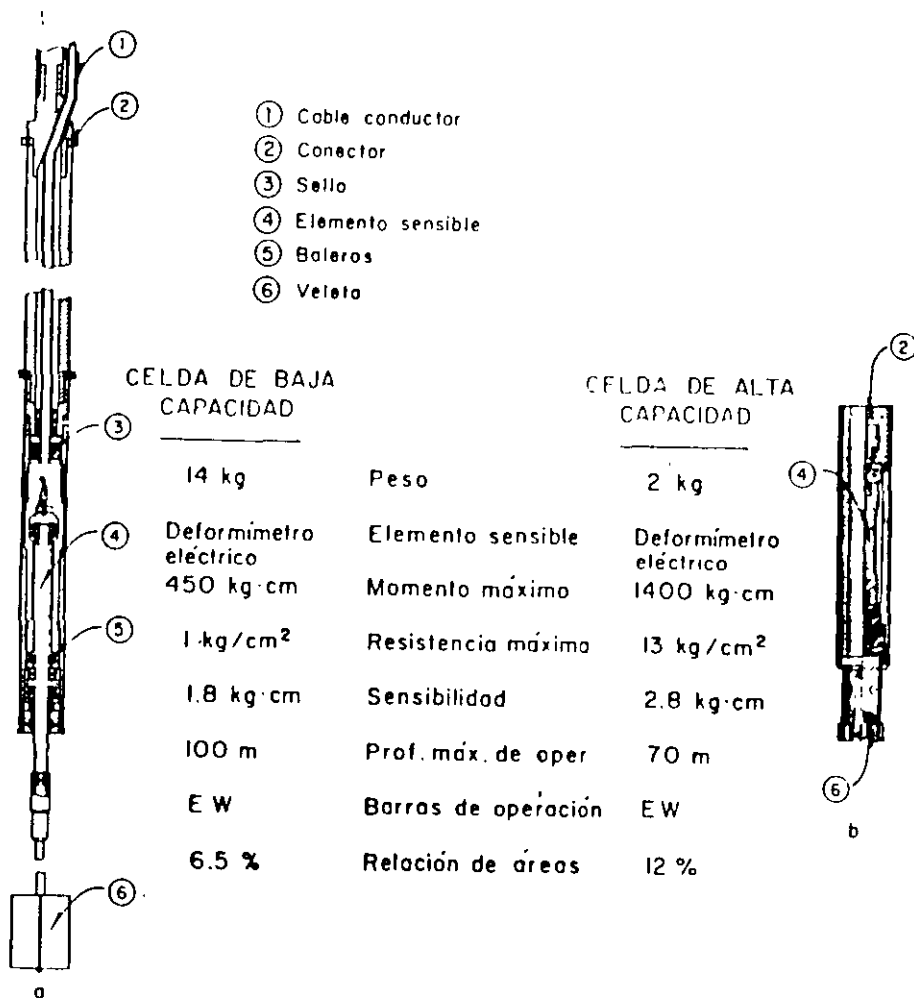


FIG. 51 CELDAS SENSIBLES PARA LA MEDICION DE LA RESISTENCIA AL CORTE IN SITU

necesaria para el hincado de la veleta se aplica con el sistema de gatos hidráulicos de la máquina perforadora usada para hacer el sondeo. En la fig. 52 se muestra esquemáticamente la preparación de la prueba.

La etapa de falla se hace con una velocidad de rotación de 4 a 6 grados por minuto, la falla se alcanza entre 3 y 10 minutos generalmente. Una vez alcanzada la falla se gira la veleta a una velocidad mayor durante un minuto, generalmente 200 grados por minuto, para remoldear el material, y después se reanuda la prueba a la misma velocidad anterior para definir la resistencia remoldeada. Concluida una prueba, si es posible, se hinca la veleta hasta otra profundidad y se repite la prueba; si no es posible hincar la veleta se saca, se avanza la perforación y se coloca nuevamente la veleta.

Estos aparatos deben calibrarse con frecuencia y la prueba hacerse con el mismo factor de celda G (Gage factor de las celdas SR4) adoptado en la calibración para que las constantes de calibración (K) se repitan.

En el capítulo G se incluyen un registro tipo para estas pruebas de veleta.

Interpretación de la prueba. Las pruebas realizadas con veletas convencionales se interpretan considerando una distribución de esfuerzos uniforme en el área lateral del cilindro de corte y triangular en las caras del cilindro (fig. 53); esta hipótesis conduce a la siguiente expresión para la resistencia al corte ( $S_v$ ):

$$S_v = \frac{K \Delta L}{3.66 D^2}$$

donde

$K$  = constante de calibración

$\Delta L$  = deformación de la celda sensible

$D$  = diámetro de la veleta

Las pruebas realizadas con veletas para suelos duros se interpretan aceptando que la superficie de falla queda definida por el perímetro exterior de la veleta (fig. 53); esta hipótesis se ha confirmado tomando muestras después de realizadas algunas pruebas para observar la superficie de corte desarrollada. Aceptando que la resistencia al corte del suelo ( $S_v$ ) es uniforme se obtiene expresión:

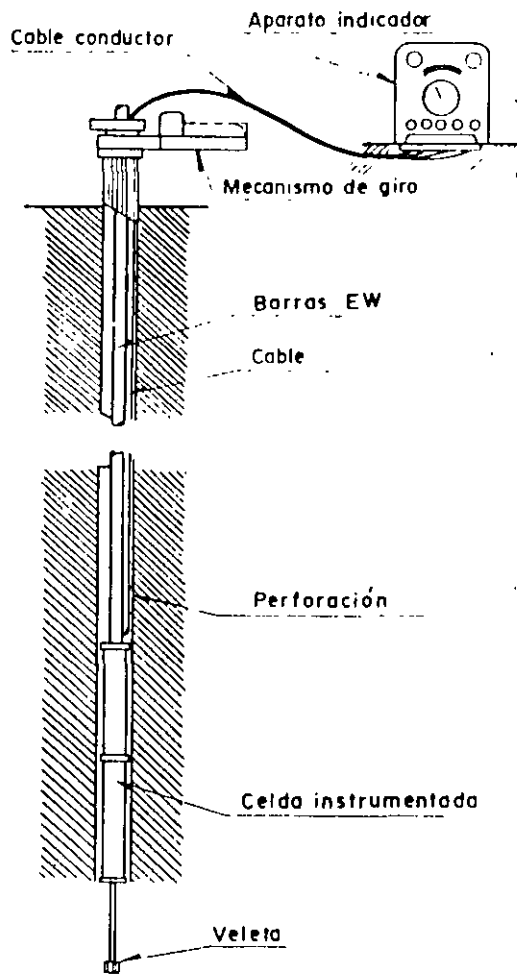
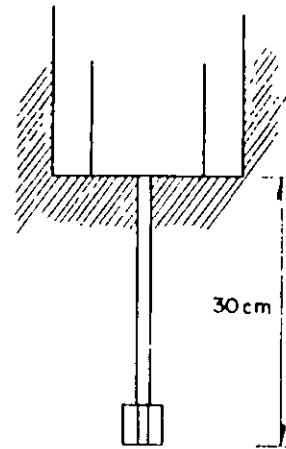
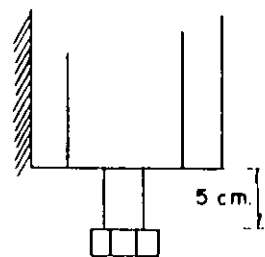


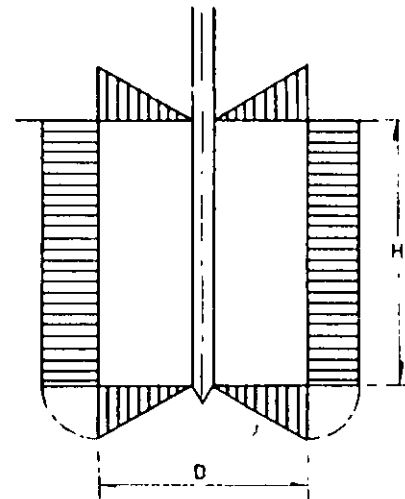
FIG. 52 PRUEBA DE VELETA



a) Suelos blandos



b) Suelos duros



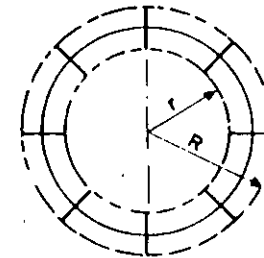
a) Suelos blandos

$$S_v = \frac{M_m}{\pi D^2 \left( \frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)}$$

para  $H = 2D$   
y  $M_m = K \Delta L$

$$S_v = \frac{K \Delta L}{3.66 D^3} \quad \text{--- (1)}$$

$K$  = constante de calibración  
 $\Delta L$  = lectura del indicador



b) Suelos duros

$$S_v = \frac{M_m}{2 \pi h R^2 + \frac{2}{3} \pi R^3}$$

para  $R = 2.47 \text{ cm}$   
 $h = 2.00 \text{ cm}$   
y  $M_m = K \Delta L$

$$S_v = \frac{K \Delta L}{108.23} \quad \text{--- (2)}$$

$K$  = constante de calibración  
 $\Delta L$  = lectura del indicador

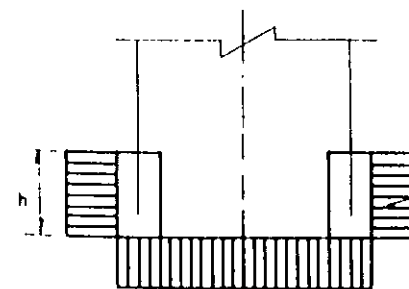


FIG. 53 INTERPRETACION DE PRUEBAS DE VELETA

$$S_v = \frac{K \Delta L}{108.23}$$

donde

$K$  = constante de calibración

$\Delta L$  = deformación de la celda sensible

Con los datos de la prueba se hace una gráfica tiempo vs resistencia al corte (fig. 54) y de ella se determina la resistencia máxima y la resistencia remoldeada. La sensibilidad del suelo se puede calcular con:

$$S = \frac{\text{resistencia máxima}}{\text{resistencia remoldeada}}$$

#### E.02 Prueba de permeabilidad Lefranc

**Generalidades** Esta prueba permite determinar la permeabilidad local de suelos y rocas muy fracturadas localizados abajo del nivel freático. Para la medición de la permeabilidad de rocas sanas la prueba Lugeon es más apropiada (ref 11, 13, 23) sobre todo en la exploración para boquillas de presas. Para la determinación de la permeabilidad en zonas grandes se utilizan las pruebas de bombeo (ref 11 y 13).

La prueba Lefranc consiste en inyectar o extraer agua de una perforación con una carga hidráulica pequeña y medir el gasto correspondiente; la carga hidráulica puede ser constante o variable según el tipo de suelo; en general en suelos permeables ( $k > 10^{-4}$  cm/seg) como arenas y gravas la prueba se hace de inyección y carga constante y en suelos poco permeables ( $k < 10^{-4}$  cm/seg) como arenas finas, limos y arcillas se hace la prueba de extracción con carga variable.

**Equipo.** El equipo necesario para la prueba de inyección se muestra en la fig. 55, está integrado con: a) un tanque para suministrar un gasto constante, b) un tanque de volumen conocido para medir el gasto, c) tubería de conducción, d) una sonda eléctrica para determinar la posición del nivel del agua, e) ademe metálico  $N$  en caso de no haberse usado en la perforación y f) un cono con una válvula de tres vías que permite el paso del agua a la conducción y la medición del gasto usando el tanque de volu-

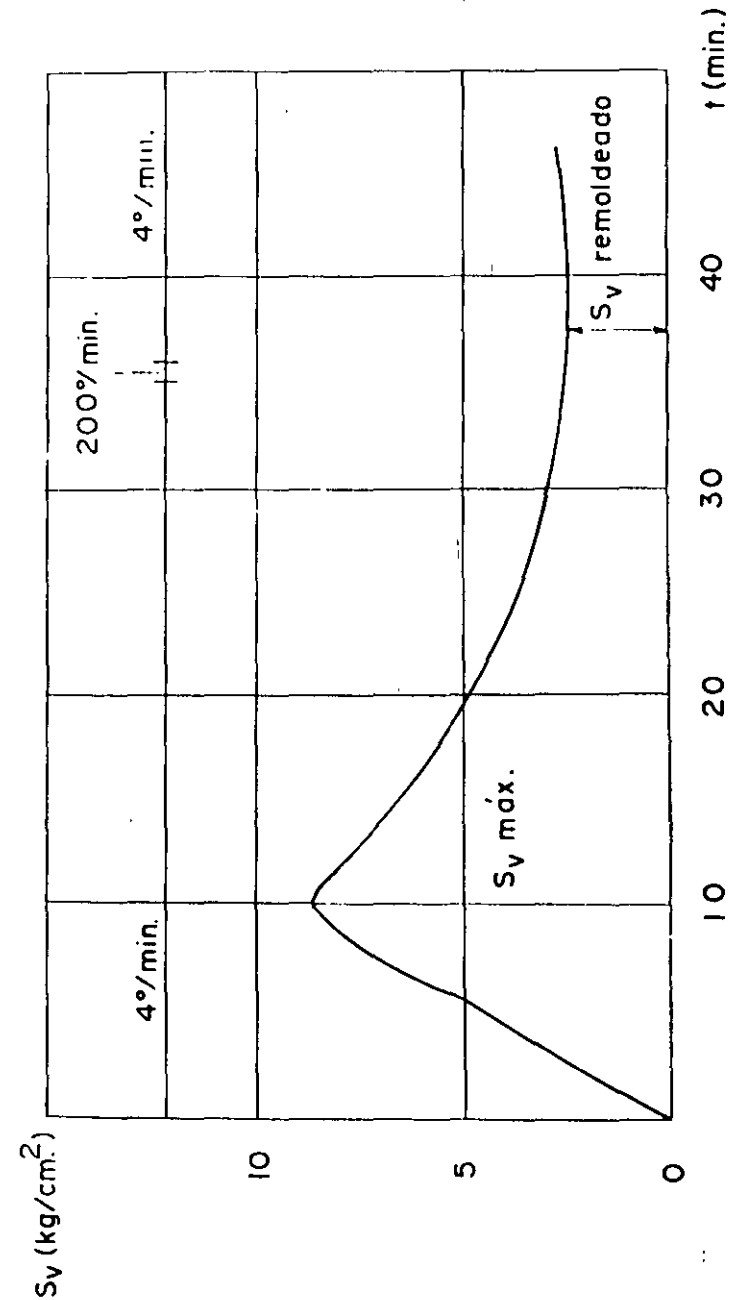


FIG. 54 GRÁFICA DE UNA PRUEBA DE VELETA EN SUELO DURO

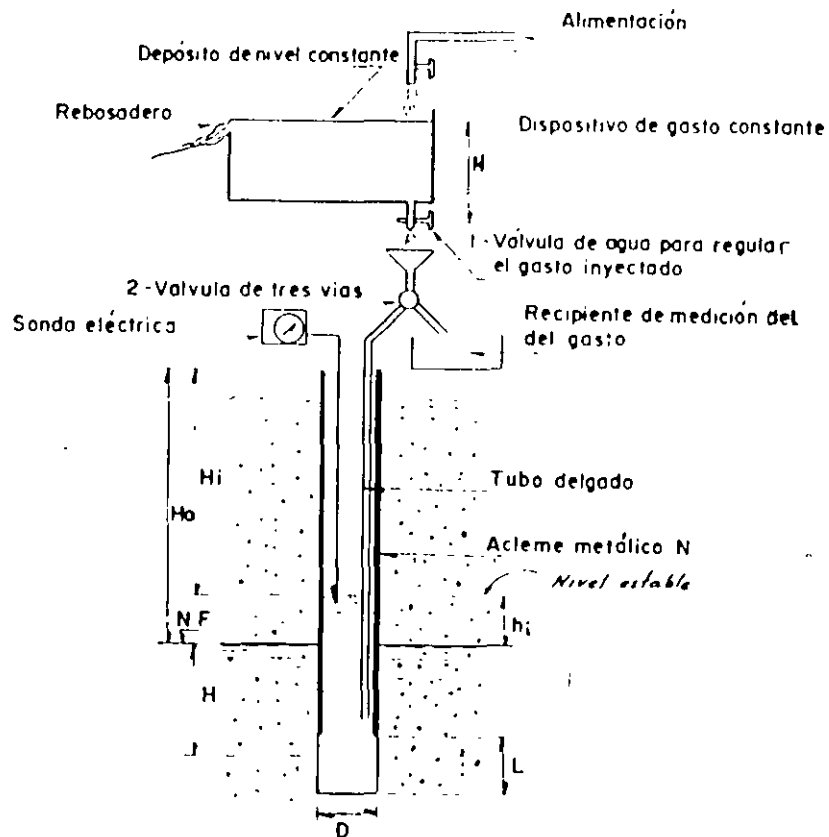


FIG. 55 DISPOSICION DEL EQUIPO PARA LA PRUEBA LEFRANC DE INYECCION CON CARGA CONSTANTE

men conocido; puede usarse un tubo Venturi para medir el gasto.

El equipo para la prueba de bombeo o extracción es todavía más simple, está compuesto por a) un tubo metálico cerrado en el fondo con el que se extrae agua de la perforación bajándolo con un cable b) una sonda eléctrica para determinar la variación del nivel dentro de la perforación y c) ademe metálico en caso de no haberse usado en la perforación.

Procedimiento de operación. En ambas pruebas una vez instalado el equipo se coloca la parte inferior del ademe a una distancia  $L$  del fondo de la perforación que debe haber sido hecha sin lodo; esta distancia será nula para obtener la permeabilidad local vertical y 40 cm para obtener la permeabilidad local horizontal, luego se mide la profundidad del nivel freático ( $H_o$ ) respecto a la parte superior del ademe.

En la prueba de inyección se llena el tanque y se abre la válvula de aguja y la de tres vías para introducir un gasto constante en la perforación; se mide con la sonda eléctrica la variación del nivel del agua en la perforación ( $H_i$ ) con el tiempo respecto a la parte superior del ademe y se anota en la hoja de registro (capítulo G), cuando se haya estabilizado el nivel por 10 minutos se tendrá el valor de la profundidad ( $H_i$ ) para el gasto ( $q_i$ ) que se mide haciendo pasar el agua al recipiente de volumen conocido ( $V$ ) y tomando el tiempo ( $t$ ) que tarda en llenarse. Estos datos se anotan también en el registro.

Una vez medido el gasto se hace pasar el agua nuevamente a la perforación mediante la válvula de tres vías y se abre más la válvula de aguja para incrementar el gasto. Se hacen varias pruebas, generalmente cuatro, que se pueden realizar en unas dos horas. En la prueba de extracción se determina la posición del nivel freático como en el caso anterior y se saca agua de la perforación con un recipiente de tubo, cerrado en la parte inferior, para abatir el nivel del agua (fig. 56) y se determina la posición del nivel del agua dentro del ademe a diferentes tiempos para poder hacer la gráfica recuperación-tiempo. La medición del nivel del agua dentro del ademe se hace respecto a la parte superior del mismo.

Interpretación. La interpretación de estas pruebas se hace



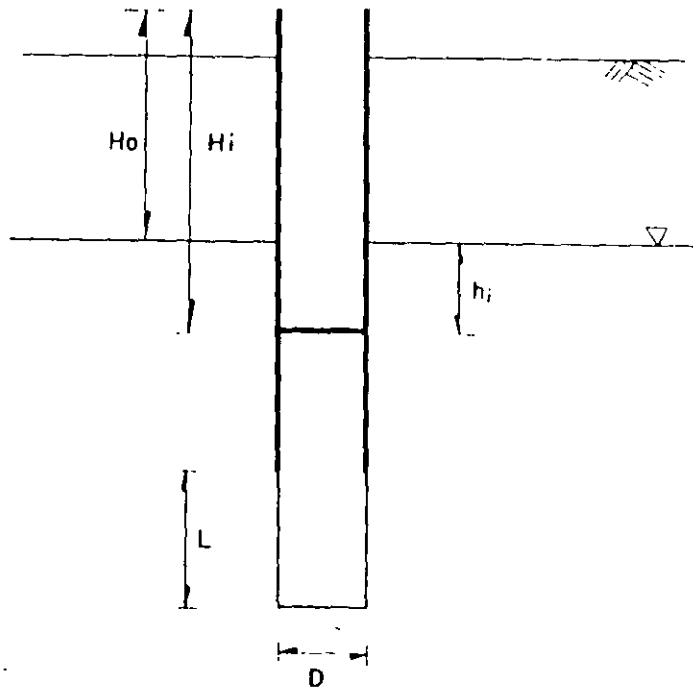


FIG. 56 PRUEBA LEFRANC DE EXTRACCION CON CARGA VARIABLE.

basándose en la Ley de Darcy para las condiciones de flujo y de frontera impuestas en cada caso.

