

# MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

## DRENAJE PLUVIAL URBANO

19



# MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

## DRENAJE PLUVIAL URBANO

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento  
Drenaje Pluvial Urbano

ISBN: 978-607-626-019-7

D.R. © Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales  
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña  
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua  
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo  
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.  
Tel. (55) 5174•4000  
Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México  
Distribución Gratuita. Prohibida su venta.  
Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.  
Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,  
sin fines de lucro y citando la fuente

# CONTENIDO

Presentación	VII
Objetivo general	IX
Introducción al drenaje pluvial urbano	XI
1. Drenaje pluvial urbano	1
1.1 Importancia del drenaje pluvial urbano	1
1.2 Nivel de riesgo admisible en zonas urbanas	3
1.3 Tipos de sistemas de drenaje	3
1.4 Componentes del sistema de drenaje pluvial urbano	5
1.4.1 Estructuras de captación	6
1.4.2 Estructuras de conducción	8
1.4.3 Estructuras de conexión y mantenimiento	10
1.4.4 Estructuras de vertido	19
1.4.5 Obras complementarias	19
1.4.6 Disposición final	27
1.5 Diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano	29
2. Análisis hidrográfico	33
2.1 Conceptos básicos	33
2.1.1 Esguerrimiento e hidrogramas	33
2.1.2 Pendiente de la cuenca	36
2.1.3 Tiempo de concentración	40
2.2 Proceso lluvia - esguerrimiento en zonas urbanas	42
2.3 Cuencas urbanas	45
2.3.1 Modelo Digital de Elevaciones (MDE)	48
2.3.2 Líneas de corriente	50
2.3.3 Usos de suelo	55
2.4 Asignación de precipitación	60
2.5 Estimación de gastos pluviales	60
2.5.1 Métodos empíricos	63
2.5.2 Gasto de diseño de estaciones hidrométricas	84
2.5.3 Modelos relación lluvia – esguerrimiento	88
2.5.4 Definición del hidrograma de diseño a través de simulación matemática	97
3. Hidrología aplicada al diseño de drenaje pluvial urbano	101
3.1 Definiciones básicas	101
3.1.1 Ciclo hidrológico	103
3.1.2 Precipitación	105
3.2 Análisis de registros de la precipitación	107
3.2.1 Análisis estadístico y probabilidad en hidrología	116

3.2.2	Conceptos básicos de probabilidad y estadística	118
3.3	Parámetros estadísticos	122
3.3.1	Funciones de distribución de probabilidad	124
3.3.2	Ajuste a una función de distribución de probabilidad	124
3.4	Criterios sobre las funciones de distribución de probabilidad empleadas en hidrología	129
3.4.1	Distribución normal (Gauss)	129
3.4.2	Distribución log-normal	130
3.4.3	Límites de aplicabilidad y selección de la función de distribución de probabilidad	135
3.4.4	Pruebas de bondad del ajuste	136
3.4.5	Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr)	137
3.4.6	Curvas altura de precipitación-duración-área (P-d-A)	139
3.4.7	Hietograma	144
3.5	Hietograma de diseño con datos pluviométricos	153
3.5.1	Selección de estaciones	155
3.5.2	Deducción de datos faltantes	157
3.5.3	Análisis estadístico y probabilístico	164
3.5.4	Desarrollo de la curva de precipitación - duración - periodo de retorno	167
3.5.5	Curva intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr)	174
3.6	Hietograma de diseño con datos pluviográficos	177
3.6.1	Selección de estaciones	180
3.6.2	Clasificación de tormentas por duración	181
3.6.3	Obtención del hietograma de precipitación a partir de la información pluviográfica	182
4.	Hidráulica de flujo a superficie libre para el diseño del drenaje pluvial urbano	191
4.1	Definiciones básicas	192
4.1.1	Conducción a superficie libre	192
4.1.2	Sección transversal	193
4.1.3	Características del flujo	198
4.1.4	Ecuaciones fundamentales para el diseño	201
4.1.5	Pérdidas de energía	206
4.2	Análisis de flujo en conducciones cerradas	218
4.2.1	Flujo con sección parcialmente llena	219
4.3	Análisis de flujo en conducciones abiertas	222
4.3.1	Flujo uniforme	222
4.3.2	Flujo gradualmente variado	230
4.3.3	Flujo rápidamente variado	236
4.3.4	Flujo no permanente	250
4.4	Modelación matemática aplicada a redes de drenaje pluvial	252
4.4.1	Tipos de modelos	252
4.4.2	Capacidades del modelo de simulación	255
4.4.3	Modelo de flujo uniforme	256

5. Evaluación del peligro por inundación en zonas urbanas	261
5.1 Criterios de peligro por inundación	261
5.1.1 Criterio de la Federal Emergency Management Agency (FEMA)	262
5.1.2 Criterio de la Office Fédéral de l'Économie Des Eaux (OFEE)	262
5.1.3 Criterio de Dórrigo, Australia	263
5.1.4 Criterio de Nanía y Témez	264
5.2 Análisis de severidad	266
5.2.1 Influencia de la urbanización en el escurrimiento pluvial	266
5.2.2 Control de inundaciones	268
6. Diseño de sistemas de drenaje pluvial	271
6.1 Planeación del sistema de drenaje pluvial	272
6.1.1 Recopilación de información básica	272
6.1.2 Definición de cuencas, subcuencas y microcuencas	273
6.1.3 Regionalización del sistema	273
6.1.4 Definición de las estructuras del sistema	274
6.1.5 Definición de estructuras especiales	274
6.1.6 Consideración de áreas de retraso	274
6.1.7 Definición del desalojo de las aguas	274
6.1.8 Ubicación de estructuras de descarga	275
6.2 Periodo de retorno de diseño	275
6.2.1 Asignación del periodo de retorno de diseño	276
6.2.2 Periodos de retorno de diseño en subcuencas	278
6.2.3 Periodo económico de diseño	279
6.3 Trazo de la red de drenaje pluvial	280
6.3.1 Configuraciones de un sistema de drenaje	280
6.3.2 Configuraciones de la red de atarjeas	281
6.4 Diseño y funcionamiento hidráulico	287
6.4.1 Dimensiones mínimas en el diseño de las conducciones en el drenaje pluvial urbano	289
6.4.2 Velocidades permisibles de escurrimiento en colectores y emisores	290
6.4.3 Diseño de la red de atarjeas	297
6.5 Drenaje en calles pavimentadas	305
6.5.1 Pendiente longitudinal	307
6.5.2 Pendiente transversal	308
6.5.3 Guarniciones y cunetas	309
6.6 Diseño de bocas de tormenta	315
6.6.1 Tipos de boca de tormenta	315
6.6.2 Capacidad de entrada	317
6.6.3 Dimensiones mínimas recomendadas de las bocas de tormenta	343
6.6.4 Ubicación de captaciones o bocas de tormenta	343
6.6.5 Diseño de estructuras de regulación	346

6.7 Optimización de una red de drenaje pluvial urbano	355
6.7.1 Diseño óptimo de la red de drenaje para un determinado periodo de retorno	358
6.7.2 Costos por insuficiencia de la red	359
6.7.3 Curva de costo total anual	360
6.7.4 Costo anual de la red	361
6.7.5 Costo de mantenimiento	362
6.7.6 Costo esperado de daños	362
6.7.7 Selección de la red óptima	362
7. Elaboración del proyecto ejecutivo	365
7.1 Memoria descriptiva	365
7.1.1 Estudios efectuados	365
7.1.2 Tablas y resúmenes de cálculo	366
7.2 Datos de proyecto	366
7.2.1 Generalidades	366
7.2.2 Estado actual de la red de alcantarillado pluvial	366
7.2.3 Información topográfica	367
7.2.4 Información adicional para el proyecto	367
7.2.5 Datos básicos	368
7.3 Planos de la red de drenaje pluvial	368
7.4 Catálogo de conceptos, cantidades de obra y presupuesto	368
Conclusiones	371
Bibliografía	373
Anexos	
A. Ajuste de registros	381
B. Planos ejecutivos	391
C. Notación de variables	425
Tabla de Conversiones de unidades de medida	433
Ilustraciones y planos	443
Tablas	451

# PRESENTACIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años; sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a **Mover a México.**

**Director General de la Comisión Nacional del Agua**





## OBJETIVO GENERAL

El *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (MAPAS) está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la República Mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



# INTRODUCCIÓN AL DRENAJE PLUVIAL URBANO

El objetivo principal de un sistema de drenaje pluvial es garantizar el desalojo del flujo ocasionado por precipitaciones pluviales en la cuenca o zonas de asentamientos humanos, provocando una mínima molestia, peligro y/o daño a las personas, los bienes, el medio ambiente y la infraestructura existente.

Sin embargo, la mayoría de los sistemas de alcantarillado de las ciudades de la República Mexicana fueron construidos tanto para desalojar el agua que se produce después de su primer uso, denominadas aguas servidas o residuales, como para evacuar el agua de lluvia, por lo que se les denomina sistemas combinados. Cuando se presente una lluvia, que exceda la capacidad de diseño, los sistemas de drenaje combinados pueden resultar insuficientes y presentarse encharcamientos e inundaciones —considerándose a un encharcamiento como una depresión cerrada, con una lámina delgada de agua sin movimiento (NRCSS, 2003) y una inundación de acuerdo con el glosario internacional de hidrología (OMM/UNESCO, 1974), es el "aumento del agua por arriba del nivel normal del cauce". En este caso, " nivel normal" se debe entender como aquella elevación de la superficie del agua que no causa daños, es decir, inundación es una elevación mayor a la habitual en el cauce, por lo que puede generar pérdidas —, que provocan afectaciones a la población. Por eso es recomendable que en el diseño de los nuevos sistemas de drenaje se promueva separar el sanitario del pluvial.

Este manual tiene el propósito de apoyar a los ingenieros en el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano. Los procedimientos descritos tienen por objeto fomentar la uniformidad en las prácticas de diseño de drenaje pluvial urbano en todo el país.

En este manual se proporcionan a detalle aspectos técnicos de diseño hidrológico e hidráulico que deben ser considerados durante la planificación de los sistemas de drenaje de aguas pluviales urbanas. Los alcances del contenido no incluyen la ordenación territorial, la administración de las llanuras de inundación, el diseño de sistemas de tratamiento de aguas pluviales ni la rehabilitación de canales naturales.

El primer capítulo contiene los conceptos teóricos relacionados con el drenaje pluvial urbano, la importancia de su ejecución, las partes que lo conforman.

El segundo capítulo abarca los aspectos hidrológicos necesarios para el diseño de redes de drenaje pluvial. Se presenta el análisis temporal y espacial de la lluvia mediante los registros de las estaciones pluviométricas, pluviográficas y el tiempo de concentración, entre otros puntos importantes del proceso hidrológico urbano.

En el tercer capítulo se presenta la forma de analizar el comportamiento del agua, una vez que se precipita y entra en contacto con el terreno.

Los aspectos hidráulicos de la infraestructura requerida en el drenaje pluvial urbano son objeto de estudio en el capítulo cuarto.

El capítulo quinto, establece los criterios de evaluación por peligro de inundación en zonas urbanas, considerándose la velocidad y tirante de inundación como parámetros esenciales.

El capítulo seis, comprende el diseño hidráulico de los elementos que conforman la red de drenaje pluvial. Abarca desde la planeación del sistema con un equilibrio en la relación costo-beneficio hasta la optimización de la red.

En el capítulo siete, se describen los requerimientos mínimos para la elaboración de un proyecto de drenaje pluvial.

Como parte del anexo digital de este manual, se presentan una serie de ejemplos que refuerzan el contenido y los procedimientos descritos.



# 1

## DRENAJE PLUVIAL URBANO

### 1.1 IMPORTANCIA DEL DRENAJE PLUVIAL URBANO

En las zonas urbanas, se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia de tal modo que se mitiguen los riesgos para los habitantes, las viviendas, los comercios, las industrias y otras áreas que afectan a la población. Sin embargo, la construcción de edificios, casas, la pavimentación de calles, estacionamientos y otras construcciones modifican el entorno natural y generan superficies poco permeables; aumentando los volúmenes de escurrimiento.

Así, la urbanización incrementa los volúmenes que escurren superficialmente, debido a la impermeabilidad de las superficies de concreto y pavimento. Esto obliga a diseñar los sistemas de drenaje artificial con mayor capacidad que la que tenían las corrientes naturales originales.

El drenaje pluvial urbano, tiene como función la captación y desalojo de las aguas de lluvia hasta sitios donde se descarguen en los cuerpos de agua, de tal forma que se reduzcan los daños e inconvenientes a los habitantes donde llegan o cruzan

los escurrimientos o que puedan afectar a otras cercanas.

Un sistema de drenaje está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias, que permiten el desalojo de las aguas de lluvia y que requieren de su mantenimiento para su correcta operación.

Como parte de la planificación y diseño de sistemas de drenaje pluvial (Tabla 1.1) se deben realizar las siguientes consideraciones (Department of Energy and Water Supply, 2013):

- Garantizar que el desalojo de las aguas pluviales no afecte las zonas aguas abajo; esto es: viviendas, carreteras, vías de ferrocarril o cualquier otra infraestructura
- Definir los criterios de riesgo admisible ante inundaciones
- Evaluar y disminuir el impacto sobre el tráfico peatonal y vehicular durante el desalojo de aguas pluviales en zonas urbanas

Además de considerarse los niveles de superficie libre del agua en los cauces a los que descargarán



los sistemas de drenaje pluvial, asociados al periodo de retorno de diseño para la protección de la población (ver Tabla 6.2).

Uno de los aspectos más relevantes en el diseño de los sistemas de drenaje pluvial urbano es reducir al mínimo los cambios del régimen de

flujo natural del agua en la cuenca y los cuerpos receptores. Por lo que el diseño no debe limitarse al control de la velocidad de flujo y la descarga máxima. **Si se reducen al mínimo los cambios en el volumen de escurrimiento, y por lo tanto los cambios en el ciclo natural del agua, se pueden alcanzar beneficios tales como:**

Tabla 1.1 Parámetros clave en el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano y los resultados deseados (adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013)

Parámetro	Resultado deseado
Eficacia del drenaje	Salud pública: El sistema de drenaje debe ser capaz de evitar inundaciones o encharcamientos que puede ser foco de infecciones y atraer insectos o fauna nociva
	El funcionamiento del sistema de drenaje debe garantizar la seguridad de tránsito para peatones y vehículos
	Debe minimizar las afectaciones a la infraestructura urbana y a los habitantes ante la ocurrencia de tormentas
Control de inundaciones	El sistema de drenaje debe proteger las vías de comunicación de la población ante inundaciones
	El funcionamiento del sistema de drenaje debe garantizar la seguridad de tránsito para peatones y vehículos
	El sistema de drenaje debe ser adecuado para desalojar el agua ocasionada por la precipitación de diseño determinada
Volumen de escurrimiento	Control de inundaciones
	Debe ser capaz de captar el volumen de agua generado por la precipitación de diseño
	El sistema debe ser resistente a la erosión provocada por el flujo
	La descarga del agua pluvial no debe causar afectaciones a los ecosistemas o a los cuerpos receptores
Descarga máxima	Control de inundaciones
	El funcionamiento debe evitar disputas legales entre el organismo operador y comunidades aguas abajo
	La descarga debe ser tal, que prevenga la erosión en los cuerpos receptores
Velocidad de flujo	Debe garantizar el control de inundaciones en los cuerpos receptores y/o zonas aguas abajo de la descarga
	El funcionamiento del sistema de drenaje debe garantizar la seguridad de tránsito para peatones y vehículos
	El sistema de drenaje debe ser resistente a la erosión
Profundidad de flujo	Se debe priorizar el control de inundaciones
	El funcionamiento del sistema de drenaje debe garantizar la seguridad de tránsito para peatones y vehículos
	Debe minimizar las afectaciones a la infraestructura urbana y a los habitantes ante la ocurrencia de tormentas
Estética	El sistema de drenaje debe ser acorde al paisaje urbano
	Se debe procurar la protección de los sistemas naturales de drenaje
Infraestructura y costo de mantenimiento	La puesta en marcha de un sistema de drenaje debe generar un costo asequible al organismo operador y la comunidad
	Debe ser tal que los requisitos de operación y mantenimiento permitan la sostenibilidad
	El sistema de drenaje pluvial debe ser estructuralmente resistente ante las inundaciones que superen su capacidad

- Menor arrastre de contaminantes
- Menor riesgo de inundaciones aguas abajo
- Menor riesgo de erosión de los cuerpos receptores
- Menor costo en la operación y mantenimiento de la infraestructura pluvial

## 1.2 NIVEL DE RIESGO ADMISIBLE EN ZONAS URBANAS

En el diseño de sistemas de drenaje pluvial se deben considerar los costos asociados con las inundaciones. Ya que estos pueden incluir: la reconstrucción de la infraestructura dañada, la rehabilitación de los equipos dañados, los impactos sobre la economía local, ante el cierre de los centros de trabajo, los gastos del Estado y fondos Federales para la atención de desastres.

Por lo que los proyectistas de sistemas de drenaje pluvial urbano deben considerar en el diseño los siguientes aspectos de seguridad:

- Impacto a un "nivel local" aceptable para la comunidad, ante la ocurrencia de una precipitación de diseño
- Efecto potencial sobre la comunidad en términos de tiempo de recuperación
- Preservar la integridad de las principales conducciones de drenaje, naturales y artificiales

El uso de suelo, las condiciones climáticas y el tipo de precipitación son distintos de un lugar a otro. Por lo que la solución al problema deberá ser acorde a estas condiciones.

El mantenimiento de las tasas de infiltración natural del agua de lluvia en los suelos de captación puede beneficiar en gran medida la salud ecológica, manteniendo los flujos de aguas subterráneas naturales. Así, el diseño del sistema de drenaje pluvial debe reflejar las condiciones locales del suelo y sus tasas de infiltración naturales.

Si se desea consultar más información, esta se encuentra disponible en el manual de *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I y II)* de MAPAS.

## 1.3 TIPOS DE SISTEMAS DE DRENAJE

Los sistemas de drenaje se clasifican como sanitarios, cuando conducen sólo aguas residuales; pluviales cuando transportan únicamente aguas producto del escurrimiento superficial del agua de lluvia (Ilustración 1.1) y combinados cuando desalojan los dos tipos de aguas (Ilustración 1.2).

Los sistemas combinados tienen la característica de captar tanto las aguas residuales, como las pluviales, con lo cual el diseño, construcción y operación en apariencia es más económico. En este aspecto, los sistemas separados implican mayores inversiones y pueden resultar menos atractivos especialmente cuando se trate de sistemas de drenaje nuevos.

Sin embargo, debe tenerse en consideración que los problemas a resolver entre el alcantarillado sanitario y el drenaje pluvial urbano son distintos, siendo el objetivo del segundo el desalojo de escurrimiento pluvial, que puede poner en riesgo a la población y la infraestructura de la comunidad.

Ilustración 1.1 Sistema de drenaje pluvial (adaptado de Chow et al., 1994)

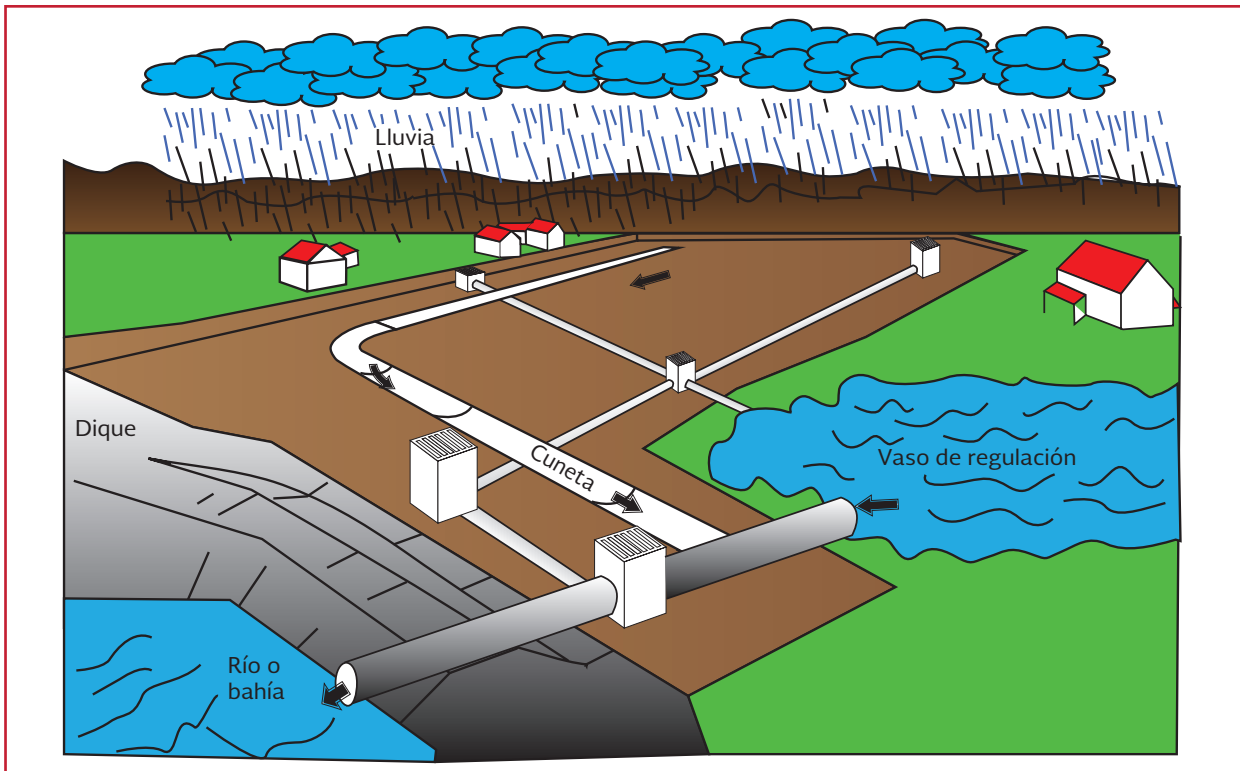
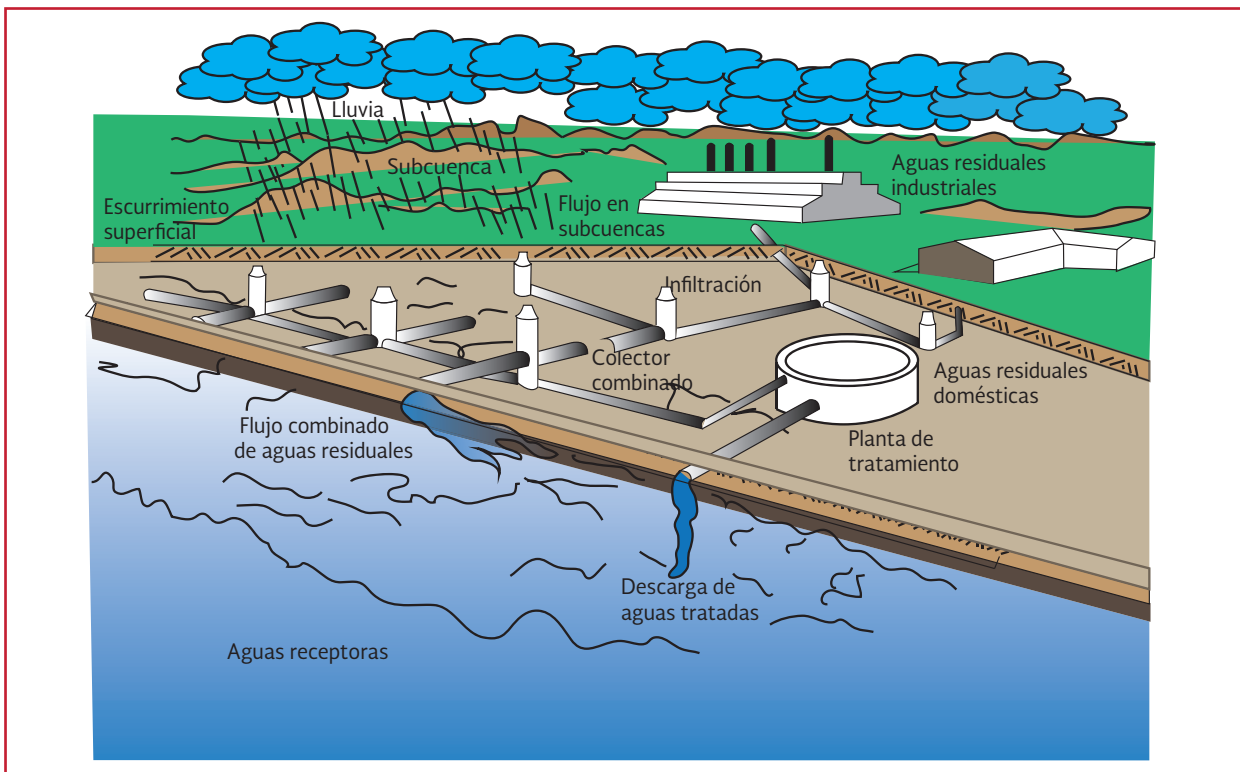


Ilustración 1.2 Sistema de drenaje combinado (adaptado de Kibler, 1982)



## 1.4 COMPONENTES DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO

Los componentes principales de un sistema de drenaje se agrupan según la función para la cual son empleados, así un sistema de drenaje pluvial urbano, se integra de las partes siguientes:

1. **Estructuras de captación.** Recolectan las aguas a transportar, en el caso de los sistemas de drenaje pluvial urbano se utilizan bocas de tormenta como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae en techos y patios. En las captaciones (ubicadas convenientemente en puntos bajos del terreno y a cierta distancia en las calles) se coloca una rejilla o coladera para evitar el ingreso de objetos que obstruyan los conductos, por lo que son conocidas como coladeras pluviales
2. **Estructuras de conducción.** Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de almacenamiento o vertido; representan la parte medular de un sistema de drenaje y se forman por conductos cerrados y/o abiertos, conocidos como tuberías y canales, respectivamente. Por las características del sistema de drenaje se diseñan para que el flujo sea a superficie libre
3. **Estructuras de conexión y mantenimiento.** Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de drenaje, pues además de permitir la conexión de varios conductos, incluso de diferente diámetro o material, también disponen del espacio suficiente para que un operador baje hasta el nivel de las tuberías y maniobre para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos; tales estructuras son conocidas como pozos de visita
4. **Estructuras de vertido.** Son estructuras de descarga terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del agua drenada, se diseñan para evitar posibles daños al último tramo de tubería, que pueden ser causados por la corriente a donde descarga la red o por el propio flujo de salida de la conducción. Para su diseño en su descarga al cuerpo receptor, deben considerarse los niveles de superficie libre del agua asociados al periodo de retorno establecido en el apartado 6.1.8, para protección a la población. Lo anterior debido a que éste es mayor al de diseño del sistema de drenaje pluvial
5. **Obras complementarias.** Se considera dentro de este grupo a las instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de drenaje, pero que en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento. Entre ellas se tiene a los cárcamos de bombeo, estructuras de cruce, lagunas de retención y detención, disipadores de energía, etc.
6. **Disposición final.** La disposición final de las aguas captadas por una red de drenaje no es una estructura que forme parte del sistema; sin embargo, representa

una parte fundamental del proyecto de drenaje. Su importancia radica en que si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto, la descarga de las aguas pluviales, entonces se pueden provocar graves daños. En el sitio de vertido o aguas abajo de éste

## 1.4.1 ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN

### 1.4.1.1 Bocas de tormenta

Las bocas de tormenta son estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno y la introducen por las rejillas al sistema de conducción. Se ubican generalmente aguas arriba del cruce de calles y en avenidas de importancia, además de colocarse en puntos bajos del terreno evitando la acumulación de agua. Normalmente están integradas con una rejilla que permite el acceso del agua y bloquea el paso de residuos de tamaños mayores que pueden obstruir las obras de conducción.

Generalmente están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias que son arrastradas por el escurrimiento producto de la lluvia. Existen varios tipos de bocas de tormenta a los cuales se acostumbra llamarles coladeras pluviales, de piso, banqueteta, combinadas, longitudinales y transversales.

Las coladeras de piso se instalan formando parte del pavimento al mismo nivel de la superficie y las de banqueteta se construyen formando parte de la guarnición, en caso de tenerse un mayor gasto de diseño puede utilizarse una combinación de ambas. Las coladeras longitudinales son un tipo especial de las de banquetetas.

Las bocas de tormenta tienen el objetivo de controlar el nivel máximo y el ancho de la lámina de flujo en las zonas urbanas evitando que se presenten problemas de encharcamiento o inundación, la capacidad hidráulica de cada una depende de su geometría y de las condiciones donde se instala.

Su capacidad debe de ser consistente con la capacidad del drenaje pluvial; su geometría dependerá de las características específicas del flujo y de la región. La elección del tipo de obra de captación dependerá de las condiciones hidráulicas, económicas y de ubicación, vea la Ilustración 1.3.

La capacidad de captación total de las bocas de tormenta de una subcuenca o microcuenca, debe cubrir el gasto de diseño de la misma para el periodo de retorno seleccionado para dicha cuenca. El diseño geométrico e hidráulico se presenta en el capítulo 6.

Para mayor información consulte: FHWA (2009), Campos-Aranda (2010), EPA (1999) y TRHEC (2006).

### 1.4.1.2 Lavaderos

Son canales que conducen y descargan el agua recolectada por las aceras, cunetas y guarniciones a lugares donde no causen daños a la estructura del pavimento. Los lavaderos pueden ser de mampostería, concreto hidráulico o metálicos.

Los que se construyen con mampostería o concreto hidráulico, generalmente tienen sección triangular, ya que con esto se logra una concavidad en su intersección con el acotamiento, con lo cual se facilita la entrada del agua al lavadero. El diseño de estas obras de

Ilustración 1.3 Tipos de boca de tormenta (adaptado de AISI, 1985)

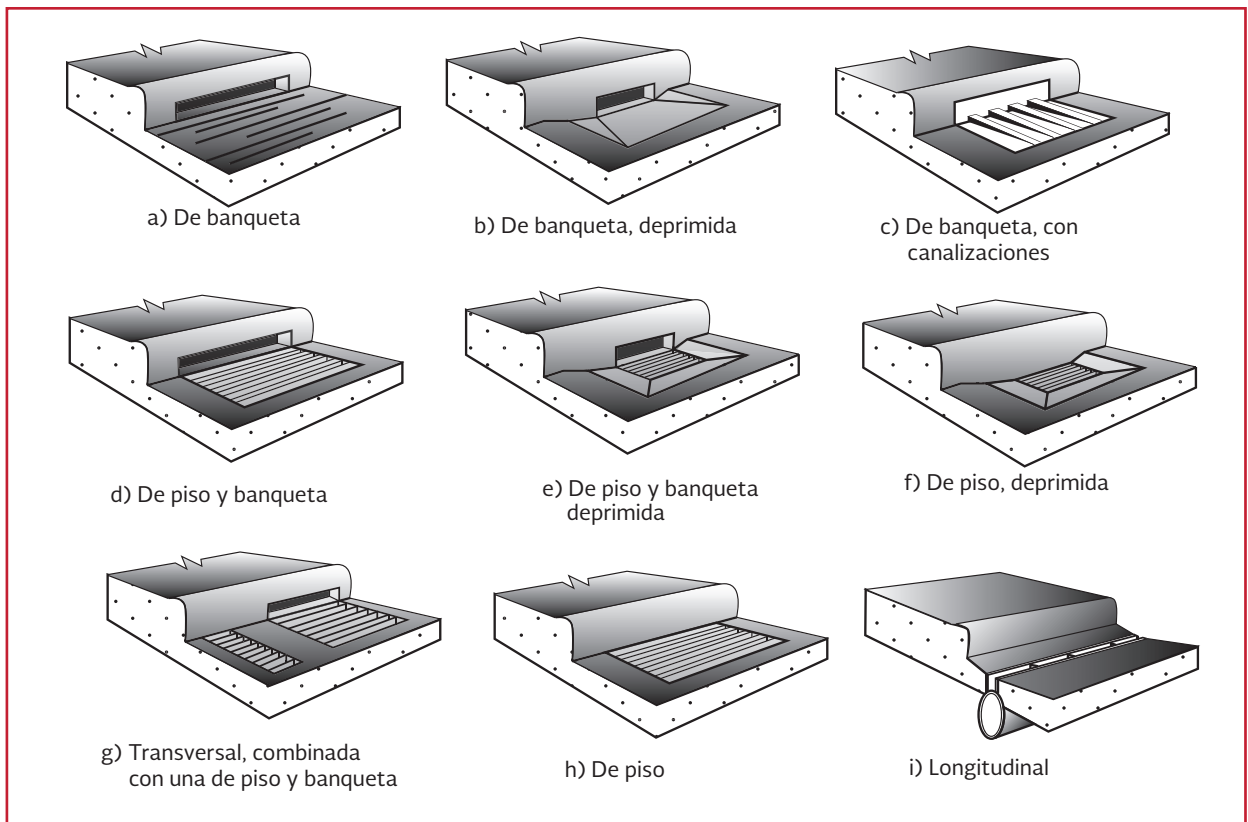
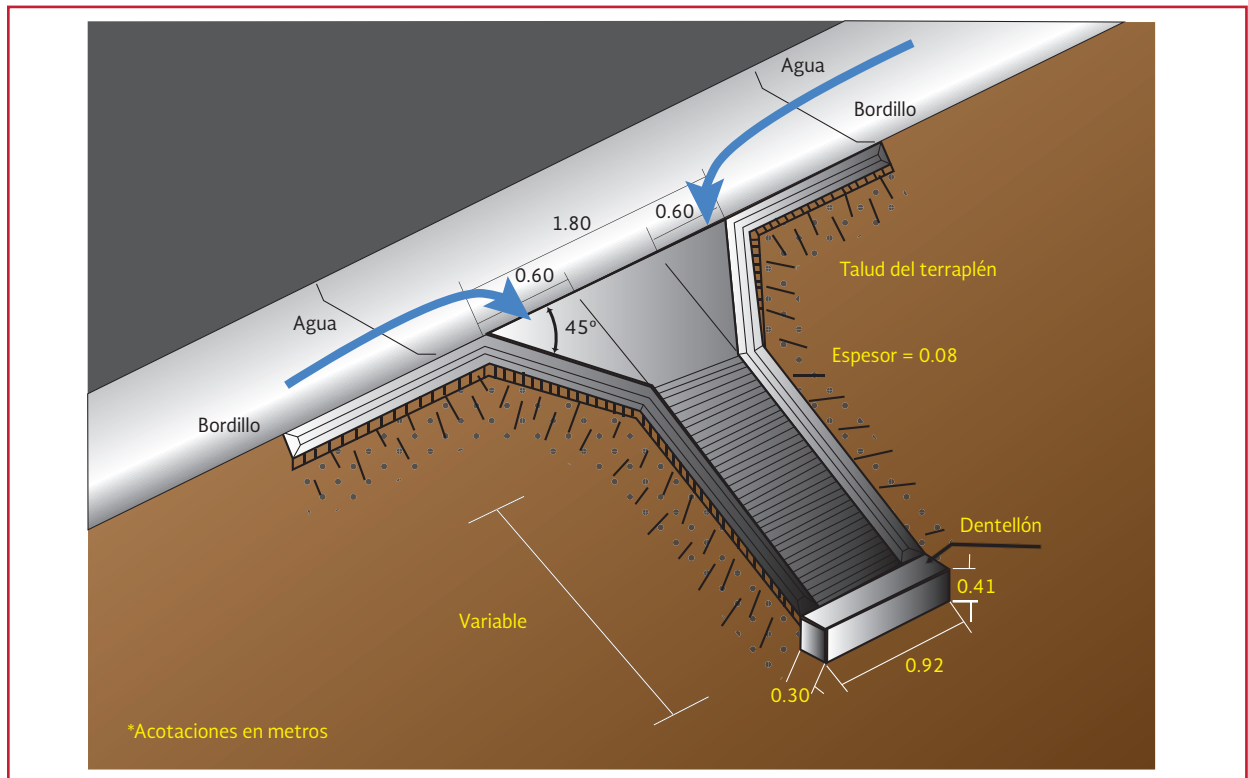


Ilustración 1.4 Geometría de lavadero (adaptado de SCT 2001)



captación estará en función de las características específicas de sitio y está regido por la norma C-CTR-CAR-1-03-006/00 expedida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2014). La Ilustración 1.4, presenta un ejemplo de configuración típica de un lavadero.

### 1.4.2 ESTRUCTURAS DE CONDUCCIÓN

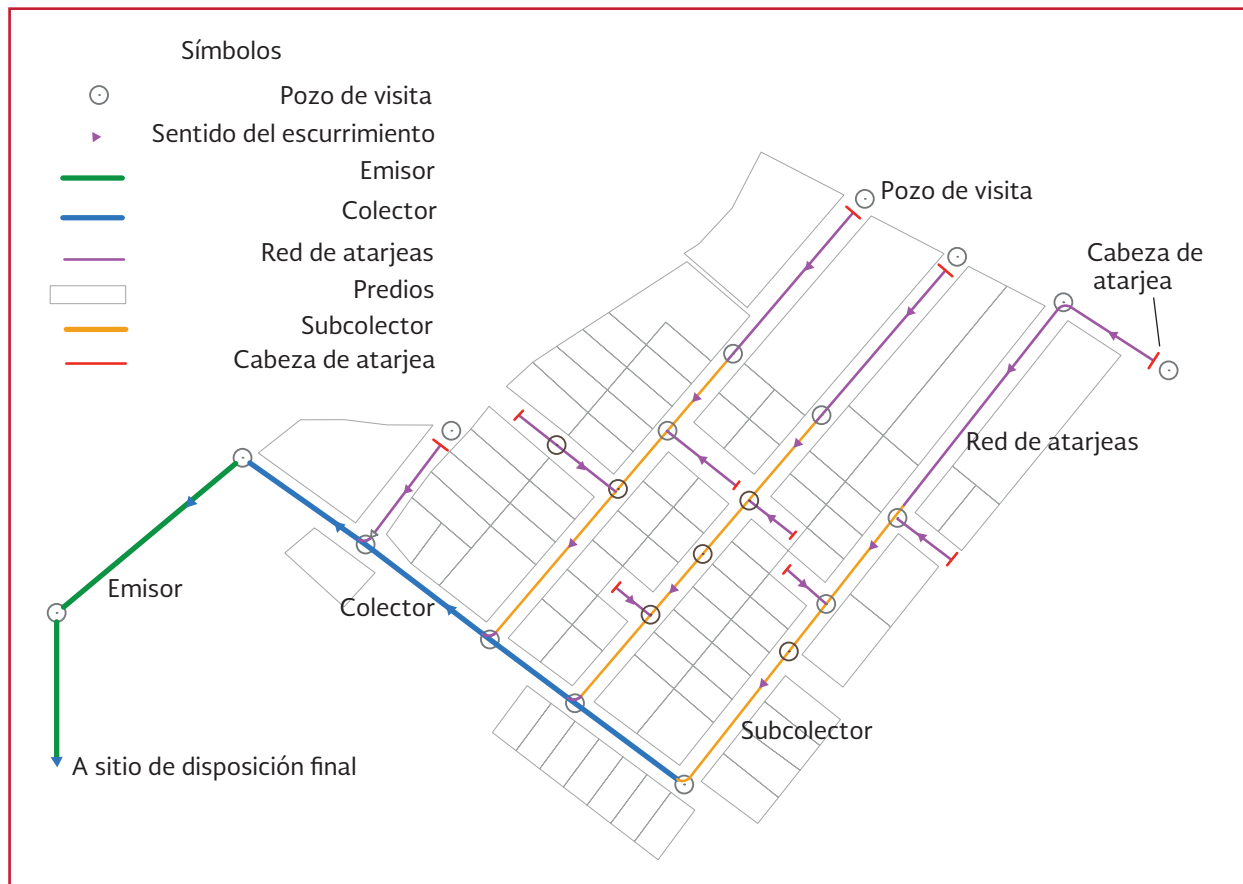
Son todas las estructuras que transportan las aguas recolectadas por las obras de captación hasta el sitio de vertido. Se pueden clasificar, en primera instancia, según su importancia dentro de la red como:

- **Atarjeas o red de atarjeas.** Son los conductos de menor diámetro en la red, a los

cuales descargan la mayor parte de las estructuras de captación

- **Subcolectores.** Son conductos de mayor diámetro que las atarjeas, que reciben directamente las aportaciones de dos o más atarjeas y las conducen hacia los colectores
- **Colectores.** Son los conductos de mayor área transversal en la red y representan la parte medular del sistema de drenaje, también pueden ser interceptores, dependiendo de su acomodo en la red. Su función es reunir el agua recolectada por los subcolectores y llevarla hasta el punto de salida de la red e inicio del emisor
- **Emisores.** Conducen el flujo hasta el punto de vertido o tratamiento. Una red puede tener más de un emisor dependiendo del

Ilustración 1.5 Trazo de una red de drenaje



tamaño de la localidad. Se le distingue de los colectores porque no recibe conexiones adicionales en su recorrido

En la Ilustración 1.5 se observa el trazo de una red de drenaje, donde se muestra en distinto color el colector principal y las conducciones secundarias.

Por otra parte, los conductos pueden clasificarse según el tipo de material y método de construcción con que fueron fabricados. Desde el punto de vista de su construcción, existen dos tipos de conductos:

- **Conductos prefabricados.** Comúnmente se les denomina como “tubería”, con varios sistemas de unión o ensamble, generalmente de sección circular. Las tuberías comerciales más usuales en México se fabrican de los materiales siguientes: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemen-

to, policloruro de vinilo o PVC y PEAD. En los últimos años también se ha venido trabajando con conductos prefabricados de sección rectangular

- **Conductos construidos in situ.** Usualmente se fabrican de concreto reforzado y pueden ser estructuras cerradas o a cielo abierto

A las primeras se les llama cerradas porque se construyen con secciones transversales de forma semielíptica, herradura, circular, rectangular o en bóveda. Las estructuras a cielo abierto más utilizadas corresponden a canales de sección rectangular, trapezoidal, triangular o una combinación de estas. En la Ilustración 1.6 se presentan las secciones transversales más comunes en conductos cerrados. Las conducciones a superficie libre (cielo abierto) se presentan en la Ilustración 1.7

Ilustración 1.6 Secciones transversales de conductos cerrados (adaptado de Lewis, 2010)

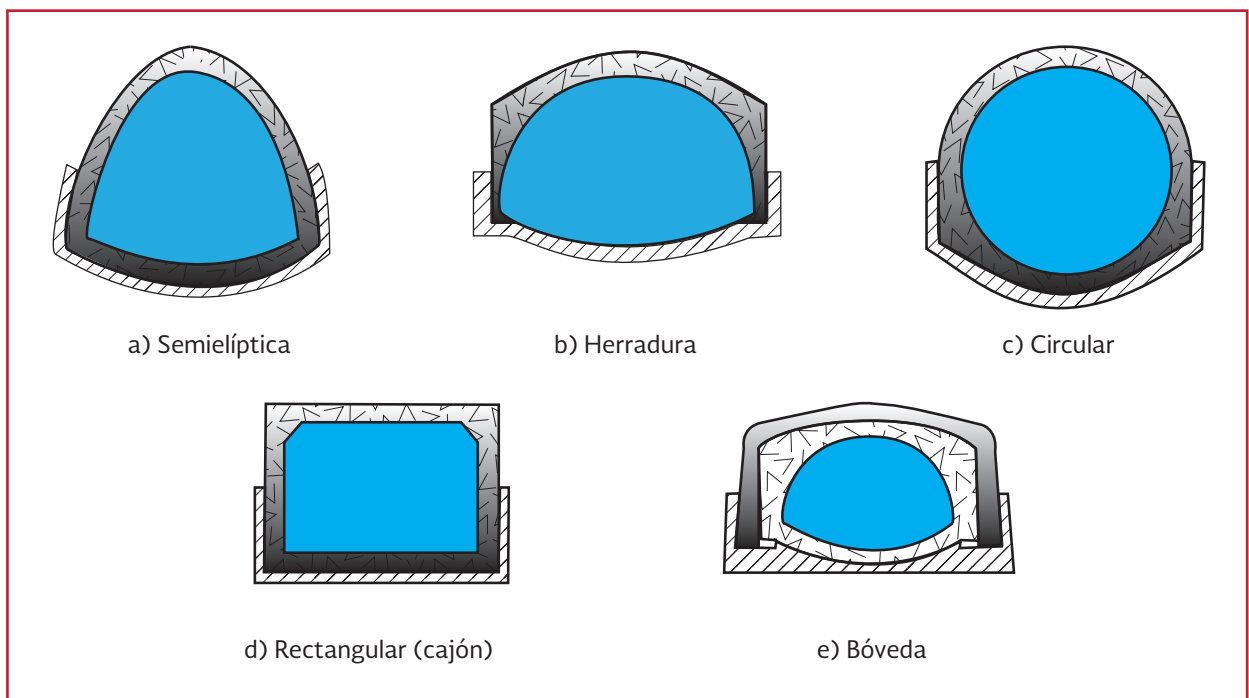
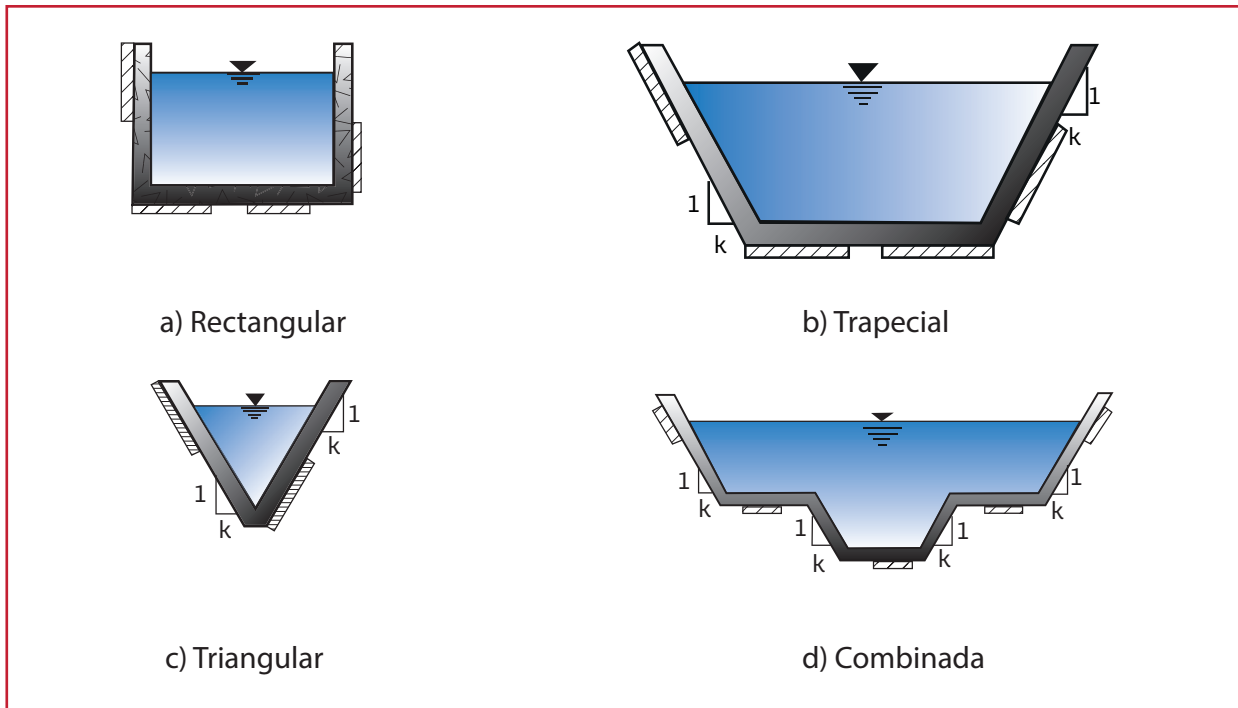




Ilustración 1.7 Secciones transversales de conductos a cielo abierto (adaptado de Lewis, 2010)



### 1.4.3 ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN Y MANTENIMIENTO

Son elementos subterráneos que facilitan la conexión y el mantenimiento de las obras de conducción del sistema, permitiendo conectar tuberías de diferentes diámetros y/o material.

Se les conoce como pozos de visita o cajas de visita según sus dimensiones y son de vital importancia en la red de alcantarillado, ya que gracias a estas estructuras se evitan reparaciones complicadas y costosas, vea la Ilustración 1.8.

#### 1.4.3.1 Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de drenaje, su existencia en las redes de

alcantarillado es fundamental; éstos se ubican al inicio de las atarjeas, en puntos donde la tubería cambia de diámetro, dirección o pendiente y también donde se requiere la conexión con otras atarjeas, subcolectores o colectores.

La separación máxima entre pozos de visita en tramos rectos se muestra en la Tabla 1.2.

Los pozos de visita se pueden clasificar según la función y dimensiones de las tuberías:

- a) Pozos de visita tipo común
- b) Pozos de visita tipo especial
- c) Pozos tipo caja
- d) Pozos tipo caja de deflexión
- e) Pozos con caída
- f) Pozos con caída libre
- g) Pozos con caída adosada
- h) Pozos con caída escalonada

Ilustración 1.8 Pozos de visita

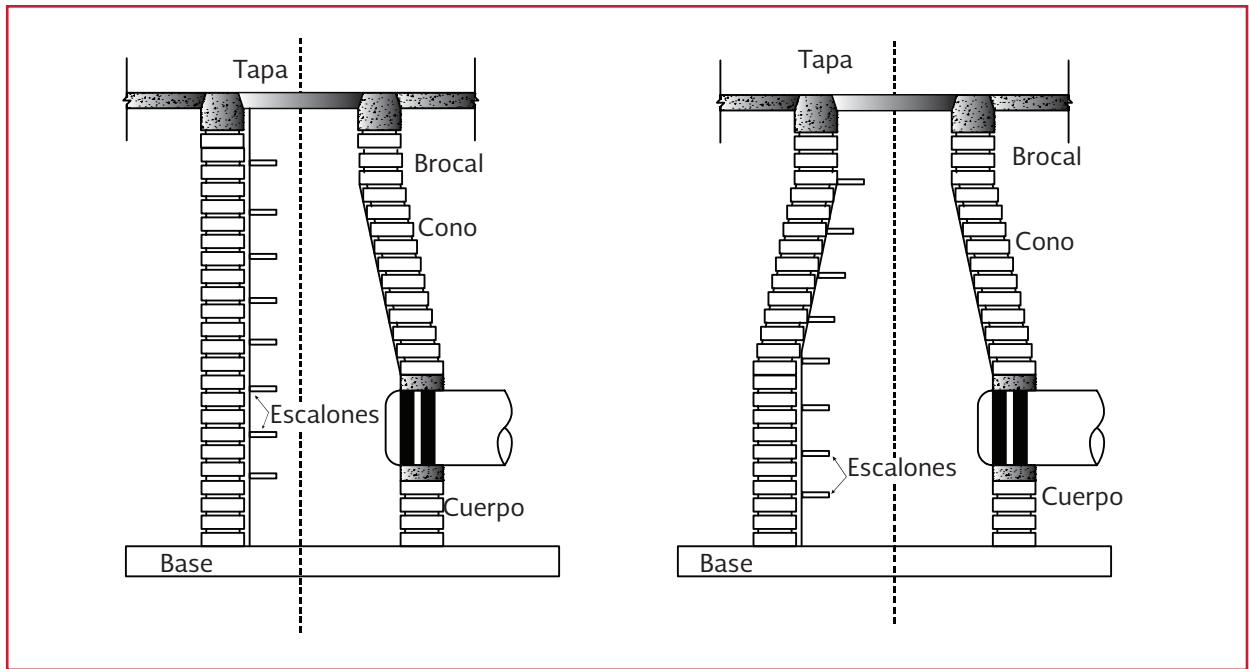


Tabla 1.2 Separación máxima entre pozos

Diámetro de la tubería	Longitud
$30 \text{ cm} \leq \varnothing \leq 61 \text{ cm}$	100 m
$69 \text{ cm} \leq \varnothing \leq 122 \text{ cm}$	125 m
$152 \text{ cm} \leq \varnothing \leq 244 \text{ cm}$	150 m

Para diámetros mayores deberá ser autorizada por la autoridad correspondiente

Los componentes esenciales de los pozos de visita son:

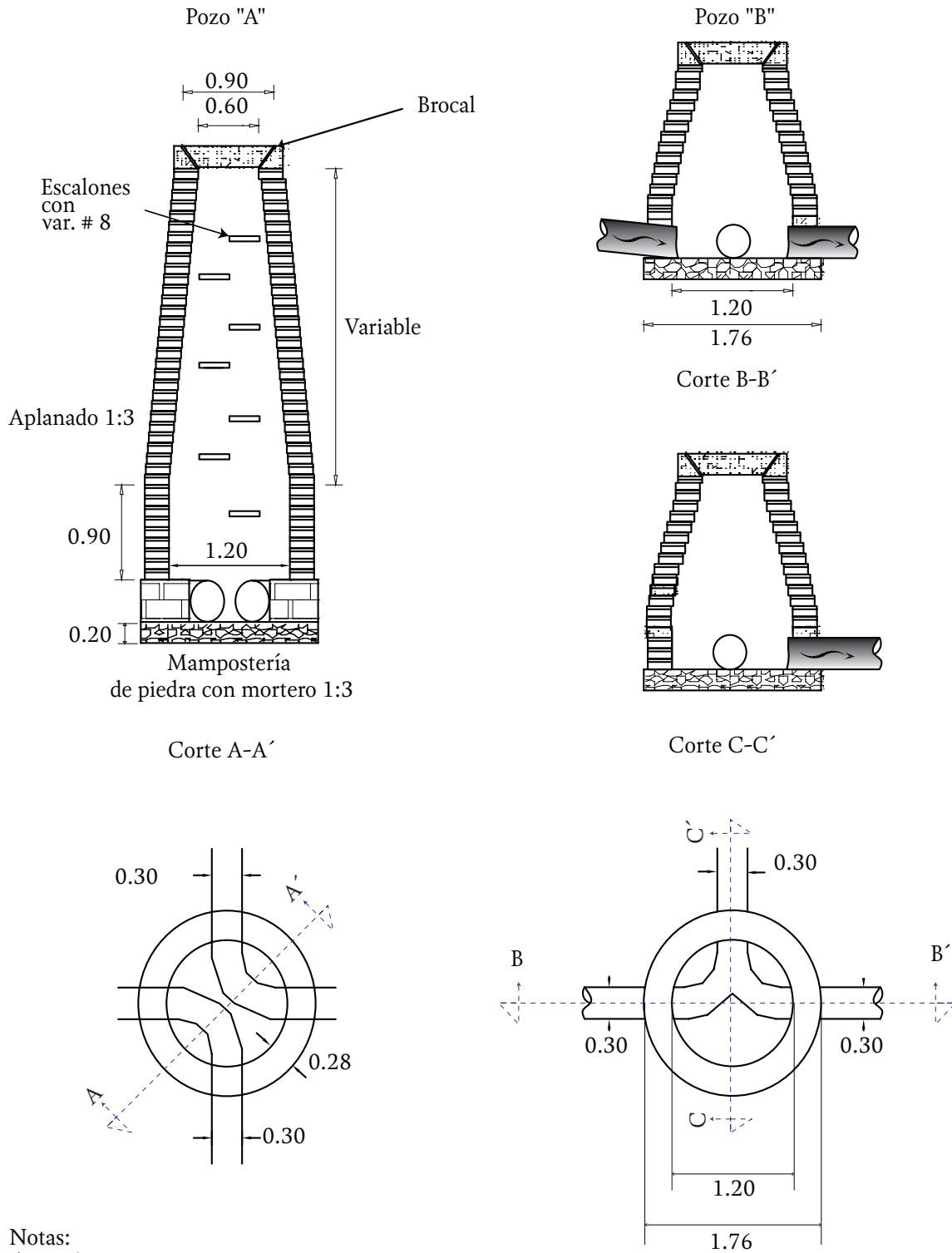
- Base, que incluye campanas de entrada de tubería, espigas de salida de tubería, medias cañas y banqueta
- Cuerpo, el cual puede ser monolítico o contar con extensiones para alcanzar la profundidad deseada mediante escalones
- Cono de acceso (concéntrico o excéntrico)
- Brocal
- Tapa

### Pozos comunes

Los pozos de visita comunes están formados por una chimenea de tabique de forma cilíndrica en

la parte inferior y troncocónica en la parte superior. La cimentación de estos pozos puede ser de mampostería o de concreto. En terrenos suaves se construye de concreto armado aunque la chimenea sea de tabique. En cualquier caso, las banquetas del pozo pueden ser de tabique o piedra. Todos estos elementos se juntan con mortero cemento-arena. Son suficientemente amplios para darle paso a una persona y permitirle maniobrar en su interior. Un brocal de concreto o de fierro fundido, cubre la boca. El piso de los pozos de visita comunes, es una plataforma en la cual se localizan canales (medias cañas) que prolongan los conductos. Una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo, permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema. Los

Ilustración 1.9 Pozo de visita común



Notas:

Acotaciones en metros.

El pozo tipo "A" se usa para profundidades mayores a 2.50 m.

El pozo tipo "B" se usará para profundidades menores de 2.50 m y mayores e iguales a 1.10 m.

pozos de visita comunes tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan con tubería de diámetro máximo de 0.61 m, con entronques de hasta 0.45 m de diámetro y permiten una deflexión máxima en la tubería de 90 grados (ver Ilustración 1.9).

#### 1.4.3.2 Pozos especiales

Este tipo de pozos son de forma similar a los pozos de visita comunes (construidos de tabique y tienen forma cilíndrica en la parte inferior y tronco-cónica en la parte superior), pero de dimensiones mayores. Existen dos tipos de pozos especiales:

- Tipo 1, presenta un diámetro interior de 1.5 m, se utiliza con tuberías de 0.76

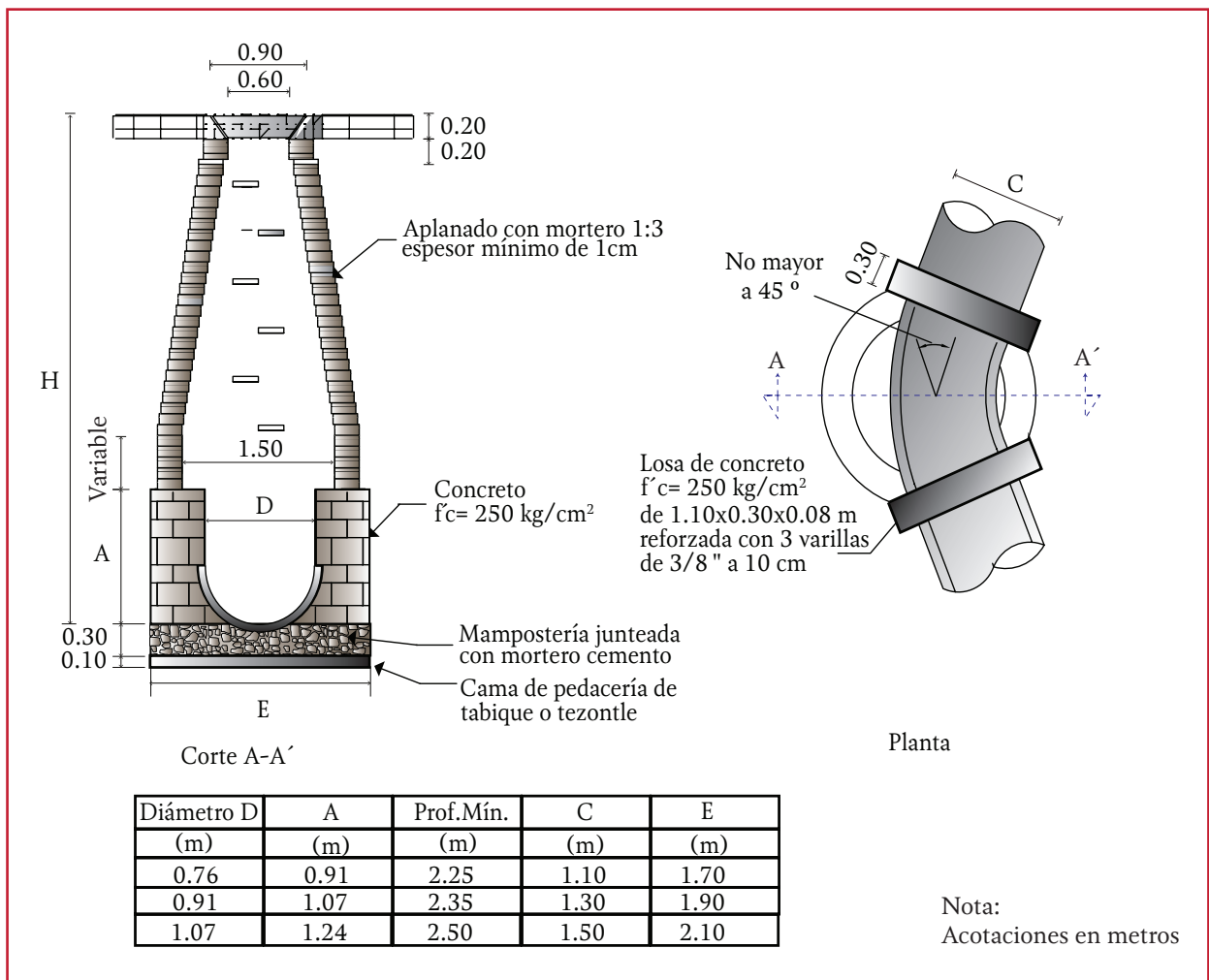
a 1.07 m de diámetro con entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados

- Tipo 2, el cual presenta 2.0 m de diámetro interior, se usa con diámetros de 1.22 m y entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados (ver Ilustración 1.10).

#### Pozos caja

Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique similar a la de los pozos comunes y es-

Ilustración 1.10 Pozo de visita especial



peciales. Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular. Sus muros así como el piso y el techo son de concreto reforzado, arrancando de éste último la chimenea que al nivel de la superficie del terreno, termina con un brocal y su tapa, ambos de fierro fundido o de concreto reforzado. Generalmente a los pozos cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías. Existen tres tipos de pozos caja:

- Tipo 1, que se utiliza en tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro con entronques a 45 grados hasta de 0.60 m de diámetro
- Tipo 2, que se usa en tuberías de 0.76 a 1.22 m de diámetro con entronques a 45 grados hasta de 0.76 m de diámetro
- Tipo 3, el cual se utiliza en diámetros de 1.52 a 1.83 m con entronques a 45

grados hasta de 0.76 m de diámetro (ver Ilustración 1.11)

### Pozos caja de unión

Se les denomina así a los pozos caja de sección horizontal en forma de polígonos irregulares. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías. Existen dos tipos de pozos caja unión: el tipo 1, se utiliza en tuberías de hasta 1.52 m de diámetro con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.22 m de diámetro; y el tipo 2, el cual se usa en diámetros de hasta 2.13 m con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.52 m de diámetro (ver Ilustración 1.12).

### Pozos caja de deflexión

Se les nombra de esta forma a los pozos caja a los que concurre una tubería de entrada y tienen

Ilustración 1.11 Pozo caja

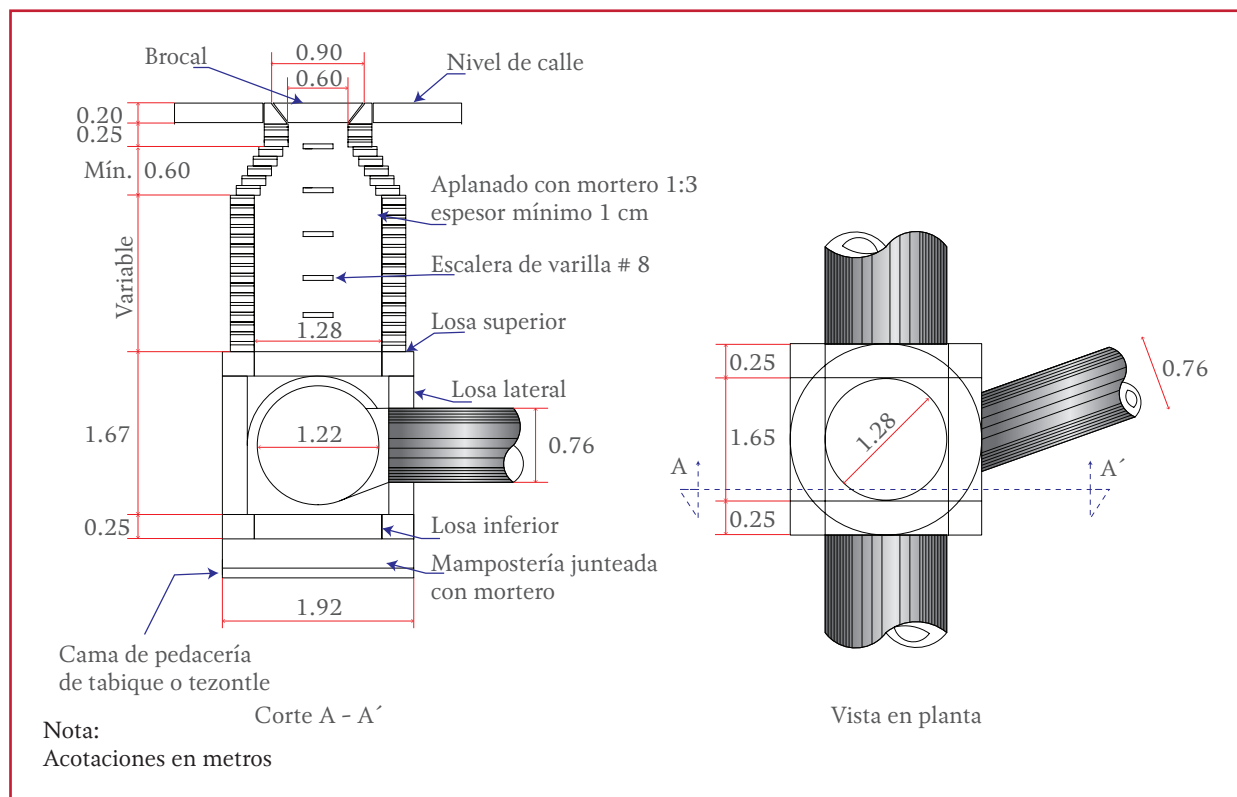
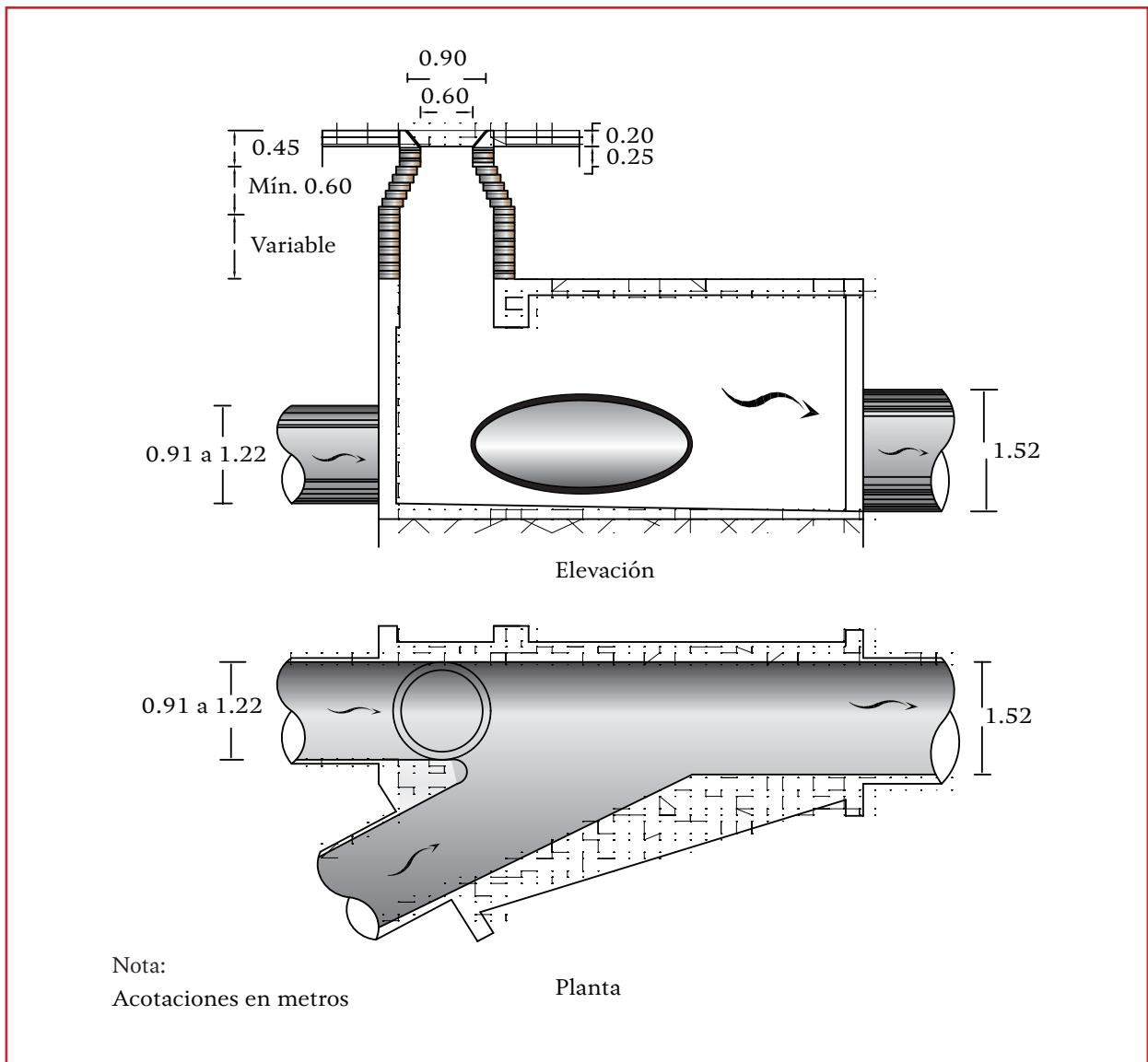


Ilustración 1.12 Pozo caja unión



sólo una de salida con un ángulo de 45 grados como máximo. Se utilizan en tuberías de 1.52 a 3.05 m de diámetro (ver Ilustración 1.13).

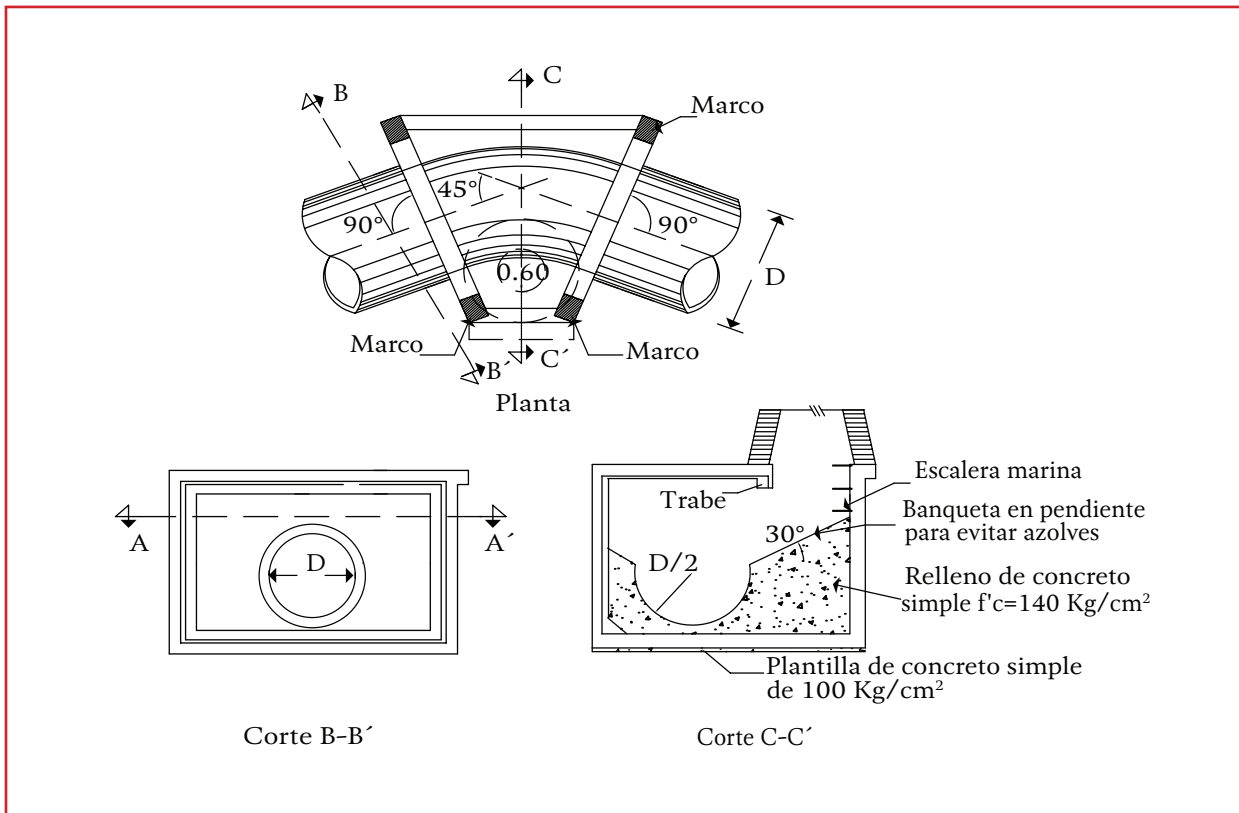
#### 1.4.3.3 Estructuras de caída

Por razones de carácter topográfico o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel.

Las estructuras de caída que se utilizan son:

- **Caídas libres.** Se permiten caídas hasta de 0.50 m dentro del pozo sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial
- **Pozos con caída adosada.** Son pozos de visita comunes, a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 0.20 y 0.25 m de diámetro con un desnivel hasta de 2.00 m (ver Ilustración 1.14)

Ilustración 1.13 Pozo caja de deflexión



- **Pozos con caída.** Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea de tabique, a los cuales en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 0.30 a 0.76 m de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 metros
- **Estructuras de caída escalonada.** Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 0.50 en 0.50 m hasta llegar a 2.50 m (cinco tramos) como máximo, que están provistas de dos pozos de visita en los extremos, entre los cuales se construye la caída escalonada; en el primer pozo, se localiza la plantilla de entrada de la tubería, mientras que en el segundo pozo se ubica su plantilla de salida. Este tipo

de estructuras se emplean en tuberías con diámetros desde 0.91 hasta de 2.44 m. Como puede observarse en la Ilustración 1.15.

#### 1.4.3.4 Interconexión de tuberías

Debido a los cambios de diámetro de la tubería que conforma la red, resulta conveniente definir la forma correcta de conectar los tubos en los pozos de visita. En la Ilustración 1.16 se indican los nombres con los que se identifican las partes de un tubo.

De acuerdo a las características del proyecto, se pueden efectuar las conexiones de las tuberías haciendo coincidir las claves, los ejes o las plantillas de los tramos de diámetro diferente, como se muestra en la Ilustración 1.17.

Ilustración 1.14 Pozo con caída adosada

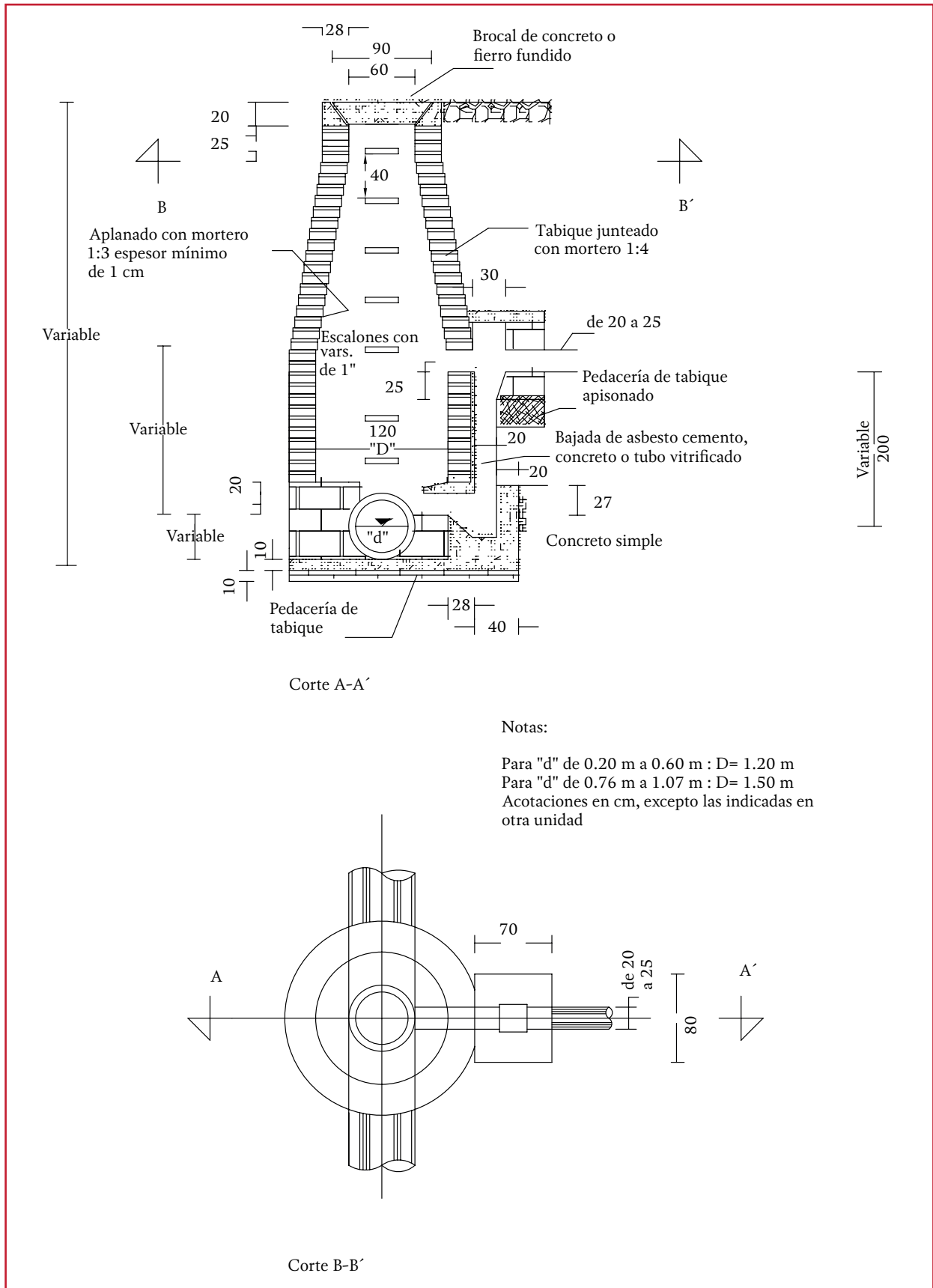
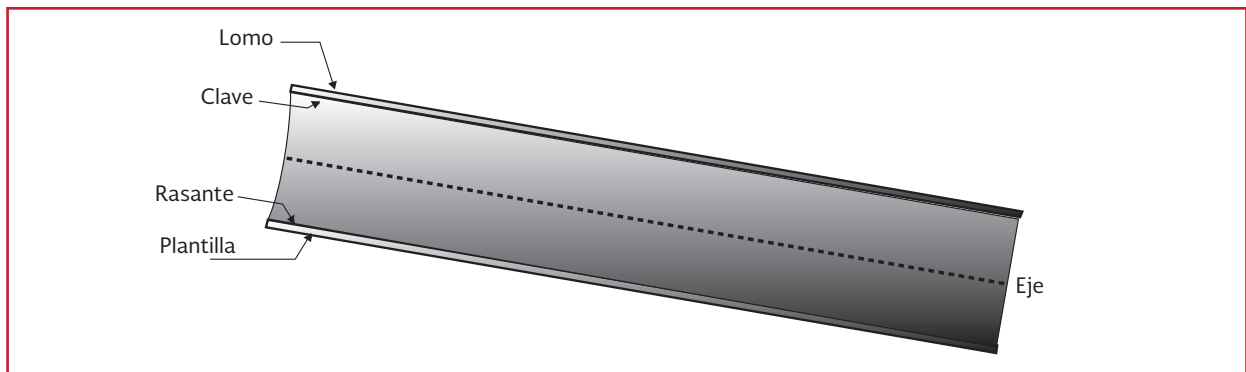






Ilustración 1.16 Partes de un tubo



Desde el punto de vista hidráulico es conveniente que en las conexiones se igualen los niveles de las claves de los conductos por unir.

Por otra parte, se recomienda que las conexiones a ejes y plantillas se utilicen únicamente cuando sea indispensable y con las limitaciones que se indican en la Tabla 1.3, que incluyen los diámetros más usuales.

#### 1.4.4 ESTRUCTURAS DE VERTIDO

Se le denomina estructura de vertido a aquella obra final del sistema de alcantarillado que asegura una descarga continua a una corriente receptora. Tales estructuras pueden verter las aguas de emisores consistentes en conductos cerrados o de canales, por lo cual se consideran dos tipos de estructuras para las descargas.

##### 1.4.4.1 Estructura de vertido en conductos cerrados

Cuando la conducción por el emisor de una red de drenaje es entubada y se requiere verter las aguas a una corriente receptora que cuente con cierta velocidad y dirección, se utiliza una estructura que encauce la descarga directa a la corriente receptora y proteja al emisor de deslaves y taponamientos.

Este tipo de estructuras de descarga se construyen con mampostería y su trazo puede ser normal a la corriente (Ilustración 1.18) o esviado (Ilustración 1.19).

##### 1.4.4.2 Estructura de vertido en canal a cielo abierto

En este caso, la estructura de descarga consiste en un canal a cielo abierto hecho con base en un zampeado de mampostería, cuyo ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente receptora.

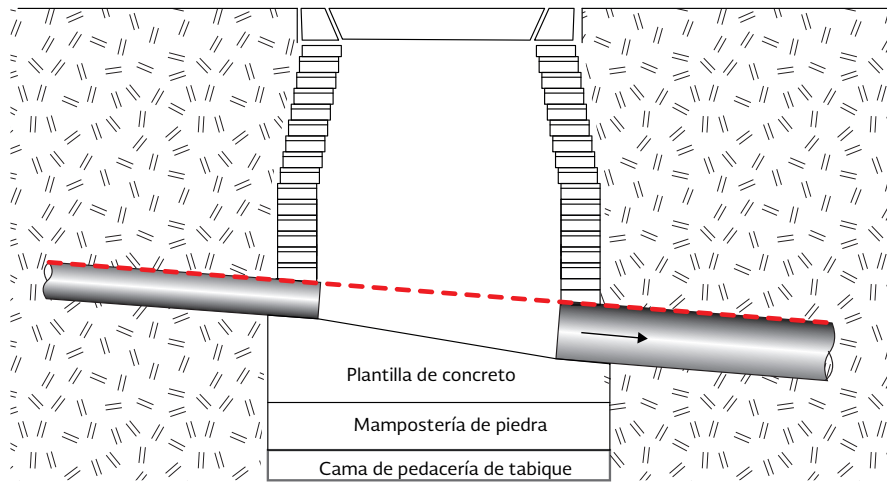
De esta forma se evita la socavación del terreno natural y se permite que la velocidad disminuya antes de ingresar al cuerpo receptor (Ilustración 1.20).

Se recomienda que el nivel de arrastre en ambos casos (vertido en conductos y a cielo abierto) quede por arriba del nivel máximo de la superficie libre del agua para el gasto de diseño en el cuerpo receptor.

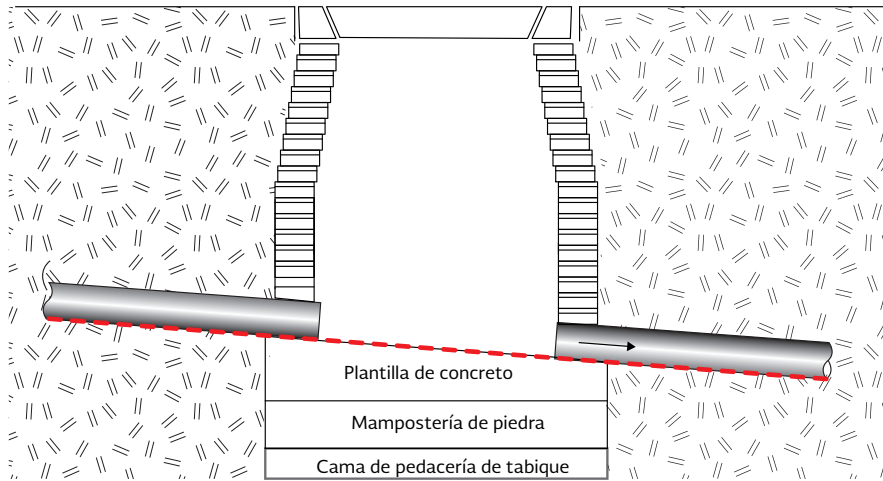
#### 1.4.5 OBRAS COMPLEMENTARIAS

Las obras o estructuras complementarias en un sistema de drenaje, son estructuras que no siempre forman parte de una red, pero que permi-

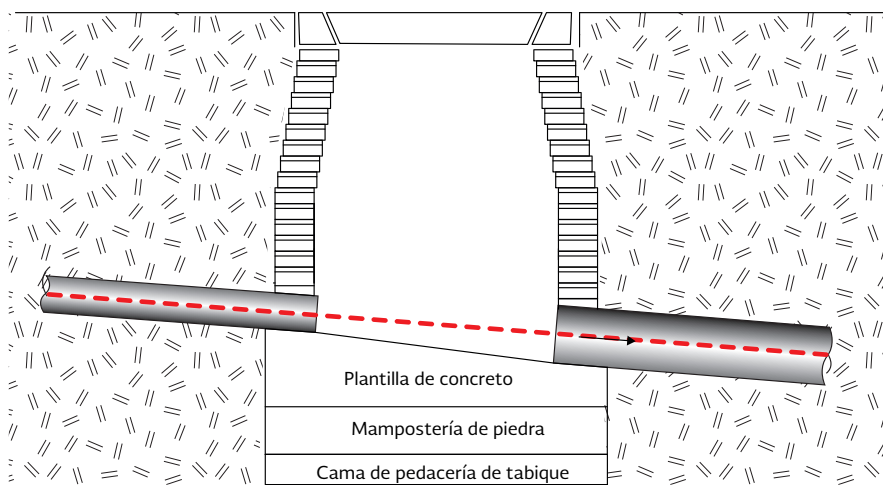
Ilustración 1.17 Conexión de tuberías



a) Clave con clave



b) Rasante con rasante



c) Eje con eje

Tabla 1.3 Conexiones de tubos

D\D (cm)	30	38	45	61	76	91	107	122	152	183	213	244
30	P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.	C	C	C	C	C	C	C
38		P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.	C	C	C	C	C	C
45			P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.	C	C	C	C	C
61				P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.	C	C	C	C
76					P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.	C	C	C
91						P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.	C	C
107							P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.	C
112								P	P,E,C.	P,E,C.	E,C.	E,C.
152									P	P,E,C.	P,E,C.	C
183										P	P,E,C.	P,E,C.
213											P	P,E,C.
244												P

Nota: D= Diámetro de tubo; P= Conexión a plantillas; E= Conexión a ejes; C= Conexión a claves.

ten el funcionamiento adecuado. Entre ellas se pueden mencionar las estaciones de bombeo, los sifones invertidos, los cruces elevados, las alcantarillas pluviales, las obras de retención y detención, los puentes, etc.

