



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

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN
LÍNEA
(CIDEL)**

**CURSO
HIDRÁULICA**

CV125

DEL 24 AL 28 DE OCTUBRE DEL 2005

Instructores:

**M. EN I. ADRIANA CAFAGGI FÉLIX
M. EN I. NIKTE N. OCAMPO GUERRERO
ING. MARCO ANTONIO PEÑA RAMÍREZ**

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSO HIDRÁULICA

PARA PERSONAL DE LA
COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



PROFESORES:

M. EN I. ADRIANA CAFAGGI FÉLIX

M. EN I. NIKTE N. OCAMPO GUERRERO

ING. MARCO ANTONIO PEÑA RAMÍREZ

OCTUBRE-NOVIEMBRE DE 2005

Temario del curso Hidráulica. Comisión Federal de Electricidad.

M. en I. Amalia Adriana Cafaggi Félix
M. en I. Nikté Norma Ocampo Guerrero
Ing. Marco Antonio Peña Ramírez

Ejemplo de fallas en el drenaje (solo fotos)

1. Planteamiento del problema. y especificaciones de diseño.
2. Hidrología
 - Aspectos generales
 - Precipitación
 - Periodo de retorno. Curvas intensidad-duración-periodo de retorno
 - Estimación de gastos máximos

Temas 1 y 2, tiempo estimado: 8 horas

3. Hidráulica de canales
 - Aspectos generales
 - Flujo uniforme
 - Diseño de canales no revestidos
 - Energía específica
 - Salto hidráulico
 - Secciones de control a la entrada y a la salida de un canal
 - Compuertas

Tema 3, tiempo estimado 16 horas, incluye 1.5h de examen parcial

4. Estructuras de drenaje
 - Aspectos generales
 - Cunetas y bordillos
 - Lavaderos
 - Estructuras de caída
 - Alcantarillas

Tema 4, tiempo estimado 16 horas, incluye 1.5h de examen parcial

Conclusiones por los participantes

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

El proyecto del sistema de drenaje se plantea atendiendo a dos pasos básicos en la solución: el análisis hidrológico de las zonas por drenar y el diseño hidráulico de las estructuras componentes del mismo.

El análisis hidrológico implica la predicción más o menos confiable de las magnitudes máximas de las intensidades de precipitación o de los picos de escurrimiento (según sea el caso), para periodos de retorno especificados del evento o también de duración del mismo, según la finalidad e importancia del sistema.

El diseño hidráulico permite determinar las dimensiones necesarias de las estructuras componentes para desalojar los volúmenes aportados por las lluvias o producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de las aguas.

Existe, por tanto, una relación muy estrecha entre estas dos fases del proyecto, y el grado de refinación que en ellas se logre redundará en un diseño balanceado en que el monto de la inversión se justifique con la protección que proporcione.

En el análisis hidrológico de las áreas de drenaje intervienen fundamentalmente los dos componentes principales del ciclo hidrológico: precipitación y escurrimiento. Con base en los registros de las mediciones efectuadas es posible establecer la relación que existe entre ambos.

En los problemas de drenaje en subestaciones eléctricas, se suele adoptar en el diseño solo los efectos del escurrimiento superficial, por tratarse de cuencas pequeñas y por el poco aporte proveniente de las aguas del subsuelo.

El análisis hidráulico de una estructura de drenaje se basa en el uso de los principios básicos de la hidráulica y de sus ecuaciones fundamentales de continuidad, energía y cantidad de movimiento.

Los principios hidráulicos del flujo a superficie libre son aplicables al diseño de canales, zanjas de intercepción, cunetas, contracunetas, bordillos, lavaderos, rápidas y en algunos casos a alcantarillas. Conviene observar que aun cuando la sección sea completamente cerrada, si el flujo presenta una superficie libre, queda clasificado como tal y se aplican los principios y fórmulas de este tipo de flujo.

DRENAJE EN SUBESTACIONES ELÉCTRICAS

El diseño del sistema de drenaje debe realizarse con apego a lo indicado en el inciso 3.11.1 de las ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE SUBESTACIONES (septiembre 2003) y en el inciso 2.9 de las ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE SUBESTACIONES. Este concepto incluye adicionalmente la ingeniería del drenaje pluvial, los escurrimientos naturales y artificiales, así como el desalojo de aguas estancadas por depresiones del terreno y aguas negras.

Las ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE SUBESTACIONES emitidas por la C.F.E. (septiembre 2003) indican

3.11.1 Sistemas de drenaje

El sistema de drenaje de la subestación tiene la función de desalojar en forma eficiente y segura el agua proveniente de las precipitaciones pluviales y escurrimientos naturales. El sistema de drenaje debe consistir en el diseño de una red de tuberías, registros, cunetas, contracunetas, lavaderos, vados, subdrenes, canales, pozos de amortiguamiento, pozos de absorción que tengan como propósito salvaguardar la integridad de toda la instalación y sus elementos, como son: bardas, plataformas, caminos, edificaciones y equipos, encauzando y desfogando las aguas hacia los escurrimientos naturales originales en los límites del predio o, en su caso, hacia el sitio que defina C.F.E. en las **Características Particulares**.

El sistema de drenaje se debe diseñar con base en el método racional americano, con los siguientes parámetros: área tributaria, coeficiente de escurrimiento, e intensidad de lluvia esta última obtenida del documento ISOYETAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA DE LA REPÚBLICA MEXICANA, emitida por la SCT para un período de retorno de 50 años. Además, se deben considerar los siguientes lineamientos generales:

- a) Se debe diseñar un sistema de drenaje que funcione por gravedad tomando en cuenta principalmente la(s) plataforma(s) de la subestación, la topografía del terreno, el estudio hidrológico de la zona de influencia y el plano de arreglo general de la subestación, ubicando los ejes de la red de colectores primarios y secundarios de tal manera que no interfieran con los cimientos de los equipos, estructuras y trincheras. Así mismo, se deben considerar dentro del diseño las obras de drenaje para las áreas que no formen parte de las plataformas pero que formen parte del predio de la subestación. Las aguas estancadas por depresiones del terreno serán drenadas, retirando la capa de sedimentos y posteriormente rellenar con material de banco y compactar.
- b) Los registros se deben diseñar con secciones transversales de 50 x 60 cm (a paños interiores), con una separación entre sí de 20 m en caso de que la intensidad de lluvia sea igual o mayor de 100 mm/hr. Cuando la intensidad de lluvia sea menor a este valor, la separación entre registros debe ser a cada 25 m, excepto en los registros secundarios, donde la separación podrá reducirse. Los registros iniciales de un ramal deben tener una profundidad de 50 cm como mínimo con el propósito de evitar que el sistema de drenaje se profundice. Se deben utilizar registros de acceso-hombre de 100 cm x 100 cm (a paños interiores) en cualquiera de los siguientes casos: a) cuando la tubería se encuentre a una profundidad igual o mayor a 150 cm, b) cuando haya un cambio de dirección del colector, c) cuando las tuberías tengan un diámetro de 30,4 cm o mayor. Los registros pueden ser de concreto armado con $f'c = 19.6 \text{ MPa}$ (200 kg/cm^2), o de tabique rojo recocido, con acabado interior en muros a base de aplanado pulido; en cualquiera de los dos casos se deben incluir tapas a base de rejilla tipo Irving galvanizada.
- c) Para determinar los diámetros de los tramos de tubería en las distintas trayectorias de la red, se debe tomar en cuenta el área tributaria y la captación de lluvia de cada tramo.
- d) Los colectores y ramales del sistema de drenaje deben funcionar por gravedad, debiendo tener una pendiente tal que cumpla con la velocidad mínima de 0,6 m/s para evitar el asolvamiento, y con la velocidad máxima de 3 m/s para que se evite la erosión.
- e) Escurrimientos internos y externos. El Contratista debe realizar el estudio hidrológico de la zona de influencia con la finalidad de determinar los escurrimientos naturales o artificiales

externos de la subestación (arroyos, canales de riego, desagües, aportes de caudales de agua debidos a pendientes del terreno natural, etc.), para posteriormente diseñar las obras de desvío y protección en la periferia del terreno de la subestación, empleando para ello canales revestidos de concreto armado $f'c = 14.7 \text{ MPa}$ (150 kg/cm^2) que funcionen por gravedad, cuyas pendientes serán determinadas en función de la topografía del terreno, de tal manera que éstos encuentren su cauce natural original. Para el manejo de aguas negras provenientes de asentamientos humanos se deben diseñar las obras de protección y desvío a través de tuberías de concreto simple que funcionen por gravedad, que se ubiquen en la colindancia del predio y cuyo desfogue conecte al cauce original.

De ser necesario, el sistema de drenaje debe incluir un tanque de amortiguamiento con el propósito de disminuir al mínimo la velocidad del agua a la salida del predio. Cuando a lo largo de la trayectoria se requiera disminuir la velocidad del agua, se deben incluir pantallas disipadoras de energía, fondos gunietados, bordillos, lavaderos u otro tipo de obras. Solo en caso de que no existan las pendientes adecuadas para encauzar el agua, se permitirá la construcción de pozos de absorción dentro del predio de la subestación, previa aceptación de CFE.

Especificaciones de construcción (nov 2002)

La función del sistema de drenajes de una subestación es desalojar el agua de lluvia de la plataforma y del predio de la subestación.

Los lineamientos generales para el diseño del sistema de drenaje se fundamentan en los siguientes datos:

Plano topográfico de la subestación.

Se debe de diseñar en base al método Racional Americano y aplicar la intensidad de lluvia obtenida del documento Isoyetas de Intensidad – Duración – Frecuencia de la República Mexicana, emitida por la S.C.T. para un período de retorno de 50 años.

Considerar las aportaciones o escurrimientos exteriores que influyen en el diseño del sistema de drenaje.

El dimensionamiento y localización del sistema de drenajes debe tomar en cuenta la topografía del terreno y el plano de arreglo general para la subestación. Se debe diseñar un sistema de drenaje que considere primeramente la(s) plataforma(s) de la subestación ubicando los ejes de la red de colectores primarios y secundarios, vigilando que su trazo no se obstruya con los cimientos del equipo y estructuras. Asimismo, se deben considerar dentro del diseño las obras de drenaje para las áreas que no forman parte de las plataformas y que forman parte del predio de la subestación.

El desfogue del sistema de drenaje se debe localizar dependiendo de las características propias del sitio en el lugar más conveniente de acuerdo a los escurrimientos naturales de la zona, sin afectar predios colindantes o el propio terreno de C.F.E. ó hacia el sistema de drenaje pluvial que en el lugar exista, debiéndose construir en el desfogue final un tanque de amortiguamiento o estructura similar, con el propósito de disminuir la velocidad del agua al mínimo, de tal manera que no se afecte al predio de la subestación ni a terrenos colindantes. Solo en caso de que no existan pendientes adecuadas para encauzar el agua se permitirá la construcción de pozos de absorción dentro del predio de la subestación, previa aceptación de C.F.E.

Los registros se deben diseñar de acuerdo con la intensidad de la lluvia; al coeficiente de escurrimiento y a los gastos acumulados en la(s) plataforma(s) de la subestación y deben separarse 20 m como máximo, de registro a registro.

Las trincheras deben drenar lateralmente a los registros para que éstos no se profundicen demasiado, usando tubería de PVC hidráulico de 10.16 cm (4") de diámetro como mínimo.

Se deben utilizar registros de acceso de 100 cm x 100 cm (a paños interiores), y deben ser de concreto armado con $f'c = 200 \text{ kg./cm}^2$, con tapas a base de rejilla tipo Irving galvanizada.

Para determinar los diámetros de los primeros tramos de las distintas líneas de tubería de la red, se toma en cuenta el área tributaria y la captación de lluvia de cada tramo. El diámetro de los demás tramos se determinará a la salida de cada registro considerando la acumulación de áreas tributarias de los registros anteriores.

Los colectores y ramales que componen el sistema deben funcionar por gravedad y bajo una pendiente de 5 al millar, hacia los registros pluviales, cunetas y otras obras de drenaje de acuerdo al diseño del sistema.

Adicionalmente, se debe cumplir con lo indicado en el punto 1.3.2 de la especificación CFE CPTT DIC-C01.

HIDRÁULICA DE CANALES

ASPECTOS GENERALES

Características del flujo a superficie libre.

El flujo en un canal se produce, principalmente, por la acción de la fuerza de gravedad y se caracteriza porque expone una superficie libre a la presión atmosférica.

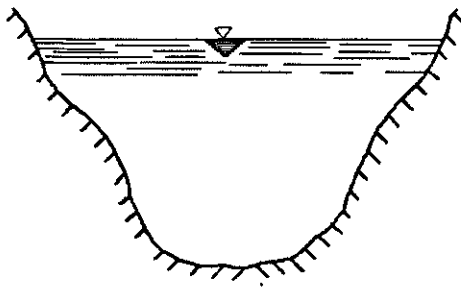


Figura C1.a. Conducto abierto

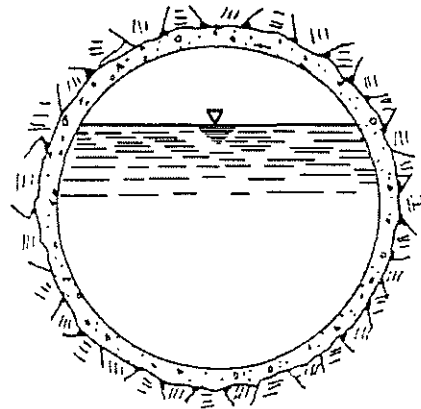


Figura C1.b. Conducto cerrado

De acuerdo con su origen los canales pueden ser

- Naturales. Todos los cursos de agua que existen en forma natural
- Artificiales. Los construidos por la mano del hombre

El flujo en un canal natural se aloja en el cauce, su perfil longitudinal es sinuoso, su sección transversal es irregular, y tiene forma y dimensiones que varían continuamente a lo largo del mismo.

Los canales artificiales tienen, por lo general, secciones geométricas de forma y dimensiones constantes en tramos más o menos largos.

La superficie o línea generada en el fondo por la base o vértice más bajo de la sección, se conoce como plantilla. Su inclinación, en el sentido de la corriente y respecto de la horizontal, puede ser constante en tramos largos.

Geometría de un canal.

La pendiente de un canal es el cociente S_0 del desnivel entre dos puntos sobre la plantilla y la distancia horizontal que los separa. De acuerdo con la figura C2, $S_0 = \tan \theta$, donde θ es el ángulo

de inclinación de la plantilla con respecto a la horizontal. En canales naturales la definición equivale a la pendiente media entre los dos puntos.

Se define la pendiente longitudinal S como el cociente del desnivel Δz y la distancia que los separa Δx medida a lo largo del eje del canal, por lo que $S = \text{sen } \theta$. En la práctica es común que $\theta \leq 8^\circ$, esto es, canales de pendiente pequeña para los que $\text{sen } \theta \approx \tan \theta$, por lo que $S \approx S_0$.

Los elementos geométricos más importantes de la sección se describen a continuación:

- *Tirante*. Es la distancia y perpendicular a la plantilla, medida desde el punto más bajo de la sección hasta la superficie libre del agua.
- *Área hidráulica*. Es el área A ocupada por el flujo en la sección del canal.
- *Ancho de la superficie libre*. Es el ancho T de la sección del canal, medido al nivel de la superficie libre.
- *Perímetro mojado*. Es la longitud P de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal, no incluye la superficie libre.
- *Radio hidráulico*. Es el cociente del área hidráulica y el perímetro mojado, $R_h = A/T$.
- *Tirante medio o tirante hidráulico*. Es la relación A/T entre el área hidráulica y el ancho de la superficie libre.
- *Talud*. Designa la inclinación de las paredes de la sección, k .

Cuando el tramo de un canal tiene sección transversal e inclinación de plantilla constantes, se denomina prismático.

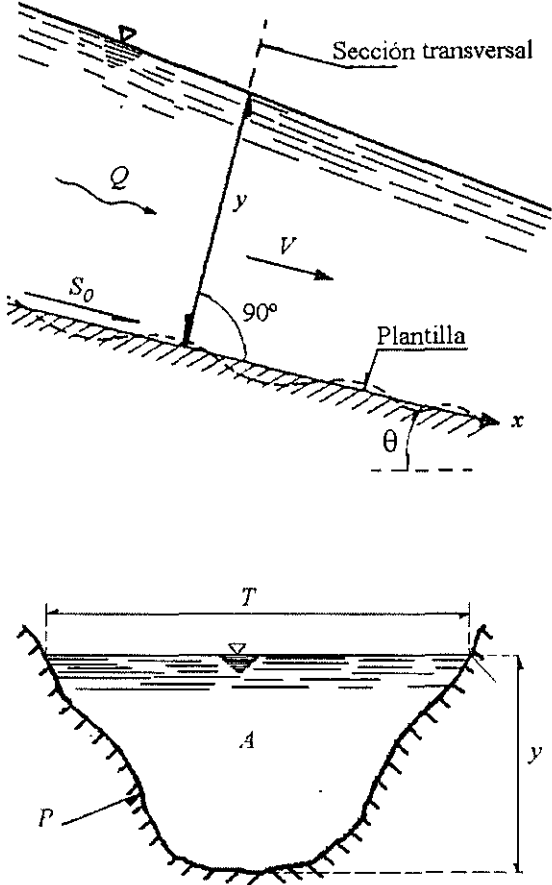
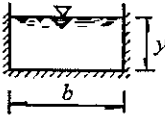
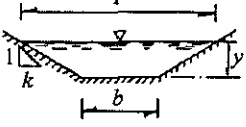

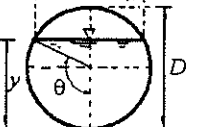


Figura C2. Corte longitudinal de un canal y sección transversal

Tabla C1. Cálculo de elementos geométricos de las secciones más usuales

Sección Elemento geométrico	Rectangular	Trapezoidal	Triangular	Circular
				
Área, A	by	$(b + ky)y$	ky^2	$\frac{1}{4}(\theta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta) D^2$ donde $\theta = \cos^{-1}(1 - \frac{2y}{D})$
Perímetro mojado P	$b + 2y$	$b + 2\sqrt{1+k^2} y$	$2\sqrt{1+k^2} y$	θD
Radio hidráulico $R_h = A/P$	$\frac{by}{b + 2y}$	$\frac{(b + ky)y}{b + 2\sqrt{1+k^2} y}$	$\frac{ky^2}{2\sqrt{1+k^2} y}$	$\frac{1}{4}(1 - \frac{\text{sen } 2\theta}{2\theta}) D$
Ancho de la superficie libre, T	b	$b + 2ky$	$2ky$	$\frac{(\text{sen } \theta) D}{2\sqrt{y(D-y)}}$
Tirante medio A/T	y	$\frac{(b + ky)y}{b + 2ky}$	$\frac{1}{2} y$	$\frac{1}{4} \left(\frac{\theta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta}{\text{sen } 2\theta} \right) D$

En la tabla C1 el ángulo θ corresponde a la definición mostrada en la figura de la sección circular y no se debe confundir con el ángulo de plantilla. Para determinar los elementos geométricos de la sección circular también se puede emplear la tabla C2.

Clasificación de flujos

Con respecto al tiempo:

Permanente. Cuando la velocidad en cada una de las secciones no varía con el tiempo $\left(\frac{dV}{dt} = 0\right)$.

No permanente. Cuando la velocidad en cada sección varía conforme transcurre el tiempo $\left(\frac{dV}{dt} \neq 0\right)$.

Con respecto al espacio:

Uniforme. Cuando sus características del flujo no cambian de una sección a otra $\left(\frac{dV}{dx} = 0\right)$.

Variado. Cuando sus características cambian de sección $\left(\frac{dV}{dx} \neq 0\right)$.

Tabla C.2
Sección circular
Cálculo de los elementos geométricos

y/D	A/D^2	P/D	R_h/D	T/D	A/T D	$AR_H^{2/3}$ $D^{8/3}$	Q $\sqrt{g} D^{5/2}$	E_c $D \cos \theta$
0.0100	0.0013	0.2003	0.0066	0.1990	0.0067	0.0000	0.0001	0.0133
0.0200	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134	0.0002	0.0004	0.0267
0.0300	0.0069	0.3482	0.0197	0.3412	0.0201	0.0005	0.0010	0.0401
0.0400	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0269	0.0009	0.0017	0.0534
0.0500	0.0147	0.4510	0.0326	0.4359	0.0337	0.0015	0.0027	0.0668
0.0600	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0405	0.0022	0.0039	0.0803
0.0700	0.0242	0.5355	0.0451	0.5103	0.0474	0.0031	0.0053	0.0937
0.0800	0.0294	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0041	0.0069	0.1071
0.0900	0.0350	0.6094	0.0575	0.5724	0.0612	0.0052	0.0087	0.1206
0.1000	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0681	0.0065	0.0107	0.1341
0.1100	0.0470	0.6761	0.0695	0.6258	0.0751	0.0079	0.0129	0.1476
0.1200	0.0534	0.7075	0.0755	0.6499	0.0821	0.0095	0.0153	0.1611
0.1300	0.0600	0.7377	0.0813	0.6726	0.0892	0.0113	0.0179	0.1746
0.1400	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0963	0.0131	0.0207	0.1882
0.1500	0.0739	0.7954	0.0929	0.7141	0.1034	0.0152	0.0238	0.2017
0.1600	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0173	0.0270	0.2153
0.1700	0.0885	0.8500	0.1042	0.7513	0.1178	0.0196	0.0304	0.2289
0.1800	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1251	0.0220	0.0340	0.2426
0.1900	0.1039	0.9021	0.1152	0.7846	0.1324	0.0246	0.0378	0.2562
0.2000	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0273	0.0418	0.2699
0.2100	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472	0.0301	0.0460	0.2836
0.2200	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0331	0.0504	0.2973
0.2300	0.1365	1.0004	0.1364	0.8417	0.1621	0.0362	0.0549	0.3111
0.2400	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1697	0.0394	0.0597	0.3248
0.2500	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1773	0.0427	0.0647	0.3386
0.2600	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0461	0.0698	0.3525
0.2700	0.1711	1.0928	0.1566	0.8879	0.1927	0.0497	0.0751	0.3663
0.2800	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2005	0.0534	0.0806	0.3802
0.2900	0.1890	1.1374	0.1662	0.9075	0.2083	0.0572	0.0863	0.3942
0.3000	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0610	0.0921	0.4081
0.3100	0.2074	1.1810	0.1756	0.9250	0.2242	0.0650	0.0982	0.4221
0.3200	0.2167	1.2025	0.1802	0.9330	0.2322	0.0691	0.1044	0.4361
0.3300	0.2260	1.2239	0.1847	0.9404	0.2404	0.0733	0.1108	0.4502
0.3400	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2485	0.0776	0.1174	0.4643
0.3500	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568	0.0820	0.1241	0.4784
0.3600	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.0864	0.1311	0.4926
0.3700	0.2642	1.3078	0.2020	0.9656	0.2736	0.0910	0.1382	0.5068
0.3800	0.2739	1.3284	0.2062	0.9708	0.2821	0.0956	0.1455	0.5211
0.3900	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2907	0.1003	0.1529	0.5354
0.4000	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1050	0.1605	0.5497
0.4100	0.3032	1.3898	0.2182	0.9837	0.3082	0.1099	0.1683	0.5641
0.4200	0.3130	1.4101	0.2220	0.9871	0.3171	0.1148	0.1763	0.5786
0.4300	0.3229	1.4303	0.2258	0.9902	0.3261	0.1197	0.1844	0.5931
0.4400	0.3328	1.4505	0.2295	0.9928	0.3353	0.1248	0.1927	0.6076
0.4500	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3445	0.1298	0.2012	0.6223
0.4600	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3539	0.1349	0.2098	0.6369
0.4700	0.3627	1.5108	0.2401	0.9982	0.3634	0.1401	0.2186	0.6517
0.4800	0.3727	1.5308	0.2435	0.9992	0.3730	0.1453	0.2276	0.6665
0.4900	0.3827	1.5508	0.2468	0.9998	0.3828	0.1506	0.2368	0.6814
0.5000	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3927	0.1558	0.2461	0.6963

Tabla C.2 (continua)

Sección circular

Cálculo de los elementos geométricos, continuación

y/D	A/D^2	P/D	R_h/D	T/D	A/T D	$AR_h^{2/3}$ $D^{3/3}$	Q $\sqrt{g} D^{5/2}$	E_c $D \cos \theta$
0.5100	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028	0.1611	0.2556	0.7114
0.5200	0.4127	1.6108	0.2562	0.9992	0.4130	0.1665	0.2652	0.7265
0.5300	0.4227	1.6308	0.2592	0.9982	0.4234	0.1718	0.2750	0.7417
0.5400	0.4327	1.6509	0.2621	0.9968	0.4340	0.1772	0.2850	0.7570
0.5500	0.4426	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448	0.1826	0.2952	0.7724
0.5600	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.1879	0.3055	0.7879
0.5700	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4671	0.1933	0.3161	0.8035
0.5800	0.4724	1.7315	0.2728	0.9871	0.4785	0.1987	0.3268	0.8193
0.5900	0.4822	1.7518	0.2753	0.9837	0.4902	0.2041	0.3376	0.8351
0.6000	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.2094	0.3487	0.8511
0.6100	0.5018	1.7926	0.2799	0.9755	0.5144	0.2147	0.3599	0.8672
0.6200	0.5115	1.8132	0.2821	0.9708	0.5269	0.2200	0.3713	0.8835
0.6300	0.5212	1.8338	0.2842	0.9656	0.5398	0.2253	0.3829	0.8999
0.6400	0.5308	1.8546	0.2862	0.9600	0.5530	0.2306	0.3947	0.9165
0.6500	0.5404	1.8755	0.2881	0.9539	0.5665	0.2358	0.4068	0.9333
0.6600	0.5499	1.8965	0.2900	0.9474	0.5804	0.2409	0.4190	0.9502
0.6700	0.5594	1.9177	0.2917	0.9404	0.5948	0.2460	0.4314	0.9674
0.6800	0.5687	1.9391	0.2933	0.9330	0.6096	0.2511	0.4440	0.9848
0.6900	0.5780	1.9606	0.2948	0.9250	0.6249	0.2560	0.4569	1.0024
0.7000	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6407	0.2610	0.4700	1.0204
0.7100	0.5964	2.0042	0.2975	0.9075	0.6571	0.2658	0.4834	1.0386
0.7200	0.6054	2.0264	0.2987	0.8980	0.6741	0.2705	0.4971	1.0571
0.7300	0.6143	2.0488	0.2998	0.8879	0.6919	0.2752	0.5110	1.0759
0.7400	0.6231	2.0715	0.3008	0.8773	0.7103	0.2798	0.5252	1.0952
0.7500	0.6319	2.0944	0.3017	0.8660	0.7296	0.2842	0.5397	1.1148
0.7600	0.6405	2.1176	0.3024	0.8542	0.7498	0.2886	0.5546	1.1349
0.7700	0.6489	2.1412	0.3031	0.8417	0.7710	0.2928	0.5698	1.1555
0.7800	0.6573	2.1652	0.3036	0.8285	0.7933	0.2969	0.5854	1.1767
0.7900	0.6655	2.1895	0.3039	0.8146	0.8169	0.3008	0.6015	1.1985
0.8000	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.3047	0.6181	1.2210
0.8100	0.6815	2.2395	0.3043	0.7846	0.8686	0.3083	0.6351	1.2443
0.8200	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970	0.3118	0.6528	1.2685
0.8300	0.6969	2.2916	0.3041	0.7513	0.9276	0.3151	0.6712	1.2938
0.8400	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9605	0.3183	0.6903	1.3203
0.8500	0.7115	2.3462	0.3033	0.7141	0.9963	0.3212	0.7102	1.3482
0.8600	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.3239	0.7312	1.3777
0.8700	0.7254	2.4039	0.3018	0.6726	1.0785	0.3264	0.7533	1.4092
0.8800	0.7320	2.4341	0.3007	0.6499	1.1263	0.3286	0.7769	1.4432
0.8900	0.7384	2.4655	0.2995	0.6258	1.1800	0.3305	0.8021	1.4800
0.9000	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2409	0.3322	0.8294	1.5204
0.9100	0.7504	2.5322	0.2963	0.5724	1.3110	0.3335	0.8592	1.5655
0.9200	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3933	0.3345	0.8923	1.6166
0.9300	0.7612	2.6061	0.2921	0.5103	1.4917	0.3351	0.9297	1.6759
0.9400	0.7662	2.6467	0.2895	0.4750	1.6131	0.3353	0.9731	1.7465
0.9500	0.7707	2.6906	0.2865	0.4359	1.7681	0.3349	1.0248	1.8341
0.9600	0.7749	2.7389	0.2829	0.3919	1.9771	0.3339	1.0895	1.9485
0.9700	0.7785	2.7934	0.2787	0.3412	2.2819	0.3322	1.1761	2.1110
0.9800	0.7816	2.8578	0.2735	0.2800	2.7916	0.3294	1.3060	2.3758
0.9900	0.7841	2.9413	0.2666	0.1990	3.9401	0.3248	1.5564	2.9600
1.0000	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	∞	0.3117	∞	∞

El flujo variado a su vez puede ser

$$\left\{ \begin{array}{l} \textit{Gradualmente variado} \text{ (gasto constante)} \\ \textit{Espacialmente variado} \text{ (gasto creciente o decreciente)} \end{array} \right.$$

La figura C3 muestra algunas de las clasificaciones de los diferentes tipos de flujo

Flujo subcrítico, crítico y supercrítico.