En la prueba de carga constante se obtiene la gráfica cargas-gastos. Las cargas ( $h_i$ ) se calculan con la expresión:

$$h_i = H_o - H_i$$

donde:

- $h_i$  = carga hidráulica para un gasto  $q_i$ , metros
- $H_o$  = posición inicial del nivel freático respecto a la parte superior del ademe, metros
- $H_i$  = posición estable del nivel de agua dentro del ademe para un gasto  $q_i$ , metros

y el gasto correspondiente para la profundidad estable  $H_i$  se calcula con:

$$q_i = \frac{V}{t_i}$$

donde

$q_i$  = es el gasto constante para la profundidad estable  $H_i$ , m<sup>3</sup>/seg

$V$  = volumen del recipiente, m<sup>3</sup>

$t_i$  = tiempo que tarda en llenarse, seg

De la gráfica (fig. 57) se puede determinar la permeabilidad aplicando la siguiente expresión:

$$k = \frac{q_i}{c h_i} = \frac{m}{c}$$

donde

$k$  = coeficiente de permeabilidad m/seg

$q_i$  = gasto constante inyectado m<sup>3</sup>/seg

$c$  = coeficiente de forma (tabla 12), m

$h_i$  = carga hidráulica, m

$m$  = pendiente de la recta (fig. 57)

La relación  $L/D$ , figuras 55 y 56, define la forma aproximada de la cavidad en que se genera el flujo y con ello el valor del coeficiente  $c$  (tabla 12), también define si la

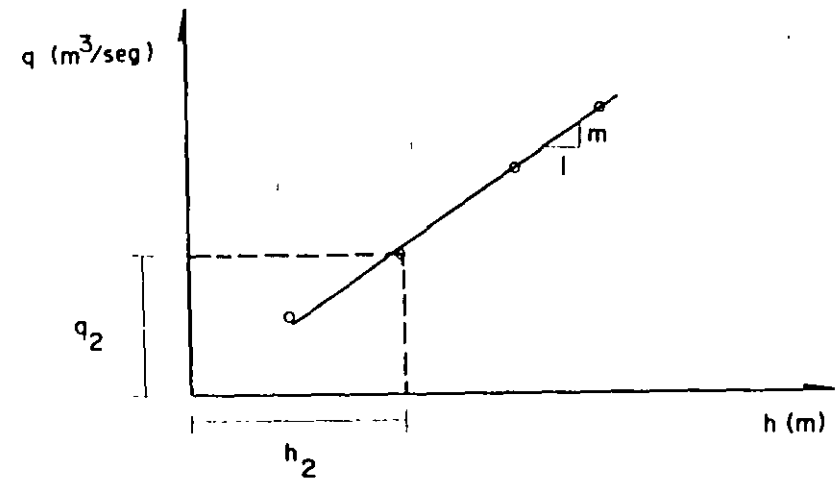


FIG. 57 GRAFICA TIPICA DE UNA PRUEBA LEFRANC CON CARGA CONSTANTE

permeabilidad calculada corresponde a la vertical, horizontal o promedio

TABLA 12  
COEFICIENTE DE FORMA (Ref 23)

Relación $L/D$	Forma de la cavidad	permeabilidad local	Coefficiente $c$
0	disco	vertical	$c = 2D$
$0 < \frac{L}{D} < 1$	esfera	promedio	$c = 2\pi D \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}}$
$1 < \frac{L}{D} < 4$	elipsoide	horizontal	$c = \frac{2\pi L}{L_n \left( \frac{L}{D} + \left( \frac{L}{D} + 1 \right)^{1/2} \right)}$
$> 4$	cilindro		$c = \frac{2\pi L}{L_n \left( \frac{2L}{D} \right)}$

De la prueba de carga variable se obtiene la gráfica de recuperaciones-tiempo (fig. 58). Las recuperaciones ( $h_1$ ) para cada tiempo se calculan de igual forma que en el caso anterior. ( $h_1 = H_1 - H_0$ )

El coeficiente de permeabilidad se calcula con la expresión:

$$k = \frac{\pi D^2}{4c(t_2 - t_1)} \log_e \frac{h_2}{h_1}$$

donde

- $k$  = coeficiente de permeabilidad, m/seg
- $h_1, h_2$  = recuperaciones en los tiempos  $t_1$  y  $t_2$ , en metros
- $t_1, t_2$  = tiempos en que fueron hechas las mediciones para determinar  $h_1$  y  $h_2$ , seg
- $\log_e$  = logaritmo natural
- $c$  = coeficiente de forma (tabla 12), en metros
- $D$  = diámetro de la perforación, figura 55, en metros

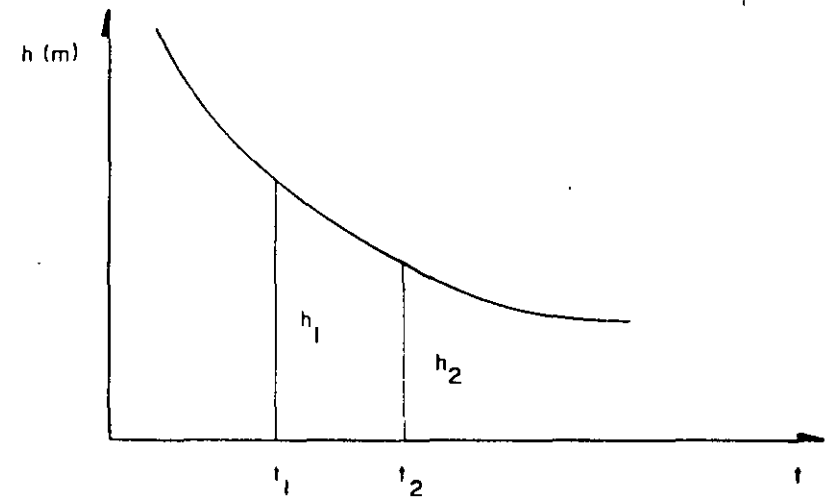


FIG. 58 GRÁFICA TÍPICA DE UNA PRUEBA LEFRANC DE CARGA VARIABLE

Se calculan varios valores de  $k$  tomando pares de puntos contiguos de la gráfica recuperación-tiempo y con ellos se obtiene un valor promedio de  $k$ .

### E.03 Prueba de permeabilidad Nasberg

Generalidades. La prueba Nasberg permite determinar la permeabilidad local en materiales no saturados. Se utiliza en rocas muy fracturadas y suelos; la medición se debe realizar en una perforación que no haya sido hecha con lodo.

Equipo. El equipo que se requiere es el siguiente:

- a) sonda eléctrica, b) tubería de conducción, c) ademe N,
- d) medidor de gastos, que puede ser un tubo Venturi o un dispositivo como el usado en la prueba Lefranc de carga constante y e) tanque para suministro de agua.

Procedimiento. Instalado el equipo de manera similar al de la prueba Lefranc se levanta el ademe una distancia  $L$  por encima de la base de la perforación (fig 59) y se determina  $H_0$ , se suministra agua a la perforación con un

gasto constante, midiendo el nivel del agua dentro de la perforación; se anota en la hoja de registro (capítulo G) la variación del nivel con el tiempo y cuando se haya estabilizado el nivel del agua durante 10 minutos se tendrá la profundidad de equilibrio ( $H_1$ ) para el gasto suministrado ( $q_1$ ). Se hacen varias determinaciones con diferentes gastos para calcular el promedio de permeabilidad.

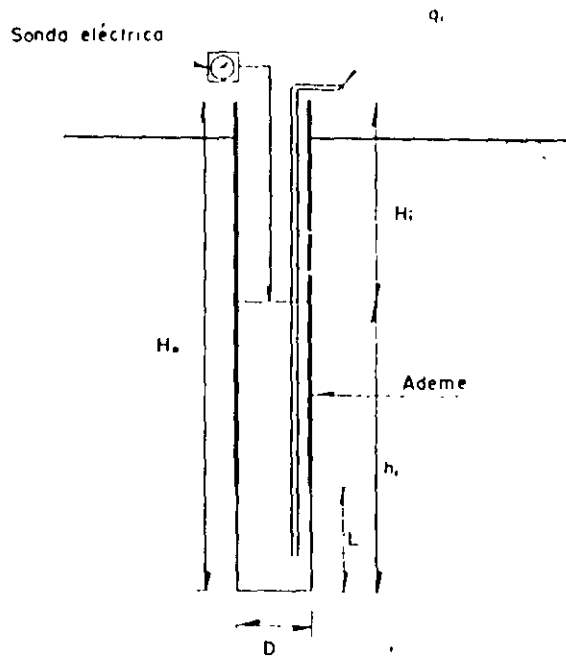


FIG. 59 PRUEBA DE PERMEABILIDAD NASBERG.

Interpretación. La permeabilidad se calcula usando la expresión:

$$k_1 = \frac{0.423}{h_1^2} q_1 \log_{10} \frac{4h_1}{D}$$

donde:

- $k_1$  = coeficiente de permeabilidad local horizontal, m/seg
- $h_1$  =  $H_1 - H$  = carga hidráulica de equilibrio, metros
- $q$  = gasto constante suministrado, m<sup>3</sup>/seg
- $D$  = diámetro de la perforación, metros

La fórmula anterior es aplicable para

$$25 < \frac{h}{D} < 100$$

y el radio ( $R$ ) de influencia de la prueba es:

$$R = \sqrt{\frac{q}{\pi k}}$$

Si  $L < D$  la permeabilidad determinada es la vertical y si  $L > 4D$  será la horizontal.

## F SUPERVISION DE CAMPO

### F.01 Objetivo de la supervisión

Los trabajos de campo de un estudio geotécnico se deben realizar bajo la supervisión de un ingeniero supervisor, el cual estará encargado de la dirección del trabajo, de vigilar que los equipos y técnicas de exploración sean los adecuados y de recopilar toda la información que se genere. El propósito fundamental de la supervisión es que el ingeniero decida selectivamente cuándo y con qué muestreador obtener muestras para definir la estratigrafía y obtener especímenes para las pruebas de laboratorio. No se deberá relegar en el operador la obligación de tomar decisiones técnicas y de recopilar la información. Comparativamente, el muestreo selectivo es más eficiente y económico que el muestreo continuo y adicionalmente se tiene la ventaja con aquel de que al obtener sólo las muestras necesarias, su número sea considerablemente menor simplificando su transporte y conservación.

### F.02 Organización del trabajo

La brigada de campo debe estar constituida por el operador con uno o dos ayudantes y el ingeniero supervisor (fig. 60).

La labor del supervisor es exclusivamente la dirección técnica del sondeo; si el trabajo se realiza bajo contrato, el ingeniero supervisor debe ser parte de la organización contratante. La labor del operador es la organización y ejecución del trabajo.

El supervisor deberá ser ingeniero civil o geólogo, con conocimientos básicos de mecánica de suelos y procedi-



TABLE II  
COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS (REF. 21)

Clase de suelo	Suelos gruesos limpios (G.W., G.P., MU, SP)	Suelos gruesos con limos (GM, GC, SM, SC)	Suelos finos (MH, ML, CH, CL, OL)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad de campo son las más precisas para un contenido de limos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no estar fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada.
Comprensibilidad y expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los horizontes son compactos y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la comprensibilidad.	La comprensibilidad varía considerablemente según la compacidad del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansiones al aumentar su contenido de agua.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compacidad de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes intactos. Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del sustrato al definir las condiciones de las pruebas.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes intactos. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media a baja, mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Los limos presentan baja resistencia a la tubificación y la sacilación de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.
Licuefacción	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuefacción. Los otros materiales de este grupo son por lo general, poco sensibles a la licuefacción.	Las arenas finas limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.	Susceptibilidad prácticamente nula.

f) recopilar minuciosamente la información generada (capítulo G).

El operador deberá ser un técnico con experiencia en perforación y muestreo de suelos y rocas, y tener conocimientos básicos de mecánica; sus actividades serán:

- realizar las maniobras de perforación y muestreo.
- informar al ingeniero supervisor sus observaciones.
- organizar la integración y movilización del equipo y las actividades de sus ayudantes.

A los ayudantes se les deberá considerar como técnicos de perforación en formación, que colaboran en todas las maniobras del trabajo y que están en constante proceso de entrenamiento.

### F.03 Desarrollo de la exploración

El ingeniero supervisor decidirá, junto con el consultor, el desarrollo de la exploración; en sitios desconocidos será conveniente iniciarla con un sondeo de exploración posiblemente solo con pruebas de penetración estándar y después continuar con sondeos mixtos en que se alterna la obtención de muestras alteradas e inalteradas, tomándolas conforme a su posible comportamiento. Sólo en zonas muy uniformes será aceptable que la distribución de muestras alteradas e inalteradas sea solamente en función de la geometría de la zona por explorar. En zonas muy conocidas la supervisión podrá simplificarse y reducirse a un mínimo siempre que se tenga completa confianza en la capacidad y habilidad del perforista.

(Puede considerarse que el costo de la supervisión de campo tiene un valor medio del 7% del costo de los trabajos de campo).

## G APENDICE

### G.01 Métodos y equipos de perforación

La obtención de muestras del subsuelo requiere la realización de perforaciones para introducir los muestreadores hasta la profundidad deseada; las perforaciones se usan también para realizar pruebas in situ de permeabilidad y de veleta o para colocar instrumentos. Normalmente las

perforaciones son verticales, ocasionalmente inclinadas y raramente horizontales.

Las perforaciones para geotecnia pueden hacerse con máquinas perforadoras obteniéndose perforaciones de diámetro no mayor de 15 cm, o pueden hacerse pozos a cielo abierto con maquinaria o manualmente. En la tabla 15 se presenta un resumen de los métodos aplicables a la exploración geotécnica.

TABLA 15  
METODOS DE PERFORACION

	Método	Aplicabilidad en suelos
Suelos	pozos a cielo abierto	todos tipos
	lavado con agua o lodo	cohesivos blandos, muy adecuado en arenas con poca grava
	en seco	cohesivos blandos a duros, arriba del nivel freático
Rocas	rotación con agua o lodo	todos tipos
	mixto	todos tipos
	rotación con agua o lodo	suelos muy duros y rocas de blandas a duras

G.01.a *Pozos a cielo abierto.* Se hará la excavación de preferencia con pico y pala, extrayendo el material cortado con un bote operado con una polea; la excavación tendrá forma cuadrada de 1.5 m de lado, con una profundidad normalmente menor de 10 m. Abajo del nivel freático requiere de bombeo con pozos de punta hincados perimetralmente y si la permeabilidad es baja pueden utilizarse bombas centrífugas eléctricas.

Si las paredes de la excavación son inestables, se ademarán con madera formando marcos estructurales como se muestra en la fig. 61; el cálculo estructural de los marcos se hará con los estados de esfuerzo que se generan según el material en que se hace la excavación.

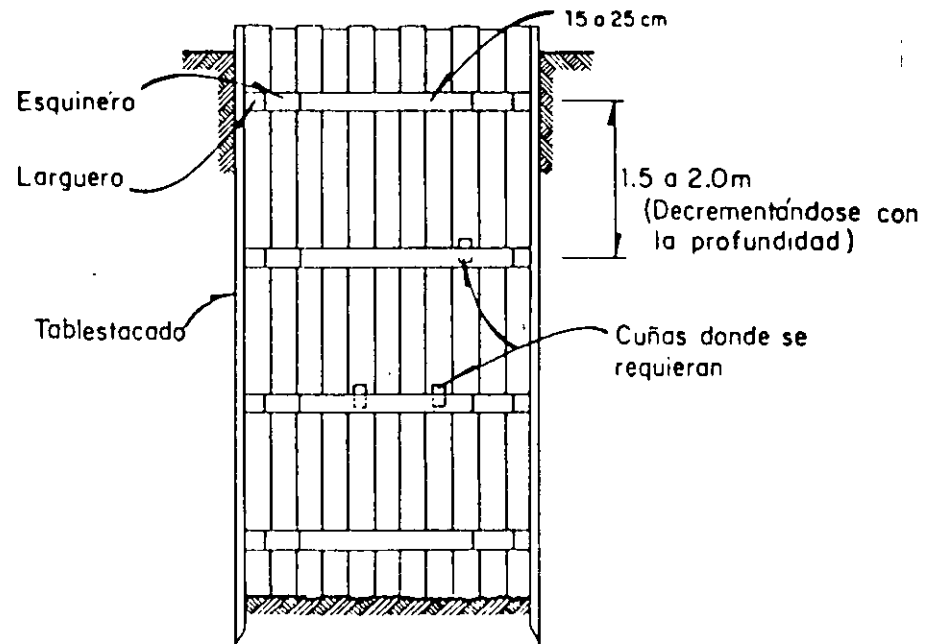
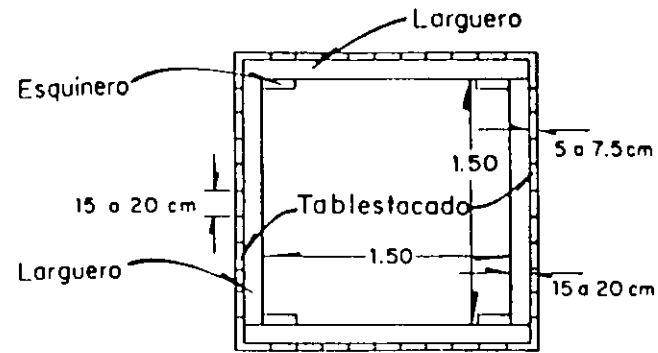
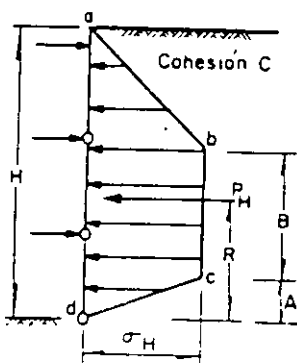
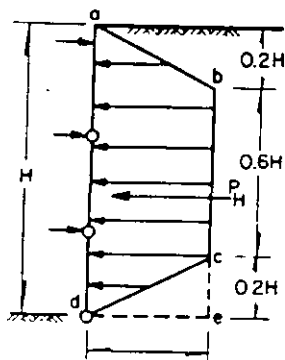


FIG. 61 ADEMADO PARA UN POZO A CIELO ABIERTO



EXCAVACION EN ARCILLA  
 a,b,c,d es la distribución de presión.  
 La forma del diagrama y la magnitud  
 de las presiones dependen del  
 número de estabilidad  
 $N_0 = \frac{\gamma H}{C}$

EXCAVACION EN ARENA

a,b,c,d distribución de presión en arena densa.

$P_H = (0.64) K_A \gamma H^2 \cos \delta$ , actuando a 0.5H de la base del corte

a,b,d,e distribución de presión en arena suelta.  $P_H = (0.72) K_A \gamma H^2 \cos \delta$ , actuando a 0.48H de la base del corte

	$2 < N_0 < 5$	$5 < N_0 < 10$	$10 < N_0 < 20$	$20 < N_0$
$P_H$	$78 H^6 \gamma$	$78 H^6 \gamma$	$(21 - 0.55 N_0) H^6 \gamma$	$5 H^6 \gamma$
$P_H$	$\gamma H - 15(1 + N_0) C$	$\gamma H - 4C$	$\gamma H - (8 - 4 N_0) C$	$\gamma H$
A	15H	15H	$(3 - 0.15 N_0) H$	0
B	55H	55H	$(11 - 55 N_0) H$	0
C	46H	46H	38 H	37H

FIG. 62 DISTRIBUCION DE PRESIONES DEBIDAS A EXCAVACION EN ARCILLAS Y ARENAS

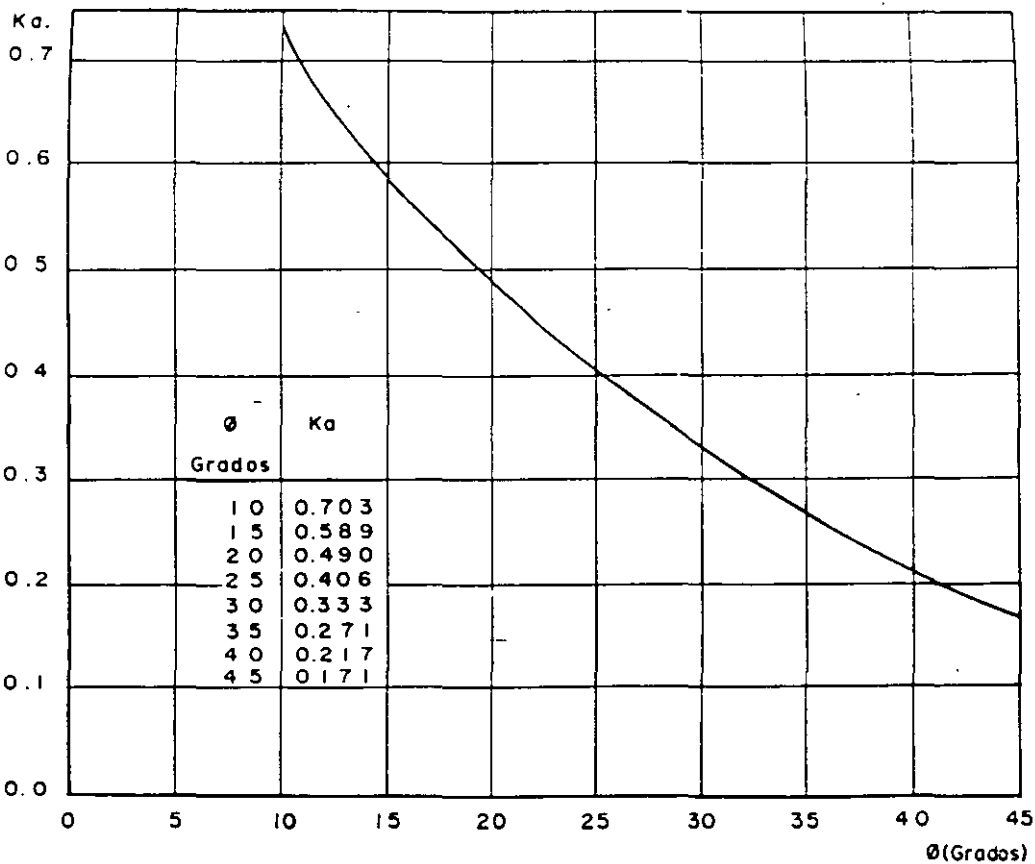


FIG. 63 COEFICIENTES  $K_a$

En el caso de que el pozo se realice en arcilla, se puede considerar que la profundidad máxima que se puede excavar sin usar ademe es.

