

**LIBRO:** PRY. PROYECTO  
**TEMA:** CAR. Carreteras  
**PARTE:** 4. PROYECTO DE DRENAJE Y SUBDRENAJE  
**TÍTULO:** 01. Proyecto de Obras Menores de Drenaje  
**CAPÍTULO:** 002. Diseño Hidráulico de Obras Menores de Drenaje

## A. CONTENIDO

Este Manual contiene los métodos y procedimientos para realizar los análisis hidráulicos a que se refiere la Norma N-PRY-CAR-4-01-002, *Diseño Hidráulico de Obras Menores de Drenaje*, para determinar los gastos, niveles, tirantes y velocidades en los cauces a drenar, con base en el gasto de diseño que puede obtenerse previamente conforme con lo indicado en la Cláusula D. de este Manual. Contiene también los criterios para seleccionar el tipo de obra menor, los materiales de que esté compuesta, su posición y sus dimensiones.

## B. DEFINICIONES

### B.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Un estudio hidrológico es aquél que se realiza para obtener el gasto de diseño que requiere captar, conducir y desalojar una obra hidráulica, utilizando métodos empíricos, semiempíricos o probabilísticos.

Los factores principales que considera un estudio hidrológico para obtener el gasto son:

- El área de la cuenca que contribuye al escurrimiento que va a ser manejado por la obra.
- Las características orográficas y topográficas de la cuenca.
- El tipo y uso de suelo de la cuenca.
- El tipo, densidad y dimensiones de la vegetación existente en la cuenca.
- La intensidad de lluvia, su duración, su distribución en el espacio y en el tiempo.
- Los escurrimientos generados por las diversas tormentas que hayan ocurrido históricamente, sean obtenidos de aforos, o investigados entre los lugareños en el sitio de estudio.
- Los almacenamientos naturales o artificiales que puedan existir en la cuenca, sus dimensiones y otras características.

### B.2. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Un análisis hidráulico es el que se realiza para estudiar las combinaciones que pueden presentarse entre los diferentes parámetros hidráulicos que concurren en las obras, como son los tirantes de agua y las velocidades medias de flujo, así como sus variaciones en el espacio y

en el tiempo. Tal análisis se efectúa con base en el gasto de diseño y en las características de las obras. Por ejemplo, en el análisis hidráulico de una cuneta, intervienen la geometría de la obra y su pendiente, el material de que está constituida, a fin de conocer las combinaciones entre tirantes, velocidades y elevaciones de la superficie del agua.

### C. REFERENCIAS

Es referencia de este Manual, la norma oficial mexicana NOM-037-SCT2-2012, *Barreras de Protección en Carreteras y Vialidades Urbanas*.

Además, este Manual se complementa con las siguientes:

NORMAS Y MANUALES	DESIGNACIÓN
Diseño hidráulico de Obras Menores de Drenaje .....	N-PRY-CAR-4-01-002
Procesamiento de Información .....	M-PRY-CAR-1-06-003
Diseño Estructural de Obras Menores de Drenaje .....	M-PRY-CAR-4-01-003
Diseño Hidráulico de Obras Complementarias de Drenaje .....	M-PRY-CAR-4-02-002

### D. ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Para determinar los gastos, tirantes y velocidades de diseño de la corriente en estudio, se procederá como sigue:

#### D.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

También se procederá a obtener el gasto mediante el análisis hidrológico correspondiente, para los periodos de retorno establecidos, considerando que las corrientes drenadas provienen de cuencas relativamente pequeñas, en general menores de 5 km<sup>2</sup>, a las cuales se podrán aplicar los modelos:

- Fórmula Racional
- Método de Ven Te Chow, o
- Método de Horton

Los periodos de retorno que se emplearán para obtener el gasto de diseño de las obras menores de drenaje, son:

**TABLA 1.- Periodos de retorno en función del tipo y de la localización de la carretera**

Tipo de Carretera	Periodo de retorno años	Observaciones
ET, A y B	50	Carreteras localizadas en zonas no costeras de la República Mexicana
ET, A y B	100	Carreteras localizadas en zonas costeras de la República Mexicana
C y D	25	Carreteras localizadas en zonas no costeras de la República Mexicana
C y D	50	Carreteras localizadas en zonas costeras de la República Mexicana

Cualquiera de los métodos anteriores es válido para obtener caudales generados por áreas de aportación relativamente pequeñas, hasta de una superficie de 25 km<sup>2</sup>. La elección de uno o más de ellos dependerá del criterio del proyectista, o de lo que indiquen los Términos de Referencia.

Con este análisis hidrológico se podrán obtener gastos asociados a diversos periodos de retorno. Así, se podrá obtener el gasto ( $Q_{Trc}$ ) asociado a  $Trc$  (periodo de retorno correspondiente al gasto máximo histórico obtenido en campo,  $Q_{MOC}$ ). También se podrá obtener el gasto  $Q_{Tr}$  asociado al periodo de retorno recomendado en la Tabla 1 para este tipo de obras de drenaje.

## D.2. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Con la información de campo que a continuación se describe, podrán determinarse los gastos, tirantes y velocidades de la corriente natural analizada, aplicando el método de Manning que se describe en las Fracciones G.2., G.3. y G.4. de este Manual, así como la ecuación de continuidad a la sección o secciones hidráulicas, como se indica en la Cláusula E. de la Norma N·PRY·CAR·4·01·002, *Diseño Hidráulico de Obras Menores de Drenaje*. Los valores del coeficiente  $n$  de rugosidad correspondiente a este método pueden consultarse en la Fracción C.5. del Manual M·PRY·CAR·1·06·003, *Procesamiento de Información*.

### D.2.1 Reconocimiento de campo

Este reconocimiento tiene el propósito de recabar los datos relativos a las características fisiográficas e hidrológicas de la cuenca, conocer el comportamiento histórico de la corriente a drenar y programar los trabajos topográficos necesarios; así mismo, determinar las características y funcionamiento de obras construidas dentro de la cuenca, en su caso, lo que puede ser útil para el diseño de la obra en estudio, determinar el tipo y dimensiones de los materiales arrastrados por la corriente, tales como rocas, cantos rodados, grava, arena, troncos, ramazón, entre otros; definir, investigando entre los lugareños, los niveles alcanzados por el agua durante la creciente máxima de que se tenga noticia, y estimando su frecuencia; y la tendencia de la corriente natural a depositar o a socavar.

Durante el reconocimiento de campo se programarán los trabajos del levantamiento topográfico, incluyendo las dimensiones del área por levantar, la longitud del perfil para determinar la pendiente geométrica o hidráulica, que en general podrá ser del orden de 200 m, ya sea aguas arriba o aguas abajo del sitio de cruce con el eje de proyecto de la carretera, y la ubicación de una o más secciones hidráulicas, a criterio del proyectista, las cuales se levantarán de preferencia en tramos rectos del cauce en estudio.

### D.2.2. Levantamiento topográfico

Se replanteará y nivelará el eje de proyecto de la carretera en el área por estudiar, según se indica a continuación:

#### D.2.2.1. Replanteo del eje de proyecto

Se utilizarán las referencias topográficas del proyecto geométrico para replantear el eje de proyecto, y se indicarán con estacas las estaciones cerradas cada 20 m; los puntos singulares como los de inflexión ( $PI$ ), principio de curva ( $PC$ ), término de curva ( $PT$ ), y los puntos sobre tangente ( $PST$ ), se indicarán con trompos y tachuela.

#### D.2.2.2. Nivelación del eje de proyecto

Con base en los bancos de nivel considerados en el proyecto geométrico, se nivelará el eje de proyecto obteniendo las elevaciones de todos los quiebres del terreno natural, de las estaciones cerradas cada 20 m y de los puntos singulares mencionados en el Párrafo anterior, cubriendo el ancho del cauce hasta 5 m más allá de las trazas con el terreno natural del nivel alcanzado por el agua durante la creciente máxima de que se tenga noticia.

Se elaborará una planta topográfica cubriendo el ancho del cauce hasta 5 m más allá de las trazas con el terreno natural del nivel alcanzado por el agua durante la creciente máxima de que se tenga noticia, y abarcando el eje de la carretera en estudio hasta el límite del derecho de vía.

En caso de existir obras menores de drenaje construidas sobre el cauce en estudio, se investigará su antigüedad y su comportamiento hidráulico. Cada una de las obras menores cercanas sobre la misma corriente, será analizada definiendo sus diferencias y coincidencias respecto a la obra menor que se proyectará, estableciendo hasta qué punto su comportamiento hidráulico es representativo de la nueva obra menor, en cuyo caso se determinará si dicho comportamiento ha sido satisfactorio en condiciones similares a las de la obra por proyectar. Del análisis de la obra existente se obtendrá el gasto de flujo a través de ella, verificando cuidadosamente su área hidráulica.

Finalmente se contará con un gasto máximo histórico obtenido en campo a través del análisis hidráulico ( $Q_{MOC}$ ), asociado a un periodo de retorno investigado en campo, al que designaremos por  $Tr_c$ .

### E. SELECCIÓN DEL GASTO DE DISEÑO

Para seleccionar el gasto de diseño ( $Q_{Dl}$ ), que determina el tirante y la velocidad de diseño de la obra menor de drenaje por proyectar, se procederá como sigue:

Se obtiene la relación entre  $Q_{Tr}$  y  $Q_{Trc}$  ( $Q_{Tr} / Q_{Trc} = k$ ), con lo que se obtendrá el  $Q'_{MOC}$  ajustado al periodo de retorno recomendado en este manual ( $Q'_{MOC} = k Q_{MOC}$ ). El gasto de diseño será el que resulte mayor entre  $Q_{Tr}$  y  $Q'_{MOC}$ .

#### E.1. EJEMPLO

Se diseñará una obra menor de drenaje en una carretera tipo A ubicada en zona costera. Con el estudio de campo se determinó que la pendiente hidráulica correspondiente a la avenida máxima histórica es de 0,006 y la sección hidráulica correspondiente del cauce es como se indica en la Figura 1 de este Manual, que permite obtener los parámetros hidráulicos de la Tabla 2, que corresponden a la avenida histórica máxima obtenida con investigación de campo, cuyo periodo de retorno es de 40 años. La rugosidad  $n$  de Manning en el cauce es de 0,030.

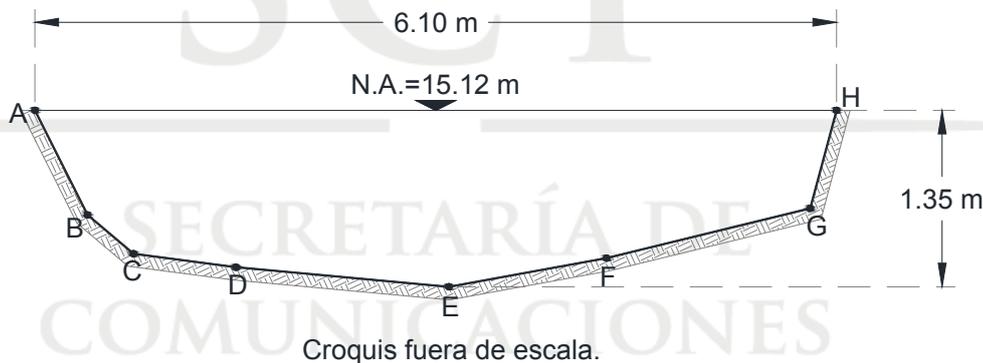


FIGURA 1.- Sección hidráulica del ejemplo E.1.

**TABLA 2.- Descripción de la sección hidráulica del ejemplo E.1. y determinación de sus parámetros hidráulicos**

Punto en la sección	Distancia respecto al punto A, (DA) m	Longitud, (L) m	Elevación, (E) m	Desnivel, (h) m	Tirante, (y) m	Área hidráulica (Ah) m <sup>2</sup>	Perímetro mojado, (Pm) m	Radio hidráulico, (Rh) m
A	0	0	15,12	0	0	—	—	—
B	0,40	0,40	14,32	0,80	0,80	0,16	0,89	—
C	0,75	0,35	14,02	0,30	1,10	0,33	0,46	—
D	1,53	0,78	13,92	0,10	1,20	0,90	0,79	—
E	3,15	1,62	13,77	0,15	1,35	2,07	1,63	—
F	4,35	1,20	13,99	0,22	1,13	1,49	1,22	—
G	5,90	1,55	14,37	0,38	0,75	1,46	1,60	—
H	6,10	0,20	15,12	0,75	0	0,08	0,78	—
Σ=						6,49	7,37	0,88

Notas:  $L_i = DA_i - DA_{i-1}$ ;  $h_i = E_{i-1} - E_i$ ;  $y_i = NA - E_i$ ;  $Ah_i = L_i (y_i + y_{i-1}) / 2$ ;

$$Pm_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}; \quad Rh = Ah / Pm$$

**Solución**

Obtención de la velocidad por medio del método de Manning y obtención del gasto con la ecuación de continuidad.

$$v = 2,37 \text{ m/s}$$

$$\therefore Q = 15,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Así, el  $Q_{moc}$  es de 15,4 m<sup>3</sup>/s, asociado a un  $Tr_c$  de 40 años.

Obtención del gasto por medio del análisis hidrológico.

El área de la cuenca del arroyo hasta el sitio de cruce, es de 4,1 km<sup>2</sup> y el tiempo de concentración es de 45 minutos. El coeficiente  $C$  de la fórmula Racional es de 0,20. La intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años y para una duración de 45 min es de 93 mm/h, mientras que para un periodo de retorno de 40 años ( $Tr_c$ ) es de 86 mm/h.

Así, aplicando la fórmula Racional, se tiene que  $Q_{100} = 21,2 \text{ m}^3/\text{s}$  y

$$Q_{40} = 19,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces  $k = \frac{21,2}{19,6} = 1,08$

$$\therefore Q'_{MOC} = 1,08 \times 15,4 = 16,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

Comparando  $Q_v=Q_{100}=21,2 \text{ m}^3/\text{s}$  con el  $Q'_{MOC}=16,7 \text{ m}^3/\text{s}$

Resulta que el mayor es  $Q_{100} = 21,2 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que el gasto de diseño de la obra menor de drenaje será de  $21 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## F. DETERMINACIÓN DE LA ENERGÍA EN CANALES

### F.1. ENERGÍA TOTAL

La energía total en metros-kilogramo por kilogramo de agua en cualquier punto de la sección de un canal, puede expresarse como la carga total en metros de agua, la cual es igual a la suma de la elevación de ese punto con respecto a un plano de referencia, la carga de presión (el tirante) y la carga de velocidad. Por ejemplo, la carga total  $H$  en una sección que contenga el punto  $A$  en un canal con cierta pendiente es:

$$H = z_A + y_A \cos\theta + \frac{v_A^2}{2g}$$

Donde:

- $z_A$  = Elevación del punto  $A$  respecto a un plano de referencia, (m)
- $y_A$  = Profundidad del punto  $A$  debajo de la superficie del agua y medida perpendicularmente a la línea de flujo que pasa por el punto  $A$ , (m)
- $\theta$  = Ángulo de inclinación del fondo del canal, (grados)
- $v_A^2/2g$  = Carga de velocidad del flujo en la línea de corriente que pasa por el punto  $A$ , (m), como se indica en la Figura 2 de este Manual ( $v_A$  es la velocidad media del flujo y  $g$  es la aceleración de la gravedad)

En general, cada punto dentro del flujo tendrá una carga diferente de velocidad, debido a la distribución no uniforme de la velocidad en un flujo real. Solamente en un flujo paralelo ideal de distribución uniforme de velocidad puede ser igual la carga de velocidad en cualquier punto.