La importancia de la fuerza de inercia con respecto de la de gravedad se mide a través del número de Froude, el cual para canales de pendiente pequeña se define

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g A/T}} \quad \text{C.1}$$

Donde V es la velocidad media y g la aceleración de la gravedad. Según el valor del número de Froude se tiene que

$F_r < 1$ el flujo es subcrítico, el flujo escurre con poca velocidad

$F_r = 1$ el flujo es crítico

$F_r > 1$ el flujo es supercrítico, el flujo es rápido

Gasto o caudal.

El gasto en un conducto se define como el volumen de líquido que pasa por la sección transversal en la unidad de tiempo, es decir

$$Q = \frac{\nabla}{t} \quad \text{C.2}$$

donde

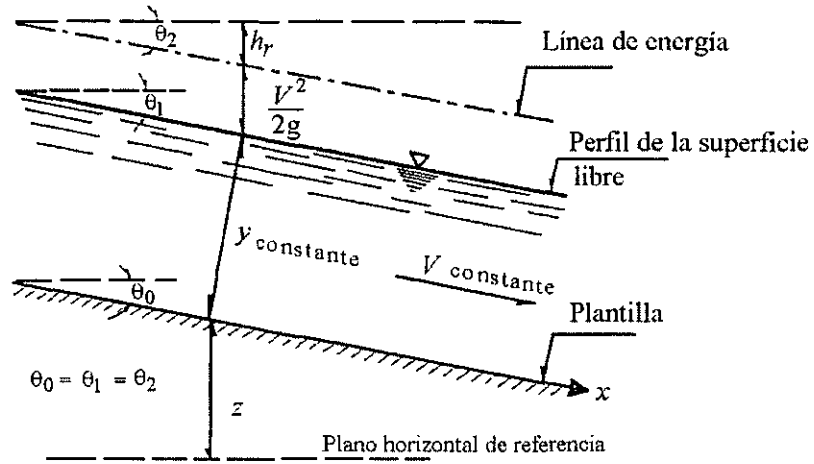
Q gasto o caudal, en m^3/s

∇ volumen en m^3

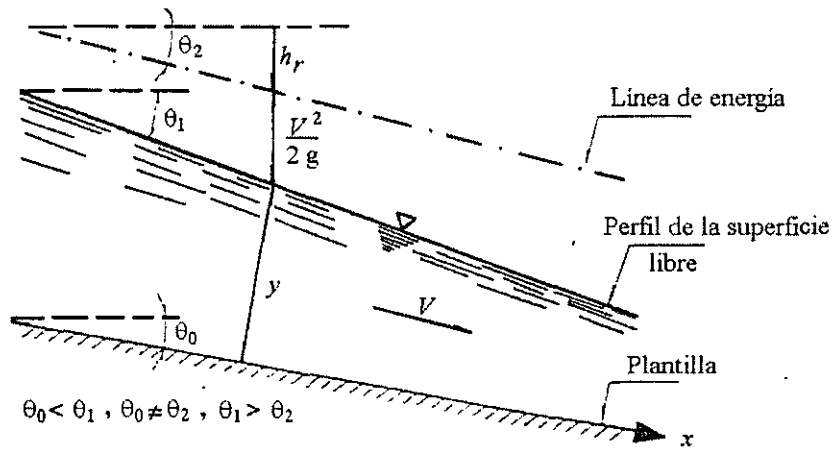
t tiempo en s

El gasto también puede calcularse con la ecuación de continuidad como

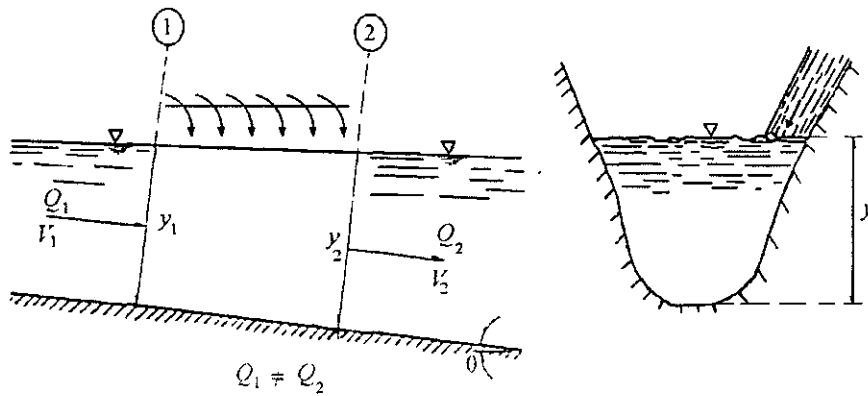
$$Q = A V \quad \text{C.3}$$



a) Flujo uniforme



b) Flujo variado



c) Flujo espacialmente variado

Figura C3. Diferentes tipos de flujo

Ejemplo C1.

Calcular el área A , perímetro mojado P , radio hidráulico R_h , ancho de superficie libre T y tirante medio A/T , para las secciones que se indican:

Para calcular los elementos geométricos de las secciones utilizaremos las expresiones de la tabla C1.

a) rectangular: $b = 3 \text{ m}$, $y = 2 \text{ m}$

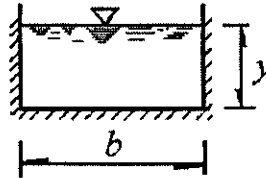
$$A = b y = 3 \times 2 = 6 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y = 3 + (2 \times 2) = 7 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{6}{7} = 0.8571 \text{ m}$$

$$T = b = 3 \text{ m}$$

$$\frac{A}{T} = \frac{6}{3} = 2 \text{ m}$$



b) trapecial: $b = 2 \text{ m}$, $y = 3 \text{ m}$, $k = 1.5$

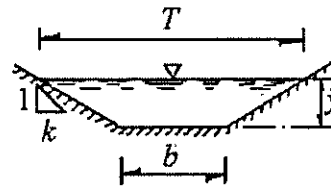
$$A = b y + k y^2 = 2 \times 3 + (1.5 \times 3^2) = 6 + 13.5 = 19.5 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + k^2} = 2 + (2 \times 3 \sqrt{1 + 1.5^2}) = 2 + (6 \times 1.803) = 12.818 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{19.5}{12.818} = 1.521 \text{ m}$$

$$T = b + 2k y = 2 + (2 \times 1.5 \times 3) = 11 \text{ m}$$

$$\frac{A}{T} = \frac{19.5}{11} = 1.773 \text{ m}$$



c) triangular: $y = 1.2 \text{ m}$, $k = 0.75$

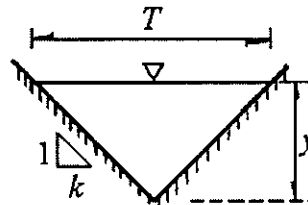
$$A = k y^2 = 0.75 (1.2)^2 = 1.08 \text{ m}^2$$

$$P = 2 \sqrt{1 + k^2} y = 2 \sqrt{1 + (0.75)^2} \times 1.2 = 3 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{1.08}{3} = 0.36 \text{ m}$$

$$T = 2k y = (2 \times 0.75 \times 1.2) = 1.8 \text{ m}$$

$$\frac{A}{T} = \frac{1}{2} y = 0.6 \text{ m}$$



d) circular: $D = 1.5 \text{ m}$, $y = 1.2 \text{ m}$

Cálculo del ángulo θ :

$$\theta = \cos^{-1}\left(1 - \frac{2y}{D}\right) = \cos^{-1}\left(1 - \frac{2 \times 1.2}{1.5}\right) = 2.214 \text{ rad}$$

$$A = \frac{1}{4}\left(\theta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta\right) D^2$$

$$A = \frac{1}{4}\left[2.214 - \left(\frac{1}{2} \text{sen } (2 \times 2.214)\right)\right] (1.5)^2 = 0.673 \times 2.25 = 1.514 \text{ m}^2$$

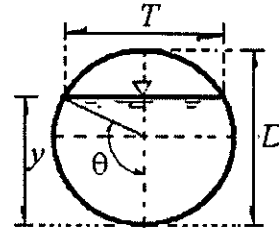
$$P = \theta D = 2.214 \times 1.5 = 3.321 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{1.5141}{3.321} = 0.456 \text{ m}$$

$$T = (\text{sen } \theta) D = (\text{sen } 2.214) 1.5 = 1.2 \text{ m, ó}$$

$$T = 2 \sqrt{y(D - y)} = 2 \sqrt{1.2(1.5 - 1.2)} = 1.2 \text{ m}$$

$$\frac{A}{T} = \frac{1.514}{1.2} = 1.262 \text{ m}$$



f) resolver el inciso anterior empleando la tabla 2

$$\frac{y}{D} = \frac{1.2}{1.5} = 0.8$$

$$\frac{A}{D^2} = 0.6736 \rightarrow A = 0.6736 \times (1.5)^2 = 1.516 \text{ m}^2$$

$$\frac{P}{D} = 2.2143 \rightarrow P = 2.2143 \times 1.5 = 3.321 \text{ m}$$

$$\frac{R_h}{D} = 0.3042 \rightarrow R_h = 0.3042 \times 1.5 = 0.456 \text{ m}$$

$$\frac{T}{D} = 0.800 \rightarrow T = 0.8 \times 1.5 = 1.2 \text{ m}$$

$$\frac{A/T}{D} = 0.8420 \rightarrow \frac{A}{T} = 0.842 \times 1.5 = 1.263 \text{ m}$$

Ecuación de la energía en canales

La energía por unidad de peso H en la sección de un canal, para un flujo unidimensional e incompresible en un canal de pendiente pequeña es:

$$H = z + y + \frac{V^2}{2g} \quad \text{C.4}$$

La ecuación de la energía entre dos secciones de un canal es

$$H_1 = H_2 + h_r \quad \text{C.5}$$

En que h_r es la pérdida de energía por unidad de peso o pérdida de carga entre las dos secciones. En términos de sus componentes la ecuación es

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_r \quad \text{C.6}$$

La línea de energía es la que une las energías de las diferentes secciones transversales, a mayor pérdida de energía, la pendiente de la línea es más pronunciada. Se define pendiente de energía

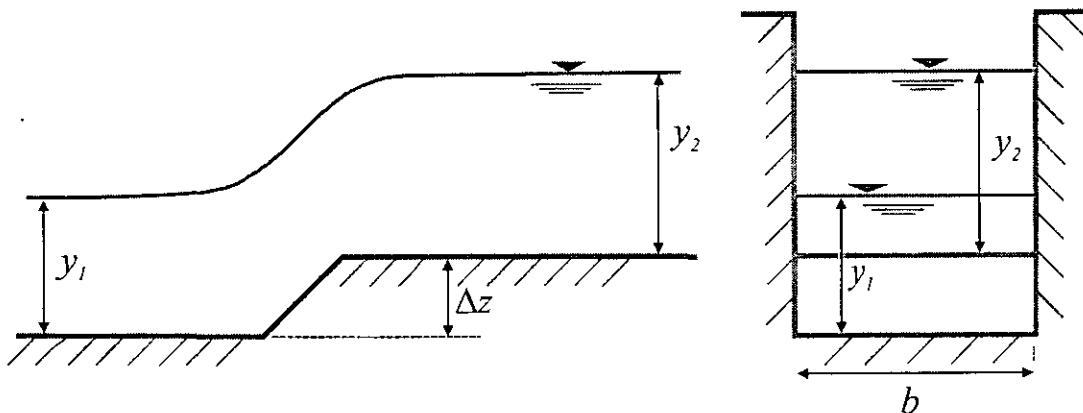
$$S_f = \frac{h_r}{L} \quad \text{C.7}$$

En que L es la distancia entre las dos secciones, medida a lo largo del eje del canal. En el caso de que sólo se consideren pérdidas de energía por fricción h_f

$$S_f = \frac{h_f}{L} \quad \text{C.8}$$

Ejemplo C2.

En un canal rectangular de ancho $b = 1$ m se presenta un tirante $y_1 = 0.09$ m; aguas abajo se tiene una transición ascendente que sobreeleva la plantilla $\Delta z = 0.06$ m y se mide un tirante $y_2 = 0.12$ m, como se muestra en la figura. La transición es en un tramo muy corto y se considera $h_r \approx 0$. a) Calcule el gasto. b) Determine el número de Froude en cada sección.



Solución:

a) De la ecuación de la energía C.6 se tiene

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \Delta z + y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Por otro lado, de la ecuación de continuidad sabemos

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{Q}{b y_1} = \frac{Q}{1 \times 0.09} = \frac{Q}{0.09}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{Q}{b y_2} = \frac{Q}{1 \times 0.12} = \frac{Q}{0.12}$$

Al sustituir los valores de las variables en la ecuación inicial, queda como

$$0.09 + \frac{Q^2}{2g(0.09)^2} = 0.06 + 0.12 + \frac{Q^2}{2g(0.12)^2}$$

Al operar y al despejar el gasto, se obtiene

$$\frac{Q^2}{19.62(0.09)^2} - \frac{Q^2}{19.62(0.12)^2} = 0.06 + 0.12 - 0.09$$

$$2.753 Q^2 = 0.09$$

$$Q = \sqrt{\frac{0.09}{2.753}} = 0.181 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Sabemos que $F_r = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}}$

Con el gasto calculado del inciso anterior y la ecuación de continuidad las velocidades en cada sección son

$$V_1 = \frac{0.181}{0.09} = 2.011 \text{ m/s}, V_2 = \frac{0.181}{0.12} = 1.508 \text{ m/s}$$

Además, para sección rectangular la relación área entre ancho de superficie vale $\frac{A}{T} = \frac{b y}{b} = y$, por

lo que los números de Froude en cada sección son

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{2.011}{\sqrt{9.81 \times 0.09}} = 2.14 > 1, \text{ se presenta flujo supercrítico}$$

$$F_{r2} = \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} = \frac{1.508}{\sqrt{9.81 \times 0.12}} = 1.39 > 1, \text{ se presenta flujo supercrítico}$$

FLUJO UNIFORME

El flujo uniforme se presenta cuando

- La velocidad, y con ella el tirante y el área hidráulica, permanecen constantes en cada sección
- La línea de energía, la superficie libre del agua y la plantilla del canal son paralelas.

De acuerdo con lo anterior, el flujo uniforme ocurre sólo en estado permanente y en canales prismáticos de gran longitud. El flujo en corrientes naturales casi nunca alcanza una condición estricta de uniforme; cuando se supone en el cálculo, se entiende que los resultados obtenidos bajo esta suposición son aproximados.

Para que se establezca flujo uniforme es necesario que exista un balance dinámico entre el componente de la fuerza de peso en la dirección del flujo y la fuerza de fricción.

El esfuerzo tangencial del líquido sobre las paredes se calcula como

$$\tau_0 = \rho g R_h S \quad \text{C.9}$$

donde

τ_0 esfuerzo tangencial del líquido sobre las paredes en N/m^2

ρ densidad del agua en kg/m^3

El peso volumétrico de un líquido es $\gamma = \rho g$, en N/m^3 , para agua $\gamma = 9810 \text{N/m}^3$.

Expresión de Manning.

Gran cantidad de ecuaciones experimentales han sido obtenidas para calcular la velocidad en flujo uniforme, la más conocida y utilizada es la expresión de Manning, la cual establece

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{C.10}$$

En que n es un coeficiente de fricción que se estima según se muestra en la tabla C3.

En el sistema métrico, las unidades de la ecuación de Manning siempre son V en m/s , A en m^2 , R_h en m , n y la pendiente longitudinal S son adimensionales, por lo que 1 es un coeficiente dimensional para que la ecuación sea homogénea.

Tabla C3. Valores del coeficiente n de Manning (referencia 1)

Conductos cerrados operando parcialmente llenos

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Metales:			
a) Latón liso	0.009	0.010	0.013
b) Acero:			
1. Con bridas 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	0.024	0.030
B. No metales:			
a) Acrílico	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio	0.009	0.100	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	0.013	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarilla recta, con pozos de visita, entradas, etc.	0.013	0.015	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	0.014	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	0.013	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

Canales Recubiertos o revestidos

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Metal:			
<i>a)</i> Superficie de acero lisa:			
1. No pintada	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
<i>b)</i> Corrugado	0.021	0.025	0.030
B. No metales:			
<i>a)</i> Cemento:			
1. Superficie lisa	0.010	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
<i>b)</i> Madera:			
1. Cepillada, no tratada	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.120	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
<i>c)</i> Concreto:			
1. Acabado con llana metálica	0.011	0.013	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. Gunitado, buena sección	0.016	0.019	0.023
6. Gunitado, 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	
<i>d)</i> 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
<i>e)</i> 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
<i>f)</i> Ladrillo:			
1. Vitricota	0.011	0.013	0.015
2. Con mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
<i>g)</i> Mampostería de piedra:			
1. Pequeña, cementada	0.017	0.025	0.030
2. Pequeña, seca	0.023	0.032	0.035
<i>h)</i> Piedra labrada	0.013	0.015	0.017
<i>i)</i> Asfalto:			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
<i>j)</i> Cubierta vegetal	0.030		0.500
<i>k)</i> Suelo-cemento	0.015	0.016	0.017

Cauces naturales

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas <30m)			
<i>a) Corrientes en planicie:</i>			
1. Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto	0.025	0.030	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 hierbas 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, peor 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
<i>b) Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy</i>			
1. Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de boleó y grandes rocas	0.040	0.050	0.070
B. Planicies de inundación:			
<i>a) Pastura sin arbustos:</i>			
1. Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
2. Pato alto	0.030	0.035	0.050
<i>b) Áreas de cultivo:</i>			
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
<i>c) Arbustos</i>			
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
<i>d) Árboles</i>			
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 debajo 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 >30m). El valor de <i>n</i> es menor que en los arroyos de igual descripción, pero donde los bordos ofrecen menor resistencia:			
<i>a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos</i>	0.025		0.060
<i>b) Secciones rugosas e irregulares</i>	0.035		0.100

Canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo.

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	0.022	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 interior, con máximo nivel del agua	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, altos niveles de agua	0.080	0.100	0.140

Cálculo del flujo uniforme

En el cálculo del flujo uniforme intervienen seis variables: el gasto, la velocidad, el tirante que se establece, el coeficiente de Manning, la pendiente y la dimensión de la sección (de forma conocida), esto es, el ancho de la plantilla y el talud si la sección es trapecial rectangular, o el diámetro si es circular o de herradura.

Son dos las ecuaciones con las que se puede hacer el cálculo, independientemente del tipo de problema: la ecuación de continuidad C.3 y la ecuación de Manning C.10 para la fricción, por lo que el gasto se expresa entonces de la siguiente manera

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{C.11.a}$$

y ordenando términos

$$A R_h^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}} \quad \text{C.11.b}$$

Para una combinación particular de n , Q y S , la ecuación C.11b muestra que hay un tirante único llamado tirante normal y_n , que se establece en flujo uniforme.

El problema de revisión consiste en calcular

- El gasto y la velocidad cuando se conocen la pendiente, el coeficiente de Manning, el tirante, la pendiente y la geometría de la sección
- El tirante y la velocidad cuando se conocen el gasto, el coeficiente de Manning, la pendiente y la geometría de la sección

Los problemas de diseño consisten en calcular:

- La dimensión de la sección y la velocidad cuando se conocen el gasto, el coeficiente de Manning, el tirante, la pendiente y la forma de la sección.
- La dimensión de la sección y el tirante cuando se conocen el gasto, la velocidad, el coeficiente de Manning, la pendiente y la forma de la sección.
- La pendiente y la velocidad cuando se conocen el gasto, el tirante, el coeficiente de Manning y la geometría de la sección.

En el caso de la sección circular, la tabla C2 presenta parámetros adimensionales que permiten un rápido cálculo

El talud de un canal de sección trapecial depende, principalmente de las propiedades en que se excava, sea o no revestido. La tabla C4 proporciona taludes recomendables según la clase de material en que sea excavado el canal.

Tabla C4. Taludes recomendables en canales construidos en varias clases de material

<u>Material</u>	<u>Talud</u>
Roca sana no estratificada	0 a 0.25
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25 a 0.5
Rocas alteradas, tepetate duro	1
Grava angulosa	1
Arcilla densa o tierra con revestimiento de concreto	0.5 a 1
Suelo limo-arenoso con grava gruesa	1 a 1.5
Areniscas blandas	1.5 a 2
Limo arcilloso	0.75 a 1
Limo arenoso	1.5 a 2
Material poco estable, arena tierras arenosas, etc.	2
Arcilla saturada	3

Cualquiera que sea el problema que se trate, la velocidad no debe exceder la máxima permisible.

La sección del canal debe incluir un bordo libre L_b para absorber las fluctuaciones del nivel del agua por diversos factores y que generalmente varía entre el 5 a 30 por ciento del tirante del canal.

$$L_b = (0.05 \text{ a } 0.3) y$$

C.12

La pérdida de energía por fricción h_f en un tramo de longitud L se calcula

$$h_f = L \left(\frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \right)^2 \quad \text{C.13}$$

Canal revestido.

El revestimiento en un canal tiene por objeto prevenir la erosión, evitar infiltraciones y disminuir la rugosidad de las paredes

Si el agua es completamente limpia, se acepta que el valor de la velocidad mínima permisible sea entre 0.1 y 0.2 m/s con el fin de evitar el crecimiento de plantas, si el material está en suspensión se acepta un valor mínimo entre 0.6 y 0.9 m/s.

Ejemplo C3

Un canal rectangular revestido de concreto acabado con llana metálica, tiene 5.5 m de ancho y pendiente longitudinal $S = 0.002$. El tirante en flujo uniforme es $y = 1.2$ m.

a) Calcule la velocidad media y el gasto.

De la ecuación C.10 de Manning se tiene $V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$

Cálculo del área hidráulica, perímetro mojado y radio hidráulico

$$A = by = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y = 5.5 + (2 \times 1.2) = 7.9 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{6.6}{7.9} = 0.8354 \text{ m}$$

De la tabla 2.6b el coeficiente de rugosidad para concreto acabado con llana metálica es $n = 0.013$.

Sustituyendo valores en la ecuación inicial se obtiene la velocidad

$$V = \frac{1}{0.013} (0.8354)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 3.051 \text{ m/s}$$

yon la ecuación de continuidad el gasto es

$$Q = VA = 3.051 \times 6.6 = 20.1366 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Calcule el tirante que se presenta cuando el gasto es 1.5 veces el calculado en el inciso anterior.