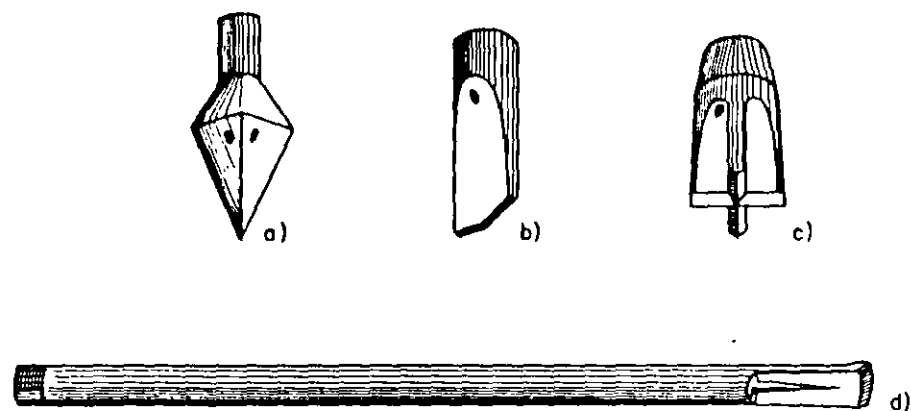
$$Z_{max} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

donde

- $Z_{max}$  = profundidad máxima de excavación en arcilla, sin ademe, cm  
 $c$  = cohesión del material, kg/cm<sup>2</sup>  
 $\gamma$  = peso volumétrico de la arcilla, kg/cm<sup>3</sup>  
 $K_a$  = coeficiente de empuje activo (Rankine), que se puede deducir de la fig. 63

G.01.b) *Perforación por lavado*. Consiste en perforar con una columna de tubos que lleva en la parte inferior un trépano en forma de punta, cincel o cruz con orificios que permiten la salida del fluido de perforación (fig. 64)

La acción combinada de percusión y de chiflón permite



- a) Punta (suelos suaves)  
 b) Cincel (suelos duros)  
 c) Cruz (cantos rodados y gravas)  
 d) Barretón

FIG. 64 TREPANOS PARA HINCADO A PERCUSION

cortar el material, que es llevado a la superficie por el flujo de perforación, el cual puede ser agua o lodo.

El equipo que requiere está integrado con un malacate ligero de cable de acero de 500 kg, con cabeza de fricción para un cable manila; una bomba que desarrolle presión de 5 kg/cm<sup>2</sup> y gasto mínimo de 15 lt/min; un tripié; barras, mangueras y trépanos. En la fig. 65 se muestra esquemáticamente la instalación del equipo.

Este procedimiento de perforación es aplicable en arenas con pocas gravas y en suelos cohesivos abajo del nivel freático; en suelos inestables se puede utilizar ademe metálico o lodo para mantener las paredes de la perforación. El método de perforación por lavado es el que se usa con más frecuencia en la exploración de suelos ya que el equipo empleado es ligero y puede transportarse a sitios de difícil acceso.

G.01.c) *Perforación a rotación en seco*. Consiste en perforar con barras helicoidales, que transportan el material cortado a la superficie mediante la misma hélice. En suelos ines-

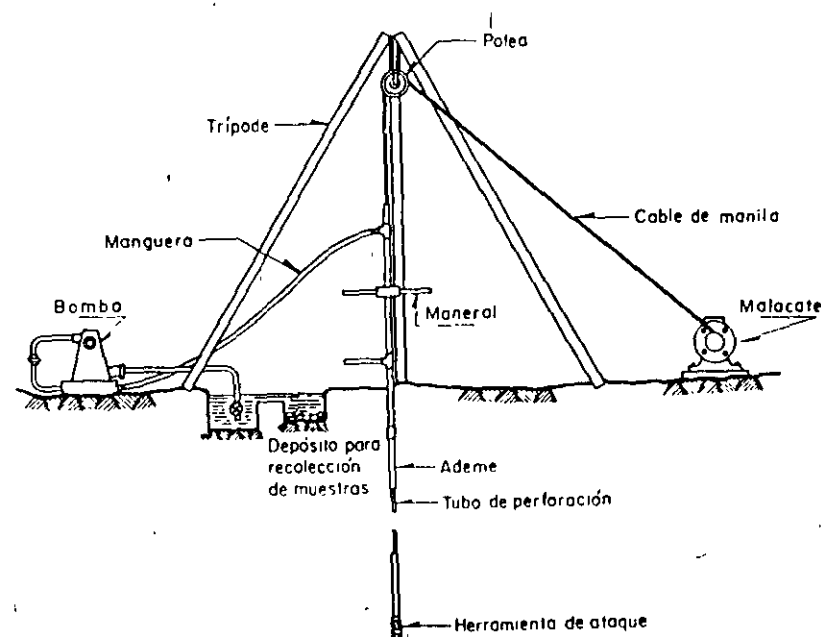


FIG. 65 PERFORACION POR LAVADO



tables, desde la superficie se pone lodo en pasta en las barras helicoidales y girando estas en sentido contrario se puede estabilizar la perforación, ya que el lodo suministrado es lanzado por las barras y se enjara en las paredes. La columna de barras helicoidales, formada por tramos que se unen con pasadores, lleva en la parte inferior un gavilán (fig. 66) que permite cortar el material.

Existe una variante de estas barras, que es el ademe espiral (fig. 67) Funciona de igual forma que las barras helicoidales pero la columna se forma con tubos que permiten introducir muestreadores como el penetrómetro estándar, el tubo Shelby o el tubo rotatorio dentado. Generalmente en la etapa de perforación, el ademe espiral lleva en el interior una varilla central que en su parte inferior tiene la cabeza de corte (fig. 68a); al llegar a la profundidad de muestreo se retrae la varilla (fig. 68b) y se introduce el muestreador (fig. 68c). El ademe espiral puede usarse con otro procedimiento de operación, que se describirá en el método de perforación mixto.

Para realizar la perforación se requiere una máquina per-

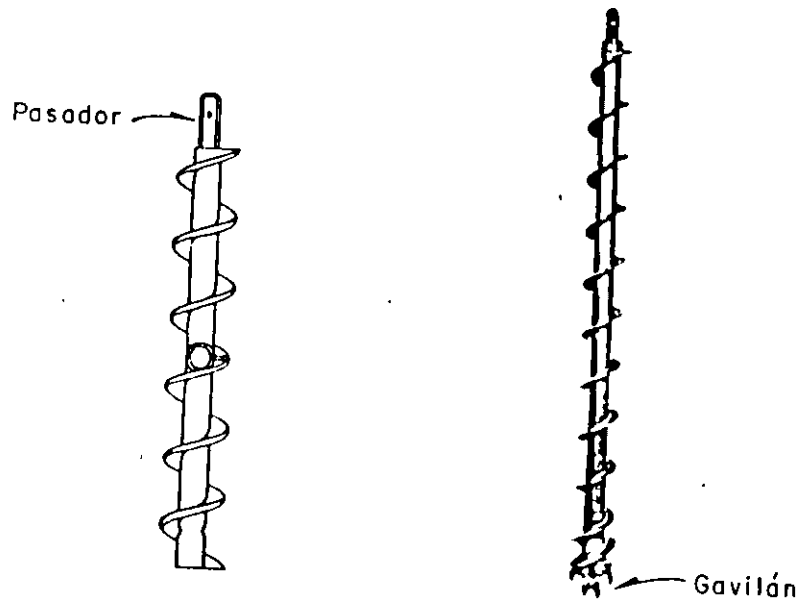


FIG. 66 BARRA HELICOIDAL (Ref. 11 y 14).

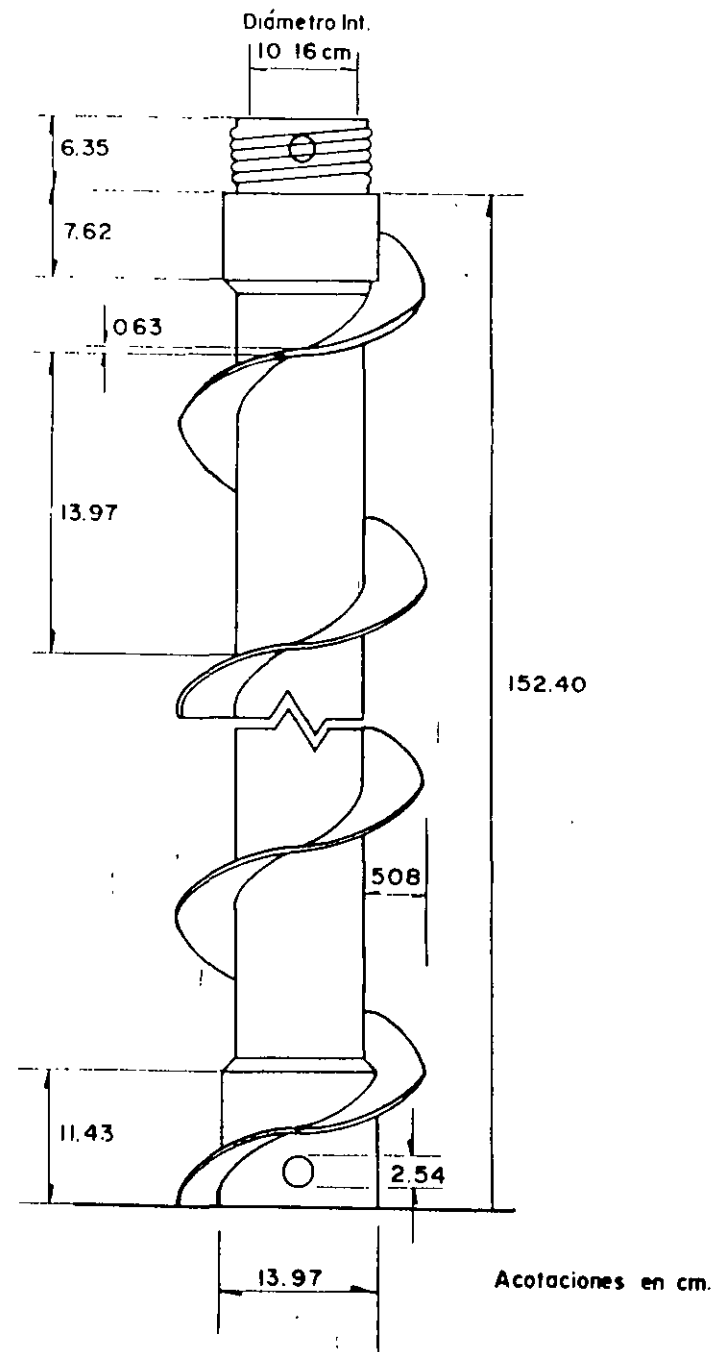


FIG. 67 ADEME HELICOIDAL.

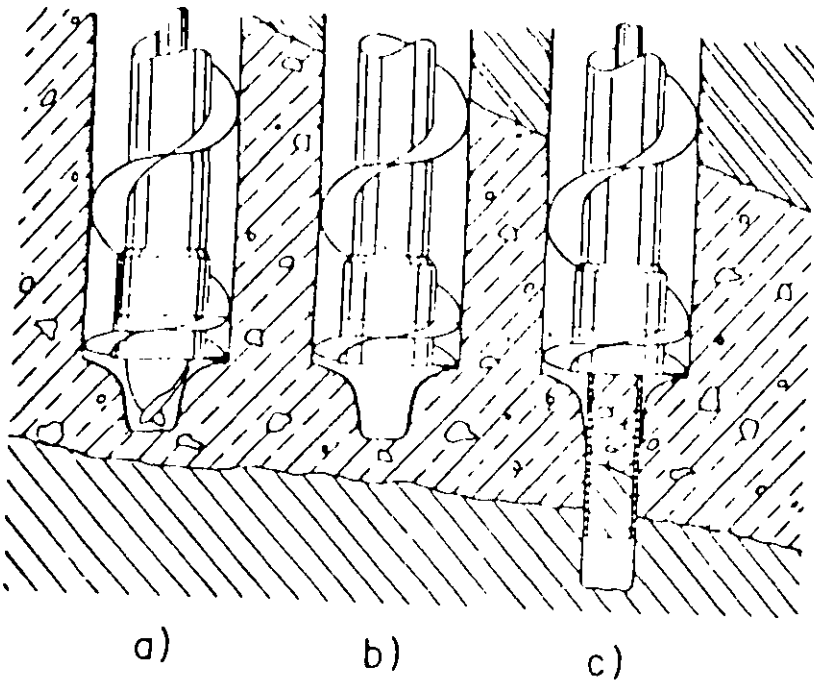


FIG. 68 OPERACION DEL ADEME ESPIRAL.

foradora para suelos que generalmente va montada en un camión; sus características principales se presentan en la tabla 16.

G.01.d *Perforación a rotación con agua o lodo.* Consiste en perforar mediante una columna de tubos, en cuya parte inferior lleva una broca tricónica o una broca drag (fig 69). Para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se inyecta agua o lodo. Se requiere una máquina de perforación para suelos (tabla 16) que generalmente va montada en un camión (fig 70). Para realizar la perforación se aplica carga axial y rotación, inyectando agua o lodo para estabilizar las paredes. Se usa lodo como fluido de perforación en excavaciones sobre el nivel freático; abajo de este nivel puede usarse agua o lodo según sea la condición de estabilidad de las paredes, G.02.

Para suministrar el fluido de perforación a la perforación se utilizan bombas cuyas características principales se anotan en la tabla 17. Para hacer una selección adecuada se recomienda recurrir a las indicaciones del fabricante.

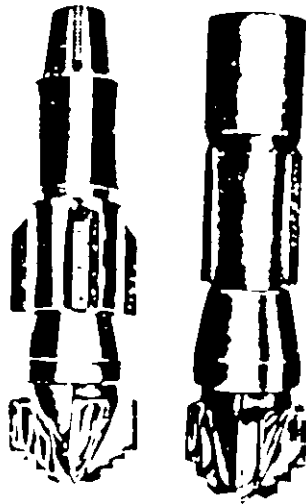
TABLA 16 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE MÁQUINAS DE PERFORACIÓN PARA SUELOS

Capacidad en función de la herramienta de corte (m)	Fuerza de avance (T)	Fuerza de recuperación (T)	Velocidad de avance (m/min)		Par máximo (T-m)	Velocidad de rotación (R.P.M)	Peso aproximado (T)	Velocidad del malacate (m/min)	Capacidad del malacate cable acero $\phi = 1.25$ (T)
			↑	↓					
H 80 D 500	12	10	2.5-12	3-15	15	1-1R 34 2-2R 70 3-3R 125 4-4R 260	90	24	5
H 60 D 500	8	10			10	B1 63 A1 98 B2 130 A2 201 B3 238 A3 368 B4 403 A4 623 BR 51 AR 80	25	15 0 100	25 0.5
D 120	45	65				1 204 2 422 3 772 4 1302 R 167	1		1
H 50 D 400	9	6	7.5-10-30	10-30	0.7	1-1R 43 2-2R 90 3-3R 166 4-4R 287	5	20	1
H 100 D 600	55	7	0-12	0-12	1.5	65 o 850	4		
H 30 D 50	3	4	1.8	3.5	0.3		2		1

NOTA: B = Baja  
A = Alto  
R = Reversa  
H = Helicoidal  
D = Broca



Broca tricónica



Broca Drag

FIG. 69 BROCAS PARA PERFORACION O ROTACION CON AGUA O LODO

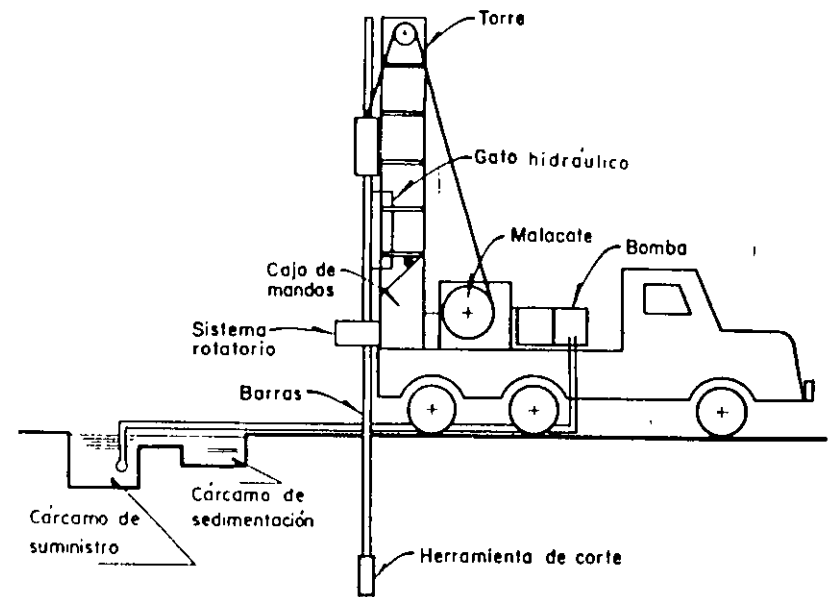


FIG. 70 EQUIPO DE PERFORACION O ROTACION

TABLA 17

## CARACTERÍSTICAS DE LAS BOMBAS

Uso	Presión		Gasto		Potencia	Peso	
	lb/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	gpm	lps/min	HP	lb	kg
Agua	300	21.1	20	75.6	12.5	675	306
	600	42.2	20	75.6	30	710	322
	300	21.1	35	132.4	18	975	441
	100	28.1	40	151.3	30	1015	471
Lodo	150	31.5	0.05 a 200 gpm				
	1000	70.3	0.20 a 125 "				
	225	15.8	1.00 a 500 "				
	75	5.3	1.00 a 200 "				

El método de rotación con agua o lodo es aplicable a todo tipo de suelo, en los granulares se utilizan lodos densos.

**G.01.e** *Perforación mixta.* Consiste en perforar con el ademe helicoidal, ya descrito, arriba del nivel freático y luego, usando el método de lavado o rotación, por debajo del nivel freático sin retirar el ademe helicoidal, es decir, introduciendo los tubos de perforación y la herramienta de corte una vez que se ha sacado la varilla central con la cabeza de corte del ademe helicoidal. Si la parte de la excavación hecha con lavado o rotación es inestable, se baja el ademe espinal y se prosigue la perforación. Alcanzado el nivel de muestreo se saca la herramienta de corte y se introduce en su lugar el muestreador adecuado. Este procedimiento de perforación es el más eficiente. Se requieren, para hacer la perforación, una máquina perforadora para suelos (tabla 16) y una bomba (tabla 17).

**G.01.f** *Perforación de rocas.* En la exploración geotécnica generalmente no se profundizan las perforaciones en roca o son de poco espesor, por tanto, es común realizar la perforación y muestreo simultáneamente usando barriles (C.04g).

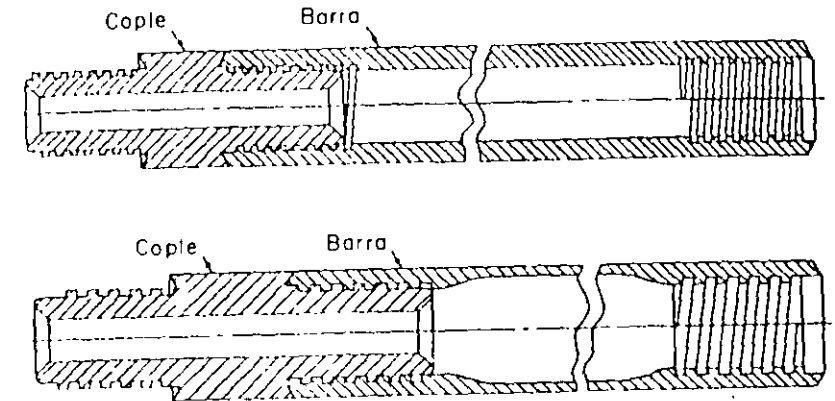


FIG. 71 BARRAS DE PERFORACION Y COPLES.

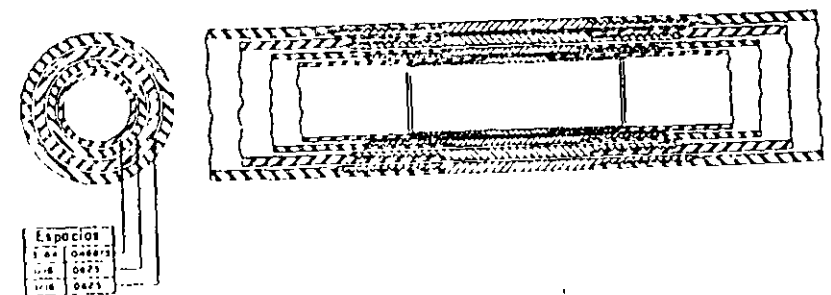


FIG. 72 ADEMES Y COPLES

Para realizar la perforación se requieren una bomba (tabla 17) y una máquina de perforación cuya velocidad de rotación sea mayor que la de las usadas en suelos (500-3000 rpm).

En general para perforar se requieren:

--barras de perforación (fig. 71) cuyas medidas más usuales se anotan en la tabla 18.

—ademes (fig. 72) cuyas medidas más usuales se anotan en la tabla 19.

En los casos que se use fluido de perforación y rotación se requiere una junta giratoria (fig. 73) que permite conectar la tubería proveniente de la bomba a las barras que están girando.

TABLA 18.