Para el caso de un flujo gradualmente variado, puede suponerse para fines prácticos que las cargas de velocidad para todos los puntos de la sección son iguales, y que puede asignarse un coeficiente que tome en cuenta todos los efectos de la distribución no uniforme de velocidad. Así, la energía total en la sección del canal es:

$$H = z + y \cos\theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

Donde:

- $H$  = Energía total, (m)

Para canales de pendiente pequeña, puede asumirse  $\theta = 0$ , y entonces:

$$H = z + y + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (2)$$

Si se toman dos secciones 1 y 2, y de acuerdo al principio de conservación de la energía, se puede escribir:

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

Donde:

- $h_f$  = Pérdida de energía entre ambas secciones, (m).

Si  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$  y  $h_f = 0$ , resulta que

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (3)$$

La ecuación (3) es la ecuación de Bernoulli

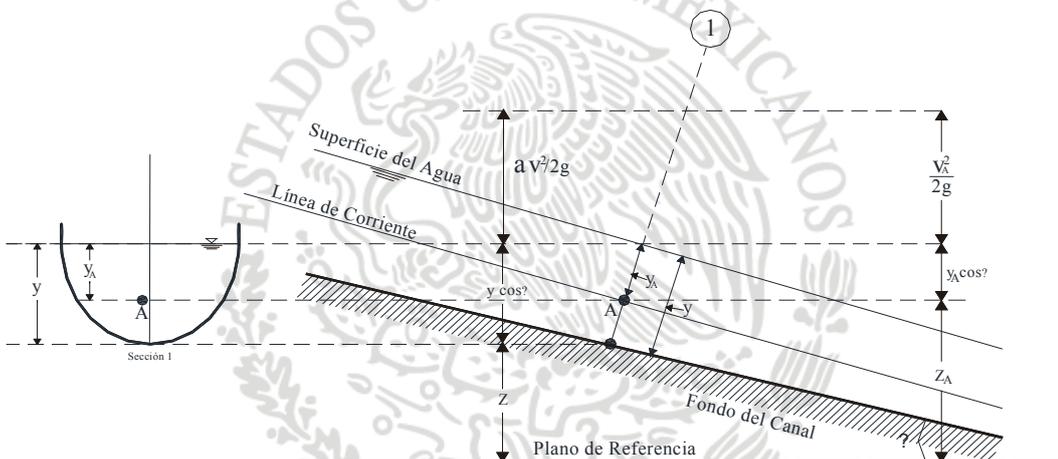


FIGURA 2.- Carga de energía en un canal

**F.1.1. Distribución no uniforme de la velocidad**

Debido a la distribución no uniforme de la velocidad en una sección de un canal, la carga real de velocidad  $v_r^2/2g$  es mayor que el valor obtenido normalmente como  $v^2/2g$ , donde  $v$  es la velocidad media. La verdadera carga de velocidad puede expresarse como  $\alpha v^2/2g$ , donde  $\alpha$  se conoce como el coeficiente de energía o de Coriolis. El valor de  $\alpha$  varía de 1,03 a 1,36, siendo los valores más altos para canales pequeños y los más bajos para ríos grandes de tirantes importantes.

**F.2. ENERGÍA ESPECÍFICA**

La energía específica en cualquier sección de un canal se define como la energía por kilogramo de agua, medida con respecto al fondo del canal, es decir, para  $z=0$ . Así, la ecuación (3) se convierte en:

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

Así, la energía específica  $E$  es igual a la suma del tirante y la carga de velocidad. La ecuación (4) también se puede escribir como:

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

Donde:

- $Q$  = Gasto hidráulico, (m<sup>3</sup>/s)
- $A$  = Área hidráulica, (m<sup>2</sup>)

Si se construye una gráfica del tirante ( $y$ ) en el eje de las ordenadas, contra la energía específica ( $E$ ) en el eje de las abscisas, se obtiene una curva de energía específica como se indica en la Figura 3 de este Manual, que vale para un cierto gasto constante.

Puede observarse como se indica en la Figura 3 de este Manual que la curva tiene las ramas  $CA$  y  $CB$ ; la primera se acerca asintóticamente al eje de las abscisas hacia la derecha, mientras que la segunda es asintótica respecto a la línea  $OD$ . También se observa que para un mismo valor de  $E$  hay dos tirantes posibles. Asimismo, en el punto  $C$  la energía específica es mínima y el tirante se denomina "crítico".

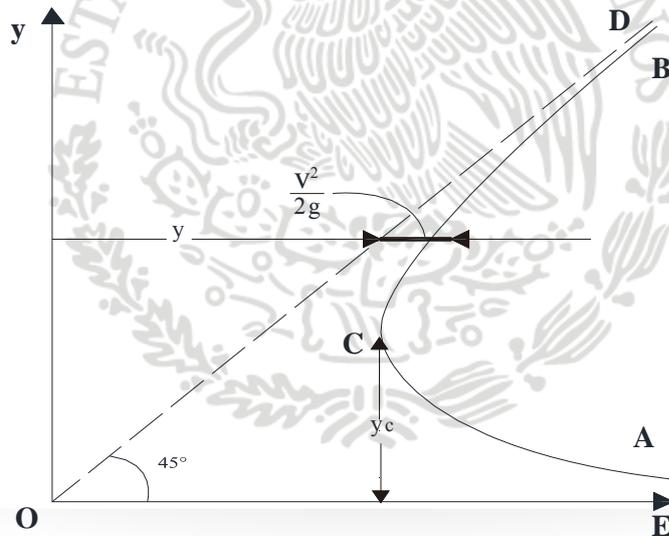


FIGURA 3.- Curva de energía específica

### F.3. FLUJO CRÍTICO

Si se obtiene la derivada de  $E$  con respecto a  $y$ , para un gasto constante, y ésta se iguala a cero, resulta que:

$$v^2 T = gA$$

Donde:

$T$  = Ancho de la superficie libre del agua en una sección cualquiera, como se indica en la Figura 3 de este Manual.

Además, si definimos  $A/T=D$  y le llamamos a  $D$  "profundidad hidráulica", queda que:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad (5)$$

Así, para el flujo crítico la carga de velocidad es igual a un medio de la "profundidad hidráulica".

La ecuación (5) puede escribirse también como  $v/\sqrt{gD} = 1$ , o bien,  $Fr=1$ , donde  $Fr$  = Número de Froude =  $v/\sqrt{gD}$ . Consecuentemente, si el número de Froude es menor que 1,0, el flujo es subcrítico. Si es mayor que la unidad, el flujo es supercrítico.

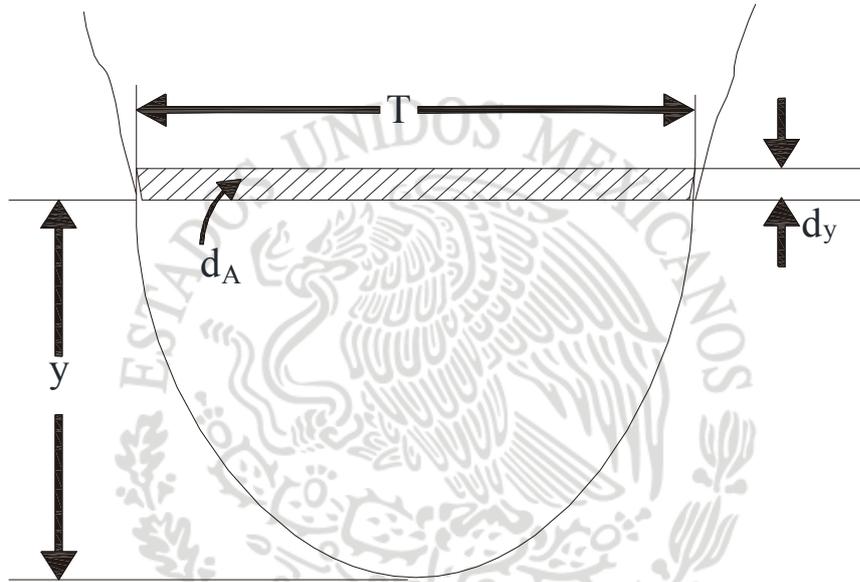


FIGURA 4.- Sección para deducir las propiedades del flujo crítico

**F.3.1. Ejemplo**

Obtégase el tirante crítico en un canal de sección rectangular con un ancho de 4 m que conduce un gasto de 12 m<sup>3</sup>/s.

Solución:

La profundidad hidráulica  $D$  y el área hidráulica de la sección, en función del tirante  $y$  son:

$$D = \frac{by}{b} = y \quad y \quad A = by$$

La velocidad es:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{12}{by}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (5) y simplificando,

$$y^3 = 0,918 \text{ m, por lo que el tirante crítico es}$$

$$y_c = 0,97 \text{ m.}$$

El área correspondiente es  $A_c = 3,88 \text{ m}^2$ , por lo que la velocidad crítica es  $v_c = 12/3,88 = 3,09 \text{ m/s}$ .

En la curva como se indica en la Figura 3 de este Manual, al tirante correspondiente al punto  $C$  se le llama tirante crítico  $y_c$ . Cuando el tirante es mayor que el tirante crítico (rama superior  $CB$ ), la velocidad es menor que la velocidad crítica y el flujo se conoce como flujo subcrítico. Si el tirante es menor que el tirante crítico (rama inferior  $CA$ ), el flujo es supercrítico.

Cada curva de energía específica corresponde a un gasto constante. Si se cambia el gasto se obtendrá otra curva de energía específica que quedará también dentro del espacio formado por el eje de las abscisas y la línea  $OD$  que forma  $45^\circ$  con ambos ejes.

### F.3.2. Factor de sección

El "factor de sección" que se describe enseguida es muy útil para el cálculo del tirante crítico en secciones circulares o trapezoidales. En efecto, si en la ecuación (5) se sustituye  $v$  por  $Q/A$ , resulta que:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{D} = Z \quad (6)$$

Donde:

$$Z = \text{Factor de sección}$$

Con dicho factor y con apoyo como se indica en la Figura 5 de este Manual, se procede como sigue: conocido el gasto que pasa por una alcantarilla circular de diámetro  $d$ , para obtener el tirante crítico se obtiene primeramente el valor de  $Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$ , el cual se divide entre  $d^{2.5}$  y se entra al eje de las abscisas, se interseca la curva para sección circular y se obtiene en el eje de las ordenadas el valor de  $y_c / d$ .

### F.3.3. Ejemplo

Obtener el tirante crítico en una sección circular de 1,5 m de diámetro que conduce un gasto de  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Solución:  $\frac{Q}{\sqrt{g}} = 1,277 = Z$

$$\frac{Z}{d^{2.5}} = 0,463$$

Yendo a la Figura 5,

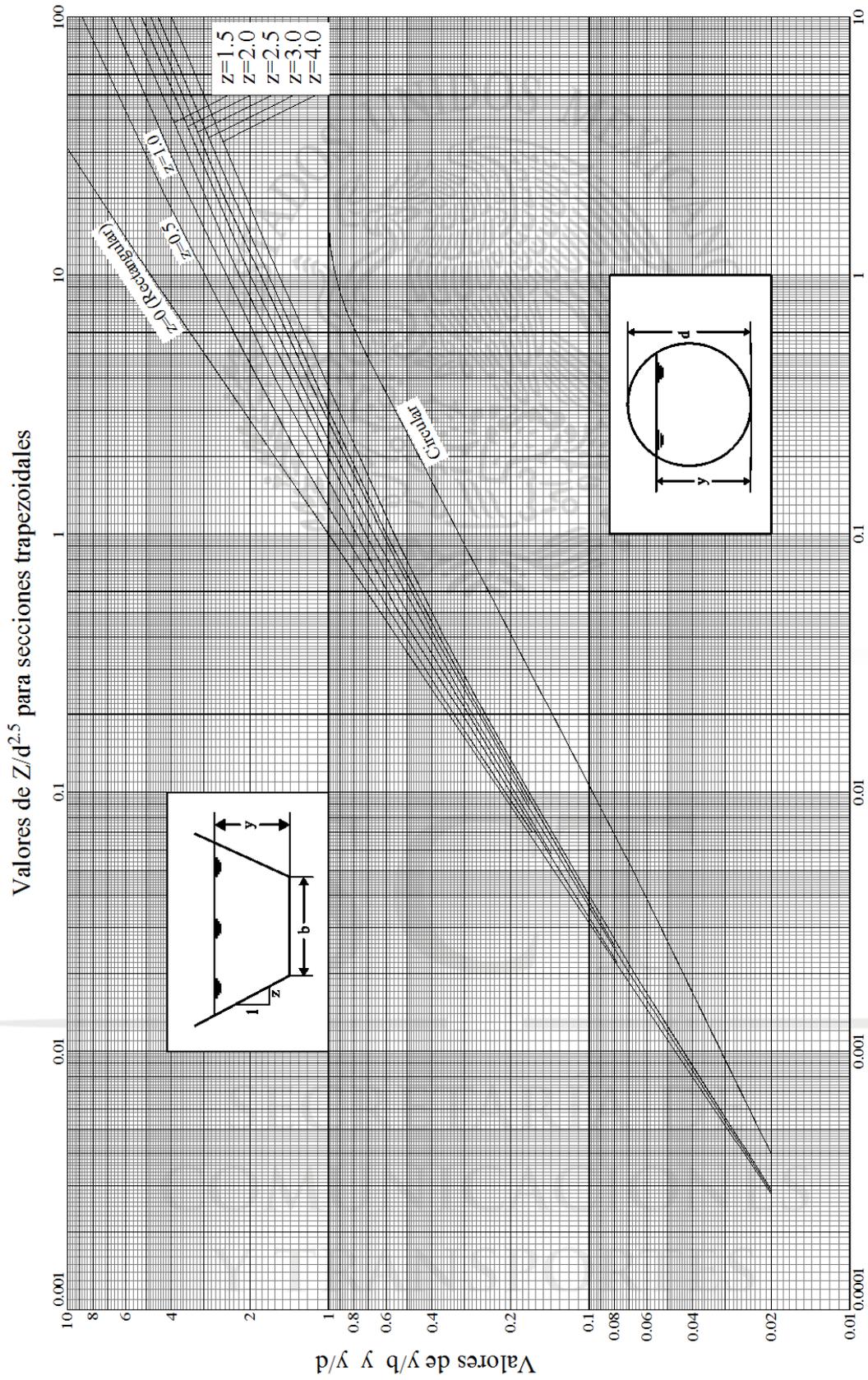
$$y_c / d = 0,7$$

$$y_c = 1,05 \text{ m}$$

## F.4. CONTROL DE FLUJO

El control de flujo en un canal es el establecimiento de una condición definitiva de flujo en el canal, o más específicamente, es una relación definitiva entre el tirante y el gasto. La sección que ejerce ese control de flujo se llama "sección de control".

La localización de la sección de control depende del estado de flujo, que a su vez depende de la pendiente del canal. Consideremos un canal prismático largo en el que se genere un remanso del flujo por la presencia de una presa que cuente con un vertedor. En la Figura 6 se muestra tal canal bajo tres situaciones: flujo subcrítico, crítico y supercrítico, con sus respectivas pendientes suaves o subcrítica, crítica, y fuerte o supercrítica.



Valores de  $Z/d^{2.5}$  para secciones circulares  
 Figura 4.3 para determinar el factor de corrección.