Gasto del problema $Q = 1.5 Q_a = 1.5 \times 20.1366 = 30.2049 \text{ m}^3/\text{s}$

De la ecuación C11.b se tiene se tiene

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{b^{5/3} y^{5/3}}{(b + 2y)^{2/3}}$$

Al sustituir valores y operar se llega a

$$8.78 = \frac{17.137 y^{5/3}}{(5.5 + 2y)^{2/3}}$$

El tirante se obtiene de forma iterativa, proponiendo valores de $y > 1.2$ hasta conseguir la igualdad. El tirante final es $y = 1.589$ m.

c) Un canal de sección trapezoidal, 2 m de ancho de plantilla, taludes 2:1 y está revestido de concreto acabado con llana metálica. Calcular el caudal que conduce para un tirante de 1.20 m y pendiente de 0.000667.

Los elementos geométricos de la sección son:

$$A = y [b + k y] = 1.2 [2 + (2 \times 1.2)] = 5.28 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + k^2} = 2 + \left(2 \times 1.2 \sqrt{1 + (2)^2} \right) = 7.366 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{5.28}{7.366} = 0.717 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = 0.801$$

De la tabla 2.6b el coeficiente de Manning para concreto acabado con llana metálica vale $n = 0.013$.

Por lo que de la ecuación de Manning se tiene

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.013} \times 0.801 \times (0.000667)^{1/2} = 1.591 \text{ m/s}$$

De la ecuación de continuidad se obtiene

$$Q = V A = 1.591 \times 5.28 = 8.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

d) Canal circular con $D = 0.6$ m, $y = 0.3$ m, $S = 0.006$, revestido de concreto colado en molde de acero, sin acabado. Calcule V y Q .

Cálculo de variables

$$\theta = \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) = \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 \times 0.3}{0.6} \right) = 1.571$$

$$A = \frac{1}{4} \left(1.571 - \frac{1}{2} \text{sen} (2 \times 1.571) \right) (0.6)^2 = 0.141 \text{ m}^2$$

$$P = \theta D = 1.571 \times 0.6 = 0.9426 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{0.141}{0.9426} = 0.149 \text{ m}$$

De la tabla 2.6a el coeficiente de Manning para concreto colado en molde de acero, sin acabado; vale $n = 0.013$.

Al sustituir en la ecuación de Manning se tiene

$$V = \frac{1}{0.013} (0.149)^{2/3} (0.006)^{1/2} = 1.675 \text{ m/s}$$

Con la ecuación de continuidad se tiene

$$Q = V A = 1.675 \times 0.141 = 0.236 \text{ m}^3/\text{s}$$

e) Para el gasto calculado en el inciso anterior, determine el diámetro tal que se cumpla $\frac{y}{D} = 0.8$.

Sabemos de la ecuación C.11b $\frac{A R_h^{2/3}}{D^{8/3}} = \frac{n Q}{D^{8/3} S^{1/2}}$

De la tabla C2 para una relación $\frac{y}{D} = 0.8$ se tiene $\frac{A R_h^{2/3}}{D^{8/3}} = 0.3045$

Por lo que del al igualar el término derecho de la ecuación C.11 con el valor anterior queda

$$\frac{n Q}{D^{8/3} S^{1/2}} = 0.3045$$

Por lo que al despejar el diámetro D se obtiene

$$D = \left(\frac{n Q}{S^{1/2} \times 0.3045} \right)^{3/8} = \left(\frac{0.013 \times 0.236}{(0.006)^{1/2} \times 0.3045} \right)^{3/8} = 0.465 \text{ m}$$

Al ajustar a un diámetro comercial queda $D = 0.508 \text{ m} = 20''$

f) Resuelva los problemas anteriores empleando la hoja de cálculo.

Canal no revestido

En un canal no revestido se debe cuidar que no se presente erosión, para esto se puede revisar que la velocidad obtenida sea menor que la sugerida en la tabla C5 o que el esfuerzo tangencial actuante τ_0 sea menor que el esfuerzo tangencial permisible según valores indicados en la misma tabla.

Tabla C5.

Velocidad y esfuerzo tangencial máximos permisibles recomendados por Fortier y Scobey (1926) para distintos materiales en canales rectos de pendiente pequeña después de años en uso.

Material	n	Agua limpia		Agua que transporta sedimento coloidal	
		V en m/s	τ en N/m ² *	V en m/s	τ en N/m ² *
Arena fina, coloidal.	0.020	0.46	1.295	0.76	3.597
Marga arenosa, no coloidal.	0.020	0.53	1.774	0.76	3.597
Sedimento margoso, no coloidal.	0.020	0.61	2.302	0.91	5.275
Sedimento aluvial, no coloidal	0.020	0.61	2.302	1.07	7.193
Tierra común, firme	0.020	0.76	3.597	1.07	7.193
Arena volcánica	0.020	0.76	3.597	1.07	7.193
Arcilla dura, muy coloidal	0.025	1.14	12.469	1.52	22.060
Limo aluvial, coloidal	0.025	1.14	12.469	1.52	22.060
Pizarras, arena cementada con fango o con roca volcánica	0.025	1.83	32.131	1.83	32.131
Grava fina	0.020	0.76	3.597	1.52	15.346
Tierra graduada de arcilla a guijarros, no coloidal	0.030	1.14	18.223	1.52	31.651
Limos graduados hasta piedrillas, coloidal	0.030	1.22	20.621	1.68	38.365
Grava gruesa, no coloidal	0.025	1.22	14.387	1.83	32.131
Piedrillas y guijarros	0.035	1.52	43.640	1.68	52.752

* Los valores de τ se multiplican por 0.10197 para convertirlos en kg/cm².

Los valores del esfuerzo tangencial permisible τ_{pb} mostrados en la tabla corresponden al material en la plantilla, el esfuerzo permisible en los taludes τ_{pt} es menor y se puede calcular como

$$\tau_{pt} = K \tau_{pb} \quad \text{C.14}$$

En que

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 \phi}} \quad \text{C.15}$$

En que $\alpha = \text{ang tan } \frac{1}{k}$ y ϕ es el ángulo de fricción interna, que en el caso de suelos no cohesivos se muestra en la figura C4. Para usar esta tabla es preciso conocer datos de la granulometría del material. En el caso de suelos cohesivos se puede considerar $K = 1$.

Para que el diseño sea aceptable

$$\tau_0 < \tau_{pt} \quad \text{C.16}$$

Si se desconoce el valor de ϕ , se sugiere que el valor de k del talud sea mayor que el recomendado y revisar que

$$\tau_0 < \tau_{pt}$$

C.17

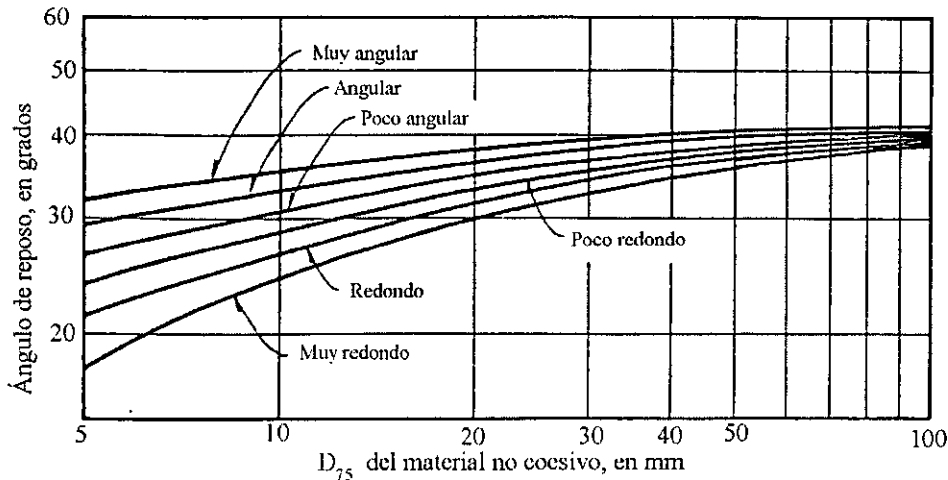


Figura C4. Valores del ángulo de reposo ϕ

Ejemplo C4.

Agua que transporta sedimento coloidal, $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, canal excavado en grava angular con $d_{75} = 42 \text{ mm}$ y pendiente $S = 0.0015$, $b = 6 \text{ m}$.

- Proponga un talud k y calcule el tirante normal.
- Calcule el esfuerzo tangencial actuante.
- Calcule los esfuerzos permisibles en la plantilla y en el talud y revise si el diseño es aceptable.

a) De la figura C.4 para grava angular con un diámetro $d_{75} = 42 \text{ mm}$ el ángulo de fricción interna es $\phi = 40^\circ$.

Como primera condición $\alpha < \phi$, y se propone $k=1.5$, por lo que

$$\alpha = \text{ang tan } \frac{1}{k} = \text{ang tan } \frac{1}{1.5} = 33.69^\circ < \phi:$$

El talud mínimo recomendado por la tabla C.4 para grava angular es $k = 1$. Con lo cual $\alpha = 45^\circ$ que es inaceptable para este caso, y se deja $\alpha = 33.69^\circ$.

Con la ecuación de Manning C.11.b y considerando de la tabla C.5 un coeficiente de rugosidad $n = 0.025$ se tiene

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

$$\frac{20 \times 0.025}{(0.0015)^{1/2}} = (6 + (1.5 \times y)) y \frac{((6 + (1.5 \times y)) y)^{2/3}}{(6 + 2 \sqrt{1 + 1.5^2} y)^{2/3}}$$

$$12.90 = (6 + y) y \frac{((6 + y) y)^{2/3}}{(6 + 3.61 y)^{2/3}}$$

Después de varias iteraciones el tirante normal vale $y_n = 1.49$ m

y m	A m^2	P m	R_h m	V m/s	$Qn/S_0^{1/2}$	$AR_h^{2/3}$
1.490	12.272	11.373	1.079	1.630	12.910	12.910

b) Según la ecuación C.9 el esfuerzo tangencial actuante es $\tau_0 = \rho g R_h S$

Por tanto $\tau_0 = 1000 \times 9.81 \times 1.079 \times 0.0015 = 15.87 \text{ N/m}^2$

c) De la tabla C5 para grava angular y agua que transporta sedimento coloidal el esfuerzo permisible en la plantilla vale $\tau_{pb} = 32.131 \text{ N/m}^2$

Por lo que el esfuerzo permisible en los taludes según la ecuación C.13 es $\tau_{pt} = K \tau_{pb}$

Con la ecuación C.14 $K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 \phi}}$, Por lo que $K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 33.69^\circ}{\text{sen}^2 40^\circ}} = 0.505$

$\tau_{pt} = 0.505 \times 32.131 = 16.22 \text{ N/m}^2$; efectivamente $\tau_0 < \tau_{pt}$ y el diseño es aceptable bajo el criterio de esfuerzo permisible.

De la tabla C5 para el mismo material la velocidad permisible es 1.83 m/s que es mayor que la velocidad actuante, $V = 1.63 \text{ m/s}$, por lo tanto el diseño también es aceptable bajo el criterio de velocidad permisible.

Si se desea que τ_{pt} aumente, basta con aumentar el talud, por ejemplo $k=2$, lo que proporcionará $K=0.72$ y $\tau_{pt} = 23.07 \text{ N/m}^2$.

ENERGÍA ESPECÍFICA Y RÉGIMEN CRÍTICO.

La energía específica se define como la energía por unidad de peso que fluye a través de una sección dada, medida con respecto al fondo del canal.

$$E = y + \frac{Q^2}{A^2 2g} \quad \text{C.18}$$

Cuando el gasto y la geometría de la sección transversal son constantes, la energía específica es función exclusivamente del tirante, y de la ecuación C.18 se puede obtener la curva $E - y$ que se muestra en la figura C.5.

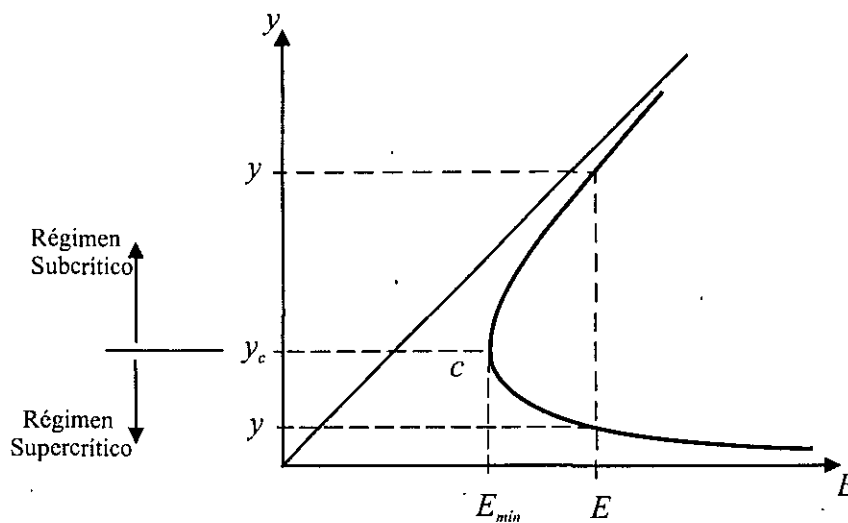


Figura C5. Curva energía específica - tirante, cuando el gasto y la geometría son constantes

En esta curva se muestra que para una determinada energía específica, existen dos valores del tirante llamados tirantes alternados que proporcionan esa misma energía. En el punto c se localiza la menor energía específica E_{min} con la que puede fluir el gasto a través de la sección y para la cual existe un solo valor del tirante, llamado tirante crítico y_c , la velocidad es $V = V_c$, el número de Froude, $F_r = 1$ y el régimen es crítico.

Cuando el tirante $y > y_c$, $V < V_c$, $F_r < 1$ y el régimen es subcrítico; si $y < y_c$, $V > V_c$, $F_r > 1$ y el régimen es supercrítico.

Conocidos el gasto y la geometría de la sección transversal, el tirante crítico se calcula a partir de la ecuación general del régimen crítico

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \text{C.19}$$

En un canal rectangular la expresión C.19 se reduce a

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad \text{C.20}$$

Para el cálculo del tirante crítico en sección circular se pueden emplear las expresiones de la tabla C.1 o bien emplear los parámetros adimensionales de la tabla C.2

La mínima energía específica E_{min} se calcula

$$E_{min} = y_c + \frac{Q^2}{2g A_c^2} \quad \text{C.21}$$

Cuando se tiene un escalón suave ascendente el cual produce una pérdida de carga h_r , despreciable y pendiente casi nula como se muestra en la figura C.6, y se conocen el gasto, la geometría, el desnivel Δz , y el tirante en la sección 1, el tirante en la sección 2 se puede calcular a partir de la ecuación C.6.

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta z \quad \text{C.22}$$

Es decir $E_1 = E_2 + \Delta z$, el tirante en la sección 2 depende del régimen de flujo en la sección 1; si y_1 está en régimen subcrítico, el tirante y_2 también se presenta en régimen subcrítico, por el contrario, cuando y_1 está en régimen supercrítico, y_2 también lo está. La elevación Δz tiene como límite $\Delta z_{máx} = E_1 - E_{min}$. El tirante después del escalón depende de las condiciones aguas abajo.

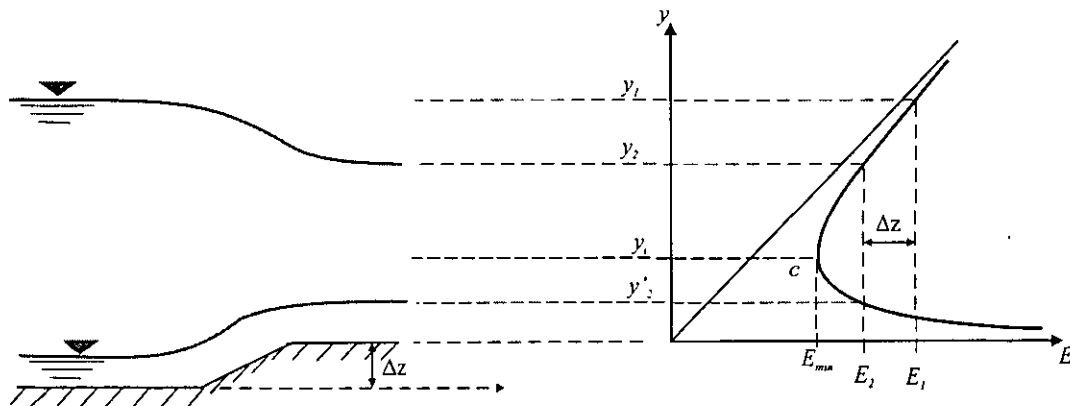


Figura C6 Variación de tirante debido a la presencia de un escalón.

Ejemplo C5

Canal rectangular, conduce $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 1 \text{ m}$, $y_1 = 3 \text{ m}$.

- Calcular el tirante crítico
- Clasifique el régimen en la sección 1
- Se presenta un escalón ascendente con $\Delta z = 0.3$ m, calcule y_2
- Se presenta un escalón descendente con $\Delta z = 0.3$ m, calcule y_2 .

a) Para sección rectangular de la ecuación C.19 se tiene

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{6^2}{9.81 \times 1^2}} = 1.54 \text{ m}$$

b) Debido a que el tirante en la sección 1 es mayor que el tirante crítico, es decir, $3 > 1.54 \Rightarrow$ se asume que en la sección 1 se presenta un flujo en régimen subcrítico.

c) Calculo de la energía específica en la sección 1

$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_1 + \frac{Q^2}{2g b^2 y_1^2} = 3 + \frac{6^2}{19.62 \times 1^2 \times 3^2} = 3.2 \text{ m}$$

Al plantear la ecuación de la energía antes y sobre el escalón ascendente se tiene

$$E_1 = E_2 + \Delta z$$

$$E_1 = y_2 + \frac{Q^2}{2g b^2 y_2^2} + \Delta z$$

Al multiplicar por y_2^2 cada término de la ecuación anterior se obtiene

$$E_1 y_2^2 = y_2^3 + \frac{Q^2}{2g b^2} + \Delta z y_2^2$$

Al acomodar términos y al igualar a cero la ecuación anterior tenemos

$$y_2^3 + (\Delta z - E_1) y_2^2 + \frac{Q^2}{2g b^2} = 0$$

Al sustituir valores y operar queda

$$y_2^3 + (0.3 - 3.2) y_2^2 + \frac{6^2}{19.62 \times 1^2} = 0$$

$$y_2^3 - 2.9 y_2^2 + 1.834 = 0$$

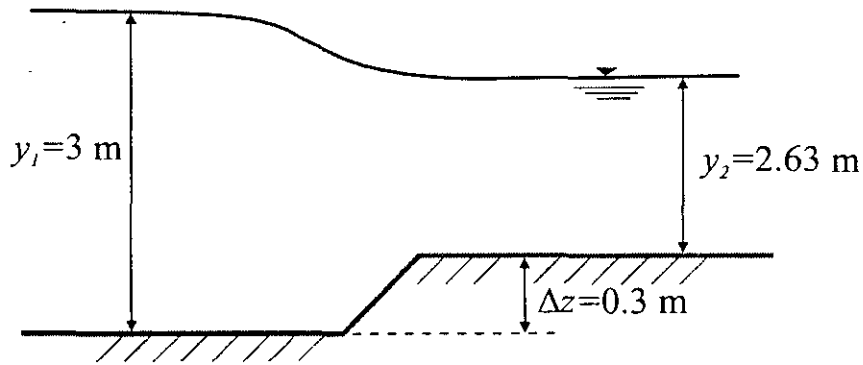
La expresión anterior es una ecuación de tercer grado. Tiene tres raíces: dos positivas y una negativa. Las tres raíces son

$$y_{2,1} = 2.63 \text{ m}$$

$$y_{2,2} = 0.976 \text{ m}$$

$$y_{2,3} = -0.712 \text{ m}$$

Por lo que el tirante correcto es el correspondiente al régimen que se presenta en la sección 1, es decir, el tirante en régimen subcrítico $y_{2,2} = 2.63 \text{ m} > y_c$.



d) Al plantear la ecuación de la energía se tiene

$$E_1 = E_2 - \Delta z$$

Al desarrollar e igualar a cero queda

$$y_2^3 + (-\Delta z - E_1) y_2^2 + \frac{Q^2}{2g b^2} = 0$$

$$y_2^3 + (-0.3 - 3.2) y_2^2 + \frac{6^2}{19.62 \times 1^2} = 0$$

$$y_2^3 - 3.5 y_2^2 + 1.834 = 0$$

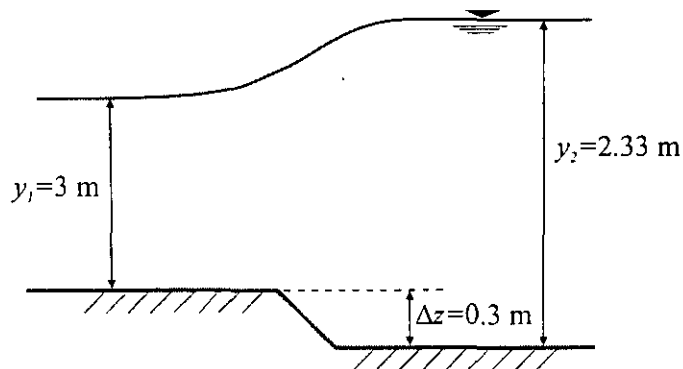
Las tres raíces son

$$y_{2,1} = 3.33 \text{ m}$$

$$y_{2,2} = 0.825 \text{ m}$$

$$y_{2,3} = -0.66 \text{ m}$$

Por lo que el tirante correcto es el correspondiente al régimen que se presenta en la sección 1, es decir, el tirante en régimen subcrítico $y_{2,2} = 3.33 \text{ m} > y_c$.



Pendiente crítica.

De la ecuación C11.a de flujo uniforme se puede despejar la pendiente longitudinal

$$S = \left(\frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \right)^2 \quad \text{C.23}$$

Donde el área y el radio hidráulico están calculados con el tirante normal. En flujo uniforme $S = S_f$.

Se define pendiente crítica

$$S_c = \left(\frac{Qn}{A_c R_{hc}^{2/3}} \right)^2 \quad \text{C.24}$$

Donde el área y el radio hidráulico se calculan con el tirante crítico.

La pendiente se clasifica

Subcrítica, si $y_n > y_c$, $S < S_c$

Supercrítica, si $y_n < y_c$, $S > S_c$

Crítica, si $y_n = y_c$, $S = S_c$;

SALTO HIDRÁULICO.

El salto hidráulico es un fenómeno local en el cual se lleva a cabo un cambio de régimen supercrítico a subcrítico. Según evidencia experimental la transferencia de régimen supercrítico a subcrítico ocurre en forma brusca, acompañada de mucha turbulencia y gran pérdida de energía. El cambio ocurre con fuertes pulsaciones y gran inclusión de aire. Las pérdidas por fricción son insignificantes comparadas con las pérdidas debidas a la turbulencia. El cambio de régimen se desarrolla en un tramo relativamente corto, y es por tanto un caso de flujo rápidamente variado.

La ecuación de impulso y cantidad de movimiento es la que permite calcular las condiciones en una sección, conocidos el gasto, la sección transversal y el tirante en la otra sección en la dirección del flujo. Cuando esta ecuación se divide entre el peso volumétrico, se expresa

$$\frac{Q^2}{g A_1} + y_{G1} A_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + y_{G2} A_2 \quad \text{C.25}$$

Donde, según se explica en la figura C.7, A es el área de la sección transversal, y_G es la distancia desde la superficie libre del agua hasta el centroide de la sección.

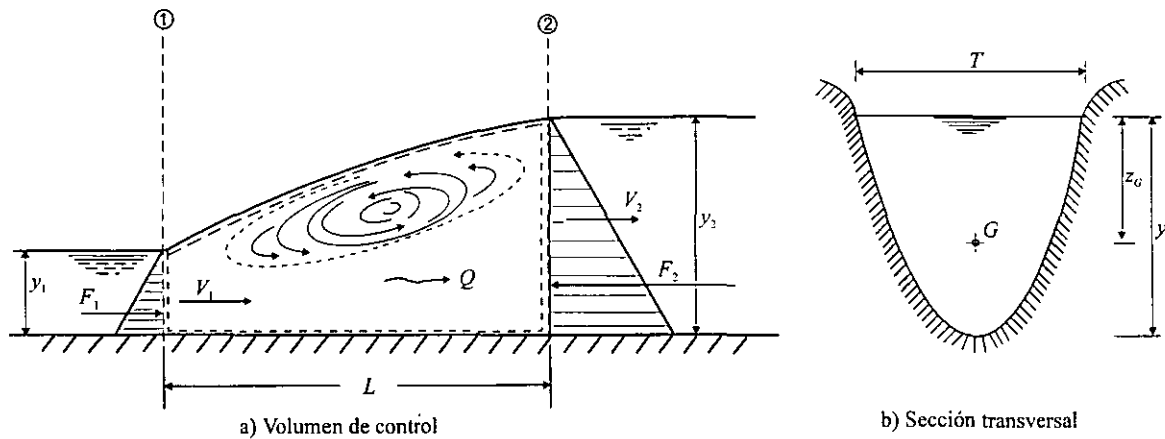


Figura C7 Salto Hidráulico

En esta ecuación se observa que los términos antes y después de la igualdad son análogos, pudiendo expresarlos mediante la función llamada *momentum*

$$M = \frac{Q^2}{gA} + y_G A \quad \text{C.26}$$

Para un valor de M , hay dos posibles tirantes y_1 y y_2 que reciben el nombre de conjugado menor y mayor respectivamente, y que corresponden a los tirantes antes y después del salto. Al mínimo valor de la función *momentum* le corresponde el tirante crítico y_c , el cual obviamente, no tiene conjugado.

$$M_1 = M_2 \quad \text{C.27}$$

La condición anterior sólo es válida cuando no hay obstáculos en el flujo entre antes y después del salto.

De la ecuación C.6, la pérdida de energía debida al salto, se calcula planteando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2

$$h_r = \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad \text{C.28}$$

De $M_1 = M_2$, cuando se produce un salto hidráulico en sección rectangular se llega a

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) \quad \text{C.29a}$$

y

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{r2}^2} - 1 \right) \quad \text{C.29b}$$

Ejemplo C6

Canal rectangular, conduce $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 1 \text{ m}$, $y_1 = 0.20 \text{ m}$.