## MEDIDAS DE LAS BARRAS MAS USUALES

Barra	$\phi_e$		$\phi_i$		$\phi_c$		Peso kg/10 ft	Cuerdas por pulgada
	in	mm	in	mm	in	mm		
EW	1 $\frac{3}{8}$	34.9	$\frac{7}{8}$	22.2	$\frac{7}{16}$	12.7	11.0	3
AW	1 $\frac{23}{32}$	41.4	1 $\frac{7}{32}$	30.9	$\frac{5}{8}$	15.9	19.9	3
BW	2 $\frac{1}{8}$	54.0	1 $\frac{3}{4}$	44.5	$\frac{3}{4}$	19.0	19.0	3
NW	2 $\frac{5}{8}$	66.7	2 $\frac{1}{4}$	57.2	1 $\frac{3}{8}$	31.9	24.5	3

$\phi_e$  : diámetro exterior

$\phi_i$  : diámetro interior

$\phi_c$  : diámetro interior del cople

TABLA 19

## MEDIDAS DE LOS ADEMES MAS USUALES

Ademe	$\phi_e$		$\phi_i$		Peso kg/10 ft	Cuerdas por pulgada
	in	mm	in	mm		
NW	3 $\frac{1}{2}$	88.9				
HW	4 $\frac{1}{2}$	114.3	3	101.6	51.3	4

Fig. 62. Distribución de presiones debidas a excavación en arcilla y arenas

$\phi_e$  : diámetro exterior

$\phi_i$  : diámetro interior

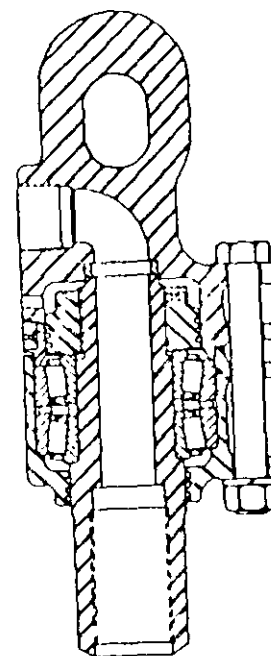


FIG. 73 JUNTA GIRATORIA

## G.02 Lodos de perforación.

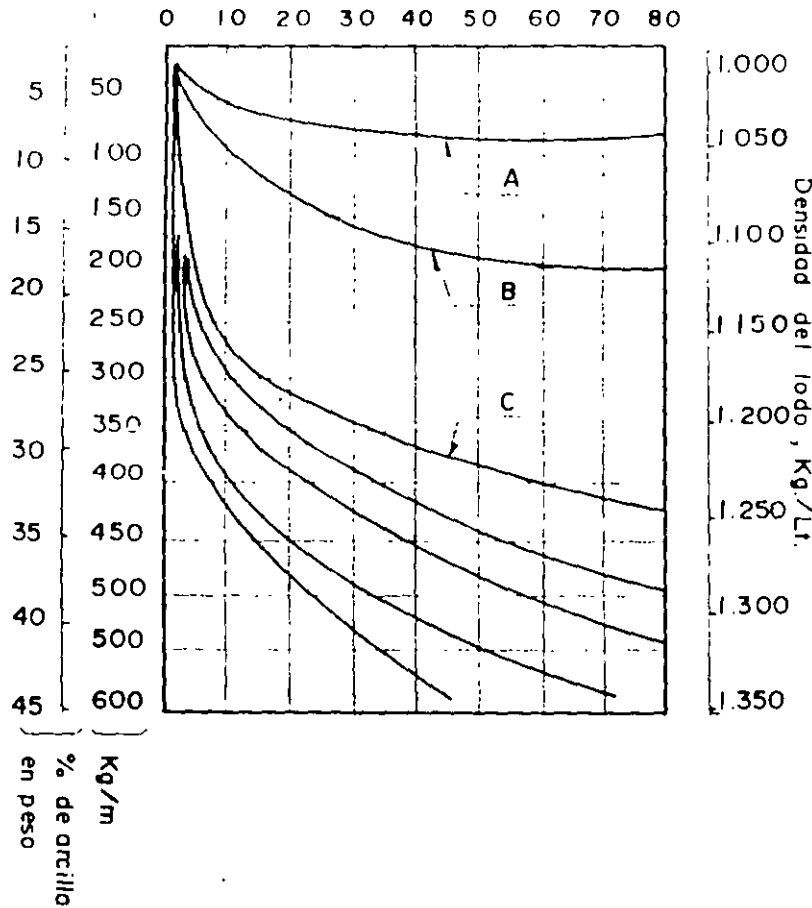
## G.02.a

**Antecedentes.** El fluido de perforación más empleado hasta ahora en las exploraciones geotécnicas ha sido el agua, pero gradualmente se han incorporado los lodos de perforación aprovechando las experiencias logradas en la perforación de pozos petroleros, simplificando y adaptando las técnicas de elaboración, manejo y control de lodos para ser aplicables aun en perforaciones pequeñas. Las funciones principales del lodo son: enfriar la broca, transportar el material cortado por la broca y mantener estable la pared y el fondo de la perforación; las mismas funciones cumple el agua, pero el lodo es considerablemente más eficiente para transportar el material y en particular la supera en la estabilidad que puede dar a la perforación eliminando la posible necesidad de ademe metálico. Los lodos tienen también la ventaja sobre el agua de alterar menos el contenido natural de humedad.

## G.02.b

**Tipos de lodos.** La clasificación más convencional de lodos se basa en identificación según su consistencia; así, se

Viscosidad en centipoises, medida  
en viscosímetro rotatorio a 600 r p m.



- A . Zeogel o aquagel  
B . Baroco  
C . Rango de arcilla típica

FIG. 73 BIS RELACION VISCOSIDAD - PROPORCIONAMIENTO DE  
ARCILLA EN AGUA DULCE (Ref. 25)

reconocen: lodos de agua dulce, agua salada, de emulsiones aceite-agua y de aceite. En las exploraciones geotécnicas solo se utilizan lodos de agua dulce y cuando se perfora en zonas con agua salada se agregan aditivos. Los lodos con agua dulce se pueden hacer con arcillas plásticas locales, bentonita natural o bentonita tratada (en el mercado existen con los nombres comerciales Zeogel, Aguagel, Baroco, etc.); en la fig. 73 bis se presentan las viscosidades y densidades que se pueden obtener con diferentes proporcionamientos.

G.02 c *Propiedades físicas y controles de campo.* Los lodos de perforación deben elaborarse cuidando que tengan las propiedades físicas adecuadas y que éstas se mantengan durante el trabajo. Las propiedades más significativas son: densidad, viscosidad y tixotropía; es importante también controlar la contaminación, en particular de arenas. Los métodos que se describirán aquí para la medición y control de estas propiedades requieren solo de equipo elemental y económico.

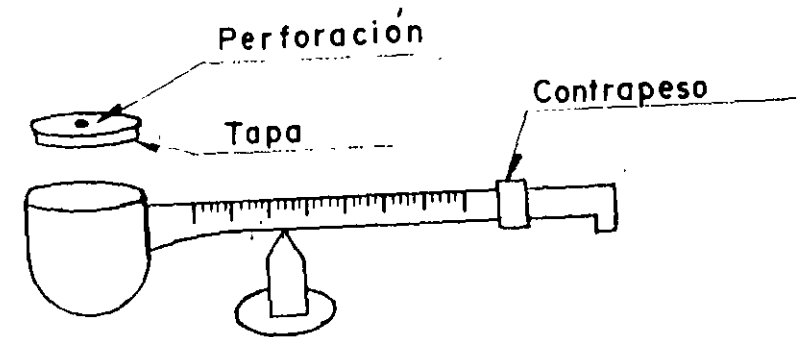


FIG. 74 BALANZA PARA LODOS

**Densidad.** Se define como el peso por unidad de volumen y se determina con una balanza de navaja (fig. 74) que consiste en una barra horizontal con un recipiente para el lodo en un extremo y en el otro un contrapeso, la barra está graduada en unidades de peso volumétrico (g/l, cm<sup>3</sup>, lb gal).

El instrumento debe calibrarse inicialmente con agua, para la cual debe medirse en el aparato 1 kg/l. En caso necesario se debe ajustar el peso del brazo.

La densidad de los lodos que se pueden elaborar está en función del tipo y cantidad de arcilla que utilice. Pueden variar de 1.2 a 1.25 kg/l, siendo lodos que por su viscosidad pueden ser manejados aun con bombas convencionales de lodos. Se puede utilizar barita en polvo para aumentar la densidad conservando la viscosidad, lo cual permite lograr lodos manejables con densidades hasta de 1.35 kg/l.

La densidad se debe elegir en función del peso volumétrico y granulometría de los suelos; así en arenas gruesas de cuarzo con pocos finos se requieren lodos con densidades hasta de 1.25, en arcillas sin arenas se podrá operar con densidades 1.05. Se recomienda iniciar el sondeo con un lodo de densidad media de 1.1 y modificarla durante el proceso de trabajo según los materiales que se encuentren.

**Viscosidad.** Se define la viscosidad como la resistencia que opone un líquido a fluir. La determinación de la viscosidad se realiza con viscosímetros de rotación y se mide en centipoises; de una manera simple y aproximada se puede determinar la viscosidad con el cono de Marsh (fig. 75).

Se coloca en el cono un litro de lodo, después de agitarlo, y se mide el tiempo (T) en segundos en que el lodo sale del cono después de retirar el dedo con que se obtura la boquilla. La calibración del cono se verifica comprobando que el tiempo en que sale un litro de agua dulce a 26.5 °C sea de 28 segundos.

No se tiene una correlación rigurosa entre la viscosidad medida con viscosímetro y con el cono Marsh; experimentalmente se ha obtenido la expresión:

$$V = D \left( 0.58 T - \frac{461}{T} \right)$$

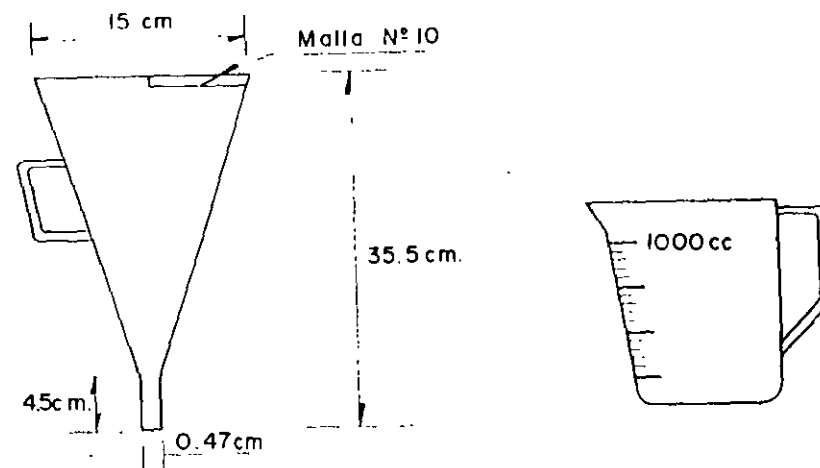


FIG. 75 CONO MARSH

donde

- D = densidad, kg/lit
- V = viscosidad, centipoises
- T = tiempo, seg

Las viscosidades de los lodos, medidas en segundos, varían de 30 a 90 segundos; aquellos lodos que tengan viscosidades mayores de 90 seg no pueden ser manejados con bombas convencionales para lodos.

La viscosidad es una consecuencia de la cantidad de bentonita utilizada en la preparación del lodo. Es recomendable iniciar la perforación con un lodo de 45 segundos, que se podrá modificar en el desarrollo de la perforación. Se pueden utilizar aditivos (almidones) para incrementar la viscosidad pero esto conduce a una disminución de la densidad y por ello es poco recomendable.

**Gelatinosidad.** Esta prueba sirve para medir la resistencia de un gel y su variación con el tiempo, siendo una medida indirecta de la tixotropía; se puede utilizar un viscosímetro.

El "Shearómetro" que hace la determinación con menos precisión. El "Shearómetro" consta de un recipiente con una escala adherida a él en unidades de esfuerzo cortante (libras para un área unitaria de 100 pies cuadrados) y un cilindro de aluminio que pesa 5 gr. (fig. 76). Se hacen dos mediciones: una con el lodo recién agitado y otra después de dejar reposar el lodo durante diez minutos. El procedimiento consiste en colocar el cilindro hundido en la superficie del lodo y dejarlo hundir, si es necesario se guía con los dedos para que baje verticalmente y se hacen lecturas en la escala, en diferentes tiempos, a medida que el cilindro se va hundiendo. Si el cilindro se hunde completo durante el primer minuto de observación, se dice que la resistencia es nula, de lo contrario se repite la operación después de dejar reposar el lodo durante diez minutos. La gelatinosidad medida a los 10 segundos en la primera prueba, debe estar entre 1 y 10 lb/100 pies<sup>2</sup> y en la prueba efectuada diez minutos después debe tener un valor de aproximadamente el doble, es decir, entre 3 y 25 lb/100 pies<sup>2</sup>.

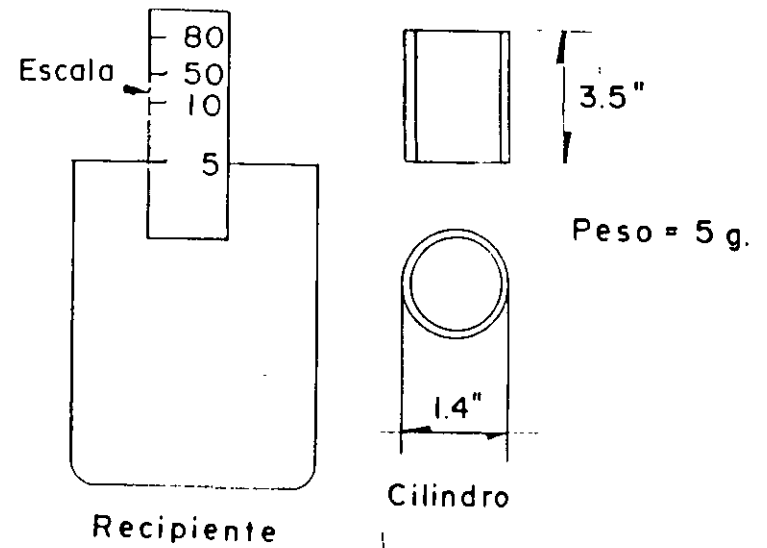


FIG. 76 SHEAROMETRO

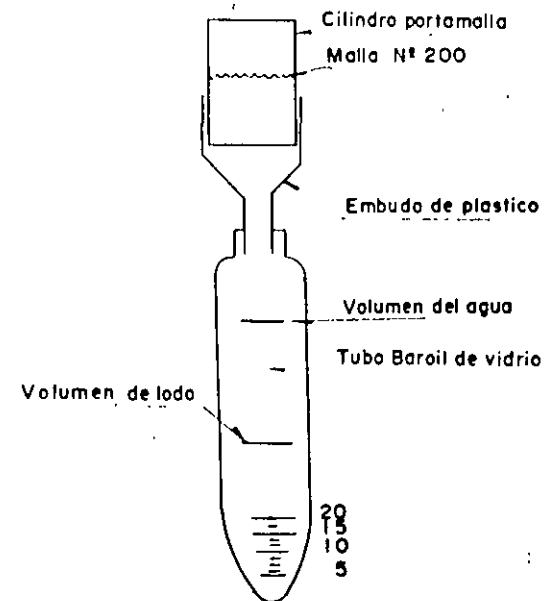


FIG. 77 DISPOSITIVO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE ARENA

**Contenido de arena.** Se debe determinar periódicamente el contenido de arena de los lodos usados, ya que si es excesivo se aumenta el espesor de la costra que se forma en la pared de la perforación y se tiene exceso de azolves que dificultan el muestreo y desgastan la bomba para lodo. La prueba se basa en determinar el volumen de arena de una muestra de lodo.

El aparato para la medición del volumen de arena consta de un tubo Baroid (fig. 77) con dos marcas de aforo para el lodo y para el agua y en la parte interior una zona calibrada para la medición del volumen de arena; un pequeño embudo de plástico que se coloca en la boca del tubo y un cilindro acoplado al embudo que lleva una malla No. 200 (0.074 mm) en la que se retiene la arena. El procedimiento de prueba consiste en tomar una muestra de lodo y diluirlo en agua; los volúmenes de ambos se miden usando las marcas de aforo del tubo:

- a) Se agita la mezcla y se voltea el tubo para hacerla pasar por la malla y retener la arena.
- b) Se separa el tubo del cilindro y se le agrega agua para despegar la arena que haya quedado adherida en las



- paredes, haciendo pasar esta agua nuevamente por la malla para retener la arena desprendida
- Se lava la arena retenida en la malla con un pequeño chorro de agua, para filtrar las partículas menores que la malla 200
  - Se acopla nuevamente el cilindro al embudo colocándolo esta vez invertido, es decir, con la arena en la parte inferior de la malla
  - Por medio de un chorro de agua se desprende la arena de la malla haciéndola caer dentro del tubo de prueba.

El contenido de arena se determina con la escala graduada del tubo. Con esta prueba es posible determinar contenidos de arena de hasta 20%.

**Filtración.** El conocimiento de las propiedades de filtración de un lodo permite estimar la habilidad del mismo para formar la costra y el espesor que puede alcanzar. La determinación de esta propiedad se hace con un filtro prensa; la descripción del filtro y su operación se encuentra en la referencia 26.

**pH.** Es la medición de la alcalinidad o acidez de un lodo expresada por su pH (pH es el logaritmo decimal del recíproco de la concentración de iones hidrógeno). El pH varía entre 0 y 14, la acidez varía de 0 a 7, siendo 7 para una solución neutral, y entre 7 y 14 la alcalinidad. La determinación aproximada del pH se hace con papel sensible que cambia de color en contacto con el lodo y por comparación con un patrón de colores se obtiene su valor.

**Aditivos.** Los aditivos que se agregan a los lodos son agentes dispersantes y defloculantes que sirven para separar las partículas y evitar que se flocculen y con ello incrementar y mantener la gelatinosidad. El empleo de aditivos es particularmente importante cuando se perfora abajo de nivel freático en presencia de agua salada. Los aditivos más usuales actualmente son: polisulfatos, taninos, lignitos y ligno sulfatos, los cuales se consiguen bajo diferentes nombres comerciales. Los polisulfatos incrementan notablemente la gelatinosidad, pero reducen la densidad de los lodos. Los taninos y lignitos son los aditivos de uso más general y solo se requieren pequeñas cantidades, aun en presencia de agua, salada; usualmente 200 gr por metro

cúbico de lodo es suficiente. Los lignosulfitos tienen aplicación cuando los lodos se contaminan con cemento.

- G.02.d Preparación del lodo.** El procedimiento de preparación del lodo debe ser tal que permita la completa hidratación de la bentonita evitando que se formen grumos; la forma más convencional de prepararlo es con ayuda de un dispositivo que se basa en el principio del tubo Venturi (fig. 78); la bentonita en polvo se coloca en el embudo del que la succiona la corriente de agua. El lodo recién mezclado debe dejarse en reposo 24 horas como mínimo para asegurar la hidratación de la bentonita, si esto no es posible se requerirá agregar mayor cantidad de bentonita para asegurar que el lodo alcance la viscosidad requerida.

### G.03 Clasificación y descripción de suelos y rocas

La clasificación debe hacerse en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), según la versión

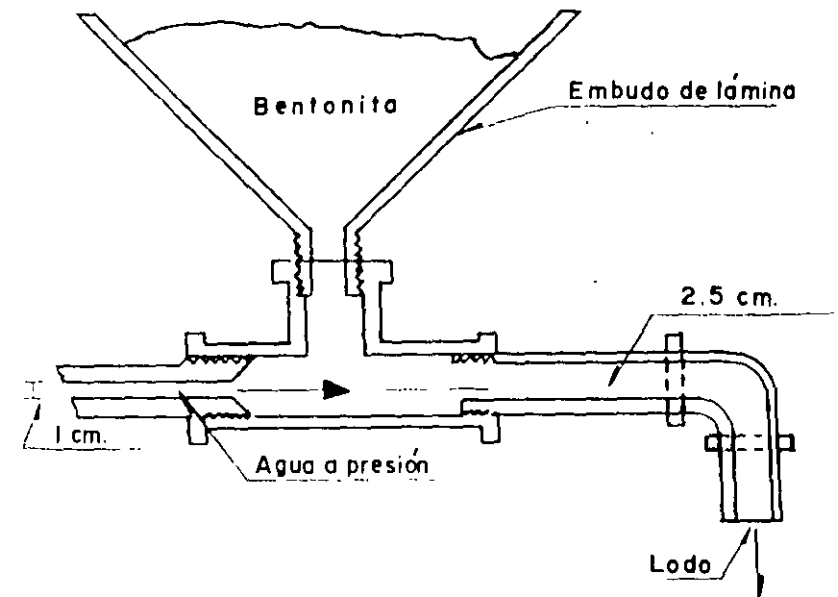


FIG. 78 CONO MEZCLADOR DE LODO

clásica que se incluye en las tablas 20 y 21; los adjetivos que se utilicen deben ser lo más precisos posible. Una vez clasificado debe describirse el suelo según su color usando los adjetivos de la tabla 22, es conveniente utilizar para la descripción del suelo una lámina de colores.

En el caso de suelos granulares debe describirse la forma de los granos (tabla 23)

Es una buena práctica hacer en cada programa de exploraciones un catálogo de los suelos encontrados y clasificados, conservándolos en tubos de ensayo.

La compactación de los suelos granulares o la consistencia de los suelos finos se debe apoyar en la información de la prueba de penetración estándar (tablas 24 y 25). En algunos casos será posible determinar el origen de los suelos (tabla 26). En la tabla 27 se muestra, en base a la clasificación del suelo, la permeabilidad probable del mismo. En la tabla 28 se dan valores típicos de la porosidad, relación de vacíos, contenido de agua y pesos volumétricos de algunos suelos.

Para identificar las rocas en el campo de manera preliminar, se deben usar las tablas 29, 30 y 31, clasificar una roca implica conocimientos formales de mineralogía y una clasificación confiable sólo se podrá hacer en el laboratorio, con personal especializado.

También se deben describir la dureza y otras características físicas importantes de las rocas (tabla 32). La descripción del color y forma de los granos se harán con los adjetivos de las tablas 22 y 23. La calidad de la roca se describe en base al ROD (tabla 33) y a la fisuración (tabla 34). Es conveniente describir el relleno de las fisuras.

TABLA 20 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

Identificación de campo y descripción  
(Ref. 27)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 38 cm (3 pies) y se basan las fracciones en pesos estimados)				SÍMBOLOS DEL CUI PIS (*)	NOMBRES TÍPICOS			
SUELOS DE PARTICULAS GRANULAS	MÁS DE LA MITAD DE LAS PARTICULAS TIENAN UN DIÁMETRO > 5 mm (2")	CRAVAS (CRAVAS LIMPITAS (Para partículas limas o arcillosas))	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocas limas o arcillosas			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con pocas limas o arcillosas			
			Fracción fina poco o nada plástica (Para identificarla véase grupo MI)	GA	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo			
			Fracción fina plástica (Para identificarla véase grupo CI)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla			
	MÁS DE LA MITAD DE LAS PARTICULAS TIENAN UN DIÁMETRO < 5 mm (2")	ARENAS (ARENAS LIMPITAS (Para arenas limas o arcillosas))	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocas limas o arcillosas			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocas limas o arcillosas			
			Fracción fina poco o nada plástica (Para identificarla véase grupo MI)	SA	Arenas limosas, mezclas de arena y limo			
			Fracción fina plástica (Para identificarla véase grupo CI)	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla			
SUELOS DE PARTICULAS FINAS	MÁS DE LA MITAD DE LAS PARTICULAS TIENAN UN DIÁMETRO < 5 mm (2")	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA N° 40					
			RESISTENCIA EN ESTADO SECO (característica al rompimiento)	MOVILIDAD DEL AGUA (fracción al apilado)	TENACIDAD (resistencia cerca del límite plástico)			
			Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula		ML	Limos incohesivos, polvo de masa, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
			Medio a alta	Nula a muy lenta	Medio		CL	Arcillas arenosas de baja plasticidad, arcillas con grava o limo, arcillas limosas, arcillas plásticas
			Ligera a medio	Lento	Ligero		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
			Ligero a medio	Lento a nulo	Ligero a medio		MH	Limos incohesivos limos orgánicos, distensiones limas arcillosas
	MÁS DE LA MITAD DE LAS PARTICULAS TIENAN UN DIÁMETRO > 0.075 mm (3/16")	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas incohesivas de alta plasticidad, arcillas frías	
			Medio a alta	Nula a muy lenta	Ligero a medio	OH	Arcillas orgánicas de medio a alta plasticidad, limos orgánicos de plasticidad medio	
			SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS			PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos	

(\*) Clasificaciones frontera. Los suelos que tengan las características de dos grupos se designan combinados dos símbolos, por ejemplo GW-GC mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso (\*).

## PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS LIMOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (aproximadamente 0.5 mm). Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla, se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

### MOVILIDAD DEL AGUA

(Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla No. 40 prepárese una pastilla de suelo húmedo igual a 10 cm<sup>3</sup>, aproximadamente; si es necesario, añádale suficiente agua para obtener un suelo suave pero no pegajoso. Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, lo cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos, el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y, finalmente, se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado, y de su desaparición durante el apretado, sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápidamente y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

### RESISTENCIA EN ESTADO SECO

(Características al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, moldéese una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla añadiendo agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que

contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas limosas y los limos tienen, aproximadamente, la misma resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto, al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

### TENACIDAD

(Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, moldéese un espécimen de aproximadamente 10 cm<sup>3</sup> hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está seco, debe agregarse agua, pero si está pegajoso, debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente, el espécimen se rueda con la mano sobre una superficie lisa, o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm de diámetro, aproximadamente, se amasa y se vuelve a rodar varias veces. Durante estas operaciones, el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde, finalmente, su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollito se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse continuando el amasado entre los dedos hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La preponderancia de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rodillito al acercarse al límite plástico, por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rodillito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que caen abajo de la línea A. Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y son esponjosas al tacto en el límite plástico.

TABLA 21  
IDENTIFICACION POR EL TAMAÑO DE GRANOS  
(ref. 28)

Nombre	Limites de tamaño	Ejemplo vulgar
Boleo	305 mm o mayores (12 pulgadas)	Mayor que una pelota de balón cesto.
Canto rodado	76 mm a 305 mm (3 a 12 pulgadas)	Naranja-Sandia
Grava gruesa	19 mm a 76 mm ( $\frac{3}{4}$ a 3 pulgadas)	Hva naranja
Grava fina	1.76 mm a 19 mm (malla 1 a $\frac{3}{4}$ pulgada)	Chiclato uva
Arena gruesa	2 mm a 1.76 mm (malla 10 a malla 4)	Sal de cocina
Arena mediana	0.12 mm a 2 mm (malla 40 a malla 10)	Azúcar
Arena fina	0.074 mm a 0.12 mm (malla 200 a malla 10)	Azúcar en polvo
Finos	menores de 0.074 mm (malla 200)	•

\* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

TABLA 22  
COLORES Y TONOS

Colores	Tonos
Gris	Grisáceo
Café	
Amarillo	Amarillento
Rojo	Rojizo
Negro	Negruzco
Verde	Verdoso
Blanco	Blancuzco
Anaranjado	Anaranjado

TABLA 23  
FORMA DE LOS GRANOS

angular	
plana	
redondeada	
subredondeada	
equidimensional	subangulosa
angulosa	

TABLA 21

RELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES EN PENETRACION ESTANDAR, LA CONSISTENCIA DE LA ARGILLA Y SU RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (ref. 29)

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2-4	4-8	8-15	15-30	> 30
q <sub>u</sub>	< 0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-10	> 10

N número de golpes en la prueba de penetración estandar  
q<sub>u</sub> resistencia a la compresión simple, en kg/cm<sup>2</sup>

TABLA 25

DENSIDAD RELATIVA DE ARENAS Y EL NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR (REF. 29)

Número de golpes	Densidad relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Media
30-50	Densa
> 50	Muy densa

TABLA 26

CLASIFICACION DE LOS SUELOS SEGUN SU ORIGEN (ref. 1)

Origen geológico	Proceso de formación	Naturaleza de los depósitos	Granulometría típica
Residual	Suelo intemperizado en el lugar de la roca madre	Casi invariable, con la profundidad llega a ser más compacto y menos intemperizado. Puede tener capas alternadas duras y blandas o estratificación de la roca madre si la intemperización es incompleta.	El producto de intemperización completa es arcilla cuyo tipo depende del proceso de intemperización y la roca madre, además de la cantidad de partículas de sílice resistentes. El suelo en etapa intermedia refleja la composición de la roca madre.
Aluvial	Materiales transportados y redepositados por la acción del agua	Generalmente con estratificación pronunciada. Los depósitos de río típicos consisten de material fino de origen reciente sobreyaciendo en un estrato de material grueso de la etapa joven del desarrollo del río.	Rango de arcilla lacustre o marina muy fina a grava muy gruesa, cantos rodados y boleos en abanico aluvial o depósitos de terraza.
Glacial	Materiales transportados y redepositados por hielo glacial o agua de glaciares	La estratificación varía mucho de acuerdo con el depósito, de morrenas heterogéneas a till finamente estratificado, limo (varado) y arcilla en lagos glaciales.	Till y morena tienen típicamente granulometría amplia de arcilla a boleos
Loesial	Suelo transportado por viento sin redepositación subsiguiente	En el loes, la estratificación horizontal no se distingue o no existe excepto si hay horizontales intemperizados. Frecuentemente tienen estructura secundaria de grietas verticales, puntas y perforaciones de raíces.	La granulometría más uniforme de los suelos. El rango del loes es de limo arcilloso a arena fina limosa. Las arenas de las dunas generalmente tienen limo y arcilla de mediano a finos.
	Suelos orgánicos formados por crecimiento y putrefacción de plantas	En las turbas no se define estratificación	De colores oscuros, las turbas divididas finamente son producto de descomposición avanzada en presencia del aire. La turba fibrosa ha estado siempre sumergida.



## INTRODUCCION A LA INGENIERIA GOETECNICA.

(Traducción realizada por el Ing. Ricardo Padilla Velázquez de, una parte del capítulo 1 del libro "An Introduction to Geotechnical Engineering", de los autores Robert D.Holtz y William D. Kovacs)

### 1.1 INGENIERIA GEOTÉCNICA

La *Ingeniería Geotécnica*, como su nombre lo indica, se refiere a la aplicación de la tecnología de la ingeniería civil al manejo de los materiales terrosos de la corteza del planeta. Usualmente, el ingeniero geotécnico se ocupa de estudiar sólo los materiales naturales que se encuentran en o cerca de la superficie de la tierra. Los ingenieros civiles denominan a estos materiales terrosos como *suelo* y *roca*. El *suelo*, en el sentido ingenieril, es un aglomerado de minerales, materia orgánica y sedimentos, relativamente sin cohesión depositado sobre el lecho de roca. Los suelos se pueden romper o disgregar fácilmente, debido a sus constituyentes minerales o partículas orgánicas. Las *rocas* por el contrario, tienen alta resistencia debido a cohesión interna y fuerzas moleculares, que mantienen unidos a sus granos minerales constituyentes. Esto es cierto, tanto si la roca constituye una estructura masiva firme, como aquella que forma una partícula de grava embebida en un suelo arcilloso.

La frontera que divide a los suelos de las rocas es arbitraria, y muchos materiales naturales que puede uno encontrar en la práctica profesional no son fácilmente clasificables. En ocasiones, se llega a hablar de "rocas muy blandas" o de "suelos muy duros". Otras disciplinas científicas e ingenieriles tienen diferentes criterios para definir la diferencia entre suelos y rocas. En Geología, por ejemplo, se entiende como *roca* a todos los materiales apoyados en la corteza de la tierra, independientemente de cuantas partículas minerales están reunidas por diversas ligas. Los suelos para los geólogos son precisamente rocas descompuestas y desintegradas generalmente apoyadas en la parte superficial más delgada de la corteza y capaz de sustentar la vida superficial. En forma similar, la pedología (ciencia del suelo) y la agronomía coinciden en estudiar las capas más superficiales del suelo, es decir, aquellos materiales de interés en actividades agrícolas y forestales.

Los ingenieros geotécnicos pueden aprender mucho, tanto de la geología como de la pedología. Ambas ciencias, especialmente la ingeniería geológica, son auxiliares importantes para el ingeniero geotécnico y existe un considerable traslape entre estos campos. Sin embargo, las diferencias de terminología, aproximación al sujeto de estudio y objetivos, puede causar alguna confusión, especialmente para los principiantes.

La ingeniería geotécnica tiene diversos aspectos o énfasis. La *mecánica de suelos* es la rama de la ingeniería geotécnica que se ocupa de la ingeniería mecánica y las propiedades de los suelos, mientras que la *mecánica de rocas* se ocupa de la ingeniería mecánica y las propiedades de las rocas, usualmente pero no necesariamente del lecho rocoso. La mecánica de suelos aplica los principios básicos de la mecánica, que incluye cinemática, dinámica, mecánica de fluidos y mecánica de materiales de los suelos. En otras palabras, el suelo, preferentemente al agua, al acero, o el concreto, por ejemplo, ahora la ingeniería de materiales llega a ser aquello cuyas propiedades y comportamiento debemos comprender, con el fin de

construir cosas con ésta. Se puede hacer un comentario similar respecto a mecánica de rocas. Finalmente, se debe hacer notar que existen diferencias significativas entre el comportamiento de las masas de suelo y las masas de rocas, y en principio no hay mucho traslape entre ambas disciplinas.

La *ingeniería de cimentaciones* aplica los conocimientos de la geología, mecánica de suelos, mecánica de rocas, e ingeniería estructural, para posibilitar el diseño y la construcción de cimentaciones en obras de ingeniería civil y otro tipo de estructuras. La ingeniería de cimentaciones debe ser capaz de predecir el comportamiento o la respuesta del suelo o roca donde se cimenta, debido a las cargas que impone la estructura. Algunos ejemplos del tipo de problemas que encara la ingeniería de cimentaciones, incluye el diseño de las cimentaciones para industrias, comercios, edificios residenciales, y otros tipos como estructuras de apoyo para torres de radar, así como las cimentaciones para las instalaciones petroleras como en el caso de tanques y estructuras fuera de costa. Los barcos deber contar con un dique seco durante la construcción o para fines de reparación, de modo de dicho dique debe contar con una cimentación. El apoyo de los cohetes y las estructuras pertinentes durante su construcción y lanzamiento conducen a problemas muy interesantes y desafiantes. Los problemas a que se enfrenta la ingeniería geotécnica en lo que se ha comentado, incluye la estabilidad de taludes naturales y excavados, la estabilidad de las estructuras de retención permanentes o temporales, los problemas de construcción, el control del movimiento y las presiones del agua, así como el mantenimiento y rehabilitación de viejos edificios. La cimentación no sólo debe resistir con seguridad las cargas estáticas de la construcción y estructuras, sino que debe resistir también en forma adecuada las cargas dinámicas debidas a vientos, sismos, etc.

Si usted piensa acerca de esto, llegará a la conclusión de que es imposible diseñar o construir cualquier estructura de ingeniería civil, sin considerar finalmente la cimentación en suelos y en rocas con alguna extensión; y esta es una verdad, tanto si la estructura se construye en la tierra o si se hace en un ambiente extraterrestre. El desempeño, la economía, y la seguridad de cualquier estructura de ingeniería civil, finalmente estará afectada o se puede controlar en función de su cimentación.

Los materiales térreos se utilizan frecuentemente como materiales de construcción, debido a que son los materiales de construcción más baratos posibles. Sin embargo, sus propiedades en condiciones naturales son frecuentemente malas. En muchas ocasiones se deber tomar medidas para densificar, aumentar la resistencia, o por otra parte, estabilizar y armar a los suelos, de modo que se desempeñen satisfactoriamente en condiciones de servicio.

Los terraplenes para carreteras y vías férreas, los campos de aviación, las presas de tierra y enrocamientos, los diques, y los acueductos, son ejemplos de estructuras de tierra (materiales térreos) ; y el ingeniero geotécnico es el responsable de su diseño y construcción. La seguridad de presas viejas son aspectos importantes de esta área de la ingeniería geotécnica. Igualmente emparentado, especialmente para ingenieros en carreteras y campos de aviación, está el diseño del pavimento, el cual es la última capa superficial de la estructura de tierra. En este caso final, el traslape entre las ingenierías de transporte y geotécnica es más bien aparente.



**La ingeniería de rocas**, análoga para las rocas a lo que es la ingeniería de cimentaciones para los suelos, se encarga del estudio de las rocas como cimentación y como material de construcción. Debido a que la superficie de la tierra está en su mayor parte cubierta por suelo o agua, la ingeniería de rocas usualmente se aplica a obras bajo la superficie (túneles, casas de maquinas subterráneas, cavidades para depósito de petróleo, minas, etc.). Sin embargo, algunas veces la ingeniería de rocas se aplica en obras superficiales, como es el caso de la construcción y cimentación de presas apoyadas en el lecho rocoso, excavaciones profundas en el lecho rocoso, la estabilidad de taludes de roca, etc.

Esta presentación pretende mostrar los problemas típicos a los que se enfrenta el ingeniero geotécnico, que como se puede ver, primeramente, se trata de un campo muy amplio, y en segundo lugar, lo importante que resulta para el correcto diseño y construcción de estructuras en ingeniería civil. En verdad, se puede decir que la ingeniería geotécnica combina las ciencias físicas básicas, la geología y la pedología, con las ingenierías hidráulica, estructural, de transporte, de construcción y de minas.

## 1.2 LA NATURALEZA ÚNICA DE LOS SUELOS Y LAS ROCAS COMO MATERIALES.

La ingeniería geotécnica es altamente empírica, y es quizá más cercana a un "arte" que las otras disciplinas que forman la ingeniería civil. Lo anterior se debe básicamente a que los suelos y rocas son materiales naturales. Frecuentemente se encuentran en estos materiales altas variaciones, entre puntos que pueden tener separaciones de hasta unos cuantos milímetros. Otra forma de expresar esto, es que los suelos son materiales *heterogéneos* antes que *homogéneos*. Es decir, que el material o las propiedades ingenieriles pueden variar ampliamente de un punto a otro en el interior de una masa de suelo. Además, los suelos, en general son materiales *no lineales*, es decir, las relaciones entre esfuerzos y deformaciones no son una línea recta. También, para complicar más las cosas, los suelos son materiales *no conservativos*; esto quiere decir que tienen una memoria fantástica (recuerdan casi todo aquello que les ha sucedido, y este hecho afecta fuertemente su comportamiento ingenieril). En lugar de ser *isotrópicos*, los suelos son típicamente *anisotrópicos*, lo que quiere decir que sus propiedades materiales o ingenieriles no son las mismas en direcciones diferentes.

Muchas de las teorías de que disponemos para modelar el comportamiento mecánico de los materiales que se usan en ingeniería, suponen que los materiales son homogéneos e isotrópicos; y que además obedecen a leyes esfuerzo - deformación lineales. Los materiales de ingeniería comunes, como el acero y el concreto, no se desvían en forma significativa de esos ideales, por lo que se pueden usar teorías lineales simples, con discreción, para predecir su respuesta para cargas de ingeniería. Con los suelos y las rocas no somos tan afortunados. Como podrá usted ver en sus estudios de ingeniería geotécnica, debemos suponer en muchos casos una respuesta esfuerzo - deformación lineal, pero para calcular adecuadamente se deben aplicar grandes correcciones empíricas o factores de "seguridad" a nuestros diseños, para calcular el comportamiento real del material.

Por otra parte, el comportamiento mecánico de los suelos y las rocas *in situ*, está frecuente gobernado o controlado por juntas, fracturas, estratos y zonas débiles, y otros "defectos" en el material. Esta razón impide modelar exitosamente estos materiales en el laboratorio. Es por esto que la ingeniería geotécnica es realmente un "arte", antes que una ciencia de la

ingeniería. El éxito de la ingeniería geotécnica depende del buen juicio y la experiencia del diseñador, constructor o consultor. Por otra parte, el éxito del ingeniero geotécnico consiste en desarrollar un "tacto" sobre el comportamiento de los suelos y las rocas, para más adelante poder diseñar una cimentación en forma segura y económica, o construir con seguridad una estructura de ingeniería.

## IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EN CAMPO

La utilidad de la identificación de los suelos es básica en la ingeniería, ya que de esa manera se pueden conocer de manera cualitativa las propiedades mecánicas e hidráulicas de los mismos según el grupo de suelo en que se sitúen.

La ubicación de un suelo en un determinado grupo se hace, como es conocido, mediante la combinación de resultados de análisis de laboratorio. Sin embargo, en ocasiones, en campo, un ingeniero con cierto conocimiento de los suelos puede efectuar pruebas sencillas que lo lleven a poder identificar a un suelo de manera aproximada cuando no tenga el equipo de laboratorio para una identificación más precisa. A continuación se mencionan algunas de ellas.

### TAMAÑO Y GRANULOMETRÍA DE LAS PARTÍCULAS

Sin pretender dar una explicación muy detallada sobre este aspecto, se puede observar la tabla que para este fin se ha incluido dentro de estas notas, en donde se dan comparaciones quizás muy burdas, pero que para fines prácticos dan una buena idea sobre la clasificación de los suelos de acuerdo a su tamaño. La tabla referida se le llamó "Identificación por el tamaño de los granos".

### DILATANCIA O REACCIÓN AL SACUDIDO

Este ensayo es útil para la identificación de suelo con partículas finas. Después de quitar las partículas mayores que la malla no. 40 (0.42 mm.) se prepara una porción de suelo húmedo suficiente para que quepa en la palma de la mano. Deberá quedar una masa suave pero no pegajosa. Una vez que esta pasta esté en la mano, se agita golpeando secamente una mano contra la otra varias veces. Si en la superficie del suelo aparece agua mientras se agita, esta superficie cambia a veces de color, y a veces adquiriendo una apariencia de hígado. Cuando la muestra se aprieta entre los dedos, desaparece de la superficie el agua y el brillo, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agneta y desmorona.

Una reacción de este tipo (rápida), ocurre en arenas finas, uniformes y no plásticas, así como en algunos limos inorgánicos. Cuando se tiene algún contenido de arcilla, ésta le proporciona algo de plasticidad al suelo y la reacción del agua al movimiento es menos rápida. Una reacción muy lenta o francamente inexistente corresponde a arcillas de alta plasticidad.

### RESISTENCIA AL FRACTURAMIENTO EN ESTADO SECO

Quitando las partículas de tamaño mayor a la malla no. 40, se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Se deja secar la pastilla al sol o simplemente al aire, y una vez seco se prueba su resistencia al corte, apretándola entre los dedos. La resistencia y la ruptura es una medida de la cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo.

La resistencia al corte en estado seco de un suelo, aumenta al aumentar la plasticidad del mismo. Una alta resistencia es característica de las arcillas del grupo CH y CL. Los limos no plásticos solo poseen una pequeña resistencia en seco, mientras que las arenas finas limosas se parten inmediatamente.

### TENACIDAD

Con las indicaciones iniciales de la prueba de dilatancia, se prepara una masilla de suelo agregando o secando por evaporación hasta adquirir una consistencia de plastilina suave. En este estado se rola en la palma de la mano hasta alcanzar un rollito de 3 mm. de diámetro. Se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante este proceso el rollito de suelo se llega a poner tieso por la pérdida de agua, perdiendo plasticidad hasta que finalmente se desmorona en el estado plástico.

La mayor o menor tenacidad de la barrita al acercarse al límite plástico es indicativo de la preponderancia de la fracción arcillosa del suelo. La debilidad del rollo en el límite plástico indica la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad.

### IDENTIFICACIÓN POR EL TAMAÑO DE GRANOS

NOMBRE	LIMITES DE TAMAÑO	EJEMPLO VULGAR
Boleo	305 mm o mayores (12 pulgadas)	Mayor que una pelota de baloncesto
Canto rodado	76 mm a 305 mm (3 a 12 pulgadas)	Naranja - Sandía
Grava gruesa	19 mm a 76 mm ( 3/4 a 3 pulgadas)	Uva - Naranja
Grava fina	4.76 mm a 19 mm (malla 4 a 3/4 pulgada)	Chicharo - Uva
Arena gruesa	2 mm a 4.76 mm (malla 10 a malla 4)	Sal de cocina
Arena mediana	0.42 mm a 2 mm ( malla 40 a malla 10 )	Azúcar
Arena fina	0.074 mm a 0.42 mm (malla 200 a malla 40)	Azúcar en polvo
Finos	menores de 0.074 mm (malla 200)	.

\* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

## DIFERENCIAS ENTRE GRAVAS Y ARENAS

### GRAVAS > 2 mm

Los granos no se apelmazan aunque estén húmedos, debido a la pequeñez de las tensiones capilares.

Cuando el gradiente hidráulico es mayor que 1, se produce en ellas flujo turbulento.

Es difícil perforar un túnel en gravas con agua mediante aire comprimido, porque la pérdida de aire es muy alta.

### ARENAS (entre 0.06 y 2 mm)

Los granos se apelmazan si están húmedos, debido a la importancia de las tensiones capilares.

No se suele producir en ellas flujo turbulento aunque el gradiente hidráulico sea mayor que 1.