Si el canal tiene una pendiente subcrítica, el flujo es subcrítico inicialmente. Con la presencia de la presa, la superficie del agua se sobreeleva en un largo tramo aguas arriba de la presa, formando una “curva de remanso”. Los consecuentes tirantes incrementados se desarrollan por la necesidad de la generación de carga para que la velocidad pueda incrementarse y el flujo pasar sobre el vertedor.

Si el canal tiene una pendiente crítica, el flujo inicialmente es crítico y uniforme a lo largo del canal. Con la presencia de la presa, el flujo en la cercanía de ella se vuelve subcrítico y la superficie del agua se hace prácticamente horizontal, pasando el gasto a través del vertedor.

Si el canal tiene una pendiente supercrítica, el flujo es inicialmente supercrítico. Con la presencia de la presa, el efecto de remanso no se extiende hacia aguas arriba, sino que el flujo proveniente de aguas arriba sigue avanzando con régimen supercrítico, hasta que muy cerca de la presa la superficie del agua se eleva abruptamente, formando un salto hidráulico. El efecto de remanso no se extiende aguas arriba, en donde el flujo es gobernado por las condiciones de aguas arriba.

Con lo anterior se explica el hecho importante de que para una pendiente subcrítica, el efecto de cambio de elevación de la superficie del agua del lado de aguas abajo, es transmitido hacia aguas arriba por la curva de remanso. En cambio, para una pendiente supercrítica, el efecto no puede ser transmitido hacia aguas arriba. Así, el flujo en un canal subcrítico es gobernado por las condiciones de aguas abajo, mientras que el flujo en un canal supercrítico es gobernado por las condiciones de aguas arriba, o en el sitio en que el agua ingresa al canal.

En conclusión, para canales de pendiente subcrítica el control de flujo se encuentra en el extremo de aguas abajo, mientras que para una pendiente supercrítica el control de flujo está en el extremo de aguas arriba.

Cuando un canal tiene pendiente subcrítica, una sección de control puede ser una sección crítica (en la que ocurre el tirante crítico) en el extremo de aguas abajo, como la que ocurre en un vertedor.

En un canal con pendiente supercrítica, la sección de control en el extremo de aguas arriba puede ser también una sección crítica, como se indica en la Figura 6 de este Manual.

## F.5. SALTO HIDRÁULICO

Cuando ocurre un cambio rápido del tirante menor al tirante mayor de los dos que corresponden a una misma energía específica, ocurre un salto hidráulico, es decir, un abrupto ascenso de la superficie del agua como se indica en la Figura 7 de este Manual. El salto hidráulico ocurre, por ejemplo, en un canal ubicado aguas abajo de una compuerta de regulación, al pie de la caída de un vertedor, o en el punto donde un canal de pendiente fuerte o supercrítica cambia repentinamente a una pendiente suave o subcrítica.

Si el salto es bajo, es decir, si la diferencia de los tirantes alternos del salto  $y_1$  y  $y_2'$ . Como se indica en la Figura 7 de este Manual es pequeña, el agua no se sobreeleva abruptamente, sino que pasará al tirante mayor por medio de una serie de ondulaciones. Este salto bajo se llama salto ondular.

Si el salto es alto, es decir, si el incremento del tirante es grande, el salto se llama salto directo, que implica una importante cantidad de energía perdida o disipada en el cuerpo turbulento del agua dentro del salto. El tirante antes del salto se conoce como tirante inicial  $y_1$ , y el otro se llama tirante seciente  $y_2$ , ambos para una misma energía específica. De acuerdo como se indica en la Figura 7 de este Manual,  $E_1 = E_2 + \Delta E$ . Si no hubiera pérdida de energía, los tirantes inicial  $y_1$  y seciente  $y_2$  serían iguales que los tirantes alternos  $y_1$  y  $y_2'$ .

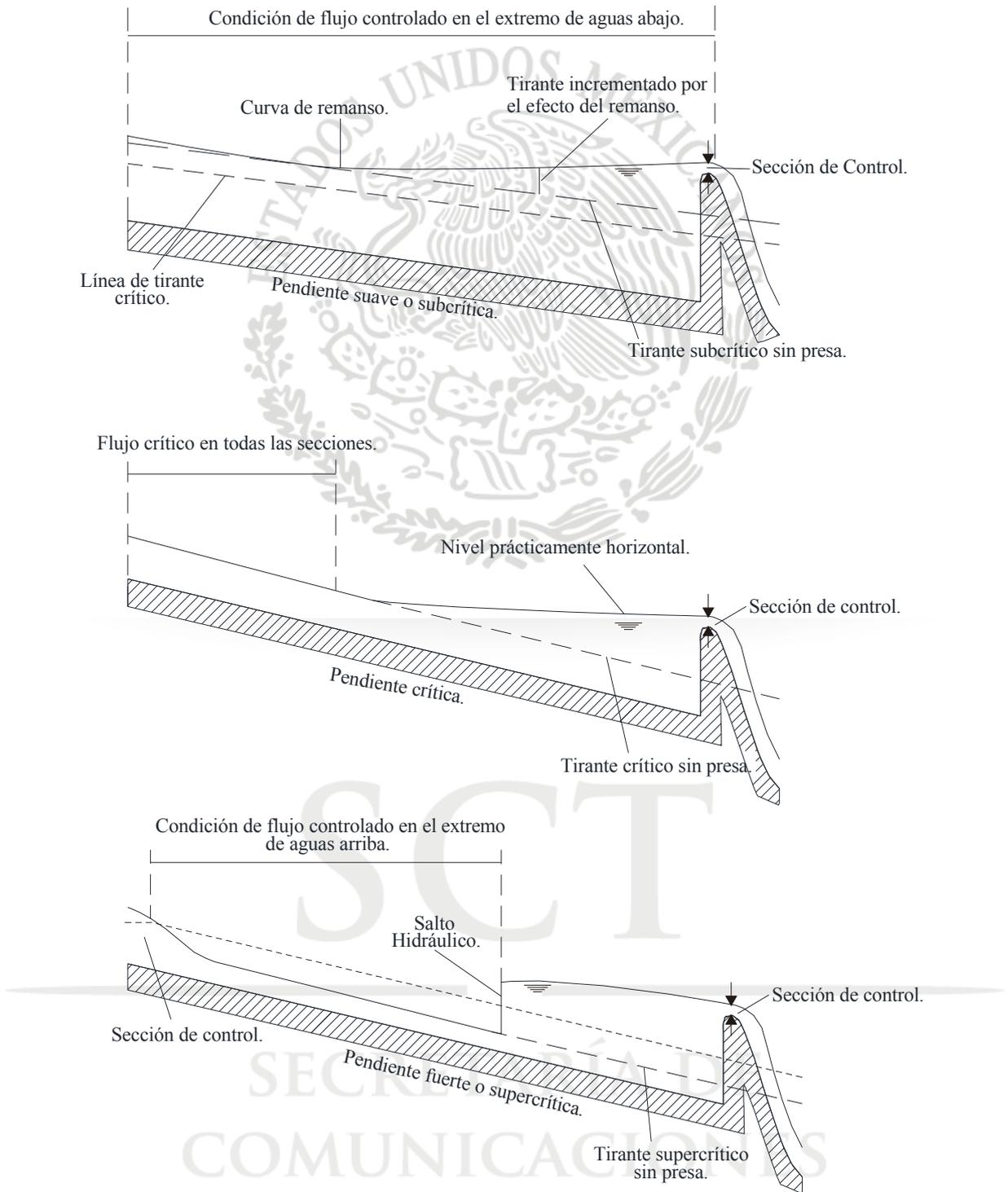


FIGURA 6.- Condiciones de flujo en un canal prismático largo

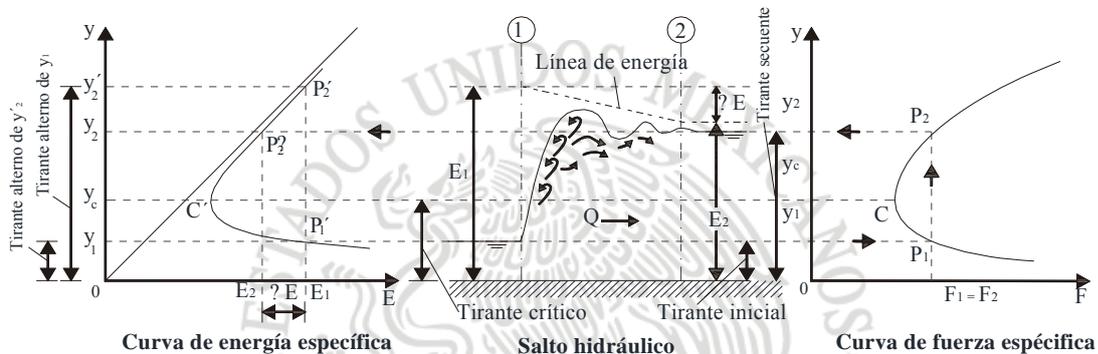


FIGURA 7.- Salto hidráulico y las curvas  $E-y$  y  $F-y$

### F.5.1. Principio de momento de flujo y de fuerza específica

La distribución no uniforme de la velocidad afecta también el cálculo del momento del flujo en un canal. El momento por unidad de tiempo del fluido que pasa por la sección de un canal se expresa como  $\beta \gamma Q v / g$ , donde  $\beta$  se conoce como el coeficiente de momento o de Boussinesq;  $\gamma$  es el peso volumétrico del agua;  $Q$  es el gasto; y  $v$  es la velocidad media. El valor de  $\beta$  varía de 1,01 a 1,12.

De acuerdo con la segunda ley del movimiento de Newton, el cambio de momento por unidad de tiempo en el cuerpo de agua de un canal con flujo, es igual a la resultante de todas las fuerzas externas que actúan sobre el cuerpo. Así, en un canal de pendiente considerable puede escribirse como se indica en la Figura 8 de este Manual:

$$\frac{Qv}{g} (\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (7)$$

Donde  $Q$ ,  $\theta$  y  $v$  ya fueron definidos;  $\gamma$  es el peso volumétrico del agua, en  $\text{kg/m}^3$ ;  $P_1$  y  $P_2$  son las resultantes, en kilogramos, de las presiones que actúan sobre las secciones 1 y 2;  $W$  es el peso del agua entre las dos secciones, en kilogramos;  $F_f$  es la fuerza de fricción y resistencia, en kilogramos, que actúa a lo largo de la superficie de contacto entre el agua y el canal.

Si aplicamos la ecuación (7) a un tramo horizontal corto, puede despreciarse la fuerza de fricción  $F_f$ . Además,  $\theta = 0^\circ$ . Si suponemos que  $\beta_1 = \beta_2 = 1$ , la ecuación (7) resulta:

$$\frac{Qv}{g} (v_2 - v_1) = P_1 - P_2 \quad (8)$$

Las fuerzas hidrostáticas  $P_1$  y  $P_2$  pueden expresarse como:

$$P_1 = \gamma \bar{z}_1 A_1 \quad \text{y} \quad P_2 = \gamma \bar{z}_2 A_2$$

Donde  $\bar{z}_1$  y  $\bar{z}_2$  son las distancias de los centroides de las áreas hidráulicas respecto a la superficie del agua. Además,  $v_1 = Q/A_1$  y  $v_2 = Q/A_2$ . Así, la ecuación (8) se convierte en:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{z}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{z}_2 A_2 \quad (9)$$

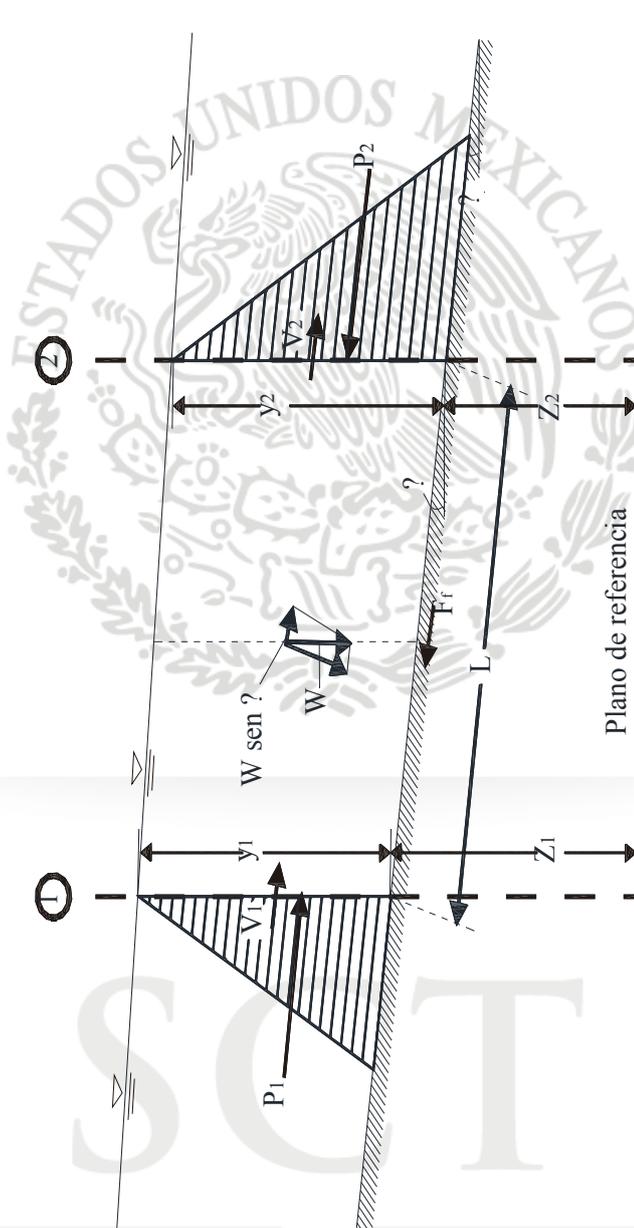


FIGURA 8.- Aplicación del principio de momento

Ambos miembros de la ecuación (9) son análogos, por lo que pueden expresarse para cualquier sección de un canal por medio de una función general F conocida como fuerza específica:

$$F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{Z} \quad (10)$$

El primer término del lado derecho de esta ecuación es el momento del flujo que pasa por la sección de un canal por unidad de tiempo y por unidad de peso volumétrico del agua. El segundo término es la fuerza por unidad de peso de volumétrico del agua. Entonces la

ecuación (10) puede expresarse como  $F_1 = F_2$ , lo que significa que las fuerzas específicas de las secciones 1 y 2 son iguales.

Si se grafica para un canal determinado el tirante contra la fuerza específica, se obtiene la curva de fuerza específica como se indica en la Figura 7 de este Manual. El vértice de esta curva, al igual que el de la curva de energía específica, corresponde al flujo crítico y a la fuerza específica mínima.

**F.5.2. Comparación de las curvas de fuerza específica y de energía específica**

Para una energía específica  $E_1$ , la curva de energía específica indica dos tirantes posibles:  $y_1$  en la región de flujo supercrítico, y  $y_2$  en la región subcrítica. Para un valor dado de  $F_1$  la curva de fuerza específica indica también dos tirantes posibles: uno inicial  $y_1$  en la región supercrítica y un tirante seciente  $y_2$  en la región subcrítica. Las dos curvas como se indica en la Figura 7 de este Manual que el tirante seciente  $y_2$  es siempre menor que el  $y_1$ . Además, la curva de energía específica muestra que la energía  $E_2$  correspondiente al tirante  $y_2$  es menor que la energía para el tirante  $y_1$ . Así, para conservar un valor constante de  $F_1$ , el tirante puede cambiar de  $y_1$  a  $y_2$  perdiendo una cierta cantidad de energía  $\Delta E = E_1 - E_2$ . Un ejemplo de esto es un salto hidráulico en un canal de fondo horizontal, en el que la fuerza específica es la misma antes y después del salto, mientras que la energía sufre una pérdida como consecuencia del salto.