- Calcule el tirante crítico
- Clasifique el régimen en la sección 1
- Calcule su correspondiente conjugado.

a) A partir de la ecuación C.19 para sección rectangular

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{(1)^2}{9.81 (1)^2}} = 0.467 \text{ m}$$

b) Como $y_1 < y_c$, se presenta un régimen supercrítico, por lo que corresponde al conjugado menor. Por lo que el número de Froude en la sección 1 vale

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{Q}{A_1 \sqrt{g y_1}} = \frac{1}{1 \times 0.20 \sqrt{9.81 \times 0.20}} = 3.569$$

c) A partir de la ecuación C.29a se determina el tirante conjugado mayor.

$$y_2 = \frac{0.20}{2} \left(\sqrt{1 + 8 (3.569)^2} - 1 \right) = 1.014 \text{ m}$$

SECCIÓN DE CONTROL A LA ENTRADA Y A LA SALIDA DE UN CANAL

La sección de un canal en la que sea posible establecer una relación definida entre el nivel de la superficie del agua y el gasto correspondiente, se conoce como sección de control. En general dicha sección “controla” el flujo, tanto en dirección aguas arriba como en la dirección aguas abajo. En este curso solo se comentarán las secciones de control a la entrada y a la salida de un canal.

Canal con pendiente subcrítica

Si el canal es suficientemente largo para que se presente flujo uniforme, a la entrada se presenta el tirante normal y_n .

Si la descarga es libre se presenta el tirante crítico al terminar el canal.

Si la descarga no es libre, el tirante a la salida lo fija el nivel del agua de la descarga.

Canal con pendiente supercrítica

A la entrada siempre se presenta el tirante crítico, y si el canal es suficientemente largo se llega a establecer el tirante normal.

Si la descarga es libre y se estableció flujo uniforme, el tirante en la descarga es el tirante normal.

Si la descarga no es libre y la elevación en la descarga produce un tirante mayor que el crítico, en el

canal se presenta un salto hidráulico.

COMPUERTAS.

El gasto que descarga una compuerta de pared delgada como la mostrada en la figura C8, cuya descarga es libre se calcula con

$$Q = abC_d \sqrt{2g y_0} \quad \text{C.30}$$

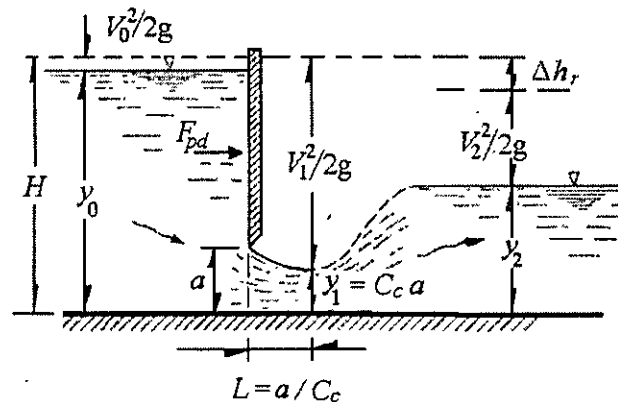


Figura C8. Descarga de una compuerta

en que

- a . . . abertura de la compuerta
- b . . . ancho del canal
- C_d . . . coeficiente de gasto, según figura C9
- y_0 . . . tirante antes de la compuerta
- C_c . . . coeficiente de contracción

El tirante y_1 después de la compuerta es

$$y_1 = C_c a \quad \text{C.31}$$

En que C_c es un coeficiente de contracción con un valor cercano a 0.62.

En el caso que el canal de descarga tenga pendiente subcrítica, después de la descarga se puede presentar un salto hidráulico. Si el canal tiene pendiente supercrítica, el tirante tiende al normal.

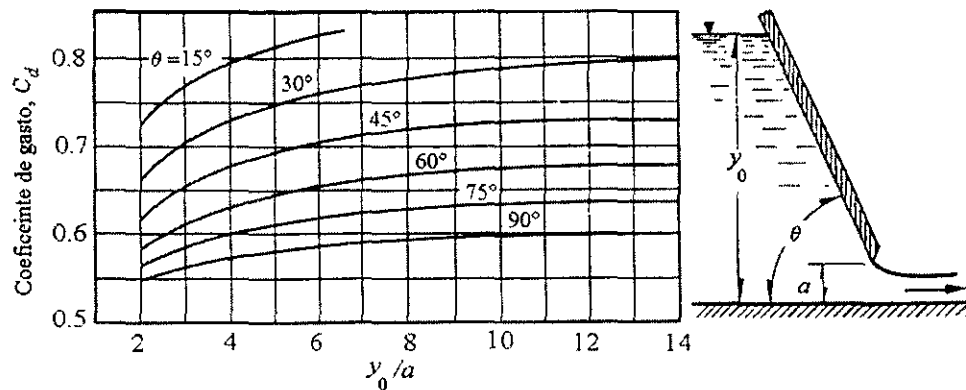


Figura C9. Coeficiente de gasto de una compuerta de pared delgada.

El empuje dinámico F_{pd} sobre la compuerta se calcula

$$F_{pd} = (\rho g A_0 y_{G0} - \rho g A_1 y_{G1}) - \rho Q(V_1 - V_0) \quad \text{C.32}$$

Ejemplo C7

Canal rectangular, conduce $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 1 \text{ m}$. a) Calcule los tirantes antes y después de la compuerta si la abertura es $a = 0.3 \text{ m}$. b) Calcule el empuje dinámico sobre la compuerta.

Solución.

a) de la ecuación C.30, el tirante antes de la compuerta es

$$y_o = \left(\frac{Q}{abC_d} \right)^2 \frac{1}{2g}$$

$$y_o = \left(\frac{1}{0.3 \times 1 \times C_d} \right)^2 \frac{1}{2g} = \frac{0.56631}{C_d^2}$$

Como se desconoce la relación y_o/a de la cual depende el coeficiente C_d , de la figura C9 se observa que el máximo valor de este coeficiente para una compuerta vertical es $C_d = 0.6$, y con este valor se calcula y_o y después se revisa que el coeficiente de gasto sea el correcto, si no lo es se estima otro valor y se vuelve a calcular el tirante y_o .

$$y_o = \frac{0.56631}{0.6^2} = 1.573 \text{ m}$$

Por lo que $\frac{y_0}{a} = \frac{1.573}{0.3} = 5.24$ y de la figura C9, $C_d = 0.585$, y se tiene

$$y_0 = \frac{0.56631}{0.585^2} = 1.654 \text{ m}$$

Por lo que $\frac{y_0}{a} = \frac{1.654}{0.3} = 5.515$ y de la figura C9, efectivamente $C_d = 0.585$ y el último valor de y_0 es el correcto. De C.31, el valor del tirante en la descarga es

$$y_1 = 0.62 \times 0.3 = 0.186 \text{ m}$$

b)

$$V_0 = \frac{1}{1 \times 1.654} = 0.604 \text{ m/s}$$

$$V_1 = \frac{1}{1 \times 0.186} = 5.376 \text{ m/s}$$

El empuje dinámico se calcula con C.32, el cual es

$$F_{pd} = 1000 \times g \left(1.654 \times 1 \times \frac{1.654}{2} - 0.186 \times 1 \times \frac{0.186}{2} \right) - 1000 \times 1 (5.376 - 0.604)$$

$$F_{pd} = 16809 \text{ kN} = 1715 \text{ kg}_f$$

HIDROLOGÍA

ASPECTOS GENERALES.

La hidrología trata sobre el agua en la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos.

La hidrología aplicada o ingeniería hidrológica tiene aplicación en el diseño y operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, tratamiento disposición de aguas residuales, riego drenaje, generación eléctrica, control de inundaciones, navegación, erosión y control de sedimentos, control de salinidad, disminución de contaminación, usos recreativos, etc.

La ocurrencia del agua sobre la tierra se explica con el ciclo hidrológico, cuyo esquema simplificado se muestra en la figura G1.

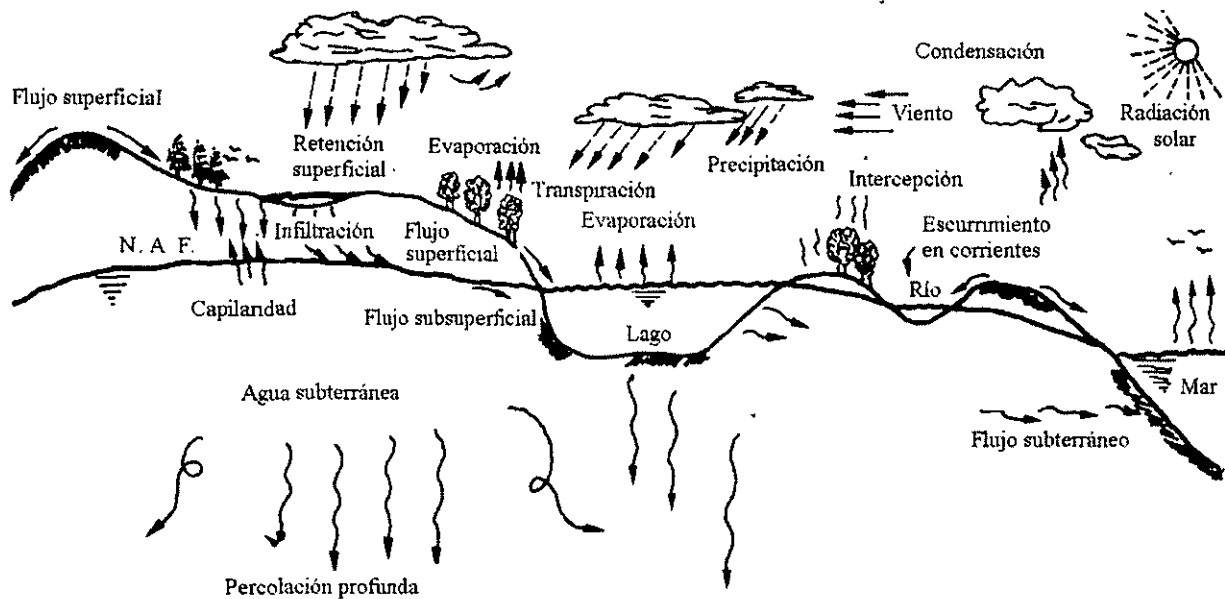


Figura G1. Ciclo hidrológico.

OBJETIVO DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.

- Recolección de datos
- Métodos de análisis
- Determinación de gastos para el diseño

Cuenca.

La cuenca es la unidad básica del estudio de la hidrología. La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios.

El parteaguas es una línea imaginaria que pasa por la línea de mayor nivel topográfico y separa a la cuenca de las otras vecinas.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores siendo las características fisiográficas de la cuenca: área, pendiente y elevación; y las del cauce principal: longitud del cauce principal y red de drenaje.

Cuenca pequeña: es aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta densidad y corta duración y predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. El tamaño de una cuenca pequeña depende del autor, Chow propone de 4 a 130 km²; otros autores la definen con un área máxima de 25 km².

En el análisis hidrológico de las áreas de drenaje intervienen fundamentalmente los dos componentes principales del ciclo hidrológico: precipitación y escurrimiento. Con base en los registros de mediciones efectuadas, es posible establecer la relación que existe entre ambos, considerando las mediciones directas factibles de obtener, la estimación de condiciones que no son posibles de medir directamente y la predicción de la probable ocurrencia de eventos dentro de un lapso especificado.

PRECIPITACIÓN.

La precipitación es el agua proveniente de la atmósfera que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico.

La precipitación h_p se mide como la altura de lámina de agua, se expresa en mm.

Pluviómetro: Mide la altura de agua en un intervalo determinado de tiempo, sin embargo no permite conocer como se distribuyó en el tiempo.

Pluviógrafo. Grafica la altura de lluvia contra el tiempo. La figura G2 muestra un registro pluviométrico.

Intensidad de lluvia. Es la altura de lluvia entre el tiempo

$$i = \frac{h_p}{t} \quad \text{G.1}$$

La altura de lluvia se acostumbra expresar en mm y el tiempo en minutos, horas o días, según se requiera siendo usual escribir: mm/min, mm/hora, mm/día.

Curva masa de precipitación. Es una relación entre la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación. Se obtiene del registro del pluviógrafo. La figura G3 muestra la curva masa correspondiente al registro mostrado en la figura G2.

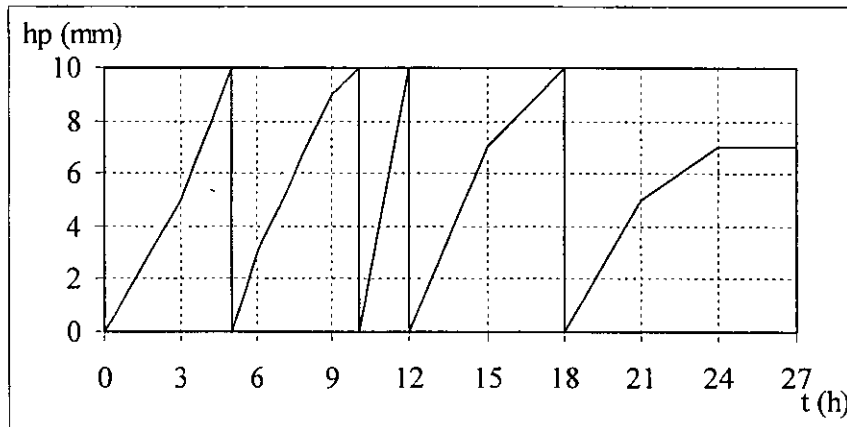


Figura G2. Registro de un pluviógrafo.

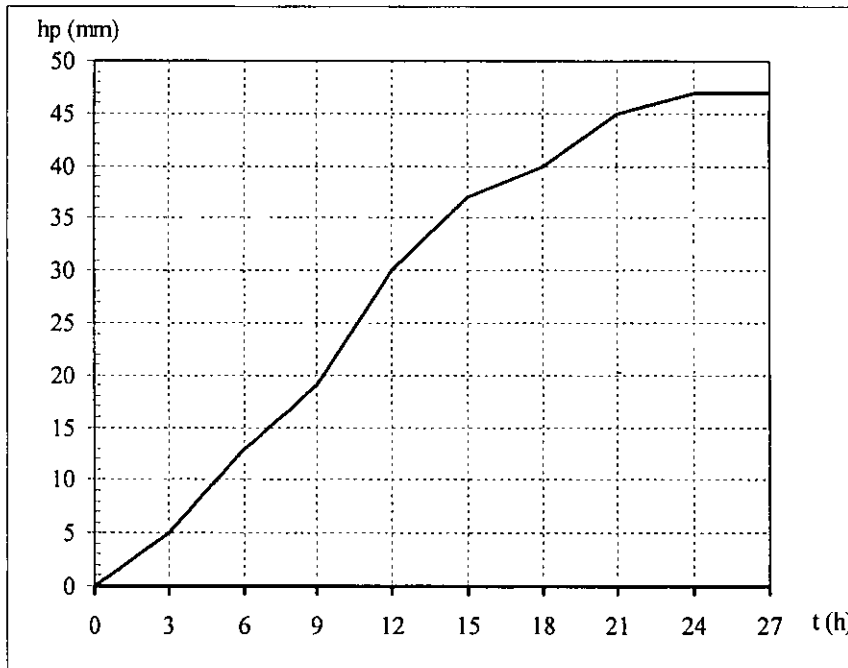


Figura G3. Curva masa de precipitación.

Hietograma

Es una gráfica que muestra la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto al tiempo.

Ejemplo G1.

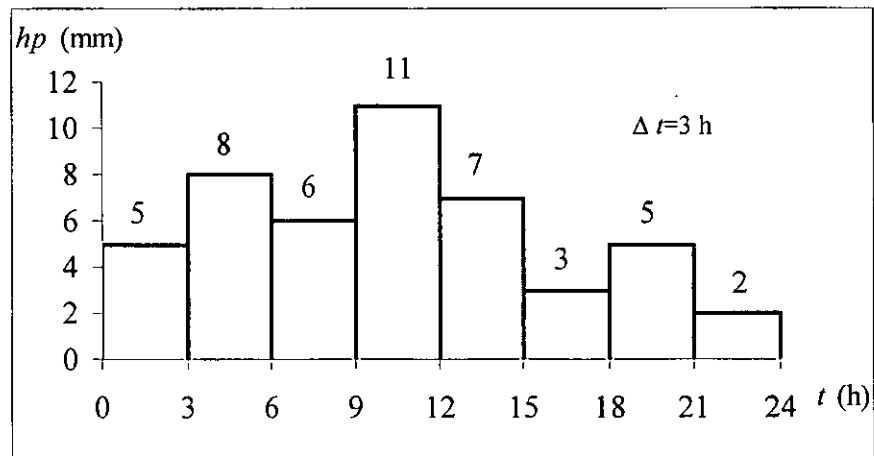
Calcule y dibuje los hietogramas de precipitación y de intensidad para $\Delta t = 3h$ de la tormenta mostrada en la figura G2.

Solución

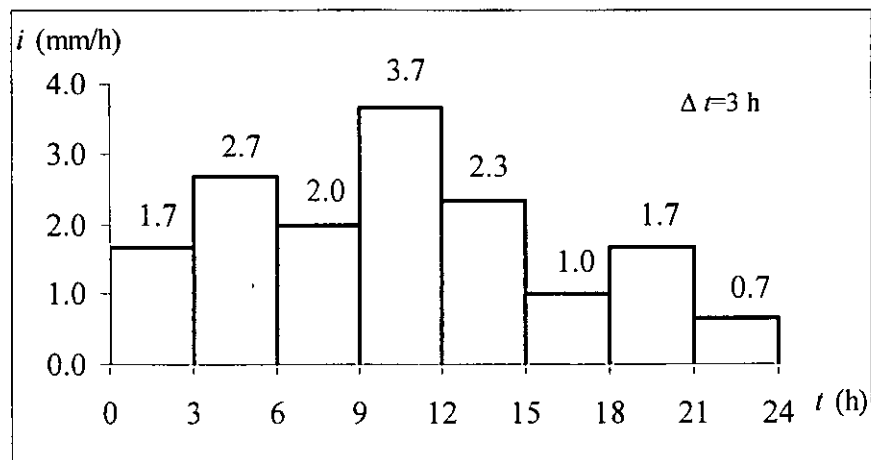
De la curva masa acumulada de precipitación (figura G3), se determina el valor de la altura de precipitación cada 3 horas y se tiene la siguiente tabla

Δt (h)	hp (mm) parcial	i (mm/h)
0-3	5	1.7
3-6	8	2.7
6-9	6	2.0
9-12	11	3.7
12-15	7	2.3
15-18	3	1.0
18-21	5	1.7
21-24	2	0.7

Con estos datos se construye el hietograma de precipitación para el intervalo de tiempo indicado



La intensidad de lluvia se calcula como la altura de lluvia en el intervalo indicado y el hietograma de intensidad es



Precipitación en una zona

La precipitación que se mide en una estación climatológica es solo representativa del lugar donde esta se encuentra. Para poder determinar los valores medios en toda una cuenca, son necesarios los registros del mayor número de estaciones dentro y fuera de la misma y utilizar promedios.

Promedio aritmético. Consiste simplemente en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación que esté dentro de la cuenca.

$$\bar{h}_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{pi} \quad \text{G.1}$$

donde

- \bar{h}_p precipitación promedio en la cuenca (en un intervalo de tiempo determinado)
- h_{pi} precipitación en la estación i
- n número de estaciones

Este método es muy simple, pero no toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca ni la manera en que se distribuye en el espacio.

Método de isoyetas. Toma en cuenta la densidad y distribución de las estaciones e incluye los efectos orográficos sobre la distribución de las lluvias. Toma en cuenta estaciones cercanas a la cuenca pero que se encuentran fuera de ella.

El método consiste en trazar con la información registrada líneas que unan puntos de igual precipitación, a estas líneas se les conoce como isoyetas. Este método determina un valor representativo de la altura de precipitación que se considera uniformemente distribuido sobre la cuenca. En el caso de áreas pequeñas de drenaje, son bastante representativos los datos así obtenidos y en ocasiones puede ser suficiente con los datos de la estación más próxima, sin que esto sea una regla plenamente justificada.

La altura media se calcula como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación y se calcula

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n h_{pi} A_i \quad \text{G.2}$$

donde

- \bar{h}_p precipitación promedio en la cuenca (en un intervalo de tiempo determinado)
- A_T área total de la cuenca
- h_{pi} precipitación media entre dos isoyetas
- A_i área entre dos isoyetas
- n número de áreas comprendidas entre dos isoyetas

La figura G4 muestra una cuenca y las isoyetas sobre la misma.

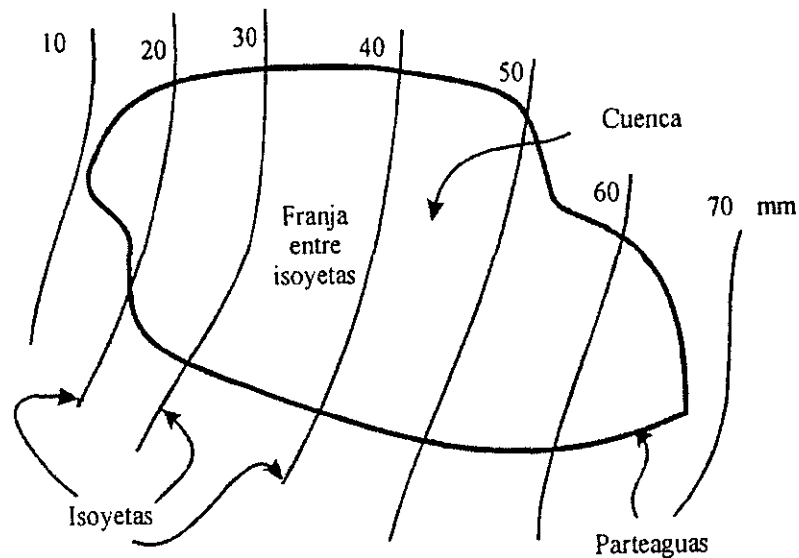


Figura G4. Isoyetas

Ejemplo G2

En la cuenca de la figura G5 se han registrado las alturas de precipitación mostradas en la misma figura, la cual ya muestra las isoyetas trazadas a partir de los datos registrados en cada estación. Las áreas de influencia entre las isoyetas son:

$$A_1 = 368 \text{ km}^2 \text{ entre la isoyeta de } 10 \text{ mm y el parteaguas}; h_{p1} = 7.5 \text{ mm}$$

$$A_2 = 7295 \text{ km}^2; h_{p2} = 12.5 \text{ mm}$$

$$A_3 = 5452 \text{ km}^2; h_{p3} = 17.5 \text{ mm}$$

$$A_4 = 368 \text{ km}^2; h_{p4} = 22.5 \text{ mm}$$

$$A_5 = 1998 \text{ km}^2; h_{p5} = 27.5 \text{ mm}$$

Calcular la altura de precipitación media, aplicando los métodos antes expuestos.

Solución

- a) Método Aritmético. La precipitación media se obtiene con la ecuación G.1 y no toma en cuenta la estación que se encuentra fuera de la cuenca

$$\bar{h}_p = \frac{1}{6} (12 + 9 + 19 + 14 + 23 + 27) = 17.33 \text{ mm}$$

- b) Isoyetas. En la figura G5 se muestra el trazo de las isoyetas. La altura de precipitación media se obtiene con la ecuación G.2

$$\bar{h}_p = \frac{1}{17350} (7.5 \times 368 + 12.5 \times 7295 + 17.5 \times 5452 + 22.5 \times 2237 + 27.5 \times 1998)$$

$$\bar{h}_p = 17.0 \text{ mm}$$

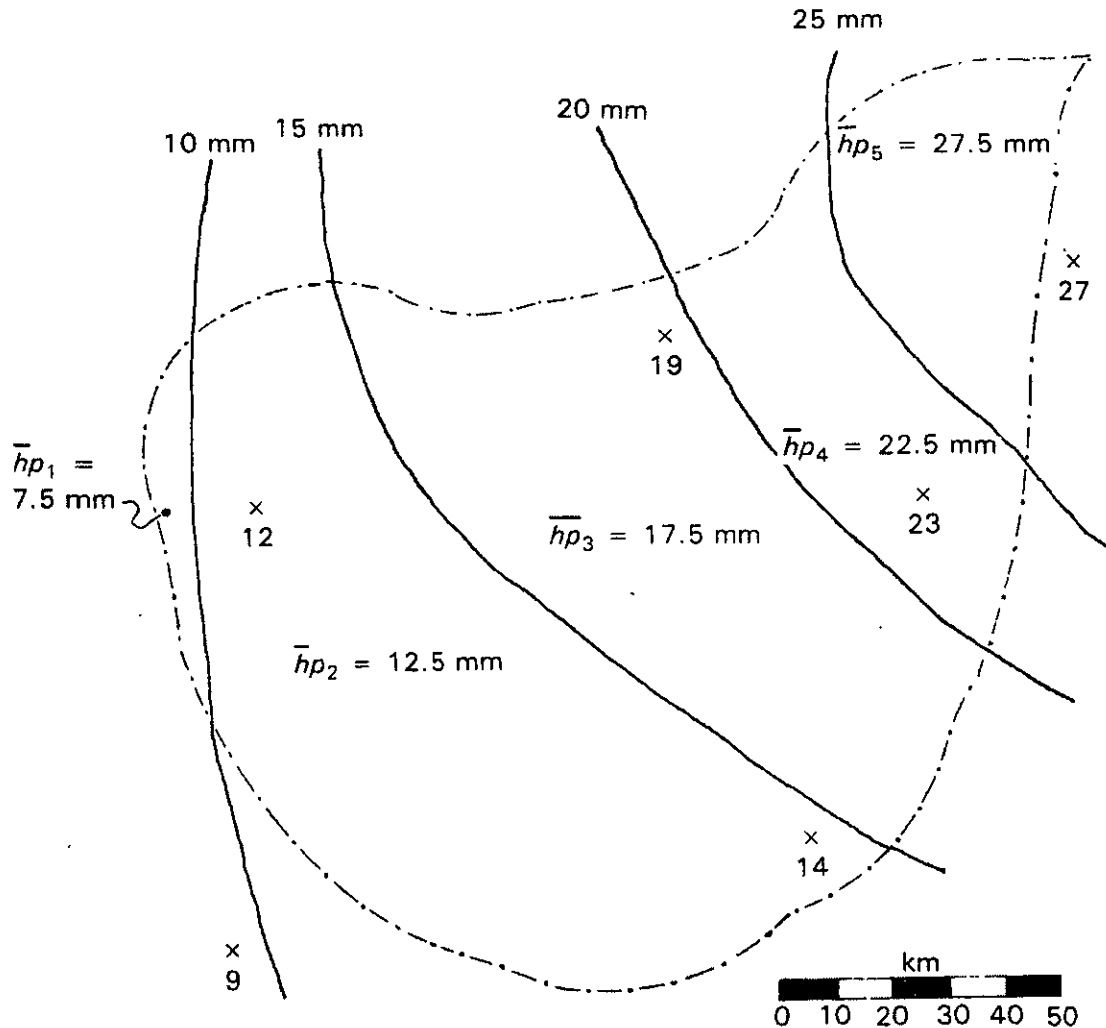


Figura G5. Cuenca del problema G2

Precipitación en exceso o efectiva.