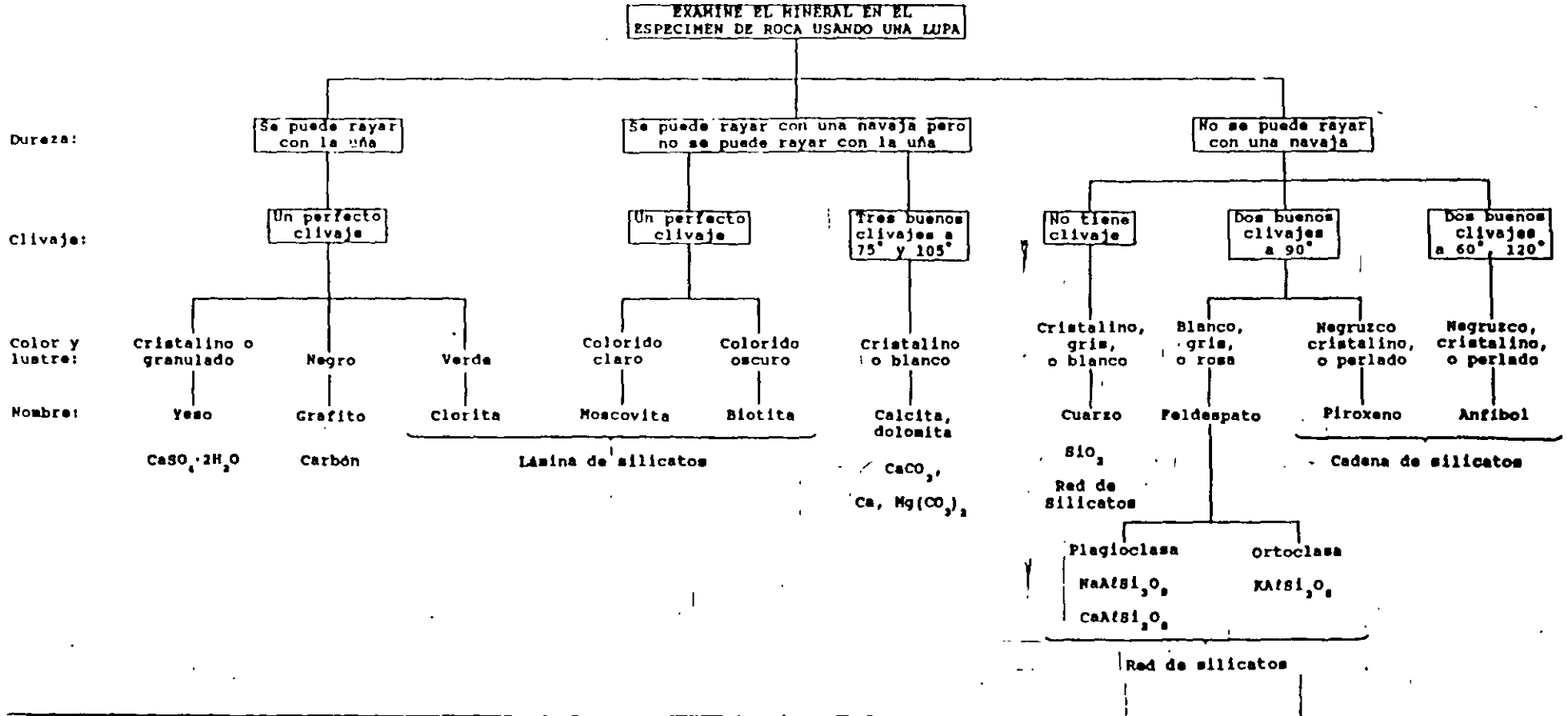
El aire comprimido es adecuado para perforar en ellas.

## DIFERENCIAS ENTRE ARENAS Y LIMOS

ARENAS (entre 0.06 y 2 mm )	LIMOS (entre 0.002 y 0.06 mm.)
Partículas visibles.	Partículas invisibles.
En general, no plásticas.	En general, algo plásticos.
Los terrenos secos tienen una ligera cohesión, pero se reducen a polvo fácilmente entre los dedos.	Los terrenos secos tienen una cohesión apreciable, pero se pueden reducir a polvo con los dedos.
Fácilmente erosionadas por el viento.	Difícilmente erosionados por el viento.
Fácilmente drenadas mediante bombeo.	Casi imposible de drenar mediante bombeo.
Los asientos de las construcciones realizadas sobre ellas suelen estar terminados al acabar la construcción.	Los asientos suelen continuar después de acabada la construcción.

TABLA A3.1

DIAGRAMA DE FLUJO SIMPLIFICADO DE IDENTIFICACIÓN DE MINERALES:  
MINERALES FORMADORES DE ROCAS MÁS COMUNES



## DIFERENCIAS ENTRE LIMOS Y ARCILLAS

### LIMOS ( entre 0.002 y 0.06 mm.)

No suelen tener propiedades coloidales.

A partir de 0.002 mm, y a medida que aumenta el tamaño de las partículas, se va haciendo cada vez mayor la porción de minerales no arcillosos.

Tacto áspero.

Se secan con relativa rapidez y no se pegan a los dedos.

Los terrones secos tienen una cohesión apreciable, pero se pueden reducir a polvo con los dedos.

### ARCILLAS (<0.002 mm)

Suelen tener propiedades coloidales.

Consisten en su mayor parte en minerales arcillosos.

Tacto suave.

Se secan lentamente y se pegan en los dedos.

Los terrones secos se pueden partir, pero no reducir a polvo con los dedos.

## PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

De acuerdo con el origen de sus elementos (aspecto que ya se ha desglosado en la definición) los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelo cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas o sean los suelos inorgánicos; y los suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a un *suelo residual*, en caso contrario forman un *suelo transportado*, cualquiera que haya sido el agente transportador, (por gravedad: talus; por el agua: aluviales o lacustres; por el viento: eólicos; por los glaciares: depósitos glaciares).

En cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre *in situ*. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en estado de descomposición es tan alta, con relación a la cantidad de suelo inorgánico, que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas en las cuales los restos de la vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de *turbas*. Se caracterizan por su color negro o café oscuro, por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad. La turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón.

A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación.

**GRAVAS** - Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen de las gravas, las aristas de sus fragmentos han sufrido desgaste y son por lo tanto redondeadas. Como material suelto, suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con una mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas.

La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica, dependen de la historia de la formación de ellas, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos.

**ARENAS** - La arena es el nombre que se le da a los materiales de grano fino procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 2 mm. Y 0.05 mm. de diámetro.

El origen, y también la existencia de las arenas, es análoga a la de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas son materiales que, estando limpias, no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi instantáneamente.

**LIMOS**.- Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser *limo inorgánico* como el producido en canteras o *limo orgánico* como el que suele encontrarse en los ríos, siendo este último, casi siempre, de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm. Y 0.005 mm.

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

**ARCILLAS**.- Se le da el nombre de arcillas a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm. y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contienen también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente cristalina y complicada, con sus átomos dispuestos en forma láminar.

De hecho se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas, uno de ellos del tipo silícico y el otro del tipo aluminico.

Una lámina del tipo silícico se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno, arreglándose el conjunto en forma de tetraedro. Estos tetraedros se agrupan entre si formando una unidad hexagonal la cual se repite indefinidamente



constituyendo una redícula laminar. La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno.

Ahora bien, de acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos que son:

a) El *caolinitico* (del nombre chino Kau-Ling) que procede de la carbonatación de la ortoclasa. Las arcillas caoliniticas están formadas por una lámina silícica y una lámina aluminica superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce desde luego a que estas arcillas sean bastante estables en la presencia del agua.

b) El *montmorilonítico* (que debe su nombre a Montmarillón, Francia), al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina aluminica entre dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre sus retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas en contacto con agua sufren fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas.

c) El *ilitico* (que debe su nombre a Illinois, U.S.A.) que son el producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloníticas, pero con la tendencia a formar grumos, por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

En general las arcillas, ya sean caoliniticas, montmoriloníticas o iliticas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de *tixotropía* y es de naturaleza físico - química.

Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad, se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se indican.

**CALICHE** El termino *caliche* se aplica a ciertos estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos. Parece ser que para la formación de los caliches es necesario un clima semi - árido. La marga es una arcilla con carbonato de calcio, más homogénea que el caliche y generalmente muy compacta y de color verdoso.

**LOESS**. Los loess son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos. Esa cohesión que poseen es debida a un cementante del tipo calcáreo y su color es generalmente castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess está comprendido entre 0.01 y 0.05 mm. Los loess se distinguen porque presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas. Los *loess modificados* son aquellos que han perdido sus características debido a procesos geológicos secundarios, tales como inmersión temporaria, erosión y formación de nuevo depósito. Debido al contenido calcáreo, los cortes hechos en loess se mantienen generalmente, casi verticales.

**DIATOMITA.-** Las diatomitas o *tierras diatomáceas* son depósitos de polvo silíceo, de color blanco generalmente, compuesto total o parcialmente por residuos de *diatomeas*. Las *diatomeas* son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce presentando las paredes de sus células características silíceas.

**GUMBO.-** Es un suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a la vista y al tacto, es pegajoso, muy plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar.

**TEPETATE.-** Es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio. Según sea el componente predominante, el tepetate se suele llamar *arcilloso, limoso, arenoso, arcillo - limoso* si es que predomina la arcilla, *areno - limoso* si predomina la arena, *limo - arenoso* si predomina el limo y así sucesivamente.

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración, por intemperismo, de cenizas volcánicas basálticas. Pueden encontrarse dentro del tepetate capas o lentes de arena y ceniza basáltica que no tuvieron tiempo de intemperizarse cuando fueron cubiertas por una capa que sí se alteró. También suele encontrarse lentes de piedra pómez dentro del tepetate.

plásticamente a elevadas presiones. Otras sales (p. ej. yeso y halita) son fácilmente solubles en agua. La pinita está presente en pequeñas cantidades en casi todas las rocas y ocasionalmente se presenta como un porcentaje significativo de éstas.

Los minerales formadores de rocas que usted debe ser capaz de identificar son:

#### Silicatos

Cuarzo, feldespato, (ortoclasa y plagioclasa), mica (biotita y moscovita), clorita, anfíbol, piroxen y olivino.

#### Carbonatos

Calcita y dolomita.

#### Otros

Yeso, anhidrita, halita, pinita y grafito.

La tabla A3.1 le ayudará a identificar esos minerales. Ya que los minerales que forman la textura de la roca están usualmente incrustados en fragmentos o cristales de menos de un centímetro como dimensión máxima, resulta necesario observar a la roca usando una lupa, o mucho mejor, con un microscopio binocular. Los minerales se pueden dividir de esta forma, en aquellos que se pueden rayar con la uña, aquellos que se pueden rayar con una navaja pero no con la uña, y aquellos que no se pueden rayar con una navaja. En la escala de Moh's de dureza relativa, la uña tendrá usualmente una dureza entre 2 y 2.5, al tiempo que el promedio de la navaja tendrá una dureza de entre 5 y 5.5. La presencia o ausencia de clivaje (crucero) es uno de los rasgos de diagnóstico que más fácilmente se puede notar en los minerales que se enlistan. Las superficies de clivaje son pulidas y uniformes, y reflejan la luz incidente uniformemente en una dirección. Los ángulos entre los clivajes se pueden medir girando el espécimen con la mano, para moverse desde la orientación de una reflexión sobre una superficie hasta la orientación de reflexión para la superficie adyacente. Como una ilustración de cómo trabaja la tabla, compare la calcita, el feldespato y el cuarzo, los cuales son tres minerales que los ingenieros frecuentemente confunden. El cuarzo no presenta clivaje y no se puede rayar con una navaja (puede mostrar fases cristalinas; las fases cristalinas se pueden destruir cuando se rompe el cristal, ya que las superficies de clivaje serán reconocibles en todos los trozos minerales después de romper el cristal). El feldespato es más duro que la navaja y también presenta dos buenas direcciones de clivaje. La calcita también tiene buen clivaje pero se puede rayar. Además, la calcita presenta ángulos romboédricos entre las superficies de clivaje ( $75^\circ$  y  $105^\circ$ ) mientras que los clivajes del feldespato tienen aproximadamente ángulos de  $90^\circ$  entre ellos.

## TEMA I

# IDENTIFICACIÓN DE ROCAS Y MINERALES

(Traducción del apéndice 3 del libro "Introduction to Rock Mechanics" de Richard E. Goodman, realizada por el Ing. Ricardo Rubén Padilla Velázquez)

### ¿CUANTAS ROCAS Y MINERALES DEBE CONOCER UN INGENIERO?

Los libros de texto de mineralogía comúnmente enlistan propiedades determinantes para cerca de 200 minerales. Un buen libro de petrografía mencionará más de 1000 tipos de rocas. El tema es interesante y tiene muchas repercusiones prácticas. Afortunadamente, sin embargo, la lista de minerales formadores de rocas más comunes es más bien corta (alrededor de 16) y muchos tipos de rocas caen naturalmente dentro de grupos con atributos ingenieriles similares, de suerte que solamente cerca de 40 nombres de rocas serán suficientes para describir a la mayoría de las de real interés para los fines de la ingeniería civil. Hay casos excepcionales, como puede ser, cuando quizá tipos de rocas raras causen inusuales problemas en excavaciones, o como materiales rocosos. Es posible aprender 1000 variedades con el fin de estar equipado para un caso especial, aunque es más eficiente conseguir el auxilio de un petrólogo cuando suceda esto. Para la educación básica del ingeniero geotecnista, usualmente será suficiente familiarizarse con los 16 minerales y las 40 rocas antes mencionados, esto es, debe ser capaz de identificarlas y distinguir algunas de sus particularidades y propiedades.

### MINERALES FORMADORES DE ROCAS

Los minerales más comunes formadores de rocas son los silicatos, carbonatos, y diversas sales (sulfatos y cloruros). Los silicatos se forman a partir de tetraedros de silicio - oxígeno ( $\text{SiO}_4$ ) mutuamente eslabonados en "estructuras en isla", láminas, cadenas, y redes por presencia de hierro, magnesio, calcio, potasio y otros iones. Las estructuras en isla, tales como el olivino, son tetraedros sin esquinas cortadas (estos son los minerales de la más alta temperatura del grupo de los silicatos-tempranamente formados en disolución por enfriamiento-y son generalmente los primeros en intemperizarse cuando se exponen a la atmósfera). Las estructuras laminadas (p.ej. mica) se rompen fácilmente (debido a su clivaje o crucero) en una dirección y generalmente presentan baja resistencia al corte a lo largo de esa dirección (paralela a las láminas). Las cadenas (p. ej. los piroxenos y los anfíboles) y redes ligadas a los feldespatos y el cuarzo, son usualmente muy resistentes y durables.

Los carbonatos son soluciones débilmente solubles en agua, pero mucho más solubles si el agua se ha enriquecido con ácido por infiltración a través del suelo, o por contaminación industrial. Los carbonatos también tienen la característica de fácil torsión por deslizamiento sobre los planos intracrystalinos, tales rocas compuestas por esos minerales se comportan

## IDENTIFICACIÓN DE ROCAS COMUNES

Uno no debe esperar ser capaz de asignarle nombre geológico correcto a todos los especímenes muestreados para un proyecto de ingeniería; algunas veces no sólo se requiere un entrenamiento cabal en petrología, sino también un examen petrográfico de una lámina delgada con el fin de determinar el tipo de roca de que se trata. Sin embargo, hay un sistema para identificación de rocas y la mayoría de los ingenieros lo pueden utilizar para volverse razonablemente hábiles para clasificar rocas con una pequeña guía. Se debe apreciar que la clasificación geológica de rocas no promete agrupar a las rocas de acuerdo con las propiedades ingenieriles; de hecho, la primera propuesta consiste en agrupar a las rocas en función de su origen. Sin embargo, el nombre de una roca con una pequeña descripción de la naturaleza y arreglo de las partículas que la componen o cristales, frecuentemente aporta una mejor connotación de valor práctico.

La tabla A3.2 presenta un diagrama de flujo muy simplificado que la ayudará a asignar un nombre a un espécimen desconocido. En muchos casos al usar esta carta, el nombre de un grupo de rocas se puede asignar sin ambigüedades después del examen de una superficie fresca (no intemperizada) o de un espécimen manejable que se desconozca. Como quiera que sea, la carta no es infalible a causa de las fronteras entre diversos grados, los cuales algunas veces se basan en juicios subjetivos, y las cualidades se fijan frecuentemente con diferentes grados comparando entre una muestra y la siguiente. De los muchos atributos que puede presentar un espécimen de roca, solo tres se eligieron predominantemente en esta carta: textura, dureza y estructura.

La mayor división se tiene entre las texturas *crystalina* y *clástica*. Las rocas cristalinas como son el granito, el basalto y el mármol poseen una textura entrelazada de cristales con espacios porosos muy pequeños o inexistentes. Puede haber fronteras definidas por granos rotos y otras fisuras que pueden debilitar a la roca, y los cristales por si mismos pueden ser deformables (p. ej. la calcita en el mármol) pero la matriz es generalmente de buena dureza. En contraste, las rocas clásticas consisten en una colección de partículas de minerales y rocas con espacios porosos semiesféricos más o menos conectados continuamente a través de la roca. A la extensión con que estos espacios porosos estén rellenos de un cementante durable, la roca será resistente y rígida. Algunas rocas clásticas que son duras y de apariencia rocosa contienen sólo arcilla en los espacios entre partículas y se ablandan hasta la consistencia de un suelo al humedecerlas con agua. Algunos especímenes de rocas tienen una granulación tan fina que los granos o cristales no se pueden apreciar con una lupa; en este caso la roca se debe clasificar con otras pruebas.

El segundo índice de clasificación que se usa en la tabla A3.2 es la *dureza*. Sin embargo, esta propiedad esta menos definida como propiedad de una roca que como propiedad de un mineral. La dureza al rayado de una superficie de una roca fresca aporta un índice útil. Por "fresco" se debe entender el ni utilizar especímenes ablandados por intemperismo o con procesos de alteración localizados. Algunas rocas (p.ej. pizarras cloritosas, también llamadas rocas verdes) deben sus características a su alteración hidrotermal, la cual ocurre a considerable profundidad, alterando un gran volumen de roca; esto no debe ser razón para excluir esas rocas como candidatas para fines de identificación, sino más bien para excluir aquellos especímenes intemperizados que cuentan con sondeos vecinos. El rayado de dureza

## **OTROS MINERALES DE IMPORTANCIA**

Un pequeño número de minerales explican muchos de los problemas especiales que algunas veces se presentan con las rocas. Esos problemas especiales tienen que ver con la contaminación, el intemperismo rápido, la expansión, el ataque químico de rocas vecinas, el comportamiento indeseable en el concreto, y la muy baja fricción. Algunos de los minerales involucrados son difíciles de identificar en pequeños especímenes, pero el ingeniero debe ser capaz de reconocer los nombres y valorarlos en los reportes geológicos. Los geólogos académicos no siempre están enterados de la influencia de algunas de esas particularidades, las cuales pueden influir sobre las propiedades ingenieriles y en el comportamiento de las rocas. A continuación se muestra una lista parcial de minerales potencialmente problemáticos.

### **Minerales solubles.**

Calcita, dolomita, yeso, anhidrita, sal (halita) y ceolita.

### **Minerales inestables.**

Marcasita y pirrotina.

### **Minerales potencialmente inestables.**

Nontronita (montmorillonita rica en hierro), nefelina, leucita, micas ricas en hierro.

### **Minerales cuyo intemperismo desprende ácido sulfúrico.**

Pirita, pirrotina y otros sulfuros (minerales en mena).

### **Minerales con bajos coeficientes de fricción.**

Arcillas (especialmente, montmorillonitas), talco, clorita, serpentinita, micas, grafito y molibdenita.

### **Minerales potencialmente expansivos.**

Montmorillonitas, anhidrita y vermiculita.

### **Minerales que reaccionan o interfieren con el cemento portland.**

Ópalo, vidrio volcánico, algunos horstenos, yeso, ceolita y mica.

de una roca no es un índice infalible, como sucede en algunas rocas que muestran diferentes niveles de dureza al rayado de una navaja y en algunas ocasiones se muestran estos límites con una "banda de dispersión" de variabilidad. No obstante, en ciertos casos la prueba de rayado se utiliza, por ejemplo, para distinguir la aplita del mármol, o la hornfelsita de la argilita (también llamada arcillolita). En rocas micáceas, que se revelan como arañadas, bajo el microscopio, que de hecho están compuestas de laminillas fuera de los fragmentos de divaje comparándolas con una hoja de la navaja, como en una acción de arado. El rayado de dureza usualmente no se utiliza como un índice de clasificación en las rocas clásticas cuarzosas.

Se hace una tercera división entre estructuras *isotrópicas* y *anisotrópicas*. Las rocas metamórficas (p.ej. pizarra, esquisto y gneis), poseen una tendencia incipiente a partirse paralelas a un plano o un eje; consecuentemente, esas rocas presentan anisotropía extrema (direccionalidad) en todas sus propiedades físicas. Algunas rocas sedimentarias (p.ej. lutita, pedernal y caliza fuertemente recostada), poseen semejantes laminaciones con espaciamientos cerrados, que por su misma uniformidad hacen que las muestras presenten una fuerte direccionalidad. En otras rocas, la estructura es masiva para la escala de una muestra manejable (p. ej. arenisca marcadamente recostada, caliza y basalto) de modo que el espécimen aparece como si fuera isotrópico. Algunos granitos son isotrópicos en forma uniforme analizados en la escala de campo. En rocas clásticas cuarzosas, no obstante esto es importante como un atributo físico, el grado de isotropía no se utiliza como un índice de clasificación. La clasificación de esas rocas se efectúa principalmente con base en el tamaño de los granos y de la textura.

Algunos grupos de rocas particulares no se considerarán. Las rocas cristalinas isotrópicas de gran dureza, se presentan en tres formas dependiendo de los tamaños relativos de los cristales: las variedades de grano grueso son *plutónicas* de origen ígneo; aquellas con suficientes cristales gruesos en una matriz de tamaños de cristal invisibles al observarlos con una lupa (textura porfírica) son de origen *volcánico*; las rocas que se presentan en forma uniforme un grano fino, o porfírico con un grano fino en la masa de fondo, tienen como origen usualmente el de un *dique*, habiéndose enfriado cerca de la superficie o a una profundidad moderada. Los nombres de la mayoría de esas rocas dentro de esos grupos, refleja cambios en la composición mineralógica que no siempre son significativos desde el punto de vista de la ingeniería. Por ejemplo, la diferencia entre un *granito* y un *granodiorita* se encuentra principalmente en la abundancia relativa de los minerales de ortoclasa y plagioclasa, los cuales son casi idénticos en propiedades físicas. Las variedades oscuras de esas rocas, tales como el gabro y la peridotita, están compuestas de proporciones relativamente grandes de piroxeno y olivino formados tempranamente a una temperatura alta, los cuales se convierten en los más susceptibles a procesos de intemperismo. Las rocas cristalinas duras y anisotrópicas son usualmente un poco más resistentes (p.ej. gneis y anfíbolita). Las rocas cristalinas blandas y anisotrópicas donde quedan incluidos los esquistos, en las cuales la suavidad se puede deber a una verdadera incrustación de clonita u otros minerales blandos, o un surcado de micas como previamente se hizo notar.