La relación entre el tirante inicial  $y_1$  y el tirante seciente  $y_2$  de un salto hidráulico, para un canal rectangular y una pendiente horizontal, está dada por la expresión.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (11)$$

La pérdida de energía debida al salto hidráulico puede estimarse con la expresión

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \quad (12)$$

La longitud del salto, que es la distancia desde su cara frontal hasta una sección inmediatamente aguas abajo de la zona de remolino, puede estimarse con base en la gráfica como se indica en la Figura 9 de este Manual.

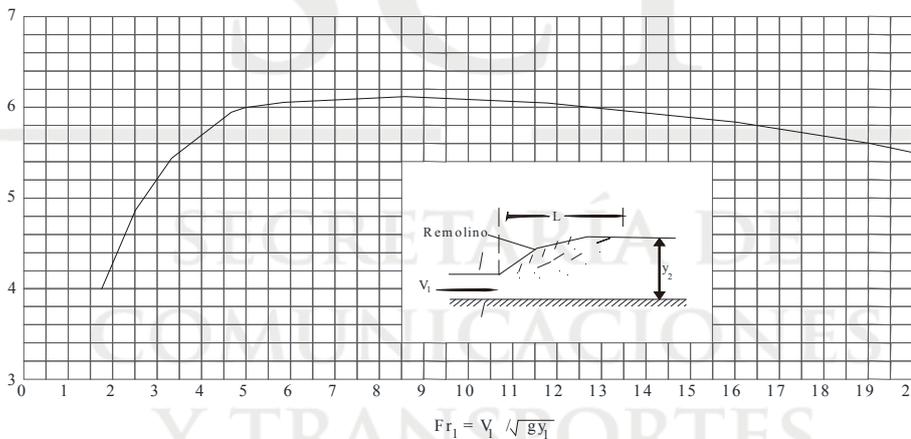


FIGURA 9.- Longitud del salto en función  $y_2$  y de  $Fr_1$

**F.5.3. Ejemplo**

Un canal rectangular de 1,5 m de ancho de plantilla, con un coeficiente de rugosidad de 0,017 y con una pendiente del 7%, conduce un gasto de 3 m<sup>3</sup>/s. Abruptamente se hace nula la pendiente para provocar un salto hidráulico. Estimar el tirante seciente  $y_2$  del salto, la pérdida de energía que provoca y su longitud.

Solución:

El tirante crítico resulta ser  $y_c = 0,75$  m. El tirante normal, que sería el tirante inicial  $y_1$ , es igual a  $y_1 = 0,34$  m. La velocidad respectiva resulta de 5,909 m/s.

Aplicando las ecuaciones generales (4) y (10) para el gasto dado, al dibujar las curvas de energía específica y de fuerza específica que aparecen enseguida, con base en los cálculos mostrados en la Tabla contenida en la Figura 10, se obtiene que el tirante seciente  $y_2$  del salto hidráulico es de 1,37 m.

Comprobando con la ecuación (11):

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = 3,24$$

$$\frac{y_2}{y_1} = 4,1$$

$$y_2 = 1,39 \text{ m}$$

La pérdida de energía resulta ser de 0,57 m. Para calcular la longitud del salto hay que obtener el número de Froude,  $Fr_1$ :

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = 3,24$$

Entrando a la gráfica de la Figura 9, se obtiene que  $\frac{L}{y_2} = 5,45$

$$L = 7,47 \text{ m}$$

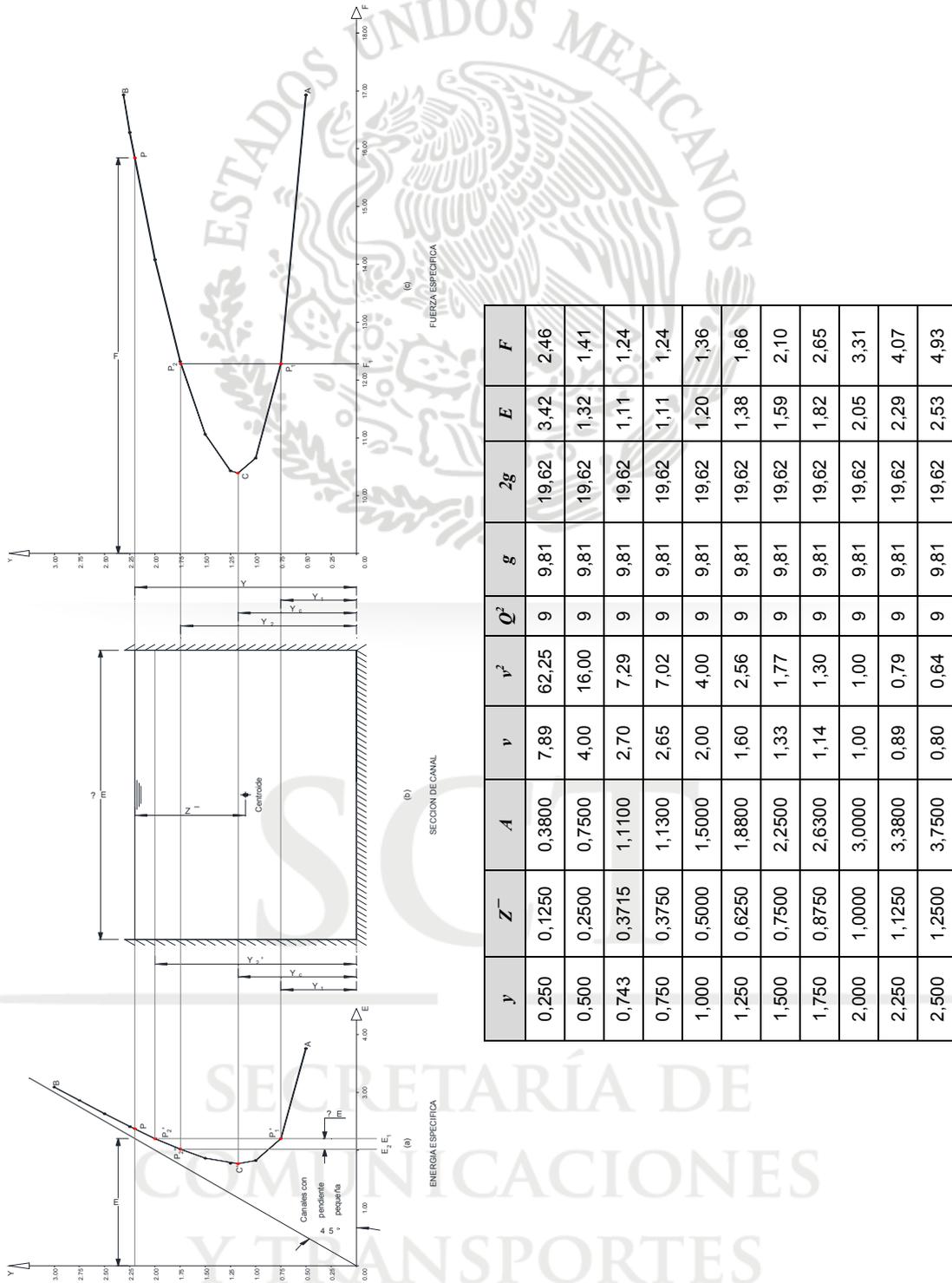


FIGURA 10.- Gráfica de energía específica y de fuerza específica, ilustrando el ejemplo del Inciso F.5.3.

## G. FLUJO UNIFORME EN CANALES

### G.1. DEFINICIÓN

El flujo uniforme en canales es aquél en el que el tirante, el área hidráulica, la velocidad media y el gasto en cada sección son constantes. Además, la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos entre sí y por tanto sus pendientes son iguales, es decir,  $S_f = S_w = S_o$ , donde  $S_f$ ,  $S_w$  y  $S_o$  son la pendiente de energía, la pendiente de la superficie del agua y la pendiente del fondo del canal. En corrientes naturales es raro encontrar un flujo uniforme; sin embargo, para fines prácticos de cálculos hidráulicos se supone que en ellos el flujo es uniforme.

Cuando ocurre flujo en un canal o en un cauce natural, el agua encuentra resistencia para fluir, misma que es contrarrestada por la componente de la fuerza de gravedad que actúa en el cuerpo del agua en dirección del movimiento. Se desarrolla el flujo uniforme cuando se equilibran la resistencia al flujo y la fuerza de gravedad. Al tirante que ocurre cuando el flujo es uniforme se le conoce como "tirante normal"

### G.2. FÓRMULA DE MANNING

Con las consideraciones anteriores, se obtuvo la fórmula de Manning que se expresa como

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (13)$$

Donde:

$v$  = Velocidad media en metros por segundo (m/s)

$R$  = Es el radio hidráulico en metros, obtenido con la expresión  $A/P$ , donde  $A$  es el área hidráulica de la sección, en  $m^2$  y  $P$  es el perímetro mojado, (m)

$S$  = Pendiente de la línea de energía, (decimales)

$n$  = Coeficiente de rugosidad, también conocido como  $n$  de Manning

Los valores del coeficiente  $n$  de rugosidad de Manning están indicados en las Tablas 3, 4 y 5 de la Fracción C.5. del Manual M·PRY·CAR·1·06·003, *Procesamiento de Información*, y para el caso de lámina de acero corrugado y de polietileno de alta densidad, los valores de  $n$  están indicados en la Tabla 3 de este Manual.

**TABLA 3.- Valores del coeficiente n de rugosidad de Manning para tubería de lámina de acero corrugado y de polietileno de alta densidad**

Material	Coefficiente de Rugosidad de Manning, (n)
Lámina de acero corrugado anidable y atornillable, con corrugación de 67,7 x 12,5 mm	0,025
Lámina de acero corrugado seccional, con corrugación de 200 x 55 mm	0,032
Polietileno de alta densidad	0,010

Por ser la de Manning una fórmula obtenida empíricamente, el coeficiente de rugosidad tiene unidades de  $L^{-1/3} T$ , que en el Sistema Internacional de Unidades corresponden a  $m^{-1/3} s$ .

### G.3. CÁLCULO DEL TIRANTE NORMAL

Dado que  $Q = vA$ , entonces

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} = KS^{1/2} \quad (14)$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} = \text{conductividad hidráulica} \quad (15)$$

Si llamamos al término  $AR^{2/3}$  "factor de sección para el cálculo de flujo uniforme", entonces

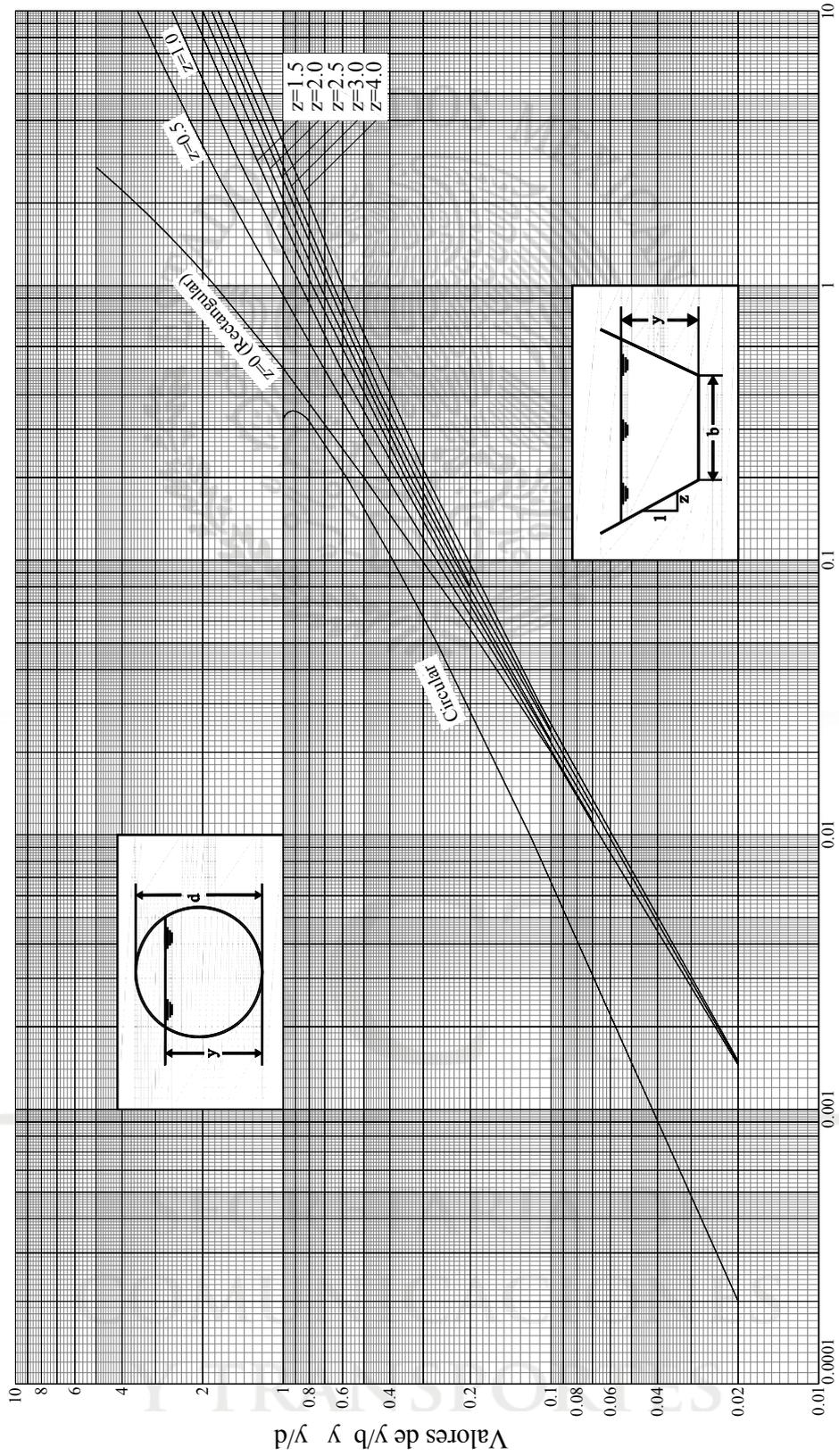
$$AR^{2/3} = Kn = \frac{nQ}{\sqrt{S}} \quad (16)$$

Así, conociendo los valores de  $n$ ,  $Q$  y  $S$  puede obtenerse el valor de  $AR^{2/3}$ , que dividido entre  $b^{8/3}$  o entre  $d^{8/3}$  ( $b$  es el ancho de plantilla de un canal de sección rectangular o trapezoidal,  $d$  es el diámetro de un canal circular, ambos en metros), arroja un valor con el que se entra al eje de las abscisas de la gráfica como se indica en la Figura 11 de este Manual, la que permite obtener el valor de  $y/b$  o de  $y/d$ , donde  $y$  es el tirante normal, que designaremos en adelante por  $y_n$ .

### G.4. EJEMPLO

Un canal de sección trapezoidal tiene una pendiente de 0,003, un ancho de plantilla de 3 m, un coeficiente de rugosidad  $n=0,025$  y conduce un gasto de  $25 \text{ m}^3/\text{s}$ . Los taludes del trapecio son de 1:2 (1V:2H). Obtener el tirante normal y la velocidad correspondiente al flujo uniforme.

Solución.