La parte de precipitación que queda atrapada en la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se infiltra se conoce como pérdida de precipitación. La altura de precipitación que resulta de restar a la total la debida a las pérdidas se le conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva h_{pe} y es la que da origen al escurrimiento directo.

Uno de los métodos para calcular la lluvia en exceso es empleando la siguiente expresión:

$$h_{pe} = 10 \times \frac{\left((0.1 \times h_p) - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{(0.1 \times h_p) + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad \text{G.3}$$

En esta ecuación h_{pe} y h_p se expresan en mm y N es el número de escurrimiento, depende del uso, tipo y composición del suelo y del tratamiento, pendiente y estado de humedad del terreno, según tablas G.1 y G.2.

La altura de lluvia h_p corresponde a la precipitación media. El método considera condiciones anteriores de humedad en el terreno, que aquí no serán consideradas.

Ejemplo G3.

Una cuenca está formada en un 70% por bosques naturales normales y en un 30% por pastizales naturales con una pendiente menor al 1%. El suelo de toda la cuenca está constituido por arenas muy finas con alto contenido de arcillas. Calcule la altura de lluvia efectiva que corresponde a una tormenta de 50 mm.

Solución

De acuerdo con la tabla G.1, el suelo es tipo C y de acuerdo con la tabla G.2 los valores de N para el área boscosa normal y de pastizales respectivamente son

$$N_{70} = 70 \quad N_{30} = 86$$

Un valor de N medio para la cuenca es $\bar{N} = 0.7 \times 70 + 0.3 \times 86 = 75$. La altura de precipitación se obtiene con la ecuación G.3

$$h_{pe} = 10 \times \frac{\left((0.1 \times 50) - \frac{508}{75} + 5.08 \right)^2}{(0.1 \times 50) + \frac{2032}{75} - 20.32} ; \quad h_{pe} = 9.28 \text{ mm}$$

Tabla G.1 Clasificación del tipo de suelo.

Tipo de suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.
B	Arenas finas y limos.
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables

Tabla G.2. Selección de N

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno, en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	--	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	>1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	75	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
Pastizales	-----	>1	68	79	86	89
	-----	<1	39	61	74	80
	Contorneo	>1	47	67	81	88
	Contorneo	<1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	<1	30	58	71	78
Bosques	Muy ralo	-----	56	75	86	91
	Ralo	-----	46	68	78	84
	Normal	-----	36	60	70	77
	Espeso	-----	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	15	44	54	61
Caminos	De terracería	-----	72	82	87	89
	Con superficie dura	-----	74	84	90	92

Duración en exceso.

En una tormenta, el agua que se precipita primero satisface la demanda de humedad del suelo y después cualquier exceso pasa a formar parte del agua subterránea. Cada tipo de suelo tiene una capacidad máxima de infiltración; durante una tormenta sólo se satisface la capacidad de infiltración mientras ocurre la lluvia en exceso, el tiempo que dura la lluvia o precipitación en exceso se llama duración en exceso d_e y la lluvia que no se infiltra y que por lo tanto es la que escurre y llega a los cauces, es la precipitación en exceso h_{pe} .

PERIODO DE RETORNO

Uno de los principales objetivos del análisis estadístico es la determinación del periodo de retorno de un cierto evento hidrológico. El periodo de retorno Tr se define como el lapso promedio entre la ocurrencia de un evento de igual o mayor magnitud dada.

Riesgo de falla. La probabilidad R de que uno o más eventos de periodo de retorno Tr ocurran durante la vida útil, se conoce como riesgo de falla.

$$R = 1 - (1 - 1/Tr)^n \quad G.4$$

En que n es el número de años de vida útil de la estructura.

Selección del periodo de retorno de diseño. El procedimiento para diseñar estructuras que den paso a las avenidas o que resistan los efectos de estas, consisten en adoptar un periodo de retorno dependiendo del tipo de obra o de la zona que protege. El riesgo de falla de dicha estructura es entonces revisado para los valores específicos de vida útil, cuya selección depende de factores sociales y económicos. La tabla G.3 propone los periodos de retorno de diseño para diferentes estructuras.

Ejemplo G4.

Un puente tiene una vida útil de 50 años. a) Calcule el riesgo de falla si la avenida se calcula con un $Tr = 25$ años. b) Calcule el periodo de retorno que corresponde a una confiabilidad del 95%.

Solución

a) $R = 1 - (1 - 1/25)^{50} = 0.8701$

El riesgo de falla es $R = 87.01\%$ y una confiabilidad del 12.98%

b) de G.4:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/n}}$$

Una confiabilidad del 95% implica un riesgo de falla del 5%

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - 0.05)^{1/50}} = 975 \text{ años}$$

Tabla G3. Periodo de retorno recomendado para diferentes estructuras

	TIPO DE ESTRUCTURA	PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS
I	Drenaje de carreteras en las que circulan: 0 a 400 vehículos por día	10
	400 a 1700 vehículos por día	10 a 25
	1700 a 5000 vehículos por día	25
	más de 5000 vehículos por día	50
	Drenajes de aeropuerto	5
	Drenajes pluviales	2 a 10
	Diques	2 a 50
	Zonas de drenaje	5 a 50
II	Grandes puentes	100
	Pequeños puentes	50
	Alcantarillas	25
	Estructuras de drenaje en subestaciones eléctricas	50
III	TIPO DE ÁREA QUE SERÁ PROTEGIDA Zonas urbanas, importantes redes de transporte y grandes plantas industriales	100
	Regiones Agrícola- Industrial	50
	Zonas Agrícolas	7 a 20
	Áreas forestales y planicies de inundación	≤10
IV	TIPO DE EMBALSE Grandes embalses cuya falla causaría pérdida de vidas humanas 1. Cortinas de tierra	1000
	2. Cortina de concreto o mampostería	500
	Embalses que al fallar no causarían pérdida de vidas humanas 1. Embalses costosos	500
	2. Embalses moderadamente costosos	100
	3. Embalses pequeños	20

RELACIÓN INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO ($i-d-Tr$)

Uno de los pasos que debe seguirse en los proyectos hidrológicos de drenaje es la determinación del evento o de los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y el periodo de retorno apropiado para la obra y el sitio.

Para conocer la variación de la intensidad y la duración de la precipitación en relación con su frecuencia de incidencia se hacen análisis estadísticos de los datos registrados en una zona. De los resultados se infiere que una tormenta de gran intensidad está asociada a una duración corta y viceversa. En muchos casos existen curvas estándar o ecuaciones $i-d-Tr$ disponibles para el sitio;

en archivo anexo se presentan estas curvas para diferentes estados que ha preparado la SCT. En algunas cuencas ya se tienen disponibles ecuaciones del tipo:

$$i = \frac{K Tr^m}{d^n} \quad \text{G.5}$$

donde

- i intensidad de lluvia en mm/h
- d duración en minutos
- Tr periodo de retorno en años
- K, m, n parámetros que se determinan a partir del análisis estadístico

EJERCICIO G1. Manejo de isoyetas reales proporcionadas por la S.C.T. (Ver archivo anexo).

ESTIMACIÓN DE GASTOS MÁXIMOS

Debido a que la cantidad y calidad de la información disponible varía grandemente de problema en problema, además no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para la estimación de gastos máximos o gastos pico. Aquí se presentan tres distintos métodos para la estimación de este gasto.

Método de envolventes. Fórmula de Lowry.

Se emplea cuando se carece casi por completo de información, se aplica para una estimación gruesa del gasto máximo probable,

$$Q = \left(\frac{C_L}{(A+259)^{0.85}} \right) A \quad \text{G.6}$$

- Q gasto máximo para el área total, en m^3/s
- A área de drenaje, en km^2
- C_L coeficiente de la envolvente de Lowry y depende de la región hidrológica, según se muestra en la figura G6 y tabla G4



Figura G6. Regiones hidrológicas de la República Mexicana

Tabla G4. Coeficientes de la envolvente de Lowry

Región No.	Descripción	C_L
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California centro (El Vizcaino)	530
3	Baja California suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California noreste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California centro este (Sta Rosalía)	990
6	Baja California sureste (La Paz)	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora norte	760
9	Sonora sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio- San Pedro, zona costera	4630
11	Presidio- San Pedro, zona alta	470
12	Lerma-Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armeria-Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas alto	1090
18	Balsas medio y bajo	4450
19	Costa Grande	2100
20	Costa Chica - Río Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Costa de Oaxaca (Pt. Ángel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24A	Alto Bravo-Conchos	1020
24B	Medio Bravo	5170
24C	Río Salado	1410
24D	Bajo Bravo	2130
25	San Fernando-Soto la Marina	2330
26A	Alto Pánuco	1360
26B	Bajo Pánuco	3010
26C	Valle de México	760
27	Tuxpan-Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos	1840
30	Grijalva-Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán oeste (Campeche)	370
32	Yucatán norte (Yucatán)	sin datos
33	Yucatán este (Quintana Roo)	sin datos
	Cuencas cerradas del norte (Casas	
34	Grandes)	230
35	Mapimi	
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El Salado	1310

Ejemplo G5.

Calcule el gasto de diseño para una cuenca de 20 km^2 de área, la cual está localizada en la región hidrológica # 12 Lerma Santiago.

Solución

De la tabla G4, $C_L = 1290$, y sustituyendo en la ecuación G.6 se tiene

$$Q = \left(\frac{20}{(20+259)^{0.85}} \right) 20 = 215 \text{ m}^3/\text{s}$$

Método racional.

La fórmula racional americana es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escorrentamiento, data del siglo XIX. Esta fórmula toma en cuenta además del área de la cuenca, la intensidad de la precipitación y la permeabilidad de la cuenca.

El método supone que en una cuenca con permeabilidad constante se hace caer uniformemente una lluvia de intensidad también constante, durante un tiempo suficientemente largo. Al principio el gasto que sale de la cuenca será creciente con el tiempo, pero llegará un momento en que se alcance un punto de equilibrio, es decir en el que todos los puntos de la cuenca contribuyan con el gasto a la salida. El tiempo en que se alcanza el equilibrio es el tiempo de concentración t_c .

Se usa en el diseño de drenaje, puede producir valores exagerados del escurrimiento.

$$Q = 0.278 C i A \quad \text{G.7}$$

- Q gasto máximo para el área total, en m^3/s
 A área de drenaje, en km^2
 C coeficiente adimensional que representa la relación precipitación-escorrentamiento, según tabla G5
 i intensidad de precipitación en mm/h para el periodo de retorno elegido y para una duración igual al tiempo de concentración t_c
0.278 coeficiente dimensional que hace homogéneas las variables

Cuando la cuenca por drenar está compuesta por diferentes tipos de superficie, el coeficiente global se calcula con la fórmula

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad \text{G.8}$$

Tabla G5. Coeficiente C para el método racional

TIPO DE ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES.		
Zona comercial	0.7	0.95
Vecindarios	0.5	0.7
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.3	0.5
Multifamiliares, espaciados	0.4	0.6
Multifamiliares, compactos	0.6	0.75
Semiurbanas	0.25	0.4
Casas habitación	0.5	0.7
ZONAS INDUSTRIALES.		
Espaciado	0.5	0.8
Compacto	0.6	0.9
CEMENTERIOS Y PARQUES	0.1	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.2	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.2	0.4
ZONAS URBANAS		
CALLES		
Asfaltadas	0.7	0.95
De concreto hidráulico	0.7	0.95
Adoquinadas	0.7	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS:		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.1
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.1	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.2
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

La intensidad de lluvia se determina con las curvas intensidad-duración-periodo de retorno. El periodo de retorno queda a juicio del proyectista; para subestaciones eléctricas se recomienda $T_r = 50$ años.

La duración de la tormenta se puede considerar igual al tiempo de concentración, el cual se calcula con base en fórmulas empíricas que valen solo para la zona donde fueron obtenidos, por ejemplo

$$t_c = 10 \left[\frac{L^2}{S} \right]^{1/3} \quad \text{G.9}$$

L longitud de recorrido, en km
 S pendiente media de la cuenca
 t_c tiempo de concentración, en min

Otra expresión de uso común es la de Kirpich, la cual establece:

$$t_c = 0.0003245 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77} \quad \text{G.10}$$

L longitud del cauce principal en m
 S pendiente media del cauce principal
 t_c tiempo de concentración, en h

Ejemplo G7

Calcular el gasto máximo que se puede esperar para un período de retorno de 10 años en una cuenca de 3.9 km^2 , son conocidas las curvas intensidad-duración-período de retorno, las cuales están representadas por la ecuación siguiente:

$$i = \frac{259.923 T_r^{0.356}}{d^{0.558}}$$

El tiempo de concentración es de 2 h y el área de cuenca está constituida por diferentes tipos de superficie, cada una con su correspondiente coeficiente de escurrimiento, y sus características son las siguientes

55% bosque	$C_1=0.2$
10% tierra desnuda	$C_2=0.6$
20% pavimento bituminoso	$C_3=0.85$
15% campos cultivados	$C_4=0.1$

Solución

1) Como el área de drenaje está constituida por diferentes tipos de cubierta se debe obtener primero el valor del coeficiente de escurrimiento representativo, el cual será función del área de influencia. De la ecuación G.8 se tiene

$$C = \frac{3.9 [(0.2)(0.55) + (0.6)(0.10) + (0.85)(0.20) + (0.1)(0.15)]}{3.9 (0.55 + 0.10 + 0.20 + 0.15)} = 0.36$$

2) La intensidad de lluvia para la duración de 2h y un período de retorno de 10 años es

$$i = \frac{259.923 (10)^{0.356}}{120^{0.558}} = 40.41 \text{ mm/h}$$

3) El gasto máximo, según la ecuación G.7 es igual a

$$Q = 0.278 C i A = 0.278(0.36)(40.41)(3.9) = 15.77 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo G8.

Se desea conocer el escurrimiento pluvial que llega a la planta de bombeo localizada en una zona semiurbana en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, para un periodo de retorno de 10 años, el área de la cuenca es de 4 km^2 . La longitud del cauce es de 3 km y la pendiente es 0.0015.

Solución

El tiempo de concentración se puede calcular con la fórmula de Kirpich

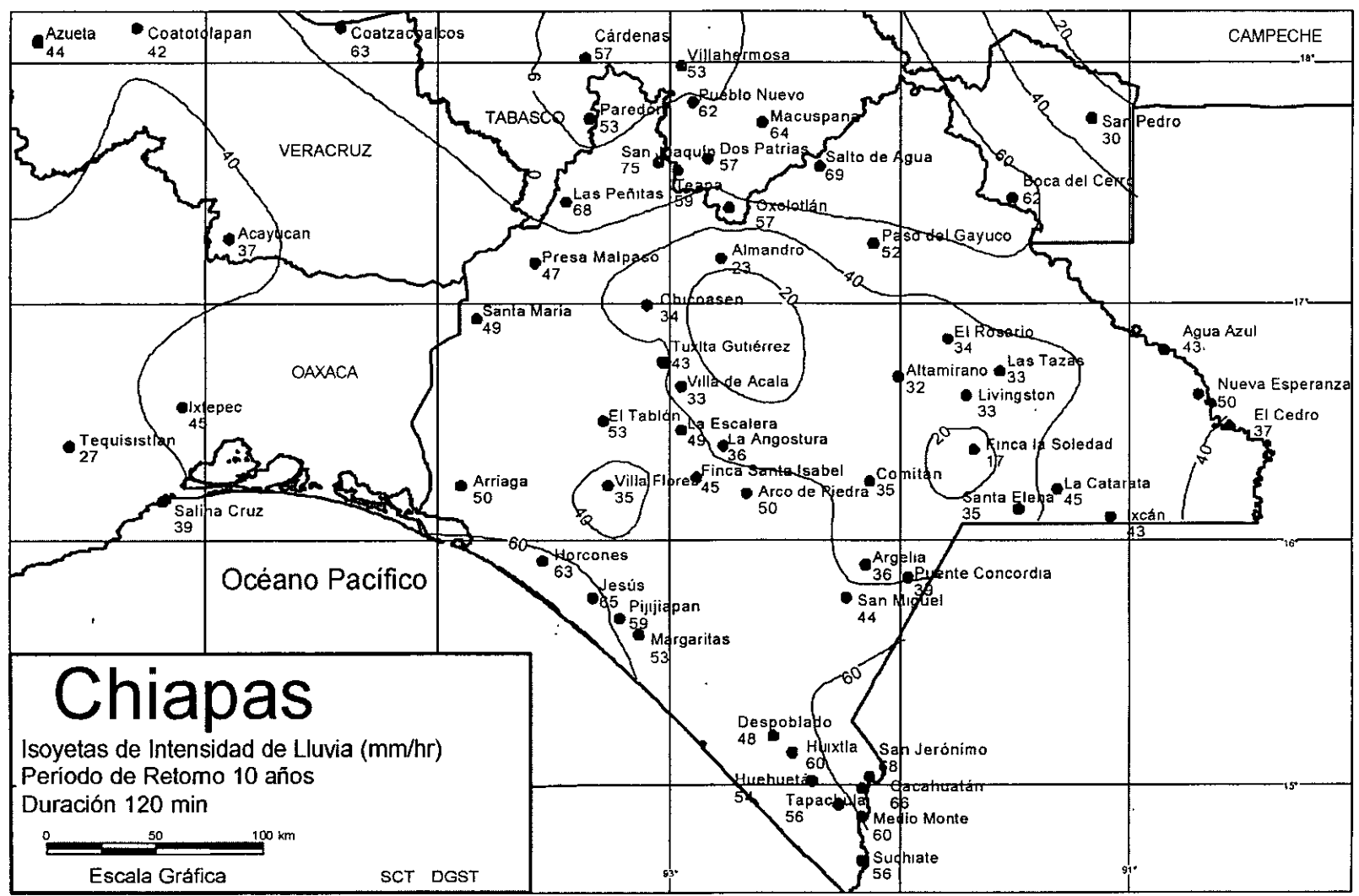
$$t_c = 0.0003245 \left[\frac{3000}{\sqrt{0.0015}} \right]^{0.77} = 1.88 \text{ h}$$

Con $d = t_c = 1.88 \text{ h} = 113 \text{ min}$. Para una Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, el plano de isoyetas mostrado en la figura G7 para $Tr = 10$ años y $d = 120 \text{ min}$, indica una intensidad $i = 43 \text{ mm/h}$.

De la tabla G.5 para zona semiurbana $C = 0.4$, por lo que

$$Q = 0.278 \times 0.4 \times 43 \times 4 = 19.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

Figura G7. Plano de isoyetas para $T_r = 10$ años, $d = 120$ min, en Chiapas



Método de Chow

Para cuencas no urbanas con área menor de 25 km². El método permite proponer diferentes duraciones de tormenta y determinar con cual de ellas se presenta el gasto pico, el cual se calcula como:

$$Q = \frac{0.278 h_{pe} A}{d_e} Z \quad \text{G.11}$$

Q gasto máximo para el área total, en m³/s

A área de drenaje, en km²

h_{pe} precipitación en exceso, en mm, según expresión G.3

d_e duración en exceso en h, se puede considerar igual a la duración d

Z factor de reducción, según figura G8

t_r tiempo de retraso en h

El tiempo de retraso se calcula

$$t_r = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad \text{G.12}$$

Aquí L es la longitud del cauce en metros, S su pendiente en por ciento, t_r en horas.

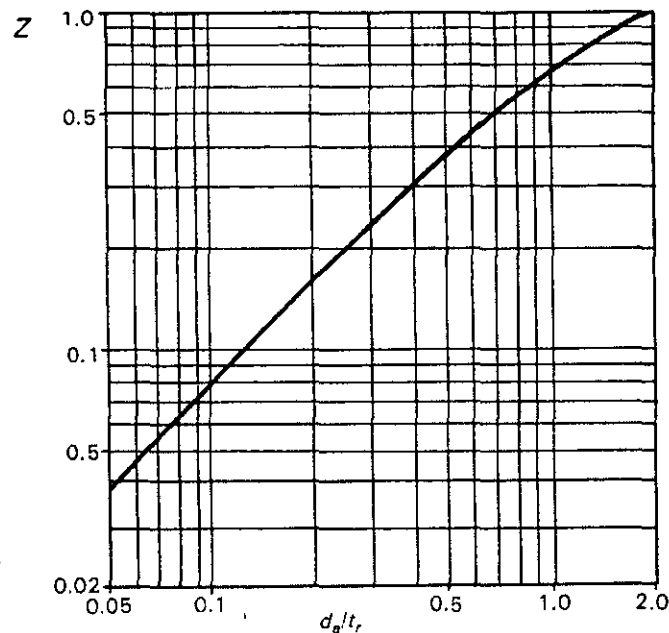


Figura G8. Factor de reducción del método de Chow

Ejemplo G9.

Calcular el gasto de diseño para una alcantarilla de una carretera con los siguientes datos

- Área de la cuenca: 15 km²
- Longitud del cauce principal: 5 km
- Uso del suelo: pastizal
- Textura del suelo: arcilla en grandes cantidades
- Pendiente del cauce principal $S = 0.01$ (1%)
- $Tr = 10$ años
- Ecuación de la curva $i-d-Tr$

$$i = \frac{216Tr^{0.4}}{d^{0.7}}$$

En esta relación, i en mm/h, d en min y Tr en años.

Solución

La altura de precipitación h_p se expresa en mm, por lo que $h_p = i \left(\frac{\text{mm}}{\text{h}} \right) \times \left(\frac{1\text{h}}{60\text{min}} \right) \times d (\text{min})$

$$h_p = \frac{216 \times 10^{0.4}}{60 d^{0.7}} d.$$

$$h_p = 9.04 d^{0.3}. \quad (1)$$

donde h_p resulta en mm

De las tablas G1 y G2, el número de escurrimiento es $N = 89$, y de la ecuación G.3

$$h_{pe} = 10 \times \frac{\left((0.1 \times h_p) - \frac{508}{89} + 5.08 \right)^2}{(0.1 \times h_p) + \frac{2032}{89} - 20.32}$$

$$h_{pe} = 10 \times \frac{(0.1 \times h_p - 0.627)^2}{0.1 \times h_p + 2.51} \quad (2)$$

Donde h_p y h_{pe} en mm

De G.12

$$t_r = 0.005 \times \left(\frac{5000}{\sqrt{i}} \right)^{0.64} = 1.16 \text{ h} = 69.6 \text{ min}$$

Para determinar el gasto máximo se hace una tabla en la que se proponen diferentes duraciones de tormenta.

$d=d_e$ min	d_e h	h_p (1) mm	h_{pe} (2) mm	d/tr	Z	Q m^3/s
10	0.167	18.04	3.21	0.14	0.1	8.03
30	0.500	25.08	7.05	0.43	0.3	17.64
60	1.000	30.88	10.82	0.86	0.6	27.06
80	1.333	33.66	12.77	1.15	0.73	29.15
85	1.417	34.28	13.21	1.22	0.74	28.77
90	1.500	34.87	13.64	1.29	0.75	28.44

De la tabla el gasto máximo es $29.15 \text{ m}^3/\text{s}$

Uso de isoyetas en el Método de Chow.

En el ejemplo G8, $i = 22 \text{ mm/h}$, por lo que

$$h_p = 22 \frac{\text{mm}}{\text{h}} \times \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}} \times d (\text{min})$$

$$h_p = 0.333 d$$

Y conocido N se calcula h_{pe} y se sigue un procedimiento similar al realizado en el ejemplo G9

ESTRUCTURAS DE DRENAJE

ASPECTOS GENERALES

Cuando se requiere de estructuras de drenaje para proteger una obra de infraestructura que se encuentra en zona rural, al agua que se colecta se le obliga a fluir en dirección longitudinal dentro de cunetas o bordillos excavados en terreno natural, en forma de zanjas las primeras, o formadas a través de una porción del acotamiento y del bordillo de concreto que sirve de límite al pavimento en el caso de los segundos.

En el caso del agua colectada en bordillos y cunetas, la eliminación se efectúa mediante lavaderos y desfogues laterales hacia las partes bajas y se oriente hacia los cursos de drenaje natural. En ocasiones se requiere de alcantarillas.

Canales de encauzamiento.

En terrenos sensiblemente planos, en los cuales el escurrimiento es de tipo torrencial y no existen cauces definidos, es necesario construir canales que intercepten el agua antes de que ésta llegue a la superficie por proteger y la conduzcan a sitios elegidos con anticipación.

Zanjas de intercepción.

En la parte superior del talud donde fluye el escurrimiento se pueden construir contracunetas o zanjas de intercepción (figura E1) que sirven para interceptar el agua del escurrimiento e infiltración proveniente de los taludes y su finalidad es conducir el agua que escurre por las laderas hacia alguna cañada inmediata o a una parte baja del terreno; así se evita que al escurrir el agua por se produzcan erosiones y deslizamientos de los mismos.



Figura E1. Zanja de intercepción.