Las rocas cristalinas isotrópicas que se rayan fácilmente engloban a las rocas evaporitas (caliza, dolomita, yeso, anhidrita, sal de roca, etc.) y rocas básicas ígneas alteradas (serpentina y pizarra clorítica). Todas esas rocas pueden presentar unas propiedades indeseables de debilidad (baja resistencia) y deformabilidad para el ingeniero civil, las serpentinitas en virtud de superficies internas por rotura previa y minerales débiles asociados, y los exquisitos en virtud de las bandas continuas de mica, clorita u otros minerales de baja resistencia al corte.

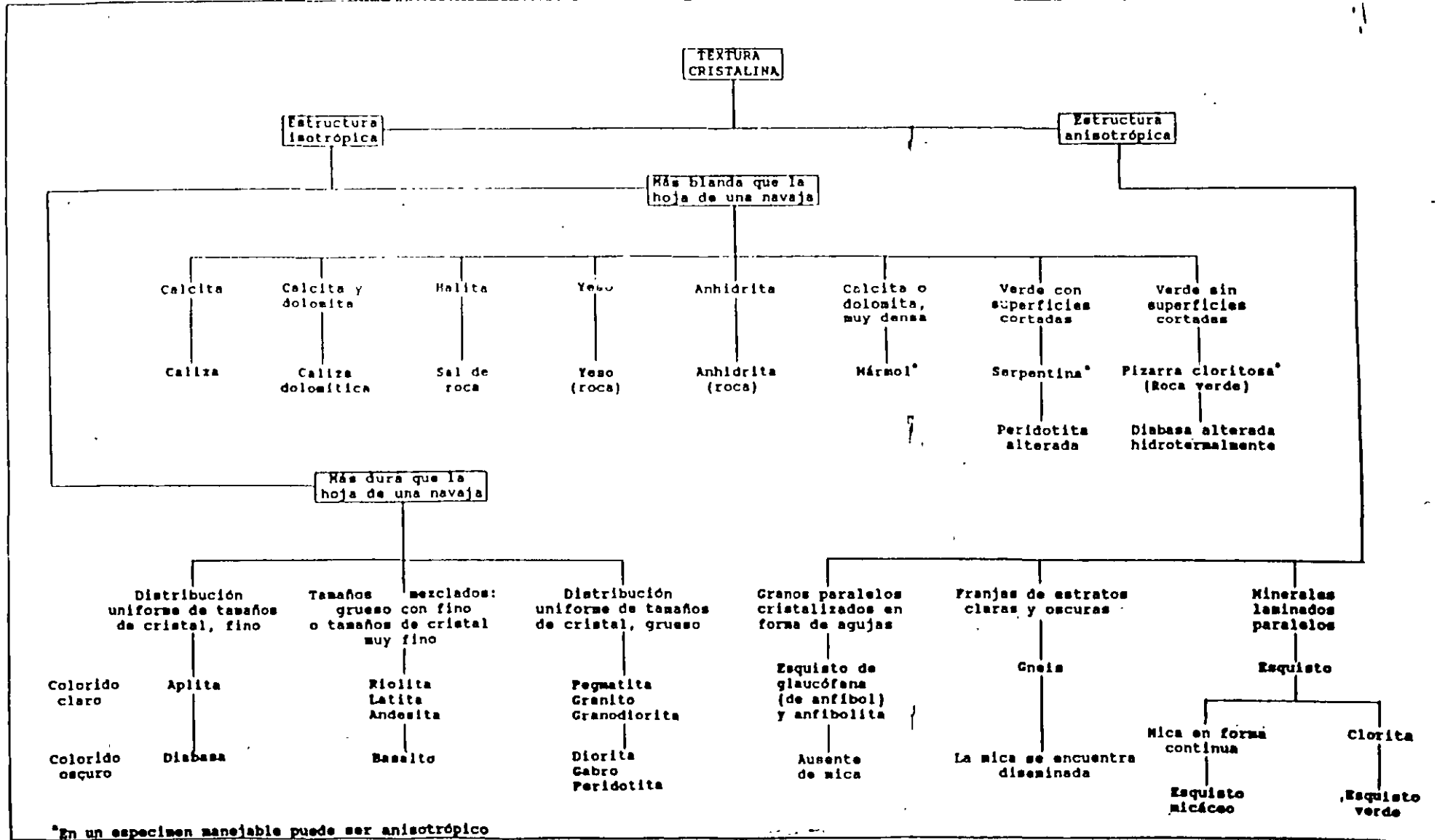
Las rocas más difíciles de identificar son aquellas sin granos visibles o cristales en los basaltos afaníticos, pedemales lutitas, algunas pizarras y algunas calizas de grano fino y dolomitas que pueden presentar dificultades cuando se examina la dureza y la estructura. Las estructuras y rocas asociadas que se pueden estudiar en el campo, usualmente facilitan mucho la identificación de las rocas.

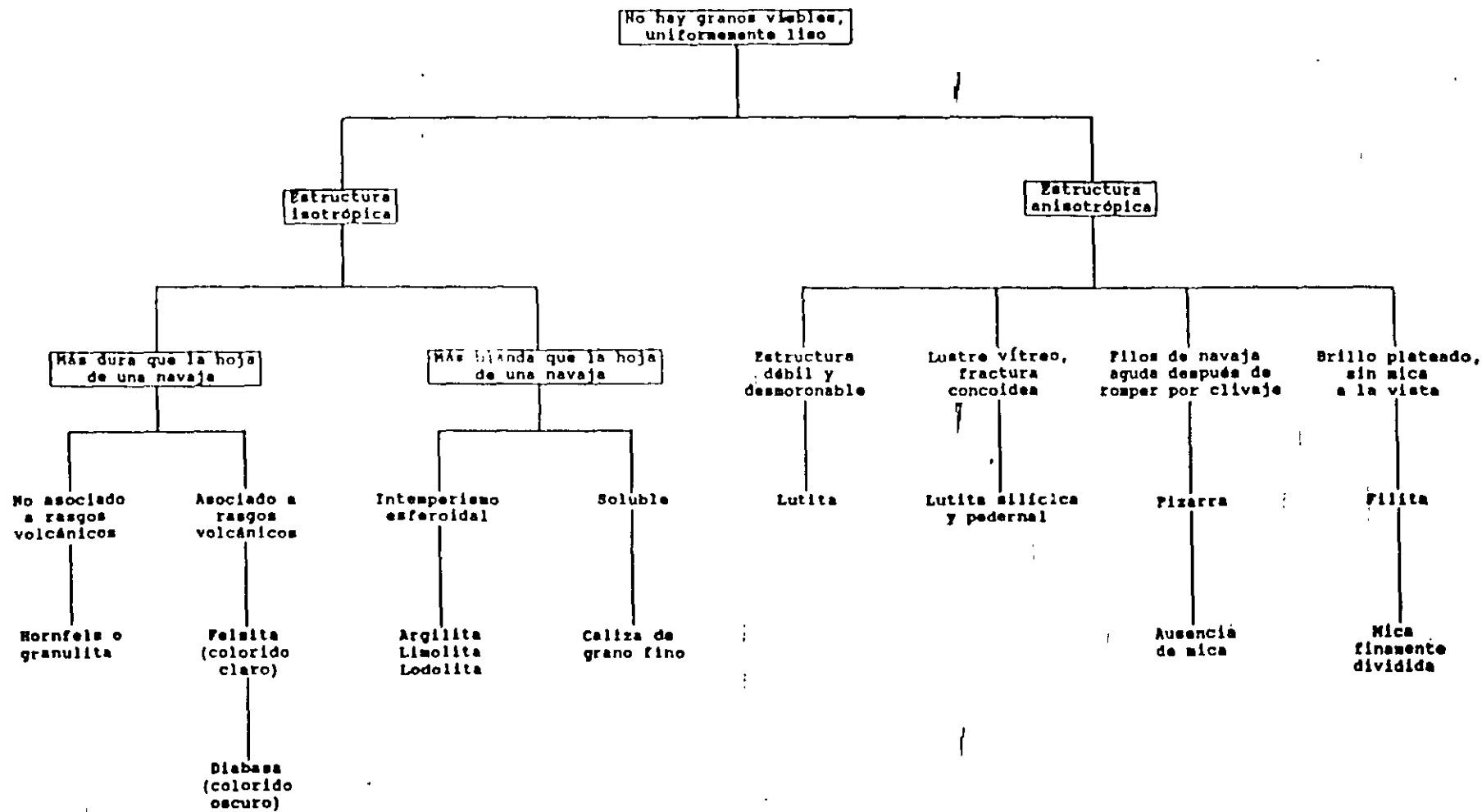
La tabla A3.3 presenta los periodos geológicos. En la ingeniería práctica, se recomienda que se incluyan con el nombre petrológico de la roca, particularmente en lo referente a rocas sedimentarias. En forma general, las rocas más viejas tienden a ser más duras y con una cementación más permanente. Hay desafortunadamente, importantes y dramáticas excepciones; por ejemplo, arcillas montmorilloníticas no cementadas que se asientan en unidades de roca desde el Paleozoico inferior. Aquellos versados en ingeniería geológica, son de la opinión que los nombres de las eras y periodos en que se forman las rocas se asocian implícitamente a atributos ingenieriles en forma más efectiva que hacerlo con cualquier otra propiedad índice aislada. Muchos trabajadores de mecánica de rocas deben entender la utilidad de esos nombres y emplearlos rutinariamente en la descripción de rocas.



TABLA A 3.2

ESQUEMA DE IDENTIFICACIÓN DE ROCAS





T A B L A A32 (continuación 2)

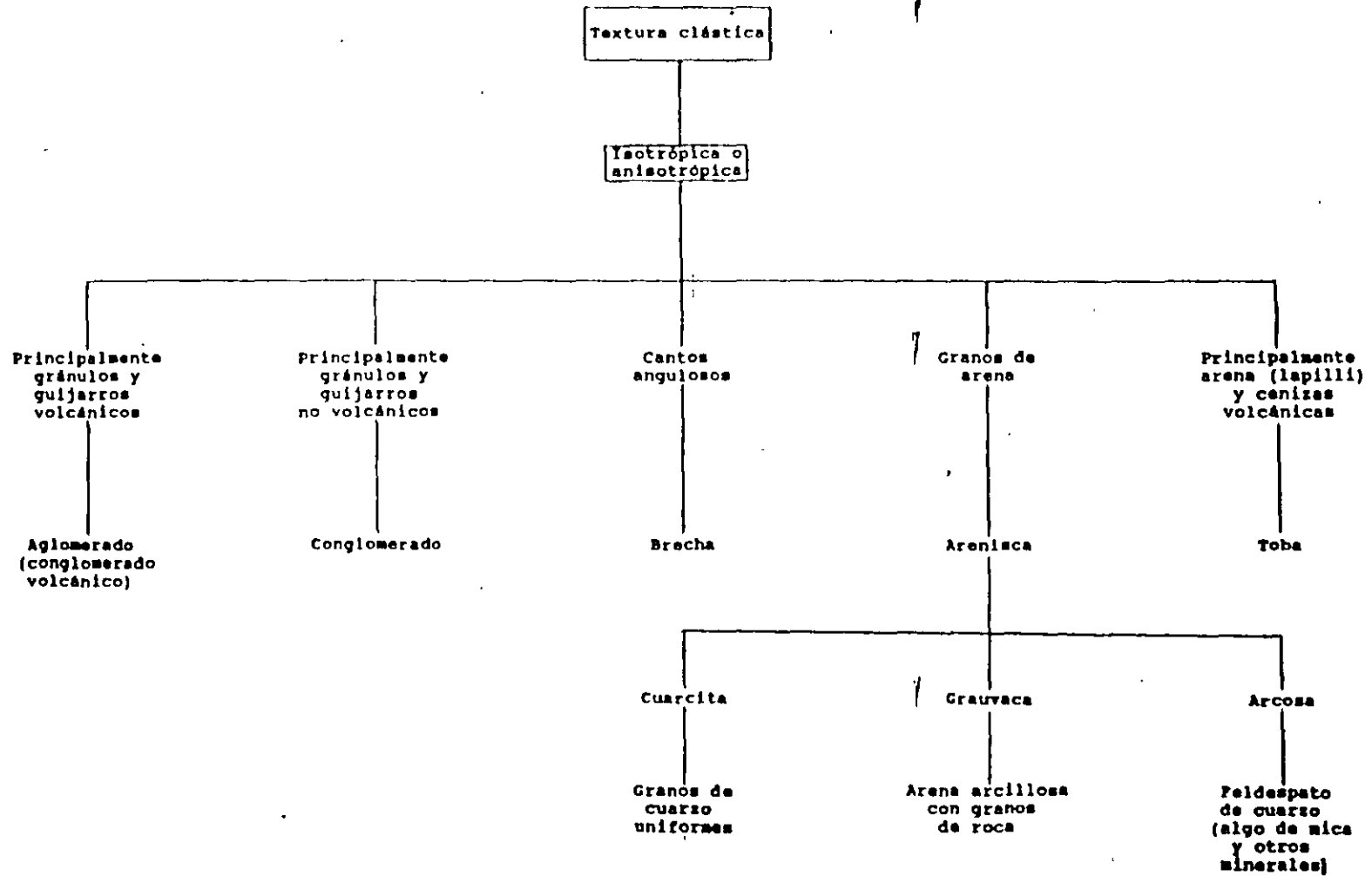


TABLA A3.3

LA ESCALA GEOLOGICA DEL TIEMPO

ERA	PERÍODO	ÉPOCA	TIEMPO	
		Holoceno	10 000 años	
	Cuaternario	Pleistoceno	2 m. a.	
Cenozoico			Plioceno	
			Mioceno	
	Terciario	Oligoceno		
		Eoceno	65 m. a.	
Mezozoico	Cretácico			
	Jurásico			
	Triásico		225m. a.	
Paleozoico	Pérmico			
	Pennsylvánico			
	Mississípico			
	Devónico			
	Ordovícico		570m.a.	
Pre - cámbrico				

a : m.a. = millones de años

## GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos.

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad. Sin embargo, la relación entre la granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que las de los suelos gruesos y, son pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir ( y el lector tendrá ocasión de comprobarlo más adelante ) que ninguna de las circunstancias que definen las propiedades mecánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida de lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta estéril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y

rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolinítica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocimientos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de Clasificación de Suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace un uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100 % de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la Fig. 1 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

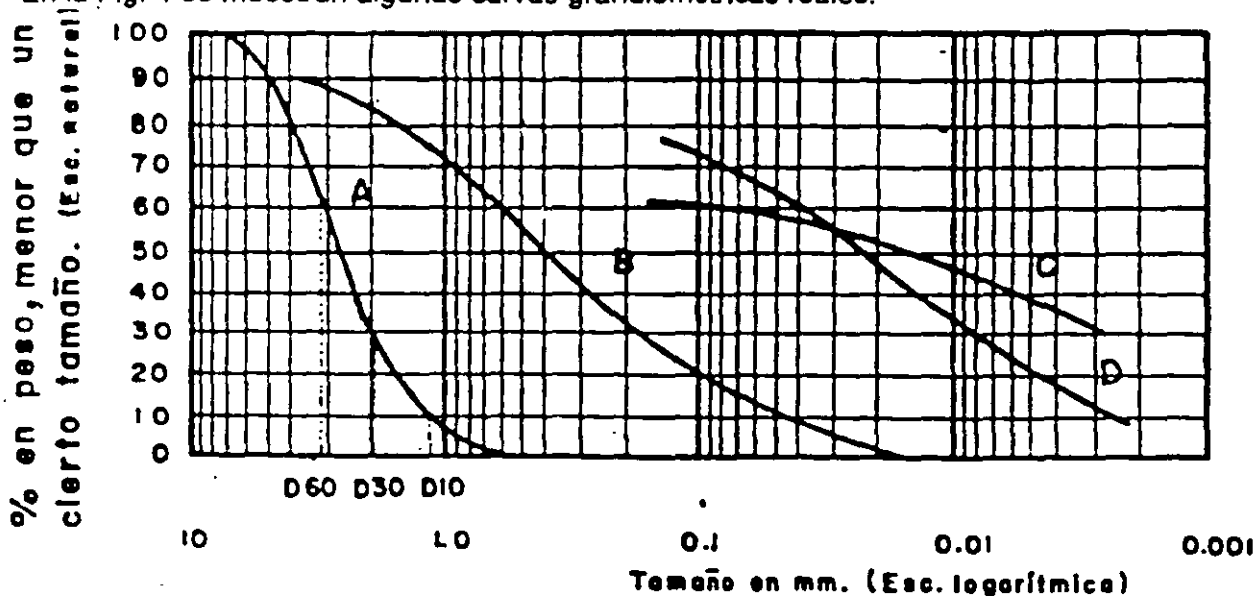


Figura 1 Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrógeno).

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad 1$$

en donde:

$D_{60}$ : tamaño tal, que el 60 %, en peso, del suelo, sea igual o menor.

$D_{10}$ : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10 %, en peso, del suelo.

En realidad, la relación ( 1 ) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con  $C_u < 3$  se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan  $C_u > 2$ .

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

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

$D_{30}$  se define análogamente que los  $D_{10}$  y  $D_{60}$  anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

$p$  es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y  $D$  el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la Fig. 2 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

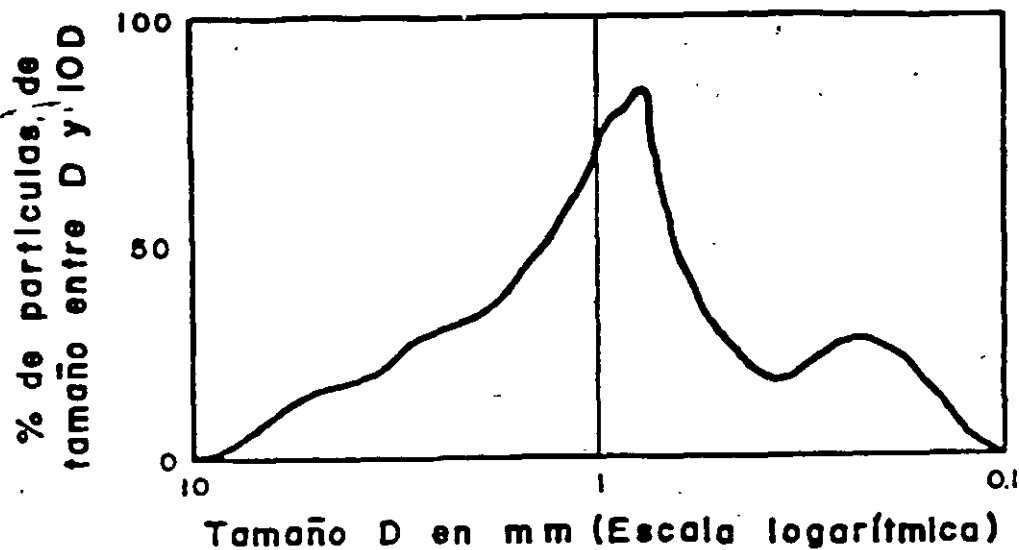


Figura 2 Histograma de un suelo.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 ( 0.074 mm ). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100 % de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 ( 0.149 mm ) y N° 200 ( 0.07 mm ) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra ( procedimiento de lavado ).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro ( densímetro ) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el Public Road Administration de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de



tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos ( en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro ), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante ( pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica ) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo Ss que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple de equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es al más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left( \frac{D}{2} \right)^2 \quad 3$$

en la que

$v$  = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm / seg.;

$\gamma_s$  = peso específico de la esfera, en g / cm<sup>3</sup>;

$\gamma_f$  = peso específico del fluido, en g / cm<sup>3</sup> (varía con la temperatura )

$\eta$  = viscosidad del fluido, en g · seg. / cm<sup>2</sup> (varía con la temperatura)

$D$  = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si  $D$  se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800\eta v}{\gamma_s - \gamma_f}}$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimentan en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente ( en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos ( abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- a) La Ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. ( En general es apropiada una concentración de unos 50 g / litro. )
- c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

## EQUIPO

- 1.- Aproximadamente 500 g de suelo.
- 2.- Balanza mecánica con capacidad de 5.0 kg. y aproximación de 1 g.
- 3.- Un juego de mallas con abertura cuadrada.
- 4.- Un cucharón.
- 5.- Una charola de lámina.
- 6.- Agitador mecánico.
- 7.- Formato N° 2.

## PROCEDIMIENTO

1. Secar la muestra que se va a analizar.
2. Colocar las mallas en orden decreciente según su abertura y anotar su peso en la columna respectiva del Formato N° 2.
3. Pesar la muestra de suelo que se va a usar ( $W_s$ ) y anotarlo en el Formato N° 2 en "peso de la muestra", en gramos.
4. Vaciar el suelo al juego de mallas con el cucharón, procurando que no haya pérdidas de material.
5. Agitar las mallas manual y mecánicamente de 2 a 5 minutos.
6. Pesar las mallas con el suelo retenido y anotarlo en la columna respectiva del Formato N° 2. Por diferencia de peso malla (+) suelo retenido (-) peso de malla obtenemos el Peso del Suelo Retenido.

La suma de todos los pesos retenidos debe ser igual al peso total de la muestra ( $W_s$ ). Si la suma es diferente en más del 5 % debe realizarse nuevamente la prueba.

7. Calcular el porcentaje retenido en cada malla, dividiendo los pesos de suelo retenido entre el peso total de la muestra ( $W_s$ ) y multiplicado por 100.
8. Calcular el porcentaje que pasa en peso de cada malla, restando del 100 % total, el porcentaje retenido acumulado en cada malla; anotarlo en su respectiva columna.
9. Graficar la Curva Granulométrica, anotando en el eje de las abscisas en escala logarítmica la abertura de la malla ( $D$  mm) y en el eje de las ordenadas el porcentaje que pasa menor que D en escala aritmética.
10. Observando la curva granulométrica definir de qué tipo de material se trata y por medio de los coeficientes de uniformidad ( $C_u$ ) y de curvatura ( $C_c$ ) concluir si el suelo es bien o mal graduado.