#### 1.4.5.1 Estaciones de bombeo

Una estación de bombeo se compone de un cárcamo de bombeo o tanque donde las aguas son descargadas por el sistema de drenaje y a su vez son extraídas por un conjunto de bombas cuya función es elevar el agua hasta cierto punto para vencer desniveles y continuar la conducción hasta el vertido final. Se utilizan cuando:

- La elevación donde se concentra el agua está por debajo de la corriente natural de drenaje o del colector existente
- Por condiciones topográficas no es posible drenar por gravedad el área por servir hacia el colector principal, debido a que ella se encuentra fuera del partaguas de la zona a la que sirve el colector

- Los costos de construcción son muy elevados debido a la profundidad a la que se instalarán los colectores o el emisor a fin de que funcionen por gravedad

#### 1.4.5.2 Estructuras de cruce

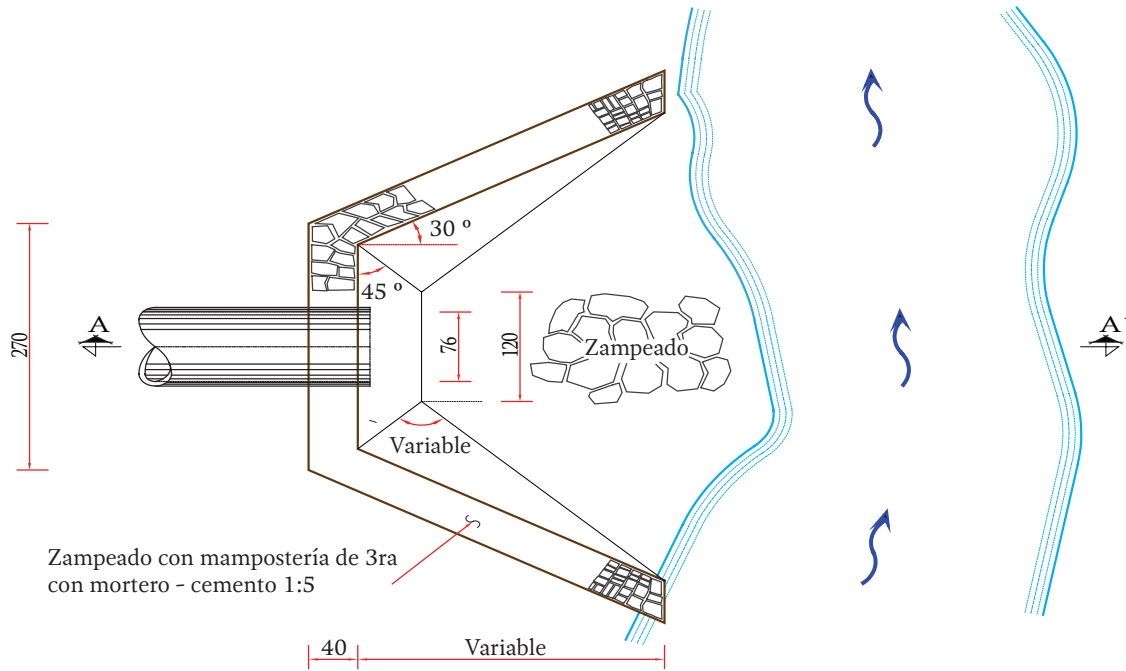
Una estructura de cruce permite el paso de la tubería por debajo o sobre obstáculos que de otra forma impedirían la construcción de una red de drenaje. Entre éstas se tienen:

##### **Sifones invertidos**

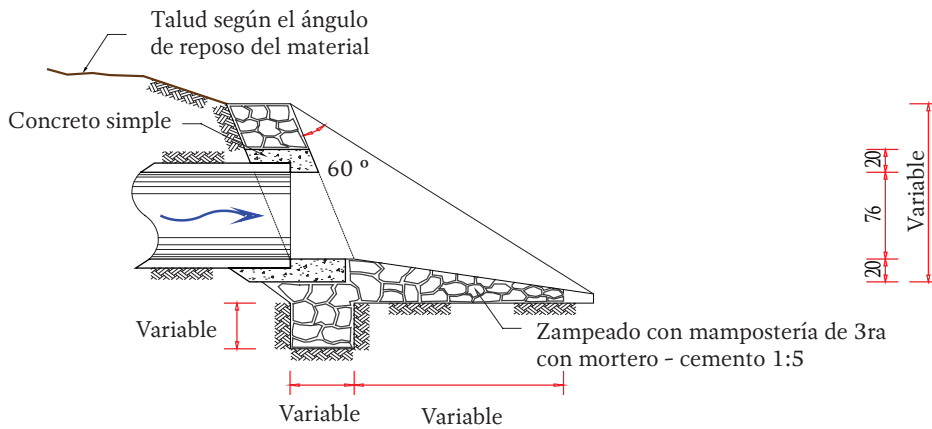
Es una estructura de cruce que permite salvar obstrucciones tales como arroyos, ríos, otras tuberías, túneles, vías de comunicación (pasos vehiculares a desnivel), etc.

Se utilizan para conducir el agua a presión por debajo de los obstáculos por medio de dos pozos, uno de caída y otro de ascenso, los cuales están conectados en su parte inferior por una tubería que pasa por debajo del obstáculo (Ilustración 1.21 a Ilustración 1.25).

Ilustración 1.18 Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo normal a la corriente)



Planta



Corte A - A'

Nota:  
Acotaciones en centímetros

Ilustración 1.19 Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo esviado)

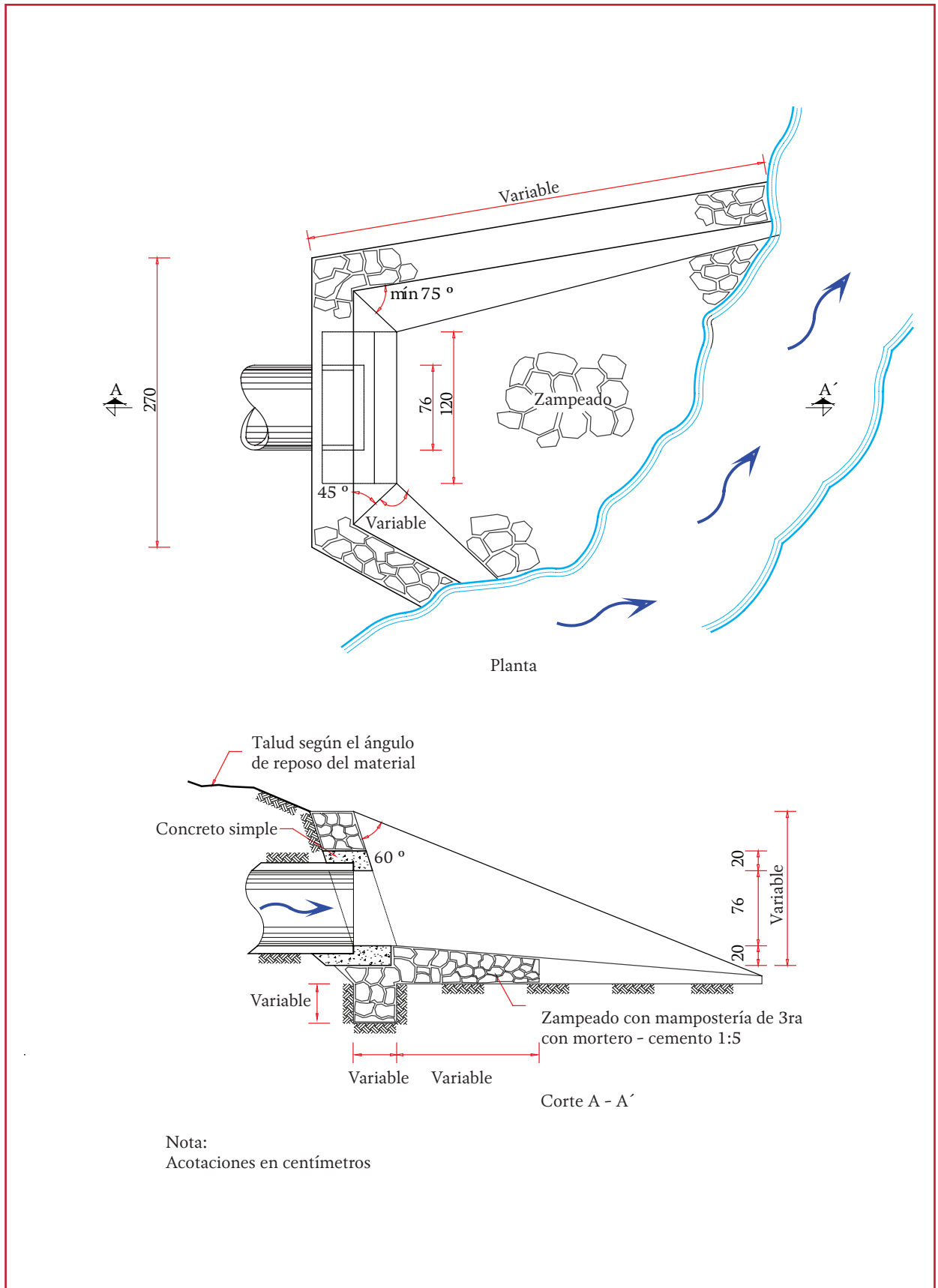
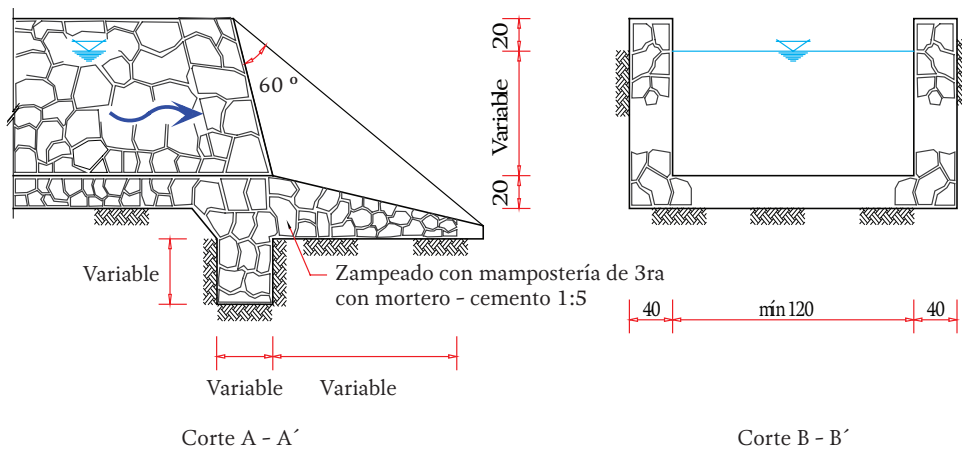
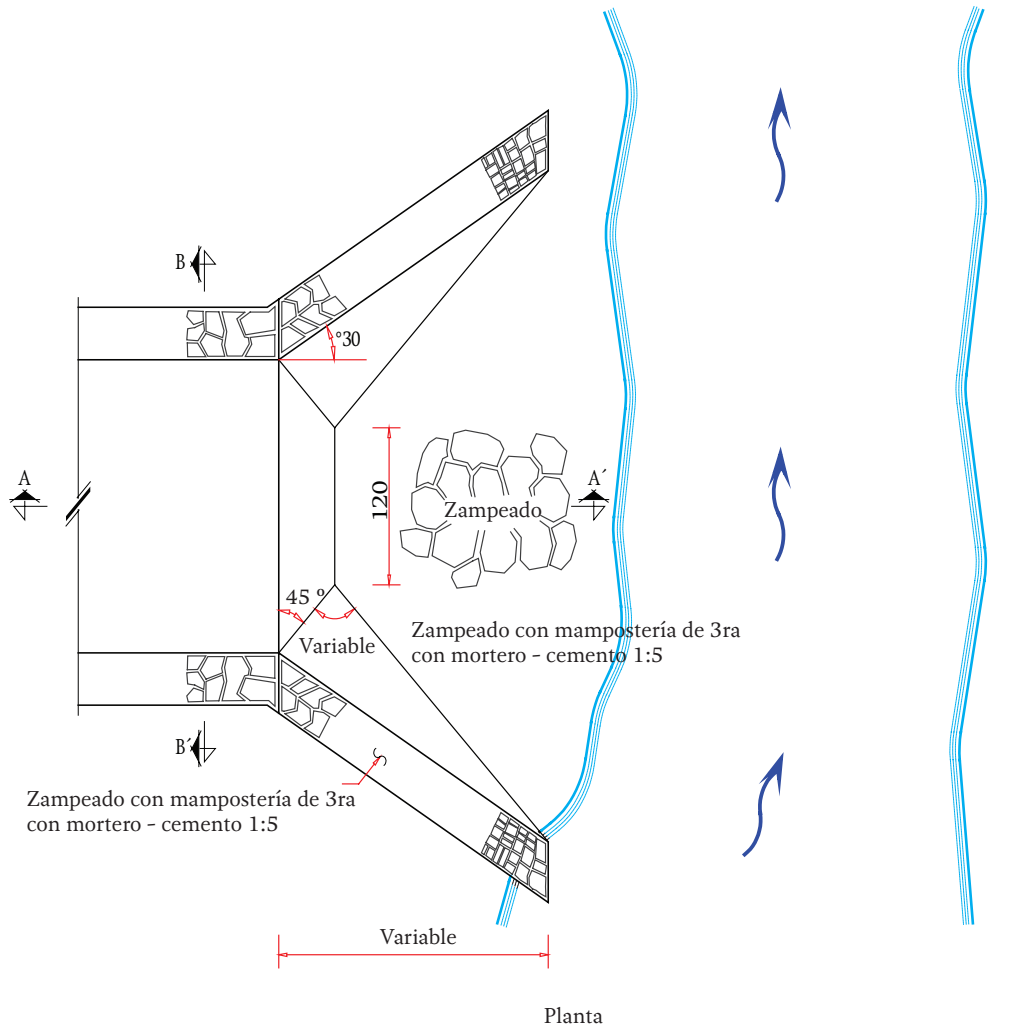


Ilustración 1.20 Estructura de vertido a cielo abierto



Nota:  
Acotaciones en centímetros

Ilustración 1.21 Sifón invertido

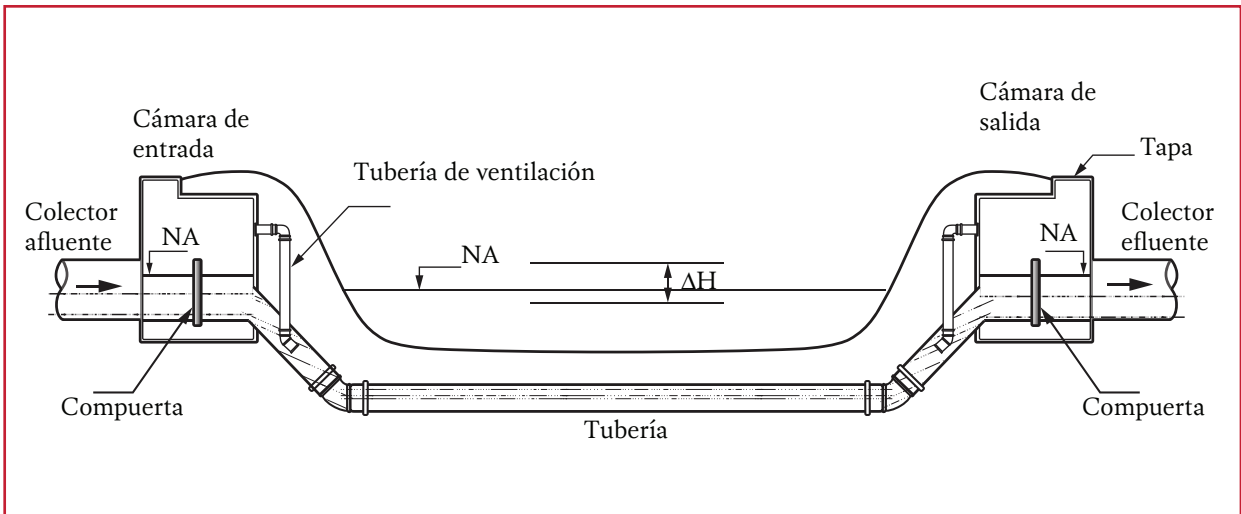


Ilustración 1.22 Sifón con pozo vertical

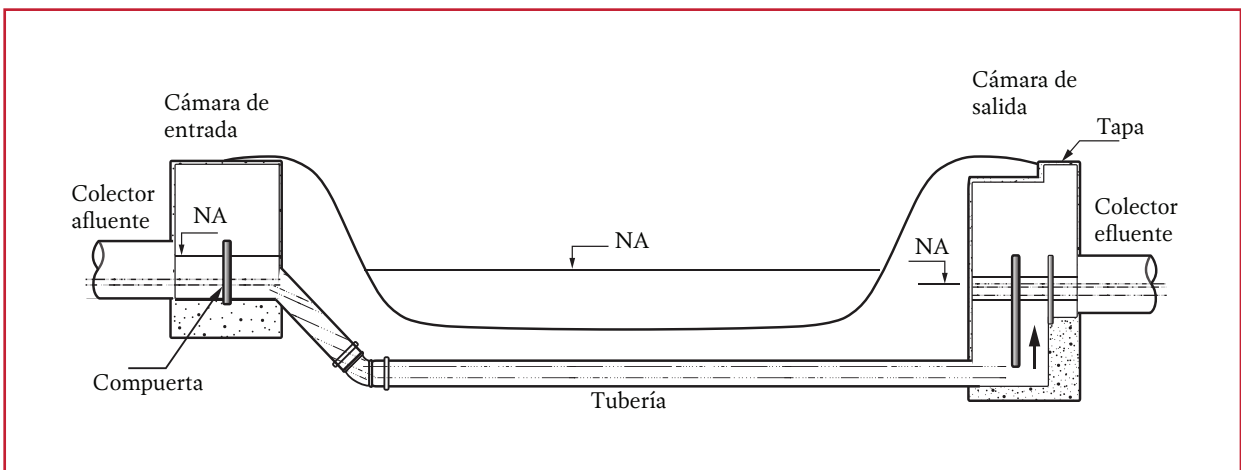


Ilustración 1.23 Sifón con pozo vertical (alternativa 2)

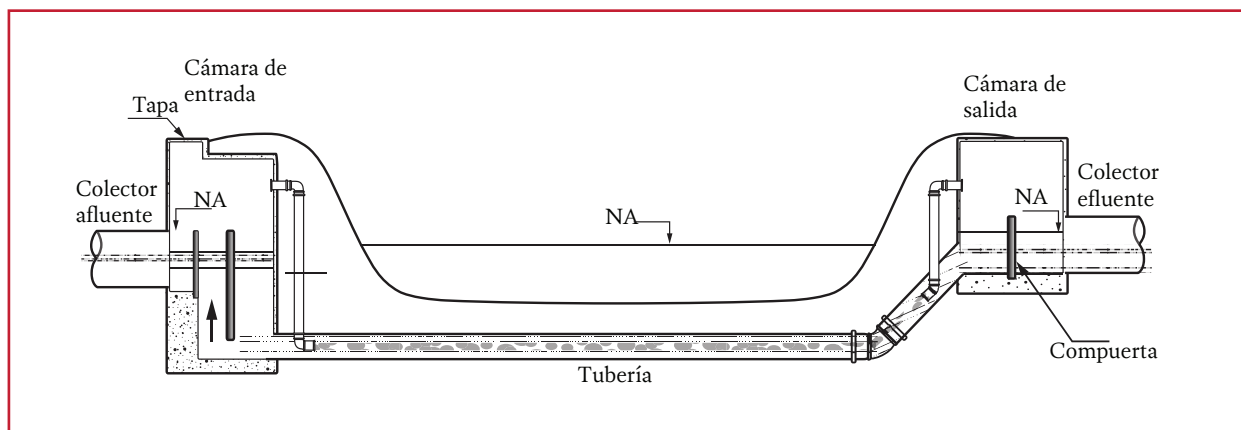




Ilustración 1.24 Sifón con ramales verticales

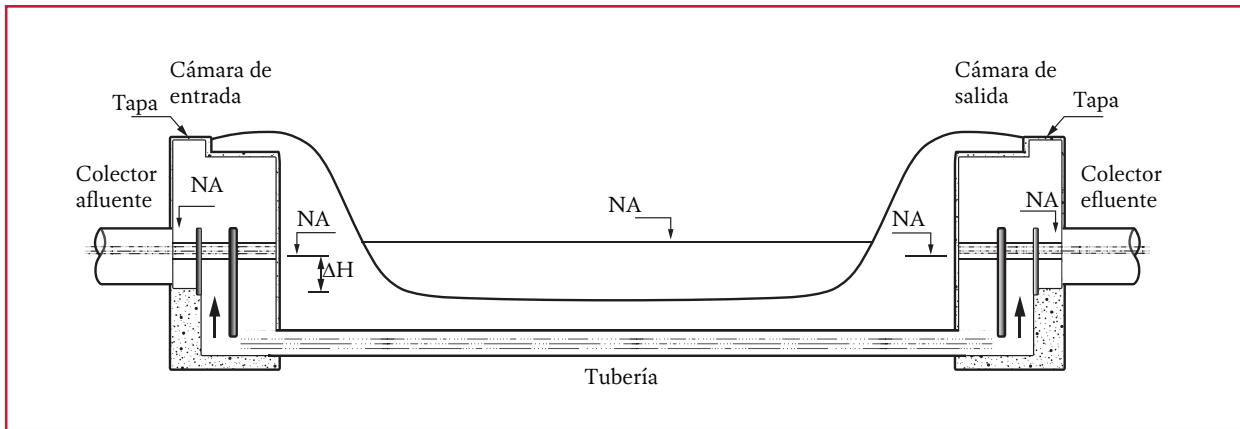
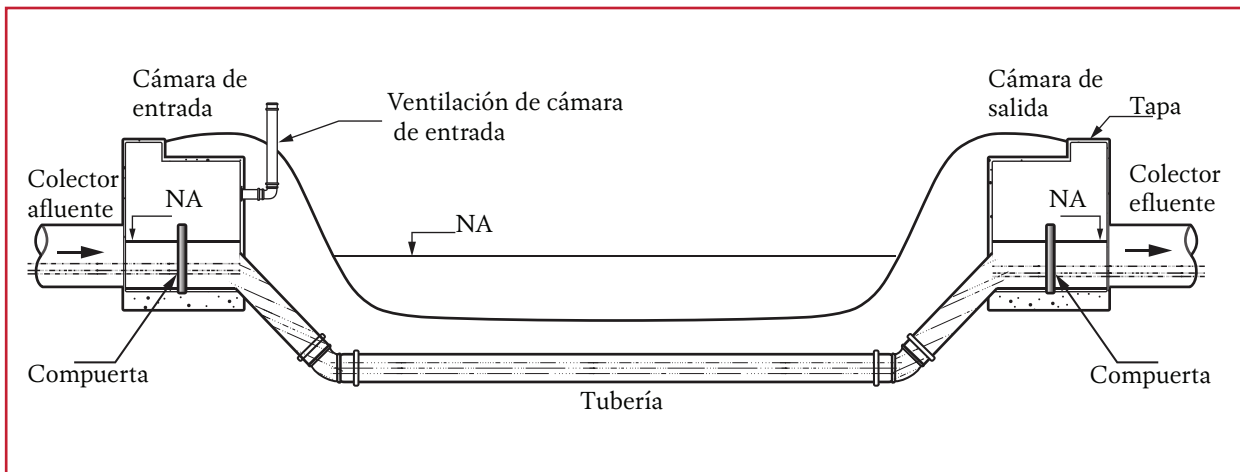


Ilustración 1.25 Sifón con cámara de limpieza



Así, cuando el agua alcanza el pozo de caída es conducida a presión por la tubería hacia el pozo de ascenso donde puede prácticamente recuperar el nivel que tenía antes de la estructura y continuar con la dirección original del colector.

### **Cruces elevados**

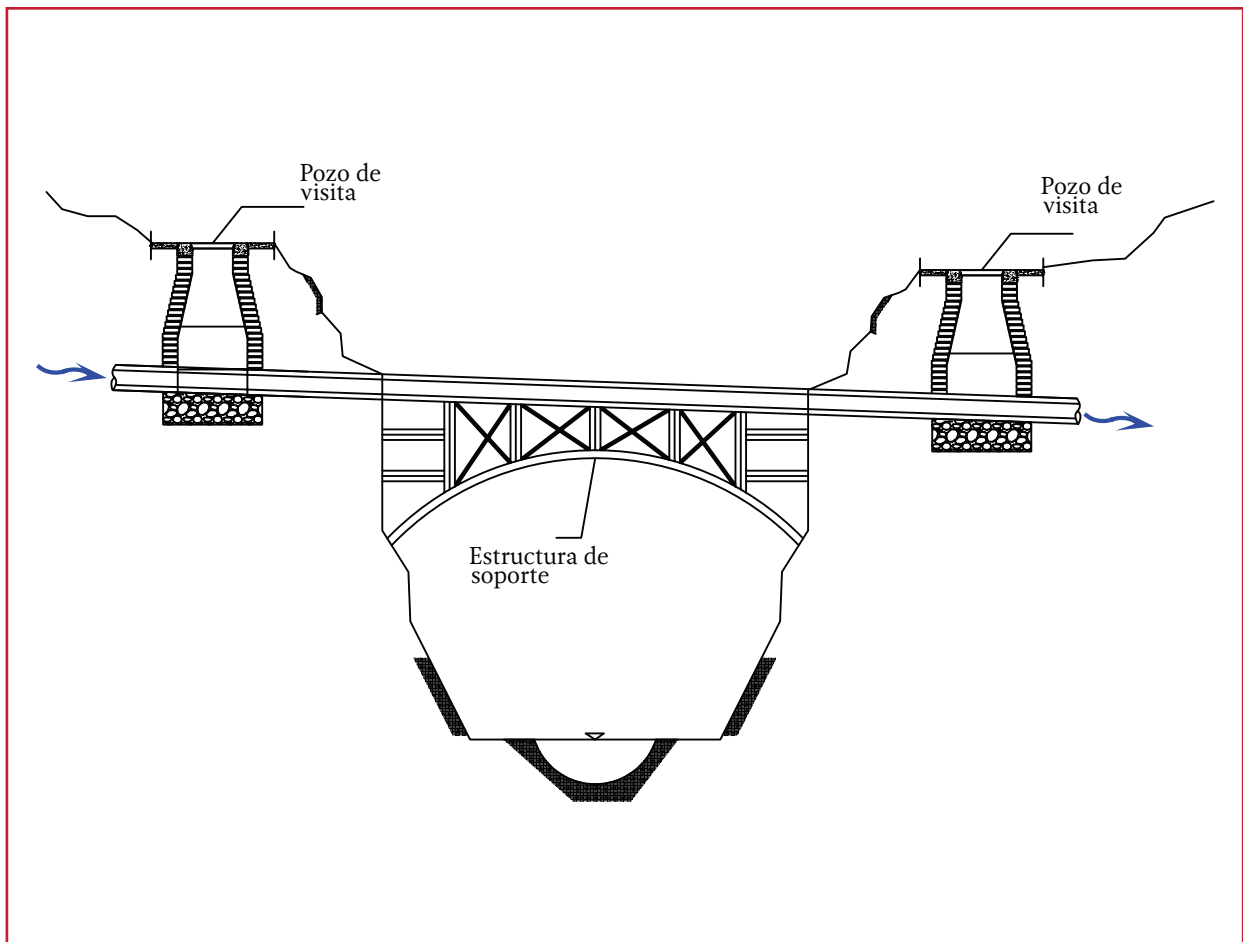
Cuando un trazo tiene que cruzar una concavidad profunda, se utilizan estructuras ligeras como los puentes de acero, o de concreto, los cuales soportan la tubería que conduce el agua pluvial (Ilustración 1.26). En ocasiones, se utilizan

puentes carreteros existentes donde se coloca la tubería anclándola por debajo o a un lado de la estructura.

### **Alcantarillas pluviales y puentes**

Este tipo de estructuras de cruce son regularmente empleadas en carreteras, caminos e incluso en ciertas calles en localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (Ilustración 1.27). Son tramos de tubería o conductos que se incorporan en el cuerpo del terraplén de un camino para facilitar el paso de las aguas de las

Ilustración 1.26 Cruce elevado



corrientes naturales, o de aquellas conducidas por canales o cunetas, a través del terraplén. Cuando las dimensiones de los conductos son excesivas, es más conveniente el diseño de un puente.

### ***Lagunas de retención***

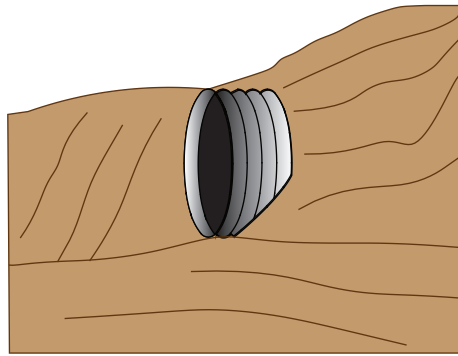
Es un sistema alternativo que consiste en una laguna diseñada para recibir el escurrimiento producido por una tormenta, y luego ser vaciada de forma gradual. La factibilidad de una laguna de retención está determinada por el área tributaria, las condiciones morfológicas de la cuenca y espacio disponible, ver la Ilustración 1.28

### 1.4.6 DISPOSICIÓN FINAL

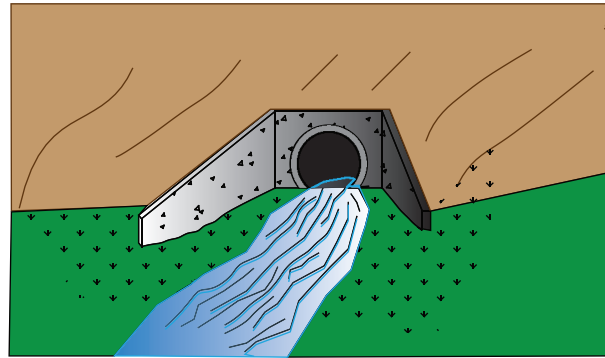
Se le llama disposición final al destino que se le dará al agua captada por un sistema de drenaje. En la mayoría de los casos, las aguas se vierten a una corriente natural que pueda conducir el volumen desalojado por el colector pluvial.

Para un correcto funcionamiento de la estructura de descarga se debe de cumplir el apartado 6.1.8 (Ejemplo 6.4 Revisión de la descarga del sistema de drenaje pluvial a un cuerpo receptor).

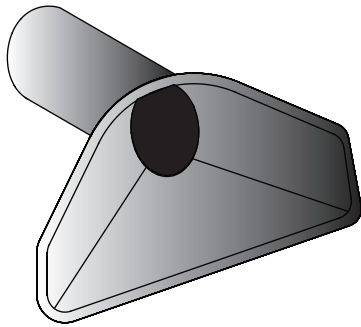
Las estructuras de descarga se pueden clasificar en dos tipos:



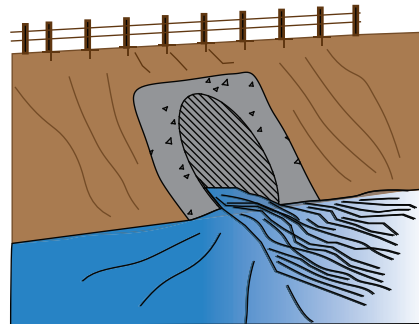
a) De barril



b) De tubo, con cabecera y aleros



c) Entrada (o salida) prefabricada para alcantarilla de tubo



d) De tubo, a paño

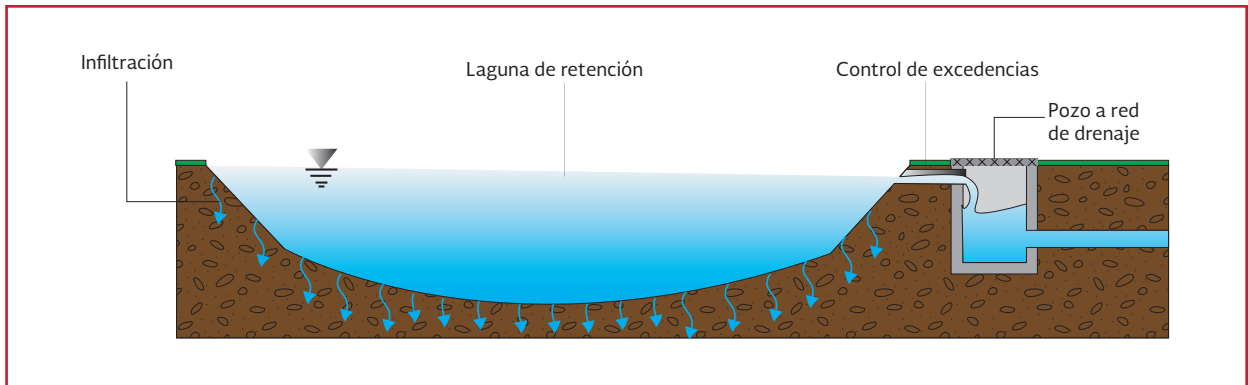
**a) Estructura de descarga con conducto cerrado.** Esta se da cuando el emisor de la red es entubado, generalmente se requiere verter el agua a una corriente receptora que posee cierta velocidad y dirección

**b) Estructura de descarga con canal abierto.** Consiste en un canal, construido generalmente de zampeado de mampostería y el ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente receptora, con esto se evita la socavación del terreno natural

El funcionamiento hidráulico del cuerpo receptor no deberá comprometer la seguridad aguas abajo o arriba de la zona de estudio, debiéndose verificar que no se presentarán remanso o alguna alteración del agua que se conduce al cuerpo receptor.

Por otra parte la tendencia actual está encaminada al uso del agua pluvial, ya que puede ser utilizada en el riego de áreas verdes en zonas urbanas, tales como jardines, parques y camellones; o en zonas rurales en el riego de cultivos.

Ilustración 1.28 Canal-laguna de retención



Así, un proyecto moderno de drenaje pluvial urbano puede ser compatible con el medio ambiente y ser agradable a la población según el uso que se le dé al agua pluvial. Al respecto, cabe mencionar los pequeños lagos artificiales que son construidos en parques públicos con fines ornamentales. Sin embargo no hay que olvidar que uno de los objetivos principales del drenaje pluvial urbano es proteger a la población contra inundaciones.

## 1.5 DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL URBANO

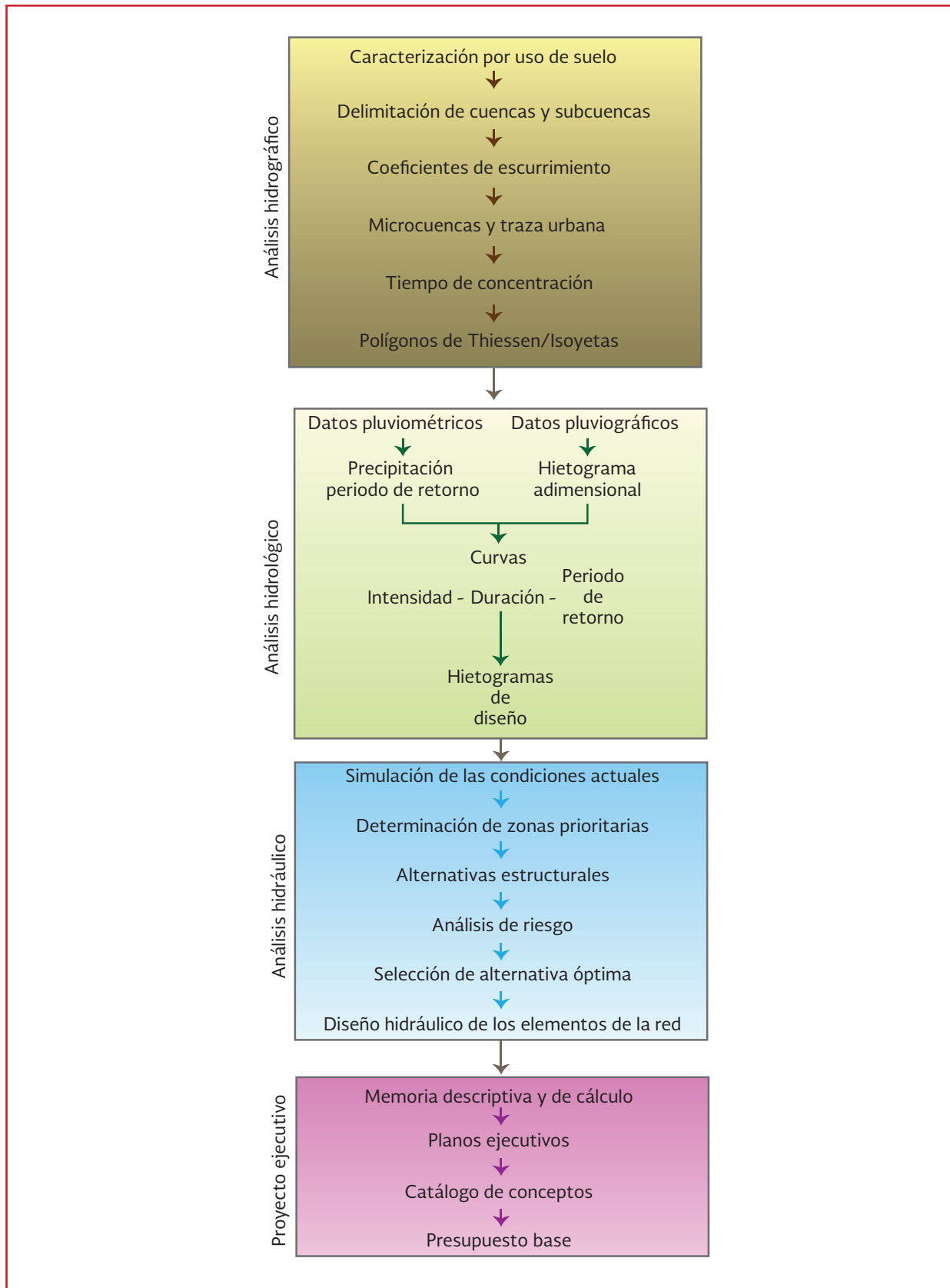
El diseño de un sistema de drenaje pluvial urbano se realiza en varias etapas e involucra distintas áreas de la ingeniería, a continuación se presenta una breve descripción de estas etapas y la Ilustración 1.29 presenta el procedimiento en forma esquemática. Cada uno de los puntos indicados se explicará a detalle en los capítulos correspondientes.

1. **Análisis hidrográfico.** Una vez caracterizada la precipitación en la zona de estudio, se debe evaluar el comportamiento del flujo sobre la superficie del terreno;

por medio de estudios hidrográficos y geomorfológicos se transforman las precipitaciones, obtenidas en la primera etapa, en escurrimiento superficial y se analiza su recorrido a lo largo de la cuenca, subcuencas y microcuencas de la zona en estudio. La metodología para desarrollar esta etapa se presenta en el capítulo dos

2. **Análisis hidrológico.** En esta etapa, se recopilan los datos de precipitación histórica, de las estaciones climatológicas cercanas al sitio de estudio y por medio de análisis hidrológicos, estadísticos y probabilísticos, que para cada periodo de retorno establecido, definen la intensidad de precipitación, la duración y su variación a lo largo del tiempo
3. **Análisis hidráulico.** Con los valores obtenidos en la etapa anterior se analizan los efectos del escurrimiento en la zona de estudio y se proponen alternativas de solución para mitigar los riesgos asociados, todo esto a través de análisis hidráulicos y modelos de simulación matemática, los cuales se describen en el capítulo cuatro. Una vez definida la alternativa más adecuada, se realiza un diseño geométrico e hidráulico de los distintos elementos que

Ilustración 1.29 Esquema general del diseño de sistemas de drenaje pluvial



conforman la red de drenaje pluvial. La información relacionada con esto se presenta en el capítulo cuatro

**4. Evaluación de peligro por inundación.**

En el capítulo cinco se abordan los criterios internacionales para definir los mapas de peligro por inundación con base en los tirantes y velocidades del escurrimiento producto de la lluvia

**5. Diseño de sistemas de drenaje pluvial.**

En el capítulo seis se exponen las configuraciones típicas de las redes de drenaje

pluvial, se presentan las recomendaciones para velocidades máximas y mínimas permisibles; además las ventajas y desventajas de diversos tipos de tubería empleados en la construcción del drenaje pluvial

**6. Integración del proyecto ejecutivo.** Al final se desarrolla el proyecto ejecutivo que es la base para construir el sistema diseñado en este aspecto, el capítulo seis presenta recomendaciones generales para su integración



# 2

## ANÁLISIS HIDROGRÁFICO

En este capítulo se exponen los conceptos básicos a utilizar en el análisis hidrográfico de una cuenca, evaluándose los parámetros geomorfológicos de la misma (uso de suelo, pendiente de la cuenca y línea de corriente principal) con ayuda de un Modelo Digital de Elevación; estableciéndose los elementos que intervienen en el cálculo de los gastos pluviales.

### 2.1 CONCEPTOS BÁSICOS

#### 2.1.1 ESCURRIMIENTO E HIDROGRAMAS

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que fluye sobre la superficie del terreno, y que conforme pasa el tiempo, se integra a las corrientes para ser conducida hacia calles, drenaje, ríos, lagos y en la mayoría de las ocasiones hasta el mar (apartado 3.1.1).

El propósito de los sistemas de drenaje pluvial urbanos es controlar y conducir los escurrimientos superficiales generados por el agua de lluvia sobre una zona particular o de servicio hacia un sitio donde no provoquen afectaciones. A fin de que tales sistemas sean diseñados de manera eficiente, para esto es

preciso cuantificar el escurrimiento. Para ello se utilizan diversos métodos, con los cuales es posible proponer un hidrograma de diseño, aunque en ocasiones sólo interesa determinar el gasto máximo para el diseño de una estructura hidráulica.

Un hidrograma es la variación del gasto (en cierta sección de control) en función del tiempo. Por ejemplo, al medir el volumen de agua que pasa a través de una sección transversal de un cauce por unidad de tiempo, puede dar lugar a una curva de escurrimiento como la mostrada en la Ilustración 2.1. En ella se aprecian una serie de valores máximos “picos”, que son ocasionados por una tormenta en particular. Cabe destacar que el área comprendida bajo la curva del hidrograma es el volumen de escurrimiento.

Para esta curva de escurrimiento; el hidrograma resultante para la serie de precipitaciones de octubre y noviembre, tendrá la forma indicada en la Ilustración 2.2.

La forma del hidrograma mencionado varía dependiendo de una serie de características, tanto de la cuenca donde llueve, como de la propia lluvia. Entre dichas características conviene citar: forma,



tamaño, topografía, vegetación existente, tipo de suelo y su permeabilidad, entre otras. En el caso de la lluvia, influye la magnitud, distribución espacial y temporal de la misma sobre el área de la cuenca así como a través del tiempo.

Aunque la forma de cada hidrograma producido varía para cada tormenta, es posible identificar de

manera general los siguientes puntos característicos (Ilustración 2.3):

- a) **Punto de levantamiento (A).** Es donde la magnitud del gasto comienza a incrementarse por efecto de la lluvia. La ubicación de este punto dependerá del tiempo en que el escurrimiento generado por la

Ilustración 2.1 Curva de escurrimiento anual (adaptado de Springall, 1970)

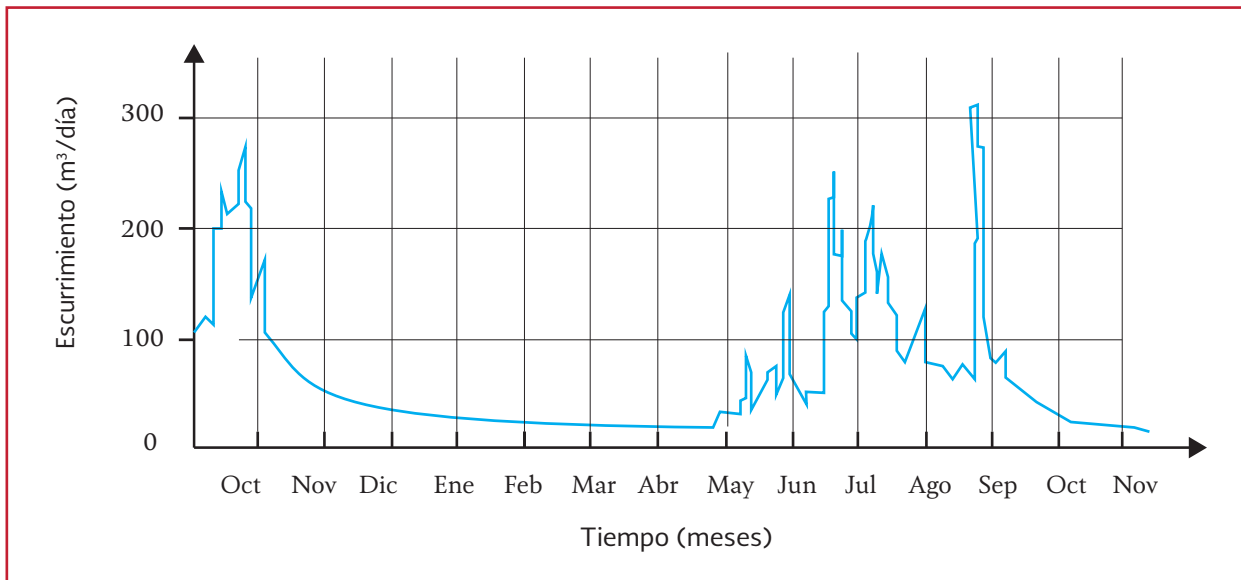


Ilustración 2.2 Hidrograma generado por una tormenta particular (adaptado de Springall, 1970)

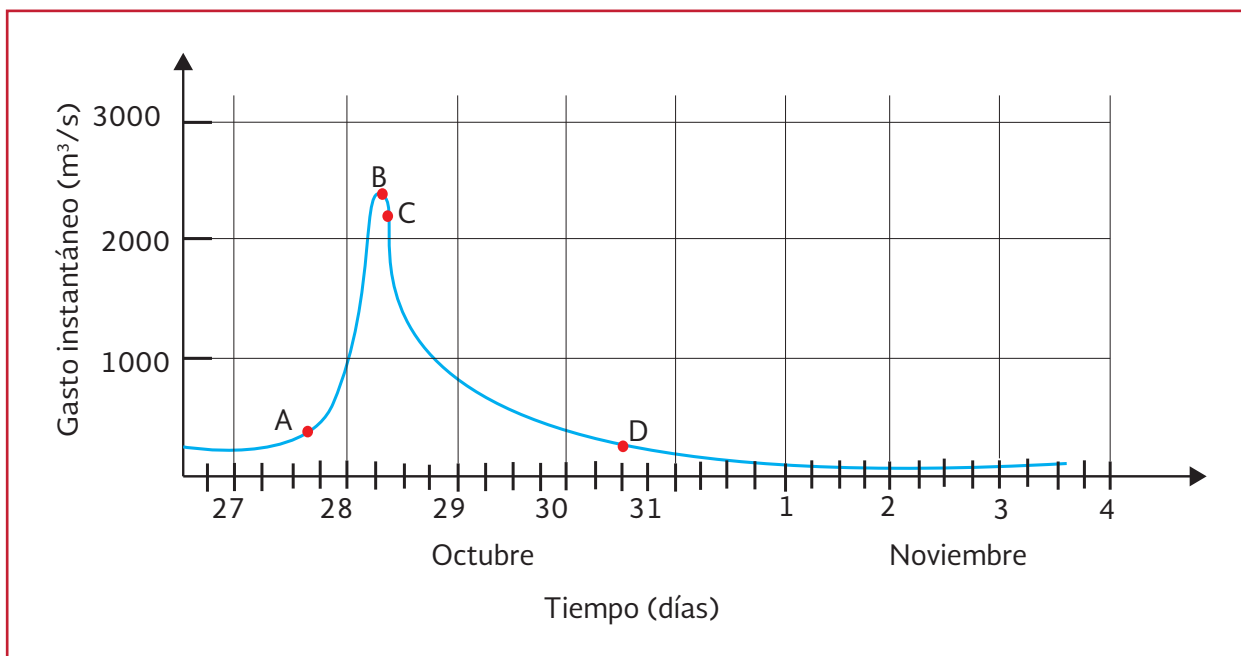
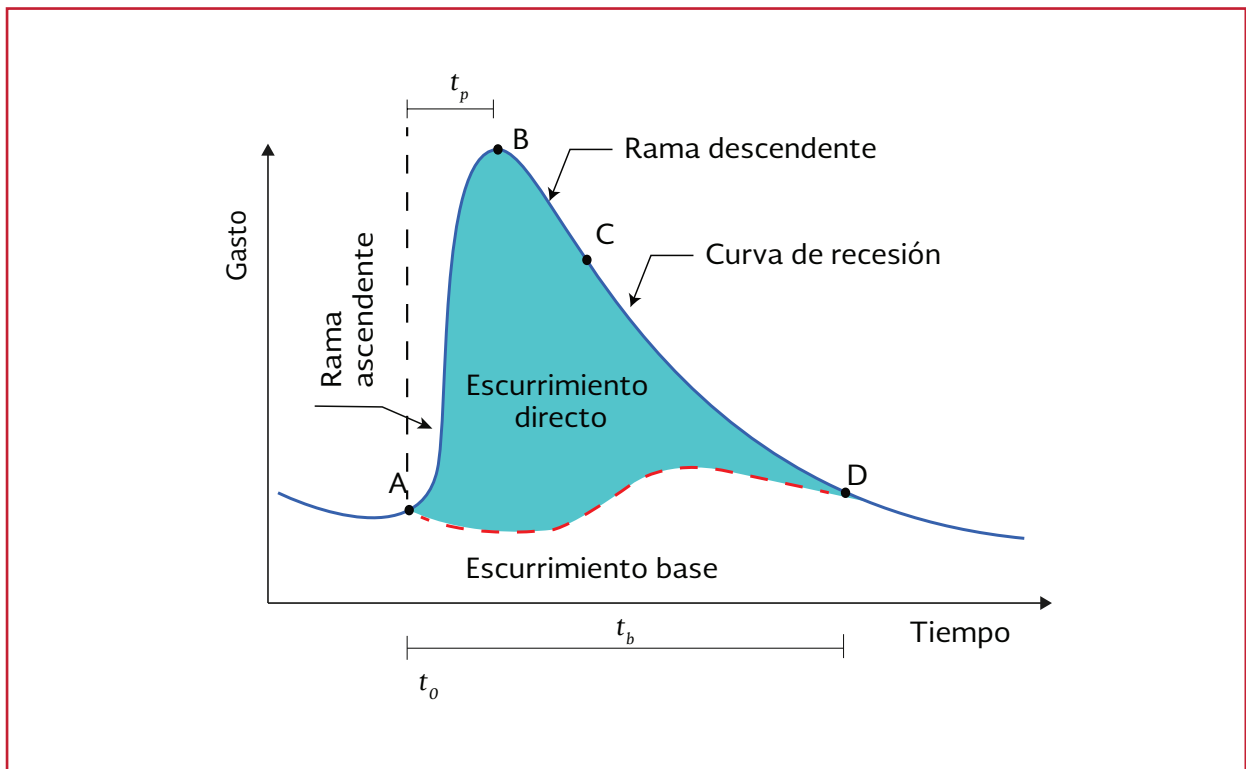


Ilustración 2.3 Puntos característicos de un hidrograma (adaptado de Springall, 1970)



- lluvia alcanza la sección donde se registran los datos del hidrograma en cuestión
- b) **Pico (B)**. Es el gasto máximo producido por la tormenta. En muchos casos, se requiere conocer este valor con fines de diseño
  - c) **Punto de inflexión (C)**. Es donde termina de reflejarse el flujo superficial. A partir de este punto sólo se registra el escurrimiento subsuperficial y subterráneo, que tarda mayor tiempo en abandonar la cuenca
  - d) **Final del escurrimiento directo (D)**. Se le da este nombre al punto donde el escurrimiento registrado proviene ya solamente del flujo subterráneo. Normalmente se acepta que sea el punto de mayor curvatura de la curva de recesión (o de descenso) del hidrograma
  - e) **Tiempo de pico ( $t_p$ )**. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el correspondiente al pico del hidrograma
  - f) **Tiempo base ( $t_b$ )**. Se le llama así al tiempo que transcurre entre el punto de levantamiento (punto A) hasta el correspondiente al final del escurrimiento directo (D). Corresponde a la duración del escurrimiento directo
  - g) **Rama ascendente**. Es la curva de ascenso del hidrograma, comprendida entre el punto de levantamiento y el gasto máximo o pico
  - h) **Rama descendente**. Es la curva del hidrograma, que parte desde el pico hasta el final del escurrimiento directo

## 2.1.2 PENDIENTE DE LA CUENCA

La pendiente de la cuenca tiene una importante y compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en los cauces. Es uno de los factores físicos que controlan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas (Campos-Aranda, 1988).

A diferencia de un cauce, la pendiente de una cuenca debe considerar el área total y la topografía del terreno; con esto se estima una pendiente media para la cuenca.

### 2.1.2.1 Criterio de Alvord

El método consiste en calcular la longitud de cada curva de nivel dentro de la cuenca y estimar el área total de la misma. Una vez obtenidos estos datos la pendiente de la cuenca se determina como:

$$S_{cuenca} = \frac{\Delta H_{cniv} l_{Tcniv}}{A_T} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

donde:

- $S_{cuenca}$  = Pendiente de la cuenca (adimensional)
- $\Delta H_{cniv}$  = Desnivel constante entre curvas de nivel (km)
- $l_{Tcniv}$  = Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (km)
- $A_T$  = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

Es decir, que la pendiente de la cuenca es igual a la longitud total de curvas de nivel que contiene, multiplicada por el desnivel constante entre éstas y dividida entre el tamaño de la cuenca. Para

drenaje pluvial urbano se recomienda utilizar intervalos entre 5 y 15 metros. Con el objeto de obtener resultados confiables y a la vez evitar el desarrollo tedioso del criterio, se recomienda utilizar intervalos entre curvas de nivel de 30 a 150 metros en cuencas grandes o de fuerte pendiente (Campos-Aranda, 1988).

### Ejemplo 2.1

Calcular con el criterio de Alvord la pendiente para la cuenca mostrada en la Ilustración 2.4.

#### Datos:

- Área de la cuenca: 8.68 km<sup>2</sup>
- Distancia entre curvas: 15 m

En la Tabla 2.1 se presenta el cálculo de la longitud para cada curva de nivel a 15 m de la cuenca.

#### Solución:

$$\begin{aligned} S_{cuenca} &= \frac{0.015 \text{ km} (35.54 \text{ km})}{8.68 \text{ km}^2} \\ &= 0.0614 = 6.14 \% \end{aligned}$$

### 2.1.2.2 Criterio de Horton

Este método consiste en trazar una malla sobre el área de la cuenca en estudio, la cual deberá estar orientada en el sentido del cauce principal y contar con un eje coordenado (x,y).

Para áreas menores o iguales a 250 km<sup>2</sup> es necesario 4 cuadros como mínimo y para regiones mayores a 250 km<sup>2</sup> es necesario aumentar el número de cuadros tantos sean necesarios para lograr una buena aproximación del valor de  $S_c$ .

Ilustración 2.4 Cuenca para ejemplo

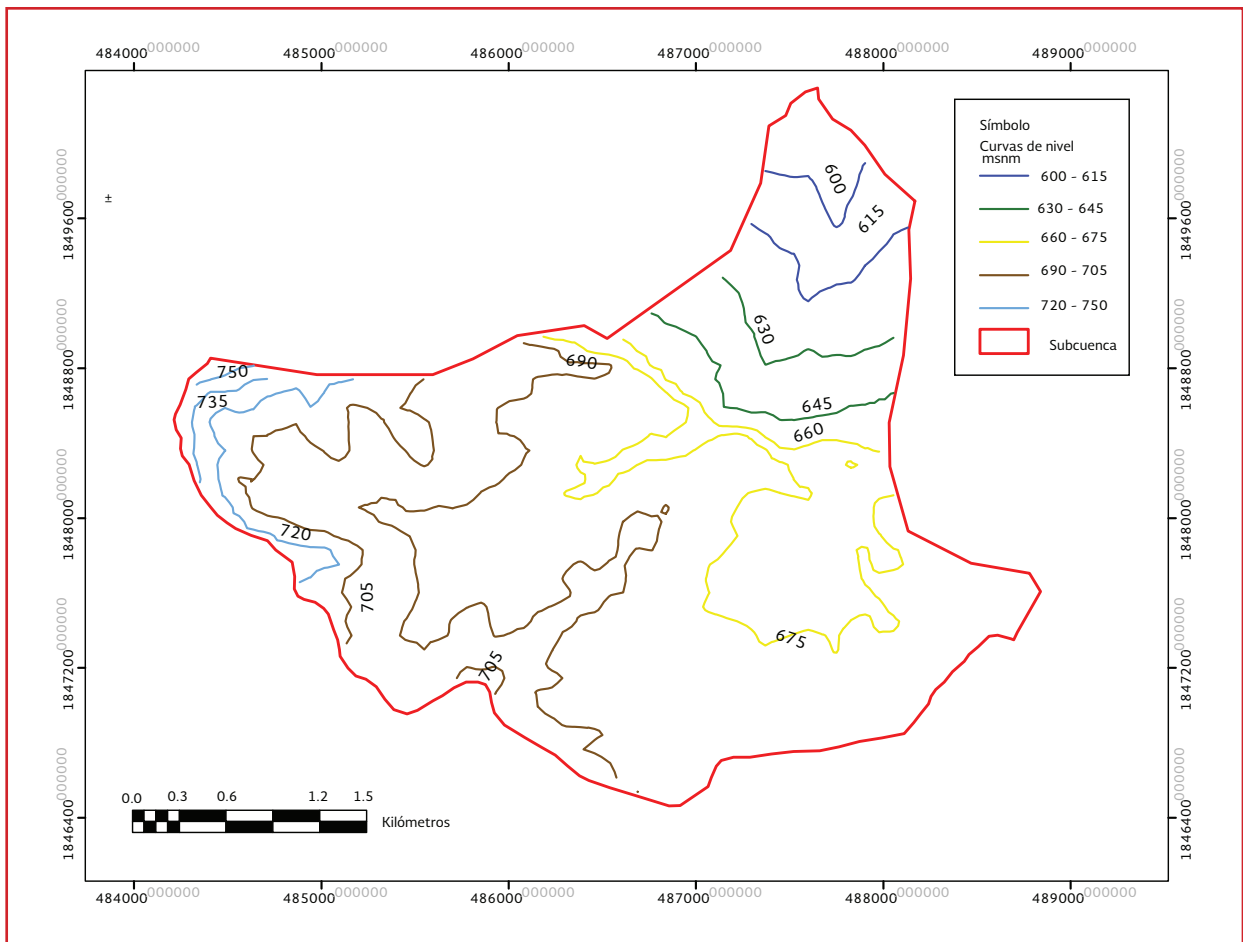


Tabla 2.1 Longitud de la curva de nivel a cada 50 m, cuenca San Roque, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

Cota de la curva	Longitud
msnm	km
600	1.10
615	1.47
630	1.58
645	1.84
660	1.84
675	8.75
690	9.62
705	4.96
720	2.70
735	1.25
750	0.43
Total	35.54

Una vez definida la malla, se mide la longitud de cada línea contenida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones o tangencias de cada línea de la malla con las curvas de nivel.

La pendiente media de la cuenca en cada dirección se determina con la ecuación:

$$S_x = \frac{N_x D_c}{L_x}; S_y = \frac{N_y D_c}{L_y} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

donde:

- $D_c$  = Desnivel constante entre curvas de nivel (km)
- $N_x$  y  $N_y$  = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección  $x$  y  $y$  con las curvas de nivel
- $L_x$  y  $L_y$  = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección  $x$  y  $y$  dentro de la cuenca (km)
- $S_x$  y  $S_y$  = Pendiente de la cuenca en cada una de las direcciones de la malla (km/km)

Por último, la pendiente media de la cuenca según Horton, se calcula con la ecuación:

$$S_c = \frac{N D_c \sec \theta}{L_H} = \frac{(N_x + N_y) D_c \sec \theta}{(L_x + L_y)} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

donde:

- $\theta$  = Es el ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel (grados)
- $L_H$  =  $L_x + L_y$  (km)

- $D_c$  = Equidistancia entre curvas de nivel (m)
- $N$  =  $N_x + N_y$

A causa de lo laborioso que resulta la determinación del valor  $\theta$ , Horton recomienda que este sea igual a 1.67 o en su defecto igual a 1. En la práctica resulta igualmente eficaz considerar el valor de  $S_c$  como el promedio aritmético de las pendientes  $S_x$  y  $S_y$  como pendiente de la cuenca.

### 2.1.2.3 Pendiente de una línea de corriente

Cuando se tiene definida una línea de corriente principal en la cuenca (a partir del criterio del número de orden subcapítulo 3.1), subcuenca o microcuenca, la pendiente media puede calcularse como el desnivel entre los extremos de la corriente dividida entre su longitud medida en planta, observe la Ilustración 2.5.

$$S_{lc} = \frac{\Delta H_{cauce}}{l_{Tlc}} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

donde:

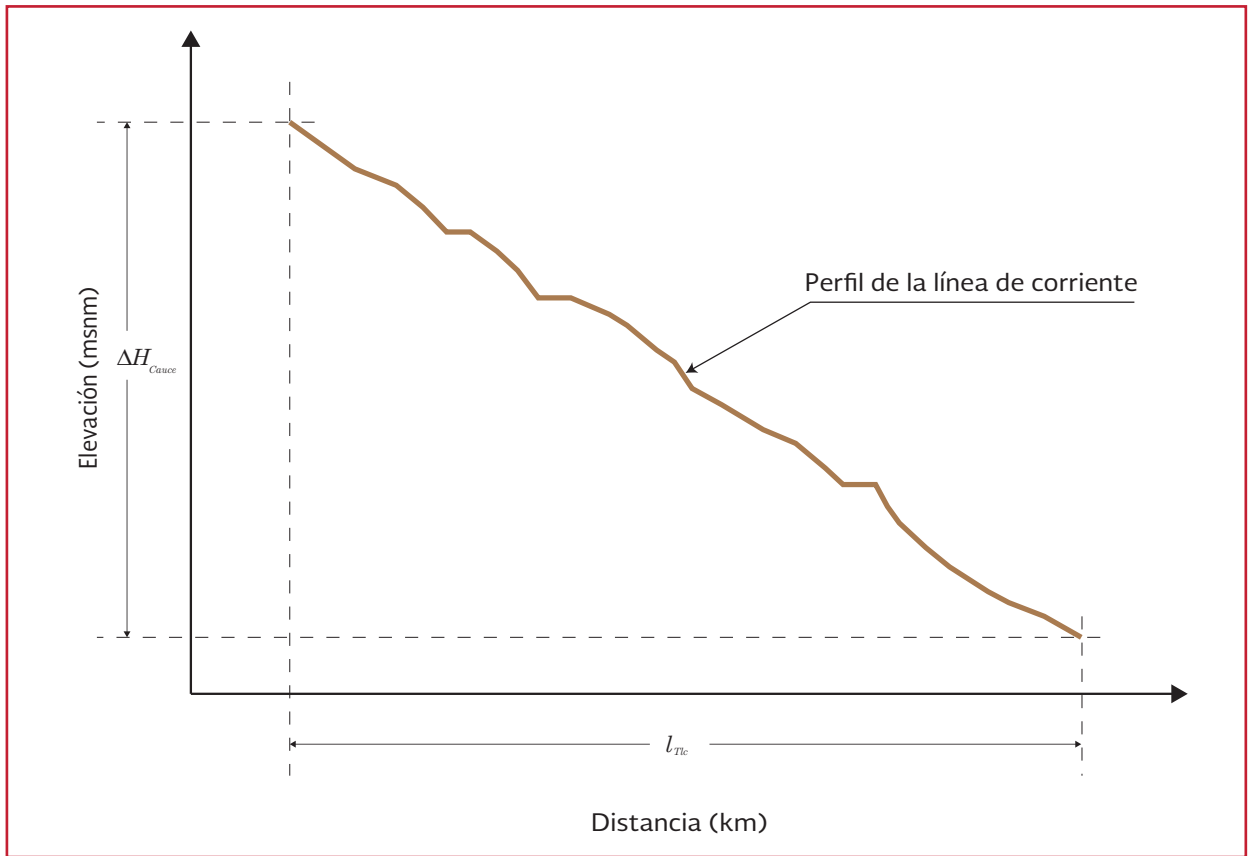
- $S_{lc}$  = Pendiente de la línea del cauce (adimensional)
- $\Delta H_{cauce}$  = Desnivel entre los extremos del cauce (m)
- $l_{Tlc}$  = Longitud total de la línea del cauce proyectada en el plano horizontal (m)

El uso de este método se presenta en el ejemplo del apartado 2.3.2 Líneas de corriente.

### Método de Taylor - Schwarz

Este método considera que el río se forma de una serie de canales con pendientes uniformes, cuyo

Ilustración 2.5 Pendiente de la línea de corriente



tiempo de recorrido es igual al del río. Consiste en dividir el cauce en  $n$  tramos (los tramos corresponden a la división del cauce entre cada curva de nivel), y posteriormente calcular la pendiente media como (Aparicio, 1989):

$$S_{lc} = \left[ \frac{l_t}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2 \quad \text{Ecuación 2.5}$$

donde:

- $S_{lc}$  = Pendiente media del cauce (adimensional)
- $l_t$  = Longitud total del cauce (m)
- $S_i$  = Pendiente del tramo  $i$  (adimensional)

- $l_i$  = Longitud del tramo  $i$  (m)
- $n$  = Número de tramos

Esta ecuación tiene una mayor aproximación conforme se utilice un mayor número de tramos en los que se subdivide el río. Esta ecuación es ampliamente recomendada para el cálculo de la pendiente del cauce principal.

### **Criterio de la pendiente compensada**

En este criterio, la pendiente promedio del cauce principal se obtiene por la pendiente de una línea recta que se apoya en el inicio o salida de la cuenca y tiene igual área arriba y abajo, respecto al perfil del colector principal, es decir, el área triangular total bajo la recta es igual al

área bajo el perfil del cauce (Campos-Aranda, 1988). Como puede observarse en la Ilustración 2.6. La ecuación del criterio será:

$$S_2 = \frac{\bar{H}_{cauce}}{l_{cauce}} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

donde:

- $S_2$  = Pendiente de la recta que iguala las áreas ( $a_1=a_2$ ) (%)
- $\bar{H}_{cauce}$  = Altura en la que se equilibran las áreas  $a_1$  y  $a_2$  (m)
- $l_{cauce}$  = Longitud del cauce medido en planta (m)

Se recomienda utilizar el método de Taylor - Schwarz debido a la discretización de su longitud, ya que se ajusta mejor a la configuración del terreno.

### 2.1.3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración para un punto dado, se define como el tiempo que tarda una gota de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de esta. Se calcula mediante:

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad \text{Ecuación 2.7}$$

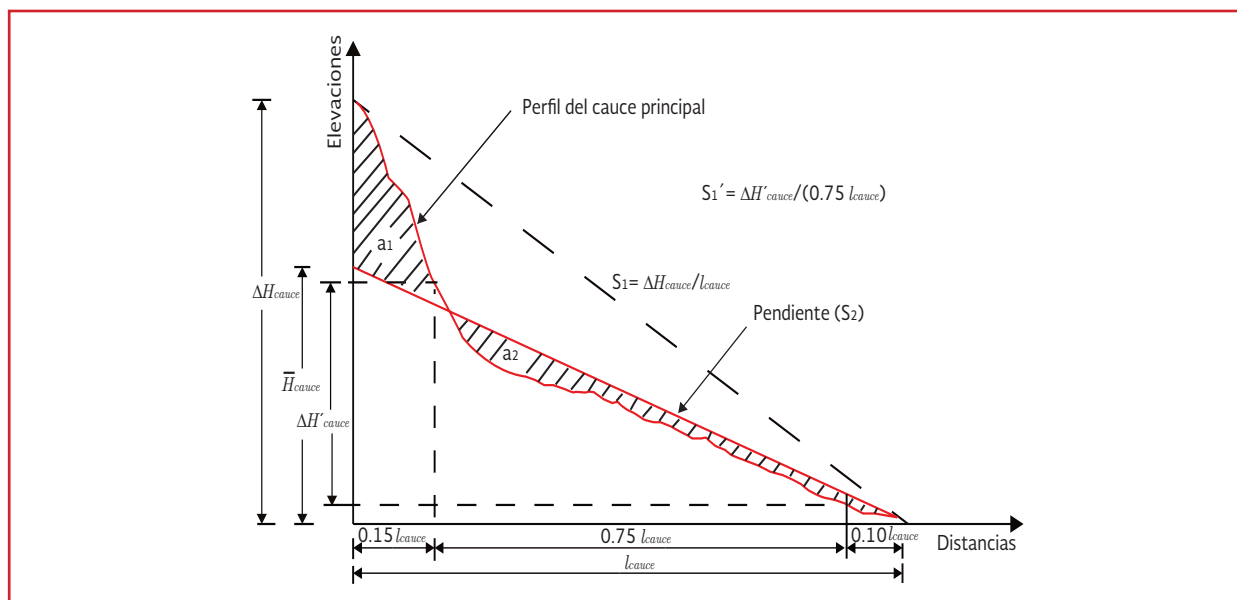
donde:

- $t_c$  = Tiempo de concentración (h)
- $t_{cs}$  = Tiempo de concentración sobre la superficie (h)
- $t_t$  = Tiempo de traslado a través de los colectores (h)

El tiempo de traslado en los colectores se calcula a través de la Ecuación 2.8:

$$t_t = \frac{l_i}{V} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Ilustración 2.6 Criterios de estimación de la pendiente del cauce principal (adaptado de Campos-Aranda,1988)



donde:

- $t_i$  = Tiempo de traslado a través de los colectores (h)
- $V$  = Velocidad media de traslado del agua (m/s)
- $l_i$  = Longitud del tramo  $i$  en el cual escurre el agua (m)

Por su parte, para estimar el tiempo de concentración a través de la superficie, se utiliza la ecuación propuesta por Kirpich, que se define como:

$$t_{cs} = 0.0003245 \left( \frac{l_t}{\sqrt{S_{lc}}} \right)^{0.77} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

donde:

- $t_{cs}$  = Tiempo de concentración sobre la superficie natural (h)
- $l_t$  = Longitud del cauce principal (m)
- $S_{lc}$  = Pendiente media del cauce (adimensional)

**La fórmula de Kirpich se obtuvo a partir de 7 cuencas rurales de Tennessee, por lo que su uso se recomienda para pendientes empinadas (3 a 10%). Se ha usado ampliamente en las cuencas de México dando buenos resultados, tanto para cuencas naturales como urbanas.**

Algunos autores han propuesto fórmulas empíricas para determinar de manera aproximada el tiempo de concentración, entre las cuales se presentan las siguientes (Díaz, 1987):

Fórmula de Rowe:

$$t_c = \left( \frac{0.86l_t^3}{\Delta H_{cauce}} \right)^{0.385} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

$$t_c = \left( \frac{0.86l_t^2}{S_{lcm}} \right)^{0.385}$$

donde:

- $t_c$  = Tiempo de concentración de la cuenca (h)
- $l_t$  = Longitud del cauce principal (km)
- $\Delta H_{cauce}$  = Desnivel entre los extremos del cauce (km)
- $S_{lcm}$  = Pendiente del cauce principal al millar,  $S_{lcm} = 1\ 000 S_{lc}$

El tiempo de retraso, es el tiempo que existe entre el centroide de la tormenta y el pico de la avenida, y para cuencas no aforadas se puede calcular como:

$$t_r = 0.00505 \left( \frac{l_t}{\sqrt{S_{lc}}} \right)^{0.64} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

donde:

- $t_r$  = Tiempo de retraso (h)
- $l_t$  = Longitud del cauce principal (m)
- $S_{lc}$  = Pendiente media del cauce principal (%)

Fórmula del Servicio de Conservación del Suelo en E.U. (SCS):



$$t_c = \frac{l_i^{1.15}}{3085 \Delta H_{cauce}^{0.38}} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

donde:

$$\begin{aligned} t_c &= \text{Tiempo de concentración (h)} \\ l_i &= \text{Longitud del cauce principal (m)} \\ \Delta H_{cauce} &= \text{Desnivel máximo sobre el cauce principal (m)} \end{aligned}$$

Esta ecuación fue desarrollada a partir de información de cuencas homogéneas con predominio de flujo sobre el terreno y extensión máxima de 8.1 km<sup>2</sup>. Generalmente se recomienda cuando el área de la cuenca se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies.

Fórmula de la *Federal Aviation Administration* (1970):

$$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C_e)L^{0.50}}{S^{0.333}} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

donde:

$$\begin{aligned} C_e &= \text{Coeficiente de escurrimiento del método Racional (adimensional)} \\ L &= \text{Longitud del flujo superficial (m)} \\ S &= \text{Pendiente de la superficie (m/m)} \\ t_c &= \text{Tiempo de concentración (h)} \end{aligned}$$

Desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, considerando información sobre el

drenaje de aeropuertos, valida en cuencas pequeñas donde el flujo dominante es sobre el terreno. El método tiene como finalidad ser utilizado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido usado frecuentemente para flujo superficial en cuencas urbanas.

Cabe destacar que el tiempo de concentración mínimo en cuencas urbanas no debe ser menor a 10 min (Martínez, 2005).

A través de modelos digitales de elevación (MDE) y programas de cómputo especializados, se puede calcular, como parte del modelo de escurrimiento estos parámetros, lo cual se muestra a detalle en el subcapítulo 2.3.1.

## 2.2 PROCESO LLUVIA - ESCURRIMIENTO EN ZONAS URBANAS

Las cuencas urbanas, son aquellas cuyas condiciones se van modificando por efecto de la mancha urbana conforme pasa el tiempo (modificación del entorno), de manera que las características estadísticas de los escurrimientos no pueden ser determinadas directamente a partir de los registros de éstos y se tiene que recurrir a estimar primero, las características estadísticas de las tormentas y segundo, mediante un modelo de lluvia-escurrimiento, determinar las avenidas.

Es común que no se cuente con registros suficientes de escurrimientos en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. Normalmente, los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento y además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de

obras de almacenamiento, derivación, talas, urbanización, etc.

Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca tomando en cuenta sus características y la precipitación registrada. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso de suelo, y la de precipitación a través de mediciones directas en estaciones pluviográficas y pluviométricas.

Los parámetros principales que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

- Área de la cuenca
- Altura total de precipitación
- Características generales de la cuenca, como la forma, pendiente, vegetación, etc.
- Distribución de la lluvia en el tiempo
- Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca

La cantidad y la calidad de la información varían considerablemente de un problema a otro, ya que no siempre se requiere la misma precisión en los resultados. Se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia-escurrimiento. La complicación de los métodos aumenta a medida que se toman en cuenta más de los parámetros citados anteriormente. En este sentido también aumenta su precisión, pero los datos que se requieren son más y de mejor calidad.

Para estimar el gasto producido por la lluvia sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican en:

- a) **Métodos empíricos.** Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta está en función, principalmente de las características físicas de la cuenca; ejemplo de estos métodos, son: el racional y el gráfico alemán
- b) **Métodos hidrológicos.** Consideran que existe una relación funcional, generalmente lineal, entre la distribución de la lluvia en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación funcional se basa en principios hidrológicos y puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplo de estos métodos es el de la Curva S, el del hidrograma unitario adimensional y método del *Road Research Laboratory* (RRL)
- c) **Métodos hidráulicos.** Estiman el hidrograma en las diferentes partes de la cuenca en estudio mediante las ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimiento con diversos grados de simplificación, considerando explícitamente las características físicas de la cuenca

Para entender mejor el proceso lluvia-escurrimiento en zonas urbanas, conviene dividirlo en las siguientes fases sucesivas (ver Ilustración 2.7).

1. La lluvia es interceptada parcialmente por la vegetación (principalmente ramas y árboles) antes de llegar al suelo
2. Al llegar la lluvia al suelo se presentan dos fenómenos simultáneos: se infiltra en el terreno y empieza a mojar la superficie, llenando las depresiones, estos

procesos continúan hasta que se forma un tirante suficiente para romper la tensión superficial y la intensidad de la lluvia es mayor que la capacidad de infiltración del terreno; entonces se inicia el escurrimiento por la superficie

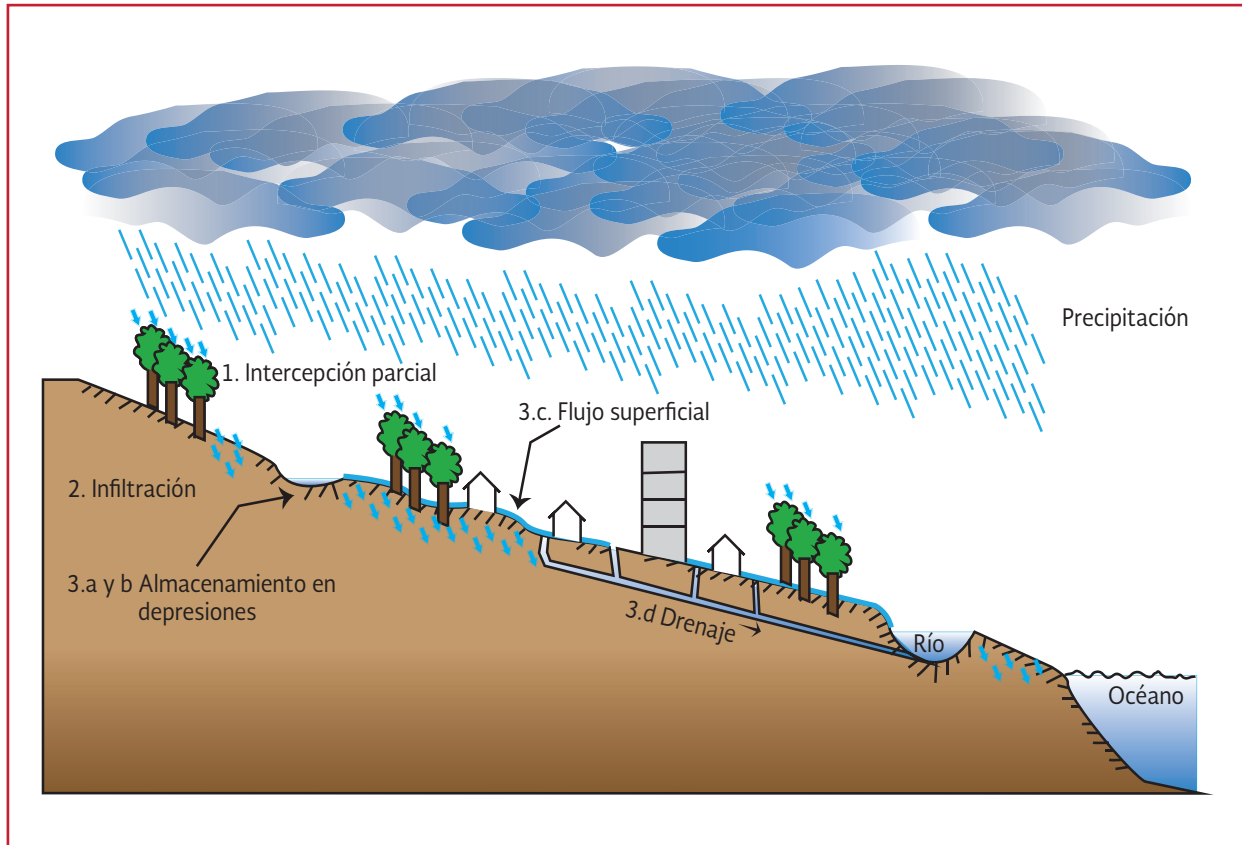
3. Al desarrollarse el escurrimiento ocurren varios procesos simultáneos:

- a. El agua se infiltra con una velocidad que depende del grado de saturación del terreno, intensidad de la lluvia y volumen de agua almacenado sobre la superficie
- b. Las depresiones más grandes del terreno se continúan llenando
- c. Se produce un flujo en el que los tirantes y las velocidades varían continuamente. Este proceso está

gobernado por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento, alimentado con la lluvia efectiva

- d. El agua que llega de las cunetas se acumula primero, hasta que se forma un tirante suficiente y escurre hacia las coladeras
- e. El agua que llega a las coladeras ingresa al sistema de drenaje, y si su capacidad no es suficiente, continúa escurriendo por la cuneta
- f. En los colectores de drenaje pluvial urbano el escurrimiento está gobernado también por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento. El flujo inicialmente es a superficie libre; después, cuando la

Ilustración 2.7 Fases del proceso lluvia-escurrimiento (adaptado de Hank et al., 1982)



capacidad de los conductos no es suficiente, escurre a presión llegando en ocasiones a derramarse

Si la intensidad de lluvia se multiplica por el área de la cuenca en estudio, el fenómeno puede concebirse como un hidrograma de ingreso, del cual se pierde una parte constituida por lo que se almacena en las depresiones y lo que se infiltra en el subsuelo, y otra parte se regula para formar almacenamientos temporales en las superficies, cunetas y drenajes.

Los hidrogramas empleados usualmente para el diseño de redes de drenaje pluvial urbano no consideran el escurrimiento base, puesto que cuando no ocurre una precipitación, no hay flujo sobre las calles de la comunidad o sobre el terreno de la cuenca. Por otra parte, ya que éstos son obtenidos a partir de los hietogramas calculados en el capítulo 3, los hidrogramas de diseño muestran tiempos base desde 10 minutos hasta algunas horas, dependiendo del tamaño de la cuenca y de la duración de la lluvia.

Una vez que el agua fluye sobre el terreno, la velocidad de escurrimiento dependerá de las condiciones físicas de la superficie. Si las condiciones del terreno dificultan el flujo, una parte del

escurrimiento es almacenado temporalmente en la cuenca. Este almacenamiento natural tiene un efecto de atenuación del escurrimiento, es decir, reduce la magnitud del flujo de respuesta de la cuenca. Entre más vegetación tiene la cuenca más atenuación ocurre en el flujo.

Cuando además, los cauces naturales son rectificadas o incluso reemplazados por conductos artificiales, el resultado es un incremento en el volumen y la velocidad del escurrimiento, lo cual origina gastos máximos mayores. La urbanización de una cuenca modifica el escurrimiento, en la Tabla 2.2 se describen los efectos hidrológicos asociados a la urbanización.

## 2.3 CUENCAS URBANAS

En cuencas naturales, la topografía del terreno es adecuada para la definición de cuencas, subcuencas y microcuencas (como las que se presentan en el capítulo 3), sin embargo, cuando se analizan cuencas urbanas, además de la topografía es vital considerar la infraestructura urbana integrada a la superficie del terreno.

Considere que el trazo de calles, edificios, parques, etc., influirán en el comportamiento del flujo, y para poder definir adecuadamente el

Tabla 2.2 Relación de los efectos hidrológicos asociados con la urbanización (Davis, 1974, retomado de Campos-Aranda, 2010)

Cambio en el uso del terreno o del agua	Posible efecto hidrológico
Cambio de natural a escasamente urbano	
Remoción de la vegetación	Decrece la transpiración
Construcción de casas aisladas	Se incrementa la sedimentación
Perforación de pozos o norias	Se reduce el nivel freático
Construcción de fosas sépticas	Se incrementa la humedad del suelo, se eleva el nivel freático y existe contaminación local
Cambio de escasamente urbano a semiurbano	
Se nivelan terrenos para construir casas	Se elimina la sedimentación y se eliminan cauces pequeños
Se construyen casas y pavimentan calles	Decrece la infiltración, se incrementan las crecientes y disminuye el nivel freático

Tabla 2.2 Relación de los efectos hidrológicos asociados con la urbanización (Davis, 1974, retomado de Campos-Aranda, 2010), continuación

Cambio en el uso del terreno o del agua	Posible efecto hidrológico
Se cancelan pozos	Sube el nivel freático
Se aprovechan corrientes superficiales	Disminuye el escurrimiento
Se descargan aguas residuales	Se incrementa la contaminación, mueren los peces, decrece la recreación y la calidad de las aguas
Cambio de semiurbano a plenamente urbano	
Se construyen más casas, calles, comercios e industrias	Decrece la infiltración, se incrementan las crecientes y disminuye el gasto base
Se descargan más aguas residuales	Se incrementa la contaminación
Más pozos abandonados	Se eleva el nivel freático
Se importa agua de otras cuencas	Se incrementa el escurrimiento
Se estrechan o invaden los cauces	Se incrementa el daño por las crecientes
Se construye el drenaje sanitario y las plantas de tratamiento de aguas residuales	Se reduce aún más la infiltración y la recarga
Se mejora el drenaje de aguas de tormenta	Se reducen los daños por inundaciones y se incrementan los gastos de descarga
Se construyen pozos profundos	Disminuye la carga piezométrica
Se construyen pozos de recarga	Aumenta la carga piezométrica
Se aprovecha el agua residual	Se recuperan los acuíferos

comportamiento del escurrimiento, primero debe definirse adecuadamente la cuenca de estudio y dentro de esta, las subcuencas y microcuencas, el proceso de definición se presenta a continuación.

Se toma como punto de partida un plano de curvas de nivel o los puntos de coordenadas  $x, y, z$ , que se obtienen del levantamiento topográfico. Las curvas de nivel deben abarcar la zona de estudio y presentar un grado de detalle que permita la delimitación de las cuencas y microcuencas. Este nivel de detalle se puede alcanzar con un plano de escala 1:10 000. Complementariamente se requiere el plano catastral del área de estudio, con el trazo de calles y manzanas.