Cunetas y bordillos

Una vez conocido, del análisis hidrológico, el gasto por unidad de longitud que proviene de los pavimentos y zonas sin recubrir, es necesario calcular el tirante y el gasto a lo largo de toda la conducción. Para ello, es necesario considerar que el gasto por unidad longitud que entra lateralmente al canal (figura E2) es el que produce el gasto máximo calculado en el análisis hidrológico.

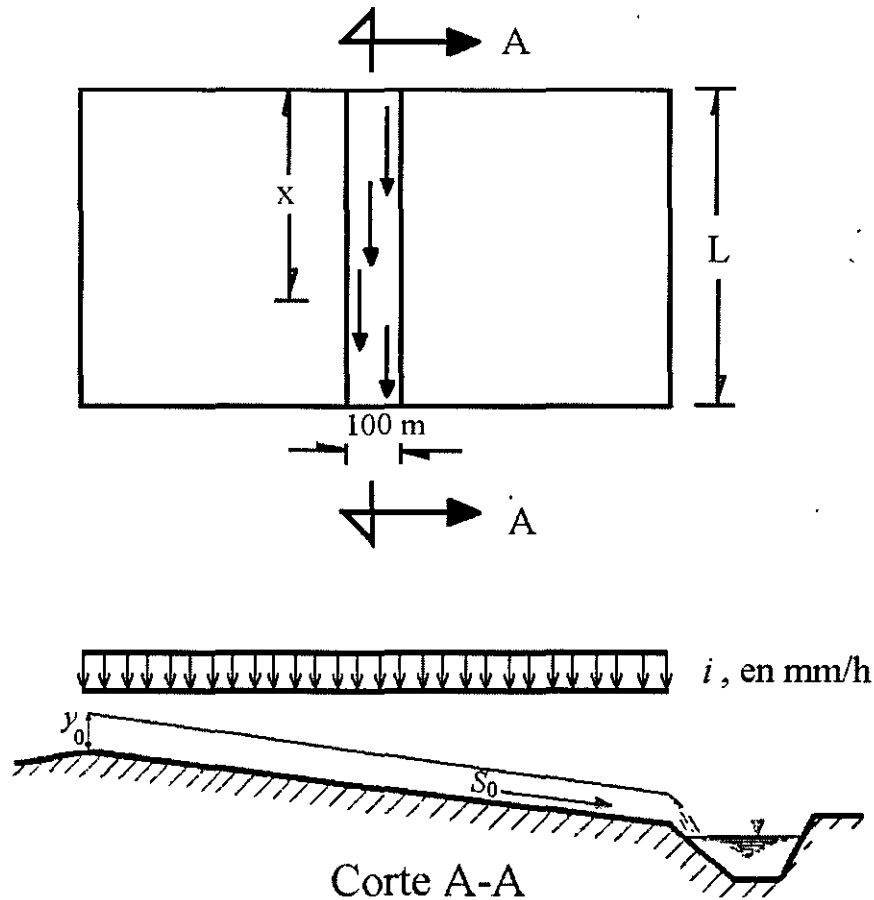


Figura E2. Gasto aportado a una cuneta

Con todo rigor, se debe calcular el perfil del flujo dentro del canal colector empleando las ecuaciones de perfil de flujo espacialmente variado, las cuales consideran el incremento gradual en el gasto; la máxima dimensión del canal se tiene cuando todo el gasto ha sido colectado. Un cálculo rápido y sobrestimado de la dimensión consiste en calcular el tirante normal que le corresponde al gasto máximo, cuando $S < S_c$ pero teniendo en cuenta que en un colector no se presenta este tirante. Si el canal tiene pendiente supercrítica $S > S_c$, $y_c > y_n$ y el tirante crítico es el más desfavorable. La descarga del colector debe ser libre para que no se produzcan remansos dentro del mismo.

Ejemplo E1

La superficie pavimentada de una plataforma de subestación eléctrica es cuadrada, de 600 m de lado, y tiene pendiente transversal en una sola dirección ($S_0=0.0025$) para drenar hacia un canal rectangular de 2 m de ancho paralelo al borde de la plataforma, con la misma pendiente $S_0=0.0025$, y que termina en una caída libre, figura E3. Si la lluvia cae sobre el terreno con una intensidad constante de 72 mm/h, calcular: a) el tirante máximo del agua sobre el pavimento; b) la profundidad mínima aceptable de la plantilla del canal por debajo de la superficie del terreno para evitar que se desborde. En los cálculos considerar que la pendiente es pequeña.

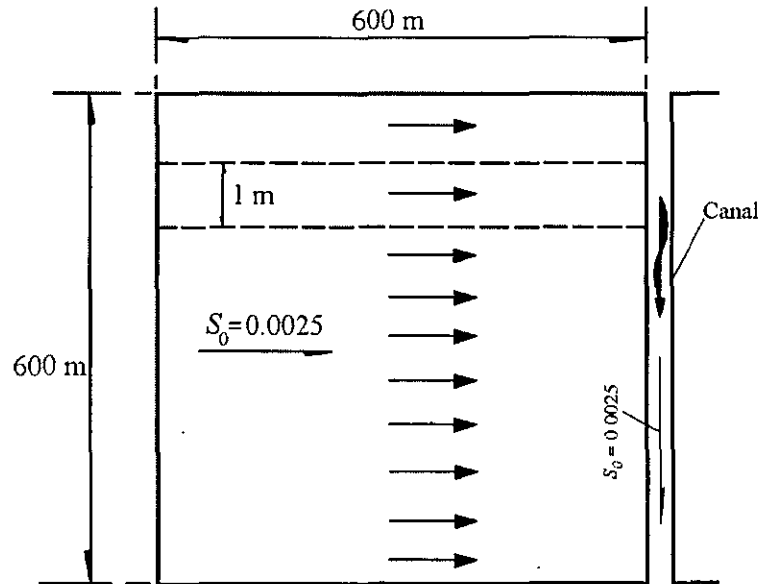


Figura E3. Figura del ejemplo 1.

Solución

La intensidad de la precipitación es

$$i = \frac{0.072}{60 \times 60} = 0.00002 \text{ m/s}$$

El gasto que produce la lluvia que cae sobre la superficie de estudio es

$$Q_{total} = i A = 0.00002 \times 600 \times 600 = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

a) El gasto sobre una franja de ancho unitario del terreno es $q = \frac{7.2}{600} = 0.012 \text{ m}^2/\text{s}$

Si se considera sección rectangular, el tirante crítico del flujo sobre el pavimento al caer al canal es

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{0.012^2}{9.81}} = 0.0245 \text{ m}$$

El tirante máximo y_0 ocurre en el lado opuesto al canal, y dado que la plataforma tiene una pendiente suave y considerando una sección rectangular, el valor de dicho tirante se puede

aproximar a $y_0 = \sqrt{3} y_c$. En este caso se tiene $y_0 = \sqrt{3} \times 0.0245 = 0.0424$ m. Este criterio sólo es válido cuando la pendiente es subcrítica.

- b) La descarga del canal lateral es en caída libre por lo que al final de mismo se presenta el tirante crítico, cuyo valor para la sección rectangular es

$$y_L = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{7.2^2}{2^2 \times 9.81}} = 1.0973 \text{ m}$$

El tirante en el extremo inicial es $y_0 = \sqrt{3} \times 1.0973 = 1.9$ m

Que es la profundidad mínima tolerable para que no haya desbordamiento. Puede preverse un bordo libre adicional para mayor seguridad

Si el canal lateral fuera de sección triangular el tirante máximo y_0 se calcularía como

$$y_0 = 1.3572 y_c, \text{ criterio válido sólo para } S < S_c.$$

Obras de alivio: lavaderos

El gasto que escurre por la cuneta se puede reducir colocando lavaderos (figura E4) o derrames laterales a la largo de la cuneta, que conduzcan sobre rápidas revestidas de fuerte pendiente, el gasto total o parcial de la misma hasta partes más bajas y de ahí siguiendo los cauces naturales de drenaje hasta una alcantarilla. En la transición de la cuneta con la obra de alivio, con frecuencia es necesario construir otras obras auxiliares, como es el caso de simples muros interceptores que se levantan dentro de la sección de las cunetas o los cajones de entrada con desarenadores, que son los más ventajosos y recomendables.

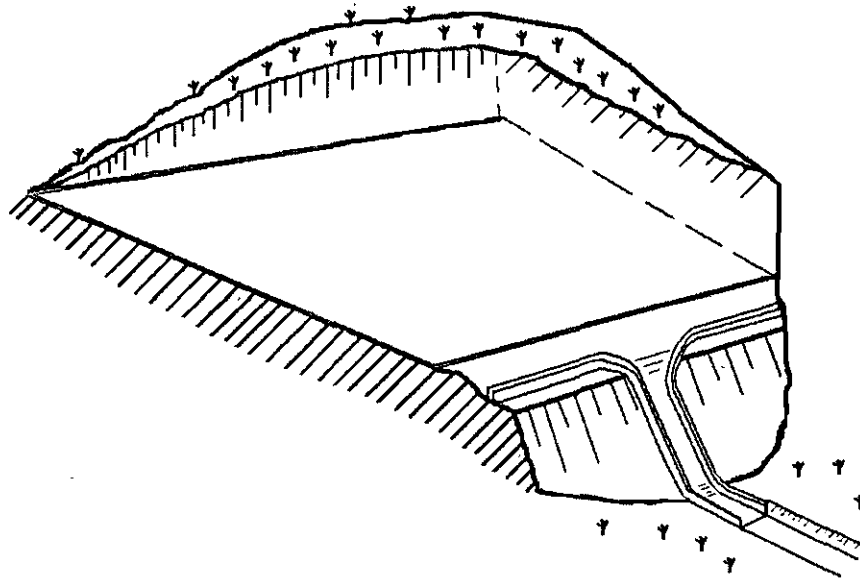


Figura E4. Lavadero

Existen varios tipos de entrada a un lavadero, que pueden ser mediante un umbral colocado longitudinalmente en una escotadura de la cuneta o del bordillo, o mediante coladeras con reja en el fondo de la cuneta, o con la combinación de ambas. La capacidad que debe tener este umbral depende de la separación entre lavaderos, del gasto total que intercepta la cuneta y del tirante en la cuneta en la sección inmediatamente aguas arriba del umbral.

La figura E5 muestra ayudas de diseño para determinar la capacidad de entrada a un lavadero cuando se tienen aberturas en los bordillos.

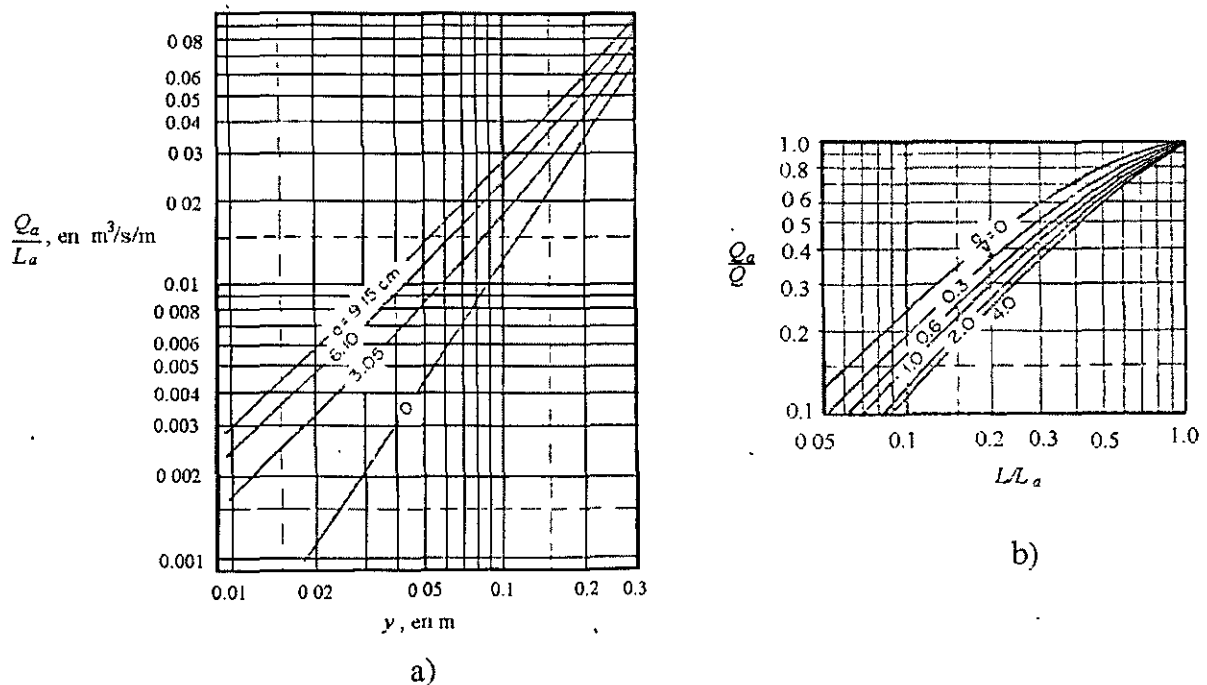


Figura E5. Curvas para determinar el gasto de entrada a un lavadero

Ejemplo E2.

Se desea conocer el gasto interceptado por una entrada con abertura en el bordillo de $L = 3.67$ m de longitud, a una altura del umbral $a = 0.06$ m, un gasto en la cuneta $Q = 0.246$ m³/s y un tirante en la misma $y = 0.09$ m. De la figura E5.a, con $y = 0.09$ m, $Qa/La = 0.0224$, por lo tanto, la longitud de entrada que se necesita para lograr la interceptación total del gasto en la cuneta es

$$La = \frac{0.246}{0.0224} = 10.95 \text{ m}$$

que es mayor que la longitud de la abertura, por lo que el gasto derivado es menor que el que conduce la cuneta. De la figura E5.b, con $L/La = 3.67/10.95 = 0.335$ y $a/y = 0.06/0.09 = 0.67$, resulta

$$\frac{Q}{Qa} = 0.48$$

y el gasto interceptado es

$$Q = 0.48 \times 0.246 = 0.118 \text{ m}^3/\text{s}$$

El agua interceptada por cada umbral se conduce hasta la parte más baja mediante rápidas revestidas de mampostería o concreto y que se conocen como lavaderos. Estos en general son de corta longitud y gran pendiente.

Dentro del umbral de entrada se considera que se forma el tirante crítico

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gL^2}} \text{ y la velocidad crítica es } V_c = \frac{Q}{Ly_c}$$

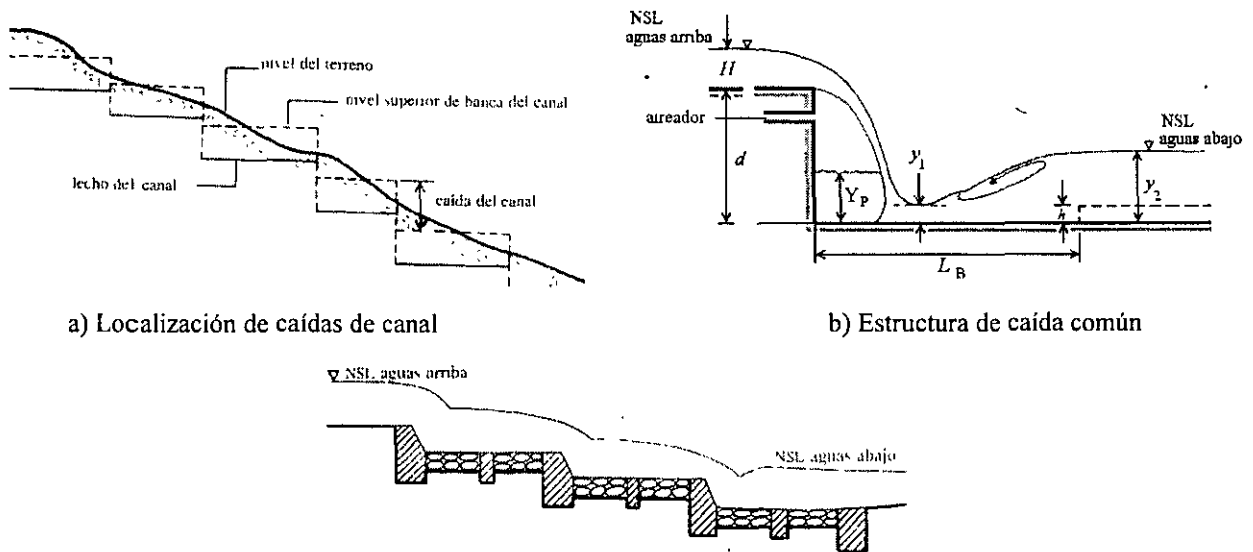
Dentro de la zona del umbral, la altura de los bordos no deberá ser menor que la suma $y_c + \frac{V_c^2}{2g}$.

Sustituyendo valores se tiene $y_c = .047\text{m}$ y $V_c = .68\text{m/s}$; por lo que $y_c + \frac{V_c^2}{2g} = 0.078\text{m}$

ESTRUCTURAS DISIPADORAS DE ENERGÍA

Estructuras de caída

Una estructura de caída es una estructura de regulación que disminuye el nivel del agua a lo largo de su curso. Cuando la pendiente del canal es más moderada que la del terreno, esto produce que el canal supere la superficie del terreno, para evitar que esto se presente, se construyen estructuras de caída como las mostradas en la figura E6.



a) Localización de caídas de canal

b) Estructura de caída común

c) Caída del tipo escalonada o cascada

Figura E6. Estructuras de caída.

Tanques de amortiguación

Control del salto hidráulico mediante un escalón ascendente

El salto hidráulico puede ser controlado por escalones o umbrales de fondo con diversos diseños cuya función es la de asegurar la formación del salto y controlar su posición bajo todas las condiciones de operación probables.

Las estructuras que permiten confinar el salto hidráulico en un espacio fijo se denominan tanques de amortiguación, figura E7.

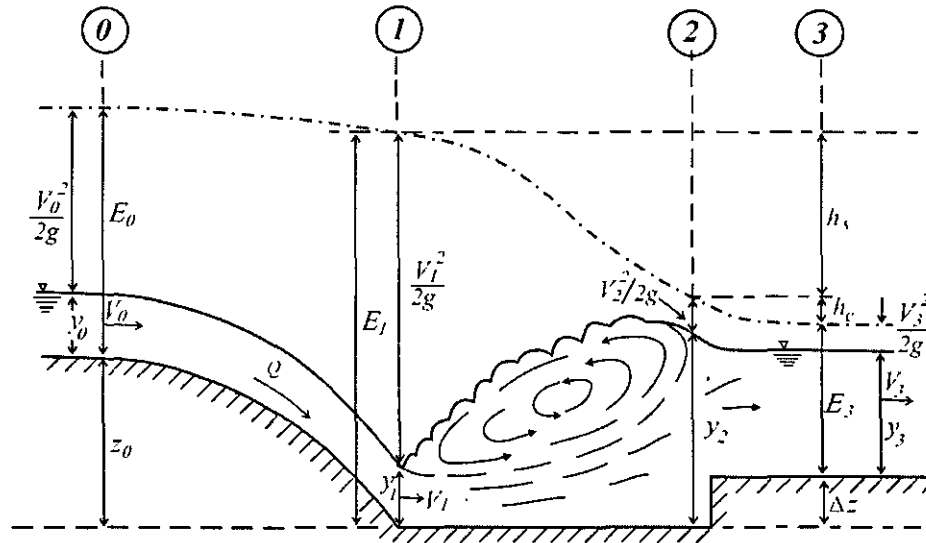


Figura E7 Control del salto hidráulico mediante escalón ascendente

Los criterios de diseño de tanques de amortiguación con escalón ascendente son de tipo experimental. Forster y Skrinde (1950) investigaron experimentalmente el control del salto hidráulico en un canal rectangular mediante un escalón ascendente y sus resultados se presentan en la figura E8, en términos del número de Froude F_1 y las relaciones y_3/y_1 y $\Delta z/y_1$; ésta última identifica a las curvas.

El diagrama presentado por Forster y Skrinde permite predecir el comportamiento del salto en un canal rectangular con escalón ascendente cuando se conocen: V_1 , y_1 , y_3 y Δz .

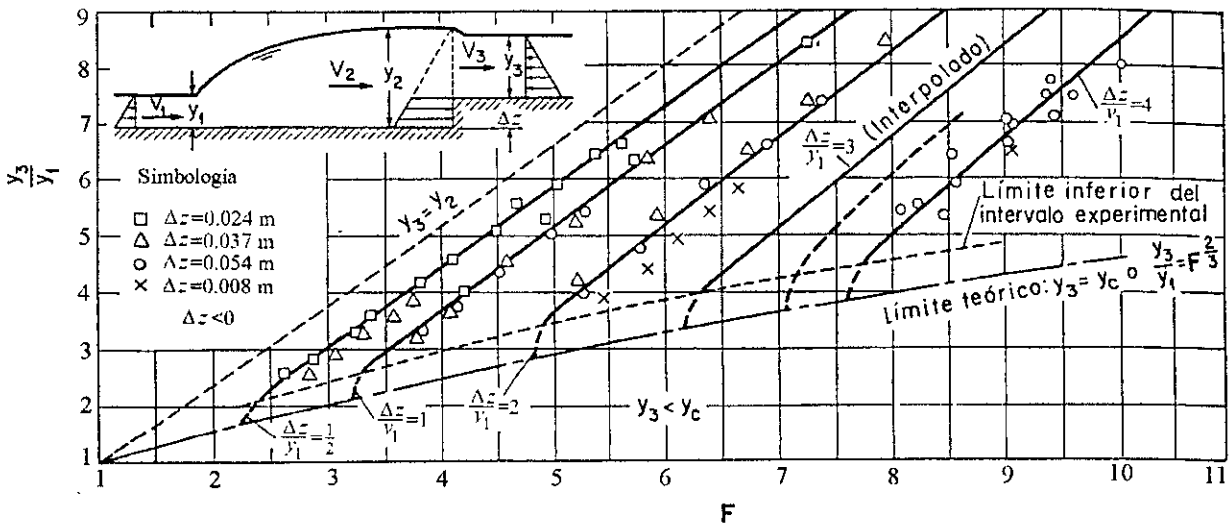


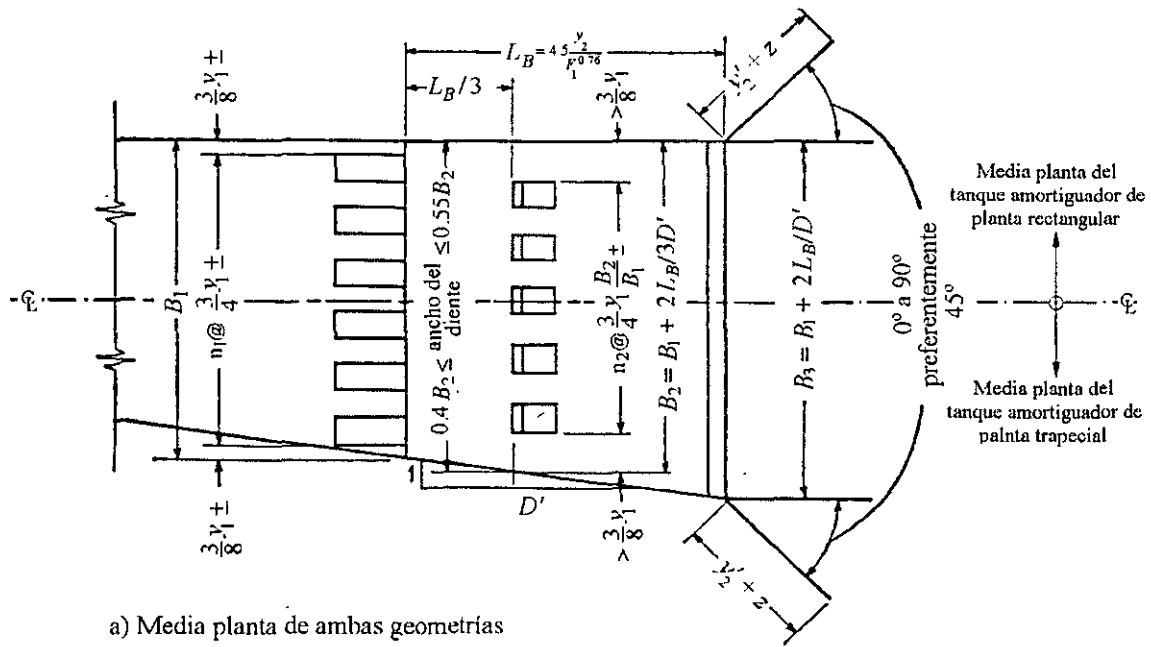
Figura E8. Diagrama de Forster y Skrinde (1950).

El diagrama se usa con propósitos de diseño para determinar Δz cuando V_1 , y_1 e y_3 son conocidos. Para ello, se define un punto $(F_1, y_3/y_1)$ para las condiciones de gasto máximo y el valor $\Delta z/y_1$ se determina por interpolación. Se repite este procedimiento con otros gastos dentro del intervalo esperado, para obtener el valor más grande de Δz que se requiera.

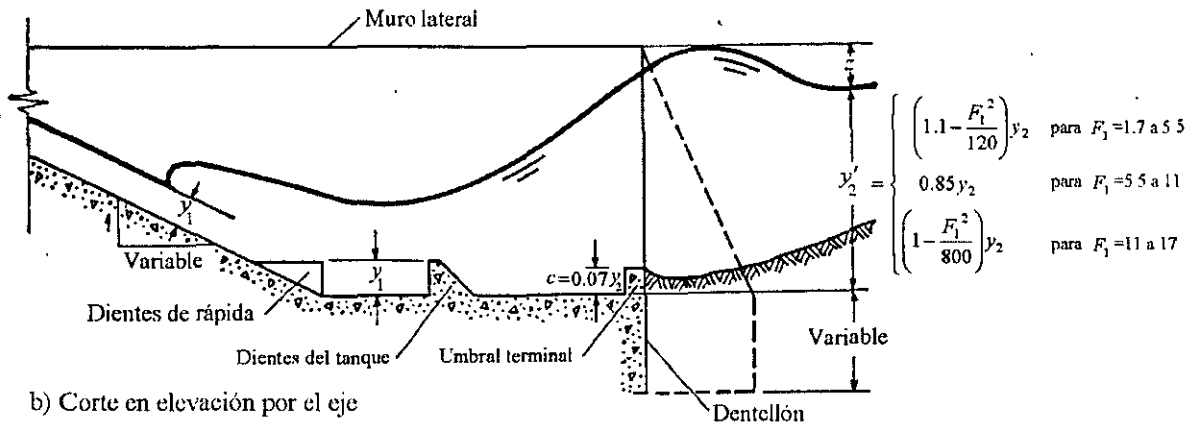
Tanque amortiguador de sección rectangular tipo SAF

Este tanque fue desarrollado en el *St. Anthony Falls Hydraulics laboratory, University of Minnesota* y se sugiere su utilización para estructuras menores cuando el número de Froude al inicio del tanque tenga valores en el intervalo de 1.7 a 17.