Valores de  $AR^2/b^2$  y  $AR^2/d$

FIGURA 11.- Curvas para determinar el tirante normal

De acuerdo con la ecuación (16),

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = 11,41$$

$$AR^{2/3}/b^{8/3} = 0,61$$

Entrando a la gráfica como se indica en la Figura 11 de este Manual con 0,61 en el eje de las abscisas e intersectando la curva correspondiente a  $z = 2$ , se obtiene en el eje de las ordenadas un valor de 0,58 que es el valor de  $y/b$ .

Así,  $y_n = 0,58 \times 3 = 1,74 \text{ m}$  = tirante normal.

La velocidad correspondiente vale  $Q/A$ .

$$A = 11,28 \text{ m}^2$$

Entonces  $v = 2,22 \text{ m/s}$

## G.5. CÁLCULO DEL GASTO

Para obtener el gasto, que es igual al producto de la velocidad media por el área hidráulica, se procederá como se indica a continuación.

### G.5.1. Determinación de las características geométricas de la sección hidráulica

De la sección o secciones hidráulicas, se determinan las siguientes características geométricas:

- Los tirantes ( $y$ ), definidos por la diferencia entre el nivel alcanzado por el agua y los niveles del cauce, en metros.
- El área hidráulica ( $A$ ), definida por el nivel alcanzado por el agua en el cauce, y por el perfil del terreno natural dentro del propio cauce, en metros cuadrados.
- El perímetro mojado ( $P$ ), que es la longitud de la superficie del cauce que tiene contacto con el agua, en metros.
- El radio hidráulico  $\mathcal{R}$ , que es la relación del área hidráulica entre el perímetro mojado de la sección hidráulica ( $R=A/P$ ), en metros.

Para determinar tales características geométricas puede procederse como se ilustra en el ejemplo mostrado en la Fracción E.1. de este Manual.

En cuanto a los valores del coeficiente de rugosidad de la fórmula de Manning, puede consultarse la Fracción C.5. del Manual M·PRY·CAR·1·06·003, *Procesamiento de Información*.

Para velocidades mayores de 3,5 m/s, a criterio del proyectista y con autorización de la Secretaría, podrá incluirse en el proyecto la construcción de alguna obra disipadora de energía, como se trata con detalle en la Fracción F.8. del Manual M·PRY·CAR·4·02·002 *Diseño Hidráulico de Obras Complementarias de Drenaje*.

Aunque queda fuera del alcance de este Manual el detalle del diseño hidráulico de las obras menores de drenaje y de las obras complementarias de drenaje en algunos componentes de las carreteras, como son las casetas de cobro, los túneles, los accesos y los entronques e intersecciones, se considera conveniente mencionar que se tendrá especial cuidado en el diseño hidráulico de los mismos. Cada caso será diferente y el

proyectista tendrá la capacidad técnica necesaria para realizar un diseño hidráulico adecuado.

## H. DETERMINACIÓN DEL FLUJO EN ALCANTARILLAS

### H.1. GENERALIDADES

Una obra menor de drenaje trabajará como canal mientras no funcione llena, es decir, que solamente una parte de la superficie total de su sección transversal sea ocupada por el agua. Cuando su salida queda sumergida, o cuando ésta no queda sumergida pero el tirante de llegada  $H$  es relativamente grande comparado con la altura de la obra, y ésta es relativamente larga, la obra trabajará llena, como tubería a presión.

La entrada de una alcantarilla u obra menor de drenaje no se sumergirá si el tirante de llegada ( $H_{l-z}$ ) es menor que un cierto valor límite  $H^*$ , siempre que su salida no esté sumergida. El valor de  $H^*$  varía de 1,2 a 1,5 veces la altura o diámetro de la alcantarilla, dependiendo de la geometría de su entrada, de las características del interior de la alcantarilla, y de las condiciones del flujo de llegada. Para que el diseño sea conservador, el valor límite  $H^*$  que se elegirá será de 1,2 veces la altura o diámetro de la alcantarilla.

Una alcantarilla no trabajará llena aunque el nivel de la parte superior de su entrada quede abajo del nivel de la superficie del agua de llegada, siempre que su salida no esté sumergida. En estas condiciones, en la entrada de la obra se contraerá el flujo y no tocará la parte superior o clave.

Esta contracción del flujo o chorro de fuerte velocidad continuará a lo largo de la obra, y su velocidad se irá reduciendo lentamente por fricción, mientras que su tirante irá en aumento. Si la obra no es suficientemente larga para permitir que el flujo llene el conducto, la alcantarilla no trabajará llena, y será considerada hidráulicamente corta. En caso contrario, si la obra trabaja llena será considerada hidráulicamente larga y funcionará como tubo y no como canal.

Los factores que influyen para que una alcantarilla sea hidráulicamente corta o larga son, además de su longitud, la pendiente de la plantilla de la obra, la geometría de la entrada, el tirante, las condiciones de la entrada y salida, y la rugosidad del interior del conducto.

#### H.1.1. Pérdida de energía por fricción, $h_f$

De acuerdo con la ecuación 15,  $K = \frac{AR^{2/3}}{n}$

Además, de acuerdo con la ecuación 14,  $S^{1/2} = \frac{Q}{K}$

Entonces  $S = \frac{Q^2}{K^2}$

Además, la pendiente de energía es igual a la pérdida de energía por fricción dividida entre la longitud en que ocurren tal pérdida, es decir,  $S = \frac{h_f}{L}$

Entonces,  $\frac{Q^2}{K^2} = \frac{h_f}{L}$ , por lo que

$$hf = \frac{Q^2 L}{K^2} \quad (17)$$

Para flujo variado, la ecuación 16 puede expresarse como:

$$h_{f_{i-j}} = \frac{Q^2 L_{i-j}}{K_i K_j} \quad (18)$$

## H.2. TIPOS DE FLUJO EN ALCANTARILLAS

El flujo en alcantarillas puede clasificarse en seis tipos:

**Tipo 1:** Entrada y salida sumergidas como se indica en la Figura 12 de este Manual. Es a conducto lleno y ocurre cuando  $(H_1 - z) > d$ ,  $H_2 > d$ .

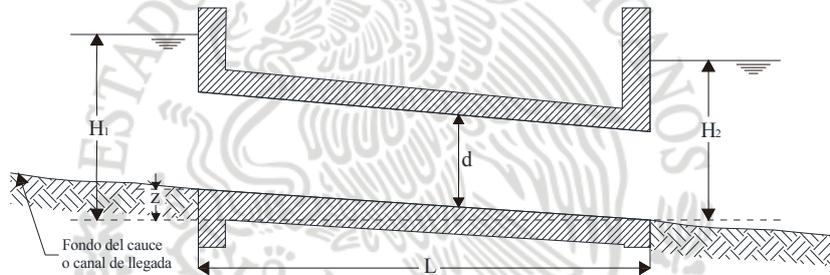


FIGURA 12.- Flujo tipo I, entrada sumergida, salida sumergida,  $(H_1) > d$ ,  $H_2 > d$ , conducto lleno

La siguiente expresión corresponde a este tipo de flujo, que es similar a la de un orificio de pared gruesa o tubo corto:

$$Q = C_d A_T \left[ \frac{2gR^{4/3}(H_1 - H_2)}{R^{2/3} + 2gC_d^2 n^2 L} \right]^{1/2} \quad (19)$$

Donde:

$Q$  = Gasto, (m<sup>3</sup>/s)

$A_T$  = Área total de la sección transversal de la alcantarilla, (m<sup>2</sup>)

$R$  = radio hidráulico, (m)

$H_1$  y  $H_2$  = Alturas de la superficie libre del agua en la entrada y salida, respectivamente, respecto a la horizontal que pasa por la plantilla de aguas abajo de la alcantarilla, (m)

$n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning.

$L$  = Longitud de la alcantarilla, (m)

**Tipo 2:** Entrada sumergida, salida no sumergida como se indica en la Figura 13 de este Manual. La obra es hidráulicamente larga, por lo que trabaja llena,  $(H_1 - z) > H^*$ ,  $H_2 < d$ .

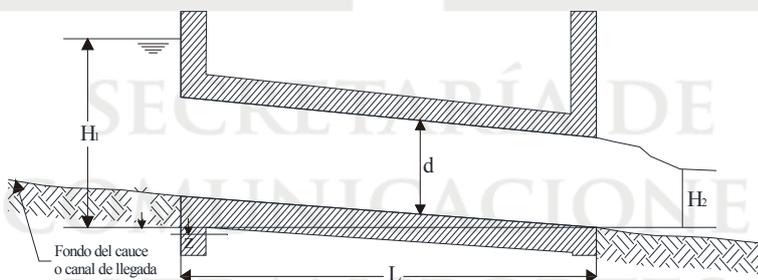


FIGURA 13.- Flujo tipo 2, entrada sumergida, salida sumergida,  $(H_1 - z) > H^*$ ,  $H_2 < d$ , alcantarilla hidráulica larga, conducto lleno

Para este tipo de flujo, el gasto puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$Q = C_d A_T \left[ \frac{2gR^{4/3}(H_1 - d)}{R^{4/3} + 2gC_d^2 n^2 L} \right]^{1/2} \quad (20)$$

Para este tipo de flujo, también  $C_d = 0,85$

**Tipo 3:** Entrada sumergida, salida no sumergida; alcantarilla hidráulicamente corta, por lo que no trabaja llena.  $(H_1 - z) > H^*$ ,  $H_2 < d$ , como se indica en la Figura 14 de este Manual.

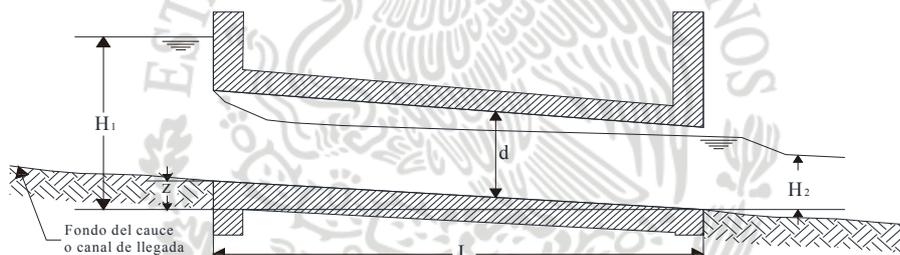


FIGURA 14.- Flujo tipo 3, entrada sumergida, salida no sumergida  $(H_1 - z) > H^*$ ,  $H_2 < d$ , Alcantarilla hidráulicamente corta, conducto no lleno

La expresión para obtener el gasto en este tipo de flujo es:

$$Q = C_d A_T \sqrt{2g(H_1 - z)} \quad (21)$$

Donde  $A_T$  = área total de la sección transversal del conducto.

El valor de  $C_d$  para este caso se obtiene de la siguiente Tabla 4:

**TABLA 4.- Valores de  $C_d$  para flujo tipo 3**

$(H_1 - z)/d$ o $(H_1 - z)/b$	$C_d$
1,4	0,44
1,6	0,47
1,8	0,49
2,0	0,51
3,0	0,55
4,0	0,58

Para distinguir si una alcantarilla es de flujo tipo 2 o tipo 3, es decir, si es hidráulicamente larga o corta, se puede aplicar el siguiente criterio:

Si  $L / d > 25$ , la obra es hidráulicamente larga. Si  $L / d < 20$ , la obra es hidráulicamente corta. Para valores intermedios la obra puede ser de tipo 2 ó 3.

**Tipo 4:** Entrada no sumergida, salida no sumergida.  $(H_1 - z) < H^*$ ,  $H_3 > y_c$ , es decir, el flujo en la alcantarilla es subcrítico como se indica en la Figura 15 de este Manual. La alcantarilla no trabaja llena.

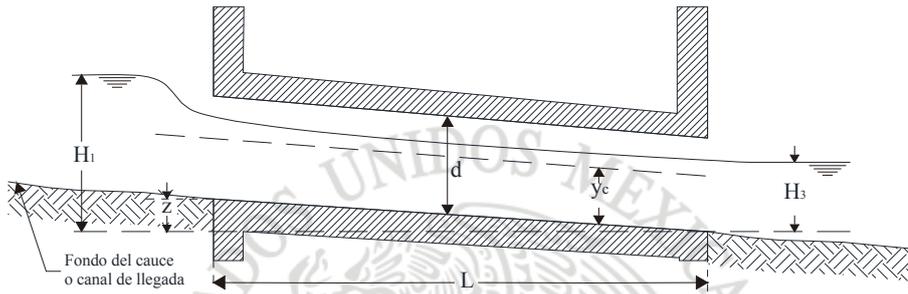


FIGURA 15.- Flujo tipo 4, entrada no sumergida, salida no sumergida,  $(H_1 - z) < H^*$ ,  $H_3 > y_c$

Para este tipo de flujo, la ecuación del gasto es:

$$Q = C_d A_3 \sqrt{2g \left( H_1 + \frac{v^2}{2g} - H_3 - h_f \right)} \quad (22)$$

Donde:

$A_3$  = Área hidráulica en la sección 3

$C_d$  = Coeficiente de gasto que se obtiene de la Tabla 5

$h_f$  = Pérdida de carga por fricción, que se obtiene con la expresión

$$h_f = \frac{Q^2 L}{K^2} \quad (17)$$

O bien, si los tirantes son diferentes en los extremos del tramo analizado,

$$h_{f_{i,j}} = \frac{Q^2 L_{i,j}}{K_i K_j} \quad (18)$$

Donde:

$$K = \frac{AR^{2/3}}{n} = \text{conductividad hidráulica} \quad (15)$$

**TABLA 5.- Coeficiente de gasto para alcantarillas rectangulares y circulares para los tipos de flujo 4, 5 y 6**

$(H_1 - z)/b$ o $(H_1 - z)/d$	$C_d$
0,4	0,93
0,6	0,93
0,8	0,92
1,0	0,88
1,2	0,86
1,4	0,83

**Tipo 5:** Entrada y salida no sumergidas.  $(H_1 - z) < H^*$ ,  $H_2 < y_c$ , el flujo en la alcantarilla es subcrítico con control en la salida, en la que se presenta el tirante crítico. La alcantarilla no trabaja llena como se indica en la Figura 16 de este Manual.

Para este tipo de flujo, el gasto puede expresarse como

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left( H_1 + \frac{v^2}{2g} - y_c - h_f \right)} \quad (23)$$

Donde:

- $A_c$  = Área hidráulica de la sección crítica
- $C_d$  = Coeficiente de gasto que se obtiene de la Tabla 5, al igual que para el flujo tipo 4
- $h_f$  = Pérdida de carga por fricción, que se obtiene con la expresión

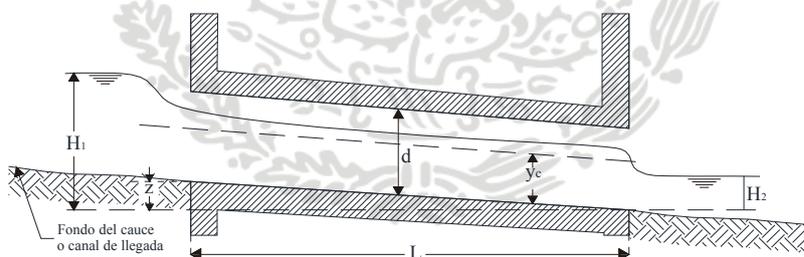


FIGURA 16.- Flujo tipo 5, entrada y salida no sumergida,  $(H_1 - z) < H^*$ ,  $H_2 < y_c$ , flujo subcrítico, con control en la salida, donde se presenta el tirante crítico, conducto no lleno

**Tipo 6:** Entrada y salida no sumergidas.  $(H_1 - z) < H^*$ ,  $H_2 < y_c$ , la pendiente de la alcantarilla es mayor que la pendiente crítica, el flujo es supercrítico con control en la entrada, donde se presente el tirante crítico.