El proceso para definir las cuencas es el siguiente:

1. Sobreponer el plano catastral al plano topográfico, ambos deben estar en la misma escala y orientados adecuadamente.

2. Identificar en las curvas de nivel los puntos con elevación más alta y unirlos a través de la línea del parteaguas
3. Cuando las líneas trazadas crucen las manzanas, se deberá tomar en consideración hacia qué punto de la calle las construcciones evacuarán el agua pluvial, de esta manera, se considera la influencia de la planimetría en la definición de las subcuencas

### Ejemplo 2.2

1. En la zona de estudio se tiene la topografía de la Ilustración 2.8; como primer paso se sobrepone el plano catastral
2. Tomando en cuenta exclusivamente la topografía se delimitan los puntos altos que definen las subcuencas de la zona (ver Ilustración 2.9)

Ilustración 2.8 Topografía y lotificación para ejemplo

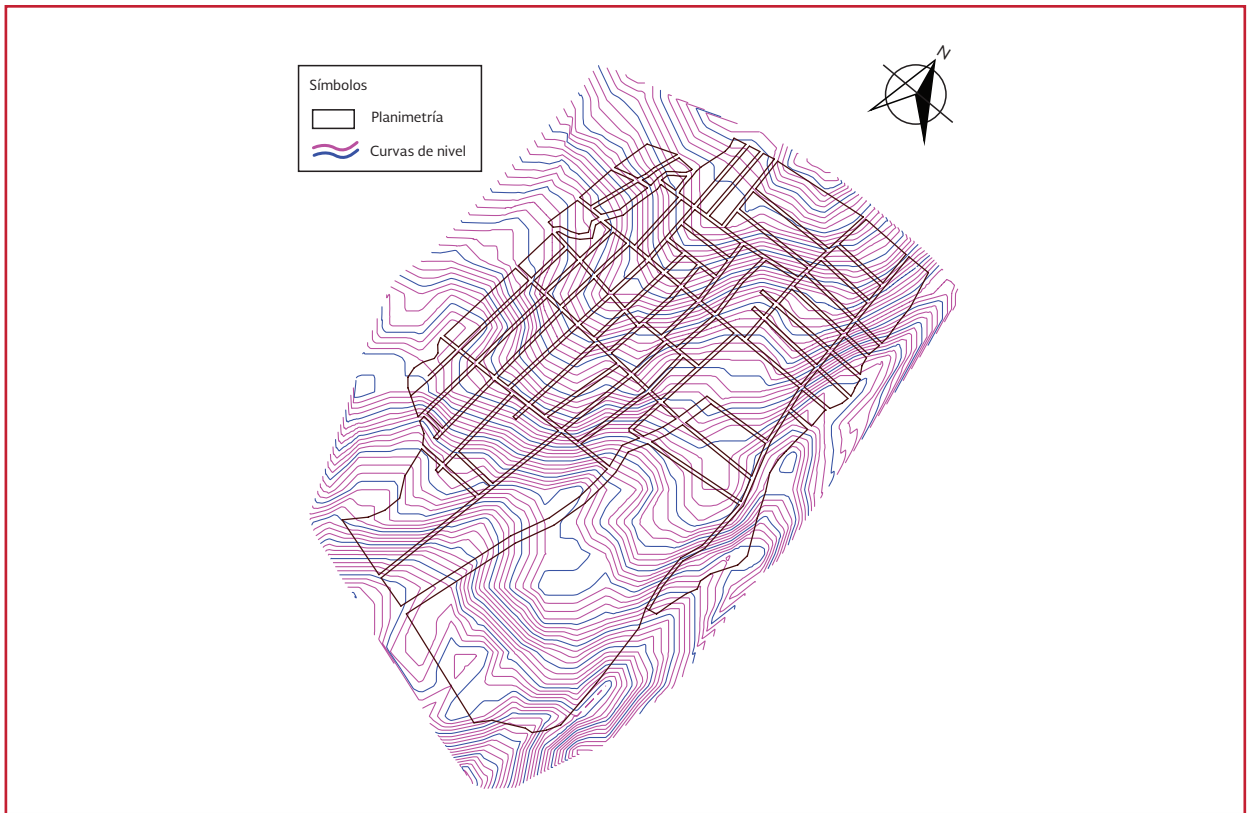
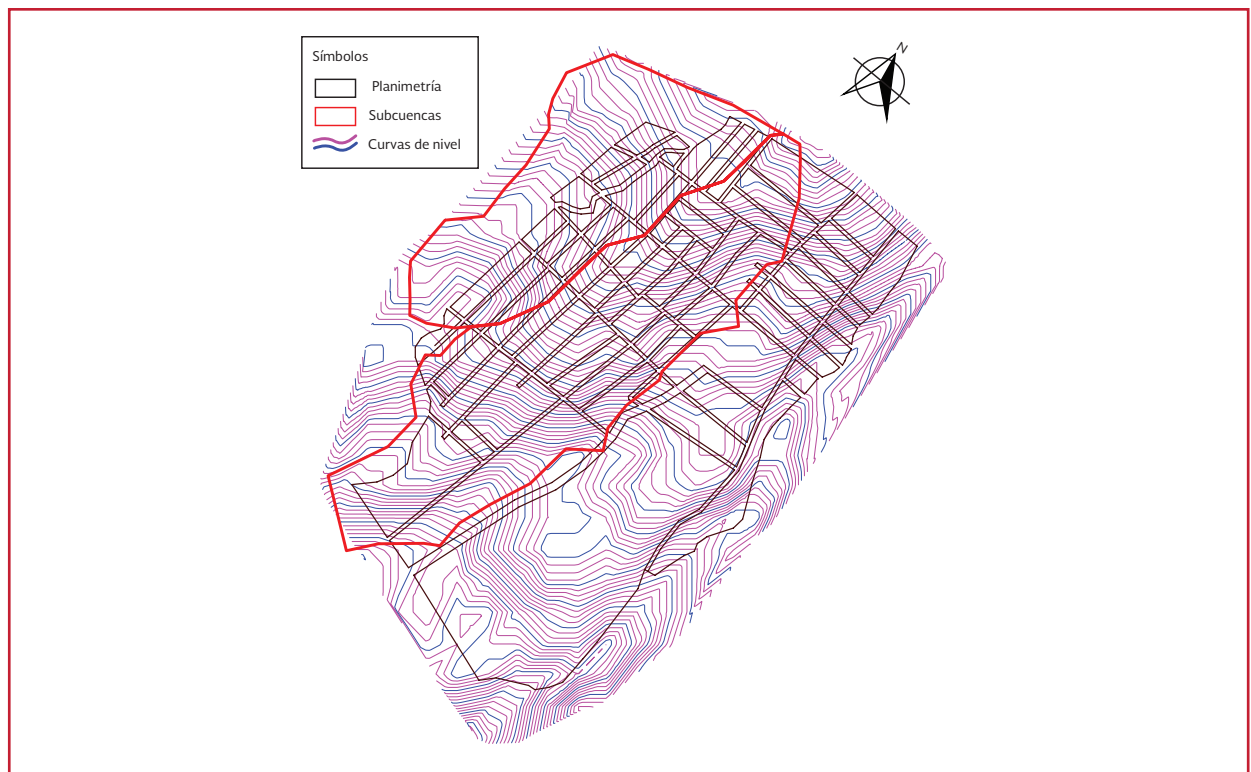


Ilustración 2.9 Definición de subcuencas considerando exclusivamente la topografía



3. Considerando la configuración de manzanas, se ajustan los límites de las subcuencas, tomando en cuenta hacia qué punto de la calle, los predios descargarán el agua de lluvia (ver Ilustración 2.10)

En la actualidad existen programas de cómputo que realizan la delimitación de cuencas, subcuencas y microcuencas apoyados en Sistemas de Información Geográfica (SIG), así como en software de código abierto (*open source*).

Estas herramientas permiten caracterizar la zona de interés y por lo tanto un mejor diseño del sistema de drenaje pluvial.

### 2.3.1 MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES (MDE)

Una de las herramientas de utilidad para la determinación de la configuración de cuencas y microcuencas de la zona en estudio es el Modelo Digital de Elevaciones, el cual es explicado a detalle en el apartado 1.6 del manual de *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I)* de MAPAS.

En general, los Modelos Digitales de Elevación permiten conocer la elevación del mismo en cualquier punto de su área de influencia. Además permiten calcular de forma directa, la pen-

Ilustración 2.10 Definición de subcuencas considerando la lotificación



diente, los desniveles, las áreas factibles de inundación, las cuencas y subcuencas, entre otros, por lo que se convierten en una fuente de información de gran utilidad para el diseño de sistemas de drenaje pluvial (ver Ilustración 2.11). La dependencia encargada de la generación de este tipo de información es el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). Los métodos que emplea actualmente para la generación de los Modelos Digitales de Elevación son:

- Generación a partir del método fotogramétrico de correlación cruzada
- Tecnología LIDAR (acrónimo en inglés de *Light Detection and Ranging*, esto es, “Detección y Medición a través de la Luz”)
- Digitalización de cartografía topográfica

Los métodos de interpolación usados comúnmente son: ponderación en función inversa de

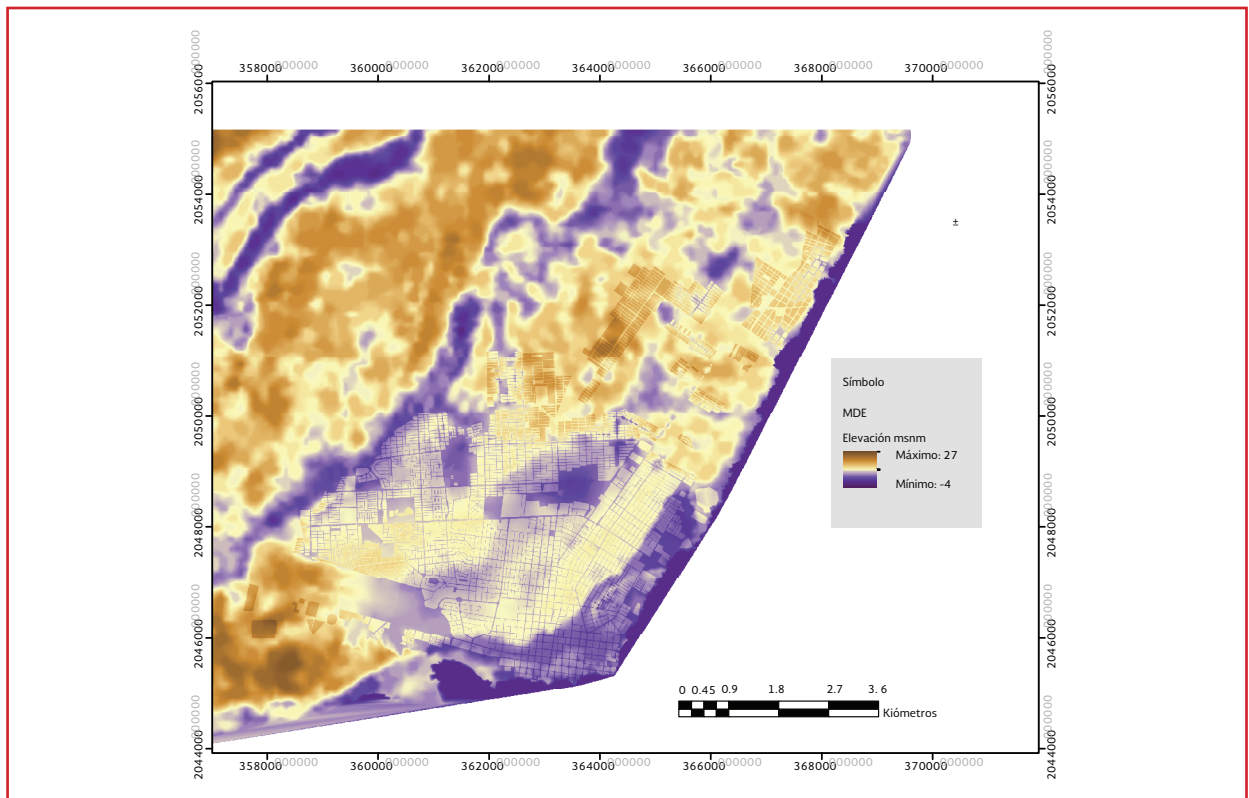
Ilustración 2.11 Modelo Digital de Elevación (IMTA, 2013)

la distancia, superficies de tendencia, *kriging*, triangulación, interpolación de parches locales, y rasterización adaptada localmente (*locally adaptive gridding*).

Si desea obtener más información consulte la dirección electrónica: <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/continental/queesmde.aspx>

Los resultados obtenidos mediante este tipo de herramientas, deben ser analizados por el "lector" ya que su uso y confiabilidad depende de la calidad (resolución) de los MDE y ésta puede variar.

Estos modelos pueden visualizarse y procesarse en aplicaciones informáticas como los Sistemas de Información Geográfica (SIG) y el uso de los Modelos Digitales de Elevación en conjunto con otros datos permite el modelado y la creación de





escenarios que facilitan la toma de decisiones fundamentadas.

El Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), dispone a través de su página de internet, el Continuo de Modelos Digitales de Elevación de Terreno LIDAR con una resolución de 15 m. Además, cuenta con un continuo de elevaciones a cada 5 m para algunas ciudades del país, que pueden solicitarse en cualquier oficina del INEGI.

Los modelos digitales de terreno, también denominados MDT, son teóricos pues establecen relaciones de correspondencia con el terreno real mediante algoritmos matemáticos que son convenidos a través de soluciones informáticas. Por lo que son una herramienta adecuada para el análisis inicial o un anteproyecto.

Sin embargo, para un proyecto de drenaje pluvial, siempre será necesario realizar los le-

vantamientos topográficos y urbanos para garantizar que el modelo digital de elevaciones representa adecuadamente la configuración física del terreno.

Un MDE, además de caracterizar la topografía del sitio puede considerar la elevación de los predios, banquetas y manzanas (Ilustración 2.12).

A través de estos modelos y de herramientas de cómputo, se pueden definir cuencas, subcuencas y microcuencas. La Ilustración 2.13, presenta el cálculo de subcuencas y microcuencas.

### 2.3.2 LÍNEAS DE CORRIENTE

Una alternativa para el trazo de cuencas, subcuencas y microcuencas es la definición de líneas de corriente, estas líneas representan la dirección y sentido de flujo en función de la topografía y el trazo de calles en cuencas urbanas.

Ilustración 2.12 Modelo Digital de Elevación considerando la traza urbana (Imta, 2013)

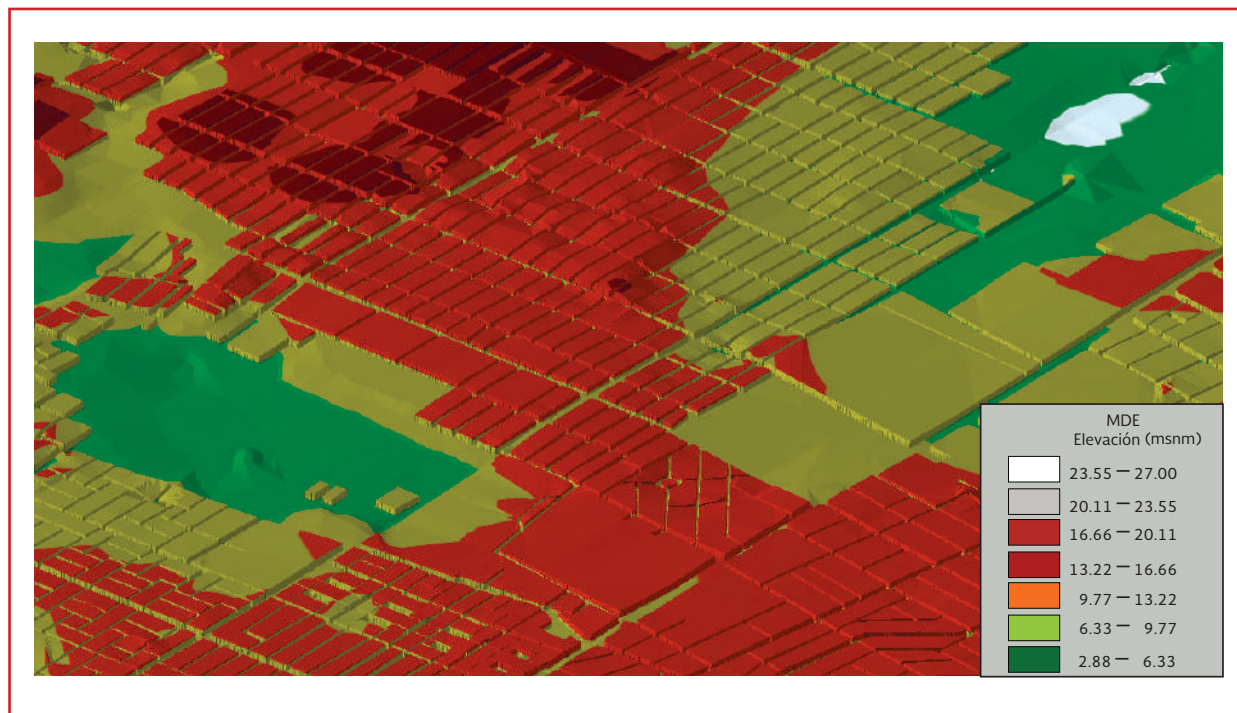
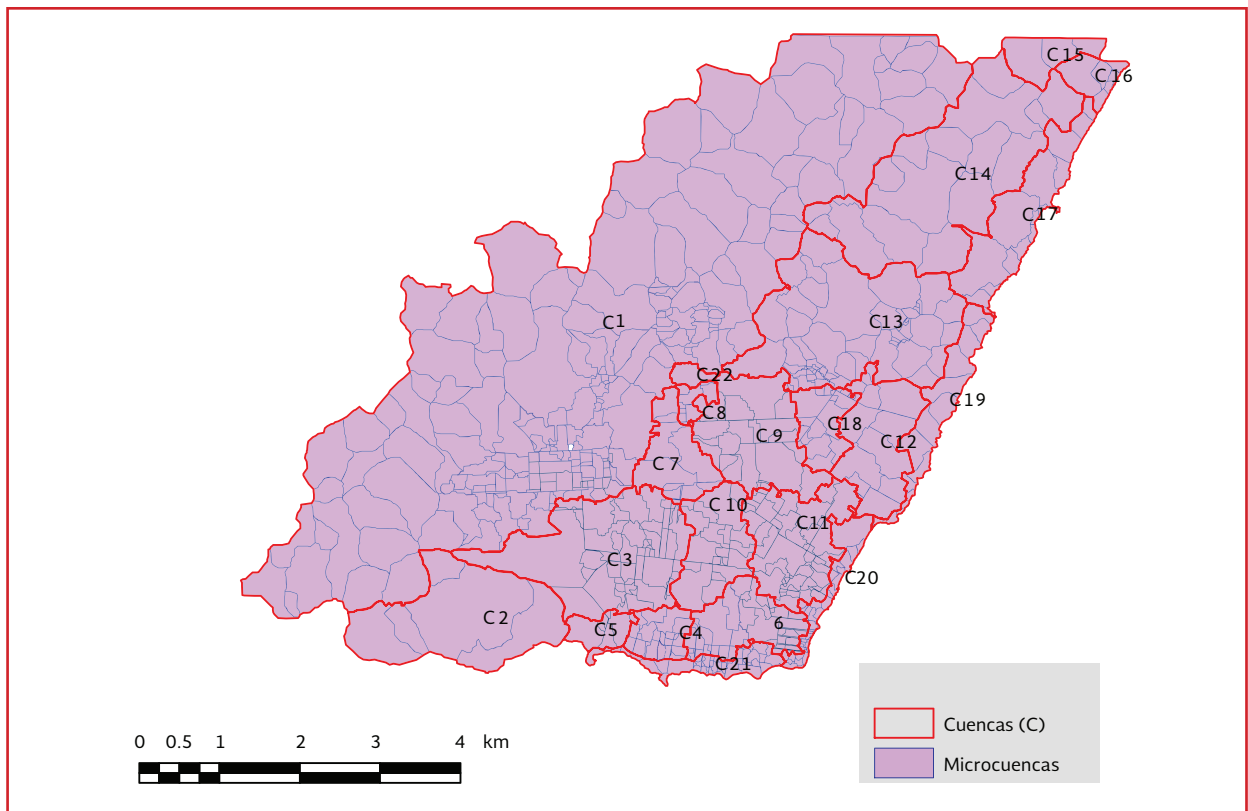


Ilustración 2.13 Delimitación de microcuencas a través de un MDE (IMTA, 2013)



El trazo de líneas de corriente puede hacerse, identificando el punto más alto de la cuenca y seguir la topografía en sentido descendente, respetando el trazo de calles y avenidas. Considere que el sentido del flujo siempre va de un punto de topografía alto hacia uno más bajo. Este proceso se debe desarrollar, calle por calle hasta lograr identificar todos los afluentes dentro de la zona.

Los puntos donde se unan dos o más líneas en el mismo sentido, indicarán un lugar de encharcamiento potencial.

### **Ejemplo 2.3**

Tomando como punto de partida la topografía y la lotificación de la Ilustración 2.8 se genera el Modelo Digital de Elevaciones de la Ilustración 2.14. Esto se realizó con el programa QGis®; con

este MDE; se generan, 2 subcuencas que cubren el área de estudio (Ilustración 2.15).

Para el trazo de las microcuencas se utiliza el método de las líneas de corriente. Si se realiza de forma manual, es mejor utilizar el plano topográfico (Ilustración 2.8), ya que se pueden identificar los puntos de topografía altos y bajos. Entonces, se identifican los puntos más altos de la cuenca y se trazan líneas siguiendo la disminución de nivel topográfico a través de las calles, hasta cubrir toda el área de estudio. La Ilustración 2.16, muestra este proceso.

Sin embargo, como se mencionó previamente, se puede realizar este trazo a través de programas de cómputo. La Ilustración 2.17 muestra la definición de líneas de corriente, mediante el uso de un sistema de información geográfica (SIG).

Ilustración 2.14 MDE para el ejemplo

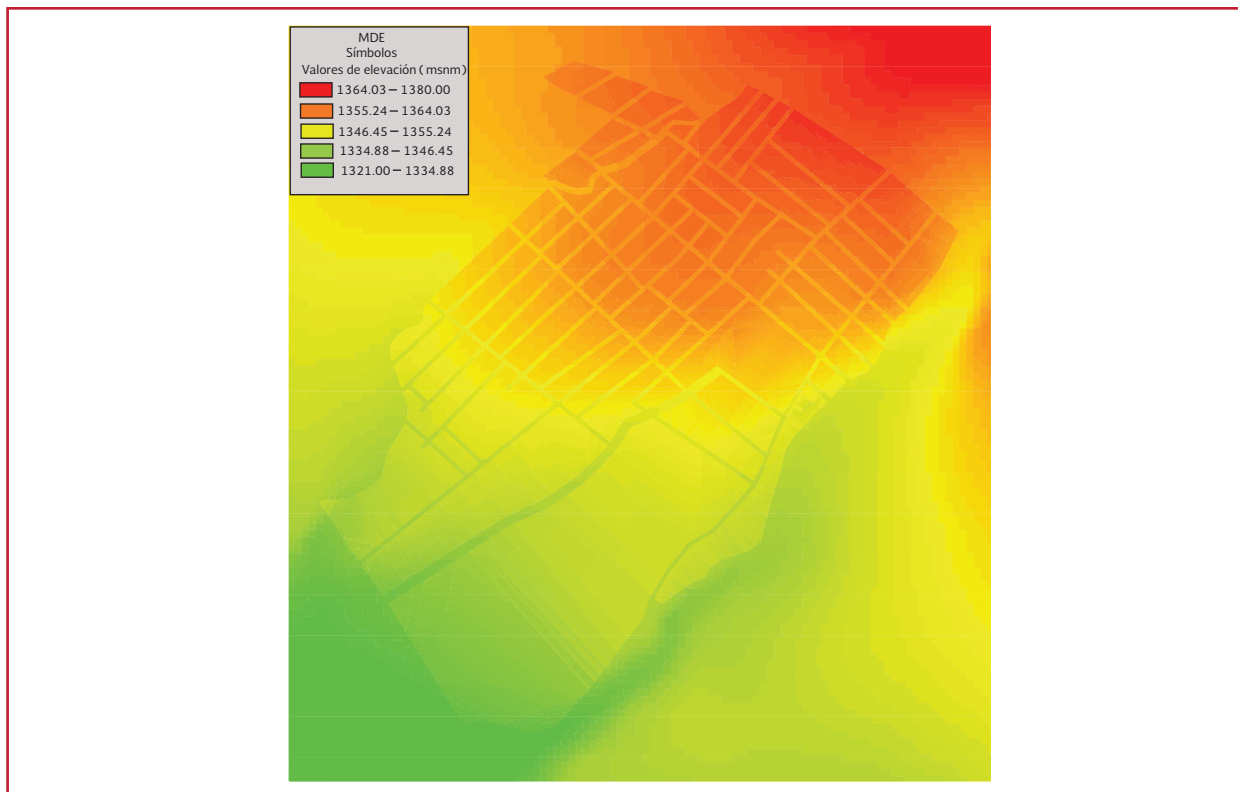


Ilustración 2.15 Generación de subcuencas

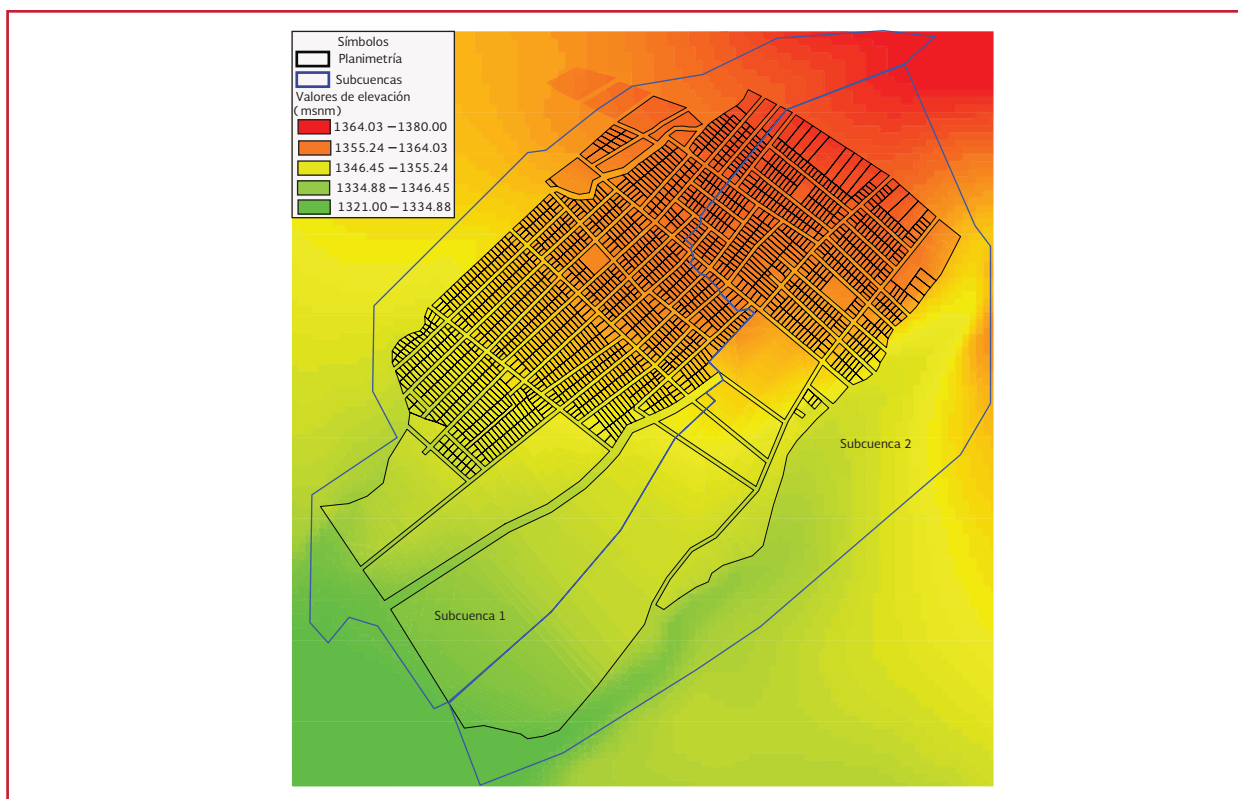


Ilustración 2.16 Trazo manual de líneas de corriente para la zona de estudio

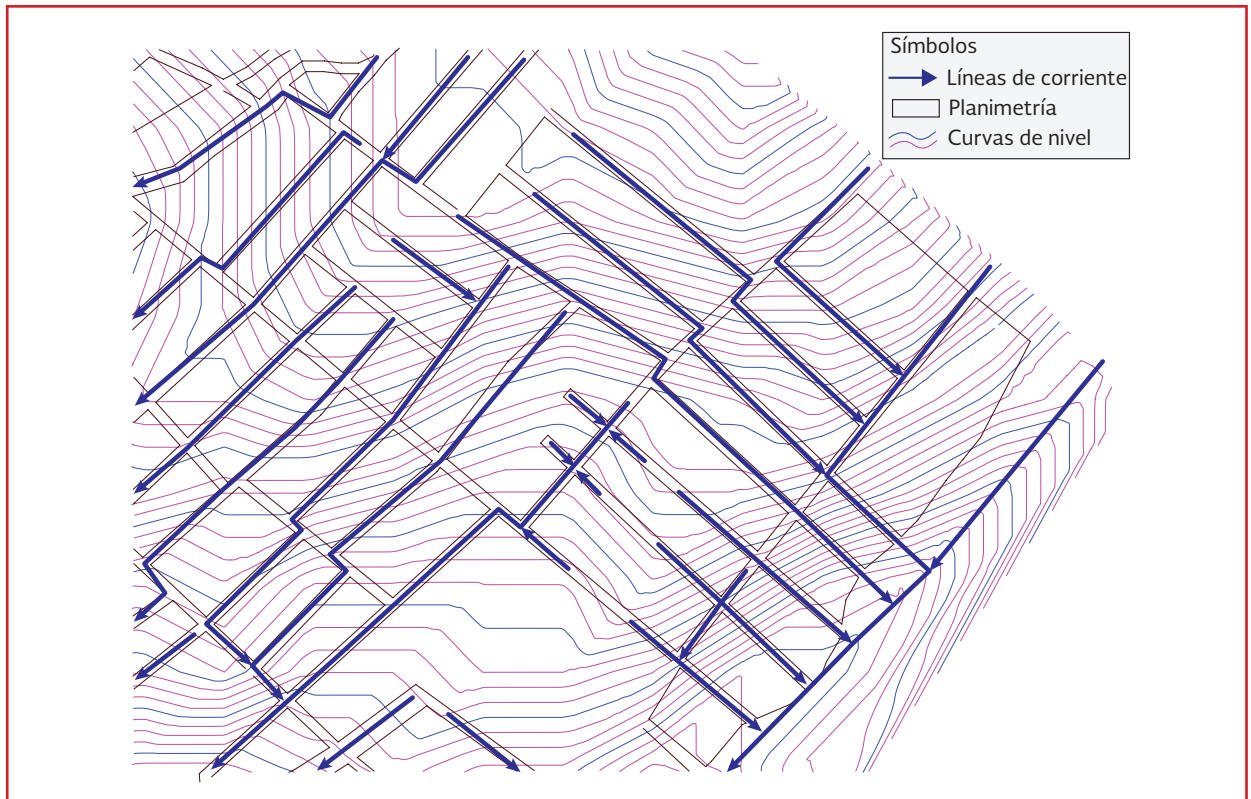


Ilustración 2.17 Trazo de líneas de corriente a través de un programa especializado



Una vez definidas las líneas de corriente, se pueden identificar de forma clara las microcuencas que conforman el área de estudio. El trazo de éstas consiste en aislar cada corriente tributaria hasta que se una con otra y definir su área de influencia, que para el caso de cuencas urbanas, dependerá principalmente de los límites entre predios y calles, observe la Ilustración 2.18, donde se muestra el área de influencia para la primer corriente definida. Este proceso se repite para todas las líneas de corriente; al final se obtuvieron 14 microcuencas las cuales se presentan en la Ilustración 2.19.

Como se mencionó en el apartado 2.1.2, una vez definidas las líneas de corriente y las microcuencas, es posible determinar de forma directa la pendiente de la cuenca. Entonces para la microcuenca Mc 6 de la Ilustración 2.18, se determina la pendiente de la línea de corriente principal de acuerdo con los datos presentados en la Ilustración 2.20, la pendiente resulta.

$$S_{lc} = \frac{1365 - 1358}{404.06} = 0.0173 = 1.73 \%$$

Para el caso de este ejemplo se optó por realizar el cálculo de la pendiente media del cauce con un método simplificado (ver apartado 2.1.2) ; sin embargo se recomienda el uso de métodos más confiables como el método de Taylor y Schwarz.

El siguiente paso es calcular el tiempo de concentración para cada microcuenca de acuerdo con la Ecuación 2.9, presentada en el apartado 2.1.3. Para el caso específico de la microcuenca Mc 6, el tiempo de concentración resulta:

$$\begin{aligned} t_{cs} &= 0.0003245 \left( \frac{L_t}{\sqrt{S_{lc}}} \right)^{0.77} \\ &= 0.0003245 \left( \frac{404.06}{\sqrt{0.0173}} \right)^{0.77} \\ &= 0.157 \text{ horas} = 9 \text{ min}, 25 \text{ s} \end{aligned}$$

Ilustración 2.18 Delimitación de microcuenca en función de las líneas de corriente

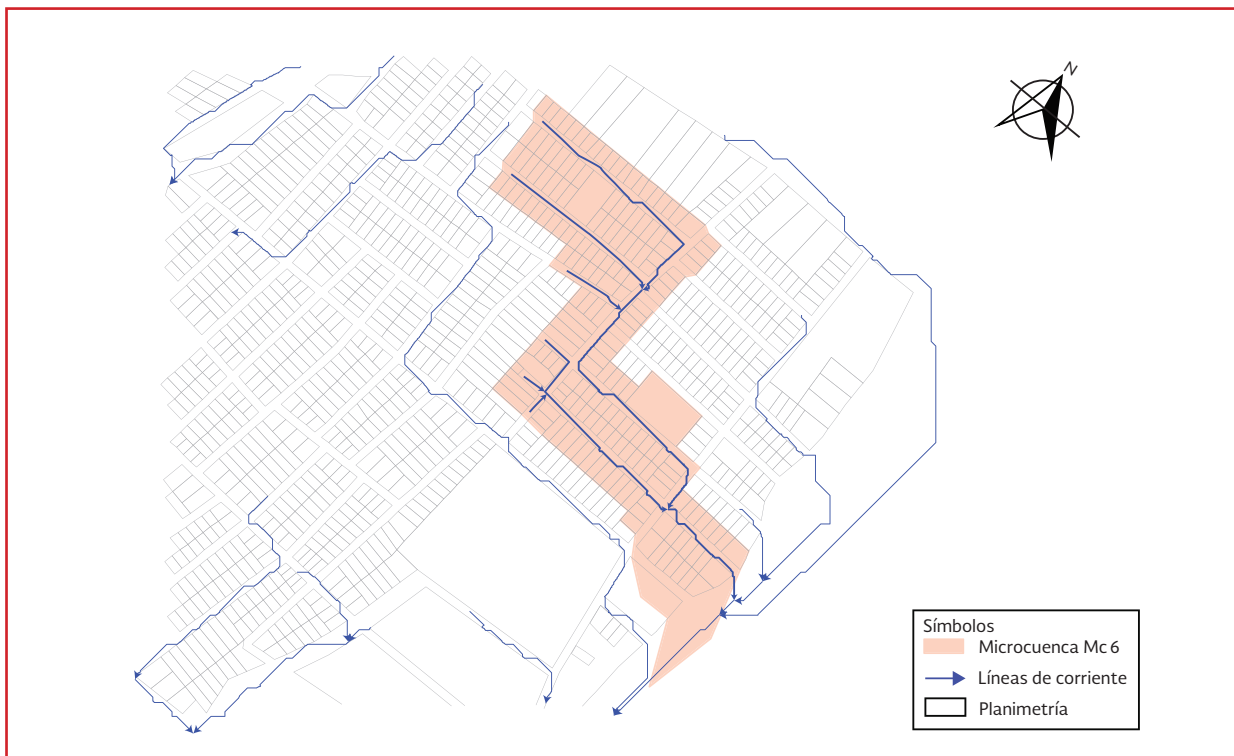
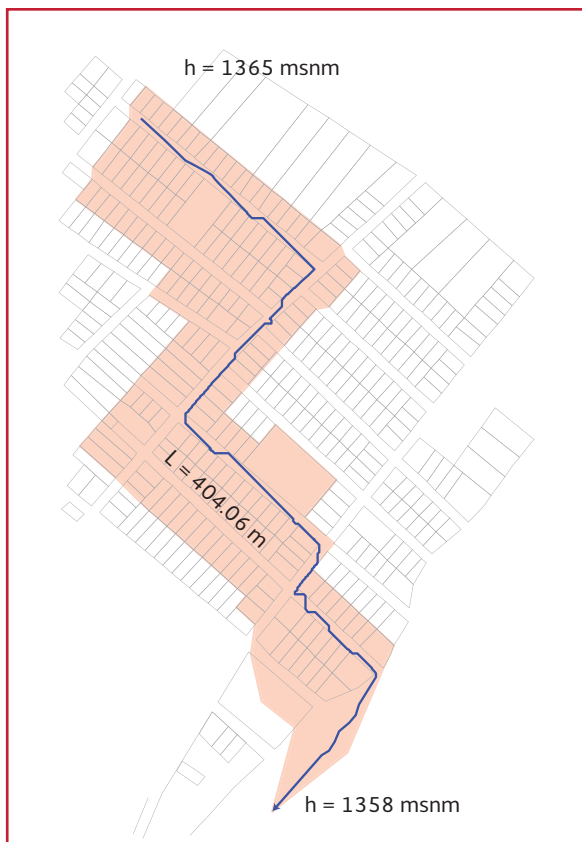


Ilustración 2.19 Microcuencas de la zona de estudio



Ilustración 2.20 Datos para el cálculo de la pendiente



La Tabla 2.3, muestra el cálculo de la pendiente y tiempo de concentración para las 14 micro-cuencas en estudio, y en la última columna se presentan los valores ajustados de acuerdo con el tiempo de concentración mínimo para las cuencas (ver apartado 2.1.3).

### 2.3.3 USOS DE SUELO

Tal como se indicó en el apartado 2.2, parte del agua que se precipita, escurre superficialmente por la cuenca hasta llegar a una zona de encharcamiento, una obra de captación o a la salida de la cuenca; otra parte del volumen de agua, es interceptado por la vegetación, retenida en depresiones del terreno (charcos), o bien se infiltra en el suelo. A la parte formada por la interceptación, retención e infiltración, se le denomina "pérdida".

Tabla 2.3 Cálculo de la pendiente media y el tiempo de concentración

Microcuenca	Altura máx	Altura mín	Longitud del cauce	Pendiente	t <sub>cs</sub>		t <sub>c_ajustado</sub>
	m	m			(horas)	minutos	minutos
Mc 1	1361.00	1355.00	202.37	2.96%	0.075	4.50	10.00
Mc 2	1364.00	1356.00	416.32	1.92%	0.155	9.27	10.00
Mc 3	1370.09	1356.00	817.52	1.72%	0.271	16.25	16.25
Mc 4	1365.69	1345.30	756.86	2.69%	0.215	12.90	12.90
Mc 5	1368.00	1345.00	784.25	2.93%	0.214	12.83	12.83
Mc 6	1365.00	1358.00	404.06	1.73%	0.157	9.43	10.00
Mc 7	1356.00	1341.59	658.95	2.19%	0.209	12.56	12.56
Mc 8	1352.11	1341.00	451.46	2.46%	0.150	8.97	10.00
Mc 9	1359.00	1342.00	645.00	2.64%	0.192	11.50	11.50
Mc 10	1357.59	1328.00	947.70	3.12%	0.241	14.49	14.49
Mc 11	1356.00	1328.00	1109.72	2.52%	0.296	17.76	17.76
Mc 12	1351.00	1322.00	1254.53	2.31%	0.336	20.19	20.19
Mc 13	1345.00	1333.00	684.45	1.75%	0.235	14.08	14.08
Mc 14	1341.00	1325.90	498.65	3.03%	0.149	8.94	10

Bajo este razonamiento, del total del volumen de agua que se precipita, solo una parte debe ser captada por el sistema de drenaje pluvial. En cuencas naturales, el porcentaje de "pérdidas" puede ser significativo y depender de diversos factores como: la evaporación, infiltración, retención, etc.

Sin embargo, en cuencas urbanizadas, debido a la pérdida de permeabilidad del suelo (tal como se presenta en la Tabla 2.2) se reduce la cantidad y tipo de pérdidas, por lo que, para efectos de diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano, éstas pérdidas pueden representarse como una reducción, en porcentaje, del volumen de escurrimiento. Para un análisis más profundo de pérdidas de volumen de precipitación en cuencas se puede referir a Chow (1994).

### 2.3.3.1 Determinación de escurrimiento directo

Partiendo de la consideración, de que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la precipitación, el volumen escurrido  $V_{ed}$  es igual al producto del volumen llovido  $V_{ll}$  por un coeficiente  $C_e$  llamado "coeficiente de escurrimiento". Por lo tanto, el coeficiente de escurrimiento se determina con:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

donde:

- $C_e$  = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)
- $V_{ed}$  = Volumen de escurrimiento directo (m<sup>3</sup>)

$V_u$  = Volumen llovido, igual al producto del área de la cuenca por la altura de lluvia ( $m^3$ )

La Tabla 2.4, presenta valores del coeficiente de escurrimiento de acuerdo con las características de la superficie. Los valores de esta tabla se obtuvieron para tormentas con 5 y 10 años de periodo de retorno. Para periodos de

retorno mayores, se presentan la Tabla 2.5, con periodos de hasta 100 años y la Tabla 2.6, con periodos de hasta 500 años. Considere que estos criterios son totalmente empíricos y para su aplicación se requiere del criterio y la experiencia del diseñador, además, para poder aplicar los valores presentados se debe identificar y caracterizar adecuadamente los distintos tipos de uso de suelo en la zona de estudio. En

Tabla 2.4 Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 5 a 10 años (Aparicio, 1989)

Tipo de área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
<b>Zonas comerciales:</b>		
Zona comercial	0.75	0.95
Zonas mercantiles	0.70	0.90
Vecindarios	0.50	0.70
<b>Zonas residenciales:</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
<b>Zonas industriales:</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
<b>Cementerios y parques</b>	0.10	0.25
<b>Campos de juego</b>	0.20	0.35
<b>Patios de ferrocarril y terrenos sin construir</b>	0.20	0.40
<b>Zonas suburbanas</b>	0.10	0.30
<b>Calles:</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas o empedradas, juntas con cemento	0.70	0.85
Adoquín sin juntar	0.50	0.70
Terracerías	0.25	0.60
<b>Estacionamientos</b>	0.75	0.85
<b>Techados</b>	0.75	0.95
<b>Praderas:</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes $\leq 0.02$ )	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
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



Tabla 2.5 Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 100 años (Campos-Aranda, 2010)

Uso del terreno	Porcentaje de área impermeable	Periodos de retorno en años			
		2	5	10	100
Comercial	95.0	0.87	0.87	0.88	0.89
Alrededor de zonas comerciales	70.0	0.60	0.65	0.70	0.80
Residencial de familias individuales	50	0.40	0.45	0.50	0.60
Edificios de apartamentos (separados)	50	0.45	0.50	0.60	0.70
Edificios de apartamentos (juntos)	70.0	0.60	0.65	0.70	0.80
½ campo edificado o más	45.0	0.30	0.35	0.40	0.60
Apartamentos	70.0	0.65	0.70	0.70	0.80
Industrial (disperso)	80.0	0.71	0.72	0.76	0.82
Industrial denso	90.0	0.80	0.80	0.85	0.90
Parques y cementerios	7.0	0.10	0.25	0.35	0.65
Campos de juego	13.0	0.25	0.25	0.35	0.65
Escuelas	50.0	0.45	0.50	0.60	0.70
Patios de ferrocarril	20	0.40	0.45	0.50	0.60
Calles pavimentadas	100	0.87	0.88	0.90	0.93
Calles empedradas	40	0.15	0.25	0.35	0.65
Avenidas y paseos	96.0	0.87	0.87	0.88	0.89
Techo o azoteas	90	0.80	0.85	0.90	0.90
Césped en suelos arenosos	2.0	0.00	0.01	0.05	0.20
Césped en suelos arcillosos	2.0	0.05	0.10	0.20	0.40

Tabla 2.6 Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 500 años (Campos-Aranda, 2010)

Características de la superficie	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Urbanizada</b>							
Superficie asfáltica.	0.73	0.77	0.88	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto y/o azoteas	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<b>Áreas con pasto ( el pasto cubre menos de 50 por ciento del área)</b>							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<b>Áreas con pasto (el pasto cubre del 50 al 75 por ciento del área)</b>							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Áreas con pasto (el pasto cubre más del 75 por ciento del área)</b>							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>Rural - Terrenos de cultivo</b>							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.46	0.57
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61

Tabla 2.6 Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 500 años. (Campos-Aranda, 2010) , continuación

Características de la superficie	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Rural pastizales</b>							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Rurales bosques y montes</b>							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

cualquier caso, siempre será preferible contar con mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento, que permitan tener una idea del valor del coeficiente para la zona en estudio, sin embargo, en cuencas urbanas donde existe más de una línea de corriente, es complicado realizar estas mediciones.

### 2.3.3.2 Caracterización de uso de suelo y asignación del coeficiente de escurrimiento

Para asignar un coeficiente de escurrimiento a la cuenca urbana en estudio se realiza el siguiente procedimiento:

1. Dividir la cuenca dependiendo de las características específicas de cada sitio en estudio por tipo de uso de suelo (independientemente de la división de subcuencas y microcuencas)
2. Clasificar cada zona de acuerdo con las características de la Tabla 2.4
3. Sobreponer el plano de subcuencas
4. Calcular para cada subcuenca el área y por cada tipo de uso de suelo, se debe calcular el porcentaje de área que ocupa dentro de la cuenca, con respecto al área total

5. Ponderar el coeficiente de escurrimiento por subcuenca, siendo el promedio pesado de los escurrimientos por tipo de uso de suelo dentro de la misma

$$\overline{C_e} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{is} C_{ei}}{A_{TMc}} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

donde:

- $\overline{C_e}$  = Coeficiente de escurrimiento promedio ponderado (adimensional)
- $A_{is}$  = Área por tipo de uso de suelo ( $m^2$ )
- $C_{ei}$  = Coeficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo (adimensional)
- $A_{TMc}$  = Área total de la microcuenca ( $m^2$ )
- $is$  = Tipo de suelo
- $n$  = Número de tipos de suelo dentro de la microcuenca

### Ejemplo 2.4

En la zona de estudio del ejemplo anterior se aplica la metodología:

1. Identificar los usos de suelo y dividir en cinco rubros: pavimento constituido en avenidas, calles no pavimentadas (terracería), las casas habitación indicadas en el plano de lotificación, los parques y terrenos sin construir dentro de la mancha urbana (Ilustración 2.21)
2. Utilizar para este ejemplo el promedio de los coeficientes de escurrimiento presentados en la Tabla 2.7, recuérdese que esto es solo para efectos de ejemplo, como se mencionó anteriormente la aplicación de un factor de estas características, está en función de cada región, el criterio del modelador y para periodos de retorno menores a 10 años
3. Delimitar el plano de uso de suelo, es decir sobreponer el plano de microcuencas con cada uno de sus tipos de uso de suelo, observe la Ilustración 2.22
4. Calcular el área para cada microcuenca por cada tipo de uso de suelo y el área total de la misma, en la Tabla 2.8 se presentan los cálculos para la Mc 6.
5. Calcular el coeficiente de escurrimiento con la Ecuación 2.15:

$$\overline{C}_{E_{Mc6}} = \frac{202\,032.43}{813\,397.96} = 0.518$$

Este proceso se repite para cada microcuenca y el resultado final se presenta en la Tabla 2.9.

## 2.4 ASIGNACIÓN DE PRECIPITACIÓN

Recapitulando. En este punto del proceso de diseño se tienen las características físicas de la cuenca

en estudio; en el capítulo 3, se cuenta con una serie de curvas, *i-d-Tr* y los hietogramas característicos para cada estación climatológica. (Nótese que en el ejemplo solo se presentó el desarrollo para la estación Cuautla 17003, sin embargo este procedimiento deberá realizarse para cada una de las estaciones involucradas).

El siguiente paso será asignar a cada microcuenca, cuales estaciones climatológicas influyen directamente sobre ellas, y por tanto, que valor de precipitación, intensidad e hidrograma les corresponde. Esto se realiza a través del procedimiento indicado en el apartado 3.2.2.1.

### Ejemplo 2.5

En la Ilustración 2.23, se presentan los polígonos de Thiessen, correspondientes a las estaciones climatológicas de la Ilustración 3.32. Como puede observarse, la zona de estudio para el ejemplo cae completamente dentro del polígono de la estación 17003, por lo que los datos arrojados por ésta, son adecuados para representar la precipitación en la cuenca. Sin embargo, esta situación es exclusiva de este ejemplo, debido al tamaño de la zona y su cercanía con la estación.

## 2.5 ESTIMACIÓN DE GASTOS PLUVIALES

Los métodos que se describen a continuación, tienen como finalidad estimar la avenida que produce una tormenta en una cuenca, cuando se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La cuenca en estudio está urbanizada y su influencia está limitada a la comunidad en

Ilustración 2.21 Usos de suelo

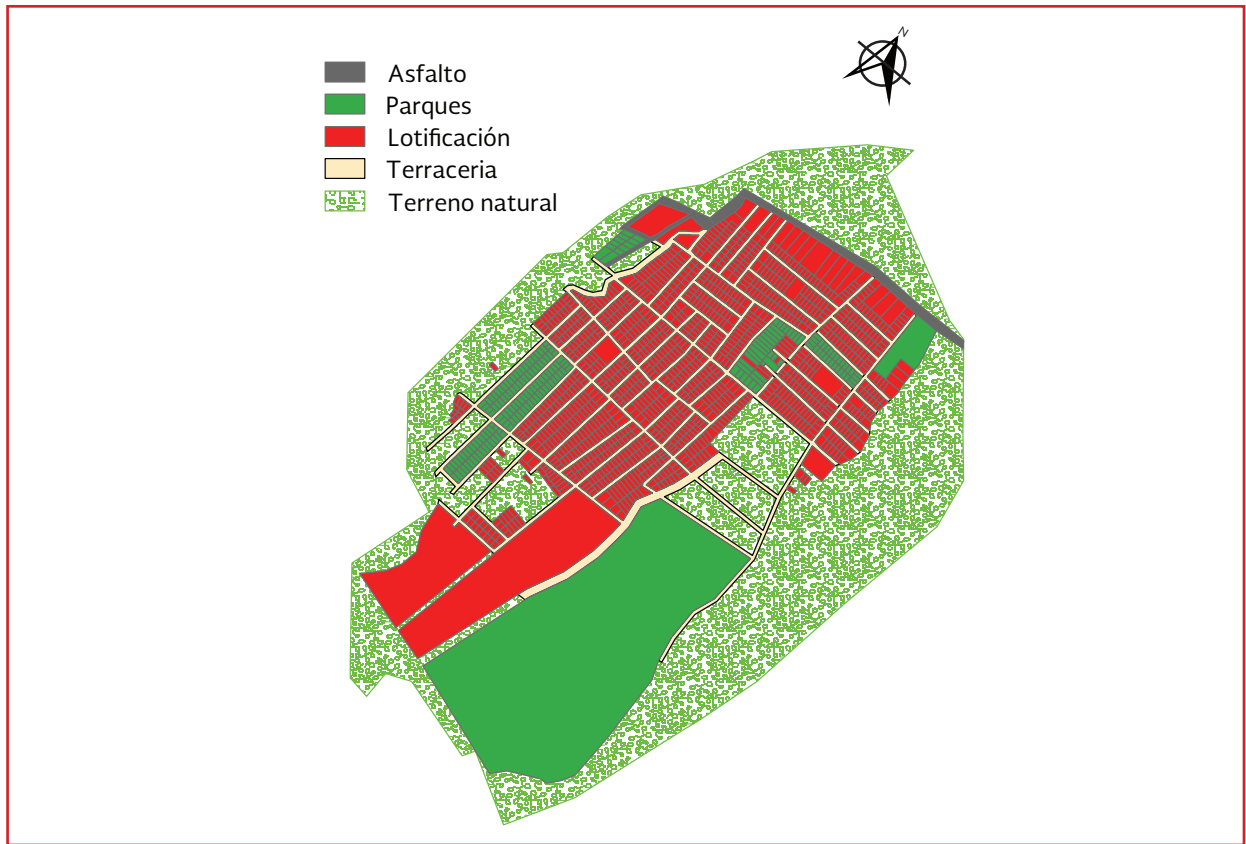


Ilustración 2.22 Usos de suelo para la Mc 6

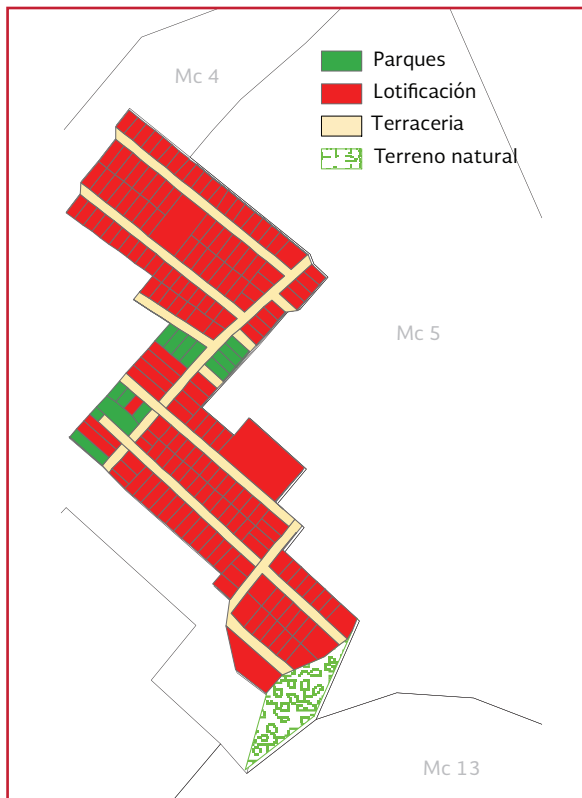


Tabla 2.7 Coeficientes de escurrimiento para ejemplo

Tipo de área	Coeficiente de escurrimiento		
	Mínimo	Máximo	Promedio
Asfalto	0.700	0.950	0.825
Parques	0.100	0.250	0.175
Lotificación	0.500	0.700	0.600
Terracerías	0.250	0.600	0.425
Terreno natural	0.150	0.200	0.175

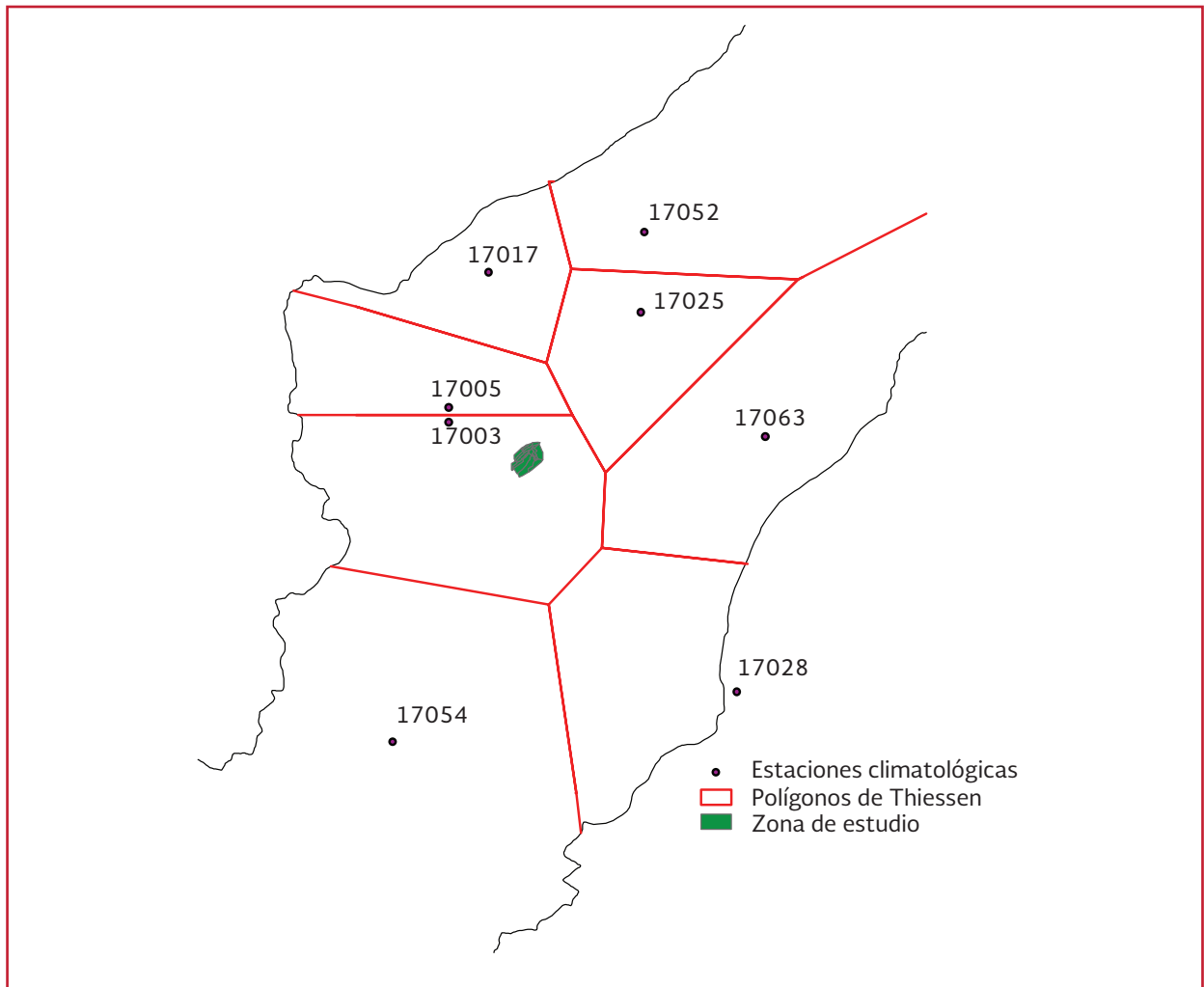
Tabla 2.8 Cálculo del  $C_e$  para la Mc 6

Uso de suelo	$C_{ei}$	$A_i$	$A_i C_{ei}$
Parques y baldíos	0.175	4960.34	868.06
Lotificación	0.6	61277.25	36766.35
Terracería	0.425	134579.81	57196.42
Terreno Natural	0.175	612580.56	107201.60
	$\Sigma$	813397.96	202032.43

Tabla 2.9 Cálculo del  $C_e$  para todas las microcuencas

Microcuenca	Áreas (m <sup>2</sup> )						$\sum A_i$	Coeficientes de escurrimiento ( $C_{e_i}$ )					$\sum A_i C_{e_i}$	Promedio ponderado del $C_{e_i}$
	Asfalto	Parques	Lotificación	Terracerías	Terreno natural	$\sum A_i$		Asfalto	Parques	Lotificación	Terracerías	Terreno natural		
Mc1	2127.41	2082.30	2646.18	233.00	16813.29	23902.18	1755.11	364.40	1587.71	99.02	2942.33	6748.57	0.282	
Mc2	6958.19	2184.42	15041.40	6990.82	18916.04	50090.87	5740.51	382.27	9024.84	2971.10	3310.31	21429.03	0.428	
Mc3	1212.64	0.00	37690.84	12676.33	36427.80	88007.61	1000.42	0.00	22614.51	5387.44	6374.86	35377.23	0.402	
Mc4	1392.25	8363.08	40281.49	13235.67	16337.46	79609.95	1148.61	1463.54	24168.89	5625.16	2859.06	35265.26	0.443	
Mc5	8151.74	14071.56	46770.54	10140.34	96850.28	175984.46	6725.19	2462.52	28062.32	4309.64	16948.80	58508.47	0.332	
Mc6	0.00	4960.34	61277.25	134579.81	612580.56	813397.96	0.00	868.06	36766.35	57196.42	107201.60	202032.43	0.518	
Mc7	0.00	4148.52	6994.80	5438.42	68766.71	85348.45	0.00	725.99	4196.88	2311.33	12034.17	19268.37	0.226	
Mc8	0.00	22148.36	12215.44	11350.11	10939.82	56653.73	0.00	3875.96	7329.26	4823.80	1914.47	17943.49	0.317	
Mc9	0.00	0.00	48250.31	15746.78	16577.19	80574.28	0.00	0.00	28950.19	6692.38	2901.01	38543.58	0.478	
Mc10	0.00	0.00	66556.56	8987.45	9717.53	85261.54	0.00	0.00	39933.94	3819.67	1700.57	45454.18	0.533	
Mc11	0.00	112902.18	88767.15	26559.73	22553.07	250782.13	0.00	19757.88	53260.29	11287.88	3946.79	88252.84	0.352	
Mc12	0.00	129127.30	223.05	9800.24	125481.61	264632.2	0.00	22597.28	133.83	4165.10	21959.28	48855.49	0.185	
Mc13	0.00	0.00	0.00	0.00	140243.02	140243.02	0.00	0.00	0.00	0.00	24542.53	24542.53	0.175	
Mc14	0.00	0.00	21035.48	0.00	29043.05	50078.53	0.00	0.00	12621.29	0.00	5082.53	17703.82	0.354	

Ilustración 2.23 Polígonos de Thiessen para ejemplo



estudio; es decir que el análisis del escurrimiento se enfoca en el comportamiento del flujo dentro de la población

2. La cuenca se drena en forma natural; es decir, no existen drenes artificiales que determinen o limiten la forma del escurrimiento, ni presas que lo regulen

Los caudales de aportación de agua pluvial en un sistema de drenaje, dependen de múltiples factores, entre los que se puede mencionar:

- Dimensiones del área por drenar ( $A$ )
- Forma del área por drenar ( $f$ )
- Pendiente del terreno ( $S$ )

- Intensidad de la lluvia ( $i$ )
- Coeficiente de permeabilidad ( $k$ )
- Coeficiente de rugosidad de la superficie o de los colectores ( $R$ )

Los métodos básicos para relacionar el gasto de aportación con todas estas variables  $Q = F(A, f, S, i, k, R)$ , se presentan a continuación.

### 2.5.1 MÉTODOS EMPÍRICOS

Ante la falta de información hidrológica en una zona en estudio, para hacer una estimación de los gastos de escurrimiento se recomiendan los

métodos empíricos, se trata de ecuaciones que consideran uno o dos parámetros deducidos de una región o ciudad. En la literatura se pueden encontrar múltiples métodos empíricos para el cálculo del gasto pico, a continuación se mencionan los más usados: Racional, Gráfico alemán, TR 55, método del *Road Research Laboratory*, Curva S, Chow, Hidrograma unitario adimensional.

### 2.5.1.1 Método Racional

El método racional es el más empleado en el cálculo del gasto pico en cuencas urbanas (Ecuación 2.16), para la determinación del caudal se fundamenta en las siguientes hipótesis (Gómez, 2007): a) la intensidad de la precipitación es uniforme en el espacio y no varía en el tiempo; b) la duración de la precipitación que produce el caudal máximo dada una intensidad, es igual al tiempo de concentración; c) el tiempo de concentración es el tiempo que tarda toda el área de la cuenca en contribuir al escurrimiento mismo en que se produce el gasto pico; d) el coeficiente de escurri-

miento se mantiene uniforme en el tiempo (Ilustración 2.24)

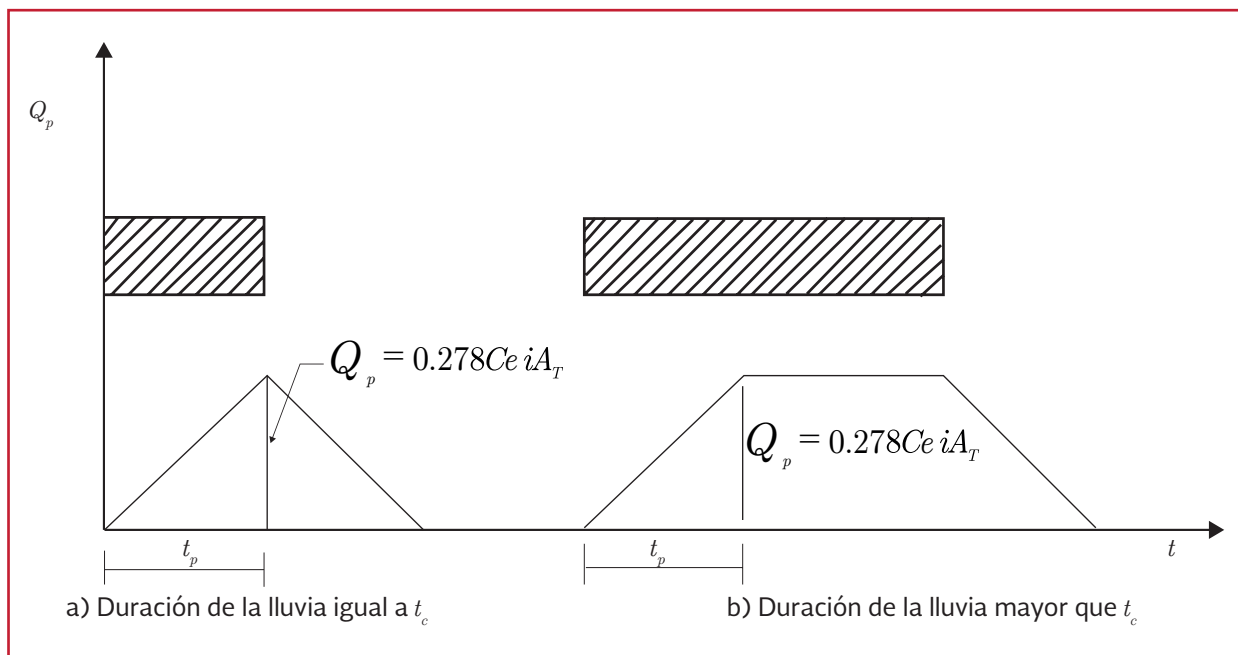
$$Q_p = 0.278 C_e i A_T \quad \text{Ecuación 2.16}$$

donde:

- $Q_p$  = Gasto pico ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $C_e$  = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)
- $i$  = Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca ( $\text{mm}/\text{h}$ )
- $A_T$  = Área de la cuenca ( $\text{km}^2$ )
- 0.278 = Factor de conversión de unidades

Campos-Aranda, 2010, recomienda el uso de este método para cuencas con un área no mayor a  $0.89 \text{ km}^2$ ; por su cuenta López, 2007 menciona que puede ser aplicable en cuencas con en áreas de hasta  $12.59 \text{ km}^2$  ( $5 \text{ mi}^2$ ), es decir, de acuerdo a la Tabla 3.1 este método es aplicable a microcuencas y subcuencas.

Ilustración 2.24 Representación gráfica del método racional



El método racional es uno de los métodos de mayor aplicación para diseño de sistemas de drenaje urbano, ya que para su aplicación necesita de poca información.

Estudios realizados por varios autores han demostrado que la fórmula racional es adecuada para analizar sistemas urbanos que drenen áreas relativamente pequeñas.

### Ejemplo 2.6

Calcular el caudal de diseño por el método Racional con los datos siguientes:

- $C_e$  = Coeficiente de escurrimiento=0.6 (adimensional)
- $i$  = Intensidad de la lluvia = 1 (mm/h)
- $S_g$  = Pendiente de la cuenca = 2.54 %
- $A_T$  = Área total de la cuenca = 8.68 (km<sup>2</sup>)

Por el Método Racional. Con la Ecuación 2.16, se obtiene el gasto de diseño

$$Q_p = 0.278 C_e i A_T = 0.278 (0.6) (1) (8.68) = 1.447 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 2.5.1.2 Método Gráfico alemán

Es un método utilizado para calcular avenidas de diseño en colectores. Se recomienda cuando se desea calcular el gasto en microcuencas que van descargando su caudal en la misma línea de corriente o colector, la eficacia depende en definir correctamente los tributarios de éstos en cada microcuenca. El gasto en cada microcuenca se calcula de manera individual con el método racional u otro método empírico. Se recomienda su uso cuando las microcuencas no están aforadas. Su aplicación consiste en:

1. Se divide la cuenca que se va a analizar en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje
2. Se calcula para cada área de las subcuencas el tiempo de concentración que le corresponde (apartado 2.1.3)
3. Se considera que la lluvia tiene la misma duración que el tiempo de concentración calculado para cada subcuenca; es decir:

$$d = t_c \quad \text{Ecuación 2.17}$$

donde:

- $d$  = Duración de la lluvia (mm)
- $t_c$  = Tiempo de concentración (min)

4. Se determina el periodo de retorno  $T_r$ , con alguno de los criterios descritos en el apartado 3.2.2
5. Se calcula la intensidad de la lluvia para la duración obtenida en el paso (3) y el periodo de retorno obtenido en (4), con ayuda de las curvas de intensidad de la lluvia-duración-periodo de retorno, observe subcapítulo 3.5.5
6. Con la fórmula racional o cualquier otro método para la estimación del gasto, se calcula el caudal máximo en cada una de las subcuencas, considerando que la intensidad de la lluvia (calculada en el paso 5), es uniforme sobre toda la cuenca y las únicas variables que cambian son la superficie y el coeficiente de escurrimiento ponderado con respecto al área, si es el caso
7. Se construyen los hidrogramas de escurrimiento de cada subcuenca. Para ello se supone que el gasto máximo  $Q_j$  de la subcuenca en estudio, se alcanza lineal-



mente en un tiempo igual al tiempo de concentración de la subcuenca; a partir de ese tiempo, el gasto se mantiene constante hasta un tiempo igual al de la duración total de la lluvia (aclarando que esta duración es igual al tiempo de concentración de toda la cuenca, es decir  $(t_c=d)$  y por último, la recesión también se realiza en un tiempo igual al de concentración ( $t_c$ ), como se muestra en la Ilustración 2.25

8. Se calcula el hidrograma de escurrimiento total, para lo cual se procede de la manera siguiente:
  - a) El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca, aguas abajo, en la cual está ubicada la salida general de la cuenca y se prosigue hacia aguas arriba
  - b) Si los colectores son concurrentes, se supone que empiezan a contribuir simultáneamente; el hidrograma total se obtiene sumando los hidrogramas producidos por cada uno de ellos. La Ilustración 2.26 muestra gráficamente este proceso
  - c) Si los colectores son consecutivos, se considera que el colector de la subcuenca, aguas arriba, empieza a aportar agua cuando el de la subcuenca aguas abajo haya llegado a su tiempo de concentración; es decir, el hidrograma de la subcuenca aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca de aguas abajo. En la Ilustración 2.27 se indica la manera de hacerlo
  - d) El tiempo de concentración,  $t_c$ , se calcula con base en la información del subcapítulo 2.1.3, el tiempo de

traslado,  $t_t$ , definido por la Ecuación 2.8, se obtiene para cada tramo. Al sumar todos los hidrogramas, considerando las condiciones mencionadas, se calcula el gasto máximo en el punto considerado

Aun cuando el método fue diseñado para proyectos de áreas urbanas pequeñas, se puede extender a cuencas naturales, teniendo cuidado en la selección de las corrientes que la forman y de las áreas tributarias de cada una de ellas.

### Ejemplo 2.7

Calcular para la cuenca urbana mostrada en la Ilustración 2.28, el hidrograma de escurrimiento en el sistema de colectores, para una tormenta asociada a un  $Tr=5$  años.

### Datos disponibles:

Longitud y área de influencia de cada tramo de tubería (Tabla 2.10)

Ilustración 2.25 Hidrograma de escurrimiento

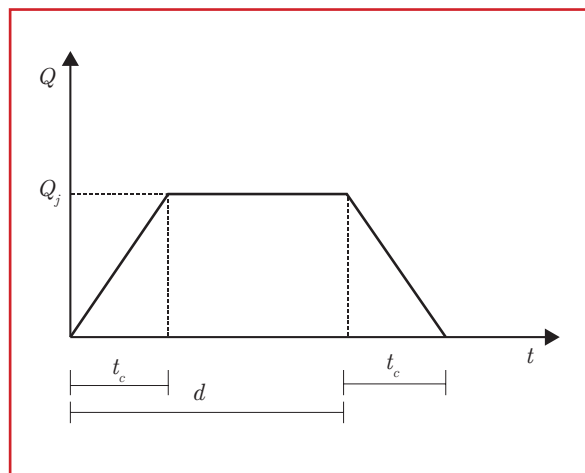


Ilustración 2.26 Suma de hidrogramas de colectores concurrentes

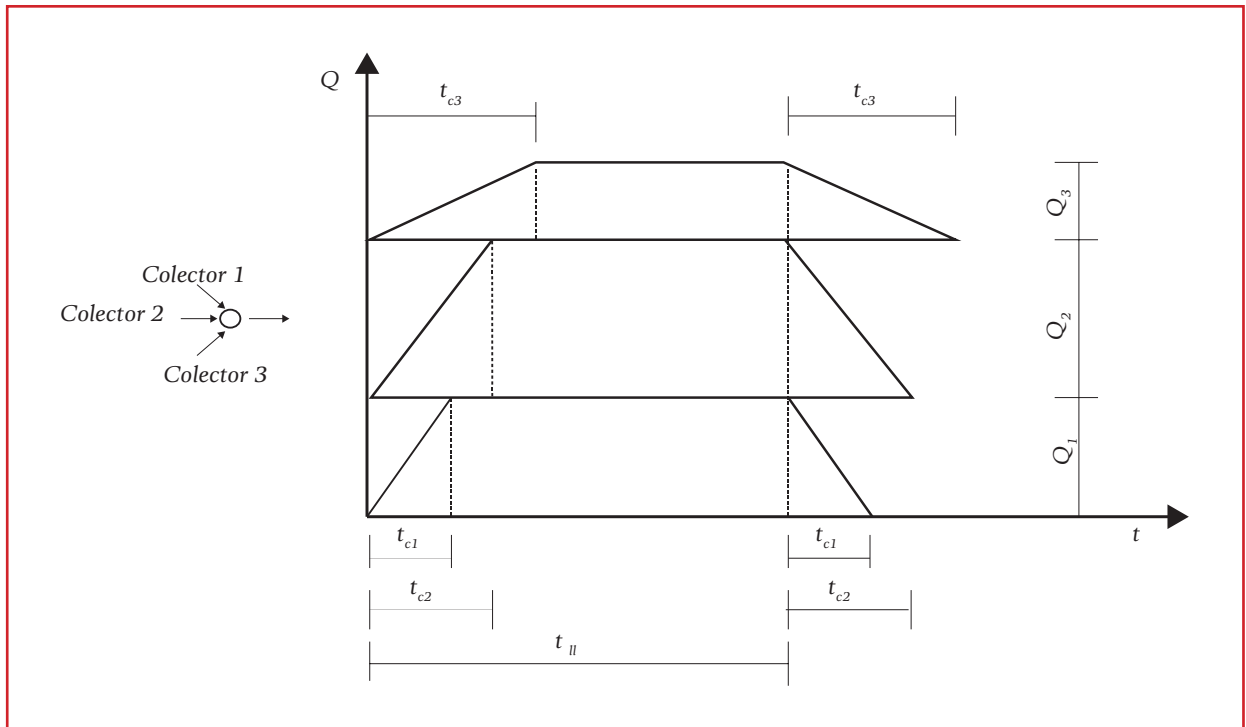


Ilustración 2.27 Suma de hidrogramas de colectores consecutivos

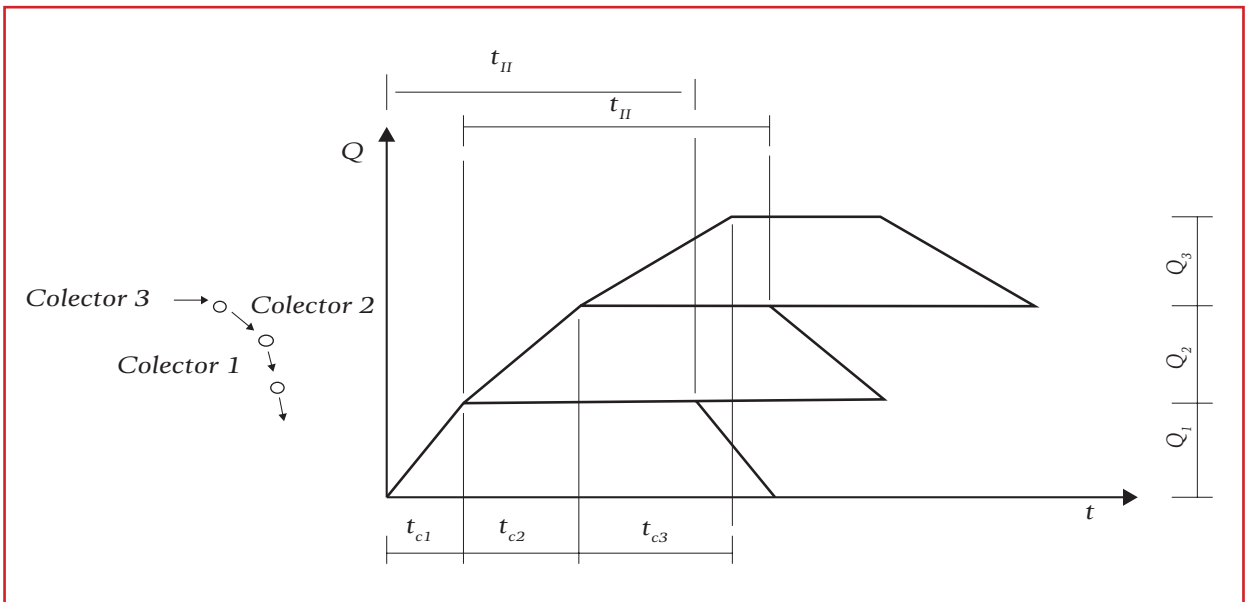


Ilustración 2.28 Plano de la cuenca urbana de estudio

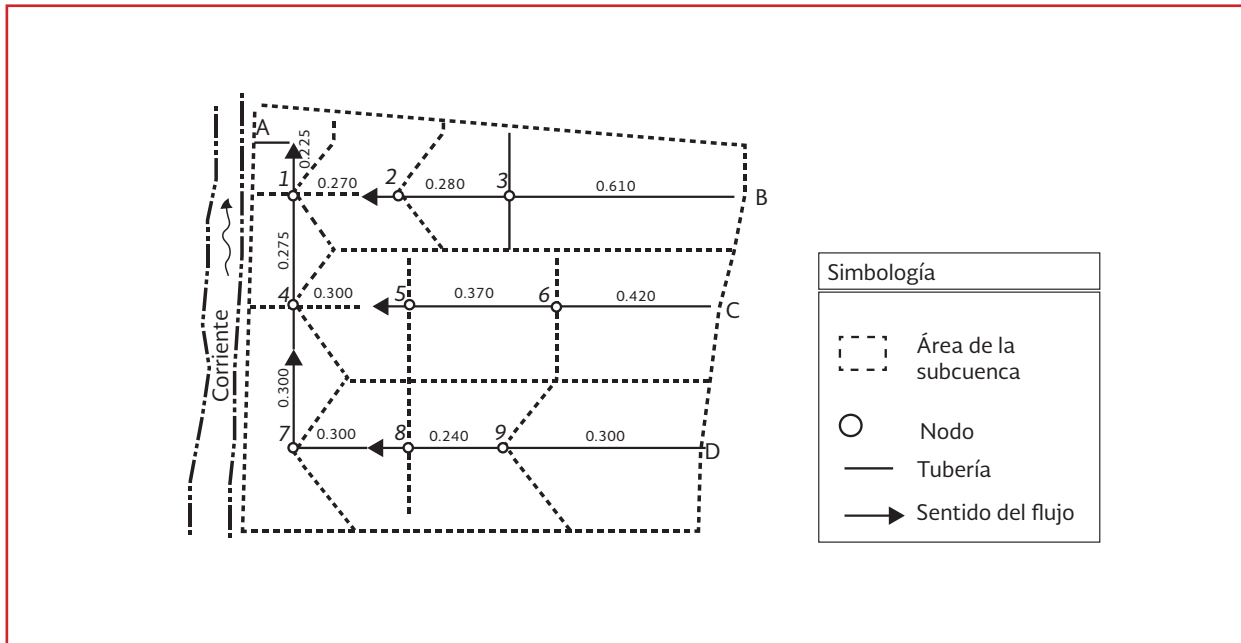


Tabla 2.10 Longitud y área de influencia de los tramos

Tramo	Área,	Longitud,
	km <sup>2</sup>	km
A-1	0.056	0.225
1-2	0.048	0.270
2-3	0.039	0.280
3-B	0.134	0.610
1-4	0.042	0.275
4-5	0.067	0.300
5-6	0.074	0.370
6-C	0.092	0.420
4-7	0.091	0.300
7-8	0.062	0.300
8-9	0.078	0.240
9-D	0.109	0.300

Curvas  $i-d-Tr$

$$i = 338.4 \frac{T_r^{0.40}}{d^{0.66}}$$

Elevación de las tuberías (ver Tabla 2.11)

**Solución:**

1. Cálculo del tiempo de concentración para la cuenca

El tiempo de concentración de la cuenca se determina con la Ecuación 2.10:

$$t_c = \left( \frac{0.86l_t^3}{\Delta H_{cauce}} \right)^{0.385}$$

La longitud  $L$  que recorre una gota de agua que cae entre el punto más alejado y la salida de la cuenca es de 1.84 km (distancia A-D) y el desnivel  $H$  entre

Tabla 2.11 Elevación de los puntos

Punto	Elevación msnm
A	2002.0
1	2003.0
2	2004.5
3	2009.0
B	2013.2
4	2004.5
5	2009.5
6	2012.0
C	2014.5
7	2009.5
8	2011.5
9	2013.0
D	2016.0

los dos puntos anteriores es de 14 m y el tiempo de concentración de la cuenca es:

$$t_c = \left( \frac{0.86(1.84)^3}{14} \right)^{0.385} = 0.69 h$$

$$t_c = 41.6 \text{ min}$$

## 2. Cálculo de la intensidad de lluvia

Como se desconoce cuál es la duración promedio de la lluvia en la cuenca, se iguala dicha duración al tiempo de concentración de la cuenca, es decir:

$$d = t_c$$

Conocido el valor de la duración de la lluvia, se procede a obtener la magnitud de la intensidad de la lluvia con el apoyo de las curvas  $i-d-Tr$ :

$$i = 338.4 \frac{(5)^{0.4}}{(41.66)^{0.66}} = 55 \text{ mm/h}$$

$$i = 55 \text{ mm/h}$$

## 3. Coeficiente de escurrimiento

Con la Tabla 2.5 se especifica la magnitud

del coeficiente de escurrimiento  $C_e$  para diferentes áreas por drenar (casas habitación) se obtiene que:

$$C_e = 0.65$$

## 4. Tiempo de concentración y gasto máximo para cada una de las subcuencas

El cálculo se efectúa aplicando a cada una de las subcuencas la expresión que permite estimar el tiempo de concentración y la fórmula racional. En esta última ecuación los valores del coeficiente de escurrimiento ( $C_e$ ) y de la intensidad de lluvia ( $i$ ) son constantes, por lo que:

$$Q_p = 0.278(0.65)(55)A = 9.938 A$$

En la Tabla 2.12 se indican los valores estimados para cada una de las 12 subcuencas:

## 5. Cálculo del hidrograma de escurrimiento en el sistema de colectores.

Con los datos de gastos y tiempos de

Tabla 2.12 Tiempo de concentración y gasto de cada subcuenca

Tramo	Área	Longitud	Desnivel	$t_c$	$Q_p$
	km <sup>2</sup>	km	m	min	m <sup>3</sup> /s
A-1	0.056	0.225	1	10	0.6
1-2	0.048	0.270	1.5	11	0.5
2-3	0.039	0.280	4.5	7	0.4
3-B	0.134	0.610	4.2	18	1.3
1-4	0.042	0.275	1.5	11	0.4
4-5	0.067	0.300	5	8	0.7
5-6	0.074	0.370	3.5	11	0.7
6-C	0.092	0.420	2.5	15	0.9
4-7	0.091	0.300	5	8	0.9
7-8	0.062	0.300	2	11	0.6
8-9	0.078	0.240	1.5	9	0.8
9-D	0.109	0.500	3	17	1.1

concentración se construyen los hidrogramas asociados a cada uno de los tramos, para las condiciones mostradas en la Ilustración 2.28

En la fase final, se suman gráficamente los hidrogramas de cada tramo, obteniendo finalmente el hidrograma de descarga en el punto A del sistema de colectores que se analiza en este problema

La Tabla 2.13 muestra el proceso que permite sumar los hidrogramas parciales, mientras que la Ilustración 2.29 indica el hidrograma resultante obtenido en forma gráfica

6. Hidrograma resultante del sistema de colectores

La Ilustración 2.30 muestra el hidrograma de descarga en el punto A del sistema de colectores de la cuenca urbana de análisis, obtenido a partir del método gráfico alemán

2.5.1.3 Método TR-55

El *Natural Resources Conservation Service* (NRCS) propuso en 1986, un método para estimar el gasto máximo procedente de cuencas pequeñas y medianas (Chin, 2006). Este método es conocido como TR-55, porque corresponde al número del reporte técnico donde el NRCS lo presentó, es aplicable a cuencas urbanas y rurales con tiempos de concentración que fluctúen entre 6 minutos y 10 horas.

El SCS utiliza tres modelos de distribución de la lluvia (Tabla 2.14):

1. **Los tipos I y IA.** Son característicos de los climas marítimos de Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos, aplicable a la península de Baja California
2. **La tipo II.** Caracteriza las lluvias de los Estados Unidos continental, con excepción de la costa del Golfo de México, sur de Flo-

Tabla 2.13 Suma de los hidrogramas particulares a partir del modelo gráfico alemán

Principia hidrograma No.	Q <sub>máx inicial</sub> (gasto úfimo) hidrograma No.	Q <sub>máx final</sub> (inicio recesión) hidrograma No.	Termina hidrograma No.	Tiempo en min.	A-1	1-2	1-4	2-3	4-5	4-7	3-B	5-6	7-8	6-C	8-9	9-D	Q <sub>T</sub>
A-1				0	0.1	0.0	0.0										0.0
1-2, 1-4	A-1			10	0.6												0.6
2-4, 4-5																	
4-7	1-2, 1-4			21	0.6	0.5	0.4	0.0	0.0	0.0							1.5
3-B	2-3			28	0.6	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	0.0						3.3
5-6, 7-8	4-5, 4-7			29	1.0	0.5	0.4	0.4	0.7	0.9	0.0	0.0					3.9
6-C, 8-9	5-6, 7-9			40	0.6	0.5	0.4	0.4	0.7	0.9	0.9	0.7	0.6	0.0	0.0		5.7
		A-1		41	0.6	0.5	0.4	0.4	0.7	0.9	0.9	0.7	0.6	0.2	0.2		6.1
	3-B			47	0.3	0.5	0.4	0.4	0.7	0.9	1.3	0.7	0.6	0.5	0.6		6.9
9-D	8-9			49	0.1	0.5	0.6	0.4	0.7	0.9	1.3	0.7	0.6	0.7	0.7	0.0	7.2
		1-2, 1-4	A-1	51	0.0	0.5	0.6	0.4	0.7	0.9	1.3	0.7	0.6	0.8	0.7	0.2	7.4
	6-C			55	0.4	0.4	0.4	0.4	0.7	0.9	1.3	0.7	0.6	0.9	0.8	0.5	7.6
		2-3, 4-5															
		4-7	1-2, 1-4	62	0.0	0.0	0.0	0.4	0.7	0.9	1.3	0.7	0.6	0.9	0.7	0.9	7.1
				66				0.2	0.3	0.45	1.3	0.7	0.6	0.9	0.7	1.1	6.3
		3-B	2-3	69				0.0	0.1	0.1	1.3	0.7	0.6	0.9	0.7	1.1	5.5
		5-6, 7-8	4-5, 4-7	70					0.0	0.0	1.0	0.7	0.6	0.9	0.7	1.1	5.0
		6-C, 8-9	5-6, 7-8	81							0.4	0.0	0.0	0.9	0.7	1.1	3.1
			3-B	88							0.0			0.5	0.2	1.1	1.8
		9-D	8-9	90										0.3	0.0	1.1	1.4
			6-C	96										0.0		0.7	0.7
			9-D	107												0.0	0.0

Ilustración 2.29 Hidrograma resultante obtenido con el método gráfico alemán

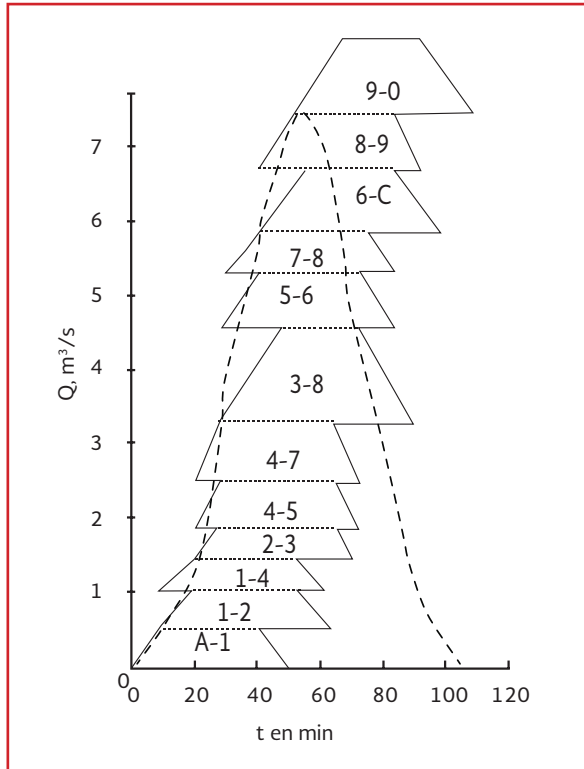


Ilustración 2.30 Hidrograma resultante para la cuenca urbana de estudio

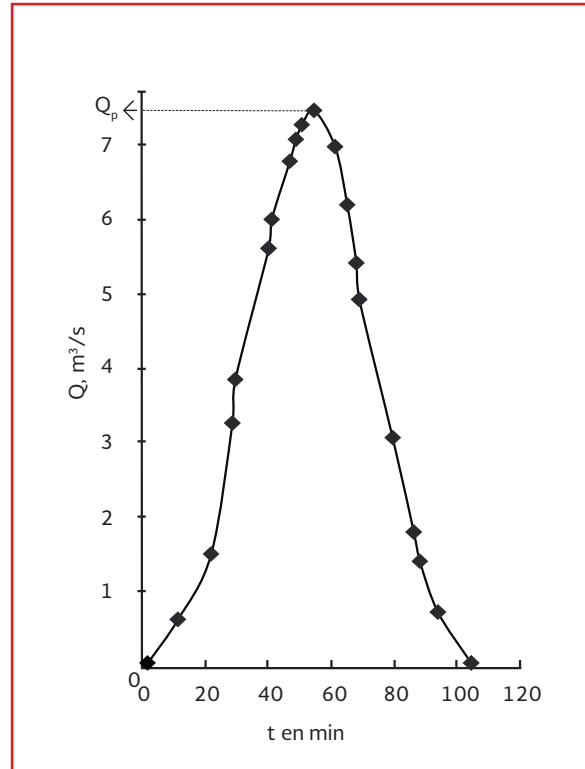


Tabla 2.14 Factor de ajuste por estanques y pantanos

Porcentaje de área de estanques y pantanos con respecto al área total de la cuenca	Factor de Ajuste
0%	1
0.2%	0.97
1%	0.87
3%	0.75
5%	0.72

rida y la costa Atlántica, donde es aplicable la tipo III. Aplica en todo el país excepto la península de Baja California, Golfo de México y el sureste mexicano

**3. La tipo III.** Con predominio de tormentas tropicales que generan las precipitaciones máximas en 24 horas, aplicable a la costa del Golfo de México y el sureste mexicano

Con la Ecuación 2.18 se calcula el gasto pico  $Q_p$  por el método TR-55 (Chin 2006):

La ecuación del gasto pico ( $Q_p$  en  $m^3/s$ ) para el método TR-55 es la siguiente:

$$Q_p = q_u P_{24}^{Tr} F_p A_T \quad \text{Ecuación 2.18}$$

donde:

$Q_p$  = Gasto pico ( $m^3/s$ )

$q_u$  = Gasto pico unitario por cm de lluvia en exceso y  $km^2$  de área de cuenca ( $m^3/s$ )

$P_{24}^{Tr}$  = Precipitación en exceso correspondiente a lluvia de 24 horas de duración y periodo de retorno de diseño (mm)

$F_p$  = Factor de ajuste por estanques y pantanos en la cuenca. Según el porcentaje de estanques y pantanos con respecto al área de la cuenca, de acuerdo con la Tabla 2.14

$A_T$  = Área de la cuenca ( $km^2$ )

La Ecuación 2.19 se utiliza para calcular el gasto pico unitario ( $q_u$ ):

$$\log(q_u) = c_0 + c_1 \log(t_c) + c_2 [\log(t_c)]^2 - 2.366$$

Ecuación 2.19

donde:

- $t_c$  = Tiempo de concentración de la cuenca (h)
- $c_0, c_1, c_2$  = Coeficientes que se obtienen de la Tabla 2.15 en función de tipo de tormenta del NRCS y del cociente  $la/P_{24}^{Tr}$
- $q_u$  = Gasto pico unitario por cm de lluvia en exceso y  $km^2$  de área de cuenca ( $m^3/s$ )

Cuando  $la/P_{24}^{Tr} < 0.10$  se utilizan los valores correspondientes a 0.10 y cuando  $la/P_{24}^{Tr} > 0.50$  se emplean los valores iguales a 0.50, es decir la relación nunca será menor a 0.10 ni mayor a 0.5; para valores intermedios se interpola o se adopta el cociente más cercano (Chin, 2006).