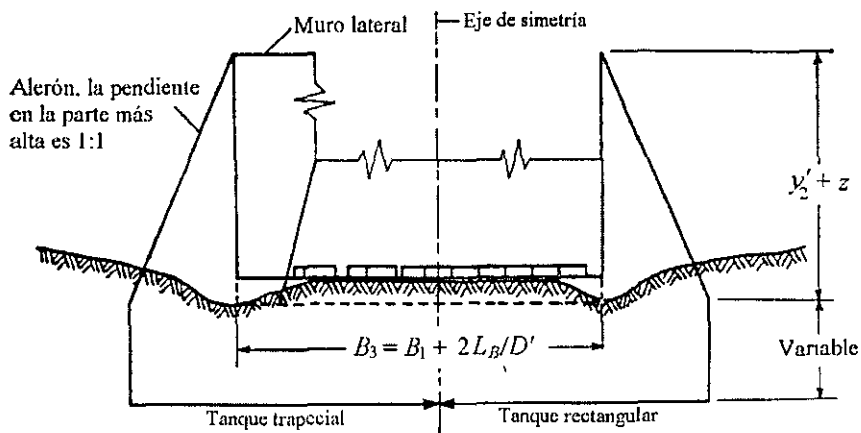
Este tanque sustituye con ventaja económica al tipo USBR II, sobre todo cuando no se requiere un factor de seguridad alto. La figura E9 presenta el arreglo geométrico y características hidráulicas del tanque el cual puede ser de ancho de plantilla constante (planta rectangular) ó variable (planta trapecial). Ambas alternativas se presentan en la misma figura a cada lado del eje de simetría. Las paredes de ambos lados del tanque pueden ser paralelas (ancho de plantilla constante) o pueden ser divergentes como una extensión de las paredes de la transición aguas arriba (ancho de plantilla variable).



a) Media planta de ambas geometrías



b) Corte en elevación por el eje



c) Elevación vista de aguas abajo

Figura E9 Tanque tipo SAF

El diseño se realiza con los lineamientos generales siguientes

1. La longitud L_B del tanque debe ser $L_B = 4.5 \left(\frac{y_2}{F_1^{0.76}} \right)$ donde y_2 es el conjugado mayor teórico del salto obtenido de la ecuación $y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$
2. La altura de los dientes de la rápida y del tanque deben ser iguales a y_1 y su ancho y separación aproximadamente $0.75y_1$
3. La distancia del inicio del tanque a los dientes del mismo debe ser $L_B/3$
4. Los dientes del tanque deben estar separados del muro lateral un mínimo de $\frac{3}{8}y_1$ y deben estar colocados aguas abajo e las aberturas dejadas por los dientes de la rápida (colocados al tresbolillo)
Los anchos y separaciones de los dientes del tanque, cuando éste es de ancho divergente, deben incrementarse en proporción al incremento en el ancho del tanque en la zona donde se localizan los dientes.
5. La altura del escalón a la salida está dada por $c = 0.07y_2$
6. Es necesario construir aleros a la salida con talud 1:1 en el remate y ángulo de inclinación entre 0 y 90° (preferentemente 45°) respecto de la dirección del escurrimiento. También es necesario un dentellón al final del tanque con la profundada necesaria para evitar que la erosión del material aguas abajo retroceda y ponga en peligro la losa del piso del tanque.

ALCANTARILLAS.

Las alcantarillas son conductos cerrados que se construyen con el objeto de conducir agua de lluvia proveniente de cunetas y contracunetas hacia cauces naturales. Generalmente se considera alcantarilla a una estructura cuya longitud máxima es de 6 m.

Las figuras E10 y E11 muestran dos tipos de alcantarilla con protección a la entrada y a salida, respectivamente. La figura E12 muestra diferentes tipos de muros finales y aleros de alcantarillas.

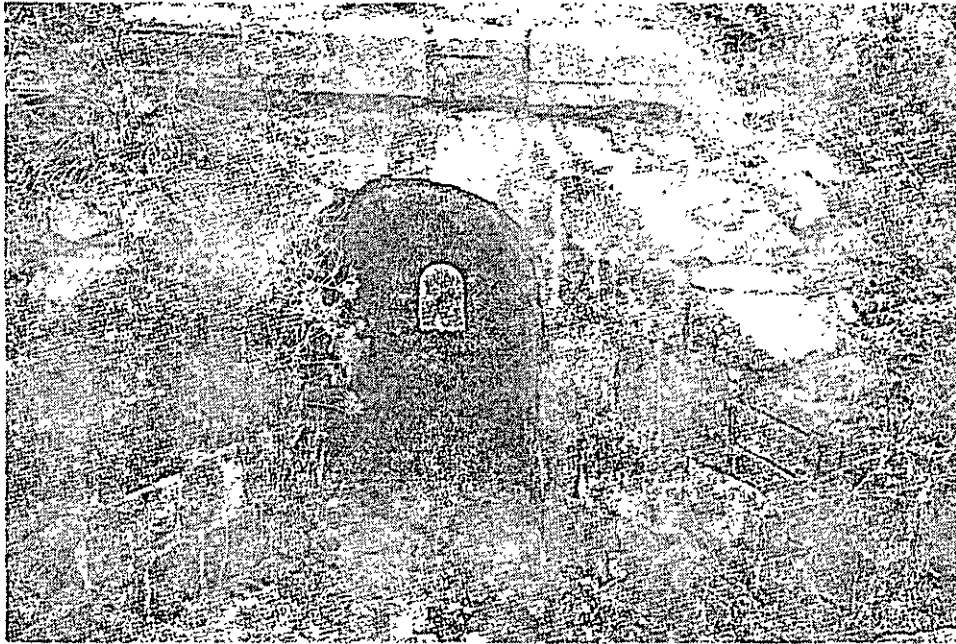


Figura E10. Entrada a alcantarilla de sección bóveda



Figura E11. Alcantarilla de tubo con protección en la salida para evitar erosiones

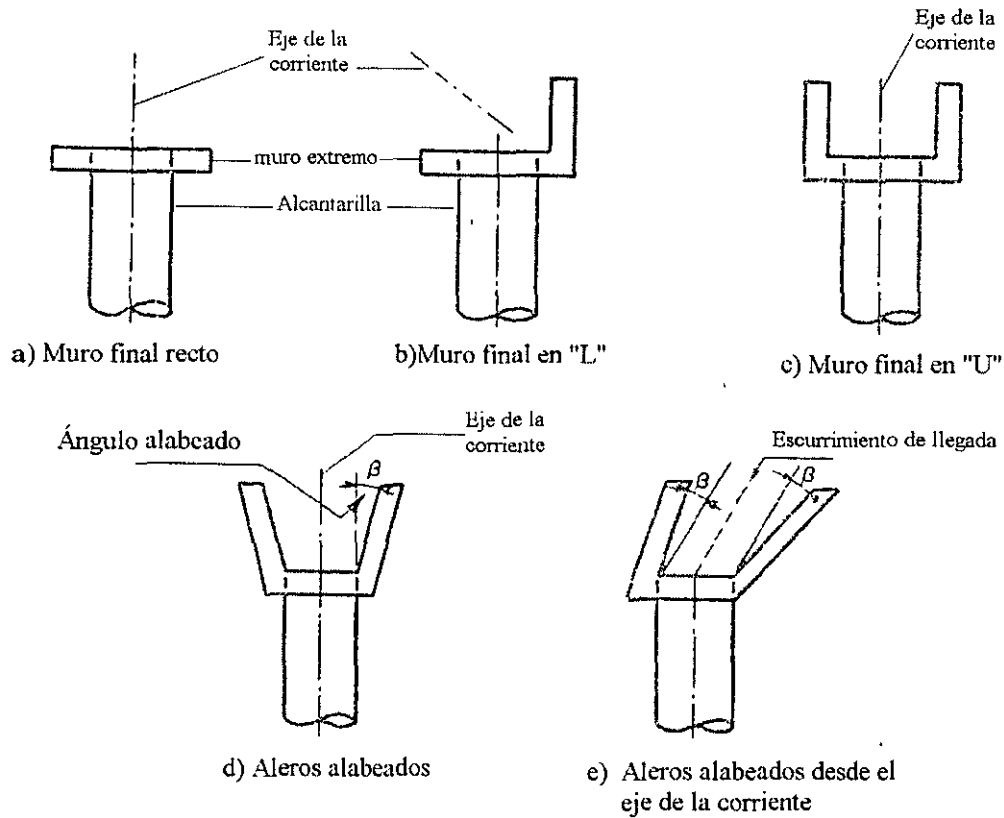


Figura E12. Muros finales y aleros de alcantarillas

El funcionamiento hidráulico puede ser como tubo a presión o a superficie libre. La figura E13 muestra los diferentes tipos de flujo dentro de una alcantarilla. En esta figura H^* es un parámetro que sirve para analizar si el conducto está lleno o no, y su valor está entre $1.2 d$ y $1.5 d$, donde d es la altura o el diámetro de la alcantarilla.

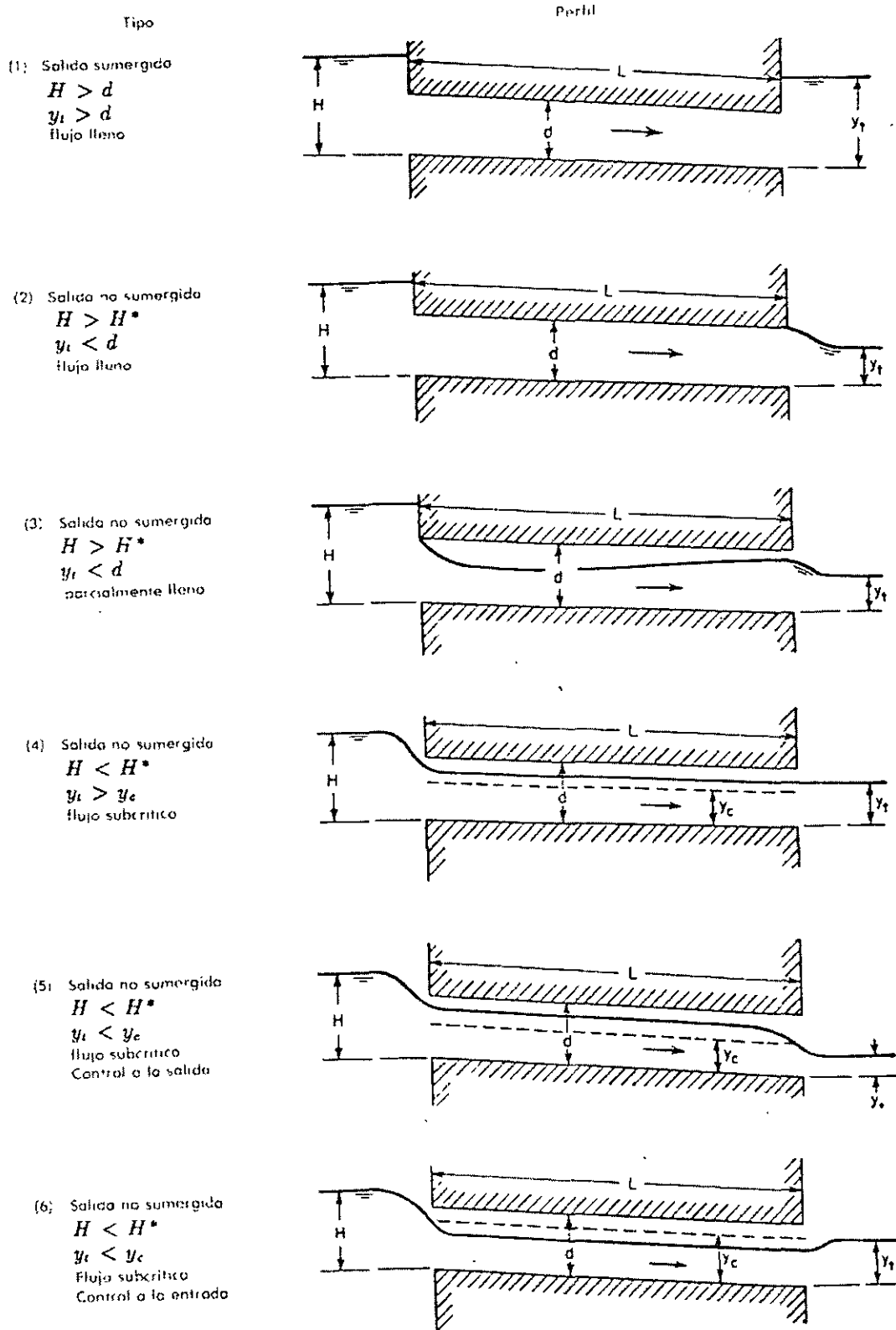


Figura E13 Tipos de flujo en alcantarillas

La alcantarilla se considera corta si no se llena, y en caso de ocurrir el llenado se considera larga. Los cálculos han mostrado que cuando la sumergencia es incierta, se puede obtener mayor seguridad suponiendo que la entrada no estaba sumergida.

De acuerdo con la figura E13 existen los seis tipos de flujo siguientes:

- | | |
|--|--------|
| A. Salida sumergida | tipo 1 |
| B. Salida no sumergida | |
| 1. Carga a la entrada mayor que H^* | |
| a) Alcantarilla hidráulicamente larga | tipo 2 |
| b) Alcantarilla hidráulicamente corta | tipo 3 |
| 2. Carga a la entrada menor que el valor crítico H^* | |
| a) Carga a la salida por arriba del tirante crítico | tipo 4 |
| b) Carga a la salida por debajo del tirante crítico | |
| b.1. Pendiente subcrítica | tipo 5 |
| b.2. Pendiente supercrítica | tipo 6 |

El hecho de que una alcantarilla sea hidráulicamente larga o corta no depende de su longitud, sino también de su pendiente, tamaño, geometría a la entrada, condiciones a la entrada y a la salida, etc. La figura E14 permite un criterio aproximado para definir esta situación.

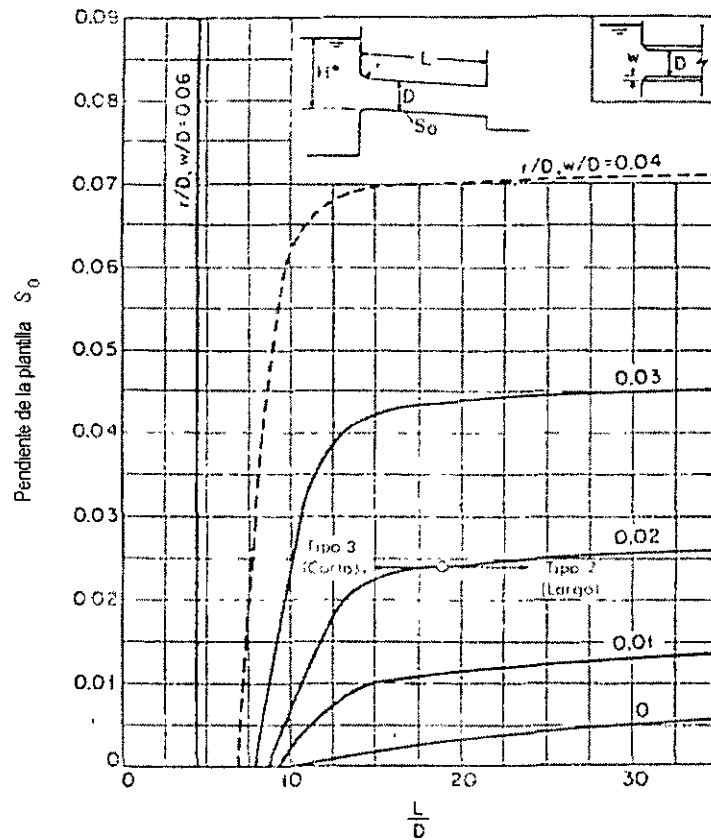


Figura E14. Curvas para definir si una alcantarilla es hidráulicamente larga o corta. Alcantarillas de concreto con bordes a la entrada tanto redondeados como afilados, con o sin muro de cabeza y/o aleros para encauzar.

Flujo tipo 1 el flujo es a presión. El desnivel

$$\Delta H = H + SL - y_t = \frac{Q^2}{2gA^2} + h_e + h_f \quad \text{E.1}$$

Donde A es el área de la sección del conducto, L longitud del conducto. La pérdida de energía la entrada h_e se calcula

$$h_e = K_e \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{E.2}$$

en que K_e es el coeficiente de pérdida por entrada y vale 0.08 para entradas redondeadas y 0.5 para entradas afiladas. La pérdida de energía por fricción se calcula con la expresión C .13

$$h_f = \left(\frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \right)^2 L \quad \text{C.13}$$

Cuando el tubo se llena $R_h = D/4$

Flujo tipo 2. Si la salida no está sumergida $y_t < D$, la carga H a la entrada es mayor que el valor crítico H^* y la alcantarilla hidráulicamente corta o larga. Esto puede determinarse a partir de las figura E11. El flujo será del tipo 2 si la alcantarilla es hidráulicamente larga. Esto ocurre comúnmente en las alcantarillas largas y de poca pendiente, donde la carga a la salida y_t , es cualquiera, inclusive cero. Este tipo de flujo es igual al del tipo 1 si $y_t > D/2$. Si $y_t \leq D/2$, es válida la ecuación E.1 del tipo 1 con la única diferencia que ΔH es siempre el desnivel entre la superficie libre aguas arriba y el centro de gravedad de la sección final del conducto.

Para el flujo tipo 2 en alcantarillas hidráulicamente largas, si tiene importancia la pendiente debido a que al aumentar esta, se incrementa el desnivel ΔH y con ello su capacidad de conducción. Sin embargo, el incremento de pendiente puede traer consigo un cambio de flujo hacia los tipos 3 o 6.

Flujo tipo 3. En los flujos del tipo 3 al 6 la alcantarilla funciona parcialmente llena. En el tipo 3 la alcantarilla es hidráulicamente corta, esto es $H > H^*$ y la carga a la salida es $y_t < D$. En este caso, se produce una contracción del flujo a la entrada a partir de valores $H/D \geq 1.2$, aproximadamente, como si se tratara de una compuerta. La pendiente geométrica y las pérdidas de energía por fricción tienen poca importancia en el tipo de flujo; más bien, el gasto descargado depende del nivel de la sección de entrada y del grado de redondeamiento de sus aristas.

Aproximadamente para $1.2 < H/D < 1.5$ ocurre un flujo mezclado que arrastra aire hacia el interior y reduce la eficiencia de la alcantarilla.

El gasto puede calcularse con la fórmula de orificios, el cual para una alcantarilla no circular es:

$$Q = C_b B D \sqrt{2g(h - C_b D)} \quad \text{E.3}$$

donde B es el ancho de la alcantarilla y D su altura, C_b es un coeficiente de contracción que para bordes redondeados vale 0.8 y para bordes afilados 0.6.

En alcantarillas circulares, con diámetro D , el gasto se calcula

$$Q = C_c C_v \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2g\left(H - \frac{D}{2}\right)} \quad \text{E.4}$$

C_c coeficiente de contracción, vale 0.61 para bordes afilados y 0.60 para bordes redondeados; el coeficiente de velocidad se calcula

$$C_v = 1 - \frac{1}{128(H/D - 0.5)^2} \quad \text{E.5}$$

Flujo tipo 4. Se presenta si la carga y_t a la salida se encuentra entre la altura D del conducto y el tirante crítico en el mismo y si además, la carga H a la entrada es menor que H^* , el flujo es parcialmente lleno. La pendiente S es menor que la crítica. El tirante crítico se calcula con la ecuación C 19 y la pendiente crítica según ecuación C.24.

El flujo tipo 4 se tiene si $S < S_c$. El tirante que controla las condiciones del flujo es y_t . Como la longitud del conducto es corta, no se presenta el tirante normal, La ecuación de la energía entre las secciones de entrada y salida es

$$y_e + \frac{Q^2}{2gA_e^2} + SL = y_t + \frac{Q^2}{2gA_t^2} + \left(\frac{V_m n}{R_{hm}^{2/3}} \right)^2 L \quad \text{E.6}$$

donde A_e es el área hidráulica correspondiente al tirante y_e , A_t es la correspondiente al tirante y_t , V_m es la velocidad promedio de las secciones de entrada y salida, $R_{hm}^{2/3}$ es el radio hidráulico promedio de las secciones de entrada y salida

La carga H se calcula

$$H = y_e + (1 + Ke) \frac{Q^2}{2gA_e^2} \quad \text{E.7}$$

Flujo tipo 5. Se presenta este flujo si y_t es menor que el tirante crítico, $H < H^*$. Cuando esto ocurre, la sección de control (crítica) se presenta cerca de la sección final del conducto, dentro del cual el régimen es subcrítico, $S < S_c$. El análisis es similar al del tipo 4 con la única diferencia que a la salida el tirante no es y_t sino el tirante crítico. Esto es, en la ecuación E.6 se emplean las magnitudes y_c, A_c, R_{hc} , en vez de las de y_t .

Flujo tipo 6. Se presenta cuando $y_t < y_c$, $H < H^*$ y la pendiente es fuerte o crítica $S \geq S_c$. La sección de control se presenta cerca de la entrada, y en el resto del conducto el flujo es supercrítico. La alcantarilla funciona como un vertedor de cresta ancha cuya carga es H .

Dentro del intervalo $0 < H/D < 0.8$, para alcantarillas circulares es válida la ecuación

$$\frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}} = 0.48 \left(\frac{S}{0.4} \right)^{0.05} \left(\frac{H}{D} \right)^{1.9} \quad \text{E.8}$$

y para el intervalo $0.8 < H/D < 1.2$

$$\frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}} = 0.44 \left(\frac{S}{0.4} \right)^{0.05} \left(\frac{H}{D} \right)^{1.5} \quad \text{E.9}$$

Para alcantarillas de cajón, en que $H/D < 1.2$, vale la ecuación

$$Q = \frac{2}{3} C_b B H \sqrt{\frac{2}{3} g H} \quad \text{E.10}$$

En que B es el ancho de la alcantarilla y C_b es un coeficiente de contracción que vale 0.9 si los bordes verticales son afilados y 1.0 si son redondeados.

El diseño de la alcantarilla requiere de conocimientos sólidos de hidráulica de canales

Ejemplo E3.

Se desea diseñar una alcantarilla para conducir $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$, la longitud es $L = 28 \text{ m}$, el coeficiente $n = 0.011$, y $S = 0.041$. Se supone $D = 1.5 \text{ m}$ y entradas afiladas. Revise los diferentes funcionamientos.

a) Indique el valor de H a partir del cual el flujo es a presión.

En la descarga $y_T = 1.8 \text{ m}$

El desnivel Δz es

$$\Delta z = S L = 0.041 \times 28 = 1.48 \text{ m}$$

De la ecuación

$$H = y_T + \frac{Q^2}{2gA^2} + h_e + h_f - S L$$

Se tiene

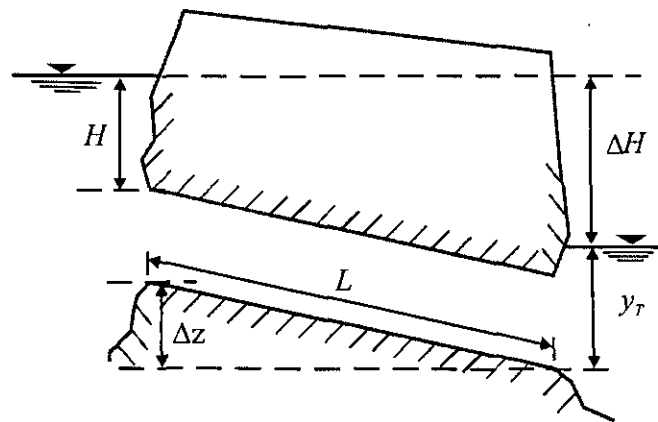
$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 (1.5)^2}{4} = 1.767 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{5}{1.767} = 2.829 \text{ m/s}$$

$$R_h = \frac{D}{4} = 0.375 \text{ m}$$

$$h_f = \left(\frac{V n}{R_h^{2/3}} \right)^2 L = \left(\frac{2.829 \times 0.011}{(0.375)^{2/3}} \right)^2 \times 28 = 0.10 \text{ m}$$

Con $k_e = 0.5$ que es el caso más desfavorable se tiene



$$H = 1.8 + \frac{5^2}{2g(1.767)^2} (1 + 0.05) + 0.1 - 1.148 = 1.363 \text{ m}$$

Y la diferencia de la elevación ΔH es

$$\Delta H = H + SL - y_T = 1.363 + 1.148 - 1.8 = 0.711 \text{ m}$$

Para cualquier y_T se debe cumplir $\Delta H = 0.711 \text{ m}$, tal que se descarguen $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$.

b) Revise si con descarga libre el comportamiento puede ser de orificio.

Solución

Q se calcula con la expresión E.4 y C_v con la E.5 y dado que se desconoce $\frac{H}{D}$ se determina C_v suponiendo esta relación

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 1.2, C_v = 0.98$$

$$\frac{H}{D} = 1.5, C_v = 0.992$$

Se supondrá un valor de 0.99, C_c para bordes afilados es 0.60 y de la ecuación E.4

$$5 = 0.61 \times 0.99 \times 1.767 \sqrt{2g(H - 0.75)}$$

$$5 = 4.72 (H - 0.75)^{1/2}$$

$$H = 1.869$$

$$\frac{H}{D} = 1.24$$

Y el comportamiento si puede ser de orificio, como C_v no cambia significativamente, no se corrige en valor.

c) Calcule y_c , y_n , S_c para el gasto y geometría indicadas y clasifique la pendiente.