Errores que se pueden cometer en una clasificación granulométrica:

1. Tiempo insuficiente en el agitado de las mallas.
2. Pérdida de material en la realización de la prueba.
3. Estado defectuoso de las mallas.
4. Existencia de residuos de material en la tela de las mallas que impidan el paso del material.
5. Realizar mal las pesadas de las mallas con o sin material.

## b) Límites de Plasticidad.

### Introducción

La plasticidad es una de las características del suelo fino que cambia con el contenido de agua; es la propiedad de un material de deformarse sin cambiar de volumen ni agrietarse ni desmoronarse. La plasticidad se usa como una medida de la trabajabilidad en el suelo.

## II. ANTECEDENTES

Las fronteras que definió Atterberg son las siguientes:

- 1.- *límite líquido*.- frontera entre los estados semilíquido y plástico.
- 2.- *límite plástico*.- frontera entre los estados plástico y sólido.
- 3.- *límite de contracción*.- frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido.

A las dos primeras fronteras, que definen el intervalo plástico de un suelo se les denomina *límites de plasticidad*. Para definir la plasticidad de un material, además de estos parámetros, Atterberg introdujo la utilización de un tercer término denominado *Índice plástico*, igual a la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad.

La técnica de laboratorio que Atterberg utilizó para definir el límite líquido consistía en colocar al suelo remoldeado en una cápsula, formando en él una ranura, y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

Para determinar el límite plástico, Atterberg rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico.

Para determinar el límite de contracción, Atterberg efectuaba mediciones de la contracción del suelo, hasta que ya no se apreciara cambio de volumen.

Debido a que los métodos empleados por Atterberg presentaban muchos detalles sin especificar ya que la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de las pruebas, se desarrollaron otros métodos tratando de estandarizar los propuestos anteriormente. Para la determinación del límite líquido se desarrolló la *Copa de Casagrande* que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solitario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o micarca 221. La altura de caída de la copa es por especificación de 1 cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto. La copa es esférica, con radio interior de 54 mm, espesor 2 mm y peso  $200 \pm 20$  g incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la figura 3. Para hacer la ranura debe usarse un ranurador como el que se muestra en la figura 4.

El límite obtenido por medio de la copa de Casagrande se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm ( $\frac{1}{2}$ "), con 25 golpes en la copa. Sin embargo, el límite líquido se determina conociendo 5 o más contenidos de humedad con

los correspondientes números de golpes y trazando la curva contenido de agua - Número de golpes ( log ). La ordenada de esta curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Experimentalmente se encontró que el trazo semilogarítmico de esta curva es una recta cerca del límite líquido.

Para la determinación del límite plástico Terzaghi introdujo la condición de que el diámetro final de los cilindros o rollitos de suelo fuese de 3 mm ( 1/8 " ). La formación de los rollitos se hace sobre una placa de vidrio, partiendo de un contenido de agua correspondiente al natural de la muestra. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento el suelo tendrá un contenido de agua correspondiente al límite plástico.

Para la determinación del límite de contracción, Terzaghi sugirió un método más simple, que esencialmente consiste en medir el peso y el volumen de una muestra de suelo totalmente seca; en tal momento, puede decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua.

### III. EQUIPO

- 1.- Una copa de Casagrande con aditamentos ( ranurador, calibrador, etc. )
- 2.- Malla número 40
- 3.- Espátulas
- 4.- Placas de vidrio
- 5.- Rociador
- 6.- Vernier
- 7.- Anillo plástico para la determinación del límite de contracción
- 8.- Dispositivo de Terzaghi para medir volumen de muestra seca
- 9.- Matraz aforado
- 10.- Parrilla eléctrica
- 11.- Bomba de vacío
- 12.- Termómetro
- 13.- Balanzas de diferentes capacidades y discriminaciones
- 14.- Horno de secado
- 15.- Desecador

#### IV. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Los ensayos deberán realizarse en el cuarto húmedo.

##### IV.1. Calibración de la copa Casagrande

- 1.- Verificar que el espesor del escantillón para el ajuste de la altura de caída de la copa sea de 1 cm.
- 2.- Retirar la copa del resto del dispositivo y marcar con lápiz una cruz en el centro del punto en el que la copa golpea la base.
- 3.- Colocar nuevamente la copa en el dispositivo. Dar vuelta a la manija hasta que la copa se eleve a su máxima posición.
- 4.- Verificar la altura, utilizando el escantillón, del punto marcado con lápiz a la base.
- 5.- Si la altura de caída no es exactamente un centímetro, aflojar los tornillos de fijación y mover el tornillo de ajuste lo necesario; apriétense los tornillos de fijación.
- 6.- Repetir la verificación de la altura de caída de la copa.
- 7.- Verificar los siguientes detalles en el dispositivo:
  - a) Los puntos de impacto tanto en la base como en la copa no deberán estar gastados. Si la marca en la base tiene una profundidad igual o mayor que 0.1 mm, la superficie deberá volverse a pulir.
  - b) La mayoría de los dispositivos comerciales están provistos de cuatro patas de hule bastante duro. Para lograr consistencia en los resultados, la base deberá tener sólo tres patas de hule muy suave, localizadas en las dos esquinas posteriores y en el centro del lado frontal de la base.
  - c) Para verificar la restauración dinámica de la base, dejar caer un balín de acero de 8 mm ( 5/16 " ) de diámetro, de una altura de 25.4 cm. ( 10 " ) y observar la altura de rebote que deberá estar comprendida entre 18.5 cm ( 7.3 " ) y 23 cm ( 9 " ). El peso del balín es de casi 2 g
  - d) Durante los últimos 10 a 20 grados de rotación de la manija, justo antes de que la copa caiga sobre la base, la altura de la copa sobre la base no deberá variar prácticamente.
  - e) El peso de la copa deberá ser de 200 g  $\pm$  20 g.
  - f) Verificar las siguientes dimensiones de la herramienta de ranuración:

Ancho en el fondo: 2.00  $\pm$  0.05 mm.

Profundidad de la ranura: 8.0  $\pm$  0.1 mm.

Ancho en la parte superior de la ranura : 11.0  $\pm$  0.2 mm.

## IV.2. Límite líquido

- 1.- Se remoldea material que pase la malla número 40, para obtener una pasta uniforme.
- 2.- Se preparan cinco fracciones de aproximadamente 100 g cada una, con diferentes contenidos de agua al rededor del límite líquido, partiendo de su contenido natural de agua. Si el contenido de agua es tal que se tenga que agregar agua se deberá homogenizar un tiempo aproximado de 24 horas.

Una vez hecho lo anterior la prueba se aboca a lo siguiente para cada fracción de suelo preparado:

- 3.- Colocar en la copa entre 50 y 75 g de la muestra preparada. Mezclar cuidadosamente el suelo para asegurar uniformidad en el contenido de agua y evitar burbujas. Enrasar la superficie del suelo en la copa con la espátula.
- 4.- Labrar una ranura con la herramienta cuidando los siguientes detalles: Al cortar la ranura, la copa debe mantenerse con su soporte en la parte superior. La herramienta de ranuración se mantiene perpendicular a la superficie del fondo de la copa y se baja cortando el suelo a lo largo del meridiano central, perpendicularmente al eje de rotación de la copa, la parte redondeada del escantillón deberá estar dirigida hacia el operador. Si se ha colocado en la copa la cantidad correcta de suelo, los hombros de la herramienta de ranuración deben remover el suelo en una longitud de aproximadamente 38 mm en la vecindad de la parte superior de la ranura.
- 5.- Limpiar las partes golpeantes del aparato.
- 6.- Dar vuelta a la manija ( con una frecuencia de dos revoluciones por segundo ) hasta que la ranura se cierre en una longitud de aproximadamente 1.3 cm. (  $\frac{1}{2}$  "). Anotar el número de golpes para el cerrado de la ranura. Si el cierre de la ranura es irregular debido a burbujas de aire o granos de arena, descartar el resultado obtenido y repetir la prueba.
- 7.- Mezclando cuidadosamente el mismo material del punto 6, hacer dos determinaciones, más registrando el número de golpes para cada determinación.
- 8.- Después de la última determinación, quitar con la espátula aproximadamente 5 g de material de la zona de cierre de la ranura para determinar su contenido de agua.
- 9.- Repetir los pasos 3 a 8 para las otras porciones del material preparado, para obtener cuando menos dos puntos en la curva de fluidez entre 5 y 25 golpes y cuando menos dos entre 25 y 50 golpes.



## IV.2. Límite líquido

- 1.- Se remoldea material que pase la malla número 40, para obtener una pasta uniforme.
- 2.- Se preparan cinco fracciones de aproximadamente 100 g cada una, con diferentes contenidos de agua al rededor del límite líquido, partiendo de su contenido natural de agua. Si el contenido de agua es tal que se tenga que agregar agua se deberá homogenizar un tiempo aproximado de 24 horas.

Una vez hecho lo anterior la prueba se aboca a lo siguiente para cada fracción de suelo preparado:

- 3.- Colocar en la copa entre 50 y 75 g de la muestra preparada. Mezclar cuidadosamente el suelo para asegurar uniformidad en el contenido de agua y evitar burbujas. Enrasar la superficie del suelo en la copa con la espátula.
- 4.- Labrar una ranura con la herramienta cuidando los siguientes detalles: Al cortar la ranura, la copa debe mantenerse con su soporte en la parte superior. La herramienta de ranuración se mantiene perpendicular a la superficie del fondo de la copa y se baja cortando el suelo a lo largo del meridiano central, perpendicularmente al eje de rotación de la copa, la parte redondeada del escantillón deberá estar dirigida hacia el operador. Si se ha colocado en la copa la cantidad correcta de suelo, los hombros de la herramienta de ranuración deben remover el suelo en una longitud de aproximadamente 38 mm en la vecindad de la parte superior de la ranura.
- 5.- Limpiar las partes golpeantes del aparato.
- 6.- Dar vuelta a la manija ( con una frecuencia de dos revoluciones por segundo ) hasta que la ranura se cierre en una longitud de aproximadamente 1.3 cm. (  $\frac{1}{2}$  "). Anotar el número de golpes para el cerrado de la ranura. Si el cierre de la ranura es irregular debido a burbujas de aire o granos de arena, descartar el resultado obtenido y repetir la prueba.
- 7.- Mezclando cuidadosamente el mismo material del punto 6, hacer dos determinaciones, más registrando el número de golpes para cada determinación.
- 8.- Después de la última determinación, quitar con la espátula aproximadamente 5 g de material de la zona de cierre de la ranura para determinar su contenido de agua.
- 9.- Repetir los pasos 3 a 8 para las otras porciones del material preparado, para obtener cuando menos dos puntos en la curva de fluidez entre 5 y 25 golpes y cuando menos dos entre 25 y 50 golpes.

#### IV.3. Límite plástico

- 1.- Tomar aproximadamente un centímetro cúbico de la muestra preparada para la prueba de límite líquido.
- 2.- Reducir el contenido de agua de la muestra, rodándola repentinamente sobre una placa de vidrio hasta formar rollitos de suelo de 3 mm. Plegar entre los dedos el cilindro de suelo, comprimiéndolo para que tome una forma elipsoidal. Rodar nuevamente el cilindro repitiendo varias veces el proceso hasta que el cilindro de suelo se rompa en segmentos con longitud entre 6 y 10 mm, con un diámetro de 3.2 mm ( 1/8 " ).
- 3.- Determinar inmediatamente el contenido de agua de suelo de los segmentos de cilindro del punto 2.
- 4.- Hacer dos determinaciones más en otras porciones del suelo, para obtener un promedio del límite plástico.
- 5.- Las determinaciones del límite plástico deberán coincidir con una precisión de  $\pm 2$  %. Si no coinciden deberán hacerse determinaciones adicionales.

#### IV.4. Límite de contracción

- 1.- La muestra preparada deberá tener un contenido de agua próximo al límite líquido. Si se tiene que agregar agua, dejar homogeneizar 24 horas.
- 2.- Cubrir la superficie de una placa de vidrio con una capa delgada de aceite de silicón o vaselina.
- 3.- Cubrir el interior de un anillo de plástico con una ligera capa de aceite y colocar el anillo sobre la placa de vidrio.
- 4.- Colocar la muestra de suelo con el contenido de agua indicando en el punto 1, en el anillo de plástico, con una espátula de cuchillo, enrasando cuidadosamente la superficie. Evitando la presencia de burbujas de aire atrapado.
- 5.- Permitir al espécimen permanecer descubierto en el cuarto húmedo por varios días. Posteriormente, secar al aire en el laboratorio por varios días, hasta observar un cambio de color en el suelo y que se separe del anillo. Posteriormente, después de retirarlo del anillo de plástico, secar al horno 18 a 24 horas.
- 6.- Determinar el volumen de la muestra seca utilizando el procedimiento de Terzaghi ( anexo A ).
- 7.- Pesar la pastilla de suelo para obtener peso seco.

## ANEXO A

Método de Terzaghi para la determinación del volumen de una muestra de suelo.

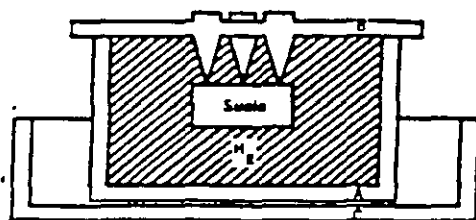


Figura A. 1 Método de Terzaghi para la determinación del volumen de muestra de suelo.

Figura A. 1 Método de Terzaghi para la determinación del volumen de una muestra de suelo.

Un recipiente de vidrio o lucita ( A ) se llena de mercurio hasta derramarse y se enrasa cuidadosamente, cubriéndolo con una placa ( B ) del mismo material, provista de tres patas. A continuación, se coloca el recipiente ( A ) en otro mayor ( C ); la muestra seca se deposita sobre la superficie del mercurio y se sumerge presionándola con las patas de la placa ( B ), hasta que dicha placa vuelve a quedar bien ajustada sobre ( A ); las patas impiden que la muestra se ladee, manteniéndola sumergida. La cantidad de mercurio desplazada de ( A ) se recoge en ( C ) y se pesa, calculando así su volumen, si se conoce el peso específico del mercurio, que para fines prácticos puede tomarse como 13.56.

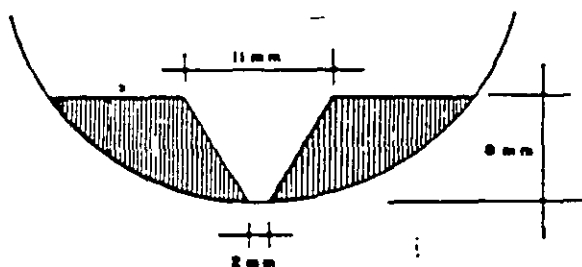
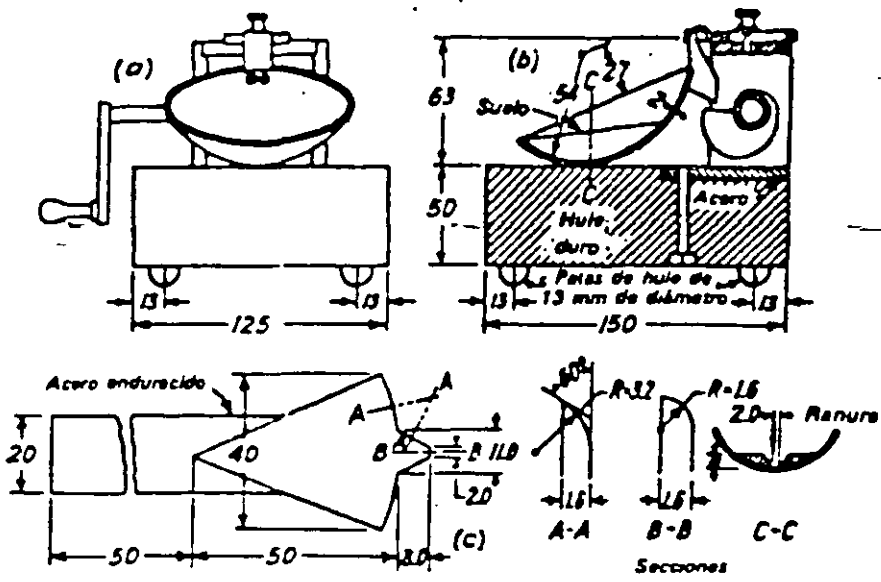


Figura 3 Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.



Nota: Todas las dimensiones anteriores en milímetros

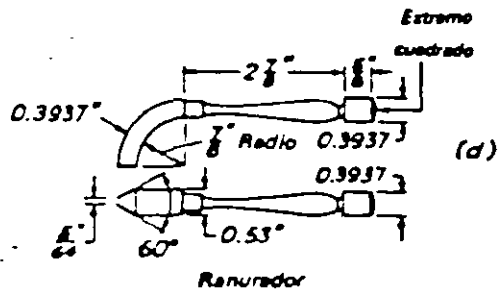


Figura 4 a) y b) Aparato mecánico para determinar el límite líquido. c) Ranurador de Casagrande d) Ranurador estándar de la ASTM.

## Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiéndose ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera *grueso* si más del 50 % de sus partículas son gruesas, y *fino*, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

### Suelos gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica abajo.

a) Gravitas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico G ( gravel ).

b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S ( sand ).

Las gravitas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50 % de su fracción gruesa ( retenida en la malla 200 ) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravitas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo *W* ( well graded ). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos *GW* y *SW*.

2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo *P* ( poorly graded ). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GP* y *SP*.

3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo *M* ( del sueco *mo* y *mjala* ). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GM* y *SM*.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo *C* ( clay ). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GC* y *SC*.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

### Grupos GW Y SW

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con poco finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que

en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5 %, en peso. La graduación se juzga en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura. Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

#### *Grupos GP y SP*

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

#### *Grupos GM y SM*

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo - deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12 %, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre " nula " y " media ", es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla N° 40 abajo de la Línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

#### *Grupos GC y SC*

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12 %, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos *GM* y *SM*. Sin embargo, en estos casos, los finos son la media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla N° 40 sobre la Línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5 % y 12 %, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo *GP - GC* indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5 % y 12 % de finos plásticos ( arcillosos ).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo *GW - SW* se usará para un material bien graduado, con menos de 5 % de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

### Grupos CL Y CH

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por  $LL < 50\%$  e  $I_p > 7\%$ .

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por  $LL > 50\%$ . Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500 %, se encasillan en el grupo CH.

### Grupos ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la Línea A, definida por  $LL < 50\%$  y la porción sobre la línea A con  $I_p < 4$ . El grupo MH corresponde a la zona abajo de la Línea A, definida por  $LL > 50\%$ .

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con  $LL < 30\%$ , se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicas, del tipo de Loess, con  $25\% < LL < 35\%$  usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldespatos de roca graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML - CL y MH - CH, dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100 % ( MH ). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

Los suelos finos que caen sobre la línea A y son  $4\% < I_p < 7\%$  se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble CL - ML.

### Grupos OL Y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

## Suelos finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

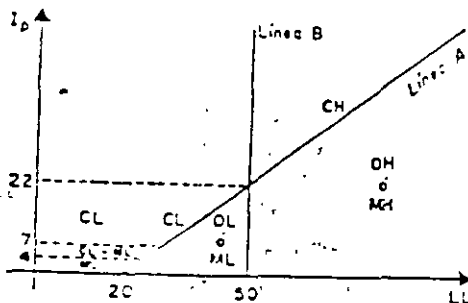
- Limos inorgánicos, de símbolo genérico *M* ( del sueco mo y mjala ).
- Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico *C* ( clay ).
- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico *O* ( organic ).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50 %, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra *L* ( low compressibility ), obteniéndose por esta combinación los grupos *ML*, *CL* y *OL*. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50 %, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra *H* ( high compressibility ), teniéndose así los grupos *MH*, *CH* y *OH*.

Ha de notarse que las letras *L* y *H* no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros ( *LL* e *I<sub>p</sub>* ), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco ocasión de volver sobre el tema, con mayor detalle.

Los suelos altamente orgánicos; usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente del símbolo *Pt* ( del inglés peat; turba ).



Carta de plasticidad



## Grupo Pt

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 % y 500 %, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente abajo de la *línea A*; el índice plástico normalmente varía entre 100 % y 200 %.

Similarmente al caso de suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, *MH - CH* representará un suelo fino con  $LL > 50$  % e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la *línea A*.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color de suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

## Identificación de suelos

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúa;

naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

### *Identificación de campo de suelos gruesos*

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño  $\frac{1}{2}$  cm. como equivalente a la malla N° 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N° 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán adelante, sobre la parte que pase la malla N° 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

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

### *Identificación de campo de suelos finos*

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; en falta de tal apoyo, es aconsejable el comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de campo realizada, con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad.

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

El conjunto de pruebas citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla N° 40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso equivalente.

### *Dilatancia*

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

La velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas ( *SP* y *SM* ) y en algunos limos inorgánicos ( *ML* ), particularmente del tipo *polvo de roca*; también en tierras diatomáceas ( *MH* ). Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos ( *ML*, *ML - CL*, *MH* y *MH - CH* ). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la *línea A* ( *CL*, *CH* ) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad ( *OH* ).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

### *Tenacidad*

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

Cuando más alta sea la posición del suelo respecto a la *línea A* ( *CL*, *CH* ), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la *línea A*, tales como arcillas glaciales ( *CL*, *CH* ) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la *línea A* ( *ML*, *MH*, *OL* y *OH* ) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy abajo de la *línea A*, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la *línea A*, excepto los *OH* próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se

desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con  $LL = 70\%$  e  $I_p = 50\%$  o una OH con  $LL = 100\%$  e  $I_p = 50\%$ , precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido, será preciso comenzar todas las pruebas con los suelos en la misma consistencia muy aproximadamente, de preferencia cerca del límite líquido.

### *Resistencia en estado seco*

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

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la línea A y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CL). Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo CL o, en ocasiones, otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL localizadas muy arriba de la línea A. Materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

### *Color*

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

### *Olor*

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