Donde “ $la$ ” son las pérdidas iniciales en mm durante la tormenta en función del número  $N$  (mm) y  $P_{24}^{Tr}$  es la lluvia de duración 24 horas y periodo de retorno de diseño corregida por el factor por reducción de área de la cuenca que se calcula de la siguiente manera:

Se obtiene la precipitación máxima en 24 horas ( $P_{24}^{Tr}$ ) y periodo de retorno de diseño, ésta se estima a través de las curvas precipitación-duración-periodo de retorno de la zona o bien con base en la información pluviométrica (ver apartado 3.5.4), dicha precipitación se corrige por el factor por reducción de área de cuenca por medio de la Ecuación 3.49, así la precipitación

máxima en 24 horas y periodo de retorno corregida por dicho factor se calcula con la Ecuación 2.18.

$$P_c^{Tr} = FRA P_{24}^{Tr} \quad \text{Ecuación 2.20}$$

donde:

- $P_{c24}^{Tr}$  = Precipitación en exceso correspondiente a lluvia de 24 horas de duración y periodo de retorno de diseño corregida por el  $FRA$  (mm)
- $FRA$  = Factor de reducción por área calculado con la Ecuación 3.49
- $P_{24}^{Tr}$  = Precipitación en exceso correspondiente a lluvia de 24 horas de duración y periodo de retorno de diseño (mm)

El valor de  $la$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$la = 0.20 Sr \quad \text{Ecuación 2.21}$$

La variable  $Sr$  se calcula con:

$$Sr = \left( \frac{25400}{N} - 254 \right)$$

donde:

- $Sr$  = Retención máxima potencial (mm)
- $N$  = Número de la curva de escurrimiento del SCS, obtenido a partir de la Tabla 2.16, en la Tabla 2.17 se presenta la descripción de los grupos del suelo necesarios para la Tabla 2.16



Tabla 2.15 Parámetros para el cálculo del gasto pico unitario, función del tipo de tormenta y del cociente  $I_a/P_c$  (Haestad Methods y S.R Durrans, 2003)

Tipo de tormenta	$I_a/P_c$	$C_0$	$C_1$	$C_2$
I	0.10	2.30550	-0.51429	-0.11750
	0.15	2.27044	-0.50908	-0.10339
	0.20	2.23537	-0.50387	-0.08929
	0.25	2.18219	-0.48488	-0.06589
	0.30	2.10624	-0.45695	-0.02835
	0.35	2.00303	-0.40769	-0.01983
	0.40	1.87733	-0.32274	0.05754
	0.45	1.76312	-0.15644	0.00453
	0.50	1.67889	-0.06930	0.00000
IA	0.10	2.03250	-0.31583	-0.13748
	0.15	1.97614	-0.29899	-0.10384
	0.20	1.91978	-0.28215	-0.07020
	0.25	1.83842	-0.25543	-0.02597
	0.30	1.72657	-0.19829	0.02633
	0.35	1.70347	-0.17145	0.01975
	0.40	1.68037	-0.14463	0.01317
	0.45	1.65727	-0.11782	0.00658
	0.50	1.63417	-0.09100	0.00000
II	0.10	2.55323	-0.61512	-0.16403
	0.15	2.53125	-0.61698	-0.15217
	0.20	2.50928	-0.61685	-0.14030
	0.25	2.48730	-0.62071	-0.12844
	0.30	2.46532	-0.62257	-0.11657
	0.35	2.41896	-0.61594	-0.08820
	0.40	2.36409	-0.59857	-0.05621
	0.45	2.29238	-0.57005	-0.02281
	0.50	2.20282	-0.51599	-0.01259
III	0.10	2.47317	-0.51848	-0.17083
	0.15	2.45395	-0.51687	-0.16124
	0.20	2.43473	-0.51525	-0.15164
	0.25	2.41550	-0.51364	-0.14205
	0.30	2.39628	-0.51202	-0.13245
	0.35	2.35477	-0.49735	-0.11985
	0.40	2.30726	-0.46541	-0.11094
	0.45	2.24876	-0.41314	-0.11508
	0.50	2.17772	-0.36803	-0.09525

Tabla 2.16 Número N de la curva de escurrimiento para los complejos hidrológicos suelo-cobertura de cuencas agrícolas y rurales (Mockus, 1972)

Descripción del terreno	Grupo Hidrológico de suelo:			
	A	B	C	D
Barbecho en surcos rectos	77	86	91	94
Terreno de cultivos:				
sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizal natural en condición hidrológica pobre	68	79	86	89
Pastizal natural en condición hidrológica buena	39	61	74	80
Pradera (pasto permanente)	30	58	71	78
Lotes de bosque en zonas agrícolas:				
condición hidrológica pobre	45	66	77	83
condición hidrológica buena	25	55	70	77
Bosque:				
muy esparcido o de baja transpiración	56	75	86	91
esparcido o de baja transpiración	46	68	78	84
muy denso o de alta transpiración	26	52	62	69
Casco hacienda o de ranchos	15	44	54	61
Caminos de tierra o de ranchos	59	74	82	86
Caminos de tierra incluyendo derecho de vía	72	82	87	89
Caminos con pavimentos duro incluyendo derecho de vía	74	84	90	92
Superficie impermeable	100	100	100	100

Tabla 2.17 Tipos de suelo (Aparicio, 1989)

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 permeables

#### 2.5.1.4 Método del Road Research Laboratory (RRL)

Este método considera que en una zona urbanizada, el gasto de diseño depende solamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje, y no toma en cuenta las superficies permeables ni las impermeables no conectadas con dicho sistema. El método consta de los pasos siguientes:

1. Características fisiográficas de la cuenca: se obtienen los datos fisiográficos de la cuenca y se elabora un plano que muestre las características del sistema de drenaje y de las superficies conectadas con él, para lo cual se procede de la siguiente manera:
  - a) En un plano base se delimita la cuenca de aportación de las superficies impermeables, anotando la longitud,

pendiente y rugosidad; esto para cada subcuenca conectada a un punto de ingreso al sistema de drenaje

b) En cuanto al sistema de drenaje, se anota la longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad en cada tramo de tuberías

2. Tiempo de traslado: Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca hasta el punto de interés, y se construye un plano de isócronas (líneas de igual tiempo de traslado).

a) El tiempo de traslado se calcula con la ecuación:

$$t_t = t_{ts} + t_{ta} \quad \text{Ecuación 2.22}$$

donde:

- $t_t$  = Tiempo de traslado (min)
- $t_{ts}$  = Tiempo de traslado sobre la superficie (min)
- $t_{ta}$  = Tiempo de traslado a través de los colectores (min)

Para superficies conectadas con el drenaje el  $t_{ts}$  se calcula con la fórmula empírica propuesta por Hicks:

$$t_{ts} = \frac{k l_s^a}{i^b S^c} \quad \text{Ecuación 2.23}$$

donde:

- $t_{ts}$  = Tiempo de traslado sobre la superficie (min)
- $l_T$  = Longitud del cauce principal sobre la superficie (m)

$S$  = Pendiente media de la superficie (%)

$i$  = Intensidad de la lluvia (mm/h)

$k, a, b, c$  = Coeficientes que se obtienen de la Tabla 2.18, en función del tipo de superficie.

La Ecuación 2.23 se calibró en elementos cuyas longitudes varían entre 3 y 31 m, con pendiente de 0 a 7 por ciento e intensidad de lluvia entre 12.7 y 177 mm/h. Para aplicaciones fuera de estos intervalos se recomienda realizar mediciones de campo. Para el tiempo de traslado en el drenaje se utilizan la Ecuación 2.24 y Ecuación 2.8.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

donde:

- $V$  = Velocidad media del flujo (m/s)
- $n$  = Coeficiente de rugosidad (s/m<sup>1/3</sup>)
- $R$  = Radio hidráulico (m)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)

Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento se anotan en el plano y se dibujan las curvas isócronas (Ilustración 2.31 a). Se recomienda definir de 3 a 6 isócronas, para incrementos de tiempo  $\Delta t$  constantes.

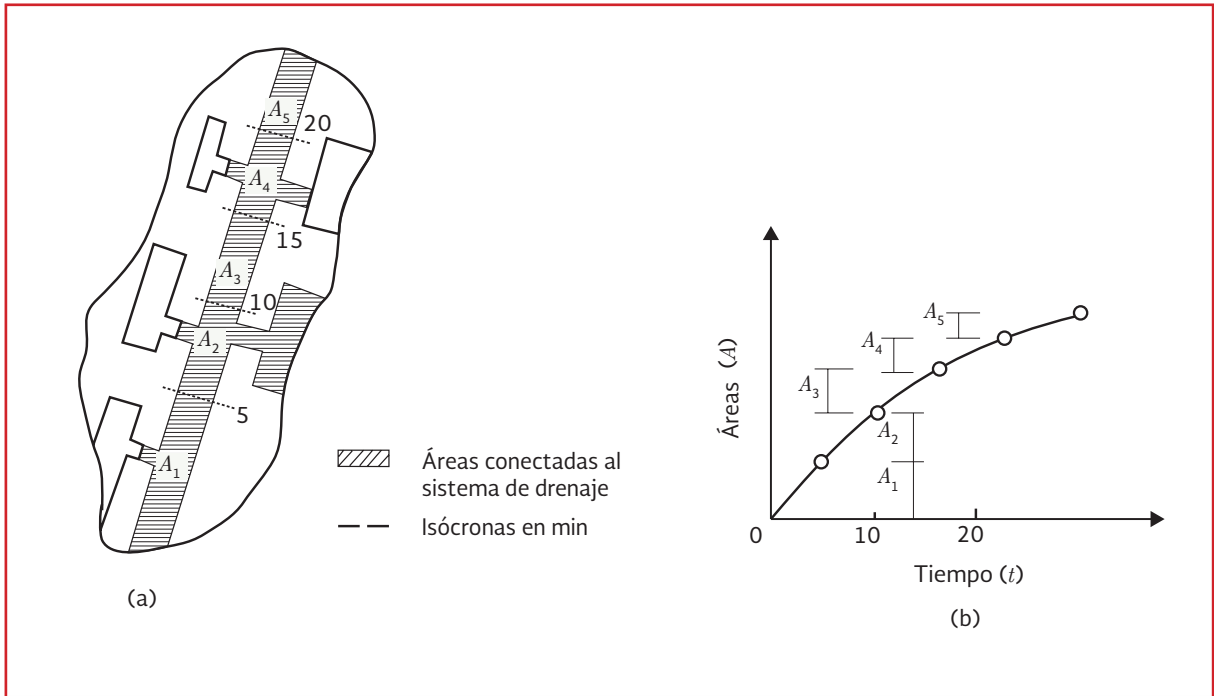
3. Hidrograma virtual de entrada: Se calcula el hidrograma virtual de entrada al sistema de drenaje como sigue:

a) Se calculan las áreas entre isócronas y se designan como  $A_1, A_2, \dots, A_n$ ; de manera que  $A_1$  es el área compren-

Tabla 2.18 Valor de los coeficientes  $k, a, b$  y  $c$

Tipo de superficie	k	a	b	c
Pavimento asfáltico liso	15.13	0.323	0.640	0.448
Pavimento asfáltico rugoso	31.74	0.373	0.684	0.366
Áreas verdes con suelo impermeable	168.60	0.298	0.785	0.307

Ilustración 2.31 Curva áreas - tiempo



didada entre la isócrona más cercana al punto de interés;  $A_2$  el área comprendida entre la isócrona anterior y la inmediata, y así sucesivamente; posteriormente se trazan estos valores como se muestra en la Ilustración 2.31 b

- b) Se construye un hidrograma de precipitación para un intervalo de tiempo  $\Delta t$  igual al de la separación entre isócronas. Los valores de precipitación en cada intervalo de tiempo se designan como  $P_1, P_2, P_n$
- c) Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0 \\
 q_2 &= A_1 P_1 \\
 q_3 &= A_1 P_2 + A_2 P_1 \\
 q_4 &= A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1 \\
 q_4 &= A_1 P_{n-1} + A_2 P_{n-2} \dots + A_{n-1} P
 \end{aligned}$$

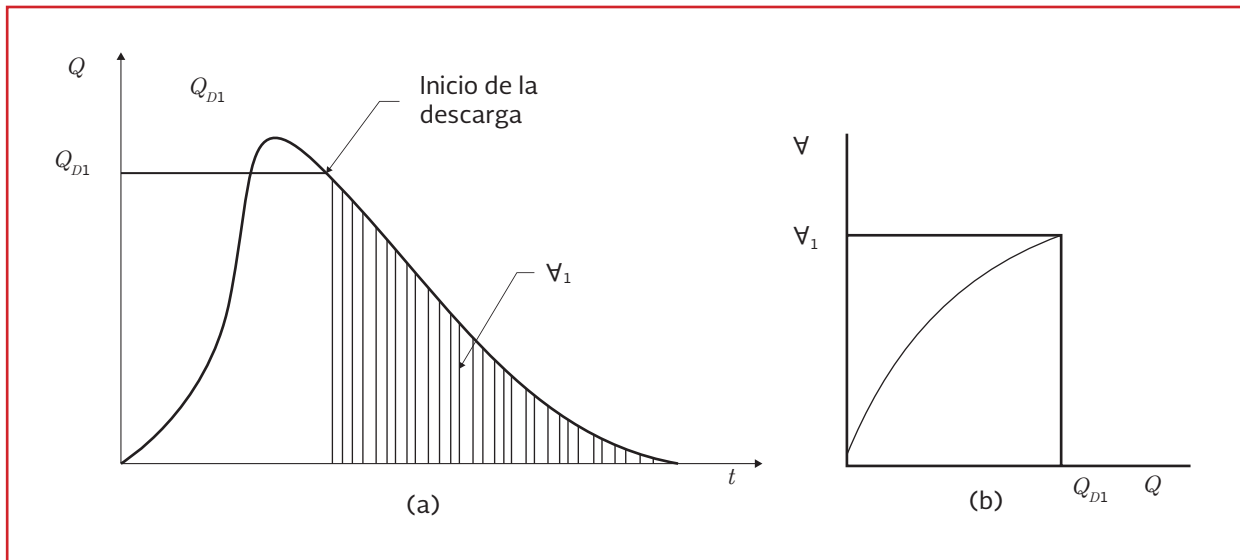
Ecuación 2.25

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada, dado por la Ecuación 2.25, estarán separadas entre sí un intervalo de tiempo  $\Delta t$ . Los valores de  $A_1, A_2, \dots, A_{n-1}$  se obtienen a partir de la Ilustración 2.31 b.

4. Regulación en las atarjeas: La regulación en las atarjeas del hidrograma virtual de entrada (Ilustración 2.32 a) se calcula de la forma siguiente:
  - a) Se obtiene la relación almacenamiento - descarga (Ilustración 2.32 b)

Para determinar el almacenamiento  $\forall$  en las atarjeas asociado a cada gasto de descarga  $Q_D$ , se supone un régimen uniforme. Se seleccionan varios gastos de descarga; un número adecuado es cuatro; para condiciones que van desde que el tramo conectado al punto de estudio está prácticamente vacío, hasta que está completamente lleno.

Ilustración 2.32 Curva gasto de descarga - volúmenes de almacenamiento



Se toman valores para el tirante en función del diámetro, considerando que en cada tramo del sistema se debe conservar la misma relación tirante contra diámetro, por ejemplo:

$$\begin{aligned} Y_i/D_i &= 1/4, \\ Y_i/D_i &= 1/2, \dots \\ Y_i/D_i &= 1 \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2.26}$$

donde:

$$\begin{aligned} Y_i &= \text{Tirante en el tramo } i \text{ (m)} \\ D_i &= \text{Diámetro en el tramo } i \text{ (m)} \end{aligned}$$

Escogida la relación  $Y_i/D_i$  se calcula el área de la sección que ocupa el valor de  $Y_i$ ; para hacer esto puede utilizarse la Tabla 4.11, y el volumen se obtiene al multiplicar cada área por la longitud del tramo  $i$ ; por último, se suman los volúmenes de todos los tramos y se obtiene el valor de  $V$ . El valor de  $Q_D$  se calcula a partir de la ecuación de continuidad:

$$Q = AV$$

donde:

$$\begin{aligned} A &= \text{Área hidráulica que se ocupa con el tirante de agua en la descarga, que corresponde al último tramo del sistema y para calcularse se utiliza la relación } Y_i/D_i, \text{ escogida para obtener el valor de } V \text{ (m}^2\text{)} \\ V &= \text{Velocidad media del flujo y su valor se obtiene con la Ecuación 2.24 (m/s)} \end{aligned}$$

Se dibujan los valores de  $Q_D$  y  $V$  y se obtiene la curva mostrada en la Ilustración 2.32 b

Si se cuenta con mediciones, es preferible obtener la curva  $Q_D$  contra  $V$ , a partir de las curvas de recesión de los hidrogramas; para ello se procede de la manera siguiente:

- a) En cada hidrograma se ubica el gasto para el cual se inicia la curva de recesión; este punto indica que la lluvia ya no tiene influencia en el escurrimiento

- b) El área bajo la curva de recesión es igual al volumen almacenado en la cuenca en ese momento y, por tanto, corresponde al gasto definido en el paso anterior
- c) A partir del punto donde se inicia la recesión se toma otro punto, diferente del indicado en el inciso a, y se vuelve a calcular el área bajo la curva para obtener otro volumen de almacenamiento y el gasto correspondiente Ilustración 2.32 a
- d) Se repite el inciso c tantas veces como sea necesario
- e) Se dibujan las parejas de valores obtenidos y se unen, formando la curva gasto de descarga - volumen de almacenamiento, como se observa en la Ilustración 2.32 b
- f) Si se cuenta con varios hidrogramas la curva de gastos de descarga contra tiempo se define de manera más precisa
- Se hace el tránsito del hidrograma virtual de entrada. La Ilustración 2.33 muestra las curvas  $\overline{0q_1q_2}$  que representa un tramo del hidrograma virtual de entradas y  $\overline{0Q_1Q_2}$  que representa un tramo del hidrograma de salidas en el punto de interés. Expresando la ecuación de continuidad en incrementos finitos, se tiene que:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2) = \frac{\Delta t}{2}(Q_1 + Q_2) + S_2 - S_1$$

Ecuación 2.27

donde:

- $q_1, q_2$  = Gasto de entrada en los tiempos 1 y 2, respectivamente
- $Q_1, Q_2$  = Gasto de salida en los tiempos 1 y 2

$S_1, S_2$  = Volúmenes almacenados en los tiempos 1 y 2

Agrupando convenientemente los términos de la Ecuación 2.27, esta puede escribirse:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2 - Q_1) + S_1 = \frac{\Delta t}{2} + Q_2 + S_2$$

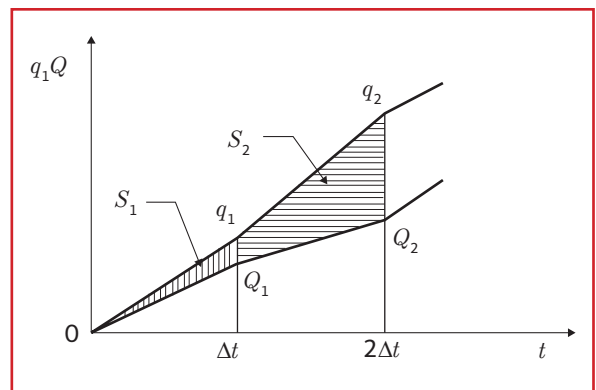
Ecuación 2.28

Conocido el valor del lado izquierdo de la Ecuación 2.28 y asignándole un valor  $K$ , la ecuación puede resolverse por iteraciones encontrando una pareja de valores  $Q_2$  y  $S_2$  en la curva de gastos de descarga contra volúmenes almacenados definida en el paso 4, tal que cumpla con la igualdad:

$$K = \frac{\Delta t}{2}Q_2 + S_2 \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Para que el lado izquierdo de la Ecuación 2.29 sea siempre conocido, el problema se resuelve por pasos, de tal manera que en el primer paso  $Q_0$  y  $S_0$  valen cero por lo que  $Q_1$  y  $S_1$  pueden ser calculados. Para el segundo paso se utilizan los valores calculados en el primero y así sucesivamente.

Ilustración 2.33 Tránsito del hidrograma virtual de entrada



### 2.5.1.5 Método de la curva S

Para determinar hidrogramas de escurrimiento directo para tormentas con una duración en exceso  $d'_e$  es necesario emplear un hidrograma unitario para esta duración  $d'_e$ .

Si se tiene un hidrograma unitario para duración en exceso  $d_e$  y ocurre una tormenta de gran duración, se considera que dicho hidrograma estaría formado por un número muy grande de barras, cada una con duración  $d_e$  y altura efectiva de precipitación de 1 mm (Ilustración 2.34 a). De acuerdo con el principio de superposición de causas y efectos, se tendrá un hidrograma de escurrimiento directo similar al de la Ilustración 2.35.

Dado que la intensidad de la lluvia es, en este caso:

$$i = \frac{1mm}{d_e} \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Por lo tanto, el gasto de equilibrio,  $Q_e$ , resulta:

$$Q_e = Ai = A \frac{1mm}{d_e} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Nótese que la Ecuación 2.31 es la fórmula racional, pero con un coeficiente de escurrimiento igual a uno, en vista de que  $i$  es en este caso la intensidad de la lluvia efectiva.

El hidrograma de escurrimiento directo que se produce con la lluvia de la Ecuación 2.30 se llama curva S. Esta curva es un hidrograma formado por la superposición de un número de hidrogramas unitarios desplazados un tiempo de varias veces hasta llegar al gasto de equilibrio (Ilustración 2.34 b).

Ilustración 2.34 Curva S

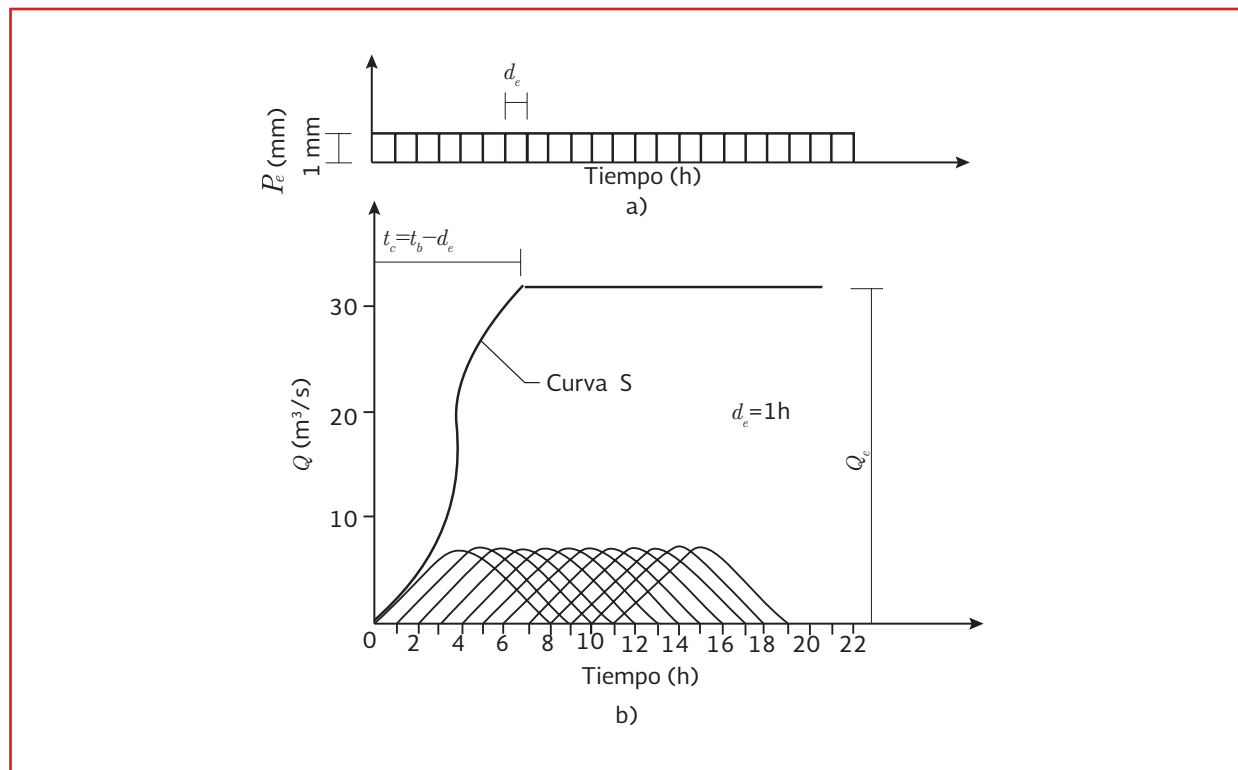
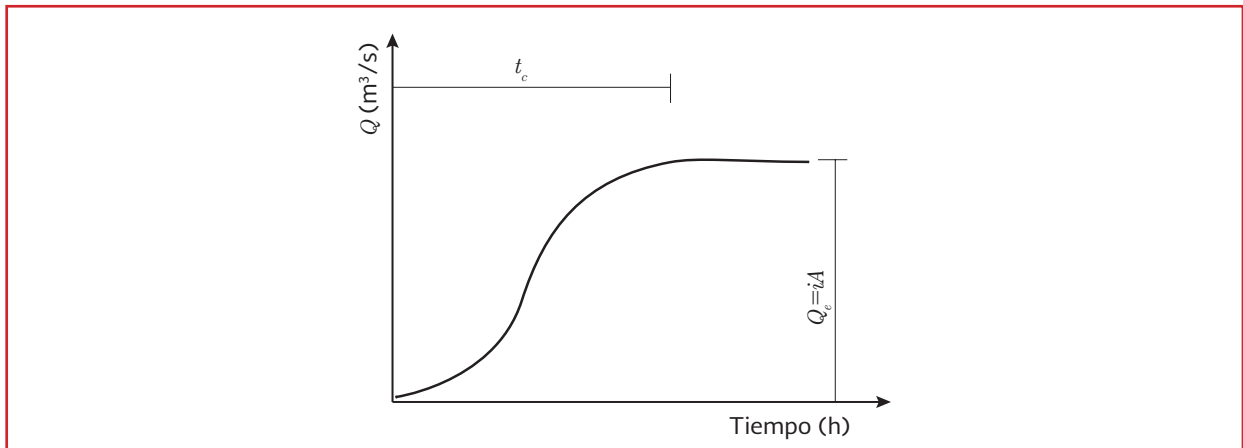


Ilustración 2.35 Tiempo de concentración  $t_c$  en la curva  $Q-t$



Es común que al sumar las ordenadas de los hidrogramas unitarios no se llegue al gasto de equilibrio definido por la Ecuación 2.31, sino que se presentan oscilaciones en la parte superior de la curva S, como se muestra en la Ilustración 2.36.

Esto ocurre para duraciones en exceso, o cuando el hidrograma unitario no tuvo la precisión adecuada. Cuando se presenta este problema, conviene revisar la separación de gasto base que se hizo y la duración en exceso  $d_e$ , pues la proporción que guardan ambas variables resulta fuera de lo común. Si en la revisión se encuentra que  $t_b$  y  $d_e$  son correctos, entonces será necesario suavizar la curva S. Para ello, se debe tomar en cuenta que:

El tiempo de concentración  $t_c$  o el tiempo en que se alcanza el gasto de equilibrio es:

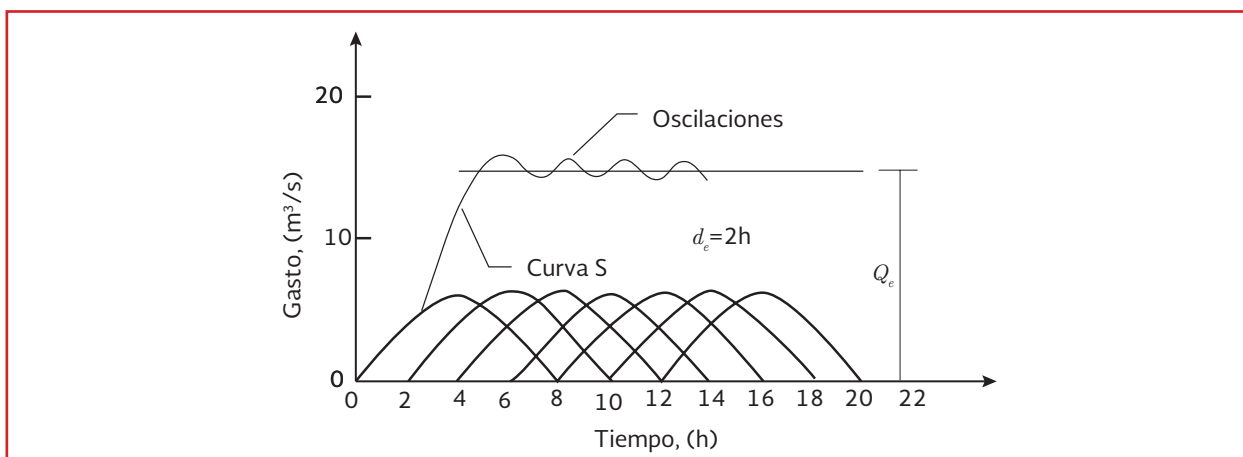
$$t_c = t_b - d_e \quad \text{Ecuación 2.32}$$

donde:

- $t_c$  = Tiempo de concentración (min)
- $t_b$  = Tiempo base del hidrograma unitario (min)
- $d_e$  = Duración en exceso (min)

Si la curva S de la Ilustración 2.34 b se desplaza  $d_e$  horas en el tiempo y las ordenadas de la curva desplazada se restan de la original, el resultado

Ilustración 2.36 Oscilaciones en la curva S



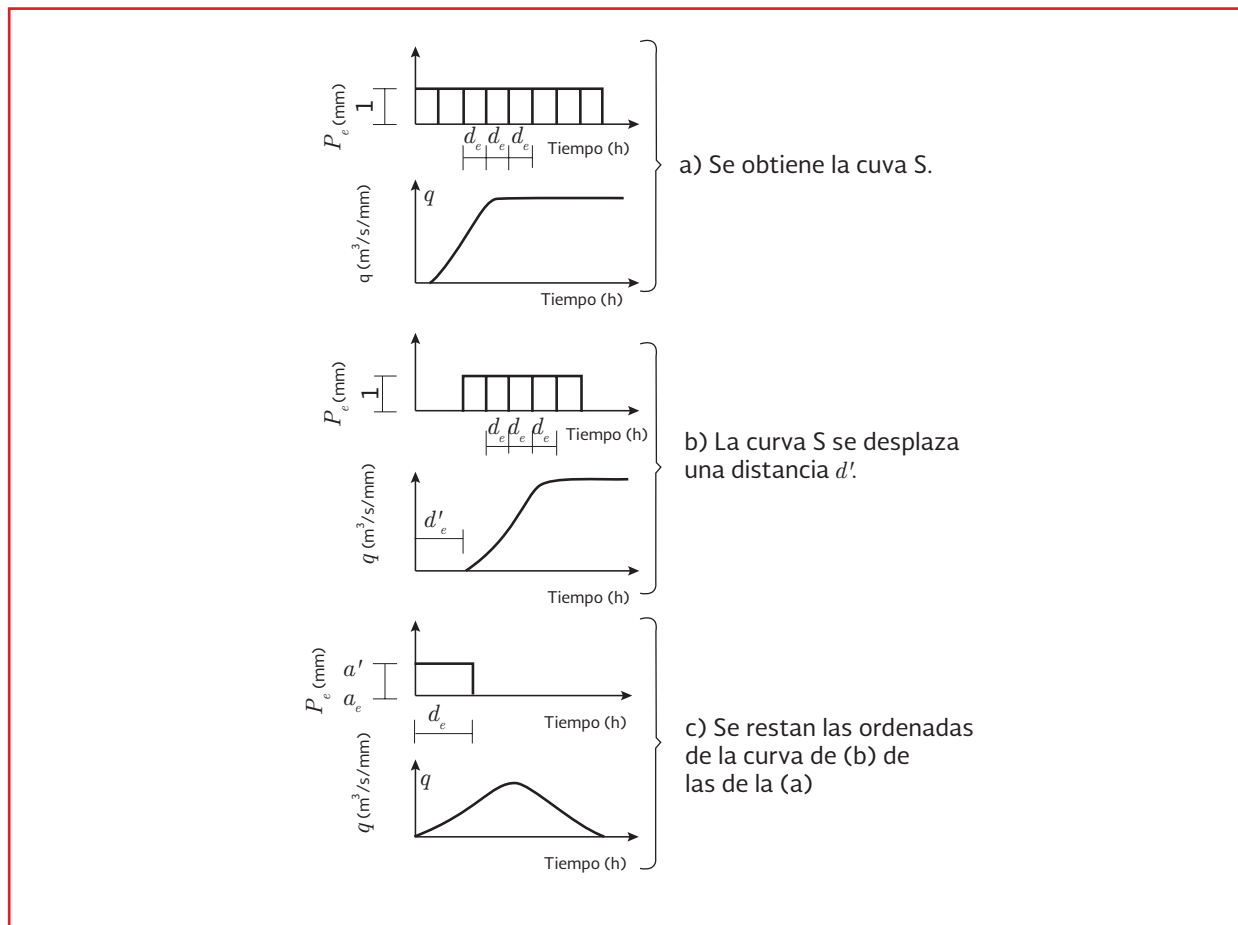


será el hidrograma unitario con el que se construyó la curva S. Si esta curva se desplaza  $d'_e$  horas en el tiempo y sus ordenadas se restan de la curva S original, se obtendría el hidrograma resultante de una lluvia con intensidad de  $1 \text{ mm}/d'_e$  que cae durante  $d'_e$  horas (Ilustración 2.37). Para que el hidrograma resultante sea unitario, la intensidad de la precipitación debe ser  $1/d'_e$ ; entonces es necesario multiplicar sus ordenadas por  $d'_e/d'_e$ . Con esto se obtiene un hidrograma unitario para una duración en exceso  $d'_e$ .

### Aplicación del método de la curva S en cuencas pequeñas

1. Se elige un periodo de retorno y una duración de tormenta (considerando  $d=t_c$ )
2. A partir de las curvas  $i-d-Tr$  se calcula la altura de lluvia para diferentes duraciones menor o igual a  $t_c$ , teniendo en cuenta la relación  $i=P/d$
3. Se calcula la curva masa de precipitación con los valores obtenidos
4. Se calcula el hietograma de lluvia total para un intervalo de tiempo seleccionado  $\Delta t$
5. Se obtiene el hietograma de lluvia efectiva y la duración en exceso, restando al hietograma obtenido en el paso 4, el índice de infiltración representativo de la cuenca. Con el mismo hietograma se calcula la lluvia efectiva total
6. Si la duración en exceso  $d_e$  corresponde a la del hidrograma unitario, se procede

Ilustración 2.37 Desfasamiento de la curva S



### 2.5.1.6 Método de Chow

Chow desarrolló un método para el cálculo del gasto pico de hidrogramas para diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método sólo proporciona el gasto pico y es aplicable a cuencas no urbanas con una superficie menor de 25 km<sup>2</sup>.

El gasto pico  $Q_p$  de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de la precipitación efectiva  $P_e$  por el gasto pico de un hidrograma unitario,  $q_p$ :

$$Q_p = q_p P_e \quad \text{Ecuación 2.33}$$

El gasto pico del hidrograma unitario,  $q_p$ , se expresa como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad  $i = 1 \text{ mm}/d_e$  (Ecuación 2.31).

$$q_p = \frac{1 \text{ mm}}{d_e} AZ \quad \text{Ecuación 2.34}$$

donde:

$Z$  = Fracción mencionada, que se denomina factor de reducción de pico

Si  $A$  se expresa en km<sup>2</sup> y  $d_e$  en h, la Ecuación 2.34 se escribe como:

$$q_p = \frac{0.278A}{d_e} Z \quad \text{Ecuación 2.35}$$

donde:

$q_p$  = Gasto pico del hidrograma unitario (m<sup>3</sup>/s/mm)

Finalmente, de las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$Q_p = \frac{0.278P_e A}{d_e} Z \quad \text{Ecuación 2.36}$$

Dado que este método se usa en cuencas no instrumentadas, el procedimiento para valuar  $P_e$  a partir de la lluvia total,  $P$ , consiste en emplear el método de los números de escurrimiento. El factor de reducción de pico  $Z$  se calcula como una función del tiempo de retraso (tiempo que transcurre del centro de masa del hietograma de precipitación al pico del hidrograma) y de la duración en exceso  $d_e$  (Ilustración 2.38). Dicha ilustración se obtuvo a partir de un dato de 60 hidrogramas en 20 cuencas pequeñas, con áreas entre 0.01 a 20 km<sup>2</sup> del medio oeste estadounidense.

El tiempo de retraso obtenido para las cuencas mencionadas anteriormente, se calcula con:

$$t_r = 0.005 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

donde:

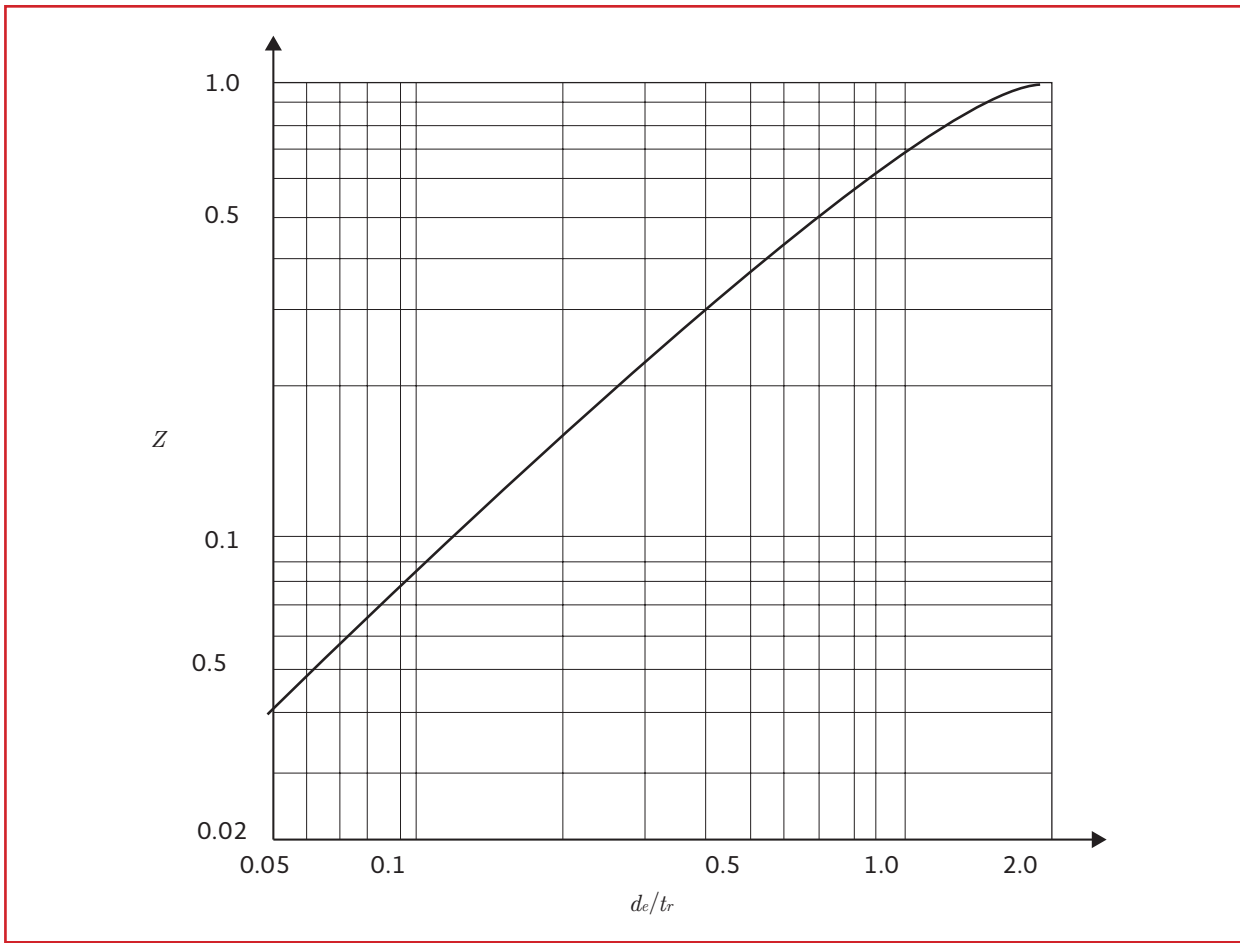
$t_r$  = Tiempo de retraso (h)  
 $L$  = Longitud del cauce principal (m)  
 $S$  = Pendiente del cauce (porcentaje)

Para aplicar este método es conveniente tener los datos de precipitación en forma de curvas  $i-d-Tr$ . De esta forma, para el periodo de retorno seleccionado, se calculan los picos correspondientes a varias duraciones y se escoge el mayor.

### 2.5.1.7 Método del Hidrograma unitario adimensional

Para propósitos prácticos es suficiente con las características de un hidrograma unitario triangular; sin embargo, si la extensión de la

Ilustración 2.38 Factor de reducción pico



curva de recesión del hidrograma afecta el diseño, puede usarse un hidrograma curvilíneo.

Este modelo puede mejorar la definición de la forma del hidrograma utilizando los resultados obtenidos por el *Soil Conservation Service* de los EUA, sintetizados en la Ilustración 2.39. Para aplicar el método sólo se necesita calcular el gasto y el tiempo pico. El gasto pico se obtiene con la Ecuación 2.34.

Para obtener un hidrograma unitario a partir de la Ilustración 2.39, para una cuenca en particular, basta multiplicar las ordenadas por el gasto pico  $q_p$  de la Ecuación 2.43 y las abscisas por el tiempo pico de la Ecuación 2.40. Por otra par-

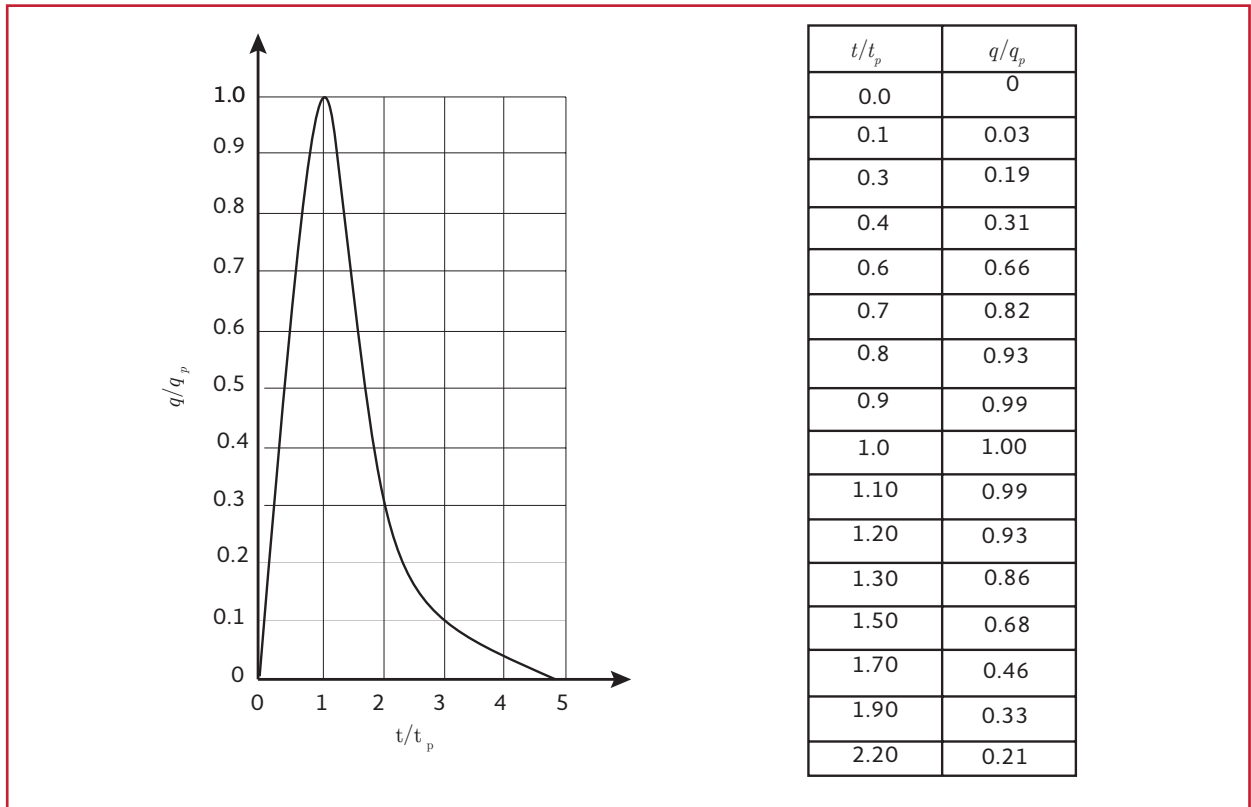
te conocido el hidrograma unitario sintético se debe calcular la lluvia efectiva, con el número de escurrimiento y multiplicar dichas ordenadas del hidrograma unitario por ese valor y obtener el hidrograma de escurrimiento directo.

### 2.5.2 GASTO DE DISEÑO DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

El gasto pico de un río se puede determinar aplicando métodos indirectos, basados en modelos matemáticos y teorías de probabilidad y estadística.

El análisis estadístico de gastos medios diarios máximos anuales o también llamado análisis de

Ilustración 2.39 Hidrograma unitario adimensional



frecuencias de gastos máximos, se emplea para tener una interpretación probabilística de un evento a futuro, asociado a un registro en el pasado, en este caso el propósito es calcular la magnitud de un cierto gasto máximo para un cierto periodo de retorno  $Tr$ , por medio del ajuste a una función de distribución de probabilidad que proporcione el mínimo error estándar de ajuste.

En general el procedimiento a seguir es el siguiente:

1. El primer paso es seleccionar los datos correspondientes de los gastos máximos para la duración que se requiera analizar (generalmente 1 día de duración), posteriormente se organizan los datos de la muestra en forma ascendente (de menor a mayor) y se le asigna un número de orden de registro  $n$  para cada valor de gasto máximo.

2. Contabilizar el número  $m$  de datos que tiene la muestra de gastos máximos
3. A cada gasto máximo se le calcula una probabilidad de no excedencia  $P(Q \leq q)$  y un periodo de retorno  $Tr$ . Para muestras ordenadas de menor a mayor,  $P$  (Weibull) y  $Tr$  se estiman con la Ecuación 3.23
4. Obtener los estadísticos muestrales de la serie de gastos máximos, media  $\bar{x}$  y desviación estándar  $s$
5. Se ajusta la serie de gastos máximos históricos a diferentes distribuciones de probabilidad. Una vez aplicadas las distribuciones de probabilidad se evalúa para cada distribución el Error Estándar de Ajuste  $EE$  (ver apartado 3.4.3.3). A hora bien, para las diferentes distribuciones de probabilidad que se aplicaron, se selecciona la que proporcione el mínimo  $EE$ . Esta distribución selecciona-

da se utiliza para generar la Avenida de Diseño

- Una vez obtenida la distribución de mejor ajuste, se procede a extrapolar diferentes eventos  $Q_i$  asociados a distintos periodos de retorno;  $Tr = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000$  y  $10000$  años

### Ejemplo 2.8

En la Tabla 2.19 se muestran los gastos máximos anuales registrados en una estación hidrométrica.

Calcular las funciones de distribución de probabilidad para los gastos mostrados, así como el gasto máximo esperado para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, 2 000, 5 000 y 10 000 años.

En la Tabla 2.19 se presenta los gastos medios diarios máximos anuales de la estación hidrométrica.

Siguiendo con el análisis, se ordenan los gastos de mayor a menor, para posteriormente aplicar la fórmula de Weibull, y se calcula el periodo de retorno correspondiente al número total de datos, ver Tabla 2.20.

A partir de los gastos medios diarios máximos anuales ordenados, se proceden a calcular las funciones de distribución de probabilidad, con ayuda de una hoja de cálculo. Y se selecciona la que genere el menor error estándar de ajuste. Ver Tabla 2.21. Se concluye que la función Gamma (2 parámetros) es la que mejor se ajusta a los datos históricos.

Tabla 2.19 Gastos medios diarios máximos anuales de la estación hidrométrica

Año	Mes	Día	Gasto (m³/s)	Año	Mes	Día	Gasto (m³/s)
1956	Julio	17	216.87	1976	Septiembre	18	528.44
1957	Agosto	21	770.12	1977	Julio	19	692.20
1958	Septiembre	24	391.33	1978	Octubre	15	406.66
1959	Septiembre	21	380.89	1979	Septiembre	20	848.88
1960	Agosto	7	624.96	1980	Agosto	2	271.10
1961	Octubre	15	687.98	1981	Octubre	20	373.46
1962	Septiembre	12	274.93	1982	Agosto	28	600.88
1963	Julio	18	693.43	1983	Octubre	6	452.85
1964	Octubre	19	804.05	1984	Septiembre	20	847.27
1965	Septiembre	15	401.59	1985	Octubre	15	336.56
1966	Agosto	11	722.33	1986	Julio	1	549.66
1967	Octubre	10	229.75	1987	Julio	2	506.90
1968	Septiembre	9	154.55	1988	Agosto	5	202.76
1969	Julio	8	412.43	1989	Septiembre	10	699.92
1970	Agosto	3	314.60	1990	Septiembre	9	357.44
1971	Octubre	5	312.34	1991	Agosto	6	446.75
1972	Septiembre	7	197.42	1992	Octubre	3	814.72
1973	Octubre	9	171.51	1993	Septiembre	4	277.67
1974	Julio	3	318.07	1994	Julio	1	802.11
1975	Agosto	2	273.30	1995	Octubre	3	210.71

Tabla 2.20 Periodos de retorno calculados a partir de la fórmula de Weibull

No.	Año	Mes	Día	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Periodo de retorno
1	1979	Septiembre	20	848.88	41.00
2	1984	Septiembre	20	847.27	20.50
3	1992	Octubre	3	814.72	13.67
4	1964	Octubre	19	804.05	10.25
5	1994	Julio	1	802.11	8.20
6	1957	Agosto	21	770.12	6.83
7	1966	Agosto	11	722.33	5.86
8	1989	Septiembre	10	699.92	5.13
9	1963	Julio	18	693.43	4.56
10	1977	Julio	19	692.20	4.10
11	1961	Octubre	15	687.98	3.73
12	1960	Agosto	7	624.96	3.42
13	1982	Agosto	28	600.88	3.15
14	1986	Julio	1	549.66	2.93
15	1976	Septiembre	18	528.44	2.73
16	1987	Julio	2	506.90	2.56
17	1983	Octubre	6	452.85	2.41
18	1991	Agosto	6	446.75	2.28
19	1969	Julio	8	412.43	2.16
20	1978	Octubre	15	406.66	2.05
21	1965	Septiembre	15	401.59	1.95
22	1958	Septiembre	24	391.33	1.86
23	1959	Septiembre	21	380.89	1.78
24	1981	Octubre	20	373.46	1.71
25	1990	Septiembre	9	357.44	1.64
26	1985	Octubre	15	336.56	1.58
27	1974	Julio	3	318.07	1.52
28	1970	Agosto	3	314.60	1.46
29	1971	Octubre	5	312.34	1.41
30	1993	Septiembre	4	277.67	1.37
31	1962	Septiembre	12	274.93	1.32
32	1975	Agosto	2	273.30	1.28
33	1980	Agosto	2	271.10	1.24
34	1967	Octubre	10	229.75	1.21
35	1956	Julio	17	216.87	1.17
36	1995	Octubre	3	210.71	1.14
37	1988	Agosto	5	202.76	1.11
38	1972	Septiembre	7	197.42	1.08
39	1973	Octubre	9	171.51	1.05
40	1968	Septiembre	9	154.55	1.03

Tabla 2.21 Funciones de distribución de probabilidad para el ejemplo

Función de ajuste Tr (años)	Normal	Log Normal (2 parámetros)	Exponencial (1 parámetro)	Gamma (2 parámetros)	Log Pearson III	Gumbel
2	464.485	414.089	321.956	431.102	412.607	425.823
5	647.582	625.923	747.559	630.903	625.775	622.674
10	743.383	776.966	1069.516	756.474	779.729	753.006
20	822.475	928.772	1391.472	871.895	935.981	878.024
50	911.467	1135.317	1817.075	1015.155	1150.844	1039.846
100	970.783	1297.909	2139.031	1118.868	1321.694	1161.11
200	1025.062	1467.019	2460.988	1219.757	1500.885	1281.931
500	1090.835	1701.731	2886.591	1349.918	1751.946	1441.331
1000	1136.969	1888.427	3208.547	1446.533	1953.484	1561.802
2000	1180.536	2083.503	3530.504	1541.906	2165.705	1682.229
5000	1234.833	2355.066	3956.107	1666.52	2463.762	1841.394
10000	1273.74	2571.166	4278.063	1759.825	2703.01	1961.786
<b>Error estándar</b>	53.93	61.80602	214.67	<b>50.12</b>	64.46	54.55

### 2.5.3 MODELOS RELACIÓN LLUVIA – ESCURRIMIENTO

Con los modelos lluvia escurrimiento, se obtienen también los gastos de diseño, para esto es necesario contar con registros de precipitación y escurrimiento dentro de la cuenca o en algunos casos en cuencas contiguas. A continuación se mencionan algunos de estos métodos.

#### 2.5.3.1 Método del hidrograma unitario

Por lo general se cuenta con más registros de precipitación para periodos de varios años que registros de escurrimiento y con apoyo de los hidrogramas unitarios es posible extrapolar los gastos de diseño, para diferentes lluvias de diseño. De acuerdo con Arellano (2006), es factible incluso calcular series de avenidas para un punto no aforado. El uso de este método no tiene restricciones en cuanto al tamaño de la cuenca, y como se mencionó

es necesario contar con registros de precipitación y escurrimiento dentro de la misma cuenca (Aparicio, 1989):

El hidrograma unitario, se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria, que cae uniformemente en la cuenca, durante un intervalo de tiempo llamado duración en exceso  $d_e$ .

El hidrograma unitario representa una función de transformación de las lluvias efectivas en escurrimiento directo. Este método fue desarrollado por Sherman en 1932 y está basado en la hipótesis siguiente:

#### *Tiempo base constante*

Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base,  $t_b$ , es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independiente del volumen total

escurrido. El tiempo base se define como el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el final del escurrimiento directo. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso (ver Ilustración 2.40).

**Linealidad o proporcionalidad**

Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo; es decir, al volumen total de lluvia efectiva. Como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí (ver Ilustración 2.41).

**Superposición de causas y efectos**

El hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos de lluvia precedentes (ver Ilustración 2.42).

Por otro lado, el hidrograma unitario tradicional no toma en cuenta la variación de la intensidad con respecto al tiempo, por lo que para superar esta limitación se recomienda el uso del hidrograma unitario sintético de forma triangular (apartado 2.5.1.7). De igual manera el HUT solo es aplicable a hietogramas de lluvia efectiva que tengan la misma duración en exceso para la cual fue deducido. Para otras duraciones se recurre al uso del método de la Curva S (apartado 2.5.1.5).

**Ejemplo 2.9**

Supóngase que en una cuenca con área de 1 080 km<sup>2</sup>, se conoce un hidrograma de escurrimiento total y el hietograma que lo produjo, como el mostrado en la Ilustración 2.43 a.

Un método simple para separar el escurrimiento base del directo es trazar una línea recta horizontal a partir donde empieza la primera rama ascendente hasta donde corte la última rama (línea

Ilustración 2.40 Duración en exceso de un hietograma

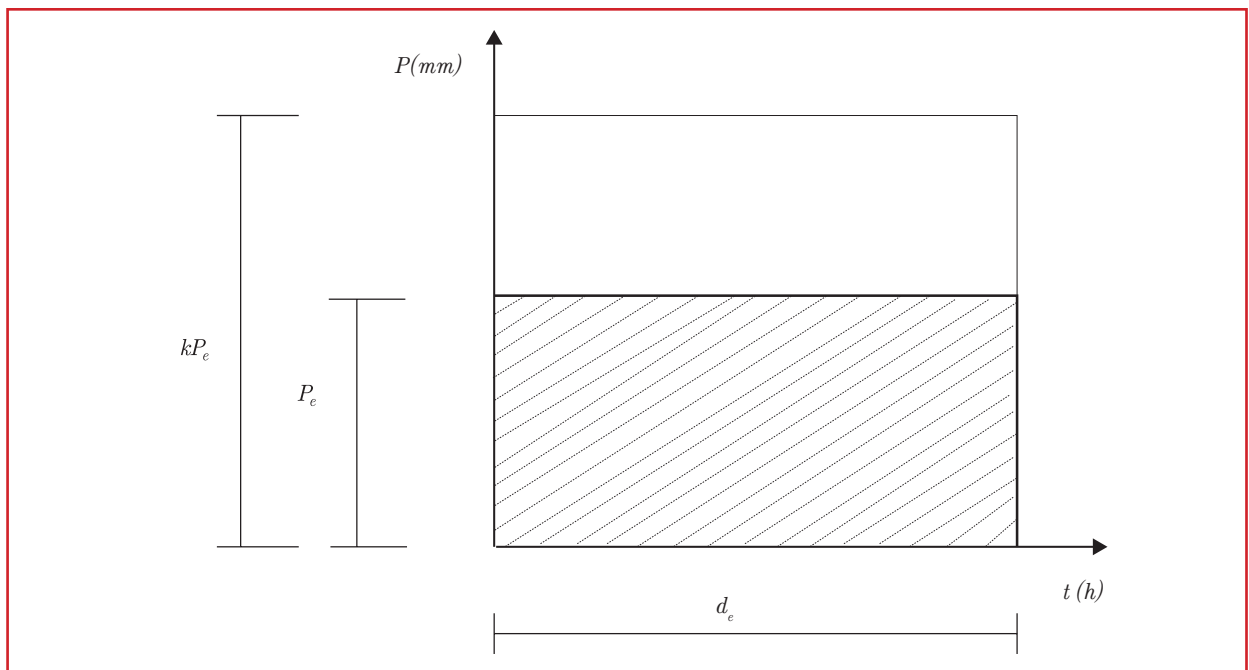




Ilustración 2.41 Ordenadas proporcionales del hidrograma

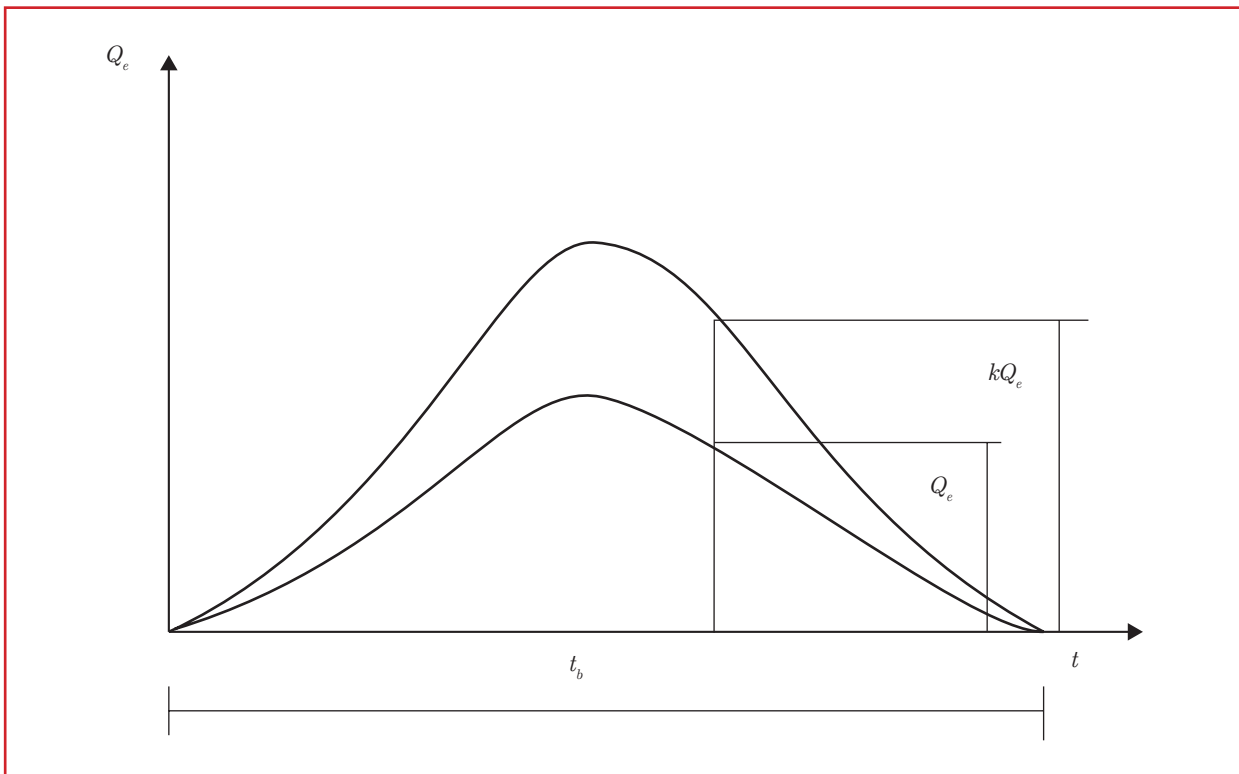


Ilustración 2.42 Superposición de hidrogramas

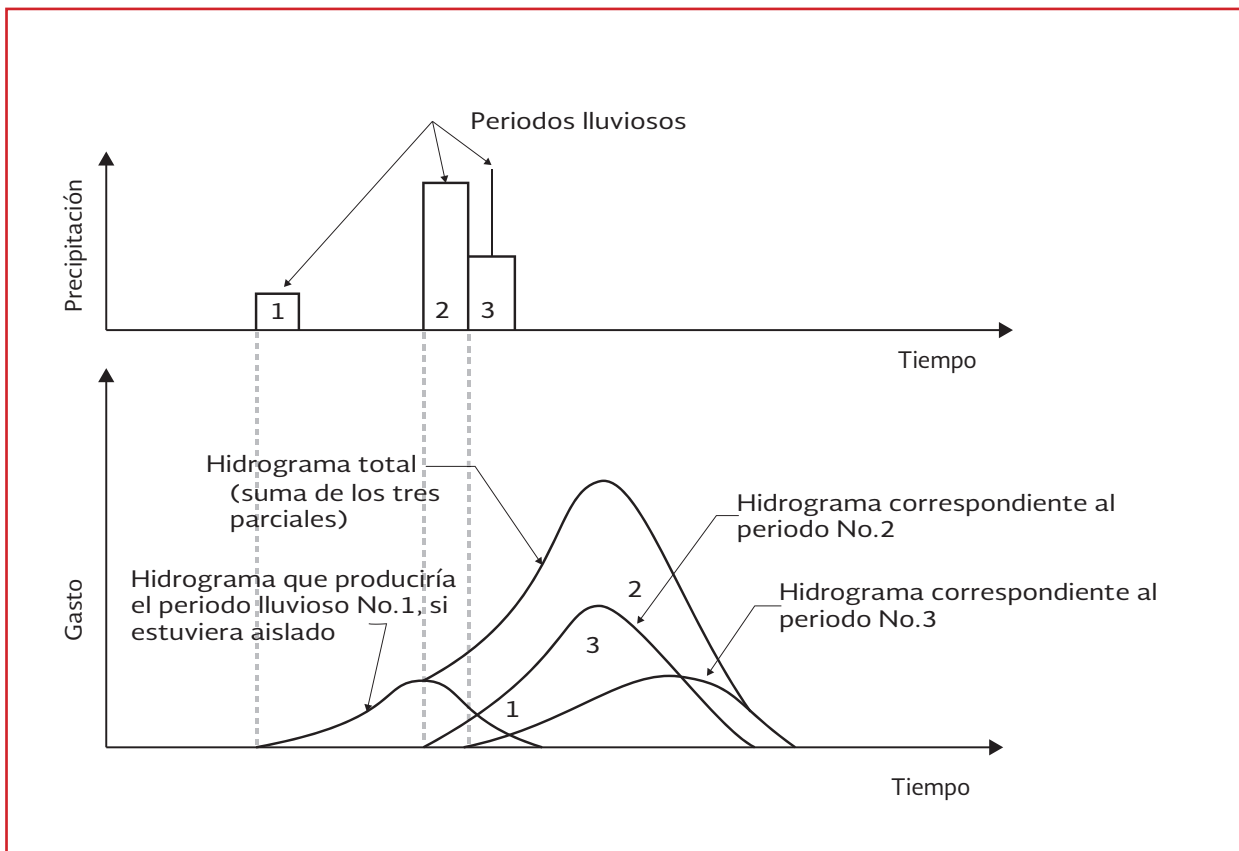
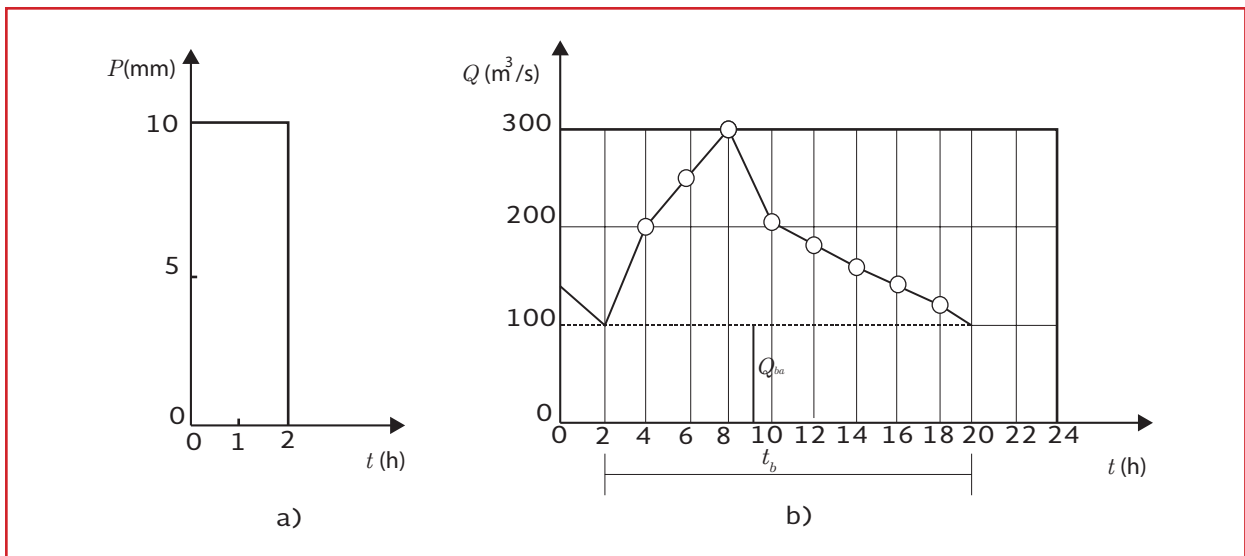


Ilustración 2.43 a) Hietograma b) Hidrograma total de una cuenca



punteada de la Ilustración 2.43 b, definiéndose con esto, el tiempo base; así mismo, se pueden ver los nuevos valores de los gastos, es decir, restando el gasto base a cada gasto registrado en el hidrograma; al hidrograma resultante se le denomina hidrograma de calibración Ilustración 2.43 b.

de escurrimiento directo, se determina la altura de lluvia efectiva, que para este ejemplo es de:

$$P_e = \frac{V_e}{A_c} = \frac{5.4 \times 10^6 \text{ m}^3}{1\,080 \times 10^6 \text{ m}^2} = 0.005 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Con lo anterior se puede conocer, el volumen de escurrimiento directo ( $\text{m}^3$ ), y el tiempo base  $t_b$  (h). Por lo que en este ejemplo el volumen de escurrimiento directo resulta ser de:

y la duración en exceso, como se puede apreciar en la Ilustración 2.43 a, es de 2 h.

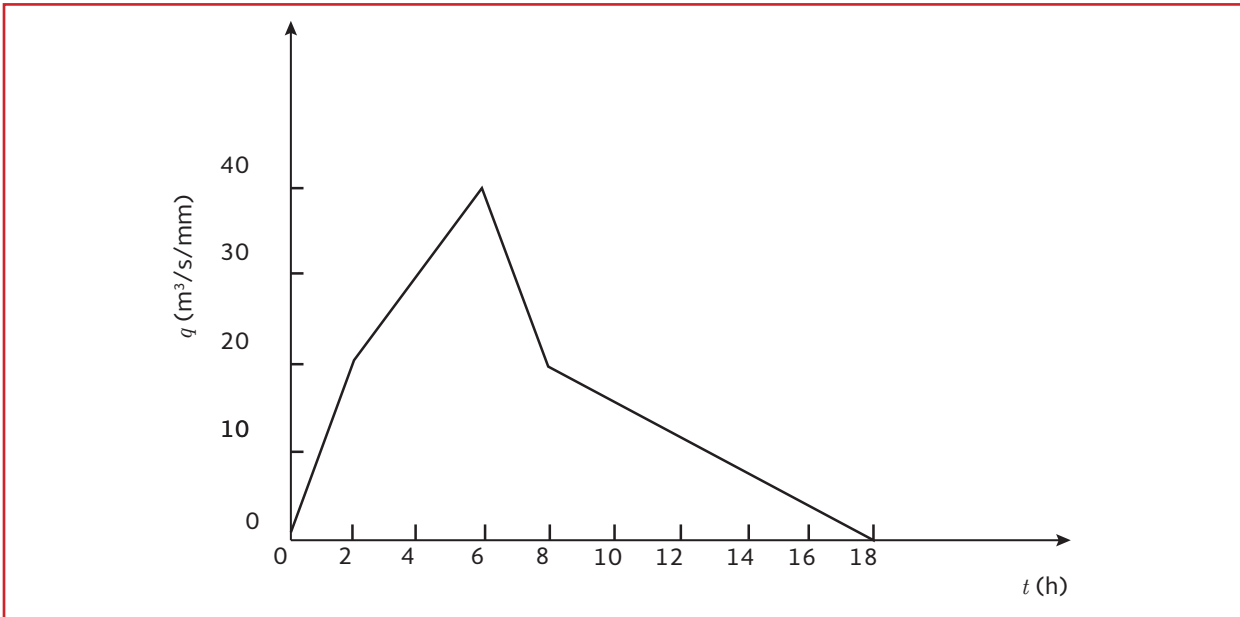
$$V_e = \Delta T \sum_1^8 Q_i = 2(3600) \\ (100 + 150 + 200 + 100 \\ + 80 + 60 + 50 + 10)$$

$$V_e = 5.4 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Aceptando las hipótesis de tiempo base constante y linealidad, un hidrograma unitario, es decir, un hidrograma directo producido por una lluvia de 1 mm de lámina y duración en exceso de 2 h, debe tener para este caso un tiempo base de 18 h y la misma forma que el hidrograma de la Ilustración 2.43 a, pero con sus ordenadas reducidas a una quinta parte, ya que la altura de la lluvia efectiva fue de 5 mm. Dividiendo las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo de la Ilustración 2.43 a), entre 5 se obtiene el hidrograma unitario de la Ilustración 2.44.

y el tiempo base es de 18 h, como se observa en la Ilustración 2.43 b. Una vez calculado el volumen

Ilustración 2.44 Hidrograma unitario para  $d_e = 2$  h



Con este hidrograma unitario es posible determinar hidrogramas de escurrimiento directo para cualquier tormenta cuya duración de lluvia en exceso sea de 2 h.

de escurrimiento directo que se producirá con esta tormenta se obtiene multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario de la Ilustración 2.44 por 10 mm.

Si se supone que la tormenta representada por el hietograma de la Ilustración 2.45 a, tiene una duración en exceso de 2 h y una altura de precipitación efectiva de 10 mm: el hidrograma

Como es aceptado el principio de superposición de causas y efectos, el hidrograma unitario de la Ilustración 2.44 sirve para tormentas cuya duración en exceso sea múltiplo de 2 h.

Ilustración 2.45 a) Hietograma b) Hidrograma

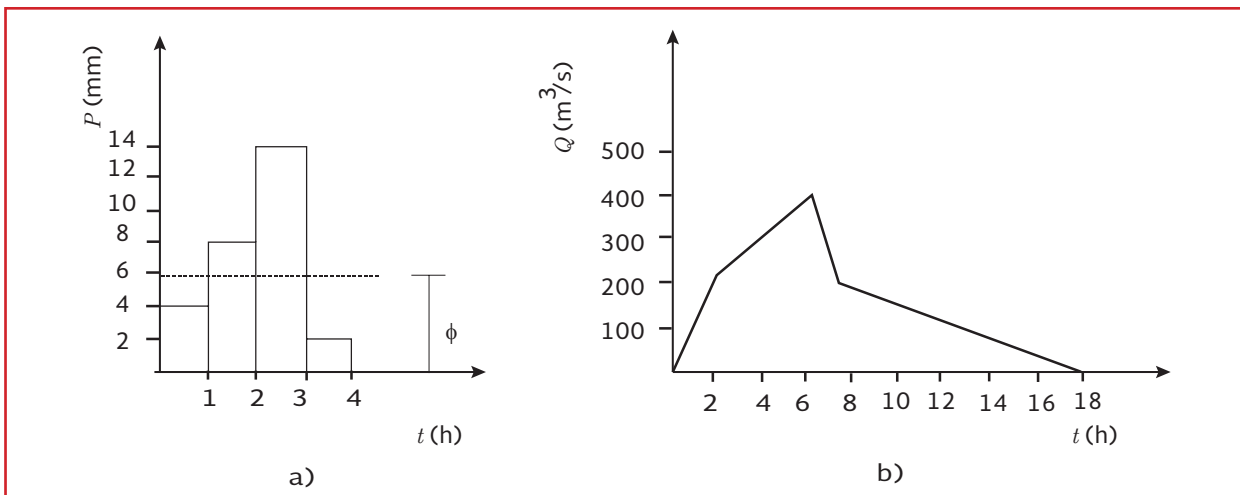
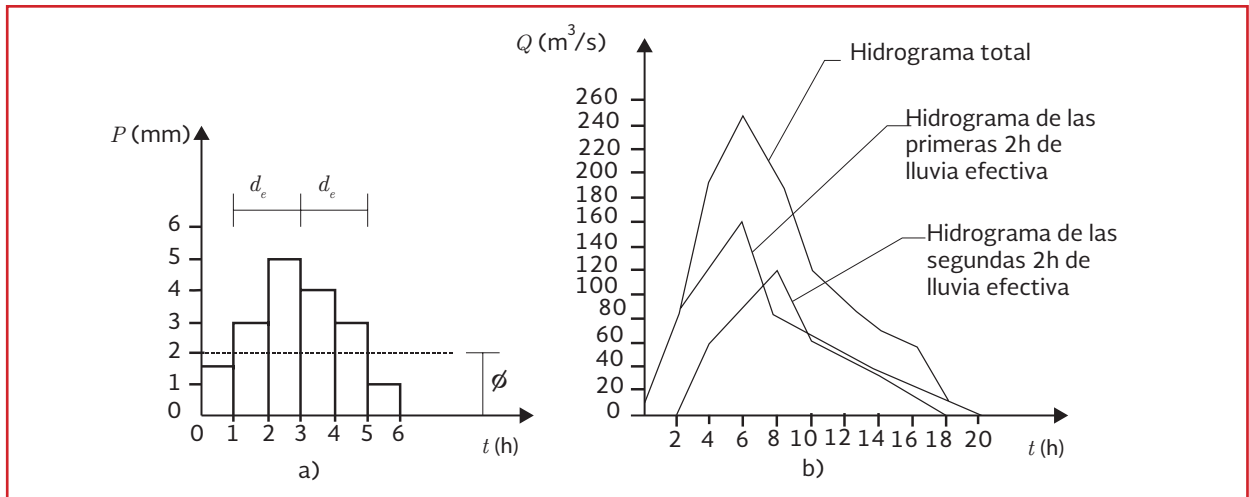


Ilustración 2.46 a) Hietograma b) Hidrograma



Suponer que la tormenta de la Ilustración 2.46 a, que tiene una duración en exceso de 4h, puede considerarse compuesta por dos láminas de lluvia consecutivas, cada una con una duración en exceso de 2 h.

Aplicando el hidrograma unitario de la Ilustración 2.44 a cada una de estas dos tormentas, sumando las ordenadas y desfasando el segundo hidrograma 2 h del primero, se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo producido por la tormenta completa (Ilustración 2.46 b).

Es necesario enfatizar que todo hidrograma unitario está necesariamente ligado a una duración en exceso y que si no se conoce esta última, entonces el hidrograma unitario pierde completamente su significado.

### 2.5.3.2 Método del hidrograma unitario instantáneo

Cuando se tienen tormentas con varios periodos de retorno, es recomendable la aplicación del método del hidrograma unitario instantáneo, desarrollado mediante un análisis matricial del hidro-

grama unitario, esto permite una evaluación de la distribución temporal de la lluvia. Este método se desarrolló debido a el método del hidrograma unitario por sí sólo no toma en cuenta la distribución temporal de la lluvia, en Aparicio (1989) se hace una descripción de este método.

### 2.5.3.3 Hidrograma unitario triangular

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, como se muestra en la Ilustración 2.47. Con base en la geometría del hidrograma unitario, el gasto pico se obtiene como:

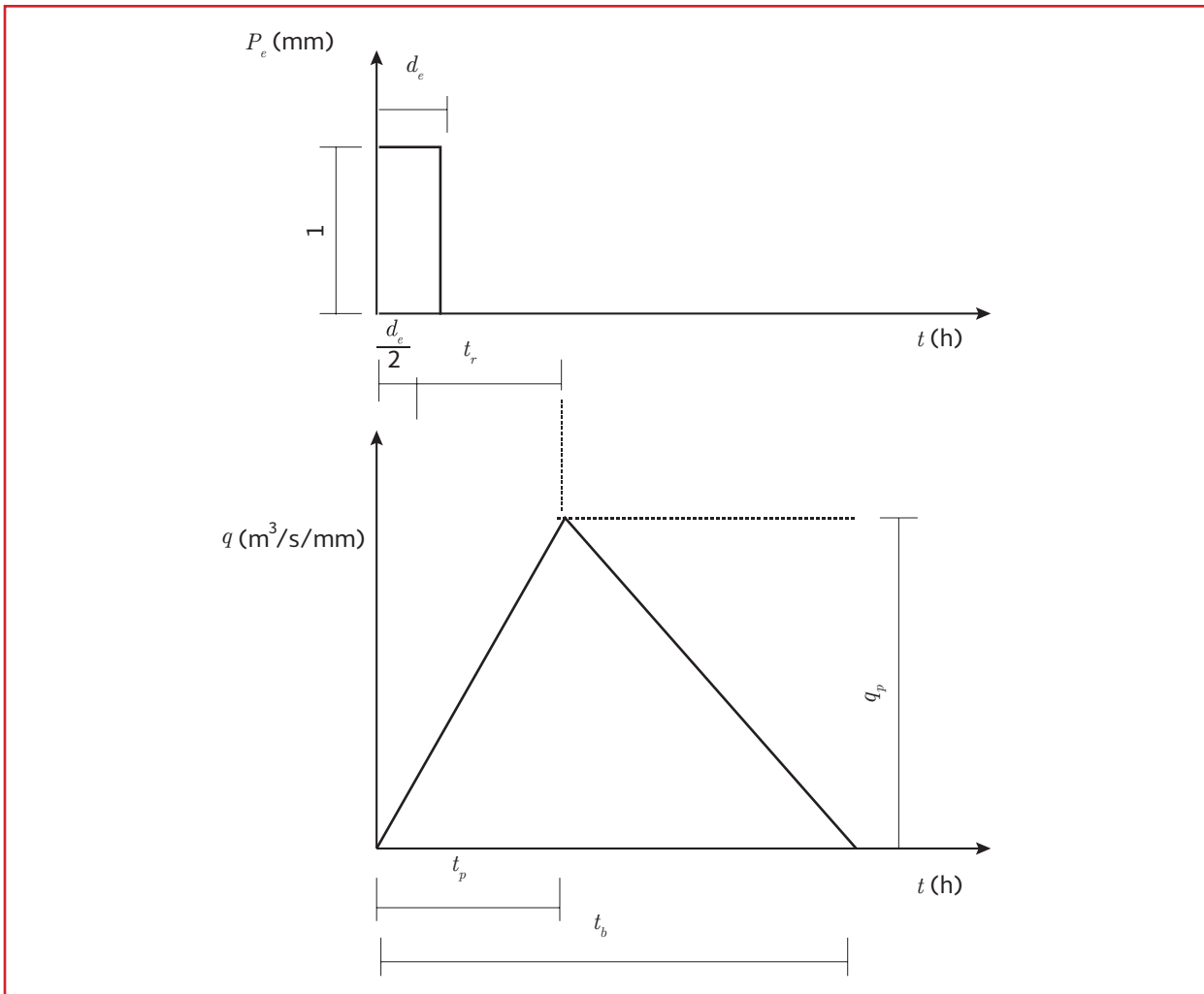
$$q_p = \frac{0.555 A_T}{t_p} \quad \text{Ecuación 2.38}$$

donde:

- $q_p$  = Gasto pico ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$ )
- $A_T$  = Área de la cuenca ( $\text{km}^2$ )
- $t_p$  = Tiempo pico (h)

Como resultado del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base  $t_b$  y el tiempo pico  $t_p$  se relacionan mediante la

Ilustración 2.47 Hidrograma unitario triangular



expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad \text{Ecuación 2.39}$$

donde:

$t_b$  = Tiempo base (h)  
 $t_p$  = Tiempo pico (h)

De la Ilustración 2.47, el tiempo pico se expresa:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad \text{Ecuación 2.40}$$

donde:

$t_p$  = Tiempo pico (h)

$d_e$  = Duración en exceso (h)  
 $t_r$  = Tiempo de retraso (h)

El tiempo de retraso se estima mediante el tiempo de concentración  $t_c$  como:

$$t_r = 0.6 t_c \quad \text{Ecuación 2.41}$$

donde:

$t_r$  = Tiempo de retraso (h)  
 $t_c$  = Tiempo de concentración (h)

Además, la duración en exceso que concentra el mayor gasto pico, se puede calcular en forma aproximada con:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad \text{Ecuación 2.42}$$

$t_p$  = Tiempo pico (h)  
 $t_c$  = Tiempo de concentración (h)

donde:

$d_e$  = Duración en exceso (h)  
 $t_c$  = Tiempo de concentración (h)

Para cuencas grandes; o bien,  $d_e = t_c$  para las pequeñas. De las ecuaciones anteriores, finalmente se obtiene que:

$$Q_p = \frac{0.208 A_T}{t_p} \quad \text{Ecuación 2.43}$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad \text{Ecuación 2.44}$$

donde:

$Q_p$  = Gasto pico ( $m^3/s$ )  
 $A_T$  = Área de la cuenca ( $km^2$ )

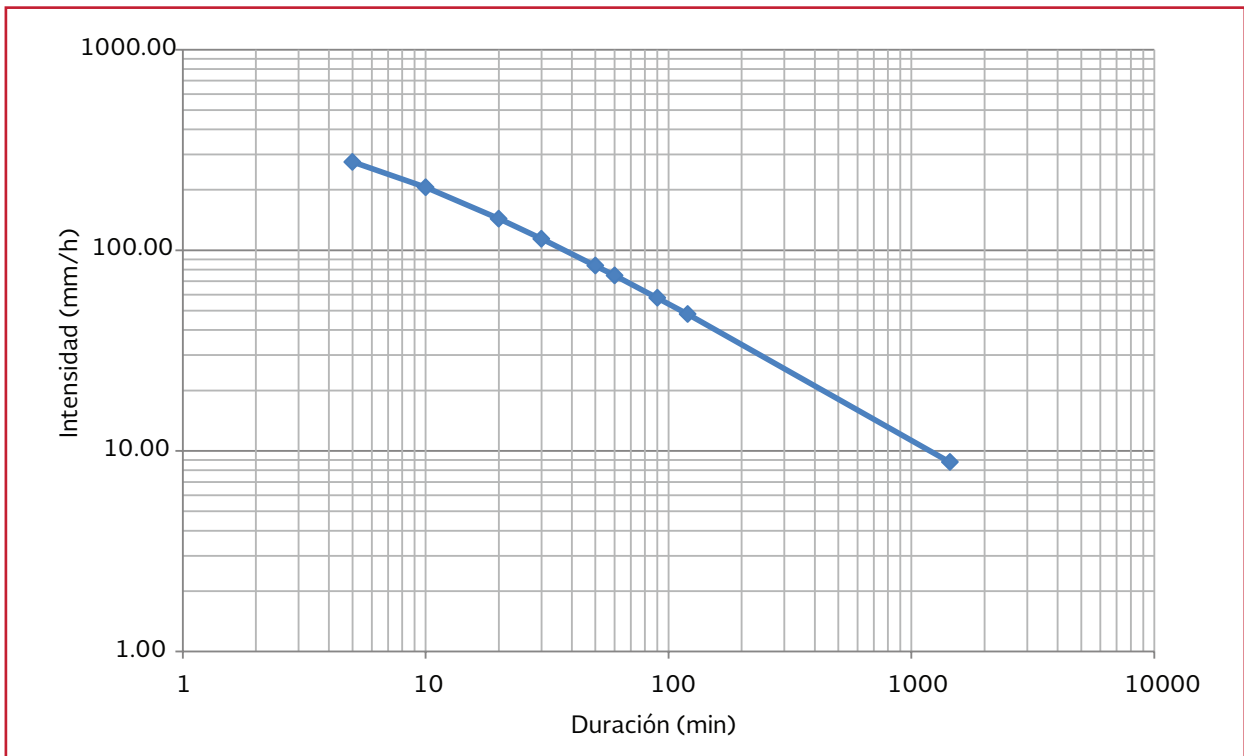
Con las ecuaciones anteriores se calculan las características del hidrograma unitario triangular. Se recomienda su uso en cuencas pequeñas (área menor a  $250 km^2$ ).