La obra no trabaja llena como se indica en la Figura 17 de este Manual.

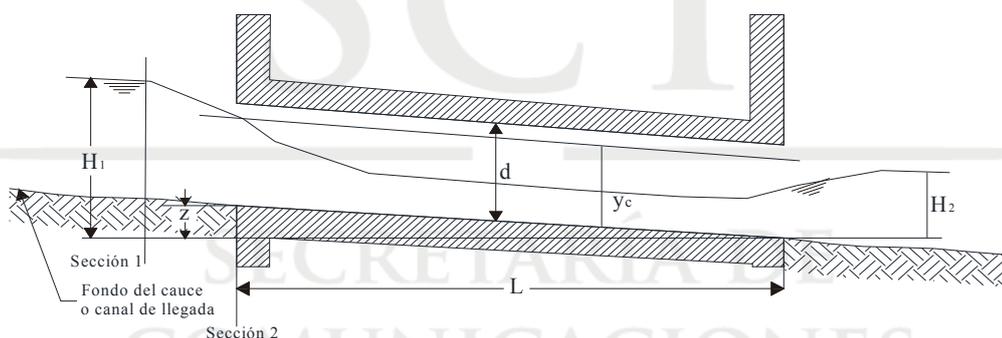


FIGURA 17.- Flujo tipo 6, entrada y salida no sumergida,  $(H_1 - z) < H^*$ ,  $H_2 < y_c$ , flujo supercrítico con control en la entrada, en la que se presenta el tirante crítico, conducto no lleno

La ecuación del gasto para este tipo de flujo es:

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left( H_1 - z + \frac{v_c^2}{2g} - y_c - h_f \right)} \quad (24)$$

Donde  $C_d$  se obtiene nuevamente de la Tabla 5.

De los seis tipos de flujo anteriores, sólo el tipo 1 es con la salida sumergida, con lo que la alcantarilla trabaja llena como en una tubería a presión. Si la salida no está sumergida y el tirante de aguas arriba es mayor que el valor límite  $H^*$ , la alcantarilla puede ser hidráulicamente corta o larga. Si es hidráulicamente larga, el flujo es de tipo 2 y si es hidráulicamente corta, el flujo es tipo 3.

Cuando el tirante de aguas arriba ( $H_1 - z$ ) es menor que el valor límite  $H^*$ , el tirante de aguas abajo puede ser mayor o menor que el tirante crítico de flujo en la alcantarilla. Si es mayor, el flujo es tipo 4; si es menor, el flujo es tipo 5 si la pendiente es subcrítica, y es tipo 6 si la pendiente es supercrítica.

El coeficiente de gasto  $C_d$  para los flujos tipo 4, 5 y 6 es variable, dependiendo de la relación  $(H_1 - z)/d$  o  $(H_1 - z)/b$ , y toma en cuenta las pérdidas de energía tanto a la entrada como a la salida de la obra. Los valores de  $C_d$  que aparecen en la Tabla 5 son sólo una aproximación, y aun para un mismo valor de  $(H_1 - z)/d$  o  $(H_1 - z)/b$ , pueden variar significativamente y salirse incluso del rango de valores de la Tabla 5.

### H.2.1. Ejemplo

La alcantarilla horizontal mostrada en la Figura consta de dos tubos de concreto hidráulico de 1,5 m de diámetro y requiere drenar un gasto de 17 m<sup>3</sup>/s. Determinar si el agua verterá sobre el terraplén. El coeficiente de rugosidad de Manning para los tubos es de 0,017.

Solución.

Por tratarse de flujo tipo 1, se aplica la ecuación (19)

$$Q = C_d A \left[ \frac{2gR^{4/3}(H_1 - H_2)}{R^{4/3} + 2gC_d^2 n^2 L} \right]^{1/2}$$

$$Q = 17 \text{ m}^3/\text{s}, C_d = 0,85, A = 2 \times 1,77 \text{ m}^2 = 3,54 \text{ m}^2.$$

$$R = d/4 = 0,375 \text{ m}, H_2 = 2,55 \text{ m}, n = 0,017, L = 21,75 \text{ m}.$$

$$H_1 - H_2 = \frac{Q^2 \left( R^{4/3} + 2gC_d^2 n^2 L \right)}{C_d^4 A^2 \left( 2gR^{4/3} \right)} = 2,17 \text{ m}.$$

Por lo tanto, el agua no verterá sobre el terraplén.

### H.2.2. Ejemplo

Un arroyo de sección prácticamente rectangular tiene 4 m de ancho, una pendiente de 0,013, una  $n$  de Manning de 0,045, y conduce un gasto de diseño de 23 m<sup>3</sup>/s. Diseñar una alcantarilla de losa que drene satisfactoriamente dicho gasto. Su longitud será de 20 m.

Solución.

a). Obtengamos el tirante normal en el arroyo para el gasto de diseño:

De acuerdo con la ecuación (16),  $AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = 9,08$

Entonces,  $AR^{2/3}/b^{8/3} = 0,225$

Entrando a la Figura 8 se obtiene que  $y/b=0,55$

Entonces  $y_n = 2,20$  m.

El área correspondiente vale  $8,8$  m<sup>2</sup>.

Así, la velocidad es de

$2,61$  m/s.

b). Elijamos una alcantarilla de losa de  $4,0 \times 2,0$  m, con una  $n = 0,018$  y una pendiente igual que la del arroyo, es decir, de  $0,013$ . Calculemos  $y_c$  y  $y_n$ :

Cálculo de  $y_c$ :

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = 7,34$$

$$\frac{Z}{b^{2,5}} = 0,229$$

Como se indica en la Figura 5 de este Manual,  $\frac{y_c}{b} = 0,38$

Entonces  $y_c = 1,52$  m

Cálculo de  $y_n$ :

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = 3,63$$

$$\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}} = 0,090$$

Con auxilio de la Figura 9,  $y/b = 0,28$

Entonces  $y_n = 1,12$  m.

c). De lo anterior puede deducirse que se trata de una alcantarilla con flujo tipo 6. La ecuación del gasto es:

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left( H_1 + \frac{v_1^2}{2g} - y_c - h_f \right)} \quad (24)$$

$$C_d = 0,93 \quad \text{para } H_1 - z/b = 2,2/4 = 0,55, \text{ (Tabla 5)}$$

$$A_c = 4(1,52) = 6,08 \text{ m}^2$$

$$H_1 = 2,46 \text{ m}$$

$$z = 0,26 \text{ m}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0,349 \text{ m}$$

$$y_c = 1,52 \text{ m}$$

Para obtener  $h_f$  hay que calcular  $K = \frac{AR^2}{n} = 202$

De la ecuación (17),  $h_f = \frac{Q^2 L}{K^2}$

Así,  $h_f = 0,26 \text{ m}$

Comprobando,  $Q = 22 \text{ m}^3/\text{s} \approx 23 \text{ m}^3/\text{s}$  (para que  $Q = 23 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $C_d$  será = 0,97)

Así, desde el punto de vista de gasto líquido, la losa de 4,0x2,0 m es suficiente para drenarlo. A criterio del proyectista se decidirá si se aumentan las dimensiones de la losa para evitar el atoramiento en ella de los cuerpos flotantes.

### H.2.3. Ejemplo

Se requiere drenar a través de una carretera, un arroyo con un cauce de sección trapezoidal con una base inferior de 0,75 m y taludes  $\frac{1}{2}:1$ . El gasto de diseño es de 2,7  $\text{m}^3/\text{s}$ . La pendiente del arroyo es de 0,005 y su tirante asociado al gasto de diseño es de 1,5 m. el coeficiente de rugosidad del cauce es de 0,040. Diseñar la alcantarilla que pueda drenar satisfactoriamente el arroyo; su longitud será de 15 m.

Solución:

a) Cálculo del área hidráulica:

$$A = 2,25 \text{ m}^2.$$

b) Cálculo de la velocidad  $v_1$ .

$$v_1 = 1,2 \text{ m/s}$$

$$v_1^2/2g = 0,07 \text{ m}$$

c) Consideremos una alcantarilla de cajón de 2,0 x 1,5 m, con  $n = 0,018$

• Cálculo de  $y_c$ :  $Z = Q/\sqrt{g} = 0,862$ ;  $Z/b^{2,5} = 0,862/2,0^{2,5} = 0,152$ :

Así,  $y_c/b = 0,285$ , por lo que  $y_c = 0,57 \text{ m}$ , y  $A_c = 1,14 \text{ m}^2$

• Cálculo de  $y_n$ :  $AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = 0,6873$ ;  $AR^{2/3}/b^{8/3} = 0,108$

$y_n/b = 0,32$ , por lo que  $y_n = 0,64 \text{ m} = H_3$ , y  $A_n = A_3 = 1,28 \text{ m}^2$ .

Por lo tanto, el régimen es subcrítico y el flujo es tipo 4, ya que aguas abajo no hay caída ni cambio a pendiente supercrítica.

• Cálculo de  $h_f$ :  $K = \frac{AR^{2/3}}{n} = \frac{0,6873}{0,018} = 38,18$

$$h_f = \frac{Q^2 L}{K^2} = 0,08 \text{ m}$$

• Aplicando la ecuación  $Q = C_d A_3 \sqrt{2g \left( H_1 + \frac{v_1^2}{2g} - H_3 - h_f \right)}$  (22)

$$H_1 = 1,5 + 15 \times 0,005 = 1,58$$

$$Q = 4,73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para que  $Q = 2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $C_d = 0,50$

Así, la alcantarilla de cajón es suficiente para drenar el gasto líquido del arroyo. A criterio del proyectista podrán aumentarse las dimensiones del cajón, en caso de que se prevea el arrastre de cuerpos flotantes que puedan atorarse en la alcantarilla.

### I. DIÁMETRO MÍNIMO O ALTURA MÍNIMA QUE TENDRÁN LAS OBRAS MENORES DE DRENAJE

El diámetro mínimo o altura mínima que tendrán las obras menores de drenaje será de 1,2 m. Ello por las razones siguientes:

- Se facilitan y se hacen más económicas y rápidas las labores de limpieza de las obras que se realizan para retirar los azolves de su interior (ver fotografías 1 y 2), labores que son parte de los trabajos de conservación de los caminos.
- Es mucho menos probable que se atoren en la entrada o en el interior de las obras los cuerpos flotantes, como troncos y ramazón.
- Se favorece el paso de la fauna y del ganado bajo.

Sin embargo, siempre que sea posible desde el punto de vista económico, se considerará la conveniencia de elegir en los proyectos un diámetro mínimo de 1,5 m.



FOTOGRAFÍA 1.- Obra de drenaje menor, consistente en un tubo de concreto de 0,90 m de diámetro, azolvado en un 85%



FOTOGRAFÍA 2.- Losa de concreto de 1m de altura, obstruida por vegetación

#### **J. ELEVACIÓN DE LA ENTRADA Y DE LA SALIDA DE LAS OBRAS MENORES DE DRENAJE**

Tanto en su entrada como en su salida, salvo en casos especiales, la plantilla de las obras menores de drenaje tendrá la misma elevación que tenga el fondo del cauce en esos sitios; así, en general, la pendiente de la obra menor de drenaje será igual que la pendiente del fondo del cauce.

#### **K. CRITERIO RELATIVO A LA DIMENSIÓN VERTICAL DE LAS OBRAS MENORES DE DRENAJE**

Salvo casos especiales, el diámetro o la altura de las obras menores de drenaje será igual o mayor que el tirante de llegada correspondiente al gasto de diseño del cauce, con el fin de evitar que la obra pueda llegar a trabajar sumergida (ver Cláusula I. de este Manual), lo cual pondría en riesgo la estabilidad de la carretera por exceso de humedad en las terracerías, y por consiguiente se vería comprometida la seguridad de los usuarios de la vía de comunicación.

#### **L. DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS MENORES DE DRENAJE**

Las obras menores de drenaje contarán invariablemente con dispositivos de seguridad como barreras de orilla de corona, a fin de que los conductores, al decidir detenerse y orillar su vehículo, lo hagan antes o después del sitio en que se ubique una obra menor de drenaje, evitando así un percance que puede ser grave. El proyecto del dispositivo de seguridad podrá realizarse conforme a lo señalado en la norma oficial mexicana NOM-037-SCT2-2012, *Barreras de Protección en Carreteras y Vialidades Urbanas*, Capítulo 5, *Barreras de Orilla de Corona y Separadoras de Sentidos de Circulación*.

#### **M. SELECCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LAS OBRAS MENORES DE DRENAJE**

Una vez definido el tipo de alcantarilla u obra de drenaje menor necesaria para drenar un arroyo dado, se seleccionarán sus dimensiones, las cuales pueden ser muy variables, dependiendo del criterio del proyectista, toda vez que no solamente dependen del gasto de diseño y del tipo de flujo que pasará por la alcantarilla, sino también son función del tipo y dimensiones de los cuerpos sólidos que arrastre la corriente analizada, así como de las condiciones topográficas del cauce; en terreno plano y lomerío suave, las alcantarillas pueden ser de cualquier tipo de material, mientras que en terreno de lomerío fuerte o terreno montañoso, en que las pendientes de los cauces son fuertes, convendrá seleccionar alcantarillas de lámina corrugada, material que es conveniente por su

flexibilidad, las cuales serán ancladas al terreno por medio de atraques con separaciones adecuadas, en función de las pendientes y del criterio del proyectista.

#### N. SELECCIÓN DEL TIPO DE OBRA MENOR DE DRENAJE

Una vez definido el gasto de diseño, el tirante y la velocidad correspondientes, se seleccionará el tipo de obra menor de drenaje de entre las siguientes opciones, dependiendo del gasto hidráulico, del gasto sólido, es decir, de los cuerpos que pueda arrastrar la corriente en su superficie, en su seno o en el fondo del cauce (Fotografías 3 y 4), y de la resistencia requerida para soportar el peso del terraplén o de la carga vehicular:



FOTOGRAFÍA 3.- Losa de concreto obstruida con ramazón denso



FOTOGRAFÍA 4.- Alcantarilla tubular de concreto de 0,90 m de diámetro, obstruida a la entrada con troncos

## **N.1. ALCANTARILLAS TUBULARES DE CONCRETO**

Las alcantarillas tubulares de concreto son estructuras rígidas que se construyen mediante tubos de concreto reforzado, colocadas sobre el terreno en una o varias líneas, para dar paso libre al agua de un lado a otro de la vialidad como se indica en la Figura 18 de este Manual. Para el proyecto de la excavación, capa de cimentación, plantilla de apoyo, relleno de protección, muros de cabeza, zampeado y colchón mínimo de este tipo de obras se consultará el Manual M·PRY·CAR·4·01·003, *Diseño Estructural de Obras Menores de Drenaje*.

Las alcantarillas tubulares, sean de concreto, de acero o de polietileno de alta densidad, que se mencionan más adelante, podrán construirse de una sola línea o de varias, en batería, dependiendo de factores hidráulicos, topográficos o económicos, así como del criterio del proyectista.

En general, las obras menores de drenaje, independientemente de su tipo (tubulares, de cajón, de losa de concreto, etc.) contarán con aleros, que además de retener los derrames de las terracerías, protegen éstas contra la erosión y encauzan la corriente hacia la obra de drenaje. El diseño de los aleros se realizará a criterio del proyectista, con aprobación de la Secretaría, dependiendo de las condiciones geométricas del sitio de cruce.