De la ecuación C.19 para el estado crítico y empleando la tabla C.2

$$\frac{Q}{\sqrt{g} D^{5/2}} = \frac{5}{\sqrt{9.81} (1.5)^{5/2}} = 0.579$$

$$\frac{y}{D} = 0.78; y_c = 0.78 \times 1.5 = 1.17 \text{ m}$$

$$\frac{A}{D^2} = 0.6573 \Rightarrow A = 0.6573 (1.5)^2 = 1.479 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{5}{1.479} = 3.38 \text{ m/s}; \frac{V_c^2}{2g} = 0.582 \text{ m}$$

$$\frac{R_h}{D} = 0.3037 \Rightarrow R_h = 0.455 \text{ m}$$

$$S_c = \left(\frac{V_n}{R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{3.34 \times 0.011}{(0.455)^{2/3}} \right)^2 = 0.0038$$

Como $S > S_c$ pendiente supercrítica

$$\frac{Q n}{\sqrt{S} D^{8/3}} = \frac{5 \times 0.011}{\sqrt{0.041} (1.5)^{8/3}} = 0.0921$$

$$\Rightarrow \frac{y}{D} = 0.37$$

Por lo que $y = 0.37 \times 1.5 = 0.555$

d) Calcule la carga H a la entrada cuando se presenta régimen supercrítico (descarga libre).

$$H = y + \frac{V_c^2}{2g} + h_e = 1.17 + \frac{3.34^2}{19.62} + (0.5 \times 0.568) = 2.02 \text{ m}$$

El tirante en la descarga tiene como límite inferior $y_n = 0.55 \text{ m}$.

Planteando la ecuación de la energía

$$y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \Delta z = y_s + \frac{Q^2}{2g A_s^2} + \left(\frac{Q n}{A_s R_{hs}^{2/3}} \right)^2 L$$

$$1.17 + 0.568 + 1.14 = y_s + \frac{5^2}{2g A_s^2} + \left(\frac{25 \times 0.011}{A_s R_h^{2/3}} \right)^2 \times 28$$

$$2.878 = y_s + \frac{1.27}{A_s^2} + \left(\frac{0.275}{A_s R_h^{2/3}} \right)^2 \times 28$$

Se propone y_s , se calcula A , R_h y se revisa que se cumpla la igualdad.

Sección circular
Cálculo de los elementos geométricos

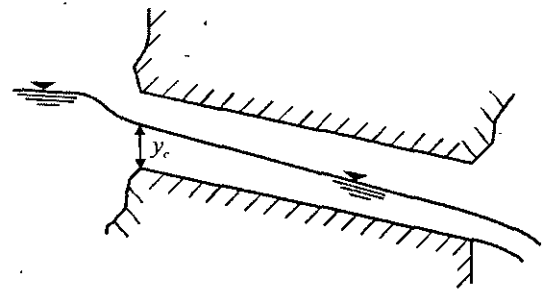
y m	D m	θ rad	A m ²	P m	R_h m
0.680	6.670	0.650	1.871	4.335	0.432

Si $y = 0.68$

$$2.878 = 0.68 + \frac{1.27}{(1.871)^2} + \left(\frac{0.275}{1.871(0.432)^{2/3}} \right)^2 = 2.89$$

$y_s > y_n$

Como H^* está entre $1.2D$ y $1.5D$, es decir, entre 1.8 y 2.25 m, en este caso $H > H^*$ y el flujo es tipo 3.





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN
LÍNEA
(CIDEL)

CURSO
HIDRÁULICA

CV125

DEL 24 AL 28 DE OCTUBRE DEL 2005

Instructores:
M. EN I. ADRIANA CAFAGGI FÉLIX
M. EN I. NIKTE N. OCAMPO GUERRERO
ING. MARCO ANTONIO PEÑA RAMÍREZ

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

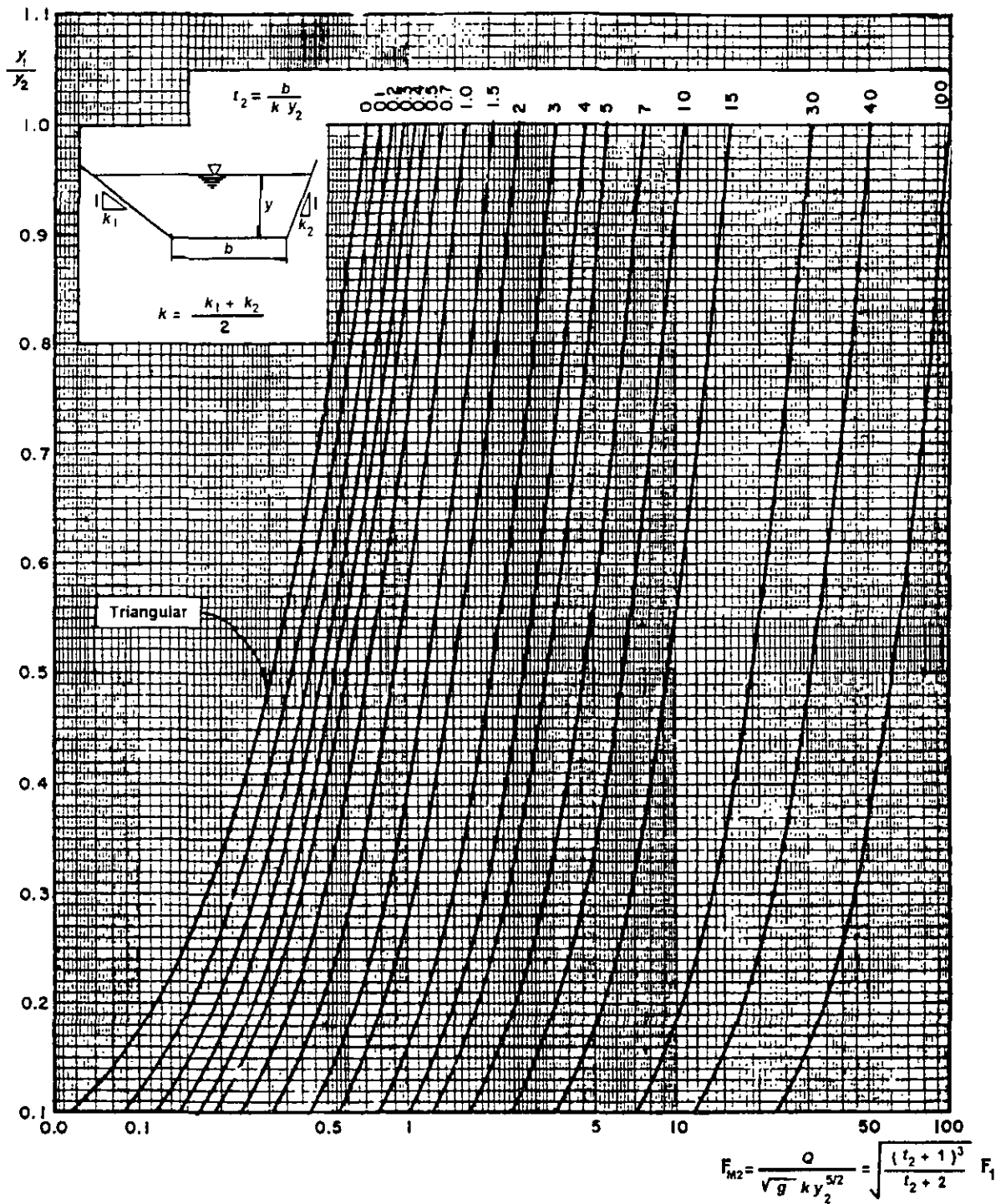


Figura 4.11. Salto hidráulico en canales de sección trapezoidal (triangular incluida). Determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

Siendo en lo general que

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

se puede demostrar que

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

donde \mathbf{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 del salto, conocidas las del subcrítico, se efectúan sustituciones y desarrollos análogos con la ecuación 4.6d hasta obtener la siguiente expresión

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

donde t_2 y \mathbf{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

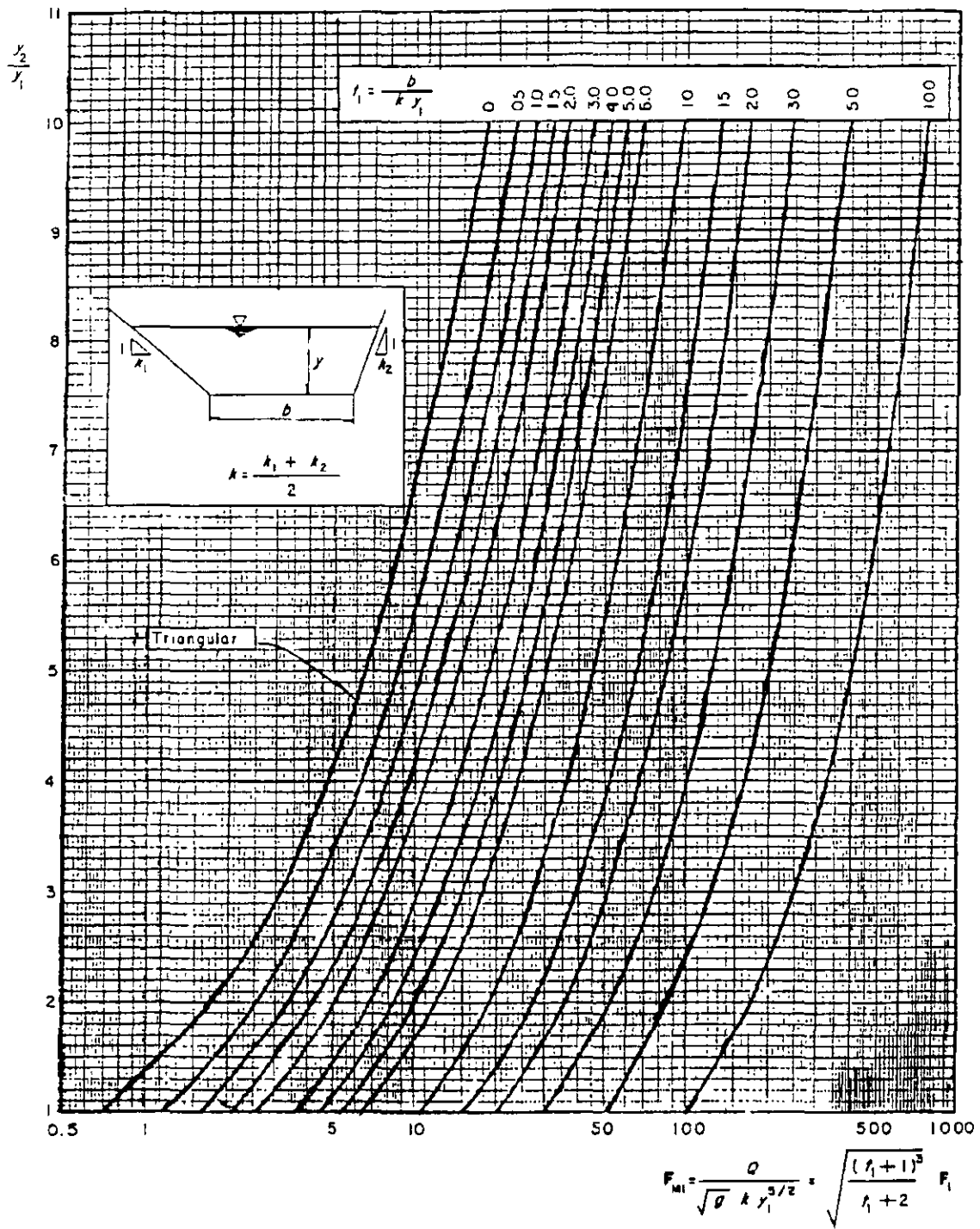


Figura 4.10. Salto hidráulico en canales de sección trapezoidal (triangular incluida). Determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

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).

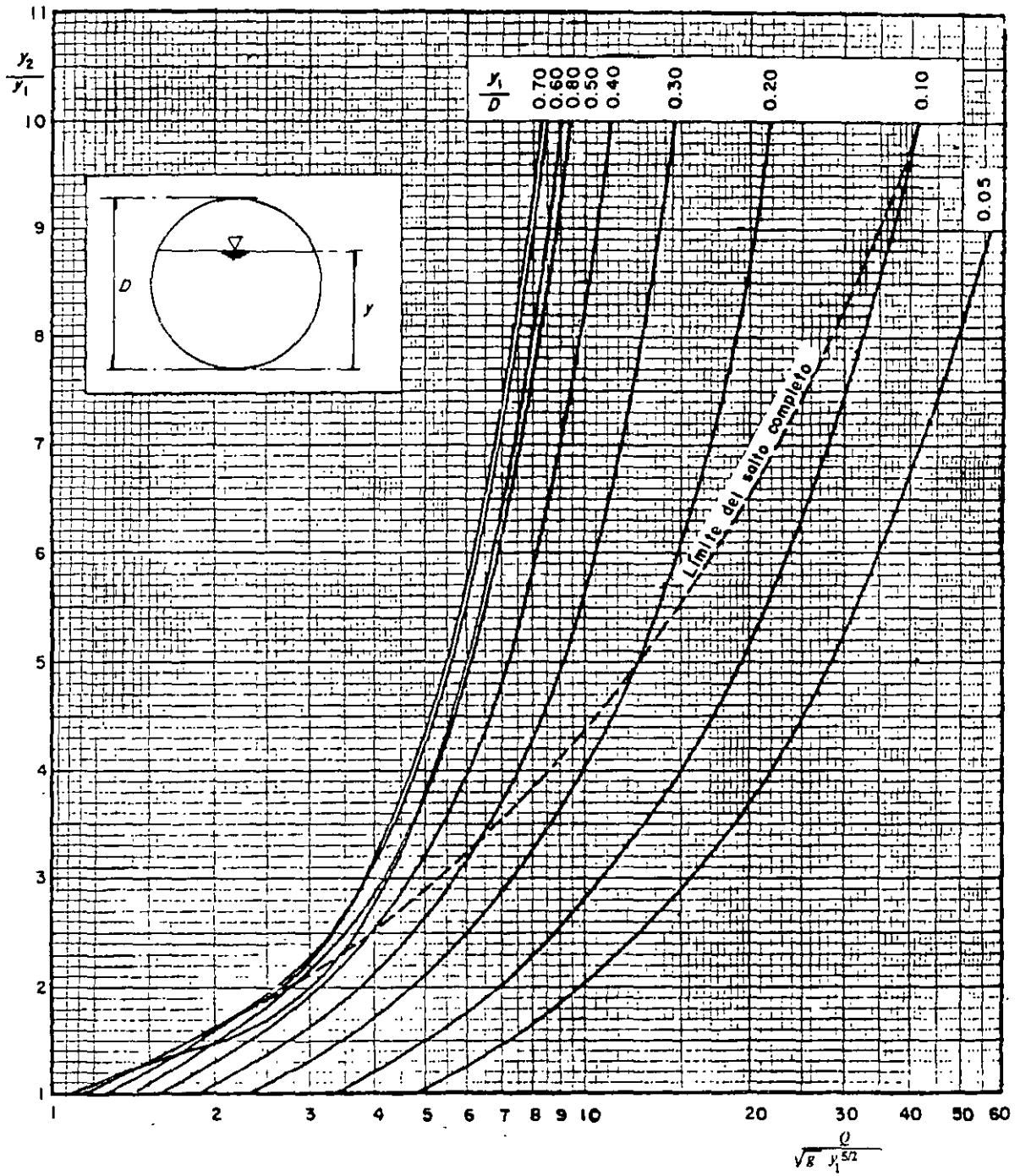


Figura 4.14. Salto hidráulico en canales de sección circular. Determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

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

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

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

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

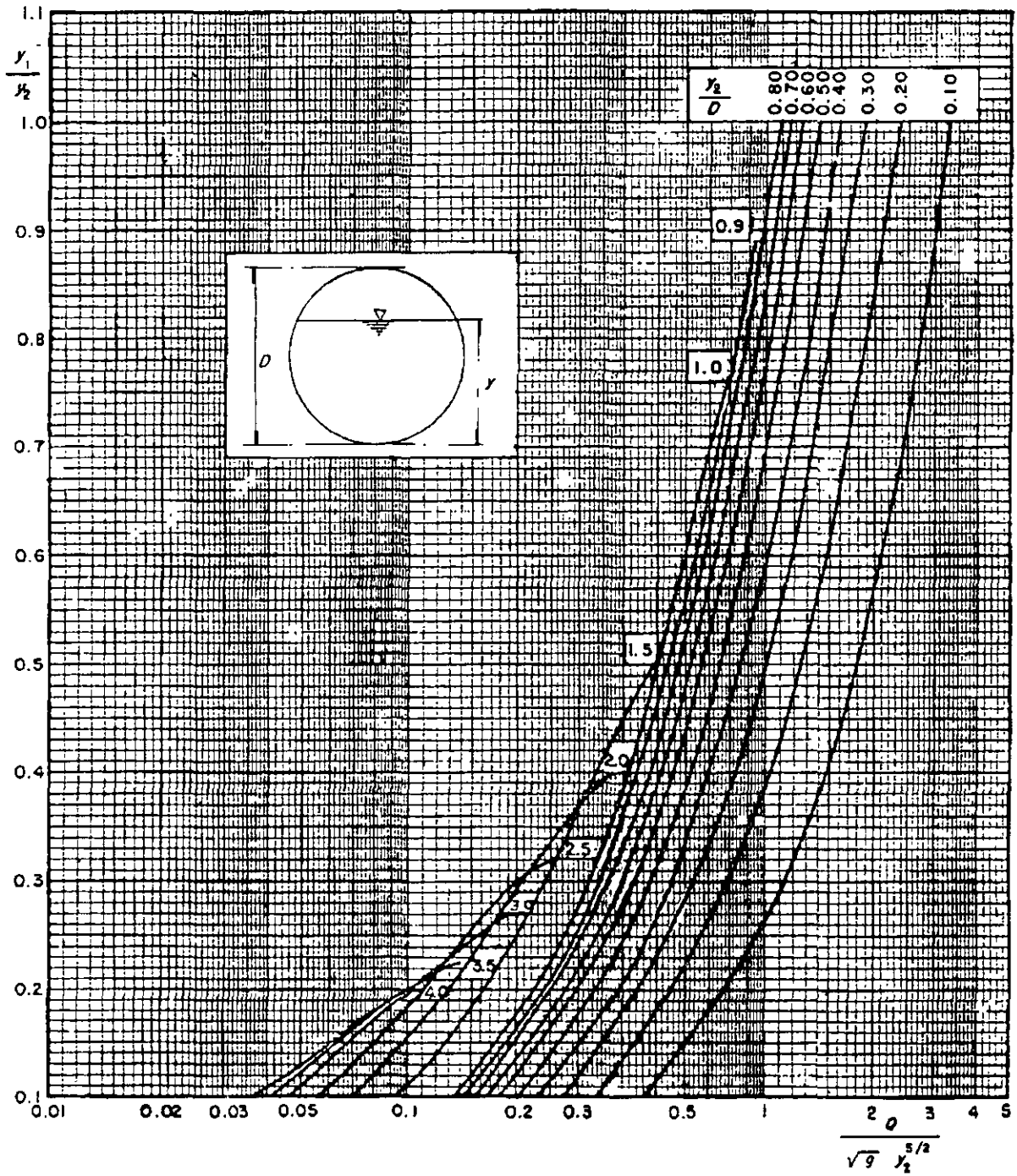


Figura 4.15. Salto hidráulico en canales de sección circular. Determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico, según Sotelo y Rodríguez (referencia 1)

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.

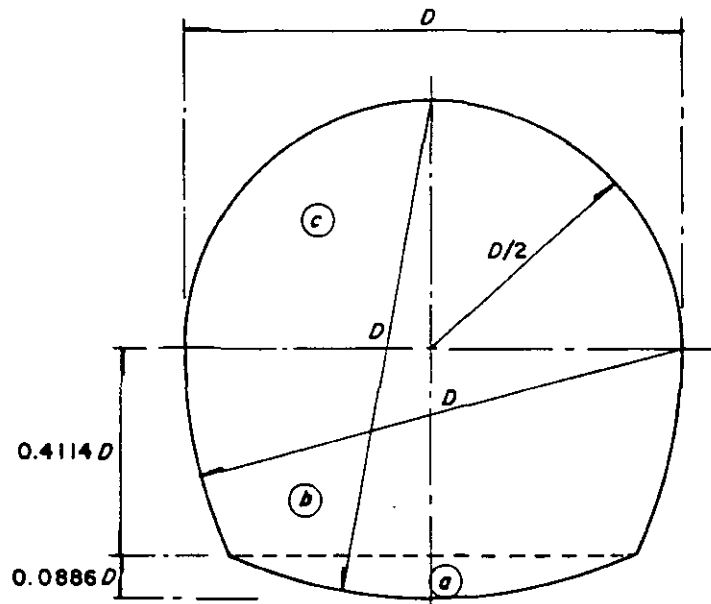


Figura 4.16. Sección herradura

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

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

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	$L_j / y_1 = 9.75 (F_1 - 1)^{1.01}$	Ecuación original (referencia 8).
Peterka	$L_j / y_2 = 3.491 + 0.73 F_1 - 0.06 F_1^2 + 0.001441 F_1^3$	Ecuación aproximada (referencia 6).
Woyciki	$L_j / (y_2 - y_1) = 8 - 0.05 (y_2 / y_1)$	Ecuación original (referencia 11).
	$L_j / y_1 = 4.05 \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 0.1 F_1^2 - 12.05$	Ecuación deducida de la original.
Smetana y Tizon	$L_j / y_1 = 6 [(y_2 / y_1) - 1]$	Ecuación original (referencia 12).
	$L_j / y_1 = 3 \left[\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 3 \right]$	Ecuación deducida de la original.
Pavlovsky	$L_r / y_1 = 2.5 [1.9 (y_2 / y_1) - 1]$	Ecuación original (referencia 13).
	$L_r / y_1 = 2.375 \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 4.875$	Ecuación deducida de la original.
Ludin	$(y_2 - y_1) / L_r = [1/4.5] - [1/(6F_1)]$	Ecuación original (referencia 12).
	$L_r / y_1 = [13.5 F_1 / (6F_1 - 4.5)] \left[\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 3 \right]$	Ecuación deducida de la original.
Safranez	$L_r / y_1 = 6 F_1$	Ecuación original (1929) para $1.72 < F_1 < 19.1$ (referencia 14).
Pietrkowsky	$L_r / y_1 = 5.9 F_1$	Ecuación original (1932) para $5.5 < F_1 < 19.8$ (referencia 15).
Chertousov	$L / y_1 = 10.3 (\sqrt{F_1} - 1)^{0.81}$	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 .
Rajaratnam	$L_j / y_2 = 6.2 \tanh (F_1 / 3)$	Ecuación original, para $2 < F_1 < 12$.
	$L_j / y_2 \approx 6$	Ecuación aproximada, para $4 < F_1 < 16$.
	$L_j / y_1 \approx 3 \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right)$	Ecuación deducida, para $4 < F_1 < 16$. Referencia 18 (1967).
Sarma y Newnham	$L_r / y_1 = 6.73 (F_1 - 1)$	Ecuaciones originales, para $1.21 < F_1 < 3.79$. Referencia 19 (1973).
	$L_j / L_r = 1.3$	

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, Kantha	$L_r/y_2 = 15.7$ después de una rápida $L_r/y_2 = 12$ después de una compuerta	Para $3 < F_1 < 14$. L_r distancia hasta la sección en que termina la influencia del salto en la distribución de la velocidad. ASCE, JHD, vol. 98, HY8 (1972).

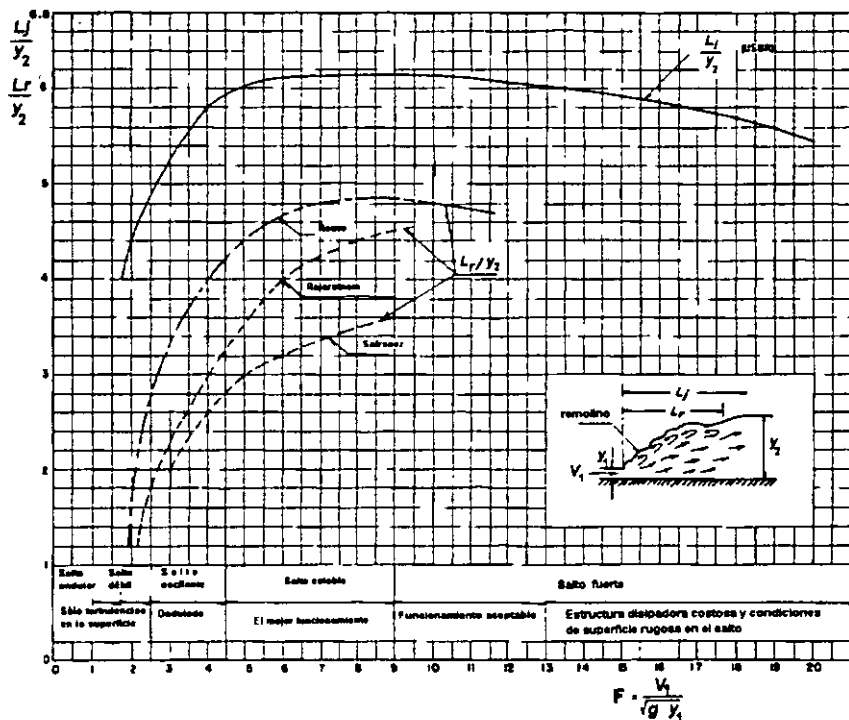


Figura 4.26. Longitud del salto hidráulico en canales rectangulares horizontales, con base en resultados de USBR y otros

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 trapeciales 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, η 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

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

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

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 Sieñchin.

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

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

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