### Ejemplo 2.10

Retomando la microcuenca Mc 6 de la Ilustración 2.22 y la curva  $i-d-Tr$  calculada en el apartado 3.5.5, para un periodo de retorno de 10 años (Ilustración 2.48); recuérdese que los coeficientes de escurrimiento utilizados en el ejemplo fueron calculados con lluvias para periodos de retorno de 5 y 10 años (Tabla 2.4).

Para la microcuenca en estudio, se aplica la Ecuación 2.16 del método racional, para cada valor de

Ilustración 2.48 Curva intensidad - duración - periodo de retorno para  $Tr = 10$  años



intensidad de la curva  $i-d-Tr$ . Como se muestra en la Ilustración 2.48, la duración de la precipitación es menor o igual al tiempo de concentración, se espera que el hidrograma de salida sea de forma triangular, cuya base será igual a  $2t_c$  y la altura será el gasto  $Q_p$ , observe la Ilustración 2.49 y Tabla 2.22.

Sin embargo, si la duración es mayor al tiempo de concentración, el hidrograma de salida de la microcuenca será de forma trapezoidal donde la duración de la parte creciente será igual a  $t_c$ , la du-

ración de gasto  $Q_p$  constante será igual a  $d-t_c$  y la sección decreciente tendrá una duración igual a  $t_c$  (ver Ilustración 2.50).

Este proceso se replica en cada microcuenca de la Ilustración 2.19, considerando los valores de área y coeficiente de escurrimiento de la Tabla 2.9.

Los resultados, de la respuesta de las 14 microcuenas a la curva  $i-d-Tr$  de la Ilustración 2.48, se presentan en la Tabla 2.23. Con esta información se tiene un valor de gasto que el sistema de drenaje

Ilustración 2.49 Hidrograma de salida de Mc 6 para duraciones menores a  $t_{cs}$

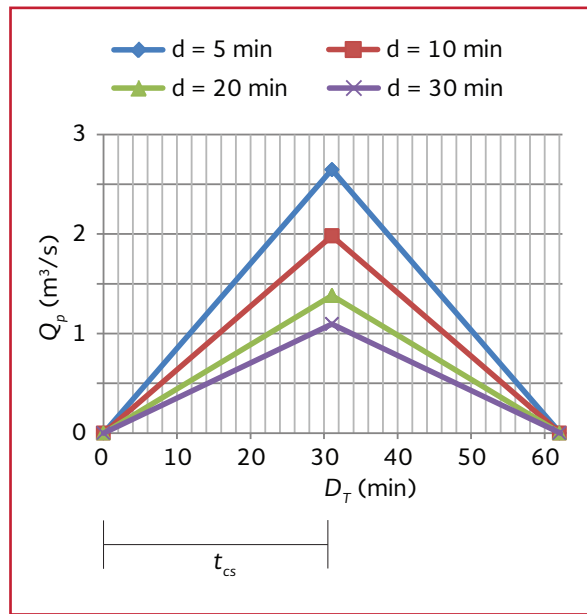


Ilustración 2.50 Hidrograma de salida de Mc6 para duraciones mayores a  $t_{cs}$

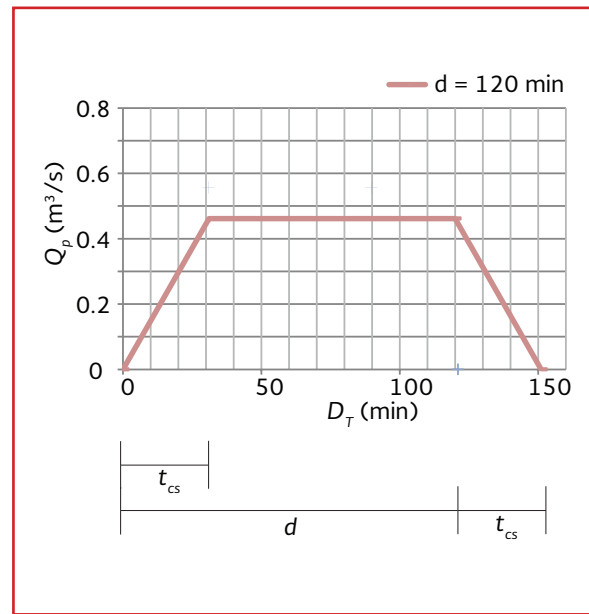


Tabla 2.22 Gasto pico para  $Tr = 10$  años, en la Mc 6

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	$Q_p$ $m^3/s$
5	275.26	2.65
10	206.01	1.98
20	143.67	1.38
30	113.95	1.10
50	83.78	0.81
60	74.81	0.72
90	57.85	0.56
120	48.01	0.46
1440	8.79	0.08

Tabla 2.23 Gasto pico para un Tr de 10 años en las 14 microcuencas

Duración (min)	5	10	20	30	50	60	90	120	1440
<i>i</i> (mm/h)	<b>275.26</b>	<b>206.01</b>	<b>143.67</b>	<b>113.95</b>	<b>83.78</b>	<b>74.81</b>	<b>57.85</b>	<b>48.01</b>	<b>8.79</b>
Mc 1	0.516	0.386	0.269	0.214	0.157	0.140	0.108	0.090	0.016
Mc 2	1.640	1.228	0.856	0.679	0.499	0.446	0.345	0.286	0.052
Mc 3	2.706	2.026	1.413	1.120	0.824	0.736	0.569	0.472	0.086
Mc 4	2.698	2.019	1.408	1.117	0.821	0.733	0.567	0.471	0.086
Mc 5	4.470	3.345	2.333	1.851	1.361	1.215	0.939	0.780	0.143
Mc 6	2.647	1.981	1.381	1.096	0.806	0.719	0.556	0.462	0.084
Mc 7	1.476	1.105	0.770	0.611	0.449	0.401	0.310	0.257	0.047
Mc 8	1.374	1.029	0.717	0.569	0.418	0.374	0.289	0.240	0.044
Mc 9	2.947	2.206	1.538	1.220	0.897	0.801	0.619	0.514	0.094
Mc 10	3.477	2.603	1.815	1.440	1.058	0.945	0.731	0.607	0.111
Mc 11	6.755	5.056	3.526	2.796	2.056	1.836	1.420	1.178	0.216
Mc 12	3.746	2.804	1.955	1.551	1.140	1.018	0.787	0.653	0.120
Mc 13	1.878	1.406	0.980	0.777	0.572	0.510	0.395	0.328	0.060
Mc 14	1.357	1.015	0.708	0.562	0.413	0.369	0.285	0.237	0.043

pluvial debe ser capaz de desalojar de la zona en estudio.

Además de este método existen algunos otros que, de forma similar, permiten estimar el gasto a la salida de un cuenca, en función de la curva  $i-d-Tr$ , así como las características hidrográficas de la cuenca en estudio, estas se abordan a detalle en Campos-Aranda (2010).

Por otra parte, como se ha comentado a lo largo del manual, el uso de programas de cómputo permiten realizar estos procedimientos de forma más rápida. A continuación se presentan un ejemplo de aplicación utilizando un programa de cómputo para la estimación del gasto pluvial y los correspondientes hidrogramas de diseño.

#### 2.5.4 DEFINICIÓN DEL HIDROGRAMA DE DISEÑO A TRAVÉS DE SIMULACIÓN MATEMÁTICA

El método racional, así como muchos otros, permiten estimar un gasto "pico", en función de la curva  $i-d-Tr$ , sin embargo, el hidrograma de diseño que resulta de aplicar este método no caracteriza la variación de la precipitación a lo largo del tiempo.

En el mercado se encuentran disponibles programas de cómputo que permiten caracterizar el flujo que escurre por la superficie. Cuentan con una serie de módulos que permiten representar cada una de las etapas; desde la precipitación hasta la descarga del flujo a través del sistema de drenaje.



En este apartado se presenta la aplicación de un programa de cómputo libre para la definición del hidrograma de diseño, utilizando los hietogramas calculados en el apartado 3.6, con los cuales es posible caracterizar la variación de la precipitación a lo largo de su tiempo de duración.

El programa EPA SWMM® 5.1 (*EPA Storm Water Management Model*), es un paquete de distribución gratuita, desarrollado por la Agencia de protección ambiental de los Estados Unidos de América, EPA, por sus siglas en inglés, tiene un módulo de simulación que permite estimar un hidrograma a la salida de una cuenca, tomando como punto de partida un hietograma, como el presentado en la Ilustración 3.49, y las características hidrográficas de la cuenca como son:

- Área
- Ancho medio de la cuenca
- Pendiente media
- Porcentaje de área impermeable
- Coeficiente de escurrimiento

Con esta información es posible simular el comportamiento del flujo sobre la superficie de la cuenca y obtener a la salida el hidrograma de diseño.

### Ejemplo 2.11

Utilizando el hietograma unitario, para una duración de 60 minutos que se calculó en el apar-

tado 3.5.5, además de la precipitación para un  $Tr = 10$  años y  $d = 60$  minutos,  $P_{10} = 74.81$  mm que se obtiene de la curva  $P-d-Tr$ , definida en el apartado 3.6.3, se obtiene el hietograma de diseño que se muestra en la Ilustración 2.40, el cual se aplicará en la microcuenca Mc 6 de la Ilustración 2.22.

Las características hidrográficas de la microcuenca se muestran en la Tabla 2.24.

Donde, el ancho medio resulta de dividir el área de la microcuenca entre la longitud de la línea de corriente principal y el porcentaje de área impermeable resulta de dividir la suma de las áreas impermeables (asfalto y lotificación de la Tabla 2.9) entre el área total. Los demás parámetros se calcularon y presentaron en el apartado 2.3.3.

Estos datos se ingresaron al programa EPA SWMM® 5.1 (Ilustración 2.51) y se realizó una simulación para un periodo de tres horas. El hidrograma de diseño arrojado por el programa, se muestra en la Ilustración 2.52.

Observe de acuerdo con el modelo de simulación, el gasto de escurrimiento corresponde a los incrementos y decrementos de precipitación, sin embargo una vez concluida la tormenta, la respuesta de la cuenca se prolonga casi una hora después. Este proceso se puede repetir para cada microcuenca, con la precipitación  $P$ , la duración  $d$  y cualquier periodo de retorno  $Tr$  que se requiera.

Tabla 2.24 Parámetros hidrográficos de la Mc 6

Parámetro	Valor	Unidad
Área	66774.48	m <sup>2</sup>
Longitud de la línea de corriente principal	416.32	m
Ancho medio	160.39	m
$S$	1.73	%
$C_e$	0.52	
% Área impermeable	68.85	%

Ilustración 2.51 Microcuenca Mc 6 dentro del programa SWMM® 5.1

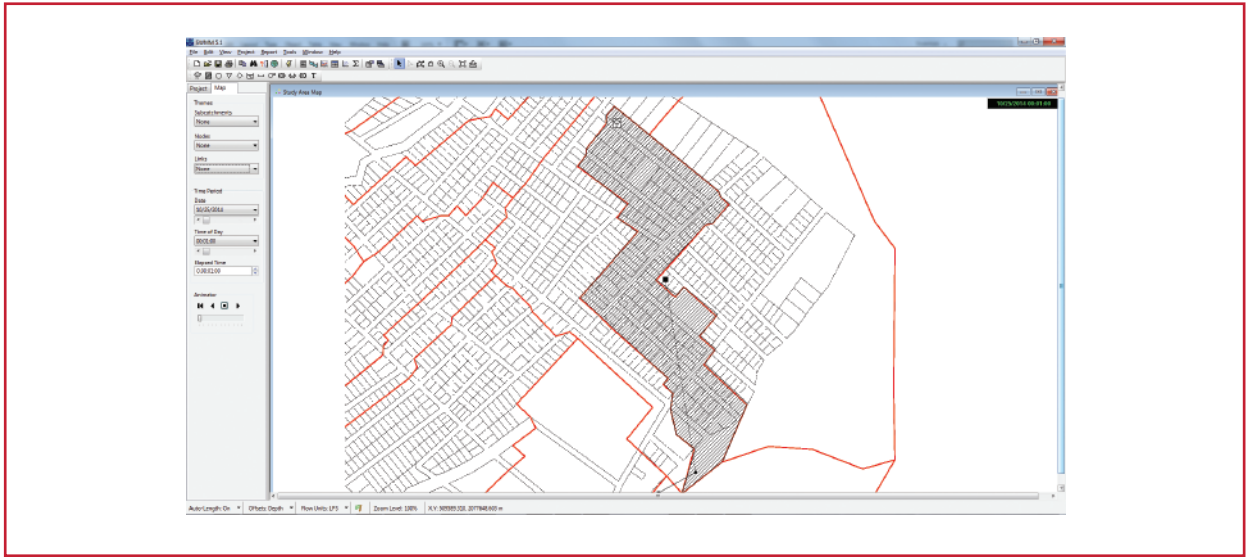
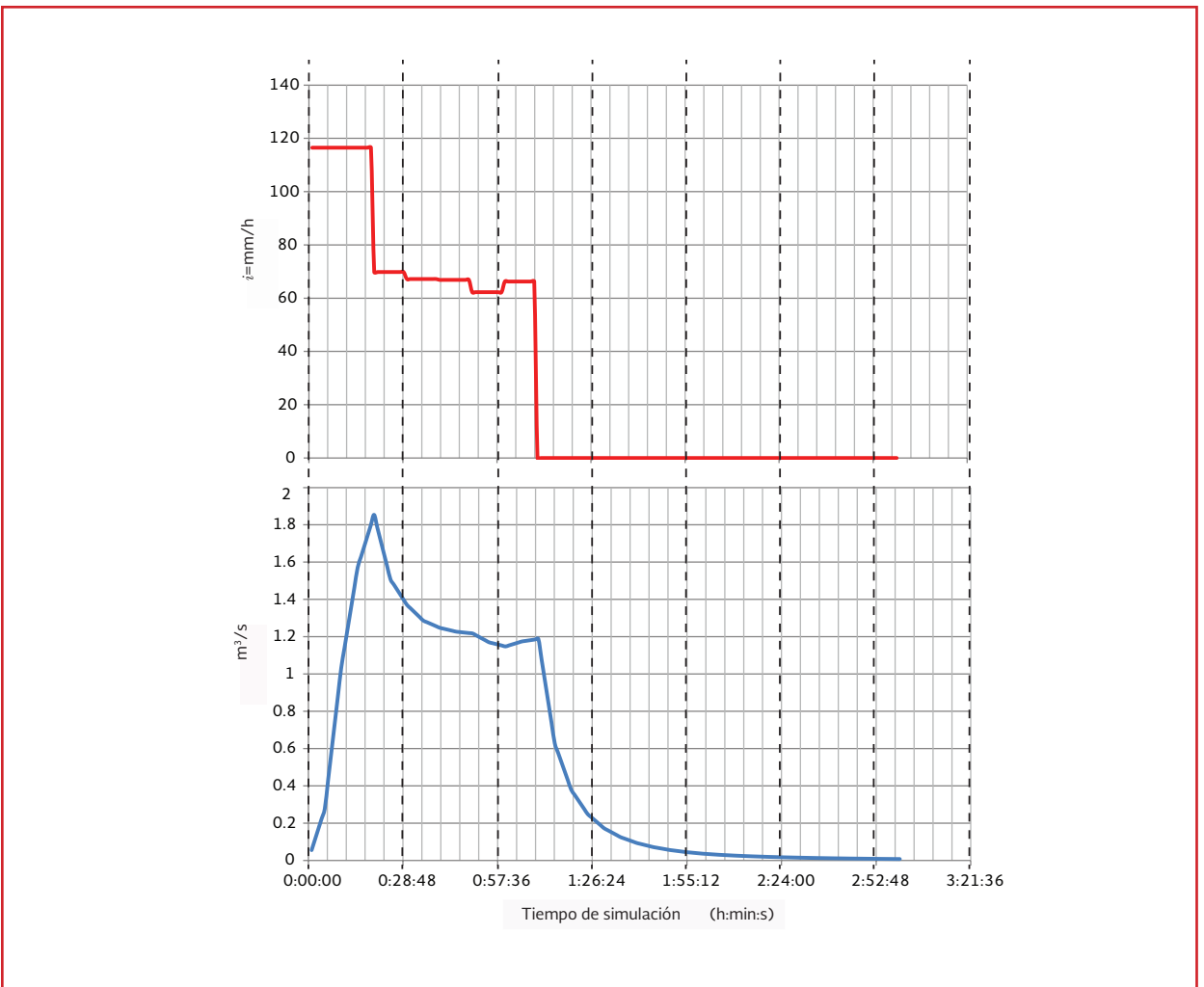


Ilustración 2.52 Hietograma e hidrograma de diseño obtenido con el modelo de simulación SWMM® 5.1





# 3

## HIDROLOGÍA APLICADA AL DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL URBANO

En este capítulo se presentan las definiciones básicas del ciclo hidrológico, la forma de obtener registros históricos, tanto pluviométricos, pluviográficos e hidrométricos. Su análisis estadístico y probabilístico; para calcular la lluvia de diseño del sitio en estudio, para un determinado periodo de retorno y duración.

Así mismo, se analiza el comportamiento temporal de la precipitación a través de hietogramas, y su análisis para convertirlos en escurrimiento del flujo por la cuenca, considerando la topografía, el tipo de suelo y las pérdidas de agua que se presentan a lo largo de su recorrido. A estos gráficos se le conoce como hidrogramas.

### 3.1 DEFINICIONES BÁSICAS

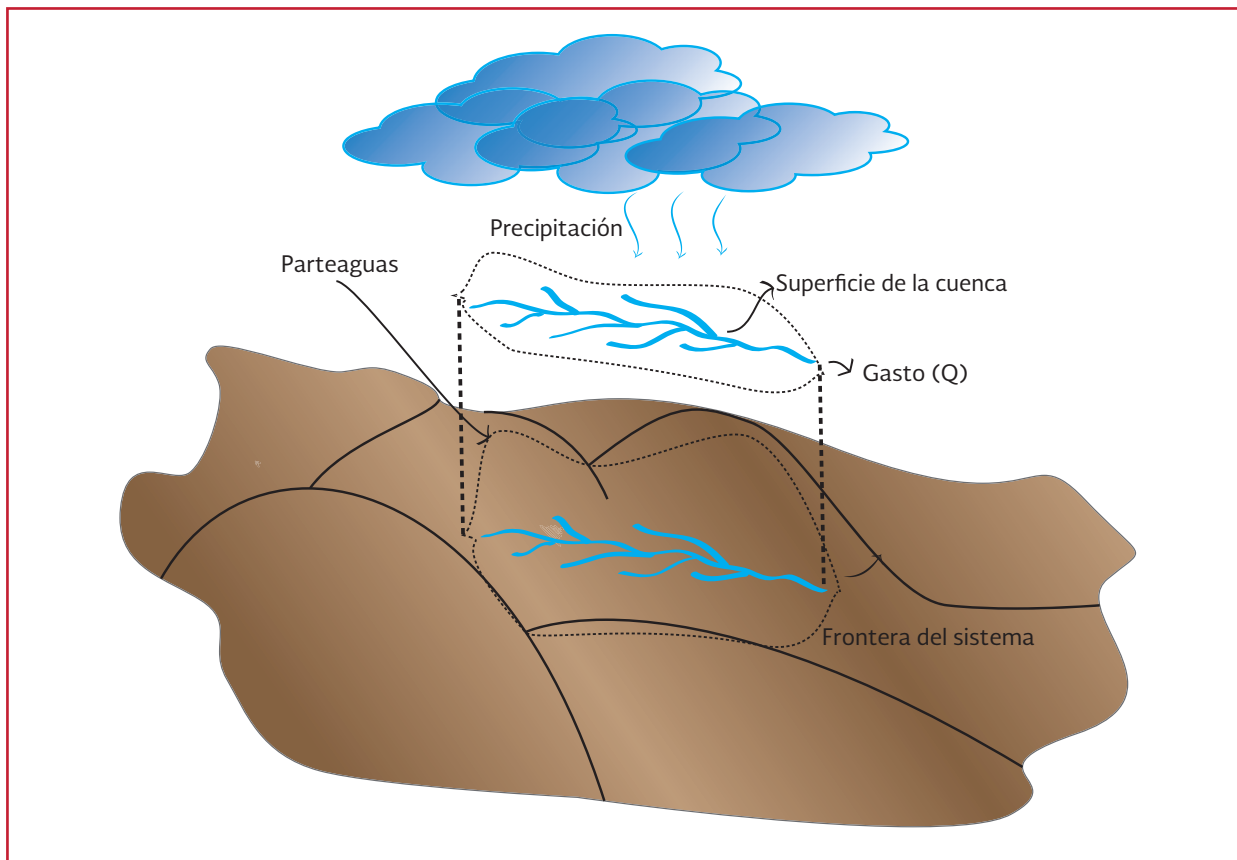
La hidrología se encarga del estudio de los procesos de circulación, ocurrencia y distribución del agua sobre la superficie terrestre, así como su interacción con el medio ambiente. Algunos conceptos básicos en la hidrología se presentan a continuación, sin embargo, si se desea ahondar más en el tema se recomienda consultar Aparicio (1989), Chow (1994) y Campos-Aranda (2010):

- a) **Cuenca.** Es la unidad básica en un estudio hidrológico y se define como el área de terreno donde el agua de lluvia que cae sobre su superficie y que no se infiltra, es conducida hasta un punto de salida (cuenca abierta) o de almacenamiento (cuenca cerrada). Es importante aclarar que el tamaño de una cuenca depende de la ubicación del punto de salida. Dentro de la cuenca se considera la existencia de una corriente principal y de tributarios, que son afluentes de la primera. A su vez, las cuencas se clasifican por su tamaño, de acuerdo con la Tabla 3.1
- b) **Parteaguas.** Es una línea poligonal formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas, vea la Ilustración 3.1
- c) **Sistema hidrológico.** Es el conjunto formado por la cuenca, las características locales del terreno (topografía, tipo de suelo, vegetación, etc.), las corrientes (subterráneas y superficiales) y todos aquellos factores que tienen influencia

Tabla 3.1 Clasificación de una cuenca de acuerdo a su magnitud (adaptado de Campos Aranda, 1988)

Tamaño de la cuenca ( km <sup>2</sup> )	Descripción
<10	Microcuenca
10 a 25	Subcuenca
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia-Pequeña
500 a 2 500	Intermedia-Grande
2 500 a 5 000	Grande
> 5 000	Muy grande

Ilustración 3.1 Representación esquemática de una cuenca



sobre la cantidad de agua existente en la cuenca (la precipitación, el clima, etc.). De lo anterior se deduce que no existen dos cuencas iguales, aunque para efectos de cuantificación del escurrimiento dos cuencas cercanas pudieran ser consideradas similares hidrológicamente

**d) Drenaje.** En hidrología es el medio por el cual se retira del terreno el exceso

de agua no utilizable y se conforma de cualquier estructura, natural o artificial, que facilite el escurrimiento y evita el almacenamiento del agua en una zona particular. Existen dos tipos de drenaje: el natural, formado por las corrientes superficiales y subterráneas, y el artificial, el cual está integrado por las conducciones construidas por el hombre

De acuerdo a su importancia, también se definen dos sistemas de drenaje en una cuenca: principal o primario, que se define como el cauce de mayor longitud y el secundario, que es tributario de la corriente principal.

Aunque es difícil establecer una división entre ambos, el primario corresponde a la corriente principal, y el secundario es la red de corrientes tributarias naturales y conducciones hechas por el hombre que transportan el agua hacia el sistema de drenaje principal, vea la Ilustración 3.2.

La forma de definir el cauce principal (primario) y sus tributarios (secundarios) es mediante el criterio del número de orden (Aparicio, 1989). R.E. Horton asignó el valor de orden 1 a las corrientes más pequeñas (las que no se encuentran ramificadas), orden 2 a las corrientes que sólo tienen ramificaciones o tributarios de primer orden; de orden 3 las que cuentan con dos o más tributarios de orden 2, dos corrientes de orden tres forman una de orden 4, y así sucesivamente. Vea la Ilustración 3.3.

El orden de la corriente principal será un indicador de la magnitud de la ramificación y de la extensión de la red de drenaje dentro de la cuenca.

### 3.1.1 CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico se refiere a los procesos por los que pasa el agua durante su transporte continuo entre los océanos, la atmósfera, y la tierra (Ilustración 3.4). Puede comenzar desde cualquiera de estos puntos, aunque su explicación suele hacerse de la manera siguiente (Campos-Aranda, 1988):

- a) **Evaporación del agua.** La superficie de los océanos forma grandes masas de vapor de agua que al condensarse forman las nubes; éstas viajan por la atmósfera impulsadas por los vientos hasta que algún mecanismo climático ocurre y provoca la precipitación del agua
- b) **Precipitación del agua.** De ésta una parte del agua puede ser interceptada por la vegetación, edificios, carre-

Ilustración 3.2 Sistemas de drenaje mayor y menor

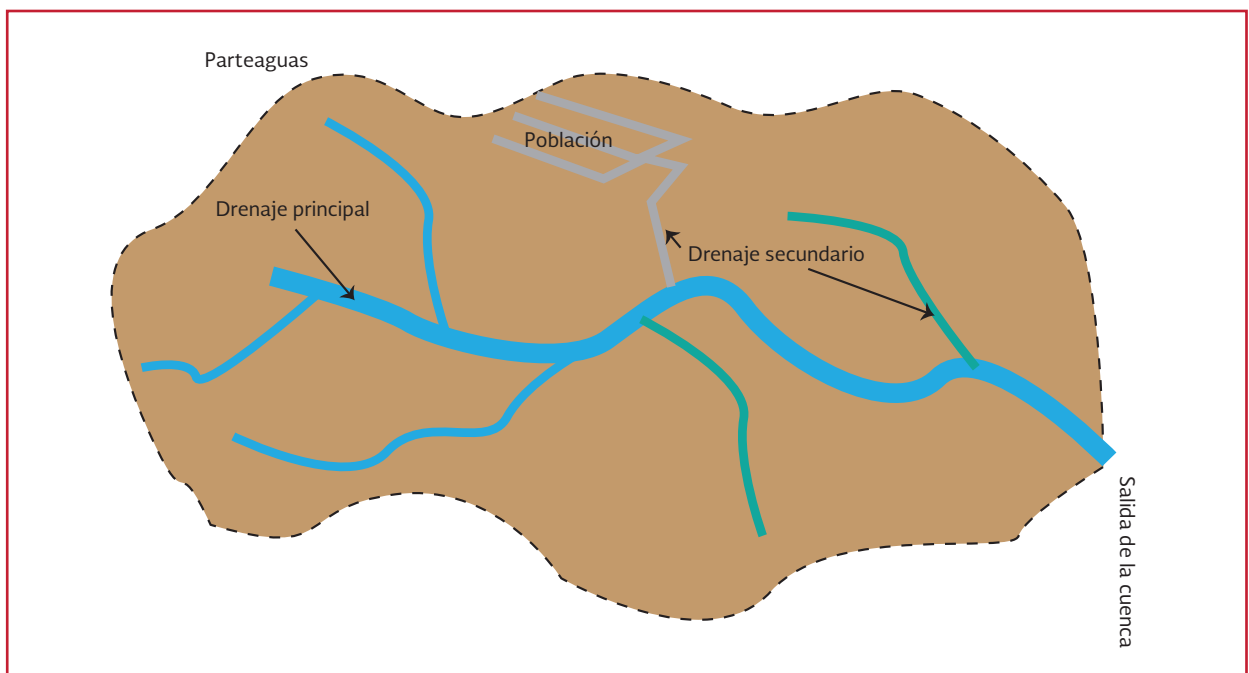


Ilustración 3.3 Ejemplo de la determinación del número de orden en una cuenca

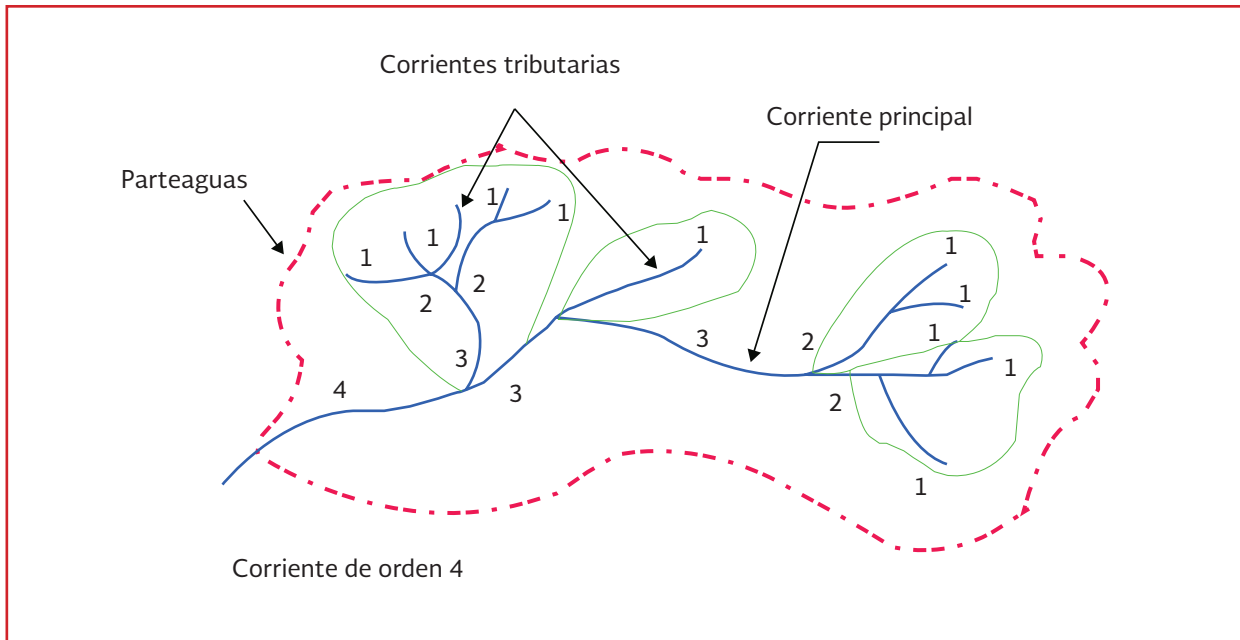
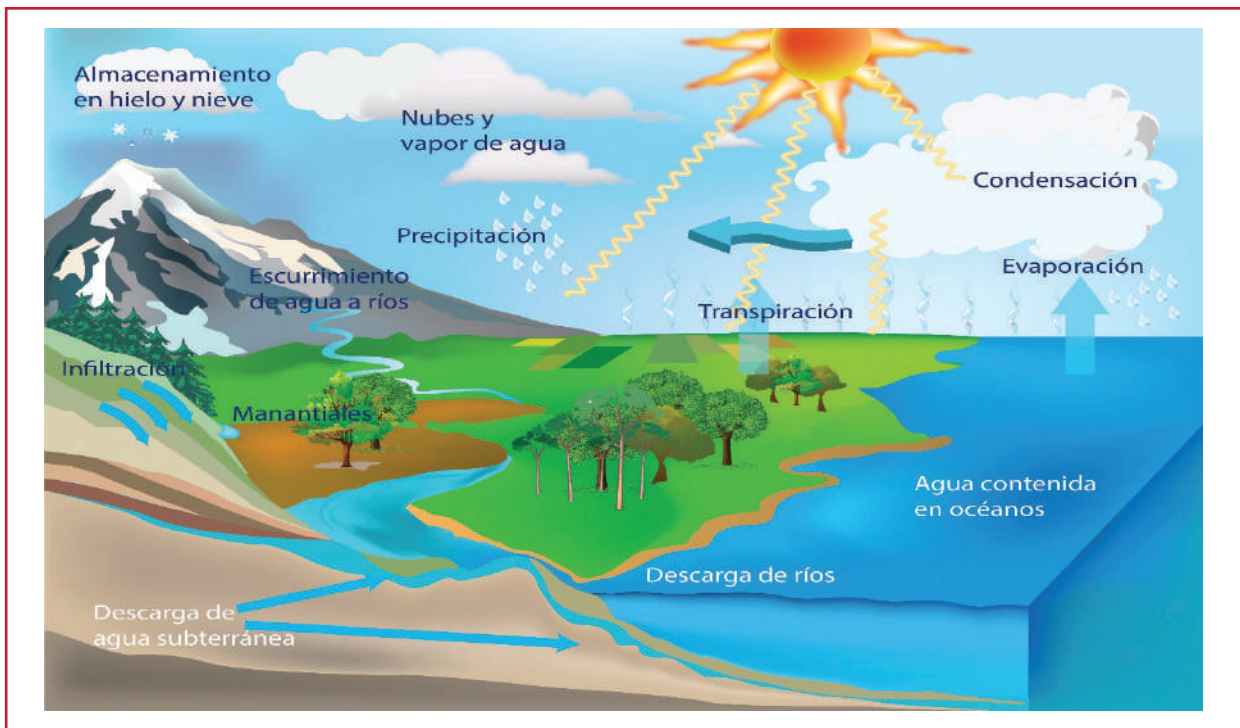


Ilustración 3.4 El ciclo hidrológico (adaptado de Chow, 1994)



teras, etc., otra regresa a la atmósfera al evaporarse y la otra parte se infiltra en la tierra o escurre superficialmente hacia ríos, lagos o depresiones del terreno, donde puede ingresar al terreno o evaporarse

- c) **Escurrimiento superficial.** El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases de escurrimiento: superficial, subsuperficial y subterráneo

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca (Aparicio, 1989)

- d) **Infiltración del agua.** Se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares (Aparicio, 1989). Esta puede fluir en forma subterránea hasta brotar en manantiales o corrientes, o llegar a formar parte de los mantos acuíferos, donde es almacenada o transportada hacia los océanos

Las fases del ciclo hidrológico que interesan para fines de este manual son la precipitación pluvial y el escurrimiento superficial, pues sus efectos pueden llegar a provocar daños a las poblaciones. La cuantificación de la lluvia, el escurrimiento superficial, son temas de la hidrología.

## 3.1.2 PRECIPITACIÓN

Se llama precipitación a aquellos procesos mediante los cuales el agua cae de la atmósfera a la superficie de la tierra, en forma de lluvia (precipitación pluvial), nieve o granizo. En nuestro país, la primera es la que genera los escurrimientos superficiales que interesa analizar en éste manual.

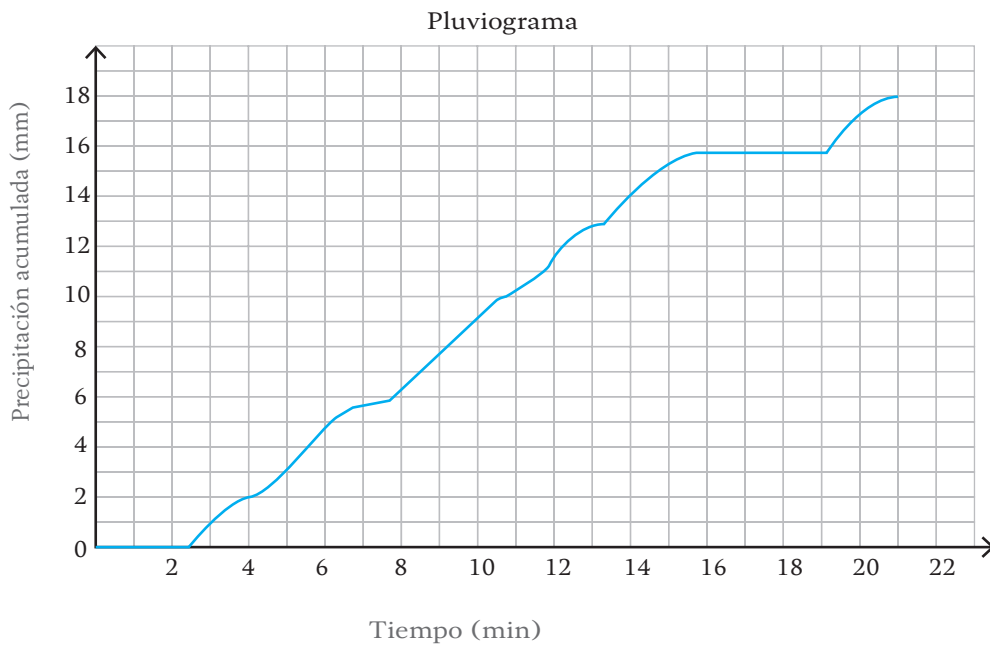
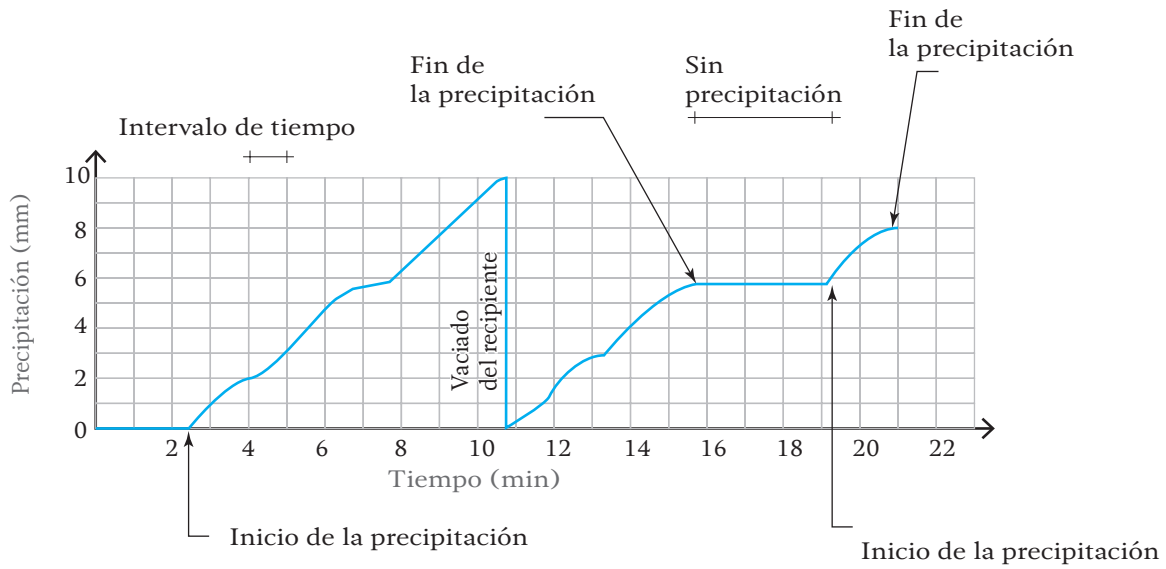
La magnitud de los escurrimientos superficiales está ligada proporcionalmente a la magnitud de la precipitación pluvial. Por este motivo, los estudios de drenaje parten del estudio de la precipitación para estimar los gastos de diseño. La medición de la precipitación se ha llevado a cabo, principalmente, con aparatos climatológicos conocidos como pluviómetros y pluviógrafos. Ambos se basan en la medición de una lámina de lluvia (mm), la cual se interpreta como la altura del nivel del agua que se acumularía sobre el terreno sin infiltrarse o evaporarse sobre un área unitaria. El pluviómetro mide la precipitación acumulada entre un cierto intervalo de tiempo de lectura (usualmente de 24 horas). El pluviógrafo registra en una gráfica (pluviograma) la altura de lluvia acumulada de acuerdo al tiempo (Ilustración 3.5).

### 3.1.2.1 Intensidad de lluvia y duración

La intensidad de lluvia y la duración son dos conceptos asociados entre sí. La primera se define como la altura de lluvia acumulada por unidad de tiempo (usualmente en mm/h) y la segunda es simplemente un intervalo de tiempo (usualmente en minutos).



Ilustración 3.5 Registro pluviográfico (adaptado de Aparicio, 1989)



Dado que la lluvia varía con el tiempo, la intensidad de lluvia depende del intervalo de tiempo considerado o duración (min).

En la práctica, pocas veces se puede obtener registros de precipitación, como los mostrados en la Ilustración 3.5, lo más común es tener acceso a datos pluviométricos, con la precipitación acumulada cada 24 horas, tal como se presenta en la Tabla 3.17.

Estos datos brindan la información de "cuánto llueve", sin embargo, no de "cómo llueve", pero a través del tratamiento matemático adecuado (que se presentará a continuación), permite definir las precipitaciones probables, en función de un periodo de retorno.

Para el diseño, se deben considerar una serie de estaciones que estén próximas al sitio en estudio y que su área de influencia cubra el total de las cuencas de aporte que se involucren en el análisis.

Por otra parte, es imprescindible que los datos obtenidos de las estaciones, tengan continuidad durante su periodo de registro, de no ser así, será necesario aplicar métodos para la deducción de los datos faltantes los cuales se presentan en el apartado 3.5.2, en función de los registros en otras estaciones.

#### 3.1.2.2 Distribución espacial y temporal de la lluvia

La lluvia es variable en el tiempo y en el espacio. Por esta razón, es recomendable que se instalen un número suficiente de pluviógrafos en la zona de

interés. Cuando no sea posible esto se recurrirá a usar pluviómetros.

La variación espacial de la lluvia se puede conocer a partir de la comparación de los registros de lluvia de pluviómetros y pluviógrafos. Por otra parte, la variación temporal de la lluvia es fielmente representada en los pluviógrafos.

Los estudios de drenaje se basan en análisis de los registros de precipitación de una o varias estaciones climatológicas, dependiendo del tamaño de la cuenca en estudio. Sin embargo, debido a que las lecturas disponibles son diferentes en cada estación, deben seguirse ciertos procedimientos para utilizar la información disponible en el diseño.

## 3.2 ANÁLISIS DE REGISTROS DE LA PRECIPITACIÓN

El tamaño de la cuenca en estudio indicará de cuantas estaciones climatológicas deben obtenerse registros de precipitación. Se recomienda emplear todas las estaciones que se ubiquen dentro de la zona de estudio y aquellas que se encuentren cerca del parteaguas. A continuación se presentan diversos métodos para determinar las características principales de una tormenta sobre una zona de interés.

### 3.2.2.1 Precipitación media

La precipitación media de una cuenca es el cociente que resulta de dividir el volumen total de agua generado por una tormenta entre el área

de la cuenca. Es equivalente a suponer una distribución uniforme de la lluvia sobre toda la cuenca dando como resultado el registro de la misma altura de lluvia en cualquier punto de la cuenca.

Para calcular la precipitación media de una tormenta dada, se dispone de tres métodos de uso generalizado en la práctica y son los siguientes:

- a) **Método aritmético.** Se obtiene dividiendo la suma de las alturas de lluvia registradas en todas las estaciones cercanas y dentro de la cuenca entre el número de estaciones:

$$\bar{P} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde:

- $\bar{P}$  = Altura de precipitación media (mm)  
 $n$  = Número de estaciones en análisis  
 $P_i$  = Altura de precipitación registrada en la estación  $i$  (mm)

- b) **Polígonos de Thiessen.** Este método consiste primero en obtener el área tributaria de cada estación empleando polígonos y luego se calcula la lluvia media como un promedio pesado de la manera siguiente:

- a. Unir mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca las estaciones más próximas entre sí, con ello se forman triángulos en cuyos vértices se ubican las estaciones pluviométricas o pluviográficas (líneas rectas discontinuas en la Ilustración 3.6)  
 b. Trazar las mediatrices a los lados de los triángulos. Por geometría,

las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un punto único (líneas rectas continuas en la Ilustración 3.6)

- c. Cada estación pluviográfica o pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas trazadas en el paso anterior y en algunos casos, por el parteaguas de la cuenca, que forman los llamados polígonos de Thiessen. El área encerrada por ellos se conoce como el área de influencia de las estaciones correspondientes  
 d. La precipitación media se calcula como el promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como factor de peso el área de influencia:

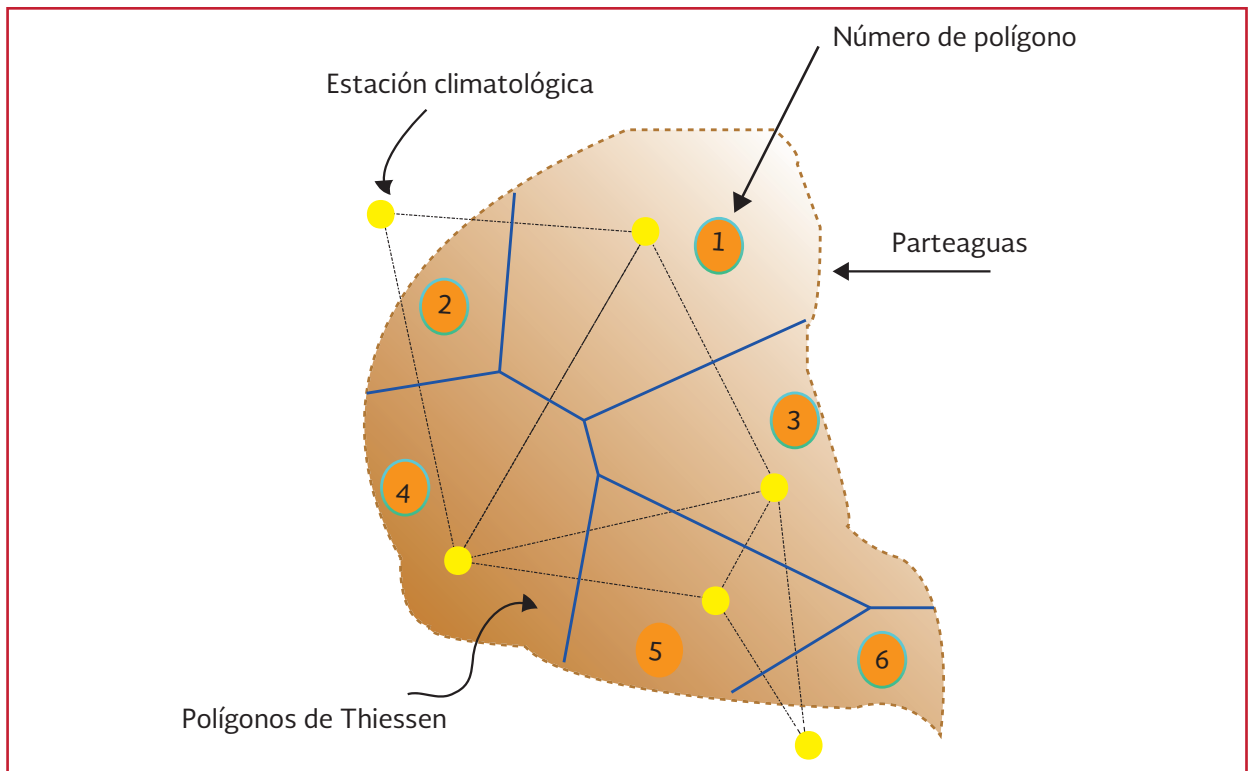
$$\bar{P}_T = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_{ei} P_i \quad \text{Ecuación 3.2}$$

donde:

- $\bar{P}_T$  = Altura de precipitación media calculada con el método de los polígonos de Thiessen (mm)  
 $A_T$  = Área total de la cuenca (km<sup>2</sup>)  
 $n$  = Número de estaciones  
 $A_{ei}$  = Área de influencia de la estación  $i$  (km<sup>2</sup>)  
 $P_i$  = Altura de precipitación registrada en la estación  $i$  (mm)

- c) **Método de las isoyetas.** Consiste en trazar sobre un plano de la cuenca donde se ubiquen las estaciones y los valores de lluvia registrados en cada estación, las líneas que unen puntos de igual altura de precipitación, se les llama isoyetas; el procedimiento es el siguiente:

Ilustración 3.6 Descripción de la aplicación del método de los polígonos de Thiessen (adaptado de Aparicio, 1989)



- Establecer las estaciones climatológicas de influencia en la cuenca y definir la precipitación media en la misma
- Realizar una triangulación, mediante líneas rectas que unan todas las estaciones, tal como se muestra en la Ilustración 3.7
- Partiendo de la hipótesis de que la distribución de la precipitación, es uniforme, cada línea trazada se debe dividir entre la diferencia de precipitaciones de estaciones que conecta, tal como se presenta en la Ilustración 3.8, esto se debe realizar para todas las líneas
- Por medio de líneas curvas o estilizadas, se deben unir todos los puntos con el mismo valor de precipitación, para obtener un plano como el mostrado en la Ilustración 3.9.

Para calcular la precipitación media se consideran como factor de peso al área entre dos isoyetas, el valor medio entre ambas isoyetas y el parteaguas de la cuenca. De esta forma:

$$\bar{P}_{is} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_{isi} \bar{P}_{isi} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

donde:

- $\bar{P}_{is}$  = Altura de precipitación media en la cuenca calculada con el método de las isoyetas (mm)
- $A_T$  = Área total de la cuenca (km<sup>2</sup>)
- $A_{isi}$  = Área  $i$  entre dos isoyetas (km<sup>2</sup>)
- $n$  = Número de estaciones
- $\bar{P}_{isi}$  = Precipitación media entre dos isoyetas  $i$  (mm)

Ilustración 3.7 Descripción de la aplicación del método de las isoyetas (adaptado de Aparicio, 1989)

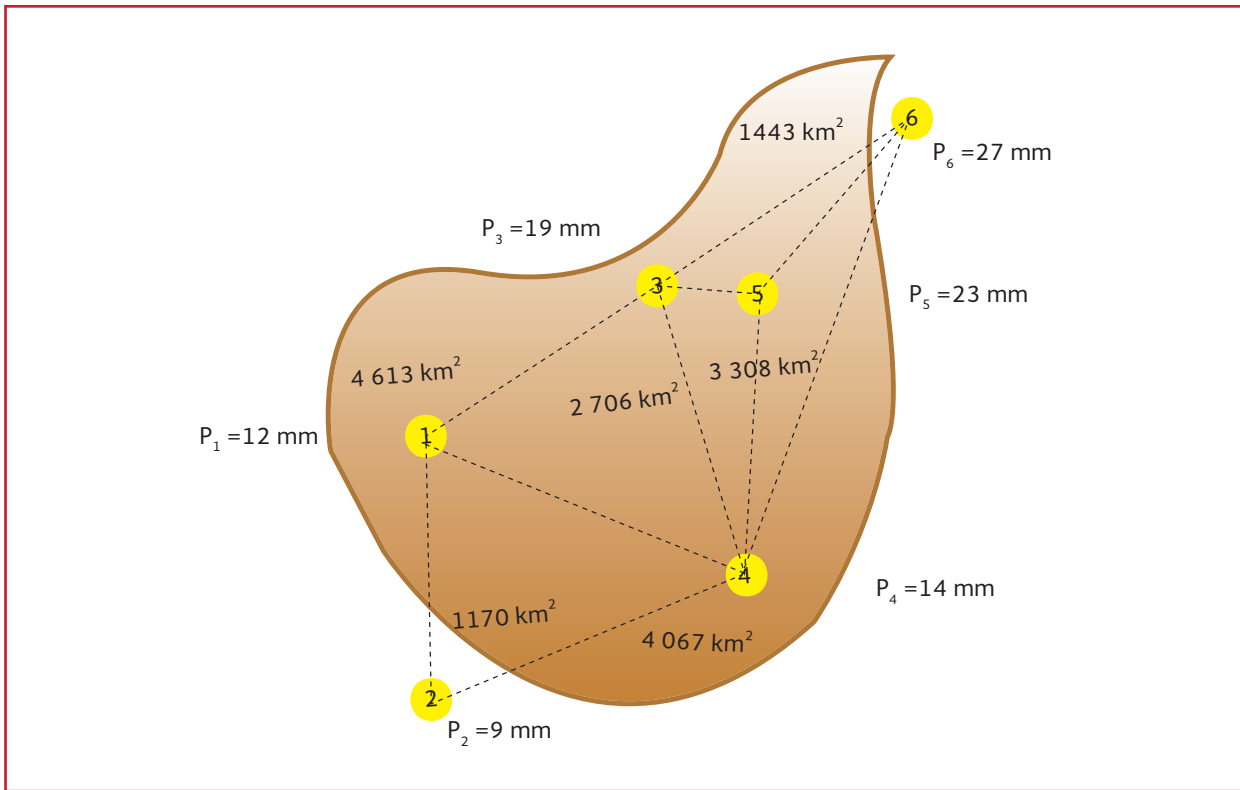


Ilustración 3.8 División uniforme de la diferencia de precipitación

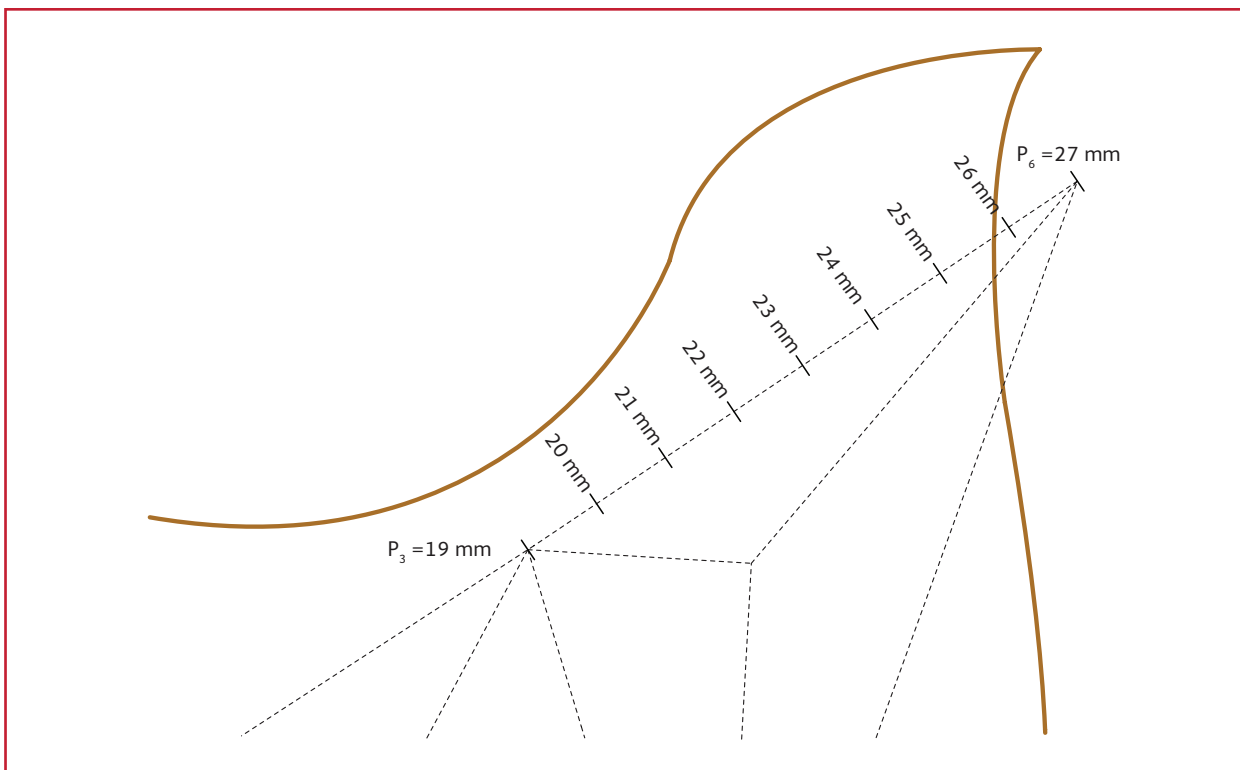
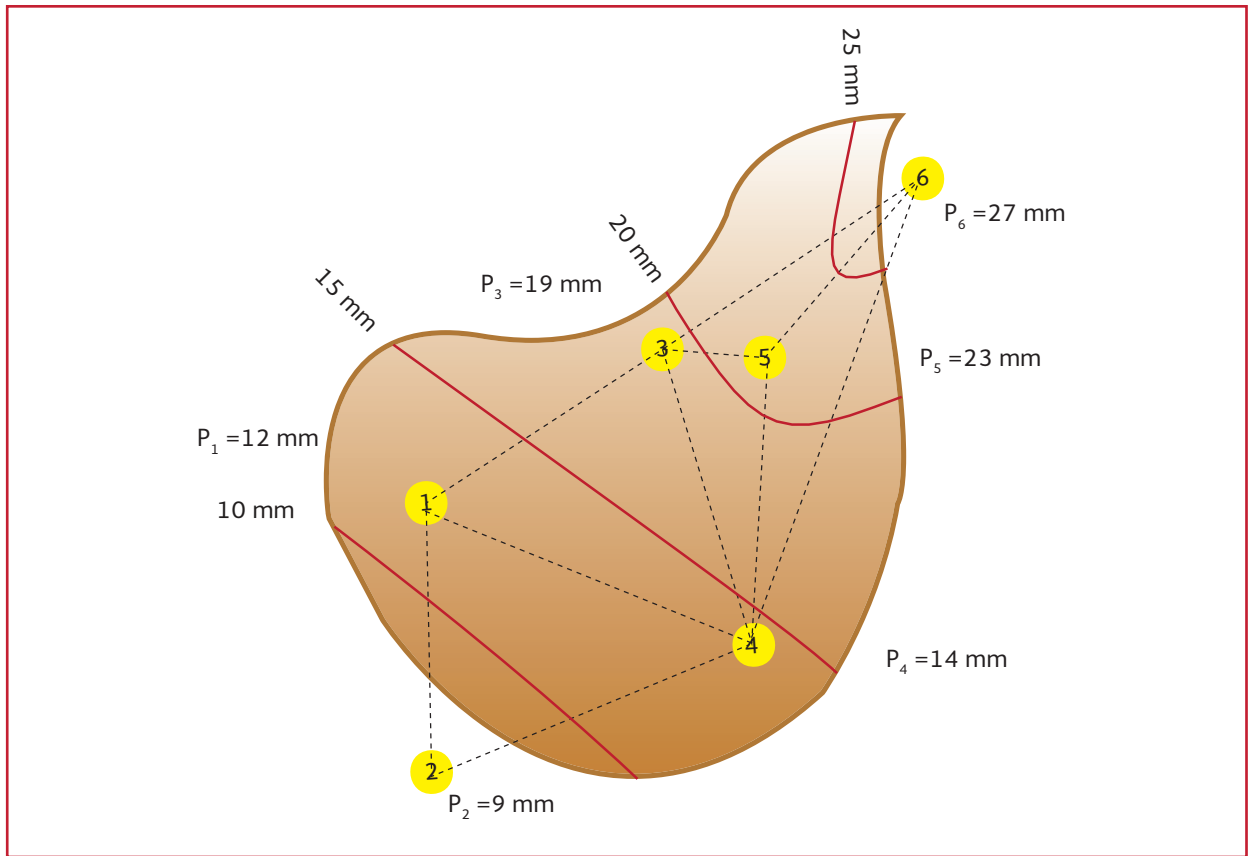


Ilustración 3.9 Trazo de líneas con mismo valor de precipitación (adaptado de Aparicio, 1989)



Para emplear cualquiera de los métodos mencionados, se requiere del plano de la cuenca en estudio, y en él que se indique la localización de los pluviómetros y/o pluviógrafos existentes, tanto dentro como fuera de la cuenca, con respecto a esto último solo se consideran aquellos cercanos al parteaguas de la cuenca. En la actualidad se tienen diversos paquetes de cómputo que simplifican la tarea, a manera de ejemplo, la Ilustración 3.10 muestra el trazo de polígonos de Thiessen con un Sistema de Información Geográfica (SIG), mientras que la Ilustración 3.11 muestra en trazo de isoyetas con un software especializado.

**Ejemplo 3.1**

En la cuenca mostrada en la Ilustración 3.7, se han registrado las alturas de precipitación seña-

ladas en la misma. Calcular las alturas medidas de precipitación usando los métodos de polígonos de Thiessen y método de las isoyetas.

- a) Polígonos de Thiessen (Ilustración 3.7), se muestra la división en áreas de influencia de la cuenca.

Las áreas de influencia de cada estación son:

$$\begin{aligned}
 A_{e1} &= 4613 \text{ km}^2 & A_{e2} &= 1170 \text{ km}^2 \\
 A_{e3} &= 2706 \text{ km}^2 & A_{e4} &= 4067 \text{ km}^2 \\
 A_{e5} &= 3308 \text{ km}^2 & A_{e6} &= 1443 \text{ km}^2
 \end{aligned}$$

La precipitación media resulta:

$$\begin{aligned}
 \bar{P}_T &= \frac{1}{17307} [12(4613) + 9(1170) \\
 &\quad + 19(2706) + 14(4067) \\
 &\quad + 23(3308) + 27(1443)] \\
 \bar{P}_T &= 16.7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ilustración 3.10 Polígonos de Thiessen trazados con un SIG (adaptado de Aparicio, 1989)

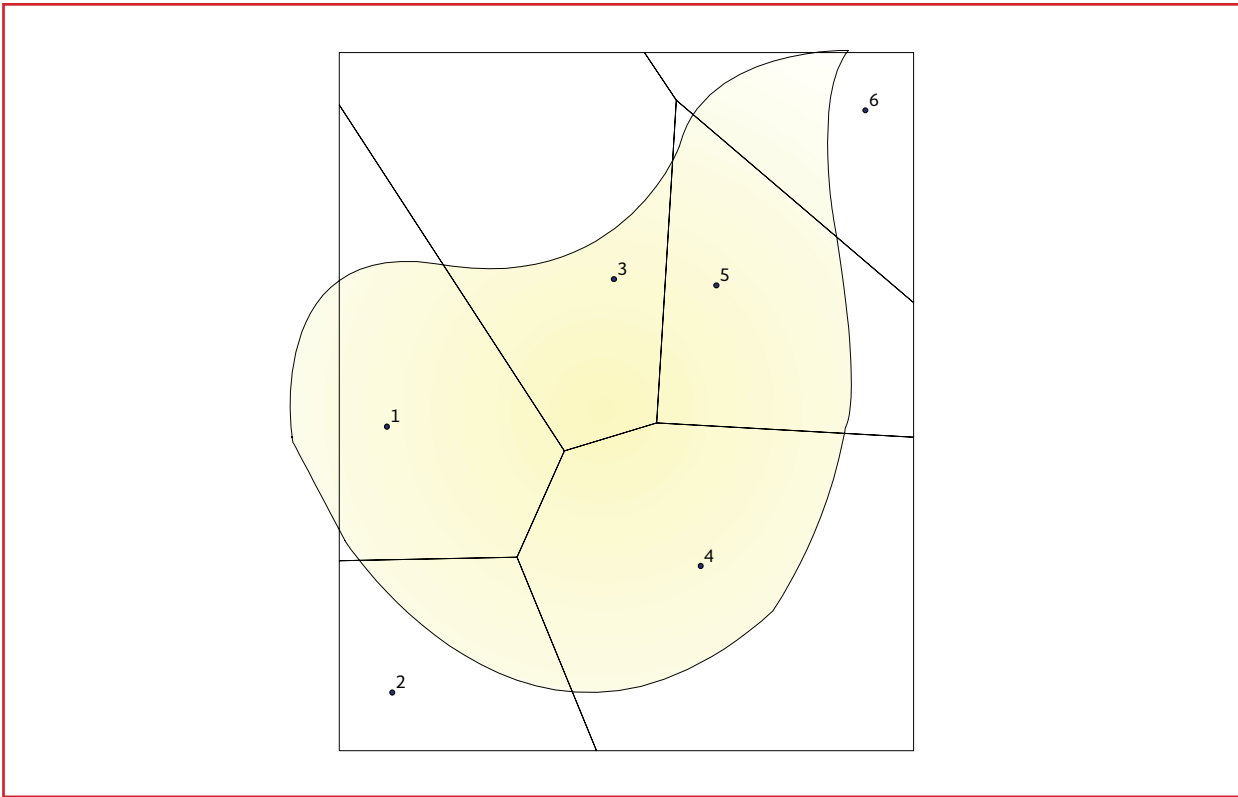
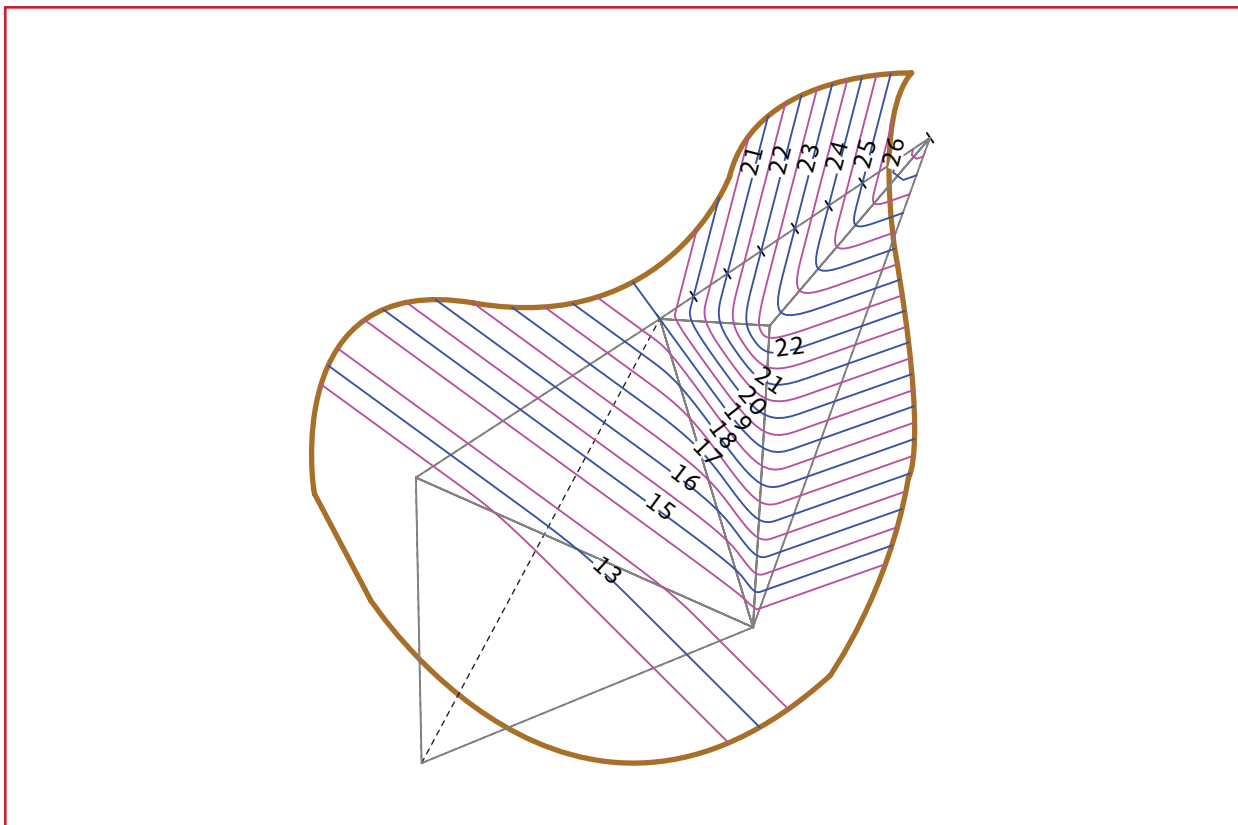


Ilustración 3.11 Plano de isoyetas trazado con un software especializado (adaptado de Aparicio, 1989)



b) Isoyetas, se muestra el trazo de la isoyeta para este caso (Ilustración 3.9). A un lado de cada estación esta anotada la precipitación registrada.

Como se observa, se trazan las curvas a cada 5 mm y la cuenca queda dividida en cinco zonas.

Las áreas y alturas de precipitación media son las siguientes (ver Ilustración 3.12)

$$A_{is1} = 368 \text{ km}^2, \bar{P}_{is1} = 7.5 \text{ mm}$$

$$A_{is2} = 7295 \text{ km}^2, \bar{P}_{is2} = 12.5 \text{ mm}$$

$$A_{is3} = 5426 \text{ km}^2, \bar{P}_{is3} = 17.5 \text{ mm}$$

$$A_{is4} = 2220 \text{ km}^2, \bar{P}_{is4} = 22.5 \text{ mm}$$

$$A_{is5} = 1998 \text{ km}^2, \bar{P}_{is5} = 27.5 \text{ mm}$$

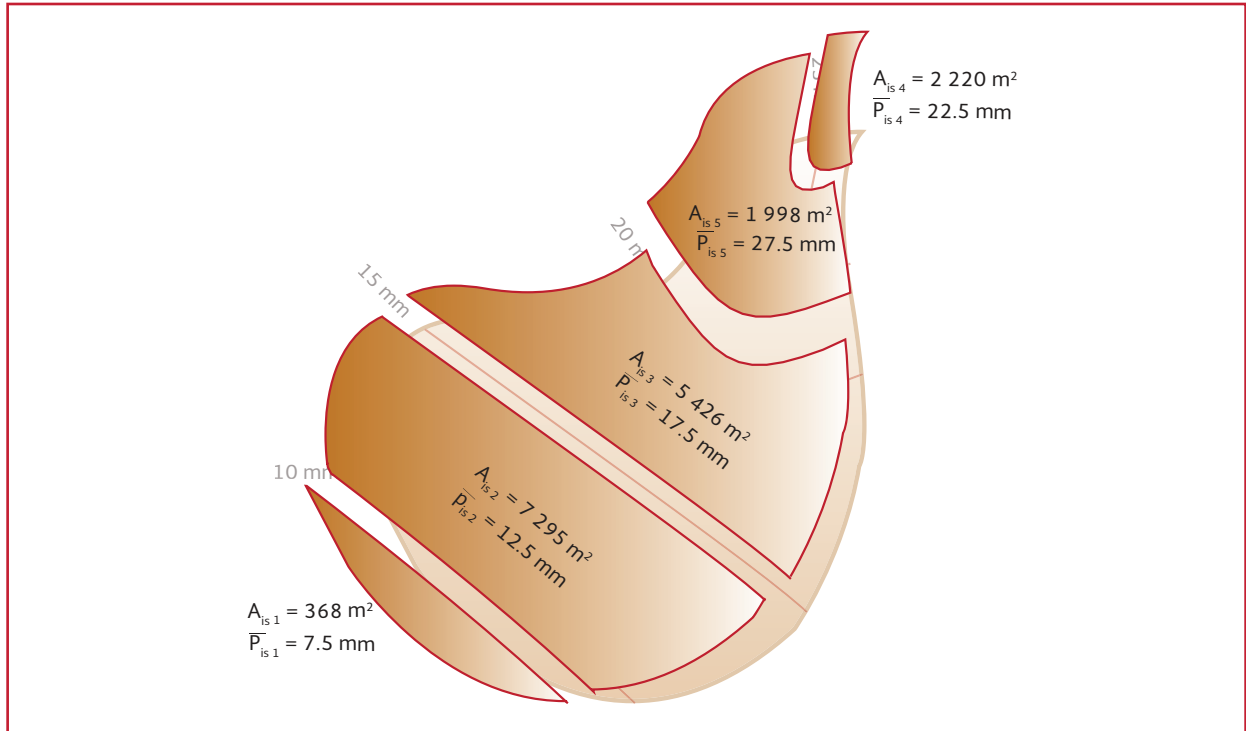
y la altura de precipitación media resulta:

$$\begin{aligned} \bar{P}_{is} &= \frac{1}{17307} (7.5 \times 368 \\ &\quad + 12.5 \times 7295 \\ &\quad + 17.5 \times 5426 \\ &\quad + 22.5 \times 2220 \\ &\quad + 27.5 \times 1998) \\ &= 17 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 3.2.2.2 Curva masa media

La precipitación media, vista de forma general, es el promedio pesado de los valores de precipitación acumulados en un periodo de tiempo. Sin embargo, para el diseño de sistemas de drenaje pluvial, es necesario conocer, además del volumen de precipitación, en qué forma se precipita el agua

Ilustración 3.12 Áreas y precipitaciones medias para la cuenca (adaptado de Aparicio, 1989)





a lo largo del tiempo. Como puede observarse en la Ilustración 3.5, a través de los registros pluviográficos se puede caracterizar la evolución de la lluvia en cada estación (siempre que cuente con pluviógrafo), si desea conocer la variación en el tiempo de la precipitación media en la cuenca, es necesario determinar una curva que represente todas las curvas masas generadas por los distintos pluviógrafos del área de influencia. A ésta, se le llama curva masa media, pues representa el comportamiento medio, en el tiempo, de la precipitación en la cuenca. Existen diversos métodos para obtener una curva masa media, estos métodos están en función de los datos disponibles y pueden consultarse en Aparicio (1989), en este manual solo se mostrará el método de los polígonos de Thiessen.

El método consiste en multiplicar los valores de la altura de precipitación acumulada para cada estación por su respectiva área de influencia; la sumatoria de estos valores, se divide entre el área total de la cuenca, resultando un valor medio de la precipitación para cada tiempo determinado. De forma general se representa con la ecuación:

$$\bar{P}_t = \frac{\sum_{i=1}^n P_{ti} A_{ei}}{\sum_{i=1}^n A_{ei}} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

donde:

- $\bar{P}_t$  = Altura de precipitación media en el tiempo  $t$  (mm)
- $P_{ti}$  = Altura de precipitación en la estación  $i$  para el tiempo  $t$  (mm)
- $A_{ei}$  = Área de influencia de la estación  $i$  (km<sup>2</sup>)
- $n$  = Número de estaciones

El resultado obtenido puede afinarse si se cuenta con las isoyetas. Para ello se obtiene un factor de ajuste que es igual al cociente de la precipitación media calculada con el método de los polígonos de Thiessen y la calculada con el método de isoyetas:

$$F = \frac{\bar{P}_{is}}{\bar{P}_T} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

donde:

- $F$  = Factor de ajuste (adimensional)
- $\bar{P}_{is}$  = Altura de precipitación media en la cuenca calculada con el método de las isoyetas (mm)
- $\bar{P}_T$  = Altura de precipitación media de la tormenta calculada con el método de los polígonos de Thiessen (mm)

Por último, cada ordenada de la curva masa media se multiplica por el factor anterior y el resultado se conoce como curva masa media ajustada.

### Ejemplo 3.2

Construir una curva masa media ajustada para la cuenca de la Ilustración 3.13 y los registros de precipitación de la Ilustración 3.14.

### Solución

En la Tabla 3.2 se tienen los valores de la altura de precipitación acumulada para cada estación (extraídos de la Ilustración 3.14). Por su parte, en la Tabla 3.3 se calculan los productos del área de influencia  $A_{ei}$  por las alturas de precipitación  $P_i$ . Al final de esta tabla se realiza la suma de los valores de los productos y se divide entre el área total de la cuenca, es la curva masa media.

Ilustración 3.13 Polígonos de Thiessen (adaptado de Aparicio, 1989)

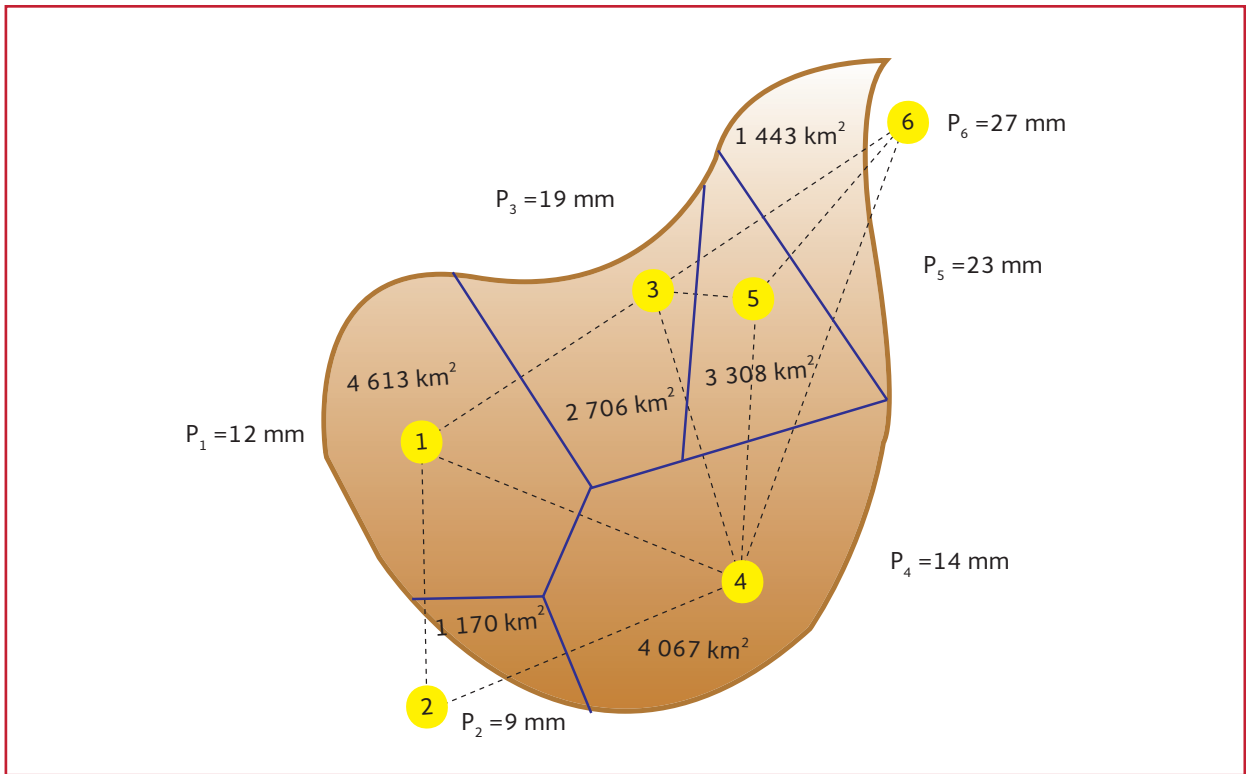


Ilustración 3.14 Datos de precipitación de las estaciones pluviográficas

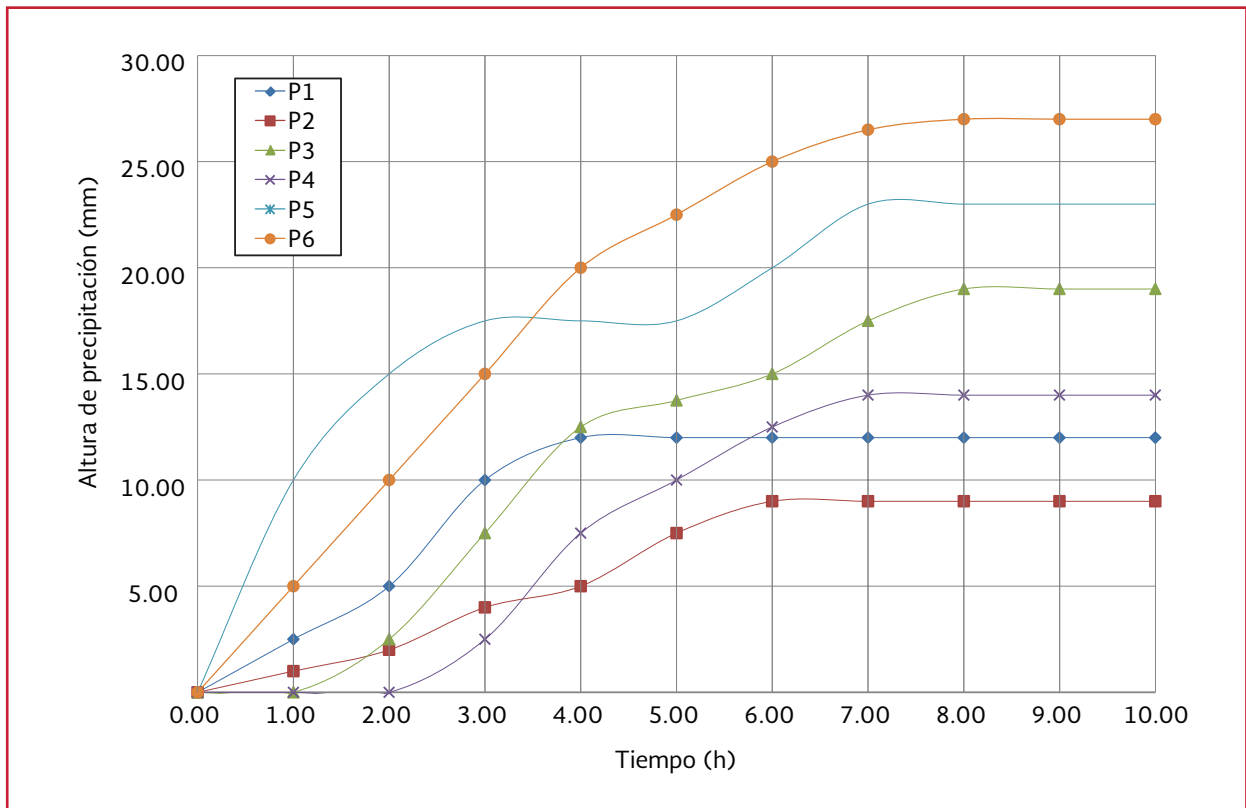


Tabla 3.2 Registros de precipitación en las estaciones de la Ilustración 3.10

Tiempo	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$
h	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	2.50	1.00	0.00	0.00	10.00	5.00
2.00	5.00	2.00	2.50	0.00	15.00	10.00
3.00	10.00	4.00	7.50	2.50	17.50	15.00
4.00	12.00	5.00	12.50	7.50	17.50	20.00
5.00	12.00	7.50	13.75	10.00	17.50	22.50
6.00	12.00	9.00	15.00	12.50	20.00	25.00
7.00	12.00	9.00	17.50	14.00	23.00	26.50
8.00	12.00	9.00	19.00	14.00	23.00	27.00
9.00	12.00	9.00	19.00	14.00	23.00	27.00
10.00	12.00	9.00	19.00	14.00	23.00	27.00

Tabla 3.3 Cálculo de la curva masa media

$A_{e1}(P_1)$	$A_{e2}(P_2)$	$A_{e3}(P_3)$	$A_{e4}(P_4)$	$A_{e5}(P_5)$	$A_{e6}(P_6)$	Curva Masa Media
mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
11532.50	1170.00	0.00	0.00	33080.00	7215.00	3.1
23065.00	2340.00	6765.00	0.00	49620.00	14430.00	5.6
46130.00	4680.00	20295.00	10167.50	57890.00	21645.00	9.3
55356.00	5850.00	33825.00	30502.50	57890.00	28860.00	12.3
55356.00	8775.00	37207.50	40670.00	57890.00	32467.50	13.4
55356.00	10530.00	40590.00	50837.50	66160.00	36075.00	15.0
55356.00	10530.00	47355.00	56938.00	76084.00	38239.50	16.4
55356.00	10530.00	51414.00	56938.00	76084.00	38961.00	16.7
55356.00	10530.00	51414.00	56938.00	76084.00	38961.00	16.7
55356.00	10530.00	51414.00	56938.00	76084.00	38961.00	16.7

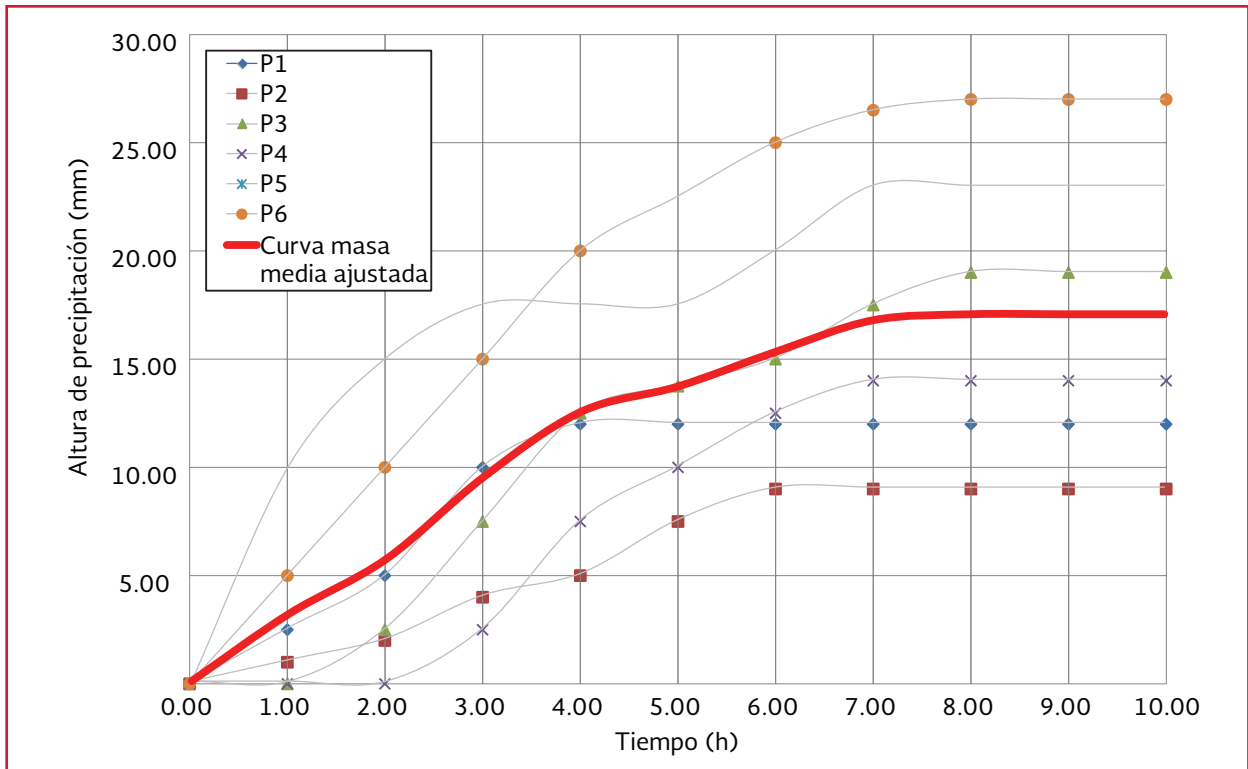
Para construir la curva masa media ajustada, todos los valores de la última columna de la Tabla 3.3 se multiplican por el factor de ajuste dado por la Ecuación 3.5 (nótese que en el apartado 3.2.2.1 se calculó la precipitación media por el método de las isoyetas). La curva masa media ajustada se muestra en la Ilustración 3.15. Obteniéndose el factor siguiente:

$$F = \frac{17}{16.7} = 1.02$$

### 3.2.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILIDAD EN HIDROLOGÍA

Para el diseño del sistema de drenaje pluvial, como otras obras de infraestructura, se requiere de estimaciones de eventos futuros, ya sea extremos, como la precipitación máxima en un intervalo de tiempo o los volúmenes de escurrimiento acumulados en un intervalo de tiempo. Por la complicación de los procesos físicos que intervienen en

Ilustración 3.15 Curva masa media ajustada



la generación del fenómeno, en la mayoría de los casos resulta imposible una estimación confiable del mismo por métodos basados en las leyes de la mecánica o la física, ya sea por ser éstos insuficientes o porque el modelo matemático respectivo resultaría difícil de manejar, pues necesitaría gran cantidad de información. Por ello resulta más conveniente un análisis estadístico y probabilístico.