En particular, las obras de tipo tubular contarán con muros de cabeza (cabezotes) que confinan las terracerías y las protegen contra la erosión. El diseño de los muros de cabeza quedará a criterio del proyectista, con aprobación de la Secretaría, en función de la altura del terraplén, del esviaje de la obra respecto a la corriente drenada, de los taludes de los terraplenes, del ancho del cauce de la corriente y de las dimensiones de la obra.

## **N.2. ALCANTARILLAS DE LÁMINA CORRUGADA DE ACERO**

Las alcantarillas de lámina corrugada de acero son estructuras flexibles para dar paso libre al agua de un lado a otro de la vialidad, que se construyen mediante tubos o arcos de lámina corrugada de acero, formadas por dos o más placas ensambladas y colocadas sobre el terreno en una o varias líneas, como se indica en la Figura 19 de este Manual, para el proyecto de la excavación, capa de cimentación, plantilla de apoyo, apuntalamiento interior, relleno de protección, muros de cabeza, zampeado y colchón mínimo de este tipo de obras se consultará el Manual M·PRY·CAR·4·01·003, *Diseño Estructural de Obras Menores de Drenaje*.

Este tipo de alcantarillas no será utilizado en regiones costeras ni lacustres en las que exista el fenómeno de corrosión.

## **N.3. ALCANTARILLAS DE TUBOS CORRUGADOS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD**

Las alcantarillas de tubos corrugados de polietileno de alta densidad son estructuras flexibles colocadas sobre el terreno en una o varias líneas, para dar paso libre al agua de un lado a otro de la vialidad como se indica en la Figura 20 de este Manual. Para el proyecto de la excavación, capa de cimentación, plantilla de apoyo, relleno de protección, muros de cabeza, zampeado y colchón mínimo de este tipo de obra, se consultará el Manual M·PRY·CAR·4·01·003, *Diseño Estructural de Obras Menores de Drenaje*.

## **N.4. ALCANTARILLAS DE LOSA DE CONCRETO HIDRÁULICO**

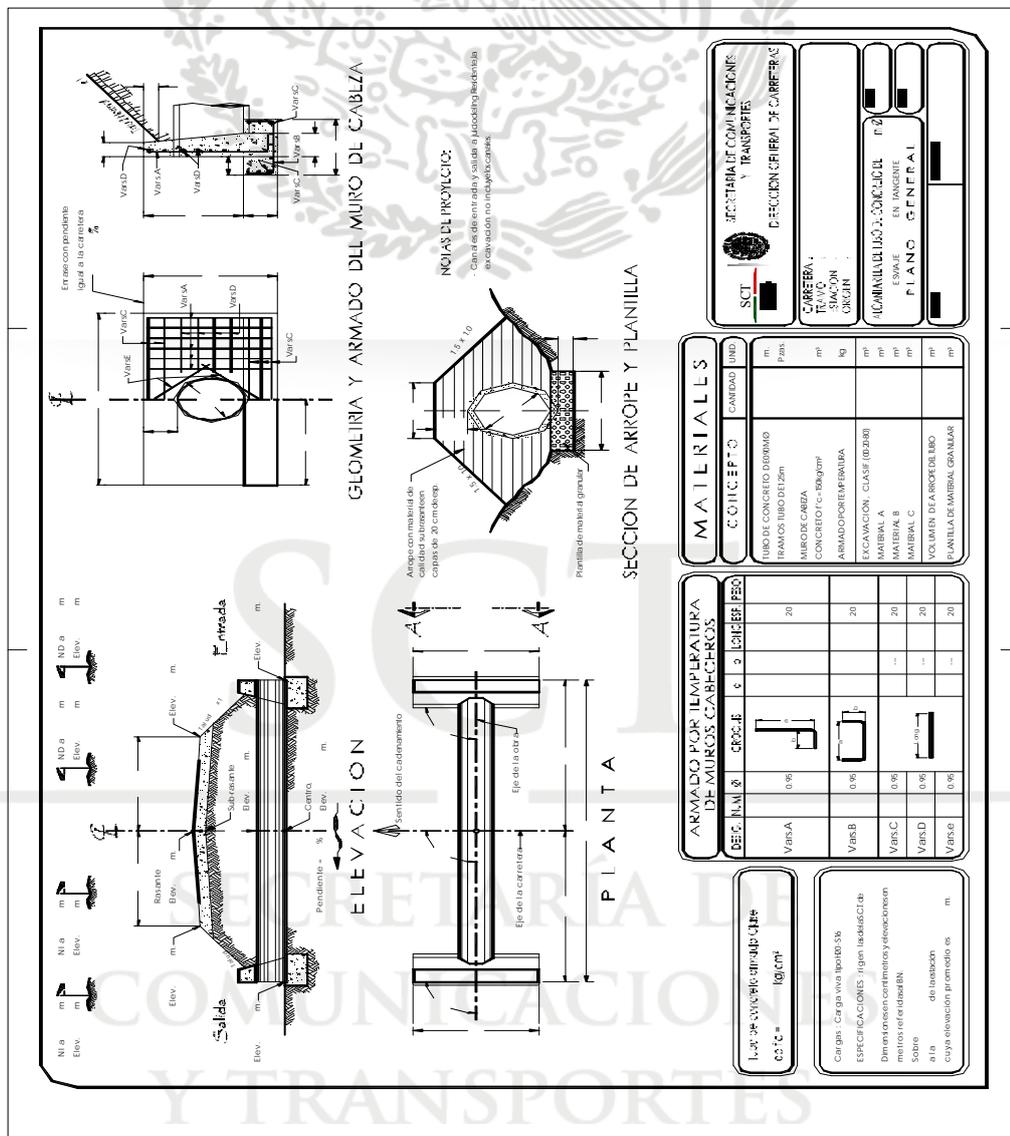
Las alcantarillas de Losa de Concreto Hidráulico son estructuras rígidas que se construyen para dar paso libre al agua de un lado a otro de la vialidad, mediante una losa de concreto hidráulico con refuerzo, apoyada sobre muros de concreto hidráulico reforzado o de mampostería, con aleros en la entrada y salida de la obra de drenaje para evitar la erosión del terraplén del camino y para encauzar el flujo hacia el interior de la obra, como se indica en la Figura 21 de este Manual.

Para realizar su proyecto estructural se procederá como se indica en el Manual M-PRY-CAR-4-01-003, *Diseño Estructural de Obras Menores de Drenaje*.

Encima de la losa de concreto reforzado se colocará un colchón o capa de subrasante de 20 cm o lo que indique el proyecto, y arriba de éste el pavimento indicado en el propio proyecto.

**N.5. ALCANTARILLAS DE CAJÓN**

Las alcantarillas de cajón son estructuras rígidas que se construyen para dar paso libre al agua de un lado a otro de la vialidad mediante un marco cerrado de concreto hidráulico reforzado. Se utilizan para repartir en un área relativamente grande los esfuerzos ocasionados por las cargas transmitidas por la estructura al suelo de cimentación, cuando éste tiene muy baja resistencia al esfuerzo cortante y cuando es de alta compresibilidad, como se indica en la Figura 22 de este Manual. Para realizar el proyecto estructural de este tipo de obras, se procederá como se señala en el Manual M-PRY-CAR-4-01-003, *Diseño Estructural de Obras Menores de Drenaje*.



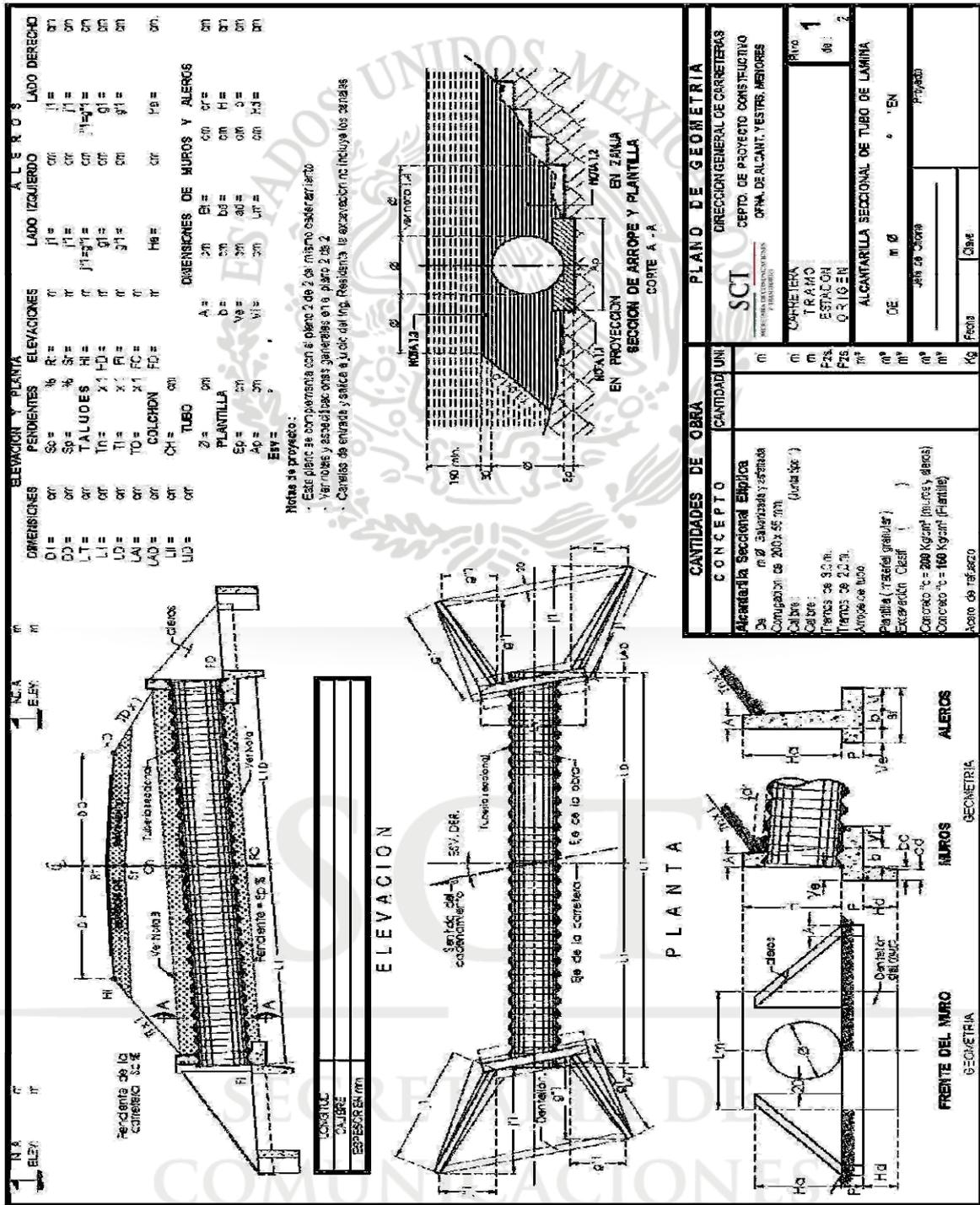


FIGURA 19.- Planta y elevación de una alcantarilla seccional de tubo de lámina corrugada de acero

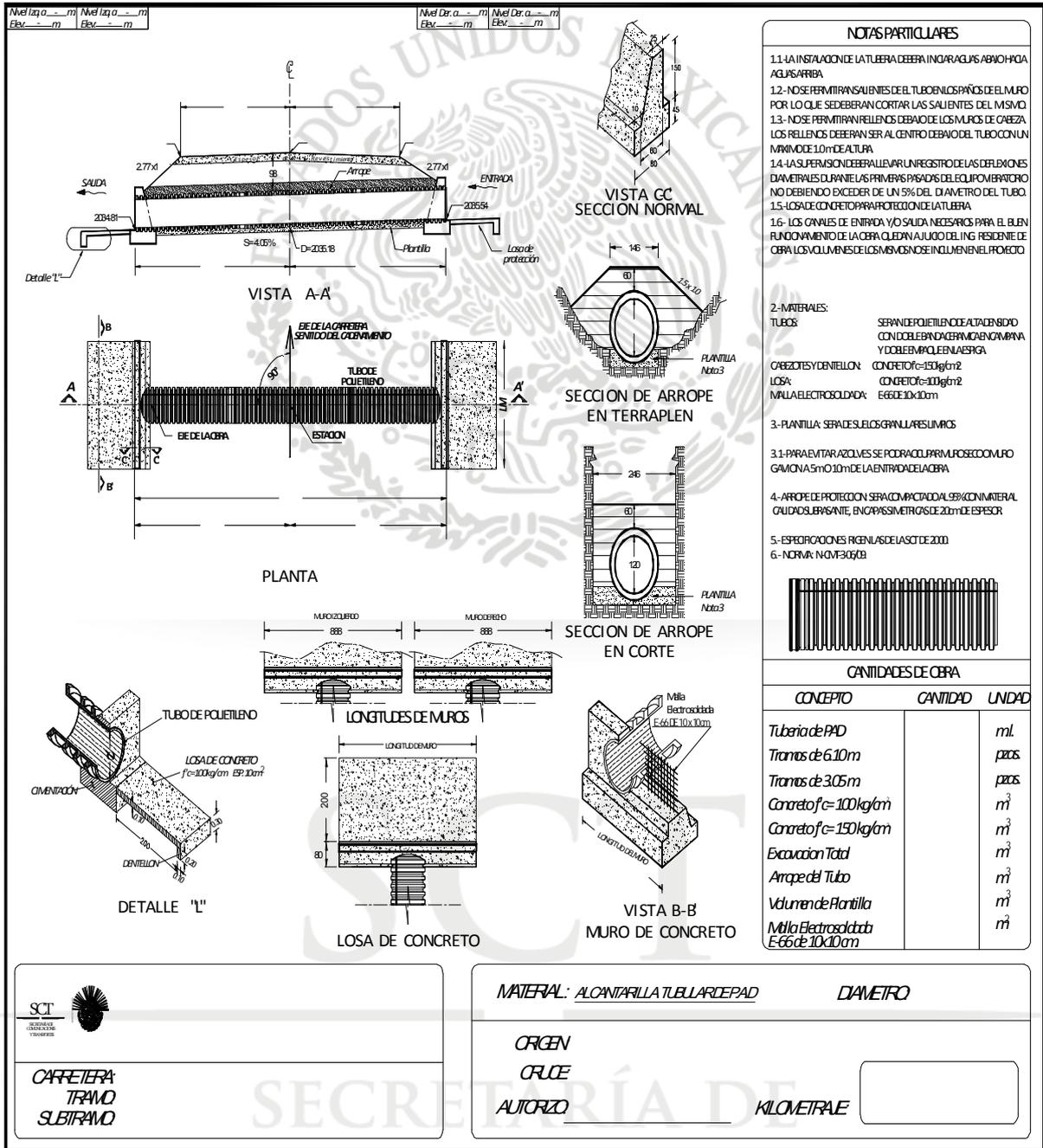


FIGURA 20.- Planta y elevación de una alcantarilla de tubo corrugado de polietileno de alta densidad