La estimación de un fenómeno futuro está ligada a una probabilidad de ocurrencia, la cual se determina según una serie de criterios entre los que destacan: la vida útil de la obra, la economía de la obra, los posibles daños humanos y materiales en caso de falla, etc.

Así, con base en la historia del fenómeno es posible estimar la magnitud de un fenómeno de acuerdo a una probabilidad de ocurrencia. Por

ello, se resguardan y alimentan bases de datos históricas para precipitación. Estos registros presentan variaciones en el espacio y en el tiempo, cuyo comportamiento es en parte predecible o determinístico y en parte aleatorio.

Cuando la variabilidad determinística de un fenómeno es considerada como despreciable en comparación a la variabilidad aleatoria, es posible tratar al proceso como puramente aleatorio, donde cada observación es independiente de las anteriores (no existe correlación), y las propiedades estadísticas de todas las observaciones son iguales.

Un proceso aleatorio involucra una variable  $X$  cuyo comportamiento puede ser descrito por medio de una función de distribución de probabilidad. Dicha distribución determina la probabilidad

de que una observación  $x$  de la variable aleatoria se encuentre en un intervalo específico de  $X$ . Por ejemplo, si  $X$  es la precipitación anual en un lugar cualquiera, entonces la distribución de probabilidad de  $X$  determina la probabilidad de que la precipitación anual observada, se encuentre en un rango, tal como: menor a 250 mm, entre 300 y 400 mm y así sucesivamente.

### 3.2.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA

De acuerdo a los principios de probabilidad y estadística, los registros hidrológicos representan una muestra de una población infinita y desconocida. En el análisis, se supone una similitud entre las características estadísticas de la muestra y las de la población, las cuales se asemejan más conforme el tamaño de la muestra se aproxima más al de la población. Por ello, las estimaciones son más confiables a medida de que se dispone de un mayor volumen de información.

El análisis estadístico se inicia cuando los valores de una muestra son utilizados para construir un histograma de la función de frecuencias, donde

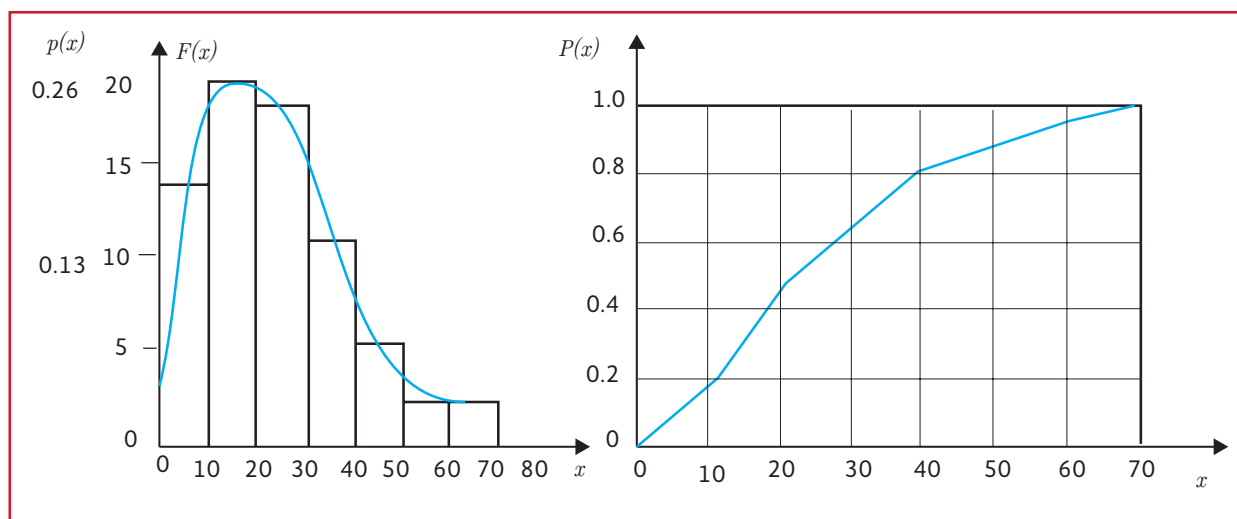
se presenta en una gráfica de barras el número de veces que una observación se encuentra en un intervalo predefinido. Cuando dicho número de veces, se divide entre el número total de datos, se obtiene un histograma de la función de frecuencias relativas. De este último, se pueden acumular los valores para formar un histograma de la función de frecuencias relativas acumuladas.

Si la muestra es lo suficientemente grande y los intervalos tienden a ser pequeños, la curva que se obtendría en el histograma de la función de frecuencias relativas es la llamada función de densidad de probabilidad, y para el caso del histograma de la función de frecuencias relativas acumuladas se obtiene la función de distribución de probabilidad (Ilustración 3.16).

A continuación, se anotan las principales expresiones para obtener dichas funciones, así como la probabilidad de un evento dado, referidas tanto a una muestra como a una población.

Para una muestra ( $m$ ), la frecuencia relativa  $f_m(x)$  se define como:

Ilustración 3.16 Función de densidad y distribución de probabilidad



$$f_m(x_i) = \frac{n_i}{n} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde:

- $f_m(x_i)$  = Es la frecuencia relativa de la muestra en el intervalo  $[x_i - \Delta x, x_i]$   
 $n_i$  = Es el número de datos  $x$  contenidos en el intervalo mencionado  
 $n$  = Es el número total de datos de la muestra

El valor de  $f_m(x_i)$ , es un estimativo de la probabilidad de que una observación de  $X$  se encuentre en el intervalo  $[x_i - \Delta x, x_i]$ , es decir  $P(x_i - \Delta x \leq X \leq x_i)$ .

La suma de los valores de las frecuencias relativas hasta un valor dado  $x_i$  es la frecuencia acumulada  $F_m(x_i)$ :

$$F_m(x_i) = \sum_{j=1}^i f_m(x_j) \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Este valor es un estimativo de la probabilidad de que  $X$  sea menor o igual que  $x_i$ , lo cual se escribe como  $P(X \leq x_i)$  o simplemente  $p(x_i)$ .

En el caso de una población, la función de densidad de probabilidad de una población  $f(x)$  se obtiene como:

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{f_m(x)}{\Delta x} = \frac{dF(x)}{dx} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

donde:

- $F(x)$  = Es la función de distribución de probabilidad de una población

Se aprecia que en el límite, la función de frecuencias relativas dividida entre el intervalo  $\Delta x$  se convierte en la función de densidad de probabilidad.

Por otra parte, la probabilidad de que  $X$  sea menor o igual que un valor  $x$ , se estima como:

$$P(X \leq x) = F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx$$

Ecuación 3.9

Nótese que  $f(x)$  y  $F(x)$  son funciones de  $x$  cuya forma aún no se define.

De acuerdo a los axiomas de Probabilidad y empleando la función de distribución de probabilidad, es posible establecer otras expresiones complementarias para calcular la probabilidad de un evento o de varios de ellos:

- a) La probabilidad de ocurrencia de un evento  $x$  es positiva y se encuentra en el intervalo  $[0, 1]$ :

$$0 \leq p(x) \leq 1 \quad \text{Ecuación 3.10}$$

- b) La suma de las probabilidades de todos los eventos posibles es igual a 1.

$$\sum_{i=1}^n p(x \leq x_i) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1$$

Ecuación 3.11

- c) La probabilidad de no ocurrencia (o de excedencia dado que se trata de  $X > x$ ) de un evento  $x$  es igual al complemento de la probabilidad del evento.

$$P(X > x) = Q(x) = 1 - P(x)$$

Ecuación 3.12

- d) La probabilidad de que una observación de  $X$  sea exactamente igual a un valor dado es igual a “cero”, es decir,  $P(X = x) = 0$
- e) La probabilidad de que una observación de  $X$  se encuentre en un intervalo de valores  $[a, b]$  es:

$$P(a \leq X \leq b) = F(b) - F(a) = \int_{-\infty}^b f(x) dx - \int_{-\infty}^a f(x) dx = \int_a^b f(x) dx$$

Ecuación 3.13

- f) Tratándose de la probabilidad de ocurrencia de varios eventos (se pueden generalizar las siguientes expresiones para un mayor número de eventos), la probabilidad de ocurrencia de dos eventos es:

$$P(x_1 \cup x_2) = P(x_1) + P(x_2) - P(x_1 \cap x_2)$$

Ecuación 3.14

donde:

$P(x_1 \cup x_2)$  = Es la llamada “unión de probabilidades” (probabilidad de ocurrencia de dos eventos)

$P(x_1 \cap x_2)$  = Es la “intersección de probabilidades” (probabilidad de ocurrencia simultánea o en sucesión de dos eventos)

El cálculo de la intersección de probabilidades depende de las características de ocurrencia entre eventos: (a) dos eventos son mutuamente excluyentes si sólo puede suceder uno de ellos a la vez, y (b) dos eventos son independientes si la ocurrencia de alguno de ellos no depende de la ocurrencia del otro. Así, pueden tenerse tres casos:

1. Cuando los dos eventos no son mutuamente excluyentes, pero son independientes, la probabilidad de ocurrencia simultánea o en sucesión de ambos eventos (intersección de probabilidades) es el producto de sus probabilidades:

$$P(x_1 \cap x_2) = P(x_1) \times P(x_2) \quad \text{Ecuación 3.15}$$

2. Si los eventos no son independientes, ni mutuamente excluyentes:

$$P(x_1 \cap x_2) = P(x_1) \times P(x_1 | x_2)$$

Ecuación 3.16

donde:

$P(x_1 | x_2)$  = Se conoce como la probabilidad condicional de ocurrencia del evento  $x_1$ , dado que ya ocurrió el evento  $x_2$

3. Por último, si los eventos son mutuamente excluyentes:

$$P(x_1 \cap x_2) = 0 \quad \text{Ecuación 3.17}$$

### 3.2.2.1 Periodo de retorno y riesgo

El periodo de retorno o intervalo de recurrencia (en años), se define como el número de años en que en promedio, se presenta un evento y se calcula como:

$$Tr = \frac{1}{P(x)} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

donde:

- $Tr$  = Periodo de retorno (años)  
 $P(x)$  = Probabilidad de que una variable  $X$  tome un valor menor o igual a  $x$   
 $x$  = Variable aleatoria

El periodo de retorno no es un intervalo fijo de ocurrencia de un evento, sino el promedio de los intervalos de recurrencia.

La ecuación anterior y varias de las expresiones básicas de probabilidad permiten hacer las deducciones siguientes:

1. La probabilidad de que un evento  $X \geq x$  ocurra en algún año es:

$$P(x) = \frac{1}{Tr} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

2. La probabilidad de que un evento  $x$  no ocurra en algún año, es:

$$Q(x) = 1 - P(x) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

3. La probabilidad de que  $x$  no ocurra durante  $n$  años sucesivos:

$$Q_1(x) \times Q_2(x) \times \dots \times Q_n(x) = \{Q(x)^n\} \\ = \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n$$

Ecuación 3.21

4. La probabilidad  $R_i$ , llamada riesgo, de que  $x$  ocurra al menos una vez durante  $n$  años sucesivos o vida útil es:

$$R_i = 1 - \{Q(x)^n\} = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n$$

Ecuación 3.22

En la Tabla 3.4 se anotan los periodos de retorno asociados con diferentes niveles de riesgo.

Para mostrar como emplear la Tabla 3.4, supóngase que se tiene una obra con una vida útil de 50 años, y que se desea que el riesgo o probabilidad de falla de la obra sea como máximo igual al 10%; entonces la obra se debe diseñar con un evento que tenga como periodo de retorno de 475 años.

### Ejemplo 3.3

Una obra diseñada con un evento con periodo de retorno de 20 años y vida útil estimada de 10 años, se desea saber cuál es la probabilidad de falla durante su vida útil.

### Solución

Empleando la Ecuación 3.22, se obtiene:

$$R_i = 1 - \left(1 - \frac{1}{20}\right)^{10} = 40.13\%$$



Tabla 3.4 Periodos de retorno asociados con diferentes niveles de riesgo y vida útil esperada de la obra

Riesgo (%)	Vida útil de diseño de la obra							
	2	5	10	15	20	25	50	100
100	1	1	1	1	1	1	1	1
90	1.46	2.71	4.86	7.03	9.2	11.37	22.22	43.93
80	1.81	3.63	6.73	9.83	12.93	16.04	31.57	62.63
75	2	4.13	7.73	11.33	14.93	18.54	36.57	72.64
70	2.21	4.67	8.82	12.97	17.12	21.27	42.03	83.56
60	2.72	5.97	11.42	16.88	22.33	27.79	55.07	109.64
50	3.41	7.73	14.93	22.14	29.36	36.57	72.64	144.77
40	4.44	10.3	20.08	29.87	39.65	49.44	98.38	196.26
30	6.12	14.52	28.54	42.56	56.57	70.59	140.68	280.87
25	7.46	17.89	35.26	52.64	70.02	87.4	174.3	348.11
20	9.47	22.91	45.32	67.72	90.13	112.54	224.57	448.64
15	12.81	31.27	62.03	92.8	123.56	154.33	308.16	615.81
10	19.49	47.96	95.41	142.87	190.32	237.78	475.06	9949.62
5	39.49	97.98	195.46	292.94	390.41	487.89	975.29	1950.07
2	99.5	247.99	495.48	742.97	990.47	1237.96	2475.42	4950.33
1	199.5	498	995.49	1492.99	1990.48	2487.98	4975.46	9950.42

En hidrología, normalmente se prefiere trabajar con periodos de retorno en lugar de probabilidades, pues es un concepto que resulta fácil de manejar ya que tiene las mismas unidades (tiempo) que la vida útil de la obra.

Por otra parte, cuando se analizan registros históricos de un fenómeno, se les asigna un periodo de retorno de acuerdo a la frecuencia de cada evento. Para calcularlo, es común suponer que la frecuencia o intervalo de recurrencia de cada evento del grupo es similar a la observada; por ello, se han propuesto varias fórmulas que permiten asignar un período de retorno a cada dato de la muestra en función de su frecuencia.

Una de las más usuales es la fórmula de Weibull (Ecuación 3.23), la cual se escribe como:

$$Tr = \frac{n + 1}{m} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

donde:

- $m$  = Es el número de orden en una lista (de mayor a menor en el caso de máximos anuales)
- $n$  = Es el número de datos de la muestra

La expresión anterior permite expresar la probabilidad de no excedencia de un evento como:

$$Q(x) = 1 - Q(x) = 1 - \frac{m}{n + 1}$$

### 3.3 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Los parámetros estadísticos son valores representativos de las características generales de una muestra de datos. Por su parte, ellos definen las características de una población. Existen

ecuaciones para evaluar tanto los parámetros estadísticos de una población como los de una muestra.

Los parámetros estadísticos y sus estimadores estadísticos más comunes, se relacionan con la tendencia central, la dispersión, la simetría y el sesgo. En la Tabla 3.5 se resumen las ecuaciones para calcular algunos parámetros de

una población y las estadísticas de una muestra. Se aprecia que varios de los parámetros estadísticos se obtienen en función de la esperanza matemática  $E(X)$  (o momento de orden cero de la función de densidad de probabilidad), la cual se define como la integral del producto del valor entre paréntesis ( $x$  en este caso) y la correspondiente función de densidad de probabilidad  $f(x)$ , sobre el rango completo de la variable aleatoria.

Tabla 3.5 Parámetros estadísticos de la población y de la muestra

Parámetro estadístico de la población	Estadística de la muestra
(1) Tendencia central o punto medio:	
a) Media aritmética:	
$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
b) Mediana:	
x tal que $F(x) = 0.5$	Valor de la información en el percentil 50
c) Media geométrica:	
$x = \text{anti log}[E(\log x)]$	$\bar{x}_g = \left( \prod_{i=1}^n x_i \right)^{\frac{1}{n}}$
(2) Dispersión:	
a) Varianza:	
$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=0}^n (x_i - \bar{x})^2$
b) Desviación estándar:	
$\sigma = \{E[(x - \mu)^2]\}^{\frac{1}{2}}$	$s = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{\frac{1}{2}}$
c) Coeficiente de variación:	
$C_v = \frac{\sigma}{\mu}$	$C_v = \frac{s}{\bar{x}}$
(3) Simetría:	
a) Coeficiente de asimetría (oblicuidad):	
$\gamma = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3}$	$C_v = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

### 3.3.1 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

Una función de distribución de probabilidad representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria en un rango predefinido. Su importancia radica en que es posible la estimación, ya sea como interpolación o extrapolación, de los valores de dicha variable cuando se conoce la probabilidad asociada de ocurrencia o viceversa. Su aplicación en el análisis de registros hidrológicos facilita la reducción de una gran cantidad de datos a una sola función y a sus parámetros asociados, los cuales se derivan de las características estadísticas de la muestra.

Existen diversas funciones de distribución de probabilidad, pero las que se han empleado con mayor éxito en hidrología son: normal, log-normal, exponencial, gamma, Pearson tipo III (o gamma de tres parámetros), log-Pearson tipo III y de valores extremos (VE tipos I, II y III; o respectivamente Gumbel, Frechet y Weibull), así como algunas variantes para muestras cuya composición está definida por dos poblaciones con características diferentes. Estas funciones tienen parámetros como  $\alpha$  y  $\beta$  entre otros. En la Tabla 3.6 se anotan las ecuaciones de las principales funciones de distribución de probabilidad empleadas en hidrología, así como las correspondientes a la estimación de sus parámetros determinada con el método de los momentos (apartado 3.3.2.1).

La selección de una de las funciones de distribución se basa en el criterio del mejor ajuste, es decir, se elige aquella que representa los datos de la muestra con mayor precisión reduciendo por consiguiente los errores en las estimaciones. Existen varios criterios para definir cuál es la función con mejor ajuste, y no siempre es la misma, según el criterio que se aplique.

Para el caso de este manual se recomienda usar el registro de las variables reales para interpolar y cuando se requiera extrapolar, se utilicen las funciones de distribución de probabilidad que mejor se ajusten a los datos.

A continuación, se explica la forma de ajustar los datos de una muestra a una distribución de probabilidad, algunas observaciones sobre las distribuciones de probabilidad mencionadas y el procedimiento que se sigue para evaluar el mejor ajuste.

### 3.3.2 AJUSTE A UNA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

Se presentan dos métodos para el ajuste de distribuciones de probabilidad:

#### 3.3.2.1 Método de los momentos

El método considera que en los parámetros de una función de probabilidad los momentos de la función de densidad de probabilidad alrededor del origen son iguales a los momentos correspondientes de información de la muestra. Tal como se muestra en la Ilustración 3.17.

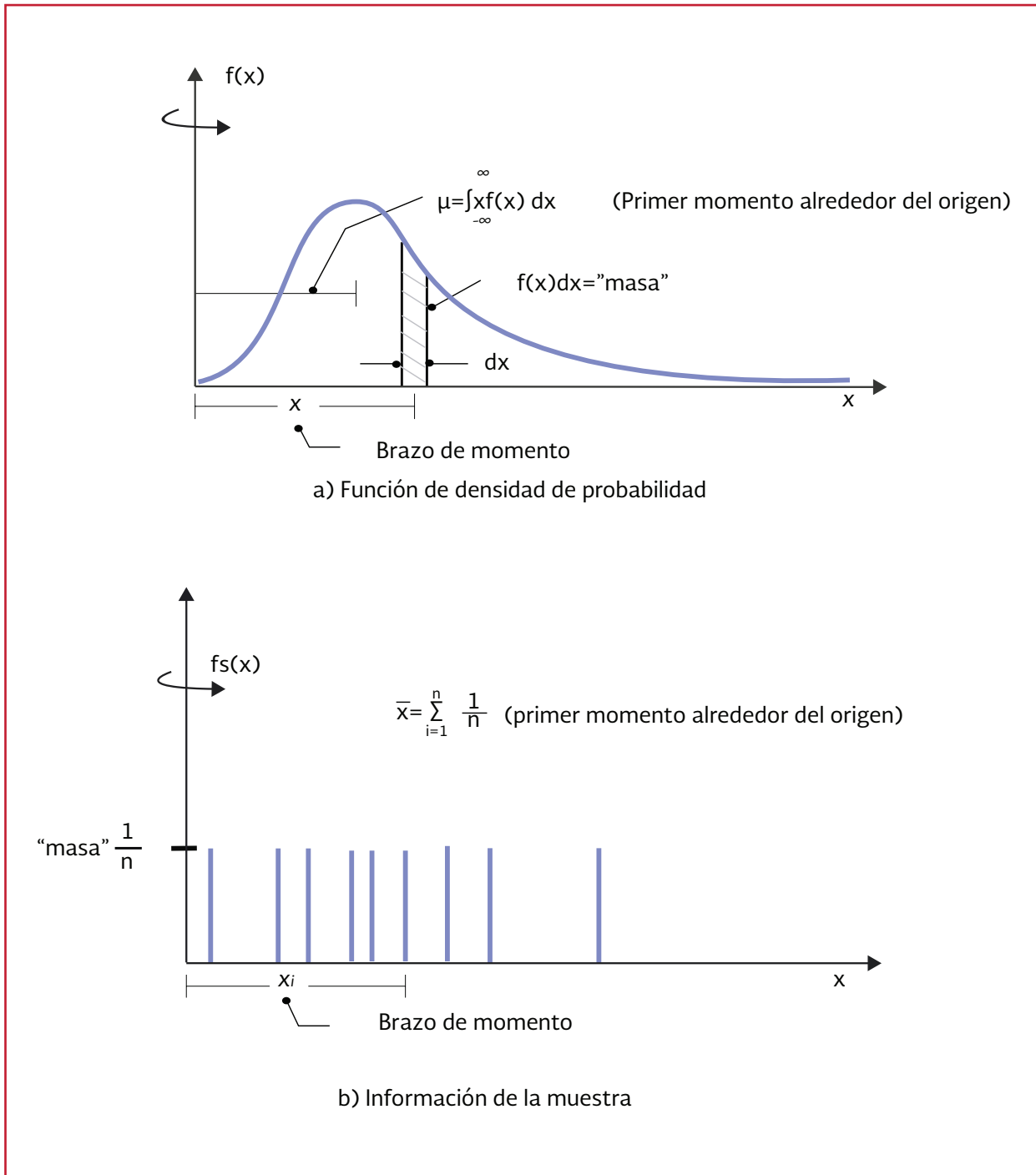
Si a cada uno de los valores de la información se le asigna una “masa” hipotética igual a su frecuencia relativa de ocurrencia ( $L/n$ ) y se considera que este sistema de masas rota alrededor del origen  $x=0$ , entonces el primer momento de cada observación  $x_i$  alrededor del origen es el producto de su brazo de momento  $x_i$  y de su masa  $L/n$  y la suma de estos momentos para toda la información es la media de la muestra. Esto es equivalente al centroide de un cuerpo.

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Tabla 3.6 Funciones de distribución de probabilidad para el ajuste con datos hidrológicos

Nombre	Función de distribución de probabilidad	Rango	Estimadores de los parámetros en términos de los momentos de la muestra
Normal	$F(x) = \frac{1}{\beta\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)^2\right] dx$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\alpha = \bar{x}$ y $\beta = S_x$
Log-normal	$F(x) = \frac{1}{\beta x \sqrt{2\pi}} \int_0^x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2\right] dx$	$x > 0$	$\alpha = \bar{x}$ , $\beta = S_x$ para $y = \ln x$
Normal estandarizada	$F(z) = F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left[-\frac{1}{2}z^2\right] dz$	$-\infty \leq z \leq \infty$	$\alpha = \bar{x}$ , $\beta = S_x$ para $z = \frac{x-\alpha}{\beta}$
Exponencial	$F(x) = 1 - \exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)$	$x \geq \alpha$	$\alpha = \bar{x} - \beta$ y $\beta = S_x$
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x}{\alpha}\right) dx$	$x \geq 0$	$\alpha = \frac{S_x^2}{x}$ y $\beta = \frac{(\bar{x})^2}{S_x^2} = \frac{1}{(C_v)^2}$
Pearson tipo III (Gamma de 3 parámetros)	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x-\delta}{\alpha}\right) dx$	$x \geq \delta$	$\alpha = \frac{S_x}{\sqrt{\beta}}$ , $\beta = \left(\frac{2}{C_v(y)}\right)^2$ $\delta = \bar{x} - \alpha\beta$
Log Pearson tipo III	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right) dx$	$\ln x \geq \delta$	$\alpha = \frac{S_y}{\sqrt{\beta}}$ , $\beta = \left(\frac{2}{C_v(y)}\right)^2$ , $\delta = \bar{x} - \alpha\beta$ para $y = \ln x$ y $C_v(y) > 0$
Valores Extremos tipo I (Gumbel)	$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)\right]$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\alpha = \bar{x} - 0.5772\beta$ y $\beta = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_x$
Distribución Gumbel Doble	$F(x) = P \exp\left[-\exp\left(-\frac{(x-\beta_1)}{\alpha_1}\right)\right] + (1-P) \exp\left[-\exp\left(-\frac{(x-\beta_2)}{\alpha_2}\right)\right]$		$P = \frac{(N-Nc)}{N}$ , $\alpha_1 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_1$ , $\alpha_2 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_2$ , $\beta_1 = x_1 - 0.5772\alpha_1$ , $\beta_2 = x_2 - 0.5772\alpha_2$

Ilustración 3.17 Método de momentos



donde:

- $\bar{x}$  = Primer momento alrededor del origen
- $1/n$  = Masa
- $x_i$  = Brazo de momento

El centroide correspondiente de la función de probabilidad es:

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx \quad \text{Ecuación 3.25}$$

donde:

- $\mu$  = Primer momento alrededor del origen
- $f(x)dx$  = Masa
- $x$  = Brazo de momento

Igualmente, el segundo y tercer momento en la distribución de probabilidad pueden igualarse a los valores de la muestra para determinar los valores de los parámetros de la distribución de probabilidad. Comúnmente se utiliza la varianza como el segundo momento central,  $\sigma^2 = E[(x-\mu)^2]$  y el coeficiente de asimetría como el tercer momento estandarizado,  $\gamma = E[(x-\mu)^3] / \sigma^3$ , para determinar el segundo y el tercer parámetro de la distribución.

**Ejemplo 3.4**

La distribución exponencial puede utilizarse para describir varios tipos de información hidrológica, tales como los tiempos de interarribo de eventos de lluvia. Su función de densidad es  $f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$  para  $x > 0$ . Determine la relación entre el parámetro  $\lambda$  y el primer momento alrededor del origen  $\mu$ .

**Solución**

Utilizando la Ecuación 3.25

$$\mu = E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x) dx = \int_{-\infty}^{\infty} x\lambda e^{-\lambda x} dx$$

La cual puede integrarse por partes para obtener:

$$\mu = \frac{1}{\lambda}$$

En este caso  $\lambda = 1/\mu$ , y el estimativo de muestra para  $\lambda$  es  $1/\bar{x}$ .

**3.3.2.2 Método de máxima verosimilitud**

Este método considera que el mejor valor de un parámetro de una distribución de probabilidad es aquel que maximiza la verosimilitud o probabilidad conjunta de ocurrencia de la muestra.

La probabilidad conjunta de ocurrencia de dos eventos independientes se calcula como el producto de las probabilidades de cada evento. Partiendo de esto, la función de verosimilitud a maximizar es el producto de las probabilidades de cada evento de la muestra:

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad \text{Ecuación 3.26}$$

donde:

- $L$  = Función de verosimilitud
- $x_i$  = Muestra aleatoria

Cuando se trabaja con funciones exponenciales de densidad de probabilidad, es más conveniente emplear la función logarítmica de verosimilitud:

$$\ln L = \sum_{i=1}^n \ln f(x_i) \quad \text{Ecuación 3.27}$$

donde:

- $\ln L$  = Función logarítmica de verosimilitud
- $x_i$  = Muestra logarítmica aleatoria

El método de máxima verosimilitud teóricamente es el más correcto para ajustar distribuciones de probabilidad a información en el sentido de que produce los estimativos de parámetros más eficientes, aquellos que estiman parámetros de la población con los menores errores promedio. Pero, para algunas distribuciones de probabilidad, no existe solución analítica para todos los parámetros en términos de estadísticas de la muestra y la función logaritmo de verosimilitud tienda a maximizarse numéricamente, lo cual puede ser bastante difícil. Las distribuciones expuestas han sido sugeridas para el análisis probabilístico de lluvias máximas, sin embargo la tendencia reciente es utilizar modelos que tengan una base teórica o física que los vuelva menos empíricos y por consecuencia más convenientes, este es el caso de la distribución TERC, que fue desarrollada para lluvias máximas diarias (Campos-Aranda, 2010).

### Ejemplo 3.5

Los siguientes datos contienen los tiempos observados entre eventos de lluvia en un lugar dado. Suponiendo que el tiempo e interarribo de eventos de lluvia sigue una función exponencial, determine el parámetro  $\lambda$  para este proceso utilizando el método de máxima verosimilitud. Los tiempos entre lluvias (días) son: 2.40, 4.25, 0.77, 13.32, 3.44 y 1.37.

### Solución

Para un valor dado  $x_i$ , la densidad de probabilidad exponencial es:

$$f(x_i) = \lambda e^{-\lambda x_i}$$

Luego, de la Ecuación 3.26, la función logaritmo de verosimilitud es:

$$\begin{aligned} \ln L &= \sum_{i=1}^n \ln f(x_i) \\ &= \sum_{i=1}^n \ln(\lambda e^{-\lambda x_i}) \\ &= \sum_{i=1}^n (\ln \lambda - \lambda x_i) \\ &= n \ln \lambda - \lambda \sum_{i=1}^n x_i \end{aligned}$$

El máximo valor de  $\ln L$  ocurre cuando  $\partial (\ln L) / \partial \lambda = 0$ ; es decir, cuando:

$$\frac{\partial (\ln L)}{\partial \lambda} = \frac{n}{\lambda} - \sum_{i=1}^n x_i = 0$$

luego:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$\lambda = \frac{1}{\bar{x}}$$

Este es el mismo estimado de la muestra para  $\lambda$  que es producido por el método de los momentos. En este caso  $\bar{x} = (2.40 + 4.25 + 0.77 + 13.32 + 3.44 + 1.37) / 6 = 25.55 / 6 = 4.26$  días, luego  $\lambda = 1 / (4.26) = 0.234$  día<sup>-1</sup>. Nótese que  $(\partial^2 (\ln L)) / (\partial^2 \lambda) = -n \lambda^2$ , lo que es negativo tal como se requiere en un máximo.

El valor de la función logaritmo de verosimilitud puede calcularse para cualquier valor de  $\lambda$ . Por ejemplo, para  $\lambda = 0.234$  día<sup>-1</sup>, el valor de la función logaritmo de verosimilitud es:

$$\begin{aligned} \ln L &= n \ln \lambda - \lambda \sum_{i=1}^n x_i \\ &= 6 \ln(0.234) - [0.234(25.56)] \\ &= -14.70 \end{aligned}$$

La Ilustración 3.18 muestra la variación de la función logaritmo de verosimilitud con respecto a  $\lambda$ , con un valor máximo de  $\lambda=0.234$  día<sup>-1</sup>, tal como se determinó analíticamente.

### 3.4 CRITERIOS SOBRE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD EMPLEADAS EN HIDROLOGÍA

#### 3.4.1 DISTRIBUCIÓN NORMAL (GAUSS)

Las variables hidrológicas, como la precipitación anual, calculadas como la suma de los efectos de muchos eventos independientes tienden a seguir la distribución normal. Las principales limitacio-

nes de la distribución normal en la descripción de variables hidrológicas son, por un lado, que ésta varía a lo largo de un rango continuo  $(-\infty, \infty)$ , mientras que la mayor parte de las variables hidrológicas son negativas, y por otro lado, que es simétrica alrededor de la media, mientras que la información hidrológica tiende a ser asimétrica.

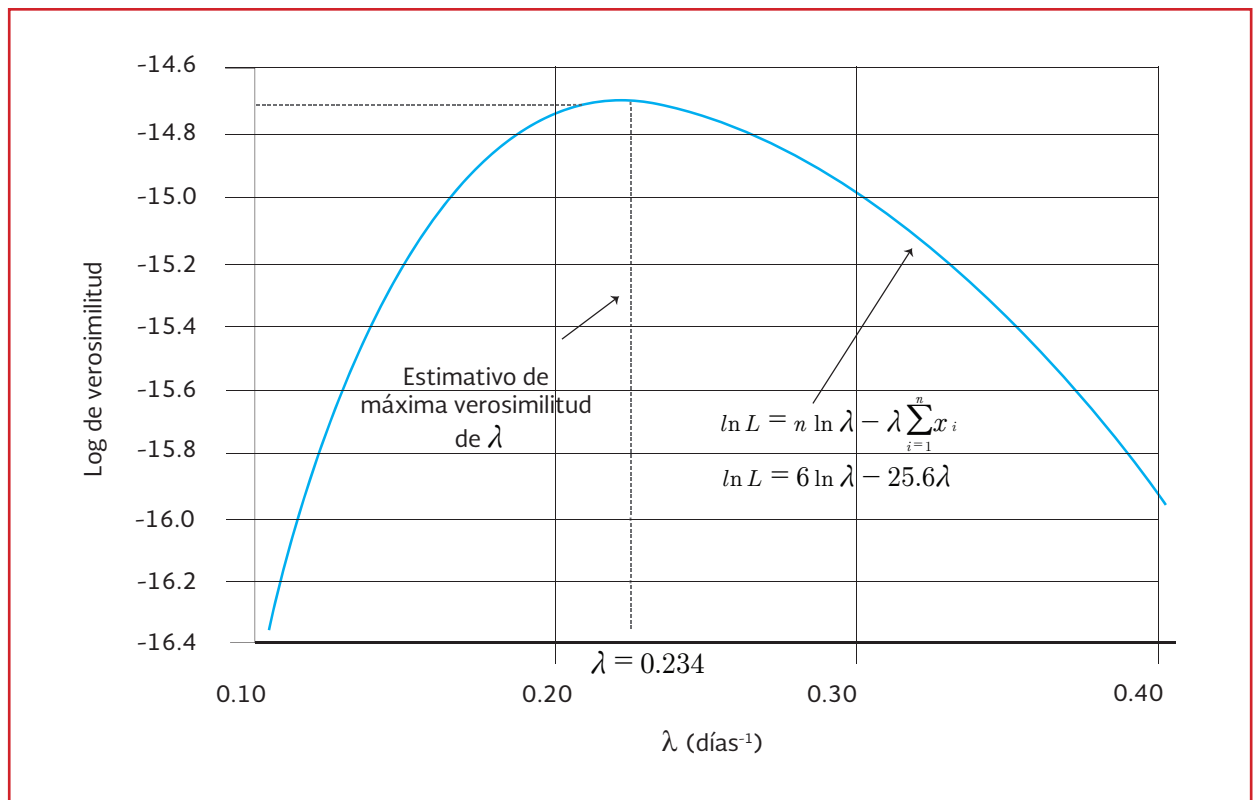
La curva de campana definida por esta distribución es de las más conocidas, y se representa por la ecuación:

$$f(x) = f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{z^2}{2}\right] \quad \text{Ecuación 3.28}$$

donde:

- $f(x)$  = Función de distribución de probabilidad
- $z$  = Variable estandarizada

Ilustración 3.18 Función logaritmo de verosimilitud para distribución exponencial





La función anterior puede simplificarse definiendo la variable normal estándar  $z$  como:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

La media ( $\mu$ ) y la desviación estándar ( $\sigma$ ) se analizan bajo el teorema del límite central, donde se debe de establecer que la secuencia de las variables  $x_i$  deben ser independientes e idénticamente distribuidas. Estos parámetros pueden sustituirse por los estadísticos muestrales correspondientes:  $\mu = \bar{x}$  y  $\sigma = s$  tal como se muestra en la Tabla 3.6. Resultando la función de densidad normal estandarizada:

$$f(x) = f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{z^2}{2}\right] \quad \text{Ecuación 3.30}$$

La función de distribución normal estandarizada toma la forma:

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left[-\frac{z^2}{2}\right] \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Los valores que toma la función anterior se pueden tomar de la Tabla 3.7, o pueden aproximarse mediante la expresión (Abramowitz y Stegun, 1965):

$$B = \frac{1}{2} [1 + 0.196854|z| + 0.115194|z|^2 + 0.000344|z|^3 + 0.019527|z|^4]^{-4} \quad \text{Ecuación 3.32}$$

donde:

$|z|$  = Valor absoluto de  $z$  y la distribución normal estándar tiene los valores

$$F(z) = 1 - B, F(z) = B$$

Ecuación 3.33

El error en la evaluación de  $F(z)$  utilizando esta fórmula es menor de 0.00025.

Ciertas variables hidrológicas, tales como la precipitación anual, que representan la suma de eventos independientes, tienden a seguir la distribución normal. Las principales limitaciones de esta distribución son:

- a. Su variación en un rango continuo  $(-\infty, \infty)$ , cuando la mayor parte de las variables hidrológicas son positivas
- b. Es simétrica con respecto a la media, mientras que la información hidrológica tiende a ser asimétrica

En la Tabla 3.7 se anotan los valores correspondientes a  $F(|z|)$  cuando se requiere un valor de  $z < 0$ ,  $F(z)$  se obtiene como  $F(z) = 1 - F(|z|)$

### 3.4.2 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL

Esta distribución es una variante de la distribución Normal. Es asimétrica, por lo que existe una mayor proporción de los valores altos de la muestra que de los bajos. Además, en esta distribución los valores de la muestra son siempre positivos. Cumple con el requisito de que los logaritmos de los datos sean simétricos con respecto a su media. En esta distribución también se pueden utilizar variables estandarizadas en el cálculo.

Se ha encontrado que la distribución log normal describe la distribución de la conductividad

Tabla 3.7 Probabilidad acumulada de la distribución normal estándar

Z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

hidráulica en un medio poroso, la distribución de tamaño de gotas de lluvia en una tormenta y otras variables hidrológicas. La distribución log normal tiene las ventajas sobre la distribución normal que está limitada ( $x > 0$ ) y de que la transformación log tiende a reducir la asimetría

positiva comúnmente encontrada en información hidrológica, debido que al tomar logaritmos se reducen en una proporción mayor los números grandes de los números pequeños. Algunas limitaciones de la distribución log normal son, por un lado que se tienen solamente parámetros  $\gamma$ , y por

otro lado, que requiere que los logaritmos de los datos sean simétricos alrededor de su media.

### 3.4.2.1 Distribución Exponencial

Algunos eventos hidrológicos, como la ocurrencia de precipitación, pueden considerarse como procesos de Poisson, en los cuales los eventos ocurren instantáneamente e independientemente en un horizonte de tiempo, a lo largo de una línea, el tiempo entre tales eventos, o tiempo de interarribo, está descrito por una distribución exponencial cuyo parámetro  $\lambda$  es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La distribución exponencial se utiliza para describir tiempos de interarribo de choques aleatorios a sistemas hidrológicos, tales como volúmenes de escurrimiento contaminado que entran en los ríos a medida que la lluvia lava los contaminantes localizados en la superficie del terreno.

La ventaja de la distribución exponencial radica en que es fácil estimar  $\lambda$  a partir de la información observada y que la distribución exponencial se adapta muy bien a estudios teóricos, tales como un modelo de probabilidad para embalse línea ( $\lambda=1/k$  donde  $k$  es la constante de almacenamiento en el embalse lineal). Su desventaja es que requiere que la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente de sus vecinos, lo cual puede ser un supuesto no válido para el proceso en estudio. Por ejemplo el arribo de un frente frío puede generar muchos procesos de lluvia y esto ha llevado a los investigadores a estudiar varias formas de procesos de Poisson compuestos, en los cuales  $\lambda$  se considera como una variable aleatoria en lugar de conservar una constante.

### 3.4.2.2 Distribución gamma

El tiempo que toma la ocurrencia de un número de eventos en un proceso de Poisson está descrito por la distribución Gamma, la cual es la distribución de una suma de  $\beta$  variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente.

Esta distribución es útil para la descripción de variables hidrológicas asimétricas sin el uso de la transformación log. Por ejemplo, se ha aplicado a la descripción de la distribución de alturas de precipitación en tormentas.

La distribución Gamma incluye el uso de la función gamma  $\Gamma(\beta)$ , la cual está dada por:

$$\Gamma(\beta) = (\beta - 1)! = (\beta - 1)(\beta - 2) \dots 3 \cdot 2 \cdot 1$$

Ecuación 3.34

donde:

- $\Gamma$  = Función de distribución gamma
- $\beta$  = Variable aleatoria

para un entero positivo  $\beta$ , y en general por:

$$\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} u^{\beta-1} e^{-u} du \quad \text{Ecuación 3.35}$$

donde:

- $\Gamma$  = Función de distribución gamma
- $\beta$  = Variable aleatoria
- $u$  = Media de las variables aleatorias

La distribución Gamma de dos parámetros ( $\beta$  y  $\alpha$ ) tiene como límite inferior a “cero”, lo cual es una desventaja para la aplicación a variables hidrológicas con límite inferior mayor a cero. (Abramowitz y Stegun, 1965).

$$F(x) = \exp\left[-\left(1 - k \frac{x - \alpha}{\beta}\right)^{\frac{1}{k}}\right] \quad \text{Ecuación 3.36}$$

donde:

$k, \alpha$  y  $\beta$  = Valor absoluto de  $z$  y la distribución normal estándar tiene los valores

### 3.4.2.3 Distribución Pearson tipo III

La distribución Pearson tipo III se aplicó por primera vez en hidrología por Foster (1924) para describir la distribución de probabilidades de picos de crecientes máximos anuales.

Esta distribución introduce un tercer parámetro, el límite inferior  $\delta$ , de tal manera que por el método de los momentos, los tres momentos de la muestra (la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría) pueden transformarse en los tres parámetros  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\delta$  de la distribución de probabilidad. Esta distribución es muy flexible, puesto que puede tomar diferentes formas a medida que varían sus parámetros.

### 3.4.2.4 Distribuciones de valores extremos

Los valores extremos son valores máximos o mínimos seleccionados de conjuntos de datos. Un ejemplo de ellos son los gastos máximos anuales registrados en una estación hidrométrica.

Existen tres tipos de distribuciones de valores extremos (VE tipos I, II y III), desarrolladas a mayor detalle por Gumbel, Frechet y Weibull, respectivamente. Las tres distribuciones son casos especiales de una distribución única llamada distribución general de valores extremos, la cual tiene como función de distribución de probabilidad a la expresión:

Los tres casos limitantes son:

1. Para  $k = 0$ , la distribución de valor extremo tipo I (Gumbel), cuya función de distribución de probabilidad se incluyó en la Tabla 3.6
2. Para  $k < 0$ , la distribución de valor extremo tipo II (Frechet), para la cual la expresión general se aplica con  $(\alpha + \beta/k) < x < \infty$
3. Para  $k > 0$ , la distribución de valor extremo tipo III (Weibull), la cual se aplica con la expresión general siendo  $-\infty < x < (\alpha + \beta/k)$

En los tres casos anteriores  $\beta$  es positivo. Si una variable  $x$  está descrita por la distribución de valores extremos tipo III, entonces se dice que  $x$  tiene una distribución Weibull.

### 3.4.2.5 Funciones de distribución de dos poblaciones

Algunas variables hidrológicas, tales como los gastos máximos anuales, pueden pertenecer a dos poblaciones diferentes, como sucede especialmente en las zonas costeras de México. La primera población es la de los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con los fenómenos meteorológicos dominantes en la región en estu-

dio y la segunda es la de los gastos producidos por precipitaciones ciclónicas, que son mayores que los primeros.

También sucede en algunas zonas, como el noroeste de la República Mexicana, que una población está compuesta por gastos producidos directamente por precipitaciones y otra por gastos provenientes de deshielos. En adelante se hablará de gastos producidos por tormentas ciclónicas o no ciclónicas por ser el caso más común, pero no debe olvidarse que las mismas ideas se pueden aplicar también a otros casos relacionados con fenómenos meteorológicos.

La función de distribución de probabilidad se puede expresar como:

$$F(x) = pF_1(x) + (1 - p)F_2(x) \quad \text{Ecuación 3.37}$$

donde:

- $F_1(x)$ , = Son las funciones de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales no producidos por tormentas ciclónicas y de los producidos por ellas
- $F_2(x)$
- $p$  = Es la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica

El número de parámetros de la función es:

$$n = n_1 + n_2 + 1 \quad \text{Ecuación 3.38}$$

donde:

- $n_1$  = Número de parámetros de  $F_1(x)$
- $n_2$  = Número de parámetros de  $F_2(x)$

Para calcular el valor de los parámetros se usa un método numérico de minimización del error, primero es necesario estimar  $p$ , la probabilidad de que un año cualquiera el gasto sea no ciclónico.

Esto se hace utilizando la información de los boletines meteorológicos; donde puede observarse con cierta claridad un salto brusco entre los valores de los gastos no ciclónicos a los ciclónicos.

El valor de  $p$  es:

$$p = \frac{n_{nc}}{n} \quad \text{Ecuación 3.39}$$

donde:

- $n_{nc}$  = Número de años de registro en que el gasto máximo no se produjo por tormentas ciclónicas
- $n$  = Número total de datos anuales de registro (o el total del número de años no ciclónicos más los ciclónicos)

Una vez estimado el número de años en que se presentaron los ciclones y el valor de  $p$ , el resto de los parámetros se evalúan mediante las fórmulas vistas anteriormente aplicadas a cada una de las poblaciones respectivamente.

Suponiendo que  $F_1(x)$  y  $F_2(x)$  son del tipo Gumbel. La función de distribución de probabilidad será:

$$F(x) = p \exp\left[-\exp\left(-\frac{x - \alpha_1}{\beta_1}\right)\right] + (1 - p) \exp\left[-\exp\left(-\frac{x - \alpha_2}{\beta_2}\right)\right]$$

Ecuación 3.40

donde:

- $\alpha_1, \beta_1$  = Parámetros correspondientes a la población no ciclónica
- $\alpha_2, \beta_2$  = Parámetros correspondientes a la población ciclónica

### 3.4.3 LÍMITES DE APLICABILIDAD Y SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

La diferencia de resultados entre una función y otra pueden ser apreciables. Una selección apresurada de cualquiera de las funciones podría traducirse en una estructura subdiseñada y peligrosa o sobre diseñada y costosa. Por ello se debe seleccionar la función con cuidado.

A continuación se listan algunos criterios que pueden emplearse para la selección de la función de distribución.

#### 3.4.3.1 Análisis gráfico

Un primer método que se usa para seleccionar la función consiste simplemente en inspeccionar varias gráficas donde se hayan dibujado cada una de las diferentes funciones, junto

con los puntos medidos u observaciones. La función de distribución de probabilidad que se seleccionará será la que se apegue visualmente mejor a los datos medidos.

En ocasiones se usa este método para ajustar las funciones de distribución de probabilidad a los datos, dibujando en un papel especial cada función y los datos, escogiendo la función para la que el conjunto de puntos sea semejante a una línea recta y extrapolando la información para obtener la deseada. Este es un método con un alto grado de subjetividad y usado aisladamente, puede ser un tanto incierto. Sin embargo, es ilustrativo y debe ser usado en conjunto con otros métodos.

#### 3.4.3.2 Método del error cuadrático mínimo

Consiste en calcular para cada función de distribución, el error cuadrático como:

$$C = \left[ \sum_{i=1}^n (x_{ei} - x_{oi})^2 \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

donde:

- $C$  = Error cuadrático mínimo
- $x_{ei}$  = Es el i-ésimo dato estimado
- $x_{oi}$  = Es el i-ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis
- $n$  = Número de registros

#### 3.4.3.3 Método del error estándar de ajuste

El método consiste en calcular para cada función de distribución de probabilidad (*FDP*) el error estándar de ajuste *EE* (Kite, 1988):

$$EE = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_0)^2}{n - n_p} \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.42}$$

donde:

- $x_i$  = Es el  $i$ -ésimo gasto registrado
- $x_0$  = Es el  $i$ -ésimo gasto calculado con la distribución bajo análisis
- $n_p$  = Es el número de parámetros de la FDP

La función de distribución seleccionada será la que la que mejor se ajuste al conjunto de datos, basado en el análisis del menor error estándar de ajuste o cuadrático.

#### 3.4.3.4 Programa para ajuste de funciones de distribución

A través de ajustes de funciones de distribución se puede establecer una proyección a futuro, a partir de los datos recopilados de las estaciones climatológicas. De acuerdo a los métodos de probabilidad, presentados en el apartado 3.3.1, se puede asociar una precipitación a un periodo de retorno específico.

Para realizar este proceso, se cuenta en la actualidad con diversos programas de cómputo y hojas de cálculo que simplifican esta tarea. Los programas comerciales de cómputo manejan una diversidad de funciones que facilitan el ajuste de los grupos de datos. En el caso específico de las funciones de probabilidad, que mejor se ajustan a los datos hidrológicos, el programa AX.exe desarrollado por el CENAPRED, permite hacer de forma directa el ajuste de un grupo de datos. Otra forma de obtener ajustes de probabilidad es mediante hojas de cálculo.

#### 3.4.4 PRUEBAS DE BONDAD DEL AJUSTE

Entre las pruebas de bondad de ajuste más conocidas está la  $\chi^2$ ; el primer paso es dividir los datos en un número  $k$  de intervalos de clase. Posteriormente, se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i} \quad \text{Ecuación 3.43}$$

donde:

- $\theta_i$  = Número observado de eventos en el intervalo  $i$
- $\varepsilon_i$  = Número esperado de eventos en el mismo intervalo, que se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad \text{Ecuación 3.44}$$

donde:

- $F(S_i)$  = Función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo  $i$
- $F(I_i)$  = La misma función en el límite inferior del intervalo

Una vez calculado el parámetro  $D$  para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución  $\chi^2$  para  $v=k-1-m$  grados de libertad y un nivel de significancia  $v$ , donde  $m$  es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir que:

$$D \leq \chi_{1-\alpha, k-1-m}^2 \quad \text{Ecuación 3.45}$$

El valor de  $\chi_{(1-\alpha, K-1-m)}^2$  se obtiene de las tablas de la función de distribución  $\chi^2$  (la cual puede consultarse en libros de Probabilidad y Estadística, por ejemplo Walpole y Myers, 1998).

Esta prueba es en sí una prueba de hipótesis, donde los valores de  $\alpha$  que se emplean normalmente son del 10, 5 y 1 por ciento. Estos valores representan la probabilidad de rechazar la hipótesis nula cuando en realidad es cierta (error tipo I).

La hipótesis nula es:

$H_0$  = La función de distribución de probabilidad es:

$$F_1 = (\alpha, \beta, \dots) \quad \text{Ecuación 3.46}$$

donde:

$F_1$  = Función de distribución de probabilidad considerada

Los valores de  $\alpha$  no se pueden disminuir arbitrariamente sin incrementar al mismo tiempo la probabilidad de cometer un error Tipo II, que es el de aceptar  $H_0$  cuando en realidad no es verdadera.

El valor más común de  $\alpha$  es del 5 por ciento, y con este nivel de significancia suelen aceptarse varias funciones de distribución de probabilidad. Si se aplica este criterio para aceptar solamente una función, se escogerá aquella que tiene el menor valor de  $D$ .

Se debe tener precaución al aplicar la prueba, pues los resultados dependen de la selección de los intervalos y del tamaño de la muestra, e incluso pueden resultar contradictorios para una

misma muestra. Los resultados deben tomarse con mucha reserva, en especial, cuando se usan para discriminar una función de distribución de probabilidad de otra. En la práctica, resultan más útiles sólo para compararlas.

### 3.4.5 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERIODO DE RETORNO (i-d-Tr)

Los valores de lluvia que se miden en una estación son de tipo puntual y en el mejor de los casos, permiten conocer la variación de la misma con respecto al tiempo. Con la información histórica de las precipitaciones ocurridas en la estación, al realizar el análisis de la información también se puede determinar el periodo de retorno que tiene cada una de las lluvias registradas.

Se han definido diversas ecuaciones que relacionan simultáneamente las tres variables, una de ellas es la siguiente ecuación:

$$i = \frac{kTr^m}{(d+c)^n} \quad \text{Ecuación 3.47}$$

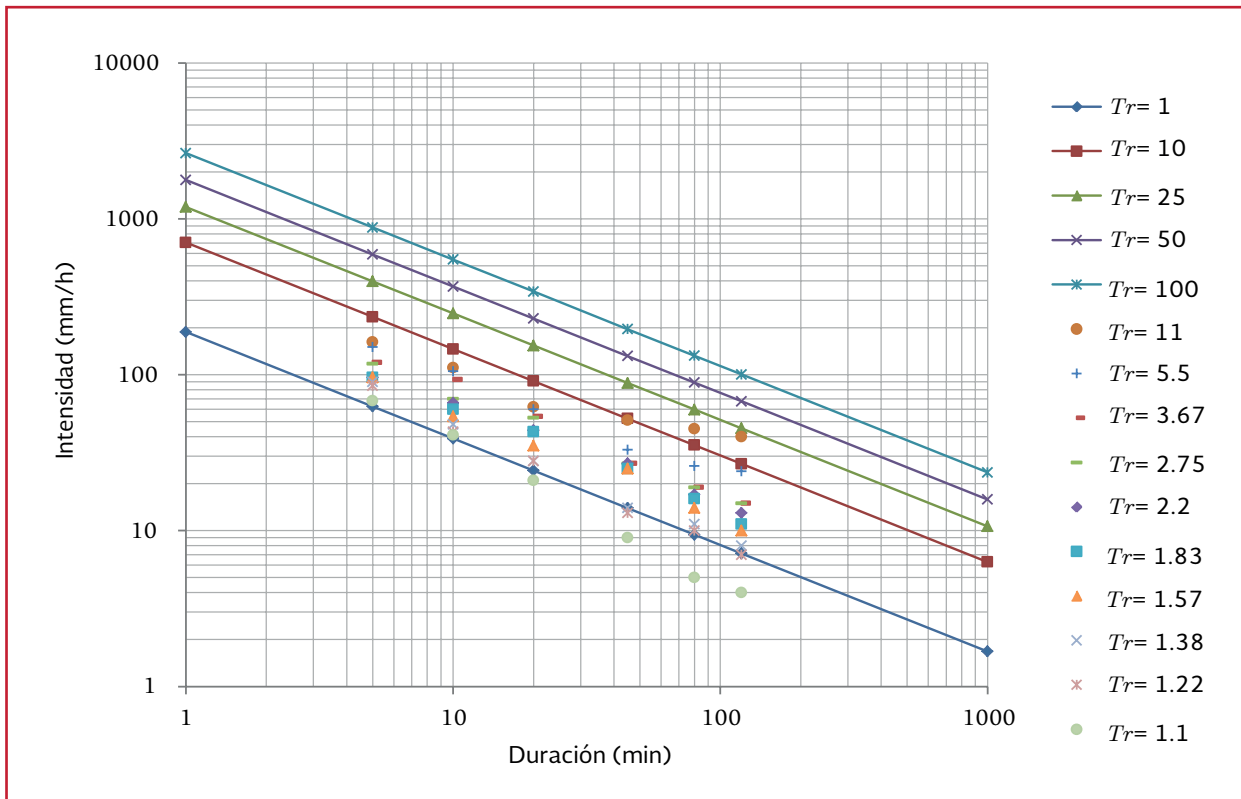
donde:

- $i$  = Intensidad de precipitación (mm/h)
- $Tr$  = Periodo de retorno (años)
- $d$  = Duración de la lluvia (min)
- $k, c, m, n$  = Parámetros que se calculan a partir de los datos, mediante un análisis de correlación lineal múltiple (adimensional)

Si los datos registrados de intensidad, duración y periodo de retorno ( $i-d-Tr$ ) se trazan en escala logarítmica, usualmente se agrupan en torno a líneas rectas (Ilustración 3.19). Si las líneas resultan ligeramente curvas se corrigen agregando a la



Ilustración 3.19 Curvas  $i-d-Tr$



duración un valor constante  $c$ ; o bien, para cada periodo de retorno en dos rectas. Si los datos se agrupan lo suficiente entorno a líneas rectas, el valor de  $c$  se toma como cero, quedando la ecuación:

$$i = \frac{kTr^m}{d^n} \quad \text{Ecuación 3.48}$$

donde:

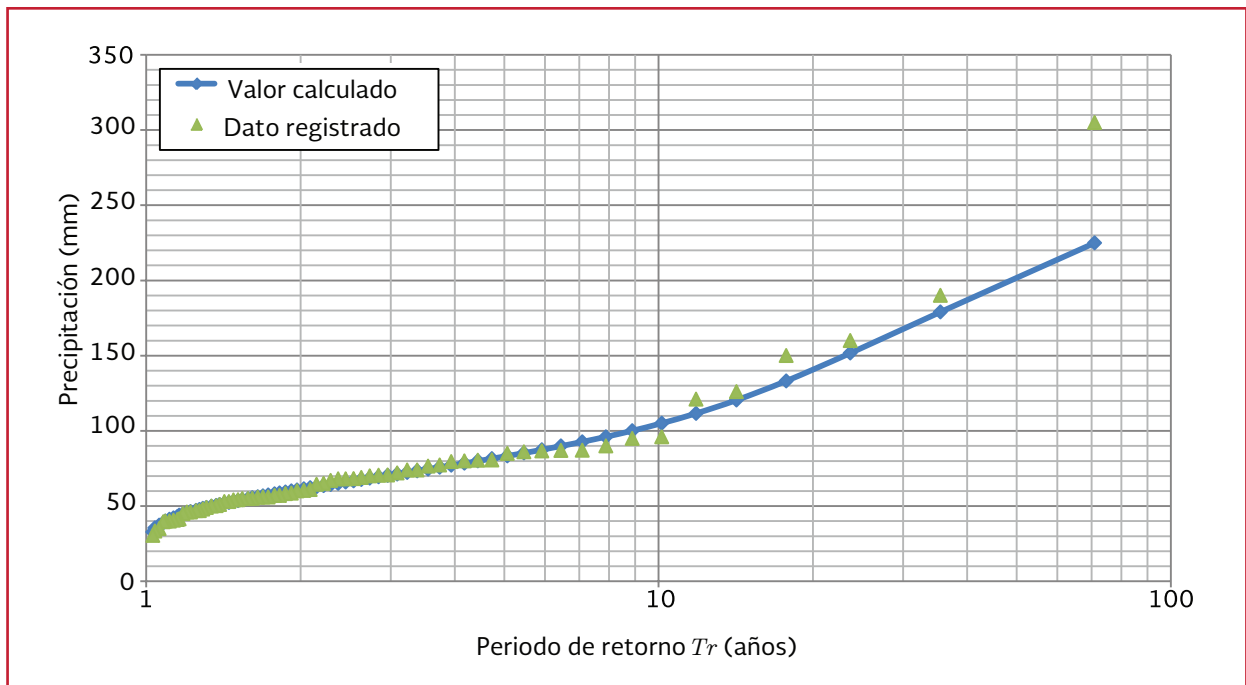
- $i$  = Intensidad de precipitación (mm/h)
- $Tr$  = Periodo de retorno (años)
- $d$  = Duración de la lluvia (min)
- $k, m, n$  = Parámetros que se calculan a partir de los datos, mediante un análisis de correlación lineal múltiple (adimensional)

La desventaja al utilizar estas curvas para áreas grandes, mayores de 10 km<sup>2</sup>, como el valor de

la intensidad de lluvia permanece constante, se pueden originar errores de consideración en la determinación del caudal debido a que no se toma en cuenta la variación de la lluvia dentro del área. Por lo tanto se recomienda su uso sólo en microcuencas.

Otra alternativa para desarrollar una curva intensidad-duración-periodo de retorno, es evaluar distintas funciones de ajuste (Ilustración 3.20) para los datos de precipitación registrados por las estaciones climatológicas y seleccionar la que reporte el error estándar menor, es decir la que mejor se ajusta a los datos históricos, con estas funciones se genera la relación precipitación (mm) periodo de retorno (años) para el área de estudio. El desarrollo se presenta en el apartado 3.5.5, para datos pluviométricos.

Ilustración 3.20 Ajuste de datos a un función de probabilidad



### 3.4.6 CURVAS ALTURA DE PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-ÁREA (P-d-A)

En la mayoría de los estudios hidrológicos es importante conocer la variación de la lluvia con respecto al área. Para esto es necesario contar, dentro de la cuenca o cerca de ella con registros históricos de precipitación de las estaciones climatológicas. El análisis de la información para diferentes tormentas permite calcular las láminas de precipitación con respecto al área de distribución para diferentes duraciones. Las tormentas seleccionadas deberán ser las más desfavorables que hayan ocurrido en la zona y el resultado del análisis anterior permite la construcción de las curvas de altura de precipitación-duración-área.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- a) Realizar las curvas masa de las estaciones que cuentan con pluviógrafo
- b) Trazar los polígonos de Thiessen para las estaciones pluviográficas
- c) Dibujar las isoyetas correspondientes a la altura de precipitación total, medida tanto con estaciones pluviográficas como pluviométricas
- d) Calcular el área encerrada entre dos isoyetas consecutivas y el parteaguas de la cuenca, así como la precipitación media en esa área. Para las isoyetas próximas al parteaguas, el área será la encerrada entre la isoyeta y el parteaguas
- e) Superponer el plano de isoyetas al de los polígonos de Thiessen incisos c) y b), respectivamente y calcular la porción del área de influencia de cada estación pluviográfica localizada entre cada dos isoyetas
- f) Determinar la curva masa media correspondiente al área por cada isoyeta y el parteaguas, iniciando con la de mayor precipitación, como si ésta fuera una cuenca
- g) Seleccionar diferentes duraciones que en general, pueden ser múltiplos de 6 horas, aunque este intervalo puede variar en función del área de la cuenca

- h) Seleccionar para cada duración, los máximos incrementos de precipitación de las curvas masa calculadas en el inciso f), de manera que estén situados en intervalos de tiempos contiguos
- i) Dibujar los datos de área, altura de precipitación y duración en una gráfica. En el eje de las abscisas se presentan las alturas de precipitación en mm, en escala aritmética; en el de las ordenadas se muestran las áreas en kilómetros cuadrados, en escala logarítmica por último se dibujan envolventes a los puntos que corresponden a la misma duración

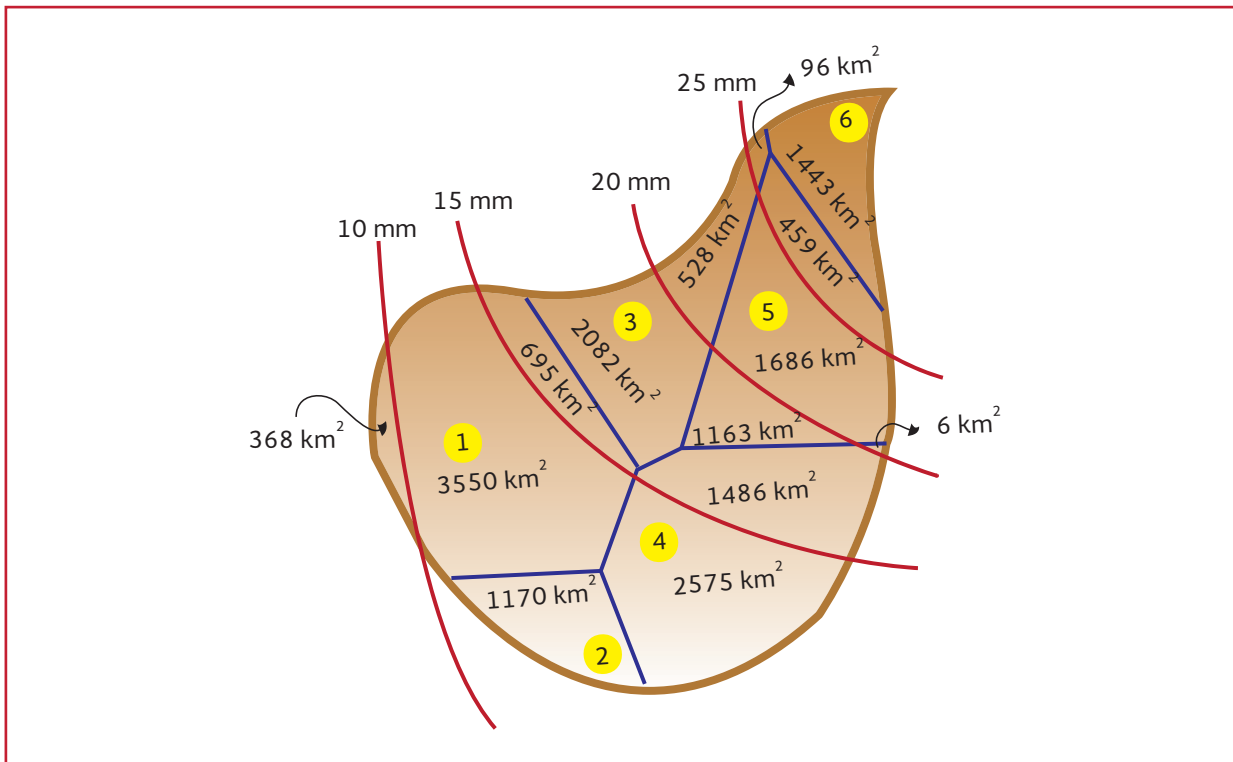
**Solución**

- a) Las curvas masa se muestran en la Ilustración 3.15
- b) En este caso, todas las estaciones son pluviométricas. En la Ilustración 3.13 se muestran los polígonos de Thiessen
- c) Las isoyetas se han dibujado en la Ilustración 3.9
- d) Las áreas encerradas entre cada dos isoyetas, así como la precipitación media en esas áreas se presentan en la Tabla 3.8
- e) En la Ilustración 3.21 se muestra la superposición de los planos de isoyetas y polígonos y las porciones de las áreas de influencia correspondientes
- f) Se calculan las curvas masa medias (Tabla 3.9 a Tabla 3.12). La Tabla 3.13 muestra los resultados para toda la cuenca
- g) Se seleccionaron para este caso duraciones de 1, 2, 4, 6 y 8 horas

**Ejemplo 3.6**

Construir las curvas altura de precipitación-área-duración para la tormenta de la Ilustración 3.14 que se presenta en la cuenca de la Ilustración 3.13.

Ilustración 3.21 Plano de isoyetas, polígonos y áreas de influencia (adaptado de Aparicio, 1989)



h) En la Tabla 3.14 se muestra el cálculo de los incrementos máximos

i) En la Ilustración 3.22 se muestran las gráficas de los datos de la Tabla 3.14

Tabla 3.8 Áreas encerradas entre dos isoyetas y la precipitación media

<i>i</i>	Área $A_{isi}$	Precipitación media $\bar{P}_{isi}$
	$km^2$	$mm$
1	368.00	7.50
2	7 295.00	12.50
3	5 426.00	17.50
4	2 220.00	22.50
5	1 998.00	27.50

Tabla 3.9 Isoyeta de 25 mm

Datos de la estación		Precipitación media (mm)	
No.	Área ( $km^2$ )	Thiessen	Isoyetas
3	96.00	25.70	27.50
5	459.00		
6	1 443.00		
Área total	1 998.00	Factor de ajuste	1.07

Tabla 3.9 Isoyeta de 25 mm (continuación)

Hora	$P_3 A_{e3}$	$P_5 A_{e5}$	$P_6 A_{e6}$	$\bar{P}_T$	$\bar{P}_{aj}$	Incremento
	$mm km^2$	$mm km^2$	$mm km^2$	$mm$	$mm$	$mm$
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	4 590.00	7 215.00	5.91	6.32	6.32
2	240.00	6 885.00	14 430.00	10.79	11.54	5.22
3	720.00	8 032.50	21 645.00	15.21	16.28	4.74
4	1 200.00	8 032.50	28 860.00	19.07	20.40	4.12
5	1 320.00	8 032.50	32 467.50	20.93	22.40	2.00
6	1 440.00	9 180.00	36 075.00	23.37	25.01	2.61
7	1 680.00	10 557.00	38 239.50	25.26	27.03	2.03
8	1 824.00	10 557.00	38 961.00	25.70	27.50	0.46
9	1 824.00	10 557.00	38 961.00	25.70	27.50	0.00

Tabla 3.10 Isoyeta de 20 mm

Datos de la estación		Precipitación media (mm)	
No.	Área ( $km^2$ )	Thiessen	Isoyetas
3	624	23.76	24.87
4	6		
5	2 145		
6	1 443		
Área total	4 218	Factor de ajuste	1.05

Tabla 3.10 Isoyeta de 20 mm (continuación)

Hora	$P_3A_{e3}$	$P_4A_{e4}$	$P_5A_{e5}$	$P_6A_{e6}$	$\bar{P}_T$	$\bar{P}_{aj}$	Incremento
	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm	mm	mm
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	21 450.00	7 215.00	6.80	7.11	7.11
2	1 560.00	0.00	32 175.00	14 430.00	11.42	11.95	4.84
3	4 680.00	15.00	37 537.50	21 645.00	15.14	15.85	3.90
4	7 800.00	45.00	37 537.50	28 860.00	17.60	18.42	2.57
5	8 580.00	60.00	37 537.50	32 467.50	18.65	19.52	1.09
6	9 360.00	75.00	42 900.00	36 075.00	20.96	21.94	2.42
7	10 920.00	84.00	49 335.00	38 239.50	23.37	24.46	2.52
8	11 856.00	84.00	49 335.00	38 961.00	23.76	24.87	0.41
9	11 856.00	84.00	49 335.00	38 961.00	23.76	24.87	0.00

Tabla 3.11 Isoyeta de 15 mm

Datos de la estación		Precipitación media (mm)	
No.	Área (km <sup>2</sup> )	Thiessen	Isoyetas
1	695	20.30	20.72
3	2 706		
4	1 486		
5	3 308		
6	1 443		
Área total	9 638	Factor de ajuste	1.02

Tabla 3.11 Isoyeta de 15 mm (continuación)

Hora	$P_1A_{e1}$	$P_3A_{e3}$	$P_4A_{e4}$	$P_5A_{e5}$	$P_6A_{e6}$	$\bar{P}_T$	$\bar{P}_{aj}$	Incremento
	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm	mm	mm
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1 737.50	0.00	0.00	33 080.00	7 215.00	4.36	4.49	4.49
2	3 475.00	6 765.00	0.00	49 620.00	14 430.00	7.71	7.94	3.45
3	6 950.00	20 295.00	3 715.00	57 890.00	21 645.00	11.46	11.81	3.83
4	8 340.00	33 825.00	11 145.00	57 890.00	28 860.00	14.53	14.97	3.13
5	8 340.00	37 207.50	14 860.00	57 890.00	32 467.50	15.64	16.11	1.13
6	8 340.00	40 590.00	18 575.00	66 160.00	36 075.00	17.61	18.14	2.01
7	8 340.00	47 355.00	20 804.00	76 084.00	38 239.50	19.80	20.39	2.23
8	8 340.00	51 414.00	20 804.00	76 084.00	38 961.00	20.29	20.90	0.51
9	8 340.00	51 414.00	20 804.00	76 084.00	38 961.00	20.29	20.90	0.00

Tabla 3.12 Isoyeta de 10 mm

Datos de la estación		Precipitación media (mm)	
No.	Área (km <sup>2</sup> )	Thiessen	Isoyetas
1	4 245	16.82	17.18
2	1 170		
3	2 706		
4	4 061		
5	3 308		
6	1 443		
Área total	16 933	Factor de ajuste	1.02

Tabla 3.12 Isoyeta de 10 mm (continuación)

Hora	$P_1 A_{e1}$	$P_2 A_{e2}$	$P_3 A_{e3}$	$P_4 A_{e4}$	$P_5 A_{e5}$	$P_6 A_{e6}$	$\bar{P}_T$	$\bar{P}_{aj}$	Incremento
	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm km <sup>2</sup>	mm	mm	mm
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	10 612.50	1 170.00	0.00	0.00	33 080.00	7 215.00	3.08	3.15	3.14
2	21 225.00	2 340.00	6 765.00	0.00	49 620.00	14 430.00	5.57	5.71	2.55
3	42 450.00	4 680.00	20 295.00	10 152.50	57 890.00	21 645.00	9.28	9.50	3.78
4	50 940.00	5 850.00	33 825.00	30 457.50	57 890.00	28 860.00	12.27	12.57	3.06
5	50 940.00	8 775.00	37 207.50	40 610.00	57 890.00	32 467.50	13.46	13.79	1.21
6	50 940.00	10 530.00	40 590.00	50 762.50	66 160.00	36 075.00	15.06	15.43	1.64
7	50 940.00	10 530.00	47 355.00	56 854.00	76 084.00	38 239.50	16.54	16.94	1.50
8	50 940.00	10 530.00	51 414.00	56 854.00	76 084.00	38 961.00	16.82	17.23	0.29
9	50 940.00	10 530.00	51 414.00	56 854.00	76 084.00	38 961.00	16.82	17.23	0.00

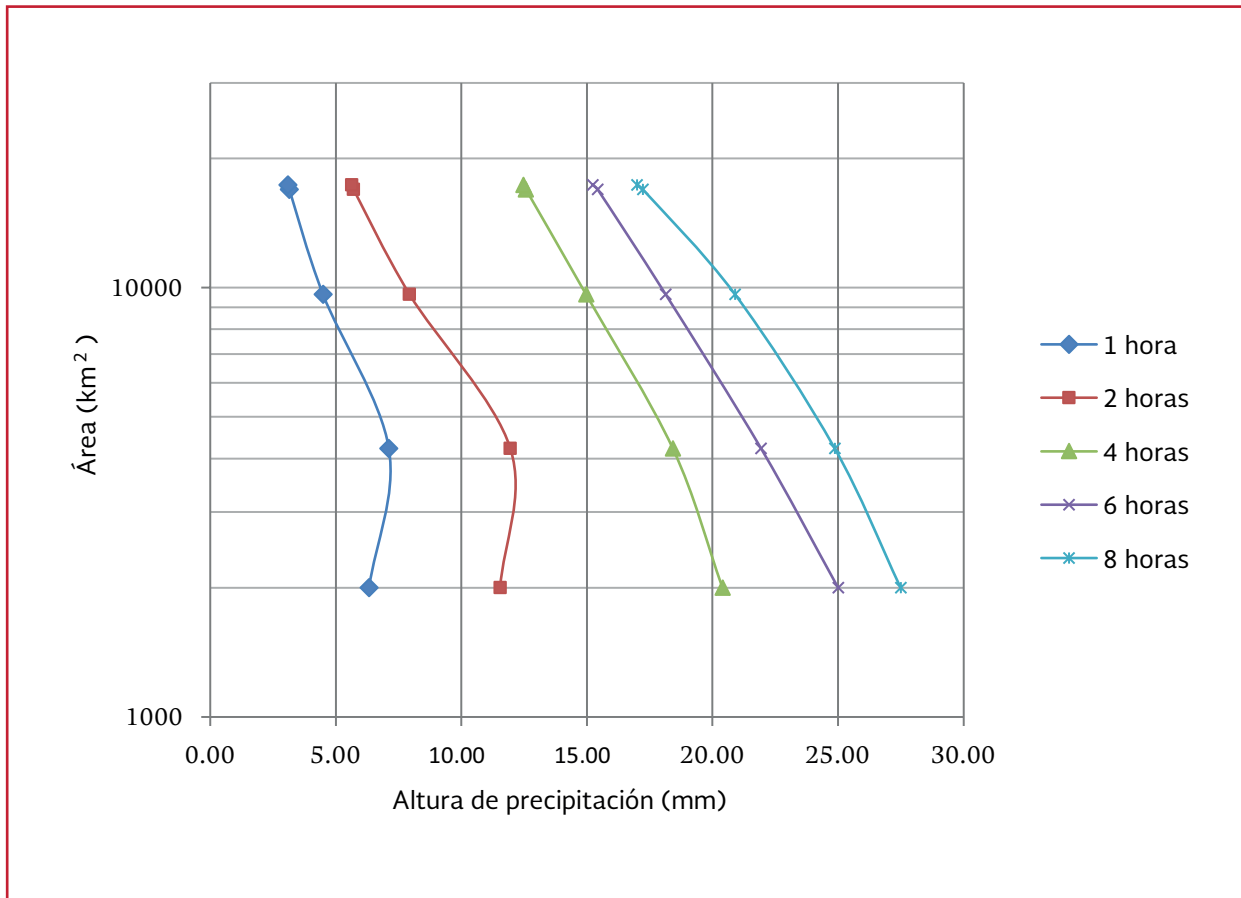
Tabla 3.13 Cuenca completa

Hora	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\bar{P}_{aj}$	0.00	3.12	5.66	9.46	12.49	13.67	15.27	16.73	17.02	17.02
Incremento	0.00	3.12	2.54	3.80	3.03	1.18	1.60	1.47	0.28	0.00

Tabla 3.14 Cálculo de los incrementos máximos

Área km <sup>2</sup>	Incremento máximo (mm)				
	1	2	4	6	8
1 998.00	6.32	11.54	20.40	25.01	27.50
4 218.00	7.11	11.95	18.42	21.94	24.87
9 644.00	4.45	7.86	14.83	17.97	20.71
16 933.00	3.14	5.69	12.54	15.39	17.18
17 307.00	3.12	5.66	12.49	15.27	17.02

Ilustración 3.22 Altura de precipitación



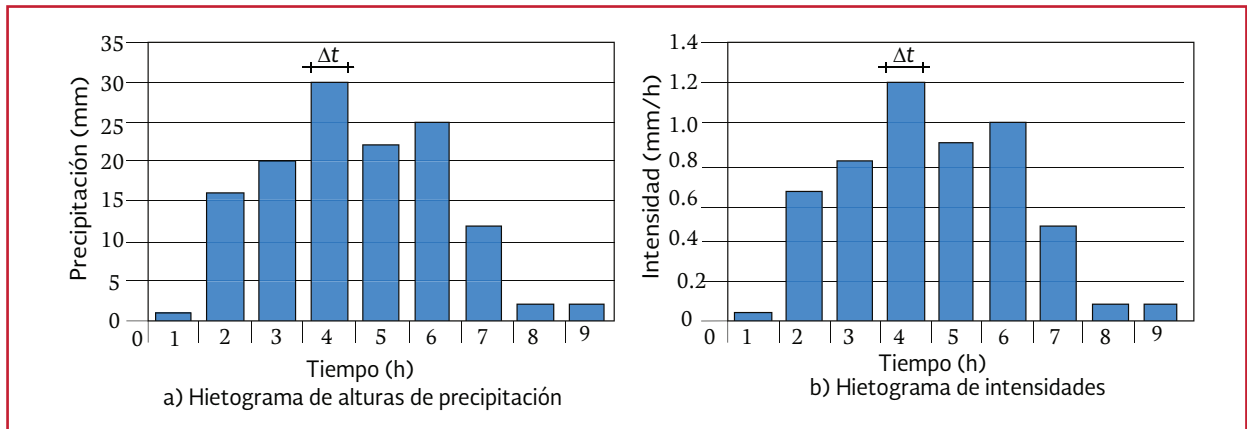
### 3.4.7 HIETOGRAMA

A partir de una curva masa de precipitación es posible dibujar diagramas de barras que representen las variaciones de la altura de precipitación o de su intensidad en intervalos de tiempo previamente seleccionados (Ilustración 3.23). Estos diagramas de barras se llaman hietogramas, se construyen dividiendo el tiempo que duró la tormenta en  $n$  intervalos (que pueden ser iguales o no) y midiendo la altura de precipitación que se tuvo en cada uno de ellos. El hietograma de la Ilustración 3.23 b puede obtenerse a partir del hietograma a, dividiendo la altura de precipitación de cada barra entre su duración  $\Delta t$ .

El intervalo  $\Delta t$  seleccionado es importante en cuanto a la información que proporciona el hietograma; un valor de  $\Delta t$  demasiado grande arrojaría muy poca información y uno muy pequeño da información de manera excesiva, lo que complica su manejo.

Por otra parte, el  $\Delta t$  depende también de la duración total del hietograma, por lo general, estos se presentan de una o dos horas, por lo que intervalos de 10 minutos son adecuados para representar el fenómeno, si la duración es mayor de cinco horas, los intervalos pueden aumentarse hasta 30 minutos; para duraciones mayores a 24 horas, se pueden usar intervalos de 60 minutos.

Ilustración 3.23 Hietogramas



### 3.4.7.1 Hietograma de diseño con datos pluviográficos

De manera general el diseño hidrológico consiste en la estimación de ciertas variables como lluvias, escurrimientos o crecientes, que son necesarias para el dimensionamiento de diversas obras hidráulicas y/o el estudio de ciertas medidas no estructurales. Para realizar este proceso de evaluación del impacto de los eventos hidrológicos en los sistemas naturales y urbanos, la hidrología se apoya en los registros climáticos e hidrométricos.

Cuando tales registros no están disponibles, el proceso lluvia-escurrimiento se intenta reproducir modelando, por una parte la tormenta que incide en la cuenca y por la otra la fase terrestre del ciclo hidrológico que se desarrolla en la zona. Con este enfoque, las tormentas de diseño son el punto de partida de las estimaciones hidrológicas de crecientes, tanto en cuencas rurales como urbanas, cuando no existe información hidrométrica.

Existen dos tipos fundamentales de tormentas de diseño: las históricas y las sintéticas o hipotéticas. Las primeras son eventos severos o extraordinarios que han ocurrido en el pasado, que fueron registrados y que ade-

más pueden estar bien documentados en relación con los problemas y daños que causaron a la ciudad y a su sistema de drenaje. Las segundas se obtienen a partir del estudio y generalización de un gran número de tormentas severas observadas; la idea es estimar un hietograma que represente a las tormentas de la zona de estudio.

Los cuatro pasos necesarios para la construcción de una tormenta sintética son:

1. Selección de la duración total e intervalos
2. Selección de periodo de retorno y obtención de las lluvias de diseño
3. Ajuste por magnitud de cuenca
4. Arreglo de los incrementos de lluvia

Tanto la duración total de la tormenta como su intervalo de discretización deben reflejar el tipo y tamaño de la cuenca donde se aplica. La duración total está directamente relacionada con el tiempo de concentración de la cuenca; de manera que su duración mínima debe corresponder con tal parámetro físico, para garantizar que todas las porciones de la cuenca contribuyan al gasto directo que se estima. La duración total adoptada se debe incrementar



en cuencas que tengan amplias planicies de inundación y/o grandes áreas pantanosas, con la idea de tomar en cuenta el efecto atenuador de estas áreas de almacenamiento natural.

Con respecto al intervalo de discretización de la tormenta, éste debe ser lo suficientemente pequeño para que permita definir con exactitud el hidrograma de la avenida, en especial su gasto máximo. La experiencia ha demostrado que el intervalo que origine al menos tres puntos en la rama ascendente del hidrograma es el adecuado para definir con precisión incluso su pico. Lo anterior equivale a dividir el tiempo de concentración entre tres y redondear el resultado hacia un valor inferior. Cuando la cuenca es dividida en subcuencas para buscar su homogeneidad hidrológica, o bien porque existen puntos de interés u obligados, el intervalo de discretización se establece con base en el menor de los tiempos de concentración de las subcuencas.

Después de seleccionar el periodo de retorno que tendrá la tormenta de diseño, se obtienen en las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno ( $i-d-Tr$ ). Las lluvias cuya duración son múltiplo del intervalo adoptado, se replicarán hasta alcanzar la duración total de la tormenta. Tales lluvias tendrán una magnitud creciente.

Las lluvias obtenidas a través de las curvas  $i-d-Tr$  son puntuales y por ello deben ser ajustadas, es decir reducidas, para adecuarlas al tamaño de cuenca en la cual se utilizará la tormenta de diseño, ya que toda precipitación es menos intensa entre más área abarca. El factor de reducción por área ( $FRA$ ), se define por la ecuación siguiente de Guichard *et al.* (2014):

$$FRA = \frac{P'}{P} \quad \text{Ecuación 3.49}$$

donde:

- $FRA$  = Factor de reducción por área (adimensional)
- $P'$  = Precipitación máxima areal en la zona de la tormenta, para la duración y área de interés (mm)
- $P$  = Precipitación máxima puntual en la zona de tormenta, para la misma duración (mm)

Finalmente, los incrementos de lluvia relativos a cada intervalo de la tormenta se obtienen restando a cada lluvia acumulada, hasta  $n$  intervalos, la correspondiente a  $n-1$ ; los incrementos así definidos son de magnitud decreciente. El arreglo de la llamada tormenta balanceada consiste en colocar el valor máximo (primer incremento) en el centro de la tormenta, el segundo en magnitud se ubica adelante y el tercero después del mayor. Se continúa igual con los incrementos restantes. Siempre que sea posible, se recomienda analizar las distribuciones reales de las tormentas ocurridas en la zona, con el propósito de definir un arreglo más representativo para la región.

#### 3.4.7.2 Método del bloque alterno

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva  $i-d-Tr$ . El hietograma de diseño producido por este método especifica la altura de precipitación que ocurre en  $n$  intervalos de tiempo sucesivos de duración  $\Delta t$  sobre una duración total de  $T_d = n\Delta t$ . Después de seleccionar el periodo de retor-

no de diseño, la intensidad es leída en una curva  $i-d-Tr$  para las duraciones  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, n\Delta t$  y la altura de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de altura de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo  $\Delta t$ . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida  $T_d$  y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño, observe Ilustración 3.24.

### Ejemplo 3.7

Realizar un hietograma para una tormenta de 2 horas en intervalos de 10 minutos y periodo de retorno de 10 años. Mediante el método del bloque alterno.

### Solución

Los resultados se presentan en la Tabla 3.15 y a continuación se describe cada una de las columnas.

- Columna 1: Duración del intervalo de tiempo requerido
- Columna 2: Intensidad, se toma la lectura de las curvas  $i-d-Tr$ , para los  $n$  intervalos de tiempo. En este ejemplo se conoce la fórmula para las intensidades, misma que se utilizan en la realización de las curvas  $i-d-Tr$

$$i = \frac{187.76 T_r^{0.574}}{d^{0.683}}$$

- Columna 3: Lámina de precipitación, se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración
- Columna 4: Lámina acumulada, el dato de la primera fila se pasa igual, los demás es

Ilustración 3.24 Hietograma obtenido mediante el método del bloque alterno

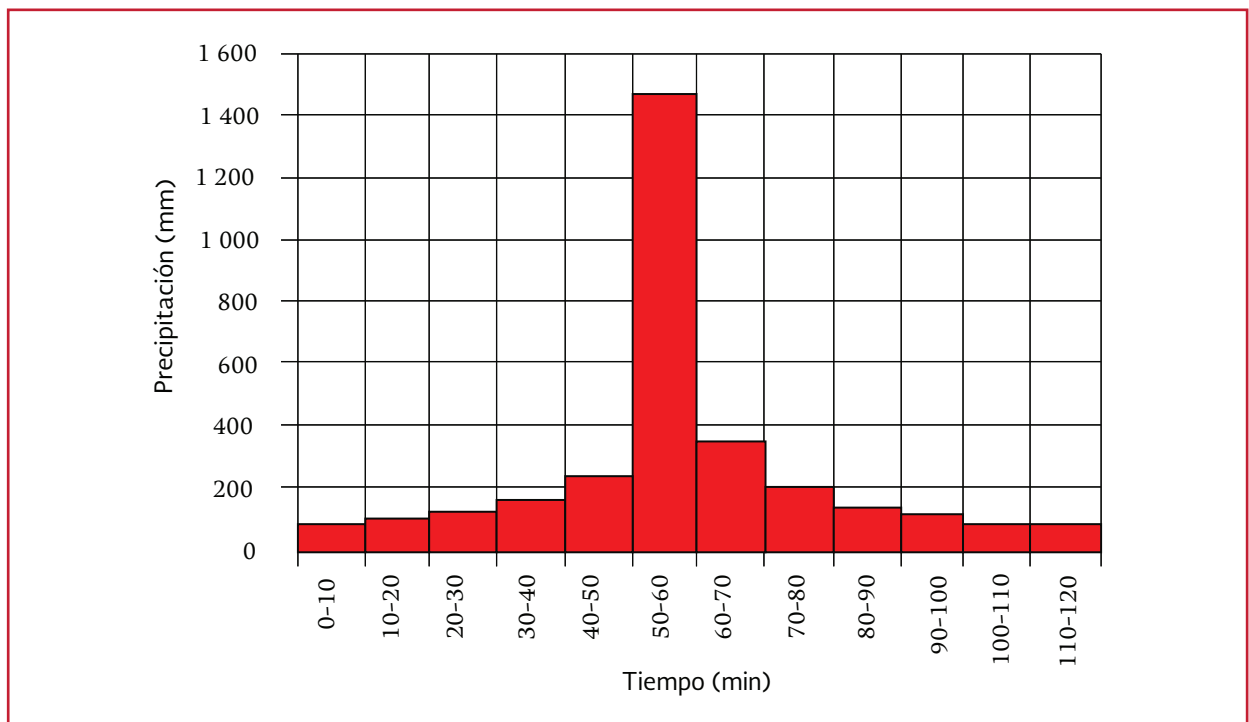


Tabla 3.15 Hietograma para una tormenta de 2 horas en intervalos de 10 minutos y periodo de retorno de 10 años

1	2	3	4	5	6
Duración	Intensidad	Lámina de precipitación	Lámina acumulada	Tiempo	Precipitación
(min)	(mm/min)	(mm)	(mm)	(min)	(mm)
10	146.08	1460.84	1460.84	0-10	92.98
20	90.99	1819.82	358.98	10-20	107.44
30	68.98	2069.43	249.60	20-30	129.10
40	56.68	2267.02	197.59	30-40	166.17
50	48.66	2433.19	166.17	40-50	249.60
60	42.97	2577.97	144.77	50-60	1460.84
70	38.67	2707.07	129.10	60-70	358.98
80	35.30	2824.12	117.05	70-80	197.59
90	32.57	2931.55	107.44	80-90	144.77
100	30.31	3031.12	99.57	90-100	117.05
110	28.40	3124.10	92.98	100-110	99.57
120	26.76	3211.47	87.37	110-120	87.37

la resta de las profundidades acumuladas, ejemplo de la duración de 10-20 minutos:

$$1819.82 - 1460.84 = 358.98 \text{ mm}$$

- Columna 5: Tiempo, intervalo de tiempo en el hietograma
- Columna 6: Precipitación, se comienza de la última fila (columna de lámina acumulada), este primer dato se pasa igual (87.37 mm) y a partir de este los demás se colocan en la columna 6 (precipitación) de forma alternada

Finalmente se grafican los datos de las columnas 5 y 6, para obtener el hietograma (vea la Ilustración 3.24).

### Ejemplo 3.8

Del pluviograma presentado en la Ilustración 3.25 se puede obtener:

- Hietograma de intensidades
- Curva masa de precipitaciones

### Solución

Se emplea la Tabla 3.16 (o similar) donde:

Columna 1 (Hora): hora en que cambia la intensidad, se distingue por un cambio en la pendiente de la línea de la precipitación.

Columna 2 (Intervalo de tiempo): es el intervalo de tiempo entre las horas de la columna 1.

Columna 3 (Tiempo acumulado): suma de los tiempos parciales (columna 2).

Columna 4 (Lluvia parcial): es la que se registra para cada intervalo de tiempo.

Columna 5 (Lluvia acumulada): es la suma de las lluvias parciales de la columna 4.

Columna 6 (Intensidad): es la altura de precipitación referida a una hora de duración, para

Ilustración 3.25 Pluviograma para ejemplo

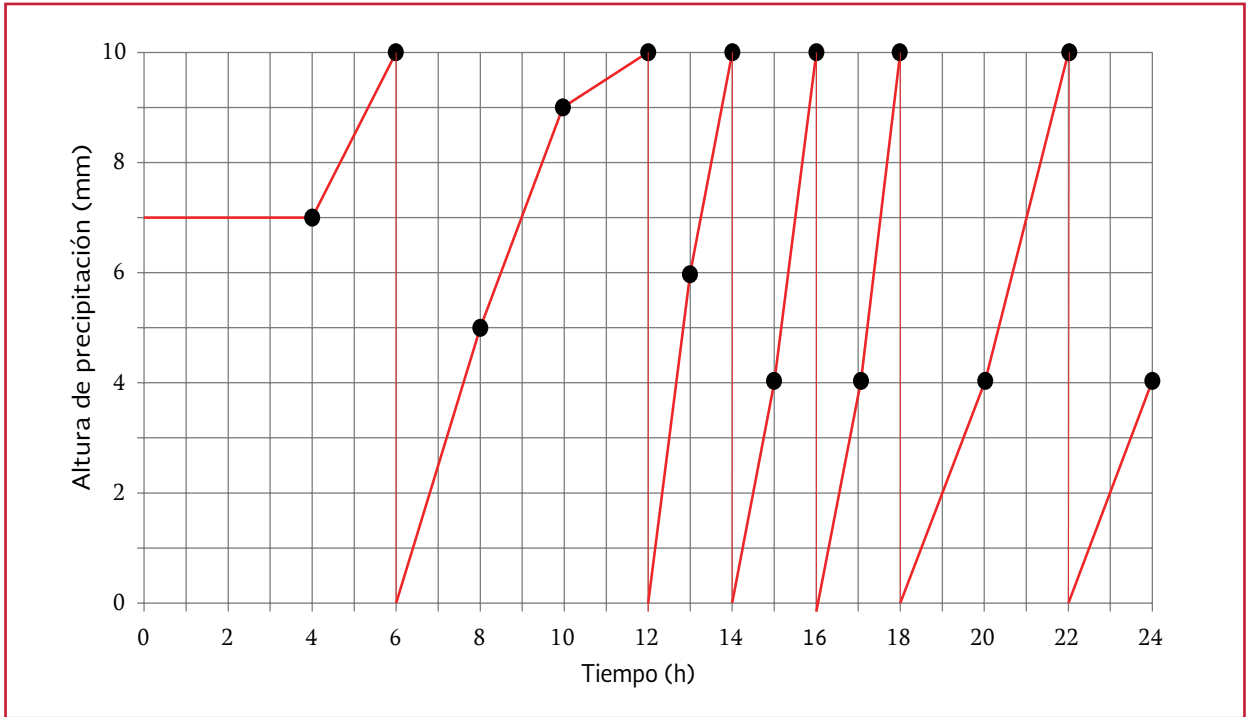


Tabla 3.16 Registro de datos del pluviograma

1 Hora	2 Intervalo de tiempo (min)	3 Tiempo acumulado (min)	4 Lluvia parcial (mm)	5 Lluvia acumulada (mm)	6 Intensidad (mm/h)
4.00					
	120.00	120.00	3.00	3.00	1.50
6.00					
	120.00	240.00	5.00	8.00	2.50
8.00					
	120.00	360.00	4.00	12.00	2.00
10.00					
	120.00	480.00	1.00	13.00	0.50
12.00					
	60.00	540.00	6.00	19.00	6.00
13.00					
	60.00	600.00	4.00	23.00	4.00
14.00					
	60.00	660.00	4.00	27.00	4.00
15.00					
	60.00	720.00	6.00	33.00	6.00
16.00					
	60.00	780.00	4.00	37.00	4.00
17.00					

Tabla 3.16 Registro de datos del pluviograma (continuación)

1	2	3	4	5	6
Hora	Intervalo de tiempo (min)	Tiempo acumulado (min)	Lluvia parcial (mm)	Lluvia acumulada (mm)	Intensidad (mm/h)
	60.00	840.00	6.00	43.00	6.00
18.00					
	120.00	960.00	4.00	47.00	2.00
20.00					
	120.00	1080.00	6.00	53.00	3.00
22.00					
	120.00	1200.00	4.00	57.00	2.00
24.00					

cada intervalo de tiempo. Su cálculo se realiza de la siguiente forma: (Columna 4) \* 60/(Columna 2).

- Para obtener el hietograma de intensidades se procede a graficar los datos de las columnas (3) y (6), ver Ilustración 3.26
- Para la curva masa de precipitación se utilizan los datos de las columnas (3) y (5). Resultando la gráfica de la Ilustración 3.27

### 3.4.7.3 Método del hietograma triangular

Como se mencionó anteriormente, los datos generados a partir de registros pluviométricos no brindan información sobre cómo se desarrolla la precipitación a lo largo del tiempo; si no se tiene alguna información adicional a ésta, la mejor alternativa es generar un hietograma triangular.

Un triángulo es una figura simple para un hietograma de diseño debido a que una vez que se conozcan tanto la altura de precipitación de diseño  $P$ , como la duración  $T_d$ , se pueden determinar la longitud de la base y la altura del triángulo.

Considérese un hietograma triangular como el mostrado en la Ilustración 3.28. Donde la longitud de la base es  $T_d$  y la altura es  $h_{max}$ , luego la profundidad total de precipitación en el hietograma está dada por (Chow, 1994 y Gómez, 2007):

$$P_{tt} = \frac{1}{2} T_d h_{max} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

donde:

- $P_{tt}$  = Precipitación total obtenida de un hietograma triangular (mm)
- $h_{max}$  = Altura máxima de precipitación del hietograma triangular para un tiempo  $t_a$  dado (mm)
- $T_d$  = Duración total de la lluvia tomada como la base del hietograma triangular (min)

$$h_{max} = \frac{2P_{tt}}{T_d} \quad \text{Ecuación 3.51}$$

donde:

- $P_{tt}$  = Precipitación total obtenida de un hietograma triangular (mm)

Ilustración 3.26 Hietograma de intensidades

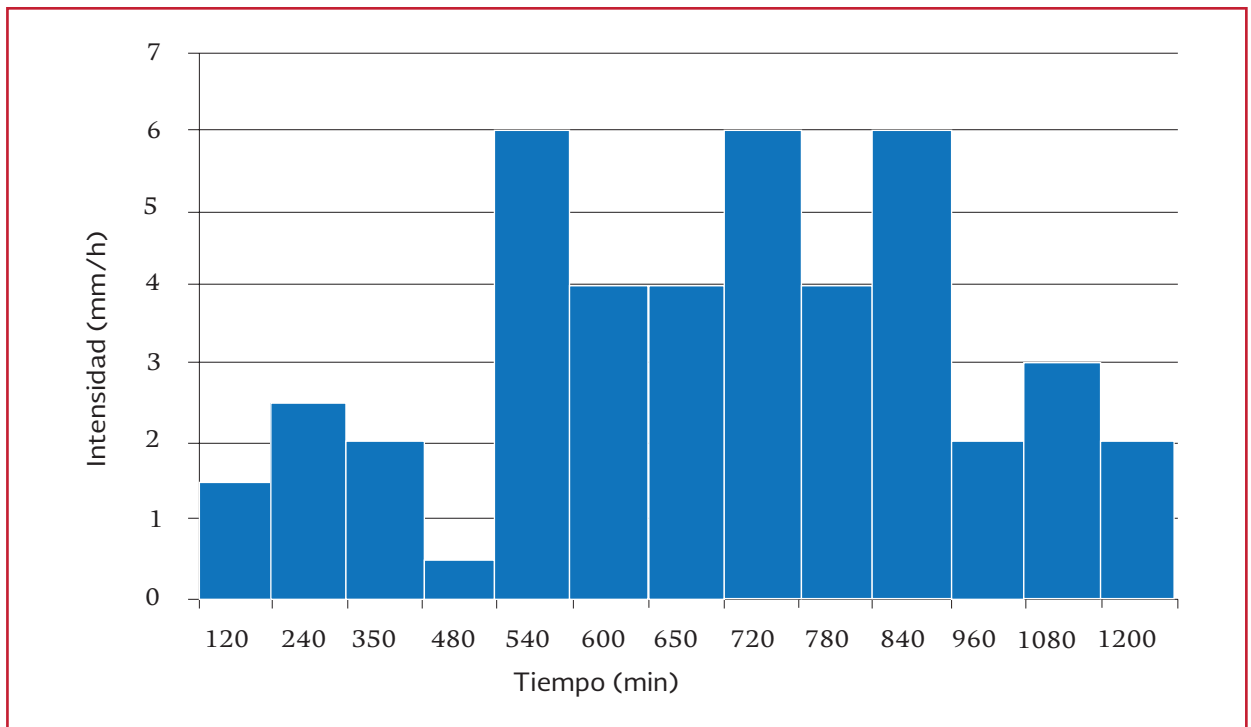


Ilustración 3.27 Curva masa de precipitación

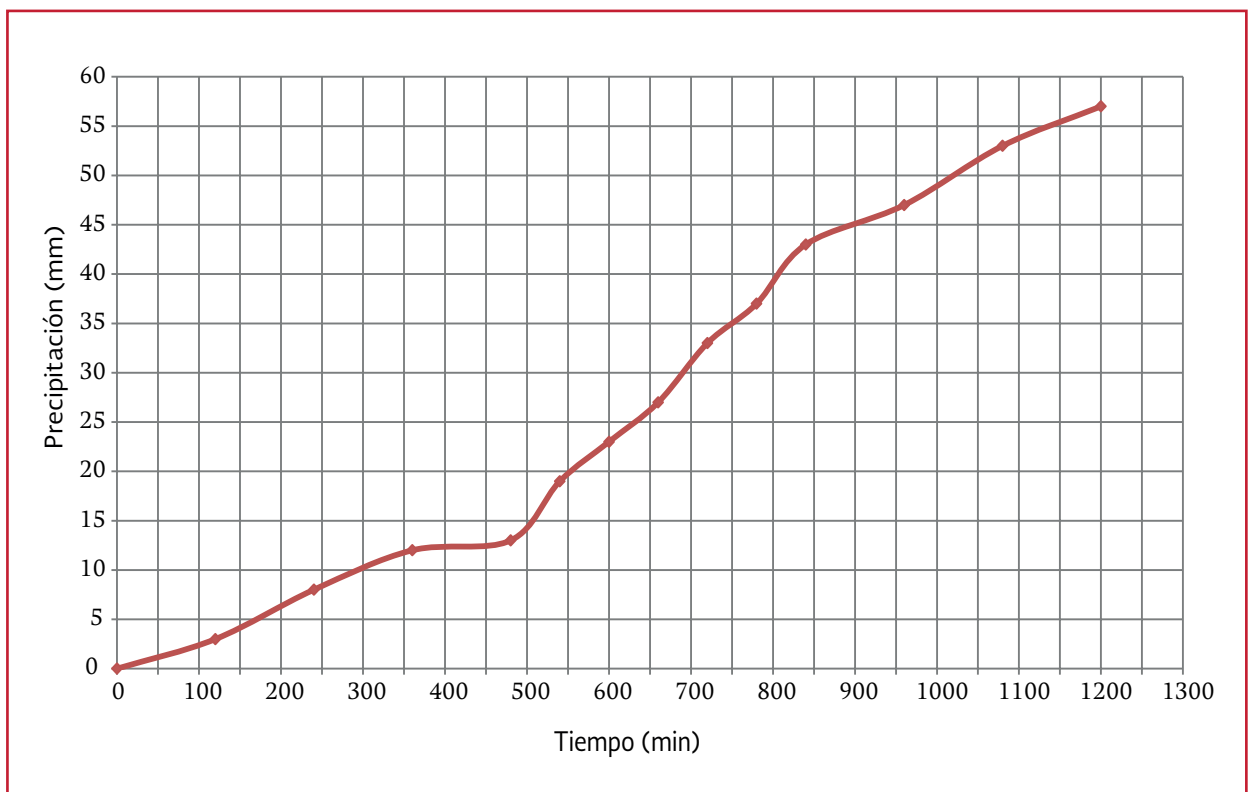
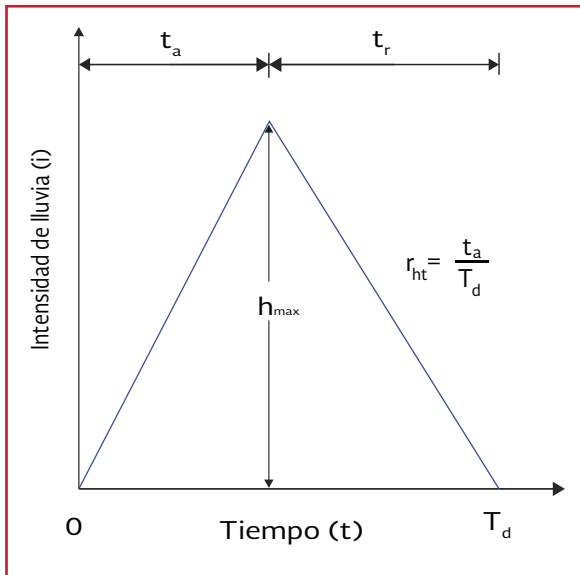


Ilustración 3.28 Hietograma triangular de diseño



- $h_{max}$  = Altura máxima de precipitación del hietograma triangular para un tiempo  $t_a$  dado (mm)
- $T_d$  = Duración total de la lluvia tomada como la base del hietograma triangular (min)

La relación del tiempo antes del pico  $t_a$ , con respecto a la duración total se define como: el coeficiente de avance de tormenta  $r_{ht}$ , el cual se calcula:

$$r_{ht} = \frac{t_a}{T_d} \quad \text{Ecuación 3.52}$$

donde:

- $r_{ht}$  = Relación entre el tiempo en que el hietograma triangular alcanza su altura máxima de precipitación y la duración total de la lluvia (adimensional)
- $t_a$  = Tiempo en que se alcanza la altura máxima ( $h$ ) de precipitación en el hietograma triangular (min)
- $T_d$  = Duración total de la lluvia tomada como la base del hietograma triangular (min)

Por otra parte, el tiempo de recesión  $t_{rec}$  está dado por:

$$t_{rec} = T_d - t_a = (1 - r_{ht})T_d \quad \text{Ecuación 3.53}$$

donde:

- $t_{rec}$  = Tiempo de recesión (min)
- $T_d$  = Duración total de la lluvia tomada como la base del hietograma triangular (min)
- $t_a$  = Tiempo en que se alcanza la altura máxima ( $h$ ) de precipitación en el hietograma triangular (min)
- $r_{ht}$  = Relación entre el tiempo en que el hietograma triangular alcanza su altura máxima de precipitación y la duración total de la lluvia

Un valor de  $r_{ht}$  igual a 0.5 corresponde a una intensidad pico que ocurre en la mitad de la tormenta, mientras que un valor menor que 0.5 tendrá el pico antes del punto medio y por consiguiente si  $r_{ht}$  tiene un valor mayor a 0.5 tendrá el pico después del punto medio de la tormenta. Un valor apropiado de  $r_{ht}$  se determina calculando la relación entre el tiempo de intensidad pico y la duración de la tormenta para una serie de tormentas de diferentes duraciones. La media de estas relaciones, ponderada de acuerdo con la duración de cada evento, es el valor de  $r_{ht}$ . Este método tiene la consideración de una lluvia constante y es válida para cuencas pequeñas (pocas hectáreas), cuando la superficie aumenta y consecuentemente aumentan los tiempos de concentración y los resultados pueden alejarse de la realidad (Gómez, 2007). La aplicación de este método se aborda en el apartado 3.5

### 3.5 HIETOGRAMA DE DISEÑO CON DATOS PLUVIOMÉTRICOS

La CONAGUA, a través del Servicio Meteorológico Nacional (SMN), a la fecha de publicación de este manual, tiene una red instalada de cinco mil 420 estaciones, de las cuales tres mil 200 se encuentran operando y dos mil 220 están suspendidas. Estas últimas a pesar de ya no seguir generando datos, aún tienen información histórica, útil para la caracterización de la precipitación.

La Ilustración 3.29 muestra la distribución espacial de las estaciones, identificando en color amarillo las que se encuentran operando y en color rojo aquellas que están suspendidas.

La información histórica registrada por estas estaciones se encuentra en una base de datos

llamada CLICOM (Clima Computarizado) y gracias a la evolución de los equipos de cómputo y sistemas de comunicación, actualmente se puede consultar a través de Internet o en un medio de almacenamiento portátil, de la forma mostrada en la Tabla 3.17. Para realizar la consulta de los registros, se cuentan con las plataformas que se presentan a continuación.

- a) **Normales climatológicas.** Para poder consultar la información histórica de estas estaciones, el SMN cuenta con una herramienta en línea para el acceso a la información climatológica de las estaciones registradas; ésta se encuentra disponible en el sitio de Internet del SMN (<http://smn.cna.gob.mx>). Al seleccionar cada una de las estaciones se despliega una ventana con el contenido de información disponible para la estación seleccionada. Los va-

Ilustración 3.29 Red de estaciones climatológicas posicionadas en Google Earth®

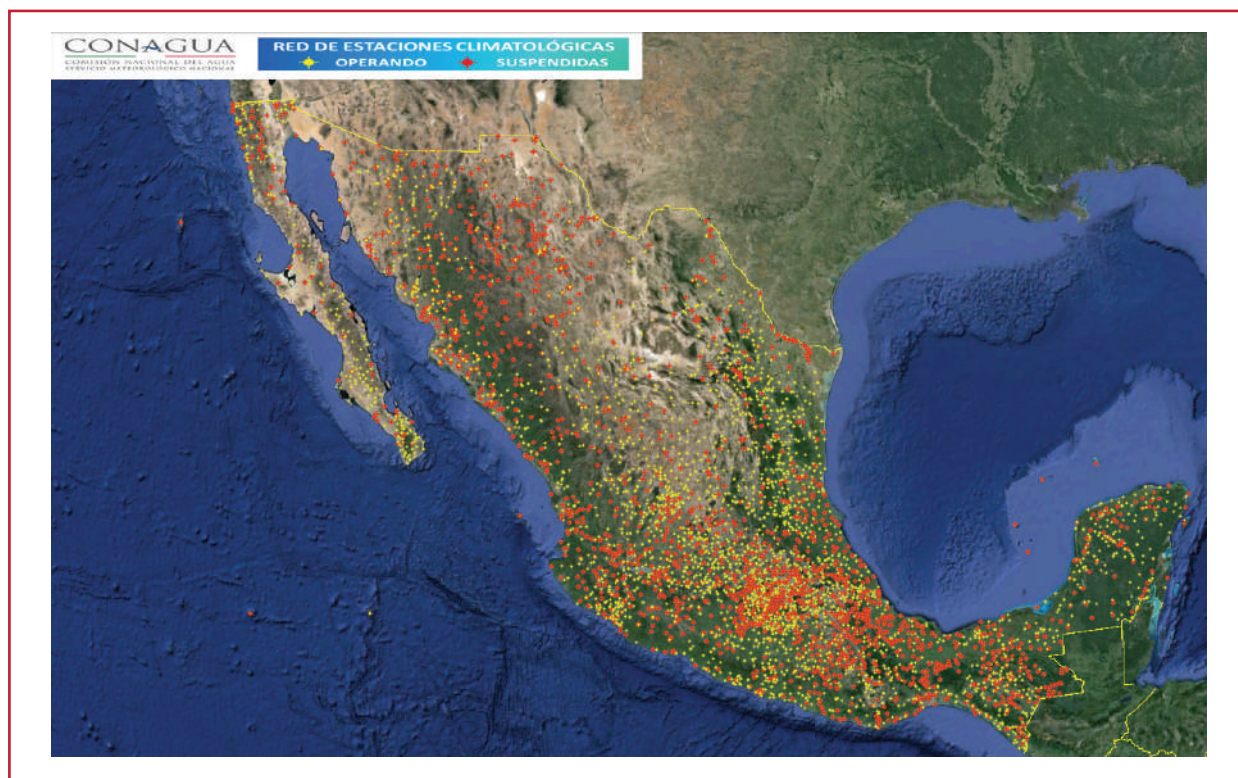




Tabla 3.17 Ejemplo de registros pluviométricos

Conagua-SMN-SCDI				
Climatología estadística				
Datos contenidos en la base de datos climatológica, a julio de 2014				
Estación:	17003			
Nombre:	CUAUTLA (SMN)			
Estado:	MORELOS			
Municipio:	CUAUTLA			
Situación:	OPERANDO			
Organismo:	CONAGUA-SMN			
Cve-omm:	Nulo			
Latitud:	18.8042			
Longitud:	-98.9508			
Altitud:	1,303 msnm			
Emisión:	26/09/2014			
	PRECIP	EVAP	TMAX	TMIN
Fecha	mm	mm	°C	°C
20/04/1926	0	Nulo	28.4	20.3
21/04/1926	0	Nulo	27.4	17.3
22/04/1926	13	Nulo	29.4	19.3
23/04/1926	7	Nulo	29.9	20.3
24/04/1926	0	Nulo	28.4	16.3
28/04/1926	0	Nulo	32.4	18.3
29/04/1926	0	Nulo	32.4	19.3
30/04/1926	Nulo	Nulo	Nulo	15.3
16/06/1926	0.5	Nulo	29.4	Nulo
17/06/1926	2.8	Nulo	29.4	17.3
18/06/1926	3	Nulo	29.4	17.8

lores mostrados dependerán de la disponibilidad de cada estación. La Ilustración 3.30 muestra la ventana emergente que contiene la información básica para una estación dada

**b) Sistema de Información Hidrológica (SIH):** El SIH contiene datos recientes (1995 a la fecha) de aguas superficiales (GASIR) y de climatología, y datos históricos del BANDAS, CLICOM, observatorios e históricas de referencia. La consolidación de los datos se hace con equipo de cómputo y de telecomunicaciones: 13

Ilustración 3.30 Información presentada para una estación climatológica



servidores localizados en cada una de los Organismos de Cuenca, un servidor por cada dirección local en el país y un servidor central, y la intranet de la CONAGUA

**c) GASIR:** La Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) recolecta información relacionada con el agua en la superficie del territorio nacional, por ejemplo niveles de precipitación, volúmenes de agua almacenados en presas y niveles de los ríos en todo el país

**d) Estaciones Automáticas del SMN:** Una Estación Meteorológica Automática está conformada por un grupo de sensores que registran y transmiten información meteorológica de forma automática de los sitios donde están estratégicamente colocadas. Su función principal es la recopilación y monitoreo de algunas va-

riables meteorológicas para generar archivos del promedio de cada 10 min. de todas las variables, esta información es enviada vía satélite en intervalos de 1 o 3 horas por estación. (CONAGUA, 2013)

Algunas estaciones tienen información desde 1900, aunque la mayoría de los datos (88.4 por ciento) corresponden a periodos desde 1960 a hasta 2013. En promedio se cuenta con más de 26 años de información por estación IMTA, 2014.

Si se desea consultar los registros de gasto medio diario, lectura de volumen máximo y medio de escurrimientos, sedimentos, hidrogramas, limnigramas de los cauces naturales, se puede hacer uso de la siguiente plataforma:

**Banco Nacional de Datos Aguas Superficiales (BANDAS).** Esta red registra la cantidad de agua que pasa a una determinada hora (aforos) y el nivel de agua (escalas) en los principales ríos de la República Mexicana.

### 3.5.1 SELECCIÓN DE ESTACIONES

A través de cualquiera de estas dos herramientas pueden seleccionarse las estaciones más cercanas a la zona de estudio. La selección puede hacerse bajo los siguientes criterios:

- Considerar inicialmente, todas aquellas estaciones, que se encuentren en línea recta sin obstrucción
- Otra alternativa es utilizar todas las estaciones que garanticen abarcar toda la cuenca con los polígonos de Thiessen

Existen diversos métodos para la selección de estaciones, sin embargo la inclusión o desecho

de otras estaciones próximas de algunas seleccionadas dependerá de la calidad de información que éstas contengan.

Para mejor comprensión de la selección de estaciones climatológicas, se presenta el siguiente ejemplo.

#### **Ejemplo 3.9**

Para caracterizar la precipitación de diseño en la zona mostrada en la Ilustración 3.31, se seleccionan, a través de la herramienta *Normales climatológicas*, las 13 estaciones más próximas al sitio, tal como se muestra en la Ilustración 3.32. Con esta misma herramienta se recopila la información histórica de precipitación en cada estación, para evaluar cuáles de estas serán útiles para el análisis. La Tabla 3.18 presenta el resumen de los valores contenidos en la base de datos CLICOM.

En la Tabla 3.18, cinco de las 13 estaciones no contienen datos históricos de precipitación, por lo que estas se descartan para el análisis. Dada la proximidad de las estaciones restantes, no se incluirá ninguna estación adicional, sin embargo es responsabilidad del diseñador evaluar la necesidad de agregar o desechar estaciones para el análisis, en función de la disponibilidad de otras estaciones, los datos que estas contengan y la proximidad a la zona de interés.

Como puede observarse en la Tabla 3.18, existen algunas estaciones que tienen el estatus "Suspendida", significa que en la actualidad ya no registran información, sin embargo se cuenta con los datos históricos que generaron durante su vida útil. Por otra parte, de las estaciones que se encuentran operando, no necesariamente se cuenta con la información gene-

Ilustración 3.31 Zona de estudio con las estaciones climatológicas cercanas posicionadas en Google Earth®



Ilustración 3.32 Ejemplo de selección inicial de estaciones climatológicas

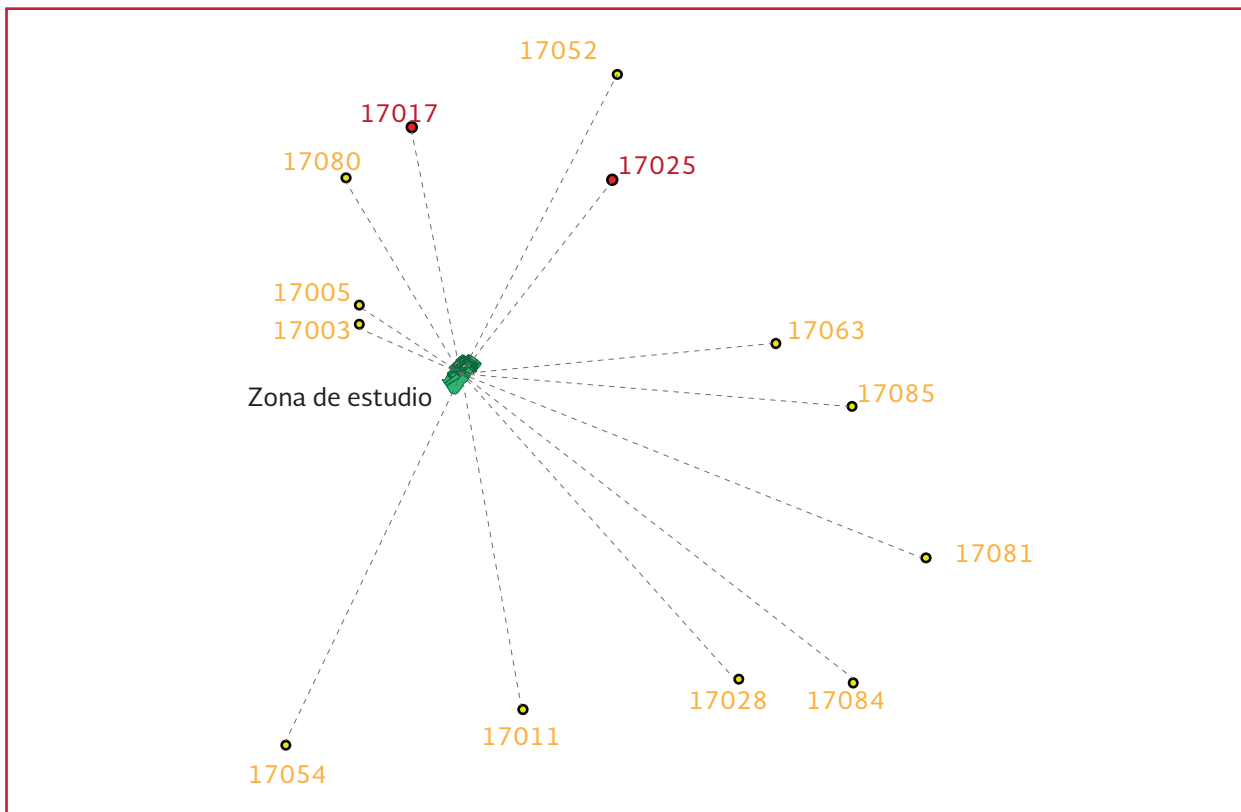


Tabla 3.18 Información contenida en la base de datos CLICOM para las estaciones de la ilustración 3.32

Estación		Estatus	Año inicial	Año final	Número de años con datos
17003	Cuautla	Operando	1926	2011	71
17005	Cuautla	Operando	1955	2011	56
17080	Casasano	Operando	-	-	0
17017	Tetelcingo	Suspendida	1942	1973	26
17052	Yecapixtla	Operando	1986	2011	26
17025	Yecapixtla	Suspendida	1963	1985	22
17063	Tecajec	Operando	1981	2010	16
17085	Temoac	Operando	-	-	0
17081	Amilcingo	Operando	-	-	0
17084	El peñón	Operando	-	-	0
17028	Jonacatepec	Operando	1926	2011	66
17011	La cuera	Operando	-	-	0
17054	Moyotepec	Operando	1978	2011	34

rada en la base de datos. Estos registros se van actualizando periódicamente y en promedio se tiene un desfase de tres años.

De las ocho estaciones restantes, la Tabla 3.19 presenta los registros de precipitación máxima diarias acumuladas de 24 horas (mm) por año. Nótese que los datos de las estaciones Tetelcingo (17017), Yecapixtla (17025) y Tecajec (17063) no tienen continuidad de datos en su periodo de registro, por lo que será necesario aplicar algún método de deducción de datos faltantes como los presentados a continuación.

Es importante que la información contenida en las base de datos CLICOM sea revisada, debido a que en algunas ocasiones los registros no abarcan todo el año como es el caso de la estación 17003 Cuautla que en el año 2006 presenta una precipitación máxima diaria acumulada de 9.6 mm muy debajo del promedio de 24 horas.

Por lo que el registro de este año, para esta estación debe de ser descartado y obtenerse mediante la deducción de datos faltantes.

### 3.5.2 DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

Cuando en una determinada estación faltan valores de uno o de varios días en registros de lluvia, se pueden estimar los datos faltantes si se cuenta con registros simultáneos de estaciones situadas cerca de la estación en estudio. Lo anterior se puede hacer correlacionando las precipitaciones existentes con las de una estación cercana u obteniendo el promedio de las mediciones en varias estaciones circundantes con respecto a la estación en estudio.

Si la correlación de los datos es aceptable, bastará con conocer la precipitación en la estación más cercana, o bien, la precipitación media obtenida de las estaciones circundantes en aquellos días donde no se tiene información en la estación de interés.

Cuando la correlación obtenida del análisis no es aceptable se puede usar el método de la relación normalizada (Campos-Aranda, 2010) basado en la precipitación media anual, de acuerdo a uno de los dos criterios siguientes:

Tabla 3.19 Precipitaciones máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica

Año	Estación							
	17003	17005	17017	17052	17025	17063	17028	17054
	Cuautla	Cuautla	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Jonacatepec	Moyotepec
1926	52							
1927	60						48	
1928	30						40.7	
1929	35						53.5	
1930							50.7	
1931							34.5	
1932							53	
1933							76.5	
1934							74	
1935							70	
1936							53.5	
1937							49	
1938							45	
1939							55	
1940							53	
1941							86.5	
1942	68		67.6				69	
1943	30.5		41				42	
1944	40		58				65.4	
1945	30.5		52				65	
1946	150		65					
1947	95						81	
1948	67						107	
1949	160						57	
1950	190						47	
1951	35						83	
1952	50		30				30.5	
1953	56		34				68.9	
1954	53		60				50	
1955	90	60	40				61.5	
1956	74		192				50	
1957	40	43	8				42.6	
1958	85	75	20				83.2	
1959	58.5	77	76				62.5	
1960	47	37.5	48				44.2	
1961	69	67.7	70					
1962	47	63.1	95				35.7	
1963	72	67.6	77		75		62	
1964	54	50.3	31		57		42	

Tabla 3.19 Precipitaciones máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica (continuación)

Año	Estación							
	17003	17005	17017	17052	17025	17063	17028	17054
	Cuautla	Cuautla	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Jonacatepec	Moyotepec
1965	55	60.3	53				47.5	
1966		41	40		53.5		67.2	
1967	70	62.5	80		73		53.5	
1968	48	54	84		96.5		88.5	
1969	87	108			158			
1970	55	42.3	45.5		49		60	
1971	57	48.5	40		42			
1972	96	95.5	47.5		41			
1973	60	57.7	54		62			
1974	39.5	52.8			50			
1975	70.5	64.2			68.5			
1976	80	66.3			82.5			
1977	51	50.8			81.5			
1978	49	55.5			58			20
1979	45	48.5			33			62
1980	41.5	45			76.5			54
1981	77.3	73.5			52.5	58		55
1982	60.3	51.5			69.5	43		60.1
1983	58.3	50.3			47	40.5		51.5
1984	54.2	51			63.5	40		42
1985	68	49.5			62.2	56.5		78.5
1986	50.2	39.5		42.6		40		46.6
1987	76.5	47.8		50.5		40.2	64	50
1988	121	89.8		52.4		50.5	74	58
1989	33.4	28		40.5			51.5	26.5
1990	74	83.5		58.3			83	40.7
1991	55.8	60.3		63.5			52	55.5
1992	53	54.5		64.3			45	47.4
1993	64.5	50.5		74			36	40
1994	65	41.5		52.3			50	54.3
1995	56	48.5		99			44	43
1996	61	53		49.6			72	23
1997	79.5	65.5		100			52.5	56.5
1998	55.1	53		26			63.5	80
1999	80.6	61		95.5			75.1	86
2000	40.6	33.5		60			60	96.4
2001	86	72		56.4		40	63	42

Tabla 3.19 Precipitaciones máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica (continuación)

Año	Estación							
	17003	17005	17017	17052	17025	17063	17028	17054
	Cuautla	Cuautla	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Jonacatepec	Moyotepec
2002	87.1	62		80.1		58	68	32
2003	126.1	103		48.7		83	61	28
2004	57	60		48.5		58	52	34
2005	80.5	100		116			93	58.5
2006	9.6	54		78			63	43
2007		46		58.9		17	65	59
2008		87		61.5		30	55.7	60.5
2009	46	51		83		55	59.1	102
2010	70.7	85		89		74	79	56
2011	68.2	65		87			62	17.5
Promedio	69.01	60.34	67.49	66.75	65.50	54.83	61.68	51.75
Mínima	9.60	28.00	8.00	26.00	33.00	17.00	30.50	17.50
Máxima	305.00	108.00	192.00	116.00	158.00	96.58	118.16	102.00

- a) Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones circundantes difiere en menos del 10 por ciento de la registrada en la estación en estudio, los datos faltantes se estiman haciendo un promedio aritmético de los registrados en las estaciones circundantes
- b) Si la precipitación media anual de cualquiera de las estaciones circundantes difieren en más de 10 por ciento, se utiliza la expresión:

$$P_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{\bar{P}_x}{\bar{P}_i} P_i \quad \text{Ecuación 3.54}$$

donde:

$P_x$  = Altura de precipitación faltante en la estación  $x$  en estudio (mm)

$n$  = Número de estaciones auxiliares

$\bar{P}_x$  = Precipitación media anual en la estación  $x$  en estudio (mm)

$\bar{P}_i$  = Precipitación media anual en la estación auxiliar  $i$  en estudio (mm)

$P_i$  = Altura de precipitación registrada en la estación  $i$  (mm)

Mientras mayor sea el número de estaciones auxiliares, más confiables serán los resultados obtenidos. Para aplicar este criterio, se requieren como mínimo tres estaciones auxiliares.

Otra alternativa es utilizar el método propuesto por el Servicio Nacional de Meteorología de los Estados Unidos (*National Weather Service*, 1999) el cual consiste en ponderar los valores observados en una cantidad  $W$ , igual al recíproco del cuadrado de la distancia ( $D_i$ ) entre cada estación vecina y la estación en donde se pretenden completar los registros. La lluvia  $P_x$  buscada se determina con la ecuación siguiente:

$$P_x = \frac{\sum P_i W_i}{\sum W_i} \quad \text{Ecuación 3.55}$$

donde:

- $P_x$  = Altura de precipitación faltante en la estación  $x$  en estudio (mm)
- $P_i$  = Altura de precipitación registrada en la estación  $i$ , el día que faltan datos en la estación  $x$  (mm)
- $W_i$  =  $1/D_i^2$ , siendo la distancia entre cada estación circundante y la estación con el registro incompleto (km)

$$P_{1954} = \frac{1}{3} \left[ \frac{575.70}{730.00}(311.14) + \frac{575.70}{643.00}(636.10) + \frac{575.70}{699.00}(460.60) \right] = 398.1 \text{ mm}$$

### Ejemplo 3.10

Se requiere estimar la lluvia del año 1954 en la estación climatológica "D", mostrada en la Tabla 3.20, por el método de la relación normalizada, teniendo como datos las lluvias medias anuales y las del año 1954 en tres estaciones cercanas.

### Solución

Los datos de las estaciones circunvecinas, se han concentrado en la Tabla 3.20. Como se observa en la segunda columna, los valores de la precipitación media anual en cada estación auxiliar difieren en más de un 10 por ciento con respecto a la estación "D", por lo tanto debe aplicarse la Ecuación 3.54.

### Ejemplo 3.11

Retomando los datos de la Tabla 3.19, se utilizará el método del Servicio Nacional de Meteorología de los Estados Unidos (*National Weather Service*) para completar los datos faltantes en las estaciones Tetelcingo (17017), Yecapixtla (17025) y Tecajec (17063).

El primer paso es calcular la distancia entre todas las estaciones involucradas, tal como se presenta en la Tabla 3.21; una vez realizado esto, por medio de una hoja de cálculo, se define el inverso del cuadrado de la distancia entre estaciones, tal como se presenta en la Tabla 3.22.

Para cada grupo de datos faltantes, por ejemplo el periodo de 1989 a 2000 y de 2005 a 2006, en la estación Tecajec (17063) se realiza la sumatoria del inverso de los cuadrados de la distancia de esta estación hacia las estaciones auxiliares. Estos valores que fueron calculados en la Tabla 3.22, se encuentran en la fila 1, entre la columna b y f, de la Tabla 3.23; en la celda 1g, se calculó la sumatoria; en las celdas entre las

Tabla 3.20 Datos de las estaciones para el ejemplo

Estación	Precipitación media	Porcentaje de diferencia con respecto a la estación D	Periodo	Registro de precipitaciones del año 1954
	anual		años	mm
	mm			
A	730.00	21.23 %	1938-1979	311.14
B	643.00	10.57 %	1938-1979	636.10
C	699.00	17.73 %	1938-1979	460.60
D	575.70		1938-1979	Valor faltante



Tabla 3.21 Distancia entre las estaciones, en kilómetros

Estación	17003		17005		17017		17052		17025		17063		17028		17054	
	Cuautla	Cuautla	Cuautla	Cuautla	Tetelcingo	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Tecajec	Jonacatepec	Jonacatepec	Moyotepec	Moyotepec
17003	Cuautla		0.68		7.15		12.57		10.14		14.63		18.16		14.85	
17005	Cuautla	0.68		12.06	12.06		12.08		9.82		14.65		18.61		15.49	
17017	Tetelcingo	7.15	12.06			7.54	7.54		7.19		14.77		22.39		21.97	
17052	Yecapixtla	12.57	12.08	9.82	7.54			3.61	3.61		10.91		21.57		26.13	
17025	Yecapixtla	10.14	9.82	14.65	7.19		3.61		8.16		8.16		17.94		22.85	
17063	Tecajec	14.63	14.65	18.61	14.77	22.39	10.91	21.57	8.16	17.94	11.61		11.61		22.18	
17028	Jonacatepec	18.16	18.61	15.49	21.97	22.39	26.13	22.85	22.85		22.18		15.98			
17054	Moyotepec	14.85	15.49		21.97											

Tabla 3.22 Inverso del cuadrado de las distancias entre estaciones

Estación	17003		17005		17017		17052		17025		17063		17028		17054	
	Cuautla	Cuautla	Cuautla	Cuautla	Tetelcingo	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Tecajec	Jonacatepec	Jonacatepec	Moyotepec	Moyotepec
17003	Cuautla		2.16263		0.01956		0.00633		0.00973		0.00467		0.00303		0.00453	
17005	Cuautla	2.16263		0.00688	0.00688		0.00685		0.01037		0.00466		0.00289		0.00417	
17017	Tetelcingo	0.01956	0.00688			0.01759	0.01759		0.01934		0.00458		0.00199		0.00207	
17052	Yecapixtla	0.00633	0.00685	0.01037	0.01759			0.07673	0.07673		0.00840		0.00215		0.00146	
17025	Yecapixtla	0.00973	0.01037	0.01037	0.01934		0.07673		0.01502		0.01502		0.00311		0.00192	
17063	Tecajec	0.00467	0.00466	0.00458	0.00458		0.00840	0.01502	0.01502				0.00742		0.00203	
17028	Jonacatepec	0.00303	0.00289	0.00199	0.00199		0.00215	0.00311	0.00311		0.00742				0.00392	
17054	Moyotepec	0.00453	0.00417	0.00207	0.00207		0.00146	0.00192	0.00192		0.00203		0.00392			

Tabla 3.23 Cálculo de datos faltantes para la estación 17063 Tecajec

a	b	c	d	e	f	g	h
	17003	17003	17052	17028	17054	Suma	17063
Estación	Cuautla	Cuautla	Yecapixtla	Jonacatepec	Moyotepec		Tecajec
1	1/Di2	0.00467	0.00840	0.00742	0.00203	0.02718	
2	1989	0.15605	0.34026	0.38207	0.05387	1.06270	39.09
3	1990	0.34573	0.48980	0.61576	0.08273	1.92308	70.74
4	1991	0.26070	0.53349	0.38578	0.11282	1.57374	57.89
5	1992	0.24762	0.54021	0.33385	0.09635	1.47196	54.15
6	1993	0.30135	0.23530	0.26708	0.08131	1.50674	55.43
7	1994	0.30369	0.19336	0.37094	0.11038	1.41776	52.15
8	1995	0.26164	0.22598	0.32643	0.08741	1.73319	63.76
9	1996	0.28500	0.24695	0.53416	0.04675	1.52956	56.27
10	1997	0.37143	0.30519	0.38949	0.11485	2.02109	74.35
11	1998	0.25743	0.24695	0.47110	0.16262	1.35653	49.90
12	1999	0.37657	0.28422	0.55715	0.17481	2.19509	80.75
13	2000	0.18969	0.15609	0.44513	0.19595	1.49094	54.85
14	2005	0.37610	0.46593	0.68995	0.11891	2.62546	96.58
15	2006	0.04485	0.25160	0.46739	0.08741	1.50656	55.42

filas 2 a 15 y las columnas b a f, se multiplica la precipitación registrada en la estación indicada por el inverso del cuadrado de la distancia y la columna g, entre las filas 2 y 15 muestra las sumatorias para estos productos.

Por último, la columna h, presenta los valores de precipitación estimados, para los años faltantes, que resulta de dividir los valores de la columna g, y las filas 2 y 15, entre el valor de la celda 1g.

Este procedimiento se repite para cada valor faltante, considerando los datos registrados por las demás estaciones en el mismo año. Los datos ajustados para el análisis se presentan en la Tabla 3.24. Donde los datos ajustados están en cursivas.

### 3.5.3 ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO

Para desarrollar una curva precipitación-duración-periodo de retorno se deben evaluar distin-

tas funciones de ajuste y seleccionar la que reporte el error estándar menor (ver apartado 3.4.3). Con la función que mejor se ajuste a los datos históricos se genera la relación precipitación (mm) periodo de retorno (años) para las estaciones seleccionadas en el apartado 3.5.1.

#### **Ejemplo 3.12**

Para cada grupo de datos de la Tabla 3.24 se debe buscar una función que mejor se ajuste, es decir que genere el menor error estándar de ajuste.

#### **Solución**

La Tabla 3.25 presenta el ajuste de seis funciones de probabilidad (desarrolladas en el apartado 3.3.2) para los 70 datos de la estación Cuautla 17003, de la cual se destaca que la función Log Pearson III, reporta el menor error estándar. Este proceso se repite para cada grupo de datos de las estaciones de la Tabla 3.24.

Tabla 3.24 Precipitaciones ajustadas máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica

Estación	17003	17005	17017	17052	17025	17063	17028	17054
	Cuautla	Cuautla	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Jonacatepec	Moyotepec
1926								
1927							48	
1928							40.7	
1929							53.5	
1930							50.7	
1931							34.5	
1932							53	
1933							76.5	
1934							74	
1935							70	
1936							53.5	
1937							49	
1938							45	

Tabla 3.24 Precipitaciones ajustadas máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica (continuación)

Estación	17003	17005	17017	17052	17025	17063	17028	17054
	Cuautla	Cuautla	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Joncatepec	Moyotepec
1939							55	
1940							53	
1941							86.5	
1942	68		67.6				69	
1943	30.5		41				42	
1944	40		58				65.4	
1945	305		52				65	
1946	150		65				116.27	
1947	95		93.70				81	
1948	67		70.70				107	
1949	160		150.47				57	
1950	190		176.77				47	
1951	35		39.44				83	
1952	50		30				30.5	
1953	56		34				68.9	
1954	53		60				50	
1955	90	60	40				61.5	
1956	74	74.34	192				50	
1957	40	43	8				42.6	
1958	85	75	20				83.2	
1959	58.5	77	76				62.5	
1960	47	37.5	48				44.2	
1961	69	67.7	70				68.78	
1962	47	63.1	95				35.7	
1963	72	67.6	77		75		62	
1964	54	50.3	31		57		42	
1965	55	60.3	53		54.83		47.5	
1966	41.08	41	40		53.5		67.2	
1967	70	62.5	80		73		53.5	
1968	48	54	84		96.5		88.5	
1969	87	108	120.15		158		118.16	
1970	55	42.3	45.5		49		60	
1971	57	48.5	40		42			
1972	96	95.5	47.5		41			
1973	60	57.7	54		62			
1974	39.5	52.8			50			
1975	70.5	64.2			68.5			
1976	80	66.3			82.5			
1977	51	50.8			81.5			

Tabla 3.24 Precipitaciones ajustadas máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica (continuación)

Estación	17003	17005	17017	17052	17025	17063	17028	17054
	Cuatla	Cuatla	Tetelcingo	Yecapixtla	Yecapixtla	Tecajec	Jonacatepec	Moyotepec
1978	49	55.5			58			20
1979	45	48.5			33			62
1980	41.5	45			76.5			54
1981	77.3	73.5			52.5	58		55
1982	60.3	51.5			69.5	43		60.1
1983	58.3	50.3			47	40.5		51.5
1984	54.2	51			63.5	40		42
1985	68	49.5			62.2	56.5		78.5
1986	50.2	39.5		42.6		40		46.6
1987	76.5	47.8		50.5		40.2	64	50
1988	121	89.8		52.4		50.5	74	58
1989	33.4	28		40.5		39.09	51.5	26.5
1990	74	83.5		58.3		70.74	83	40.7
1991	55.8	60.3		63.5		57.89	52	55.5
1992	53	54.5		64.3		54.15	45	47.4
1993	64.5	50.5		74		55.43	36	40
1994	65	41.5		52.3		52.15	50	54.3
1995	56	48.5		99		63.76	44	43
1996	61	53		49.6		56.27	72	23
1997	79.5	65.5		100		74.35	52.5	56.5
1998	55.1	53		26		49.90	63.5	80
1999	80.6	61		95.5		80.75	75.1	86
2000	40.6	33.5		60		54.85	60	96.4
2001	86	72		56.4		40	63	42
2002	87.1	62		80.1		58	68	32
2003	126.1	103		48.7		83	61	28
2004	57	60		48.5		58	52	34
2005	80.5	100		116		96.58	93	58.5
2006	9.6	54		78		55.42	63	43
2007	46.03	46		58.9		17	65	59
2008	86.71	87		61.5		30	55.7	60.5
2009	46	51		83		55	59.1	102
2010	70.7	85		89		74	79	56
2011	68.2	65		87			62	17.5
Promedio	70.43	60.34	67.49	66.75	65.50	54.83	61.68	51.75
Mínima	9.60	28.00	8.00	26.00	33.00	17.00	30.50	17.50
Máxima	305.00	108.00	192.00	116.00	158.00	96.58	118.16	102.00

Tabla 3.25 Seis funciones de ajuste para los datos de la estación Cuautla (17003)

Tr	Normal	Log Normal	Exponencial	Gamma	Log Pearson III	Gumbel
2	70.43	63.05	48.82	62.85	60.03	63.73
5	104.73	92.67	113.35	100.31	90.81	99.76
10	122.68	113.36	162.16	124.79	115.68	123.61
20	137.50	133.87	210.98	147.77	143.23	146.49
50	154.17	161.43	275.51	176.82	185.00	176.11
100	165.29	182.88	324.32	198.16	221.46	198.30
200	175.46	204.99	373.14	219.12	262.85	220.42
500	187.78	235.40	437.67	246.45	326.34	249.59
1 000	196.42	259.38	486.49	266.92	382.05	271.64
2 000	204.59	284.27	535.30	287.25	445.36	293.68
5 000	214.76	318.66	599.83	314.01	542.51	322.81
10 000	222.05	345.83	648.65	334.18	627.60	344.85
Error estándar	24.85	18.27	30.56	18.80	14.31	18.74

### 3.5.4 DESARROLLO DE LA CURVA DE PRECIPITACIÓN - DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO

Para la determinación de las curvas altura de precipitación–duración–periodo de retorno, con datos de lluvias máximas acumuladas diarias para diferentes periodos de retorno, se pueden desagregar los valores en precipitaciones con duración menor a 24 horas. A continuación se presenta el método de Chen, que permite hacer dicha disgregación.

#### 3.5.4.1 Método de Chen

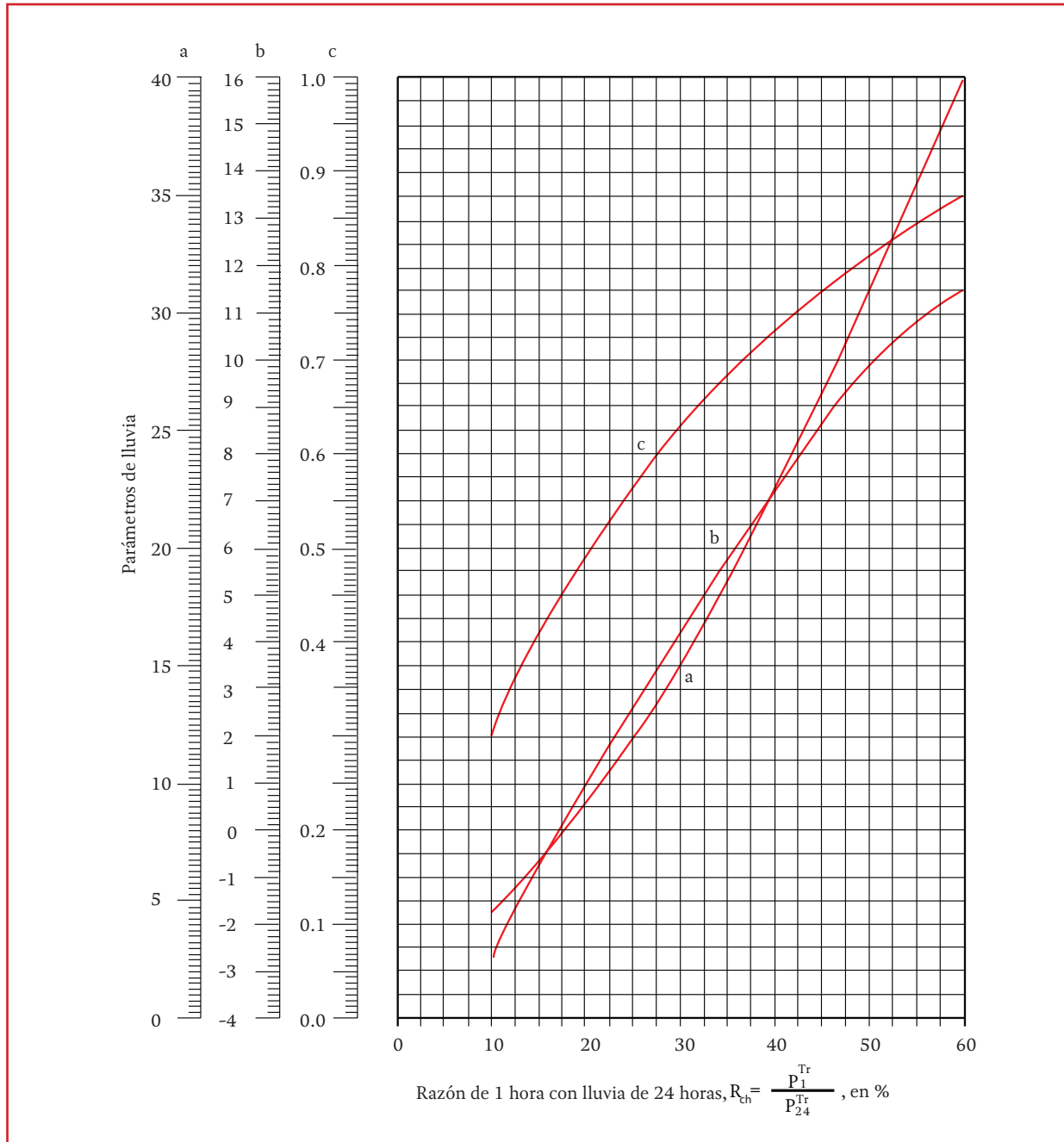
Chen (1983) desarrolló un proceso para calcular las curvas intensidad–duración–periodo de retorno, válida para  $T_r > 1$  año y duración  $5 \text{ min} \leq d \leq 24 \text{ h}$ ; (Ecuación 3.56)

$$i_d^{T_r} = \frac{a_1 i_1^{10} \log \left\{ 10^{2-x} \left[ \ln \left( \frac{T_{ra}}{T_{ra} - 1} \right) \right]^{-(x-1)} \right\}}{(d + b_1)^{c_1}} \quad \text{Ecuación 3.56}$$

donde:

- $i_d^{T_r}$  = Intensidad de la lluvia para cualquier periodo de retorno  $T_r$  y cualquier duración  $d$  (mm/h)
- $i_1^{10}$  = Intensidad de la lluvia para un periodo de retorno  $T_r$  de 10 años y una duración  $d$  de una hora (mm/h)
- $d$  = Duración de la lluvia ( $5 \text{ min} \leq d \leq 24 \text{ h}$ )
- $T_{ra}$  = Periodo de retorno analizado en el año  $a$  (años)
- $a_p, b_p, c_p$  = Parámetros que varían de las condiciones meteorológicas (Ilustración 3.33)
- $X$  = Es la relación entre una precipitación con un periodo de retorno de 100 años y una duración de una hora  $P_1^{100}$  (mm) y una precipitación con un periodo de retorno de 10 años y con duración de una hora  $P_1^{10}$  (mm)

Ilustración 3.33 Relación entre los parámetros (a, b, c) de una tormenta estándar y la razón de la lluvia de una hora con la de 24 horas



en donde :

$$X = \frac{P_1^{100}}{P_1^{10}}$$

Campos-Aranda (2008) generó un procedimiento para construir las curvas  $i-d-Tr$  adap-

tadas a las condiciones de la República Mexicana que consiste en combinar la información de isoyetas de intensidad (SCT, 1990) con la información disponible de la precipitación máxima diaria anual (conocida como precipitación máxima en 24 h). Para aplicar la fórmula de Chen, que se muestra Ecuación 3.57 es nece-

sario estimar las relaciones lluvia duración  $R_{ch}$  (Ecuación 3.58) y lluvia-periodo de retorno  $F_{ch}$  calculado con la Ecuación 3.59.

$$i_d^T = \frac{a(P_1^{10}) \log[10^{(2-F_{ch})} (T_{ra}^{(F_{ch}-1)})]}{(d+b)^c} = \frac{aT_{ra}}{(d+b)^c}$$

Ecuación 3.57

donde:

- $i_d^{Tr}$  = Intensidad de la lluvia para cualquier periodo de retorno  $Tr$  y cualquier duración  $d$  (mm/h)
- $P_1^{10}$  = Precipitación con un periodo de retorno de 10 años y con duración de una hora (mm)
- $d$  = Duración de la lluvia (5 min  $\leq d \leq$  24 h)
- $a, b$  = Parámetros que se calculan con la Ecuación 3.63, Ecuación 3.64 y Ecuación 3.65 respectivamente
- $F_{ch}$  = Es una relación que se calcula con la Ecuación 3.59 (adimensional)
- $T_{ra}$  = Periodo de retorno analizado en el año  $a$  (años)

Para utilizar la ecuación anterior es importante el cálculo de los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$ , (Campos-Aranda, 2010):

1. Se comienza por recabar en los mapas de isoyetas las intensidades (como los mostrados en la Ilustración 3.34) con duración de 60 minutos (1 h) y periodos de retorno de 10, 25 y 50 años y se designan por:  $P_1^{10}, P_1^{25}, P_1^{50}$
2. Se obtienen a partir de los mapas de isoyetas las precipitaciones de lluvia máxima diaria para los periodos de retorno 10, 25,

50 y 100 años, los cuales se multiplican por un factor de 1.13 (Weiss y Wilson, 1958) para convertirlas en  $P_{24}^{Tr}$ , con las cuales se obtienen los cocientes lluvia-duración ( $R_{ch}$ ) y lluvia-frecuencia ( $F_{ch}$ ), necesarios para el método, éstos son:

$$R_{ch} = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}}$$

Ecuación 3.58

donde:

- $R_{ch}$  = Relación entre una lluvia con precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 24 horas (adimensional)
- $P_1^{Tr}$  = Precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de una hora (mm)
- $P_{24}^{Tr}$  = Precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 24 horas (mm)

$$F_{ch} = \frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}}$$

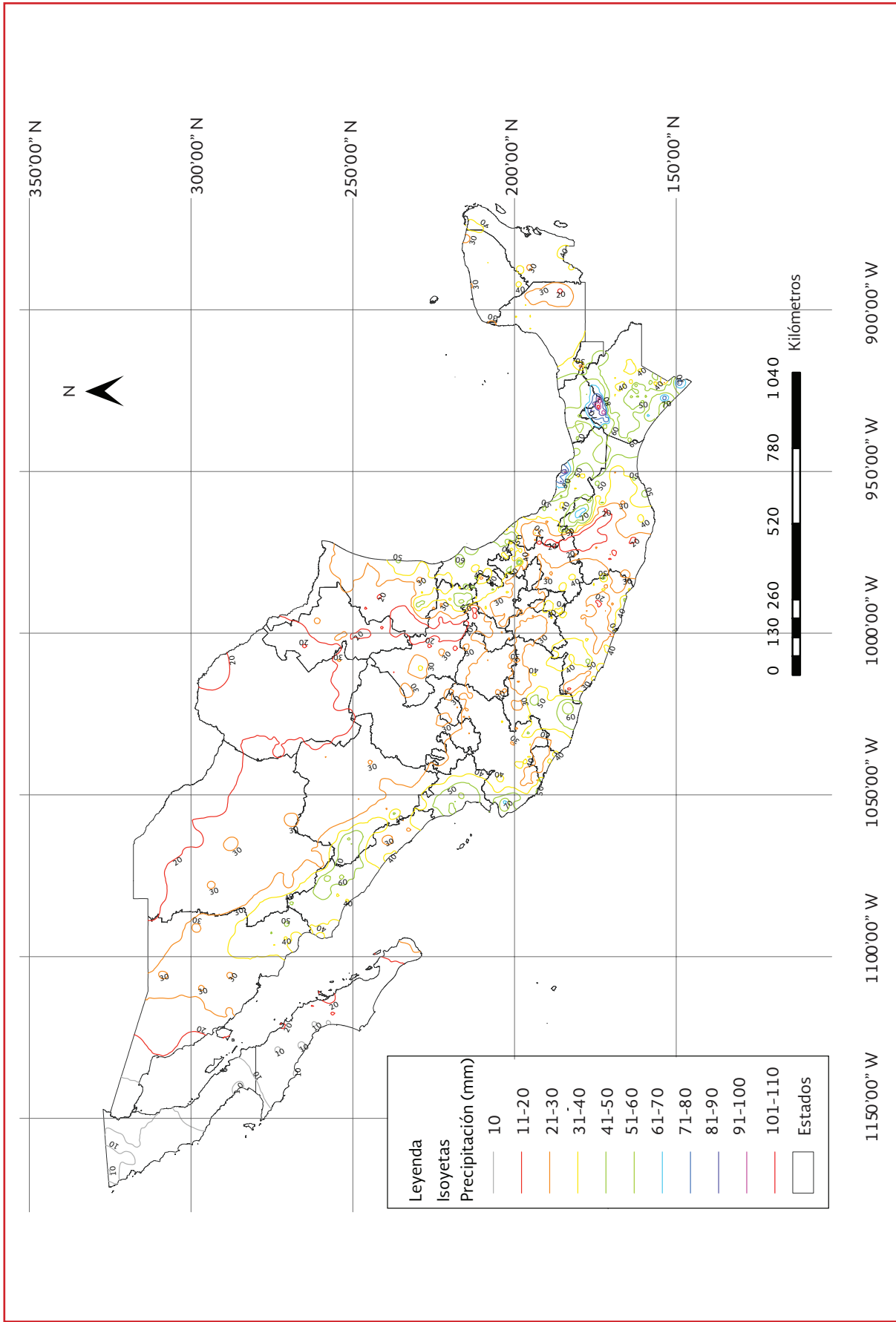
Ecuación 3.59

donde:

- $F_{ch}$  = Relación entre la precipitación para un periodo de retorno de 100 años con duración de 24 horas y una precipitación con periodo de retorno de 10 años y una duración de 24 horas (adimensional)
- $P_{24}^{100}$  = Precipitación para un periodo de retorno de 100 años y una duración de 24 horas (mm)



Ilustración 3.34 Plano de isoyetas con periodo de retorno de 2 años y duración de una hora (CENAPRED, 2010)



$P_{24}^{10}$  = Precipitación para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 24 horas (mm)

3. Con el valor promedio de los tres cocientes,  $R_{ch}$  que se pueden evaluar, para cada periodo de retorno; las gráficas propuestas por Chen (Ilustración 3.33), donde los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$  se obtienen a través de una regresión polinomial como:

$$a = -2.297536 + 100.0389R_{ch} - 432.5438R_{ch}^2 + 1256.228R_{ch}^3 - 1028.902R_{ch}^4 \quad \text{Ecuación 3.60}$$

$$b = -9.845761 + 96.94864R_{ch} - 341.4349R_{ch}^2 + 757.9172R_{ch}^3 - 598.7461R_{ch}^4 \quad \text{Ecuación 3.61}$$

$$c = -0.0649834 + 5.069294R_{ch} - 16.08111R_{ch}^2 + 29.09596R_{ch}^3 - 20.06288R_{ch}^4 \quad \text{Ecuación 3.62}$$

Las ecuaciones anteriores son válidas en el intervalo de  $0.10 \leq R_{ch} \leq 0.60$ . Las ecuaciones siguientes son válidas para el intervalo  $0.20 \leq R_{ch} \leq 0.70$ :

$$a = 21.03453 - 186.4683R_{ch} + 825.4915R_{ch}^2 - 1084.846R_{ch}^3 + 524.06R_{ch}^4 \quad \text{Ecuación 3.63}$$

$$b = 3.487775 - 68.13976R_{ch} + 389.4625R_{ch}^2 - 612.4041R_{ch}^3 + 315.8721R_{ch}^4 \quad \text{Ecuación 3.64}$$

$$c = 0.2677553 + 0.9481759R_{ch} + 2.10911R_{ch}^2 - 4.827012R_{ch}^3 - 2.459584R_{ch}^4 \quad \text{Ecuación 3.65}$$

donde:

$a, b, c$  = Constantes de la Ecuación 3.57  
 $R_{ch}$  = Relación que se calcula con la Ecuación 3.58

En la Tabla 3.26 se presentan seis grupos de datos, donde los valores entre paréntesis corresponden a los resultados interpolados y extrapolados de las curvas originales de Chen. Los valores en cursivas fueron calculados con la Ecuación 3.60, Ecuación 3.61 y Ecuación 3.62; los valores entre paréntesis fueron calculados con la Ecuación 3.63, Ecuación 3.64 y con la Ecuación 3.65 respectivamente.

Tabla 3.26 Valores de los parámetros de la fórmula de Chen originales y estimados (adaptado de Campos-Aranda, 2010)

Parámetros	Coeficiente lluvia - duración ( $R_{ch}$ )							
	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	(0.50)	0.60	(0.70)
$a^1$	4.58	6.57	8.91	14.35	22.57	(31.20)	40.01	(48.70)
$a^2$	4.534	6.695	8.812	14.369	22.570	(31.321)	40.01	(48.722)
$b^1$	-2.84	-0.80	1.04	4.12	7.48	(9.90)	11.52	(12.40)
$b^2$	-2.867	-0.731	0.992	4.124	7.483	(9.975)	11.520	(12.413)
$c^1$	0.309	0.420	0.507	0.632	0.738	(0.820)	0.872	(0.900)
$c^2$	0.3082	0.4216	0.5063	0.6316	0.7383	(0.820)	0.8720	(0.900)

<sup>1</sup> Entre paréntesis los valores interpolados y extrapolados en las curvas originales de Chen

<sup>2</sup> Valores en cursivas calculados con la Ecuación 3.60 a Ecuación 3.62

Valores entre paréntesis calculados con la Ecuación 3.63 a Ecuación 3.65

**Ejemplo 3.13 Ejemplo de aplicación de la fórmula de Chen**

Se calculan las curvas  $i-d-Tr$  para una ciudad, a partir de la fórmula de Chen, considerando los datos proporcionados a continuación:

1. Datos obtenidos de isoyetas, los cuales se muestran en la Tabla 3.27 y en la Tabla 3.28.
2. Los valores de la Tabla 3.27, se multiplican por el factor de 1.13. Los resultados se muestran en la Tabla 3.29

**Solución**

Con la Ecuación 3.58 se calcula el coeficiente (R)

Tabla 3.27 Precipitación máxima diaria

Periodo de retorno, $T_r$ (años)	Precipitación (mm)
10	80
25	90
50	100
100	110

Tabla 3.28 Intensidad de la precipitación registrada en 1 h

Periodo de retorno, $T_r$ (años)	Intensidad de la precipitación (mm/h)
10	54
25	60
50	63
100	67

Tabla 3.29 Precipitación máxima diaria multiplicada por el factor de 1.13

Periodo de retorno, $T_r$ (años)	Precipitación (mm)
10	90.4
25	101.7
50	113
100	124.3

$$R_{ch}(10) = \frac{54mm}{90.4mm} = 0.6084$$

$$R_{ch}(25) = \frac{60mm}{101.7mm} = 0.5899$$

$$R_{ch}(50) = \frac{63mm}{113mm} = 0.5575$$

$$R_{ch}(100) = \frac{67mm}{124.3mm} = 0.5390$$

A través de la Ecuación 2.18, se obtiene el coeficiente ( $F_{ch}$ )

3. Se calcula el valor promedio de los tres resultados.

$$R_{ch}(promedio) = \frac{0.6084 + 0.5899 + 0.5575 + 0.5390}{4} = 0.57$$

Se calculan los parámetros de la función con la Ecuación 3.60, Ecuación 3.61 y Ecuación 3.62, respectivamente.

$$a = 38.4788$$

$$b = 11.6479$$

$$c = 0.8710$$

A través de la fórmula de Chen (Ecuación 3.57), se obtienen los valores mostrados en la Tabla 3.30, los cuales se muestra de forma gráfica en la Ilustración 3.35.

**Factor de corrección por intervalo fijo de observación ( $F_{cif}$ )**

Cuando se realizan lecturas de precipitación en un único y fijo intervalo de observación, para

cualquier duración comprendida entre una hora y 24 horas, es necesario hacer una corrección a dichos valores a través de un factor de corrección por intervalo fijo de observación, dicho factor representa un incremento del 13 por ciento de los valores tomados en campo (*World Meteorological Organization, 1973*).

Este tipo de corrección se aplica a los registros de lluvia de las estaciones climatológicas debido a que

los datos recabados se toman por lo general a las 8:00 horas de la mañana del día siguiente. Con tal corrección la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima de 24 horas de determinado periodo de retorno (*Weiss y Wilson, 1958*).

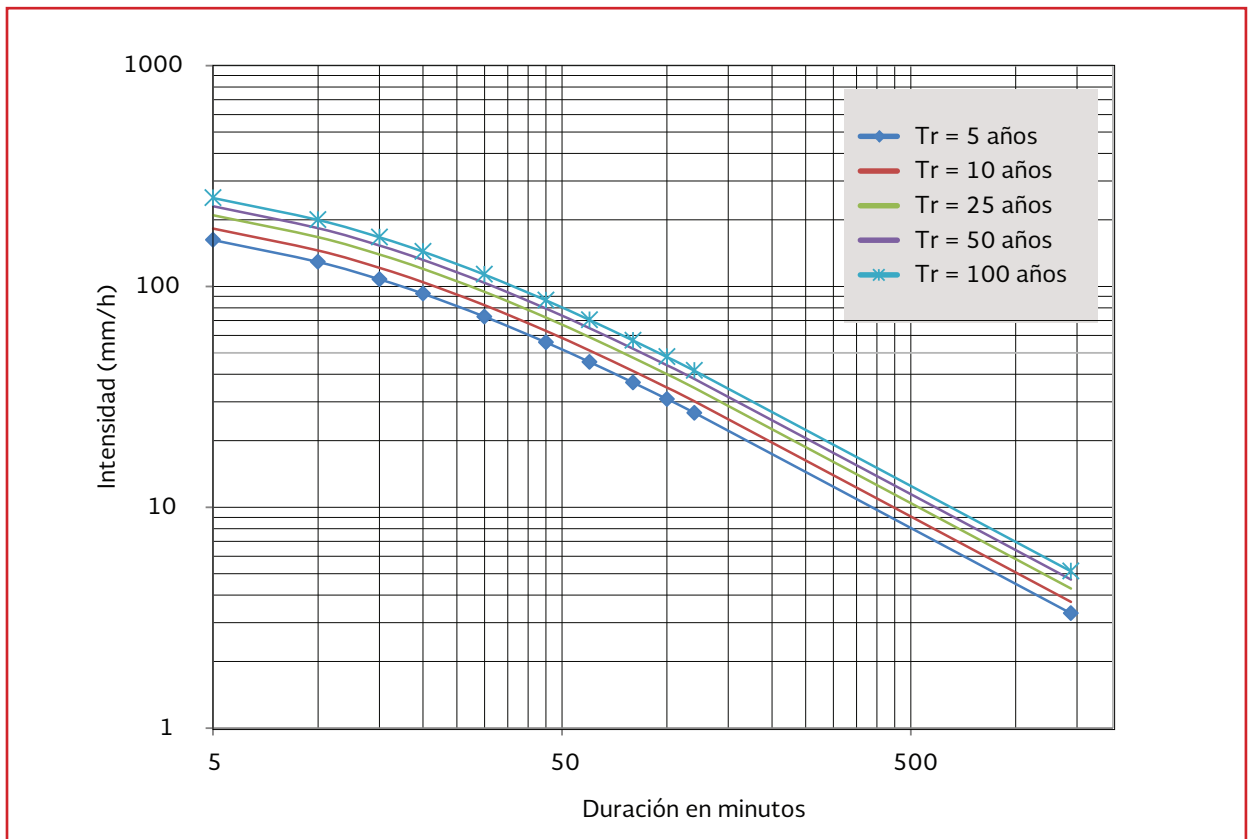
### Factor de convectividad ( $F_c$ )

El factor de convectividad puede definirse como el grado de concentración de una lluvia con du-

Tabla 3.30 Intensidades (mm/h) estimadas a partir de la fórmula de Chen

Periodo de retorno ( $T_r$ )	Duraciones (minutos)										
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120	1440
5	162.00	128.90	107.6	92.60	72.90	55.80	45.40	36.70	30.90	26.80	3.30
10	182.70	145.30	121.30	104.40	82.20	62.90	51.20	41.30	34.80	30.20	3.70
25	209.90	167.00	139.40	120.00	94.40	72.20	58.90	47.50	40.00	34.70	4.30
50	230.60	183.40	153.00	131.70	103.70	79.30	64.70	52.20	43.90	38.10	4.70
100	251.20	199.80	166.70	143.50	113.00	86.40	70.40	56.80	47.90	41.50	5.10

Ilustración 3.35 Curvas  $i-d-T_r$  generada a partir de la fórmula de Chen



ración de una hora en una lluvia con duración de 24 horas. Este factor determina el tipo de lluvia (convectiva o no convectiva) característica de una zona o región. Se ha determinado que factores menores a 0.40 caracterizan las lluvias de una zona con presencia de lluvias no convectivas o en donde existe una concentración constante de vapor de agua en la atmósfera, es decir lluvias tropicales que se presentan fundamentalmente en zonas costeras.

En zonas protegidas por montañas o cordilleras se presentan lluvias convectivas o de origen orográfico y en donde la concentración de vapor de agua en la atmósfera no es constante a lo largo de un periodo de tiempo corto. Consecuentemente, dicho factor es mayor que 0.40 y casi siempre cercano a valores de 0.60.

En la Ilustración 3.36 se muestran los valores del factor de convectividad aplicado por regiones en la República Mexicana (Baeza, 2007).

Para estimar el valor de precipitación, para un periodo de retorno de dos años y una duración de 60 minutos, se puede recurrir a métodos como el presentado en el Ejemplo 3.13.

Además del método de Chen, existen otras metodologías para ese fin, se pueden consultar en Campos-Aranda (2010).

### 3.5.5 CURVA INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO (i-d-Tr)

Los valores de lluvia que se miden en una estación climatológica son de tipo puntual y para precipitaciones acumuladas de 24 horas.

Con los procedimientos mostrados se pudieron establecer valores de precipitación para duraciones menores.

Considerando que los datos de origen, son lecturas de precipitación acumuladas en un periodo de tiempo determinado, los valores de precipitación de la curva  $P-d-Tr$  (Ilustración 3.37) indican la elevación que el agua alcanzaría, si es que estuviera confinada en un espacio, sin infiltración, evaporación u otra pérdida. Sin embargo, aunque con la metodología presentada se disminuyó el tiempo de duración de la precipitación, los resultados aún están referidos al final del evento, es decir, una lluvia acumulada, después del tiempo de duración,  $d$ .

Para efectos de diseño de sistemas de drenaje pluvial, es necesario conocer como ocurre la precipitación a lo largo de su tiempo de duración, por tal motivo se representa la lluvia en función de la intensidad  $i$ , es decir en lámina de precipitación, por unidad de tiempo, que comúnmente es una hora.

Bajo estas condiciones se deberá referir cada valor de precipitación de la curva  $P-d-Tr$  en intensidad con la ecuación:

$$i = \frac{P}{d \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}}} \quad \text{Ecuación 3.66}$$

donde:

- $i$  = Intensidad de la precipitación (mm/h)
- $P$  = Altura de precipitación de la curva  $P-d-Tr$  (mm)
- $d$  = Duración de la precipitación (min)

Ilustración 3.36 Factor de conectividad ( $F_c$ ) por región (adaptado de Baeza, 2007)

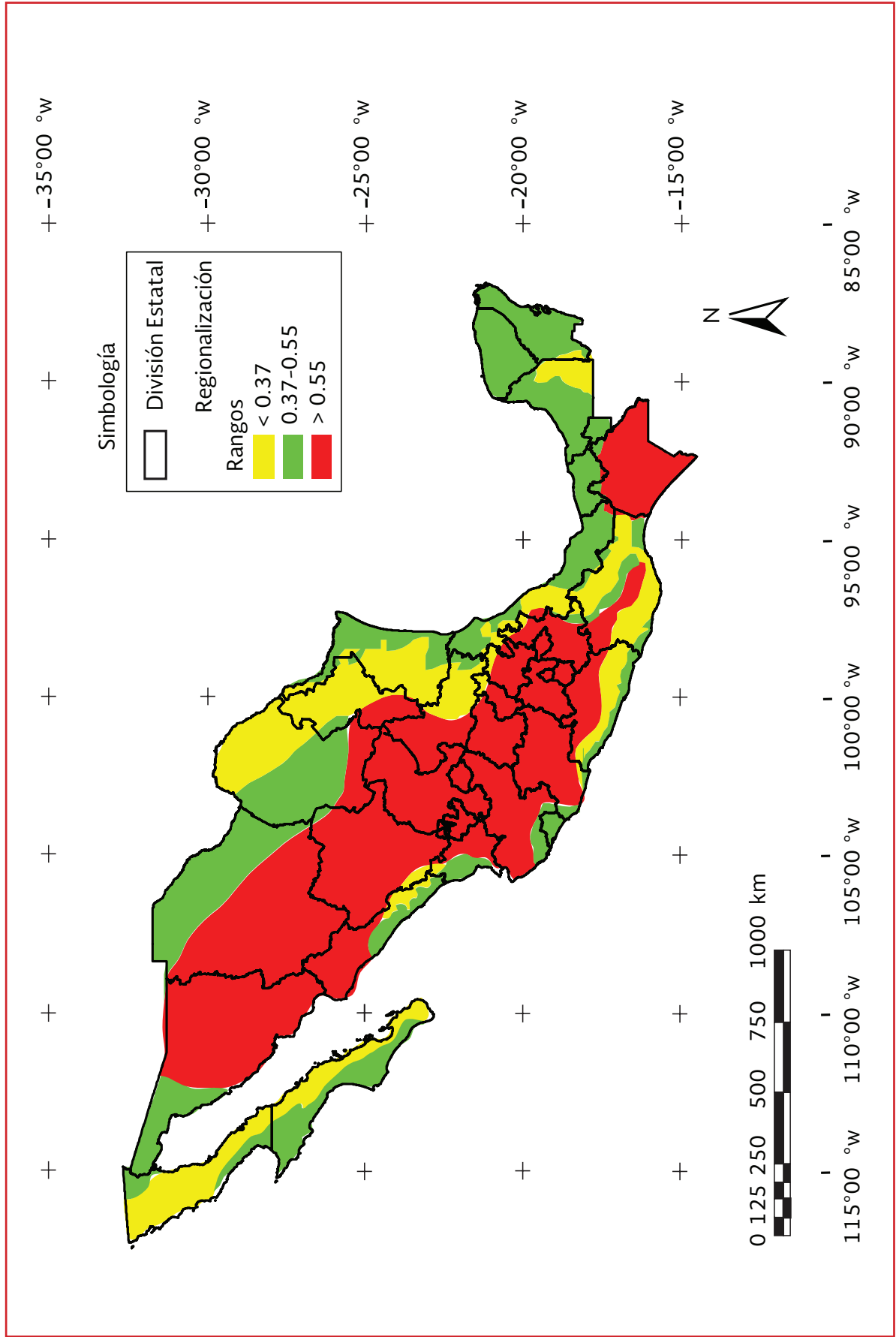
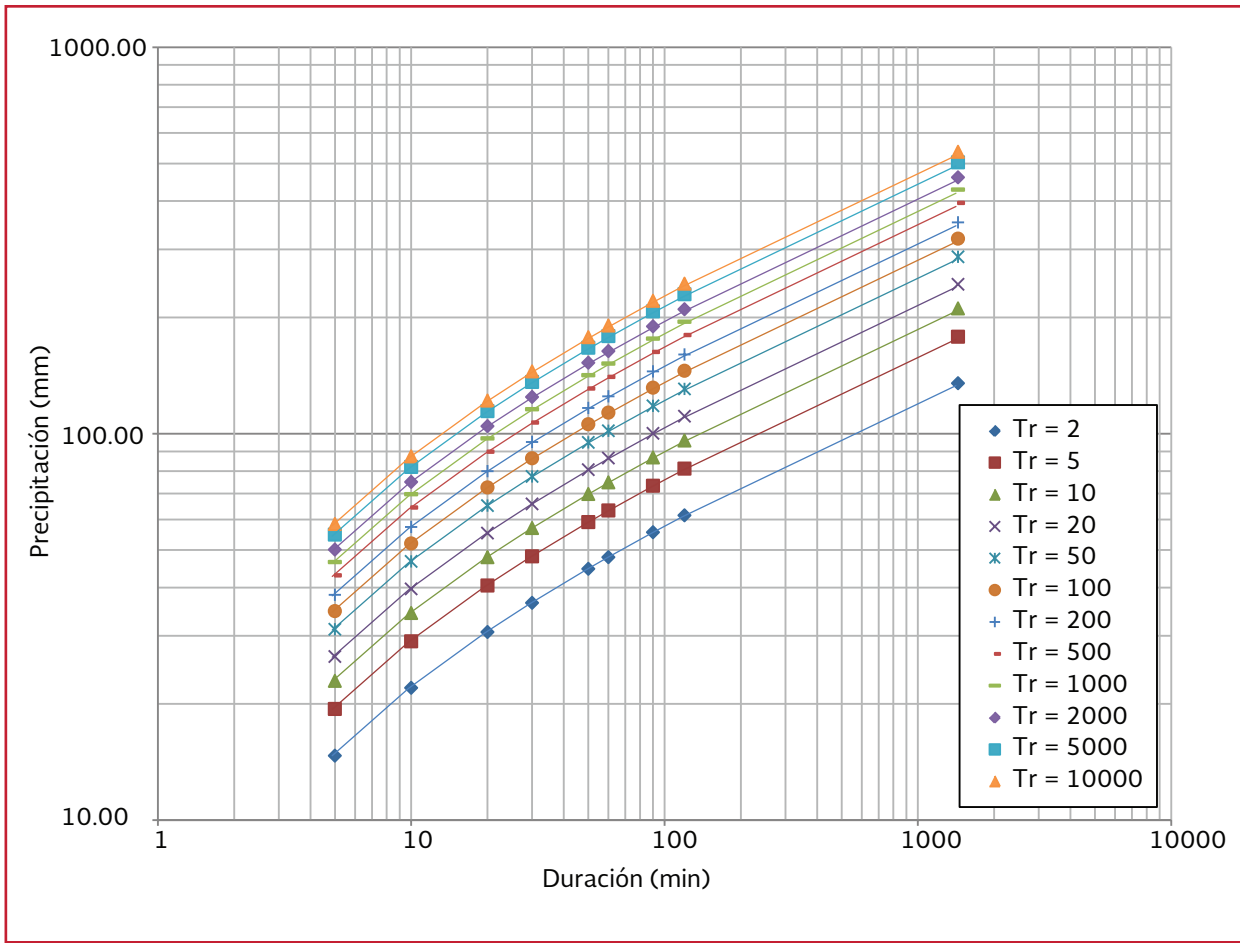


Ilustración 3.37 Curvas precipitación (mm) – duración (min) – periodo de retorno (años) para la estación (17003)



A partir de la curva de  $P-d-Tr$ , aplicando la Ecuación 3.66 y los datos de la Tabla 3.31, se obtiene la curva de  $i-d-Tr$  mostrada en la Tabla 3.32 y de forma gráfica se muestra en la Ilustración 3.38.