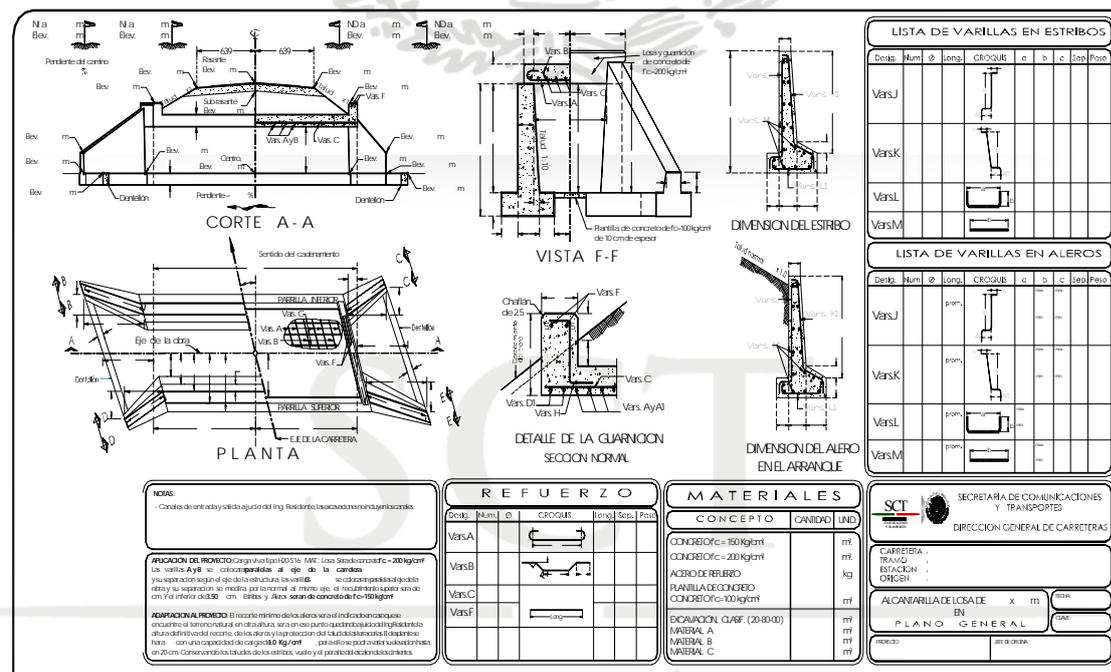
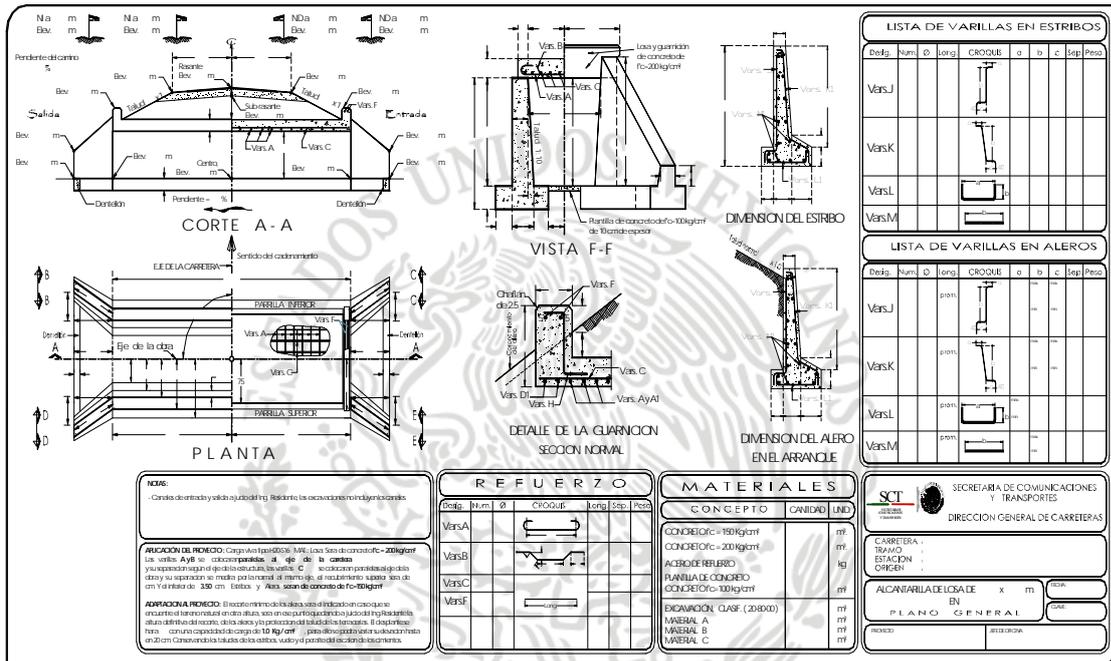


FIGURA 21.- Planta y elevación de una alcantarilla de losa de concreto hidráulico

## N.6. ALCANTARILLAS DE BÓVEDA

Las alcantarillas de bóveda son estructuras rígidas que se construyen de diversos materiales como mampostería, concreto reforzado, concreto presforzado, lámina corrugada y polietileno de alta densidad, para dar paso libre al agua de un lado a otro de la vialidad. Pueden estar formadas de una parte inferior rectangular y otra superior de arco circular simple o compuesto. También pueden estar formadas sólo de la parte de arco simple o compuesto, sin la parte rectangular, como se indica en la Figura 23 de este Manual. Para realizar el proyecto estructural

de este tipo de obras, se procederá como se señala en el Manual M-PRY-CAR-4-01-003 *Diseño Estructural de Obras Menores de Drenaje*.

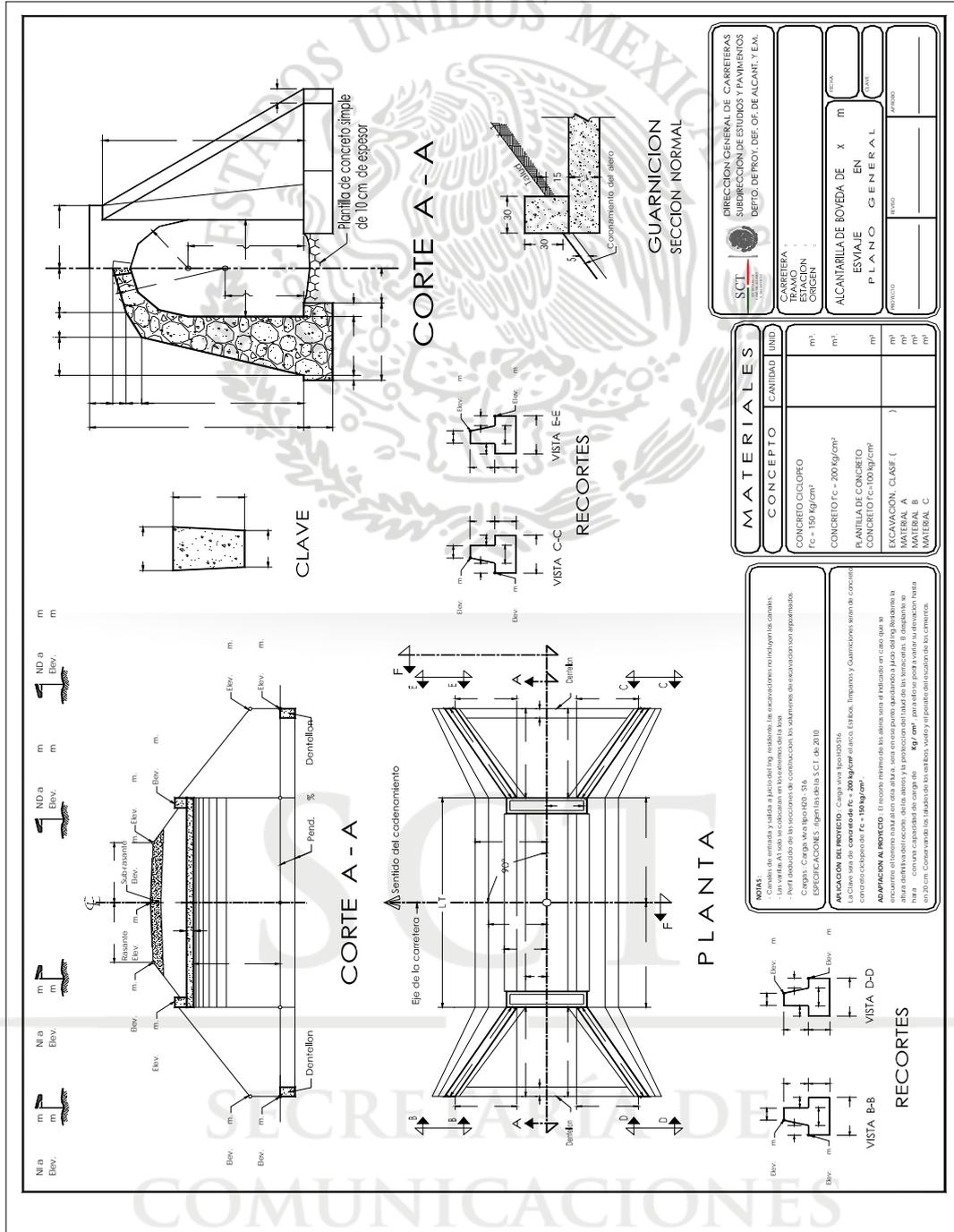


FIGURA 22.- Planta y elevación de una alcantarilla de cajón

O. OBRAS DISIPADORAS DE ENERGÍA

En zonas de montaña las alcantarillas suelen drenar corrientes con pendientes fuertes; en ocasiones tales pendientes llegan a ser de 100% o más. En estos casos estas obras de drenaje incrementarán significativamente las velocidades del agua, por lo que pueden ocurrir fuertes erosiones en la salida de las obras.

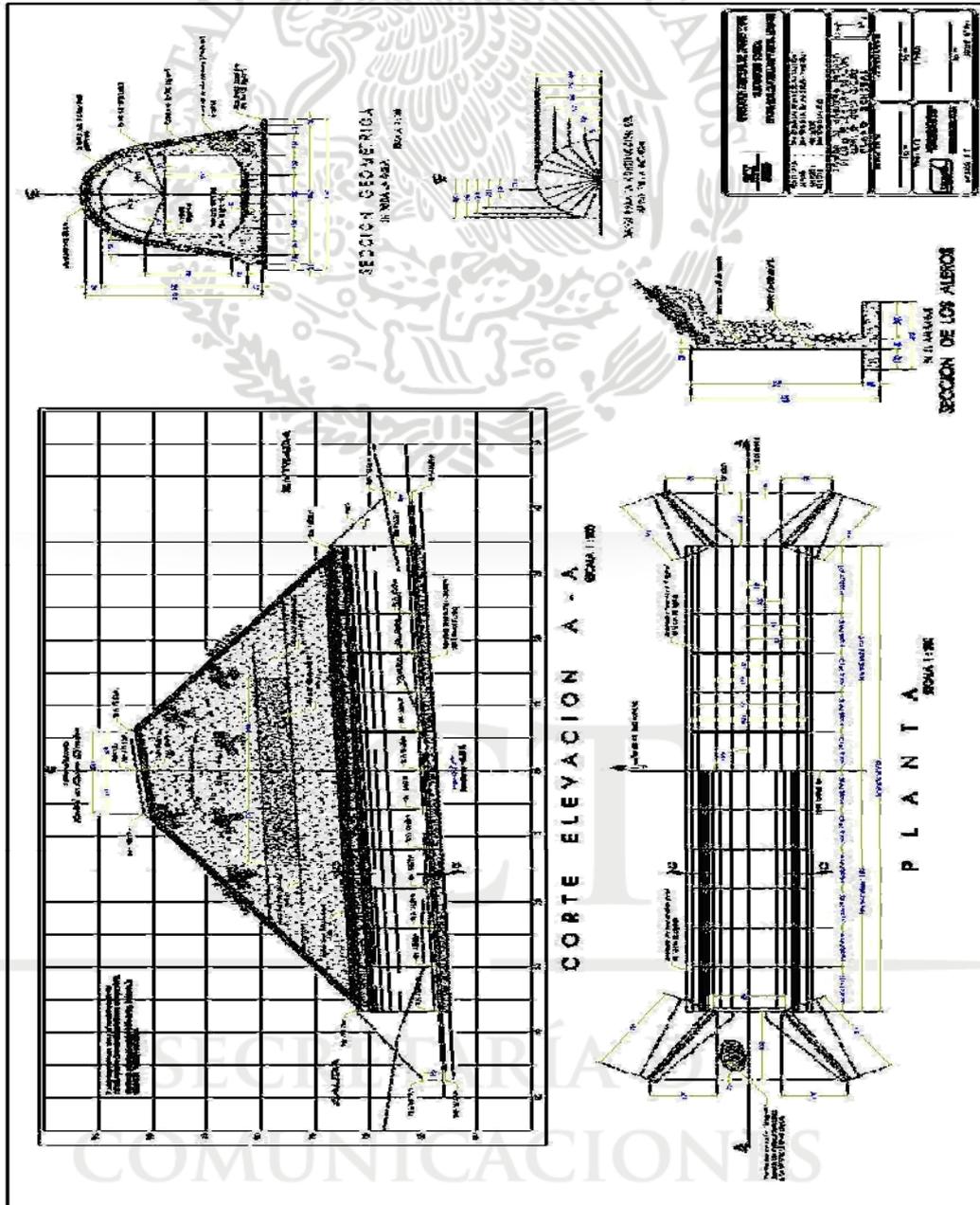


FIGURA 23.- Planta y elevación de una alcantarilla de bóveda

Por ejemplo, si un arroyo de sección rectangular de 3 m de ancho tiene una pendiente del 15% y un tirante de 0,80 m, si el coeficiente de rugosidad es de 0,045 su velocidad será de 5,6 m/s (el flujo será supercrítico) y el gasto resulta de 13,4 m<sup>3</sup>/s. Si la obra que drena dicho arroyo es una losa de concreto de 3 m de ancho, con la misma pendiente del 15% y un coeficiente de rugosidad de 0,015, el tirante en la obra se reducirá a 0,38 m y la velocidad se incrementará a 12 m/s.

Así, la obra de drenaje tendrá en su salida una velocidad de más del doble que la del arroyo a la entrada de la obra, por lo que habrá de protegerse contra la erosión el material existente a la salida de la misma con algún tipo de obra de disipación de energía, que es una obra complementaria de drenaje. En el Manual M·PRY·CAR·4·02·002 *Diseño Hidráulico de Obras Complementarias de Drenaje*, podrá consultarse acerca de las obras disipadoras de energía.

## P. BIBLIOGRAFÍA

Paul H. Wright y Radnor J. Paquette, *Highway Engineering*, John Wiley and Sons, 5th Edition, EUA (1987).

Ven Te Chow, *Open – Channel Hydraulics*, International Student, Edition (1959).

Gilberto Sotelo Ávila, *Hidráulica General*, Limusa (1979).

F. M. Henderson, *Open Channel Flow*, Mac Millan (1966).

B. Nekrasov, *Hidráulica*, Editorial Mir (1970).

User's Guide to the U.S. Geological Survey Culvert Analysis Program, Versión 97-08 (1997).

Federal Highway Administration, *Hydraulic Design of Highway Culverts*, Third Edition (2012).

Ray K. Linsley y Joseph B. Franzini, *Water Resources Engineering*, Editorial Mc Graw-Hill, (1964).

Allen T. Hjelmfelt, Jr. y John J. Cassidy, *Hydrology for Engineers and Planners*, Editorial Iowa State University Press, EUA (1975).

SCT

SECRETARÍA DE  
COMUNICACIONES  
Y TRANSPORTES

# SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



**SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA**  
DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS  
AV. COYOACÁN 1895  
COL. ACACIAS  
CIUDAD DE MÉXICO, 03240  
[WWW.GOB.MX/SCT](http://WWW.GOB.MX/SCT)