**Ejemplo 3.14**

Calcular el hietograma triangular (ver apartado 3.4.7.3) a partir de los datos mostrados en la Tabla 3.32 (así como en la Ilustración 3.37). Para este método se requiere conocer la altura de precipitación,  $p$  (mm), así como la duración  $T_d$  (min), estos datos se generan en la Tabla 3.32. Para el valor correspondiente al coeficiente de avance de la tormenta  $r_t$ ,

se considera igual a 0.5. Sólo en caso de tener información adicional sobre la duración de la precipitación pico, se podrá utilizar un valor distinto de  $r_t$ . Aplicando la Ecuación 3.51 se generan los hietogramas para los periodos de retorno de 10 y 20 años con duración de 60 y 90 minutos; y se obtienen los datos de la Tabla 3.33. Por su parte la Tabla 3.34 muestra los valores para los hietogramas triangulares de 60 y 90 min para todos los periodos de retorno de la curva  $P-d-Tr$ .

Los resultados de la Tabla 3.34 se muestran de forma gráfica en el hietograma para periodos de retorno de 10 y 20 años de la Ilustración 3.39 e Ilustración 3.40, respectivamente.

Tabla 3.31 Curvas de precipitación  $p$  (mm)- duración ( $d$  min)-periodo de retorno ( $Tr$  años) para la estación climatológica Cautla (17003)

$Tr$	Duración (min)								
años	5	10	20	30	50	60	90	120	1440
2	14.69	21.98	30.66	36.48	44.70	47.90	55.56	61.48	135.00
5	19.38	29.02	40.47	48.15	59.00	63.22	73.33	81.15	178.18
10	22.94	34.34	47.89	56.98	69.82	74.81	86.78	96.03	210.85
20	26.49	39.65	55.31	65.80	80.64	86.41	100.22	110.90	243.52
50	31.19	46.69	65.12	77.47	94.94	101.73	117.99	130.57	286.70
100	34.74	52.01	72.54	86.30	105.75	113.32	131.43	145.45	319.36
200	38.30	57.33	79.95	95.13	116.57	124.91	144.88	160.33	352.03
500	42.99	64.36	89.76	106.80	130.87	140.23	162.65	179.99	395.21
1 000	46.55	69.68	97.18	115.62	141.69	151.82	176.09	194.87	427.88
2 000	50.10	75.00	104.60	124.45	152.50	163.41	189.54	209.75	460.55
5 000	54.80	82.03	114.41	136.12	166.80	178.74	207.31	229.41	503.73
10 000	58.35	87.35	121.83	144.95	177.62	190.33	220.75	244.29	536.39

Tabla 3.32 Curvas de intensidad ( $i$  mm/h) – duración ( $d$  min) – periodo de retorno ( $Tr$  años) para la estación climatológica Cautla (17003)

$Tr$	Intensidad (min)								
años	5	10	20	30	50	60	90	120	1440
2	176.24	131.90	91.99	72.96	53.64	47.90	37.04	30.74	5.63
5	232.61	174.09	121.41	96.30	70.80	63.22	48.89	40.58	7.42
10	275.26	206.01	143.67	113.95	83.78	74.81	57.85	48.01	8.79
20	317.90	237.93	165.92	131.61	96.76	86.41	66.81	55.45	10.15
50	374.27	280.12	195.35	154.95	113.92	101.73	78.66	65.29	11.95
100	416.92	312.04	217.61	172.60	126.90	113.32	87.62	72.72	13.31
200	459.56	343.95	239.86	190.26	139.88	124.91	96.59	80.16	14.67
500	515.94	386.15	269.29	213.59	157.04	140.23	108.43	90.00	16.47
1 000	558.58	418.06	291.55	231.25	170.02	151.82	117.40	97.43	17.83
2 000	601.23	449.98	313.80	248.90	183.00	163.41	126.36	104.87	19.19
5 000	657.60	492.17	343.23	272.24	200.16	178.74	138.21	114.71	20.99
10 000	700.24	524.09	365.48	289.90	213.14	190.33	147.17	122.15	22.35

### 3.6 HIETOGRAMA DE DISEÑO CON DATOS PLUVIOGRÁFICOS

Además de las estaciones climatológicas, presentadas en el apartado anterior, la CONAGUA, a través del SMN administra la información de 272 esta-

ciones meteorológicas automáticas que registran y transmiten información meteorológica de forma automática de los sitios donde están estratégicamente colocadas. Su función principal es la recopilación y monitoreo de algunas variables meteorológicas. Existen dos tipos de estructura donde van montadas las estaciones:



Ilustración 3.38 Curvas intensidad (mm/h) – duración (min) – periodo de retorno (años) para la estación Cuautla (17003)

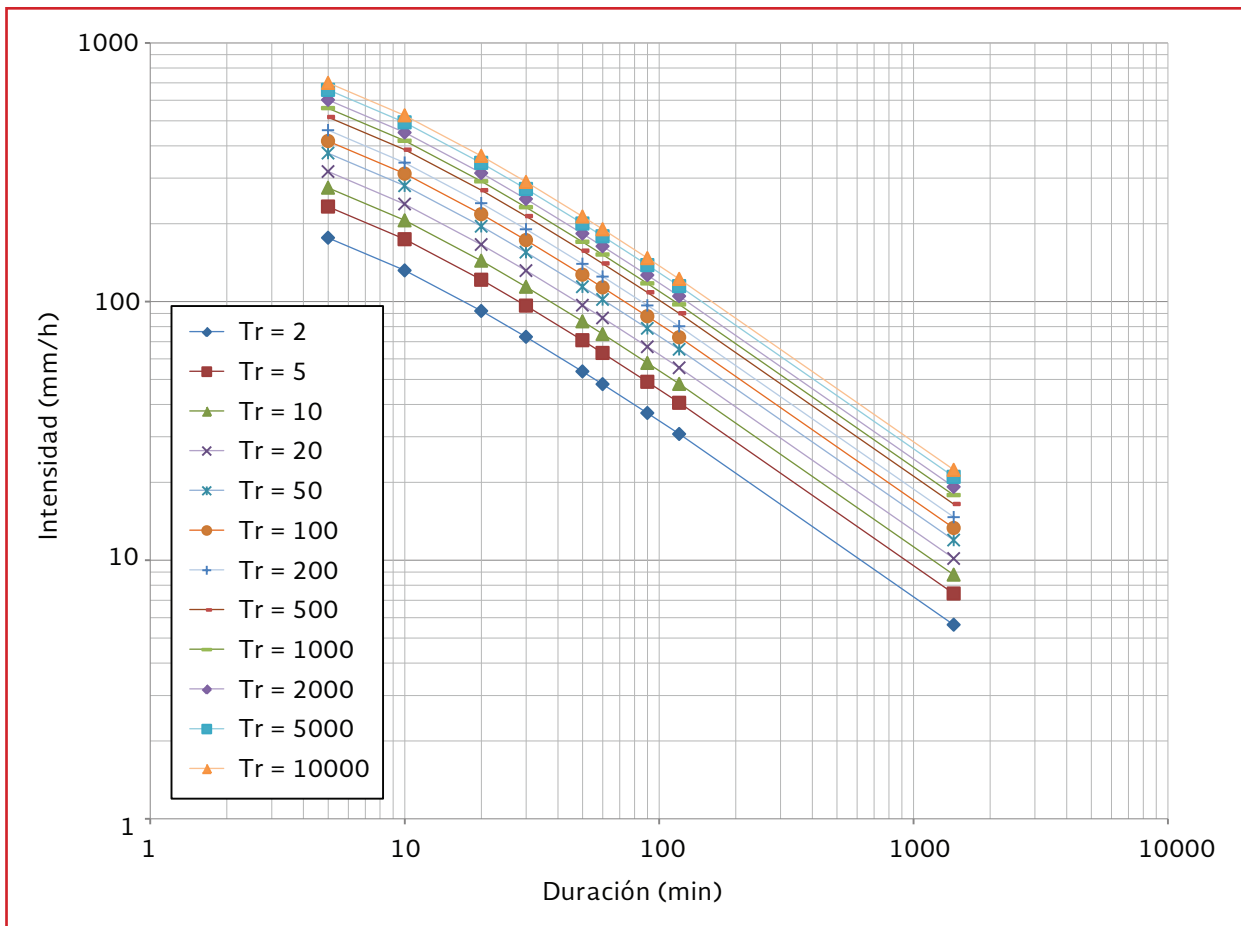


Tabla 3.33 Cálculo de la altura de precipitación  $h$ , para todos los periodos de retorno y duración  $T_d$  de 60 y 90 minutos

$T_d$ (min)	60		90	
	$P$	$h$	$P$	$h$
años	mm	mm/min	mm	mm/min
2	47.90	1.597	55.56	1.235
5	63.22	2.107	73.33	1.630
10	74.81	2.494	86.78	1.928
20	86.41	2.880	100.22	2.227
50	101.73	3.391	117.99	2.622
100	113.32	3.777	131.43	2.921
200	124.91	4.164	144.88	3.220
500	140.23	4.674	162.65	3.614
1000	151.82	5.061	176.09	3.913
2000	163.41	5.447	189.54	4.212
5000	178.74	5.958	207.31	4.607
10000	190.33	6.344	220.75	4.906

Tabla 3.34 Hietogramas de diseño para Td = 60 y 90 minutos

t (min)	0.00	30.00	60.00	0.00	45.00	90.00
Tr	$h_{T_0}$	h	$h_{t_b}$	$h_{T_0}$	h	$h_{t_b}$
años	mm	mm	mm	mm	mm	mm
2	0.00	1.597	0.00	0.00	1.235	0.00
5	0.00	2.107	0.00	0.00	1.630	0.00
10	0.00	2.494	0.00	0.00	1.928	0.00
20	0.00	2.880	0.00	0.00	2.227	0.00
50	0.00	3.391	0.00	0.00	2.622	0.00
100	0.00	3.777	0.00	0.00	2.921	0.00
200	0.00	4.164	0.00	0.00	3.220	0.00
500	0.00	4.674	0.00	0.00	3.614	0.00
1000	0.00	5.061	0.00	0.00	3.913	0.00
2000	0.00	5.447	0.00	0.00	4.212	0.00
5000	0.00	5.958	0.00	0.00	4.607	0.00
10000	0.00	6.344	0.00	0.00	4.906	0.00

Ilustración 3.39 Hietogramas para Tr de 10 años

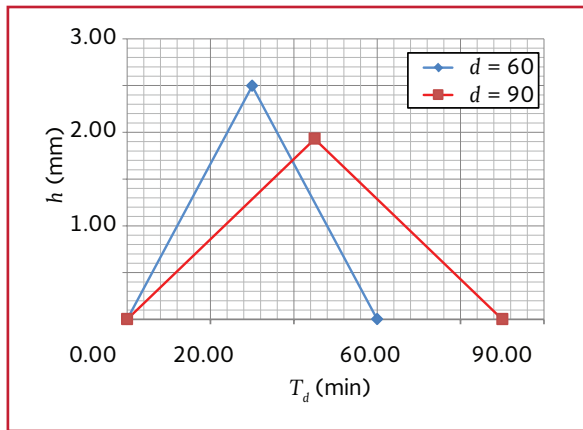
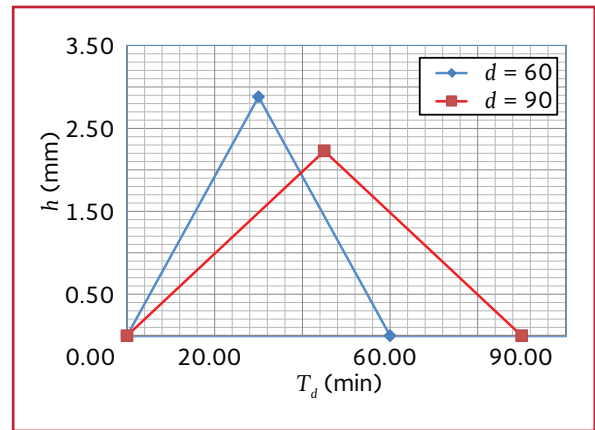


Ilustración 3.40 Hietogramas para Tr de 20 años



- **Estación Sinóptica Meteorológica (ESI-ME).** Es un conjunto de dispositivos eléctricos que realizan mediciones de las variables meteorológicas de manera automática; generan una base de datos y reportes cada tres horas; presentan información meteorológica de tiempo presente y pasado de manera codificada.
- **Estación Meteorológica Automática (EMA).** Registran y transmiten información meteorológica de forma automática. Su función principal es la recopilación y monitoreo de algunas variables

meteorológicas para generar archivos del promedio de cada 10 minutos de todas las variables, excepto para la precipitación, donde el dato corresponde a la lámina acumulada durante 10 minutos; esta información es enviada vía satélite en intervalos de 1 o 3 horas por estación (CONAGUA, 2013).

La hora que se utiliza para registrar los datos es el horario TUC o UTC (Tiempo Universal Coordinado) por esta razón deberá tener en consideración este factor para la correcta interpretación de los datos desplegados

El área representativa de las estaciones es de 5 km de radio aproximadamente, en terreno plano.

La Ilustración 3.41 muestra la distribución espacial de las estaciones meteorológicas automáticas a lo largo de México.

La información histórica registrada por estas estaciones se encuentra en la base de datos CLICOM. La consulta, se realiza a través de la página de Internet de SMN (<http://smn.cna.gob.mx/emas>), para datos registrados de las últimas 24 horas (Ilustración 3.42). Para acceder a los datos históricos de estas estaciones, se debe realizar una solicitud directa al SMN, con sede en la ciudad de México.

La información disponible es a partir de 1999 en algunas estaciones. En promedio se cuenta con 15 años de información por estación a la fecha de publicación de este manual.

### 3.6.1 SELECCIÓN DE ESTACIONES

Al igual que en el caso de las estaciones climatológicas se deben seleccionar las estaciones más cercanas a la zona de estudio, como recomendación oficial el área de influencia de cada estación es de 5 kilómetros, sin embargo la cantidad de estaciones instaladas aún no permite cubrir el área de influencia de todas las zonas pobladas del país, por lo que en sitios donde no se cuenta con una EMA o ESIME, se deberá recopilar información pluviográfica

Ilustración 3.41 Red de Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA) y Estaciones Sinópticas Meteorológicas (ESIME)

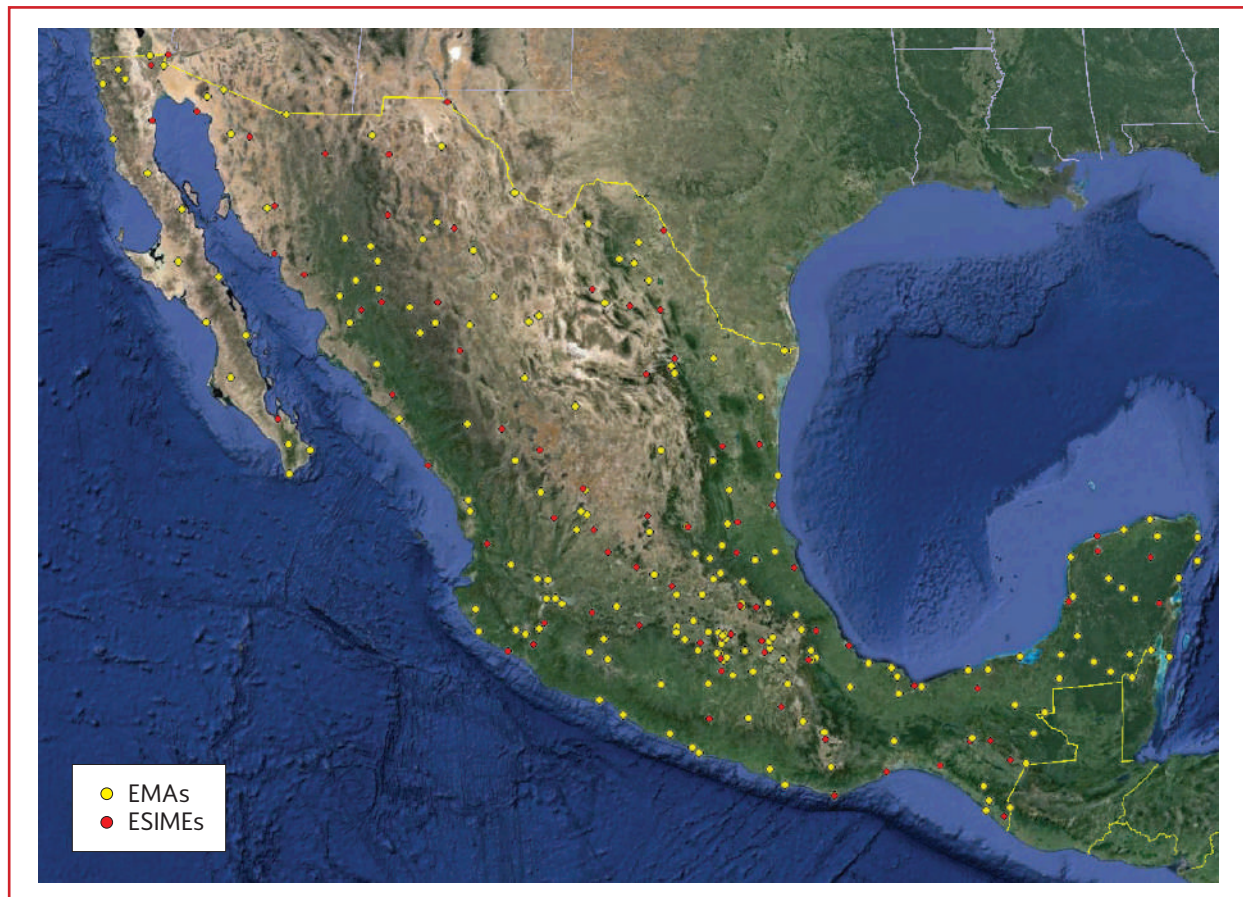
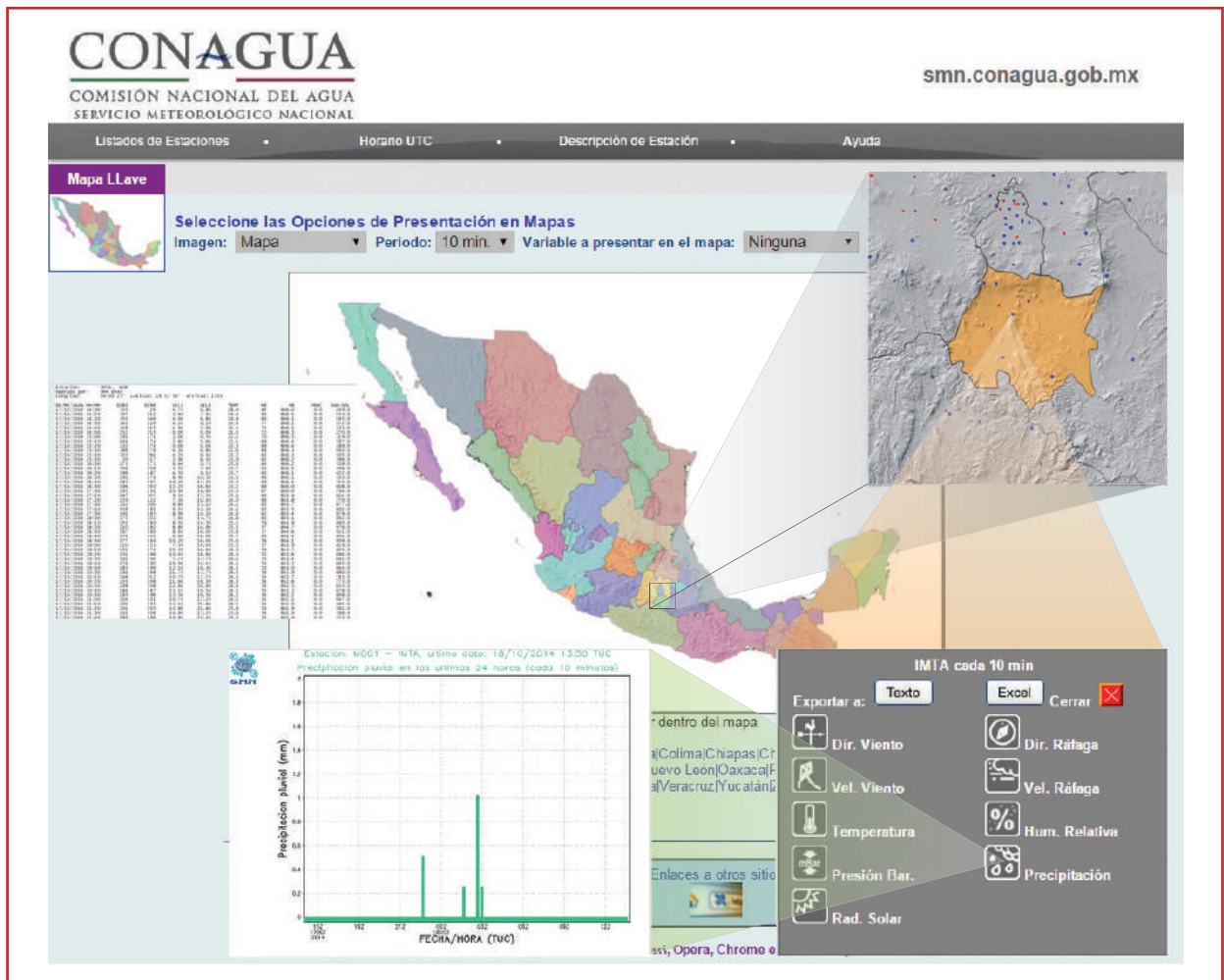


Ilustración 3.42 Página de consulta de información para EMAs y ESIMES



en archivos históricos de distintas dependencias como protección civil, comisiones estatales de agua, organismos de cuenca, entre otras. De no existir la información, se deberá limitar el estudio al procedimiento mostrado en el apartado 3.5.

Cuando el estudio se realice en una región donde se cuente con la información histórica pluviográfica se debe proceder de la siguiente manera.

### 3.6.2 CLASIFICACIÓN DE TORMENTAS POR DURACIÓN

La información histórica recopilada se debe caracterizar por la ocurrencia de precipitación

y su duración. De acuerdo con la región, se deberán definir intervalos de duración, por ejemplo, lluvias con una duración menor a 30 minutos, lluvias con duración menor a 60 minutos pero mayor a 30 minutos, duración menor a 90 minutos y mayor a 60 minutos, duración menor a 2 horas y con una duración mayor a las 2 horas. La definición de los intervalos de duración se establece en función de los datos registrados, para esto se deben identificar en todo el registro lluvias con mayor duración presentada.

Considerando que los registros con los que se cuenta son cada 10 minutos y que una precipita-

ción menor a este tiempo rara vez causa problemas de inundación, se puede establecer un límite menor de 30 minutos como primer intervalo.

Si la duración mayor registrada, es menor a dos horas, se deben establecer intervalos de 30 minutos

Si la duración es mayor a dos horas, los intervalos deberán incrementarse al doble en cada bloque a partir de las dos horas, es decir, se tendrán bloques de 30, 60, 90, 120, 240, 480 minutos, hasta cubrir el tiempo máximo registrado.

Una vez establecidos los intervalos, se deberán contabilizar el número total de lluvias registradas y agruparlas dentro de los bloques correspondientes.

Es importante relacionar la información registrada en la EMA con eventos de inundación presentados en la zona de influencia, esta información brinda la posibilidad de establecer una relación de lluvias reales que generaron problemas de inundación y lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno, así como determinar la capacidad del drenaje natural de la cuenca o del sistema de drenaje pluvial urbano existente a eventos de lluvias reales, además permitirá evaluar la efectividad de las acciones estructurales y no estructurales para mitigar los problemas de inundación.

### ***Análisis de la información pluviográfica***

En la Tabla 3.35 se muestra un análisis de las lluvias registradas en una EMA cercana al sitio de estudio y con registros de precipitación del año 2000 al 2009. Ésta registró un total de dos mil 139 precipitaciones, de éstas se contabilizaron mil 492 con una duración menor a 30 minutos, 318 con duración menor a 60 minutos

pero mayor a 30 minutos, 135 lluvias con duración menor a 90 minutos y mayor a 60 minutos, 66 lluvias con duración menor a 2 horas y 128 lluvias con una duración mayor a las dos horas.

En promedio se presentan lluvias en un 29.58 por ciento de los días del año, ya que de los nueve años se tienen registrados 972 días con lluvia, es decir 108 días con lluvia por año. De los días que llueve se registra un promedio de 2.217 lluvias por día con una duración promedio de 1.514 horas.

En la Ilustración 3.43, se muestra la precipitación registrada, que provocó inundaciones y encharcamientos en la zona, de las 22:50 horas a las 2:30 de la mañana, se tiene un acumulado de lluvia de 36 mm, es decir esto se presenta en un tiempo de 3 horas 40 minutos, posteriormente se tiene otra lluvia de las 3:00 de la mañana a las 4:30 horas, en este tiempo de 1 hora y media se precipitan un total de 22.3 mm; por último de las 7:10 horas de la mañana a las 8:40, (en una hora y media) se precipitan un total de 29.3 mm.

Si se considera la lluvia precipitada de las 22:50 a las 11:10 horas, se registraron 90.8 mm de lluvia en un intervalo de tiempo de 12:30 horas.

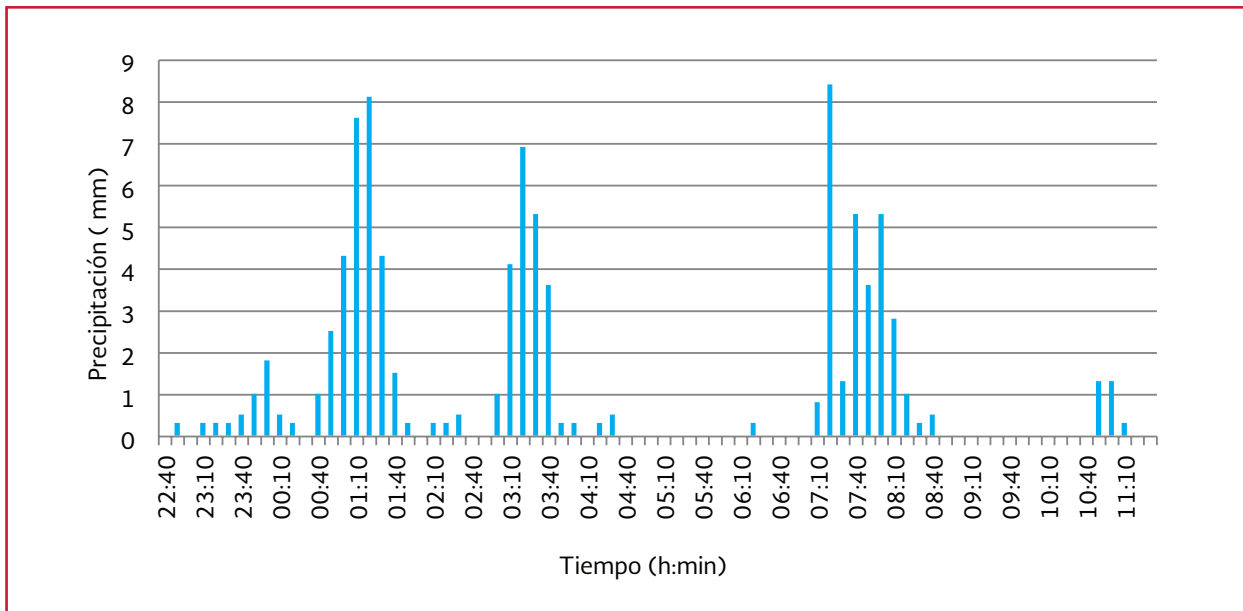
### **3.6.3 OBTENCIÓN DEL HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN A PARTIR DE LA INFORMACIÓN PLUVIOGRÁFICA**

El registro de las lluvias históricas permite calcular la forma de la precipitación que en promedio se presenta más veces en el sitio de estudio. Dicha forma de lluvia se emplea para determi-

Tabla 3.35 Número de lluvias registradas en la EMA del ejemplo por rango de duración

Año	Duración 30	Duración 60	Duración 90	Duración 120	Duración mas de 120
2000	75	20	12	3	10
2001	133	31	18	4	
2002	180	50	13	11	12
2003	158	29	12	4	16
2004	159	29	14	4	7
2005	211	41	17	11	29
2006	218	51	8	10	22
2007	107	19	12	4	5
2008	196	33	21	10	20
2009	55	15	8	5	7
Total	1492	318	135	66	128

Ilustración 3.43 Precipitación registrada que causó problemas de inundación (IMTA, 2013)



nar el hietograma de diseño. Una vez caracterizada la cantidad de precipitaciones por periodo de tiempo, para cada uno de los registros de precipitación mediante el método de Tholin y Keifer (Llaguno, 2014; adaptado de Tholin y Keifer, 1959) se obtiene el:

- Cálculo de la curva masa, esto es, el acumulado de la precipitación durante su tiempo de duración
- Curva masa adimensional, que resulta

de dividir cada incremento de precipitación entre la lámina de precipitación total registrada

- Se clasificaron las precipitaciones por intervalo de duración, sin embargo, cada precipitación tiene una duración distinta, por lo que también deberá adimensionalizarse el tiempo, esto se logra, dividiendo cada intervalo de registro entre la duración total. Comúnmente, los intervalos son a cada 10 minutos, por

lo que la duración total será un número entero.

- Generación de distribución acumulada promedio adimensional de la lluvia, del total de las curvas masa adimensionales se obtiene una media que representa el comportamiento de la precipitación para una duración específica en la zona de estudio.

### Ejemplo 3.15

Retomando los datos de precipitación que dieron origen a la Tabla 3.35, (Se analizan dos mil 139 grupos de datos de precipitación que no se incluyen en este manual, por cuestiones de espacio), se presenta el análisis temporal de precipitaciones con duración de 60 minutos.

Para ejemplificar el proceso, la Tabla 3.36 muestra 12 grupos de datos de precipitación (mm), de los 318 que tienen una duración entre 30 y 60 minutos de forma gráfica, la Ilustración 3.44 muestra uno de estos registros.

Para cada grupo de datos se calcula la curva masa, esto es, el acumulado de precipitación para cada intervalo de tiempo. La Tabla 3.37, presenta el cálculo de la curva masa para los 12 grupos de datos de la Tabla 3.36. La Ilustración 3.45 muestra la curva masa para la precipitación de la Ilustración 3.44.

Por su parte la Tabla 3.38 muestra el cálculo de la curva masa unitaria para los 12 grupos de datos. De forma gráfica se puede observar en la Ilustración 3.46 la curva masa unitaria calculada para los valores de la Ilustración 3.45.

A pesar de que en este ejemplo se presentan exclusivamente los cálculos para 12 grupos de registros, el ajuste de la curva masa unitaria media se debe realizar para la totalidad de los datos, es decir los 318 eventos de lluvia con duración de 30 a 60 minutos. Por lo que la curva masa media unitaria, considerando todos los valores de registro se presenta en la Tabla 3.39, de forma gráfica se puede ver en la Ilustración 3.47.

Ilustración 3.44 Registro de precipitación con duración máxima de 60 minutos (uno de 318)

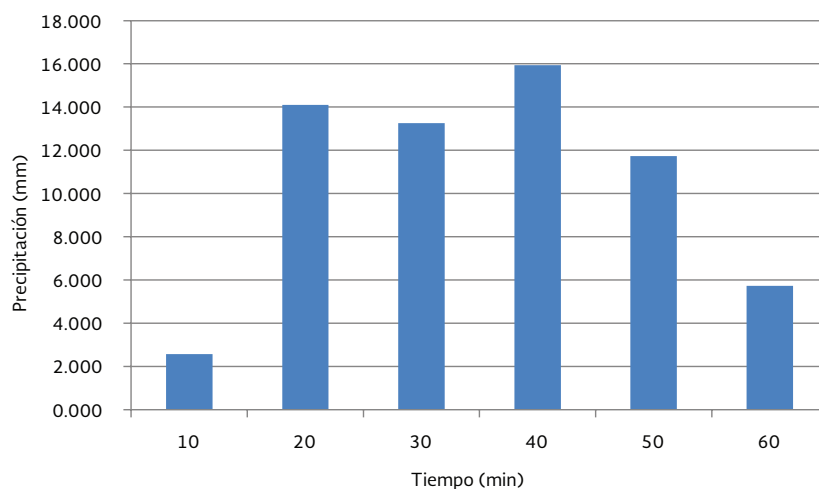


Tabla 3.36 Diez registros de precipitación, con duración máxima de 60 minutos

Tiempo min	Precipitación p											
	mm											
10	2.565	15.931	20.855	13.487	7.166	11.005	11.345	15.163	21.048	29.987	20.077	18.779
20	14.098	14.080	9.794	11.771	19.797	13.743	4.563	10.708	3.940	5.787	1.626	12.888
30	13.252	2.123	8.371	12.502	19.033	8.682	7.142	10.618	16.582	5.116	12.088	10.866
40	15.935	13.789	2.243	6.268	6.212	11.136	12.220	12.639	16.327	11.832	6.771	16.711
50	11.726	13.896	1.002	13.211	2.199	7.255	11.426	11.183	0.563	5.356	19.384	4.438
60	5.728	3.361	21.287	5.900	8.950	11.233	16.785	2.876	16.568	16.524	15.062	10.994

Tabla 3.37 Cálculo de la curva masa para los registros de la Tabla 3.35

Tiempo min	Precipitación acumulada											
	mm											
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	2.565	15.931	20.855	13.487	7.166	11.005	11.345	15.163	21.048	29.987	20.077	18.779
20	16.664	30.011	30.650	25.258	26.964	24.748	15.908	25.871	24.988	35.773	21.702	31.667
30	29.916	32.134	39.021	37.760	45.997	33.430	23.051	36.489	41.570	40.889	33.790	42.534
40	45.852	45.924	41.264	44.028	52.208	44.566	35.270	49.128	57.896	52.721	40.561	59.244
50	57.577	59.819	42.265	57.239	54.407	51.821	46.696	60.312	58.459	58.077	59.945	63.682
60	63.305	63.180	63.552	63.140	63.356	63.054	63.481	63.188	75.028	74.601	75.007	74.676

Tabla 3.38 Cálculo de la curva masa unitaria para los datos de la Tabla 3.36

Intervalo de tiempo unitario min	precipitación acumulada unitaria											
	mm											
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.167	0.041	0.252	0.328	0.214	0.113	0.175	0.179	0.240	0.281	0.402	0.268	0.251
0.333	0.263	0.475	0.482	0.400	0.426	0.392	0.251	0.409	0.333	0.480	0.289	0.424
0.500	0.473	0.509	0.614	0.598	0.726	0.530	0.363	0.577	0.554	0.548	0.450	0.570
0.667	0.724	0.727	0.649	0.697	0.824	0.707	0.556	0.777	0.772	0.707	0.541	0.793
0.833	0.910	0.947	0.665	0.907	0.859	0.822	0.736	0.954	0.779	0.779	0.799	0.853
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000



Ilustración 3.45 Curva masa para los datos de la ilustración 3.44

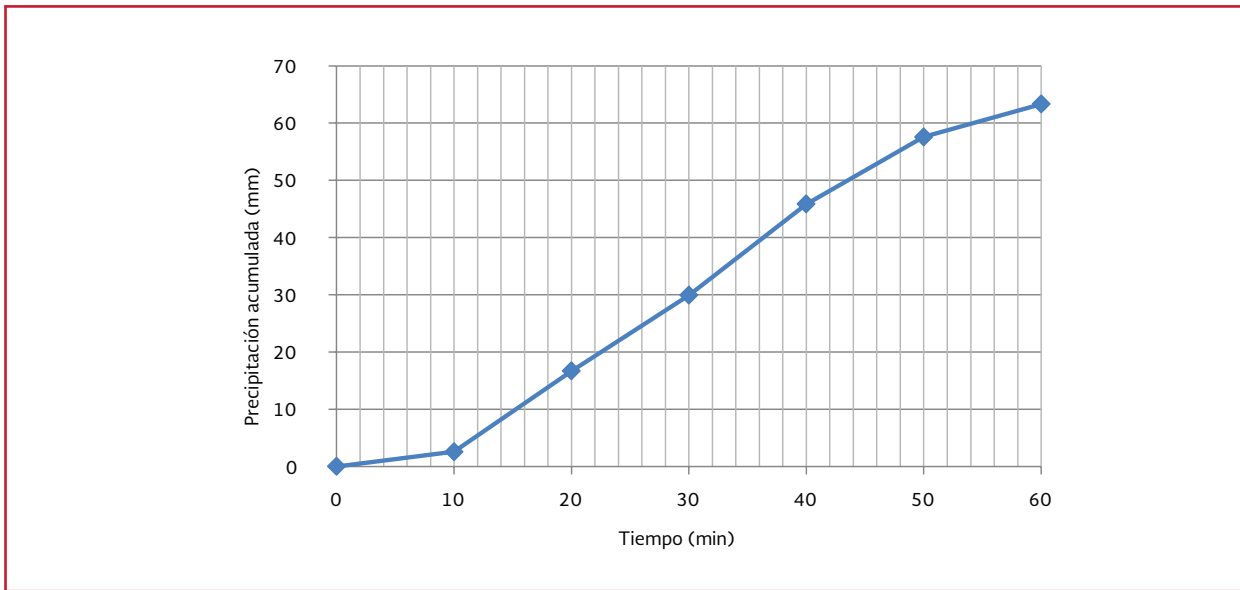


Tabla 3.39 Curva masa unitaria para los 318 datos

Intervalo de tiempo unitario	Curva masa media
min	mm
0.000	0.000
0.167	0.260
0.333	0.415
0.500	0.565
0.667	0.714
0.833	0.852
1.000	1.000

Tabla 3.40 Hietograma unitario

Tiempo	Altura de precipitación unitaria
min	$p_i/p_T$
0	0.000
10	0.260
20	0.156
30	0.150
40	0.149
50	0.139
60	0.148

A partir de esta curva masa media, se construye el hietograma adimensional para las lluvias de proyecto con duración de 60 minutos (Tabla 3.40 e Ilustración 3.48).

Con la información de las curvas precipitación ( $p$  mm)–duración ( $d$  min)–periodo de retorno ( $Tr$  años) de la Tabla 3.32 y los hietogramas adimensionales se generan los hietogramas para las lluvias tipo para una duración de 60 minutos y diferentes periodos de retorno, simplemente multiplicando cada valor del hieto-

grama unitario por la precipitación de la curva  $P-d-Tr$ .

Estos hietogramas serán la base del análisis hidrográfico e hidráulico del sistema de drenaje.

De acuerdo con la Tabla 3.32, para un periodo de retorno de dos años y una duración de 60 minutos la precipitación de diseño es de 47.90 mm, por lo que el hietograma de diseño, para un  $Tr = 2$  años y  $d = 60$  minutos resulta como se muestra en la Ilustración 3.49.

Ilustración 3.46 Curva masa unitaria para los datos de la Ilustración 3.45

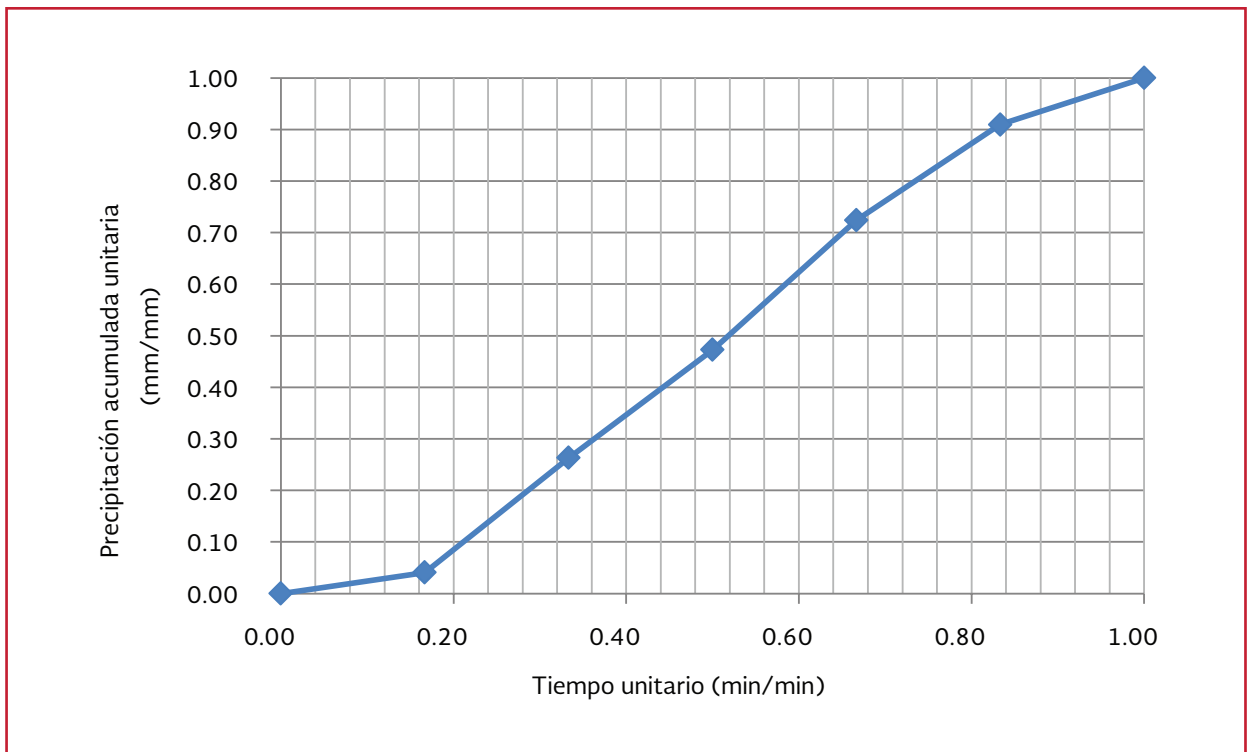


Ilustración 3.47 Ajuste de la curva masa media unitaria para las 12 curvas masas con duración mayor a 30 min y menor a 60 min

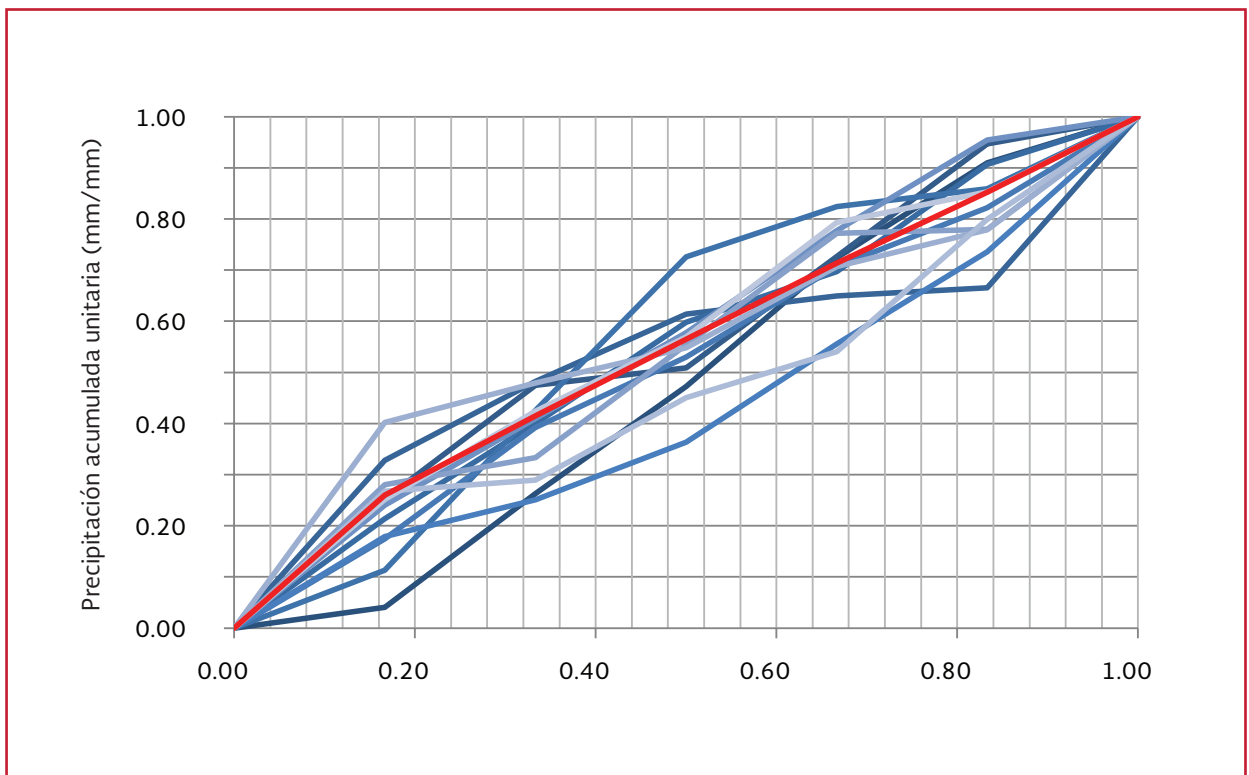


Ilustración 3.48 Hietograma unitario de diseño para una duración de 60 minutos

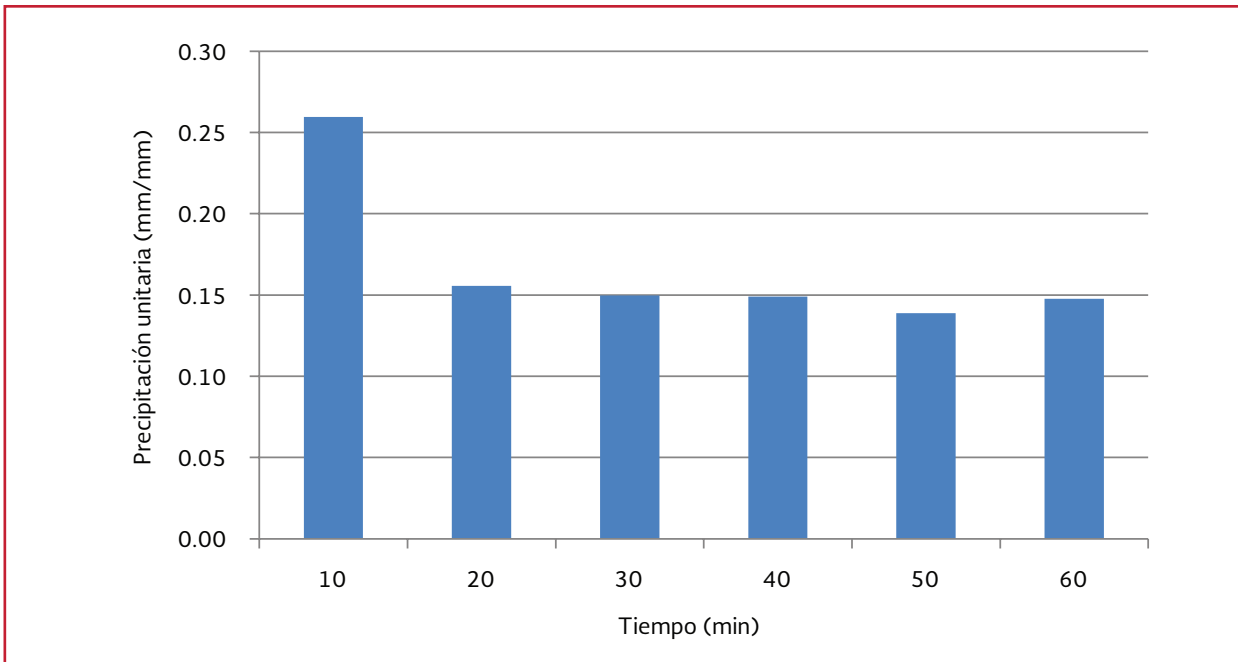
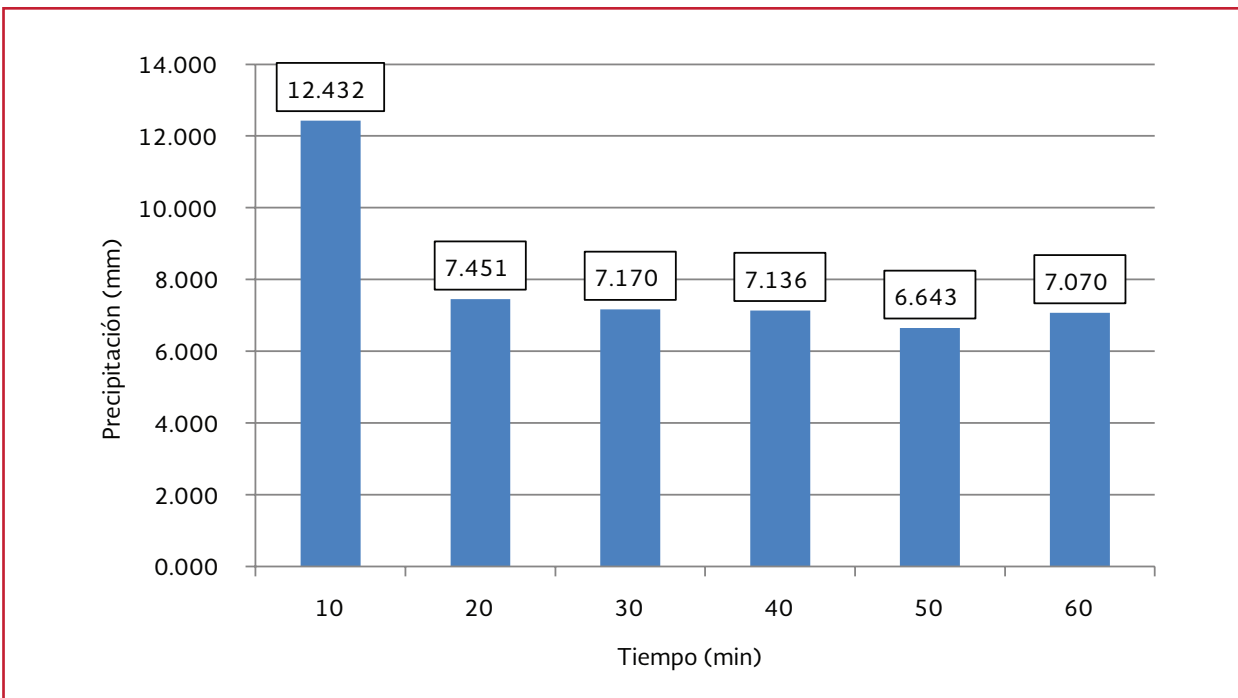


Ilustración 3.49 Hietograma de precipitación para una duración de lluvia de 60 minutos y un periodo de retorno de 2 años



Siguiendo el mismo procedimiento se calcula el hietograma de diseño para un  $Tr= 10$  años y  $d= 60$  min, en la Ilustración 6.12 se muestra el hietograma correspondiente, se ubicó en este capítulo debido a que dicha información es necesaria para el desarrollo del Ejemplo 6.3.

Si se comparan el hietograma de la Ilustración 3.49 con el de la Ilustración 6.12 se puede ver que se tiene la misma forma lo que cambia es el valor de la precipitación debido a los periodos de retorno de 2 y 10 años que se tienen respectivamente.



# 4

## HIDRÁULICA DE FLUJO A SUPERFICIE LIBRE PARA EL DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL URBANO

El diseño y construcción de un sistema de drenaje pluvial es un trabajo de ingeniería donde se busca la eficiencia y economía. Para ello en este capítulo se presentan, métodos de diseño que involucran conceptos básicos de hidráulica de conductos a superficie libre.

La primera parte del diseño considera, la determinación de la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, los cálculos de sección transversal y pendientes de cada tramo, así como la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido, el trazo de colectores y atarjeas. Para ello, se siguen consideraciones de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y la traza urbana de la localidad, aplicando las reglas siguientes:

1. Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas o colectores de menor diámetro
2. El trazo de los colectores y las atarjeas se ubica sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con edificaciones. Su trazo debe ser lo más recto posible.

Cuando la calle sea amplia, se pueden colocar dos atarjeas, una a cada lado de la calle

3. La red de drenaje debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido
4. Procurar que las conducciones trabajen por gravedad. Se tratará de evitar las conducciones con bombeo

El diseño incluye el análisis del funcionamiento hidráulico del conjunto de conducciones a fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos sean suficientes para conducir el gasto de diseño en cada tramo. Además, se debe tener en cuenta consideraciones y restricciones que permitan disminuir los costos de construcción y prever tanto fallas estructurales como trabajos de mantenimiento excesivo.

El dimensionamiento de las conducciones depende principalmente del tamaño del área por servir, de su coeficiente de escurrimiento, gasto de diseño y del periodo de retorno.

En la actualidad existen diversos programas de cómputo, que ayudan en el diseño de redes de drenaje pluvial, los cuales se fundamentan en conceptos básicos tales como: las ecuaciones fundamentales de conservación de masa (o de continuidad), cantidad de movimiento y ener-

gía, conceptos de energía específica, pérdidas de carga por fricción y locales, perfiles hidráulicos, salto hidráulico, estructuras hidráulicas especiales y métodos de tránsito de avenidas. De estos conceptos se hablará brevemente en este capítulo; sin embargo, el contenido del manual se enfoca en la aplicación de herramientas existentes para el diseño y los fundamentos teóricos pueden consultarse en Sotelo (1994 y 2002), Chow (1994) y Cabrera *et al.*,(1996).

## 4.1 DEFINICIONES BÁSICAS

Entre las variables hidráulicas más significativas para el diseño de sistemas de drenaje pluvial se encuentran la velocidad media del flujo (velocidad en lo sucesivo), el gasto, el tirante del flujo a superficie libre y a presión en conductos.

### 4.1.1 CONDUCCIÓN A SUPERFICIE LIBRE

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

El movimiento de un líquido a superficie libre se ve afectado por:

- La fuerza de gravedad, como la más importante en el movimiento
- La fuerza de resistencia ocasionada en las fronteras rígidas por la fricción y la naturaleza casi siempre turbulenta del flujo
- La fuerza producida por la presión que se ejerce sobre las fronteras del canal, particularmente en las zonas donde cambia su geometría

- La fuerza debida a la viscosidad del líquido, de poca importancia si el flujo es turbulento

A éstas se agregan, excepcionalmente, las siguientes:

- La fuerza de tensión superficial, consecuencia directa de la superficie libre
- Las fuerzas ocasionadas por el movimiento del sedimento arrastrado

La superficie libre se considera como la intercara entre dos fluidos: el superior, que es el aire estacionario o en movimiento, y el inferior, que usualmente es agua en movimiento. Las fuerzas de gravedad y de tensión superficial resisten cualquier fuerza tendiente a distorsionar la intercara, la cual constituye una frontera sobre la que se tiene un control parcial.

El diseño de un conducto a superficie libre involucra la selección de su trazado, forma, tamaño, pendiente de fondo, además define si el canal será revestido o no a fin de prever erosión de sus paredes y reducir la infiltración.

#### 4.1.1.1 Clasificación de conducciones a superficie libre

De acuerdo con su origen, pueden ser naturales o artificiales.

- Las conducciones naturales son aquellas depresiones de drenaje que existen, como: arroyos, ríos, estuarios, etc.
- Los conductos artificiales tienen, por lo general, secciones geométricas de forma y dimensiones constantes

La superficie o línea generada en el fondo por la base o vértice más bajo de la sección, se conoce como plantilla o solera. Cuando la conducción tiene sección transversal e inclinación de plantilla constantes, se denomina prismático.

Un canal natural nunca es prismático. El flujo de un río por lo general arrastra material sólido (materia en suspensión, arena, grava e incluso grandes piedras), que modifica continuamente la forma, dimensiones de la sección y perfil del cauce.

#### 4.1.2 SECCIÓN TRANSVERSAL

Las secciones de canales naturales son, por lo general, muy irregulares, y a menudo varían desde aproximadamente una parábola hasta aproximadamente un trapecio. Para corrientes sujetas a crecientes frecuentes, el canal puede constar de una sección principal que conduce los caudales normales y una o más secciones laterales de canal para acomodar los caudales de desborde.

Los conductos artificiales a menudo se diseñan con secciones de figuras geométricas regulares. La Tabla 4.1 y Tabla 4.2 relacionan formas geométricas utilizadas comúnmente.

La selección de la forma depende del tipo de conducción que se va a construir, siendo la trapecial la más común para conducciones a superficie libre, ya que puede o no ser revestida; por otra parte la sección rectangular puede seleccionarse, cuando los revestimientos laterales son estables (concreto o mampostería); en el caso de la triangular se utiliza comúnmente en cunetas de carreteras. Por último el perfil herradura y circular es adecuado para alcantarillas, colectores y túneles. Existen for-

mas compuestas de las anteriores que son de gran utilidad en conductos abovedados, como grandes alcantarillas y emisores, que por sus dimensiones se permite el paso del hombre en su interior.

La sección transversal de un canal se localiza mediante la coordenada  $x$  sobre la plantilla según su eje. Los elementos geométricos más importantes de la sección se presentan en la Ilustración 4.1 y se describen a continuación (Sotelo, 2002):

- **Tirante:** Es la distancia " $y$ " perpendicular a la plantilla, medida desde el punto más bajo de la sección hasta la superficie libre del agua. Es decir, es normal a la coordenada  $x$

**Profundidad:** Es la distancia vertical " $h$ " desde la superficie libre al punto más bajo de la sección (Ilustración 4.1a), es decir, a la profundidad de dicho punto, y satisface la relación

$$y = h \cos \theta \quad \text{Ecuación 4.1}$$

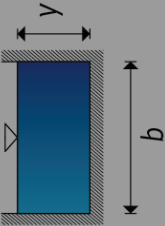
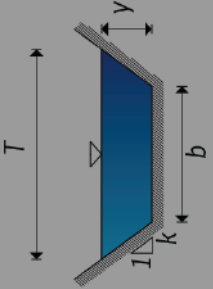
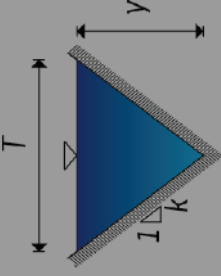
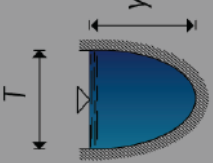
donde:

- $y$  = Distancia perpendicular medida desde el punto más bajo de la sección hasta la superficie libre del agua (m)
- $\theta$  = Ángulo de inclinación con respecto a un plano de referencia (grados)
- $h$  = Distancia vertical desde la superficie libre al punto más bajo de la sección (m)

Siempre que la superficie libre sea paralela a la plantilla o  $\cos \theta$  tienda a uno. De



Tabla 4.1 Elementos geométricos de secciones prismáticas para conductos a superficie libre

Sección elemento geométrico	Rectangular	Trapezoidal	Triangular	Parabólica
				
Área, A	$by$	$(b+ky)y$	$ky^2$	$2/3 Ty$
Perímetro mojado P	$b+2y$	$b+2\sqrt{(1+k^2)}y$	$2\sqrt{(1+k^2)}y$	$T+\frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$
Radio hidráulico $R=A/P$	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+ky)y}{b+2\sqrt{(1+k^2)}y}$	$\frac{ky}{2\sqrt{(1+k^2)}}$	$\frac{2T^2y}{3T^2+8y^2}$
Ancho de la superficie libre, T	$b$	$b+2ky$	$2ky$	$\frac{3}{2}\frac{A}{y}$
Tirante medio A/T	$y$	$\frac{(b+ky)y}{b+2ky}$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{2}{3}y$
dP/dy	2	$2\sqrt{(1+k^2)}$	$2\sqrt{(1+k^2)}$	$\frac{16}{3}\frac{y}{T}+\left(1-\frac{8}{3}\frac{y^2}{T^2}\right)\frac{T}{2y}$
dT/dy	0	$2k$	$3k$	$\frac{T}{2y}$

\*Aproximación satisfactoria para el intervalo  $0 < x \leq 1$ , donde  $x = 4y/T$ . Cuando  $x > 1$ , use la expresión exacta:

$$P = \left(\frac{T}{2}\right) \left[ \sqrt{(1+x^2)} + \left(\frac{1}{x}\right) \ln(x + \sqrt{(1+x^2)}) \right]$$

Tabla 4.2 Elementos geométricos de secciones circular y herradura para conductos a superficie libre

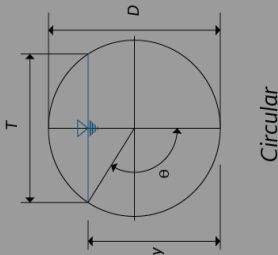
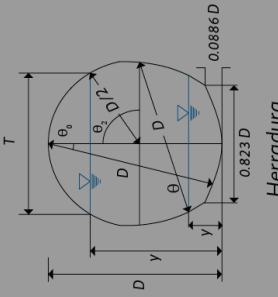
Sección	 Circular	 Herradura	
Tirante	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 1$	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 0.0886$	$0.0886 \leq \frac{y}{D} \leq 0.5$ $0.05 \leq \frac{y}{D} \leq 1$
Ángulo	$\theta = \arcsen\left(1 - \frac{2y}{D}\right)$	$\theta_0 = \arccos\left(1 - \frac{y}{D}\right)$	$\theta_1 = \arcsen\left(\frac{1}{2} - \frac{y}{D}\right)$ $\theta_2 = \arccos\left(\frac{2y}{D} - 1\right)$
Área, A	$\frac{1}{4}\left(\theta - \frac{1}{2}\text{sen}2\theta\right)D^2$ <p style="text-align: center;">ó</p> $A = \frac{2y - D}{2}\sqrt{Dy - y^2} + \frac{D^2}{4}\arcsen\left(\frac{2y - D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8}$	$(\theta - \frac{1}{2}\text{sen}2\theta)D^2$	$[0.43662 - \theta_1 + \text{sen}\theta_1(1 - \cos\theta_1)]D^2$ $(0.82932 - \frac{\theta_2}{4} + \frac{1}{2}\text{sen}2\theta_2)D^2$
Perímetro mojado, P	$P = \left[\arcsen\left(\frac{2y - D}{D}\right) + \frac{\pi}{2}\right]D$	$2\theta_0 D$	$(1.69623 - 2\theta_1)D$ $(3.26703 - \theta)D$

Tabla 4.2 Elementos geométricos de secciones circular y herradura para conductos a superficie libre (continuación)

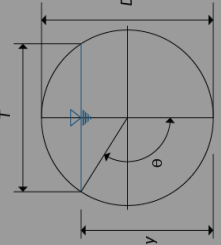
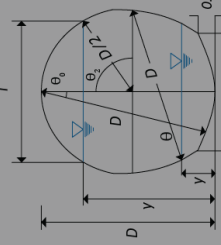
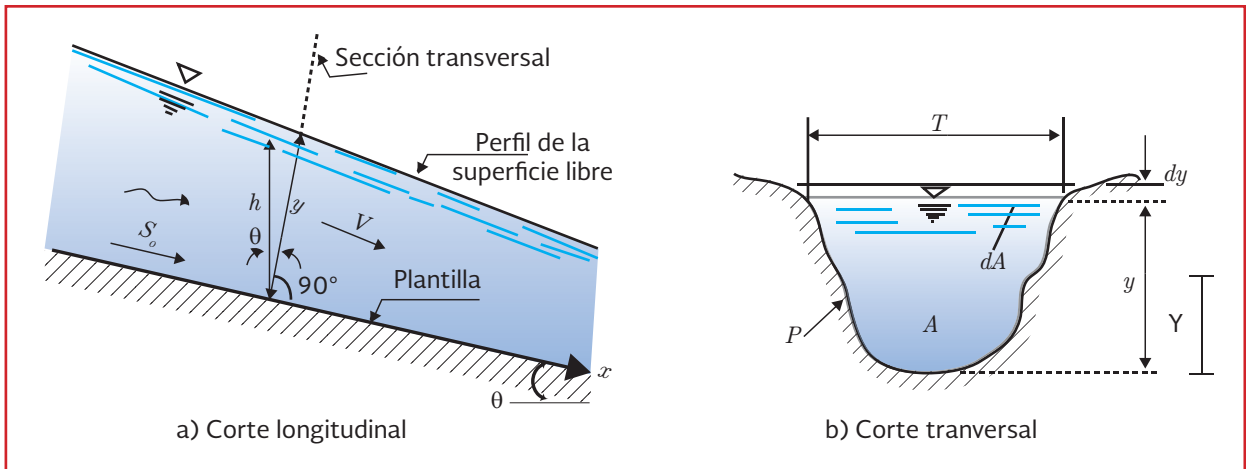
Sección			Herradura
Radio hidráulico $R = A/P$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}2\theta}{2\theta}\right) D$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}2\theta_0}{2\theta_0}\right) D$	$\frac{0.43662 - \theta_1 + \text{sen}\theta_1(1 - \cos\theta_1)}{1.69623 - 2\theta_1} D$
Ancho de la superficie libre, $T$	$2\sqrt{y(D-y)}$ ó $T = 2\sqrt{y(D-y)}$	$2\sqrt{y(2D-y)}$	$\left[2\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}\left(1 - \frac{y}{D}\right)} - 1\right] D$
Tirante medio, $A/T$	$\frac{1}{4} \left[ \frac{\theta - \frac{1}{2} \frac{\text{sen}2\theta}{\text{sen}\theta}}{\text{sen}\theta} \right] D$	$\frac{1}{4} \left[ \frac{\theta_0 - \frac{1}{2} \frac{\text{sen}2\theta_0}{\text{sen}\theta_0}}{\text{sen}\theta_0} \right] D$	$\frac{0.43662\theta_1 + \text{sen}\theta_1(1 - \cos\theta_1)}{2 \cos\theta_1 - 1} D$
$dP/dy$	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}\left(1 - \frac{y}{D}\right)}}$	$\frac{2}{\sqrt{\frac{y}{D}\left(2 - \frac{y}{D}\right)}}$	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}\left(1 - \frac{y}{D}\right)}}$
$dT/dy$	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{\frac{y}{D}\left(1 - \frac{y}{D}\right)}}$	$\frac{2\left(1 - \frac{y}{D}\right)}{\sqrt{\frac{y}{D}\left(2 - \frac{y}{D}\right)}}$	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{\frac{y}{D}\left(1 - \frac{y}{D}\right)}}$

Ilustración 4.1 Elementos geométricos de un canal



no ser así, la relación entre  $y$  y  $h$  requiere el tratamiento geométrico completo, para omitir con seguridad la pendiente del canal ( $\theta$ ) se recomienda que la pendiente del canal sea menor que 1 en 10 (Chow, 1994)

- **Ancho de la superficie libre:** Es el ancho  $T$  de la sección del canal, medido al nivel de la superficie libre
- **Área hidráulica:** Es el área  $A$  ocupada por el flujo en la sección del canal

Es fácil observar que el incremento diferencial del área  $dA$ , producido por el incremento  $dy$  del tirante, es  $dA=T dy$ , y por tanto:

$$T = \frac{dA}{dy} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

donde:

- $T$  = Ancho de la sección del canal (m)
- $dA$  = Incremento diferencial de área ( $m^2$ )
- $dy$  = Incremento diferencial del tirante (m)

- **Perímetro mojado:** Es la longitud  $P$  de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal, es decir, no incluye a la superficie libre
- **Radio hidráulico.** Es el cociente  $R$  del área hidráulica y el perímetro mojado

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

donde:

- $R$  = Radio hidráulico de la sección (m)
- $A$  = Área ocupada por el flujo en la sección ( $m^2$ )
- $P$  = Perímetro mojado (m)

- **Tirante medio o tirante hidráulico:** Es la relación  $Y$  entre el área hidráulica y el ancho de la superficie libre (Ilustración 4.1)

$$Y = \frac{A}{T} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

donde:

- $Y$  = Tirante medio o hidráulico (m)
- $A$  = Área ocupada por el flujo en la sección ( $m^2$ )
- $T$  = Ancho de la superficie libre (m)

- **Talud:** Designa la inclinación de las paredes de la sección y corresponde a la distancia  $k$  recorrida horizontalmente desde un punto sobre la pared, para ascender la unidad de longitud a otro punto sobre la misma. Por lo general se expresa como  $k:1$

La Tabla 4.1 y Tabla 4.2 presentan los elementos geométricos de las secciones más comunes en conductos artificiales, expresados en términos del tirante.

#### 4.1.3 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO

La identificación del tipo de flujo en una conducción es esencial debido a que las ecuaciones de diseño solo son aplicables a ciertas condiciones del flujo o han sido desarrolladas para casos o intervalos específicos.

Para la clasificación del flujo de agua en una conducción, los elementos a considerar son los siguientes:

- a) **Funcionamiento del conducto.** Una red de drenaje pluvial puede estar formada por conductos abiertos, cauces naturales y conductos cerrados. El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales solo puede darse con superficie libre (formándose una interfase agua-aire); en cambio, en los conductos cerrados el flujo del agua puede ser con superficie libre (sección transversal parcialmente llena) o a presión (sección llena)  
En el diseño de una red de drenaje se recomienda que los conductos cerrados o tuberías trabajen con superficie libre como si fueran canales. De esta forma

se aprovecha al máximo la capacidad de conducción de las tuberías, según se verá más adelante, y por otra se evita que entren en carga (o funcionen a presión), ya que esto puede provocar que el agua escape del sistema y brote en las calles ocasionando inundaciones y daños.

Dado que es recomendable el funcionamiento a superficie libre, en adelante se dará mayor énfasis a conceptos relativos a este comportamiento

- b) **Tiempo:** Si los tirantes, velocidades y gastos del flujo, correspondientes a cualquier sección transversal de la canalización, son constantes con respecto al tiempo, el flujo se denomina permanente. En caso contrario, se le llama no permanente. Por ejemplo, el tránsito de un hidrograma desde aguas arriba o la influencia de la marea aguas abajo en un canal corresponde a un flujo no permanente
- c) **Distancia:** Cuando en un flujo, los tirantes, las velocidades y los gastos en cualquier sección transversal a lo largo del canal son iguales, el flujo es uniforme. De otra forma, es no uniforme o variado. En caso de que los tirantes y las velocidades cambien abruptamente en distancias cortas, tal como sucede por ejemplo en un salto hidráulico, el flujo se considera rápidamente variado. En la mayoría de las ocasiones, el flujo no uniforme es gradualmente variado, pues las velocidades y los tirantes en cada sección varían poco a poco a lo largo de la conducción.  
Existen casos en que un canal descarga un gasto a otro canal por medio de un vertedor lateral o de fondo. El flujo que se da en el tramo del canal donde funciona el vertedor es gradualmente variado,

pero también se le considera espacialmente variado por que el gasto varía con la longitud

d) **Fuerzas predominantes en el movimiento del fluido:** El flujo del agua en una tubería, en un canal o sobre una superficie puede ser clasificado de acuerdo a la distribución de velocidades y a la naturaleza de las trayectorias de las partículas del agua. En ambas se manifiestan fuerzas debidas a la viscosidad del fluido y a su inercia, pero en la mayoría de los flujos de agua encontrados en la práctica dominan las fuerzas inerciales.

Cuando dominan las fuerzas debidas a la viscosidad del fluido, el flujo se denomina laminar porque las partículas del agua parecen desplazarse en pequeñas capas con trayectorias suaves. En cambio, cuando las fuerzas generadas por la gravedad o inercia del flujo tienen mayor influencia, se le denomina turbulento debido a que las partículas siguen trayectorias irregulares y aleatorias. Entre ambos, existe un intervalo al cual se le llama de transición. Este proceso pueden consultarse a mayor detalle en Streeter *et al.*, 2000.

En la mayoría de los análisis usuales del flujo en tuberías y canales, el flujo será turbulento. La definición del tipo de flujo (laminar, de transición o turbulento), se basa en el parámetro adimensional conocido como número de Reynolds, el cual relaciona las fuerzas inerciales con las viscosas como:

$$Re = \frac{VL}{\nu} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

donde:

- $Re$  = Número de Reynolds (adimensional)
- $L$  = Longitud característica, que para conductos a presión es el diámetro  $D$  y para conducciones a superficie libre es cuatro veces el radio hidráulico  $4R$  (m)
- $V$  = Velocidad media del flujo (m/s)
- $\nu$  = Viscosidad cinemática del fluido ( $m^2/s$ )

La definición del tipo de flujo se hace con respecto a los intervalos del número de Reynolds, presentados en la Tabla 4.3

El flujo turbulento con superficie libre puede aún dividirse en tres subtipos de acuerdo al comportamiento hidráulico del flujo con respecto a las paredes del conducto.

1. Si los efectos de la viscosidad del fluido tienen mayor influencia que la rugosidad del conducto, el flujo es con pared hidráulicamente lisa
2. En caso contrario se le llama flujo con pared hidráulicamente rugosa
3. Entre ambos existe un intervalo de transición

Para determinar el subtipo en flujo turbulento se plantea que:

$$V^* = \sqrt{gR S_f} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

donde:

- $V^*$  = Velocidad al cortante (m/s)

Tabla 4.3 Intervalos del número de Reynolds para la definición del tipo de flujo

Tipo de flujo	Conducciones a	
	Presión (tuberías)	Superficie libre (canales)
Laminar	$Re < 2\ 300$	$Re < 500$
De transición	$2\ 300 < Re < 4\ 000$	$500 < Re < 12\ 500$
Turbulento	$Re > 4\ 000$	$Re > 12\ 500$

- $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)  
 $R$  = Radio hidráulico (m)  
 $S_f$  = Pendiente de fricción

Conocida la velocidad al cortante se evalúa el parámetro siguiente:

$$k = \frac{V^*}{v} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

donde:

- $k$  = Altura promedio de las irregularidades existentes en las paredes de una conducción (m), denominada como “rugosidad equivalente” y su valor aparece en tablas dependiendo del tipo de material  
 $V^*$  = Velocidad al cortante (m/s)  
 $v$  = Viscosidad cinemática del fluido (m<sup>2</sup>/s)

Si el parámetro definido por la Ecuación 4.7 es menor a 4, el flujo es con pared hidráulicamente lisa; si se encuentra entre 4 y 100, se encuentra en el intervalo de transición y por último, si es mayor a 100 se trata de un flujo con pared hidráulicamente rugosa (Chaudhry, 2008).

En la mayoría de los flujos que se encuentran en la práctica, el flujo será turbulento con pared hidráulicamente rugosa por

lo que se podrán utilizar las fórmulas desarrolladas para tales condiciones.

- e) **Nivel de energía:** El flujo del agua con superficie libre también puede ser clasificado de acuerdo al nivel de energía contenido en el propio flujo. Así, pueden establecerse tres tipos de flujo: subcrítico, crítico o supercrítico. Para diferenciarlos se emplea el parámetro adimensional conocido como número de Froude:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \frac{Y}{\alpha}}} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

donde:

- $F_r$  = Número de Froude (adimensional)  
 $Y$  = Tirante medio o hidráulico (m)  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  = Coeficiente de Coriolis (adimensional)  
 $V$  = Velocidad media en la sección (m/s)

La ecuación anterior representa una relación entre las fuerzas debidas a la inercia (numerador) y a la gravedad (denominador). Si ambas son iguales,  $F_r = 1$ , y el flujo se define como crítico. En caso de que dominen las fuerzas debidas a la inercia del flujo ( $F_r > 1$ ) el flujo es supercrítico, y por último, si tienen mayor influencia las fuerzas debidas a la gravedad ( $F_r < 1$ ) y el flujo es considerado como subcrítico.

#### 4.1.4 ECUACIONES FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO

Las ecuaciones básicas de la hidráulica aplicada al diseño de sistemas de drenaje pluvial se derivan de los principios fundamentales de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía aplicados a un volumen de control, dando origen a las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento y energía, respectivamente. Dichas ecuaciones poseen formas generales que se pueden simplificar o adaptar según el tipo de flujo o el fenómeno que se quiere analizar.

La aplicación particular de uno o varios de los principios de conservación en un problema real permite definir una ecuación o un conjunto de ecuaciones cuya solución en un instante representa las condiciones del flujo y evalúa las variables de interés relativas al flujo.

En este manual no se presenta el desarrollo matemático de las ecuaciones fundamentales, solo se presenta la forma desarrollada de la ecuación para efectos de diseño. El desarrollo completo de las mismas puede ser consultado en (Sotelo, 2002).

##### 4.1.4.1 Continuidad

El principio de continuidad puede explicarse de forma simple como: “La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa a un volumen de control y aquella que se extrae del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen”.

La cantidad de agua en el volumen de control, así como la que entra o sale del mismo puede

cuantificarse en unidades de: masa (kg), peso (N) o de volumen (m<sup>3</sup>) por unidad de tiempo, kg/s, N/s o m<sup>3</sup>/s, siendo esta última la que da origen al concepto de flujo volumétrico o gasto ( $Q$ ), tan común en la práctica. El gasto puede ser evaluado en una sección transversal de un flujo si se conocen la velocidad media del flujo y el área hidráulica, pues su producto es precisamente igual al gasto.

$$Q = AV \quad \text{Ecuación 4.9}$$

donde:

$$\begin{aligned} Q &= \text{Gasto (m}^3/\text{s)} \\ A &= \text{Área hidráulica (m}^2\text{)} \\ V &= \text{Velocidad media del flujo (m/s)} \end{aligned}$$

La aplicación de esta ecuación, para el diseño de redes de drenaje, consiste en el flujo en una tubería o en un cauce, donde pueden seleccionarse dos secciones transversales (sean éstas las secciones 1 y 2, respectivamente), separadas entre sí cierta distancia en la cual no existan aportaciones o extracciones de agua. Si se considera flujo permanente, es decir, que el gasto no varía con el tiempo, entonces la cantidad de agua por unidad de tiempo que ingresa al volumen de control será igual a aquella que lo abandona. De esta forma, expresando la ecuación de continuidad como flujo volumétrico se obtiene:

$$Q_1 = Q_2 \Rightarrow A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad \text{Ecuación 4.10}$$

donde:

$$\begin{aligned} Q_1, Q_2 &= \text{Gasto en la sección 1 y 2,} \\ &\quad \text{respectivamente (m}^3/\text{s)} \\ A_1, A_2 &= \text{Área hidráulica en las} \\ &\quad \text{secciones 1 y 2 (m}^2\text{)} \\ V_1, V_2 &= \text{Velocidad media del flujo en} \\ &\quad \text{las secciones 1 y 2 (m/s)} \end{aligned}$$



#### 4.1.4.2 Energía

La energía total contenida en un fluido en movimiento es la suma de las energías correspondientes a la posición o elevación del flujo con respecto a un nivel de referencia (energía potencial), la presión estática (energía de presión) y la presión dinámica (energía cinética); lo cual expresado en términos matemáticos para un flujo con superficie libre se puede escribir como:

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

donde:

- $H$  = Energía total o carga hidráulica (m)
- $z$  = Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia, (m), el cual equivale a la carga de posición
- $y$  = Tirante del flujo (m)
- $\alpha$  = Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
- $V^2/2g$  = Carga de velocidad (m)

En el caso de conducciones a presión, la ecuación de energía resulta:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

donde:

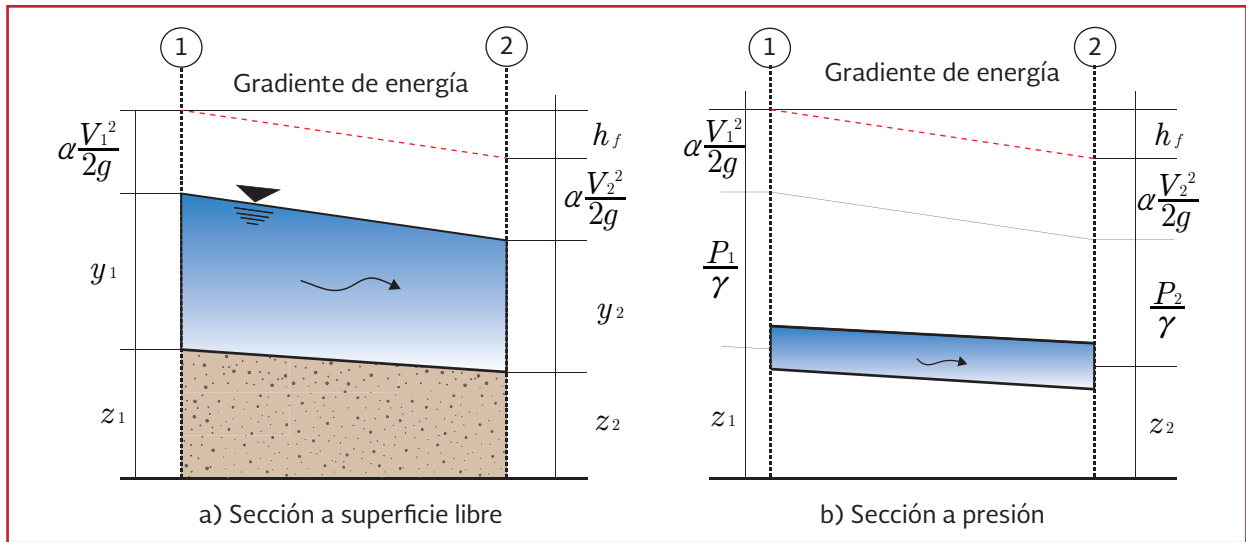
- $H$  = Energía total o carga hidráulica (m)
- $z$  = Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia, (m), el cual equivale a la carga de posición
- $p/\gamma$  = Carga de presión en conducciones a presión (m)
- $\alpha$  = Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
- $V^2/2g$  = Carga de velocidad (m)

El coeficiente de *Coriolis* permite considerar una velocidad media del flujo y no la distribución real de velocidades.

De acuerdo con el principio de conservación de la energía aplicado a un flujo con superficie libre, “La energía contenida en un flujo no cambia a lo largo de la trayectoria del mismo, sólo existen transformaciones entre sus componentes”. De esta forma, al aplicar dicho principio entre dos secciones transversales de un flujo con superficie libre (Ilustración 4.2) se obtiene la ecuación de la energía (Chaudhry, 2008):

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Ilustración 4.2 Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones transversales



donde:

- $z_1, z_2$  = Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia, (m), el cual equivale a la carga de posición en la sección 1 y 2
- $y_1, y_2$  = Tirante del flujo o carga de presión en conducciones con superficie libre en las secciones 1 y 2 (m)
- $\alpha_1, \alpha_2$  = Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional) en las secciones 1 y 2
- $\frac{V_1^2}{2g}, \frac{V_2^2}{2g}$  = Carga de velocidad en las secciones 1 y 2 (m)

donde:

- $z_1, z_2$  = Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia, (m), el cual equivale a la carga de posición en la sección 1 y 2
- $\frac{p_1}{\gamma}, \frac{p_2}{\gamma}$  = Carga de presión en las secciones 1 y 2 (m)
- $\alpha_1, \alpha_2$  = Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional) en las secciones 1 y 2
- $\frac{V_1^2}{2g}, \frac{V_2^2}{2g}$  = Carga de velocidad en las secciones 1 y 2 (m)
- $h_f$  = Sumatoria de las pérdidas por fricción y locales entre las secciones 1 y 2 (m)

Para conducciones a presión se tiene:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

Ecuación 4.14

#### 4.1.4.3 Energía específica

Sí en la Ecuación 4.11 no se toma en cuenta la carga de posición, entonces se trata de la ecuación de energía específica  $E$  (m).

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

donde:

- $E$  = Energía específica (m)
- $y$  = Tirante (m)
- $\alpha$  = Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
- $V^2/2g$  = Carga de velocidad en la sección (m)

Esta ecuación es importante para la determinación de ciertos parámetros del flujo de acuerdo a su nivel de energía (régimen subcrítico, crítico o supercrítico).

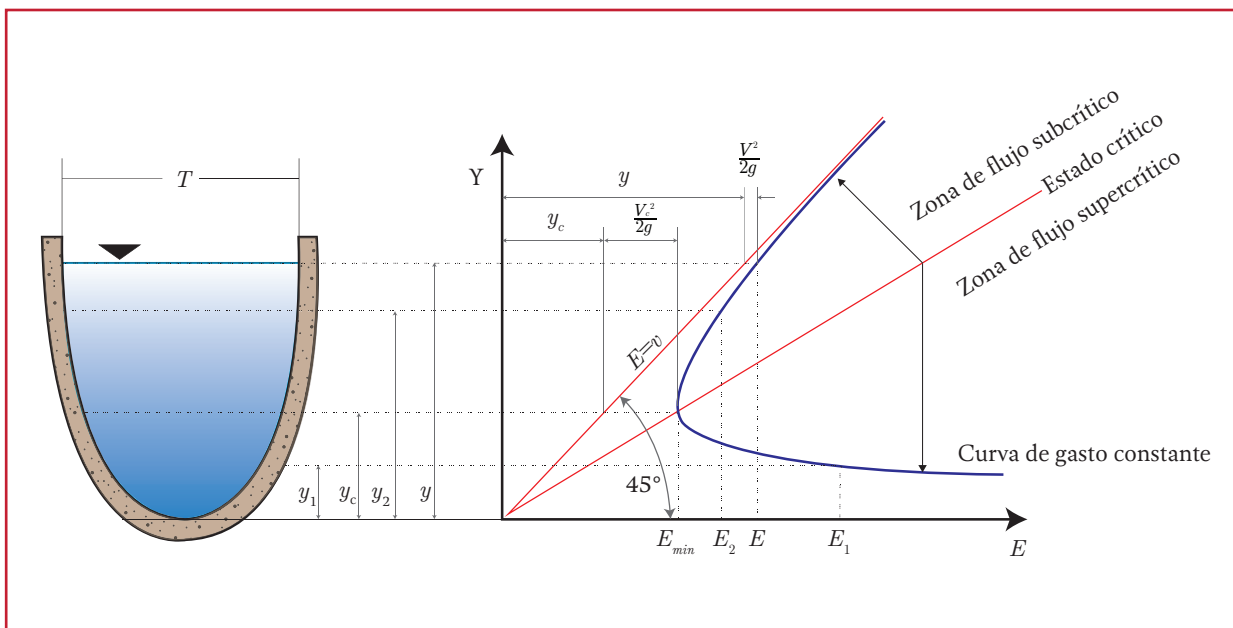
Cuando se realiza una gráfica de la Ecuación 4.15 en función del tirante y en relación de un gasto constante, se obtiene una curva tal como la mostrada en la Ilustración 4.3, donde se observa que existe un nivel de energía mínima o crítica correspondiente al denominado tirante crítico.

La energía mínima es aquella que requiere el flujo para conducir cierto gasto a través de una sección particular en una conducción con superficie libre. Fuera del punto de energía mínima (tirante crítico), la gráfica muestra dos ramas para niveles de energía mayores a la mínima, los cuales corresponden a tirantes en flujo subcrítico (rama superior) y en supercrítico (rama inferior), los cuales se presentarán según la pendiente del cauce. Cuando ambos tirantes tienen el mismo nivel de energía se les llama tirantes alternos.

A partir de la Ecuación 4.15 es posible determinar el tirante crítico. Para su cálculo esta ecuación se deriva y se iguala a cero (se busca el mínimo de una función). Mediante algunos pasos matemáticos se obtiene la expresión (Chaudhry, 2008):

$$\frac{Q^2}{g/\alpha} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Ilustración 4.3 Diagrama de energía específica



donde:

- $Q$  = Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $g$  = Aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
- $\alpha$  = Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
- $A$  = Área hidráulica de la sección ( $\text{m}^2$ )
- $T$  = Ancho de la superficie libre (m)

$z_g$  = Profundidad desde la superficie libre del agua hasta el centro de gravedad de la sección (m)

- $Q$  = Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $g$  = Aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
- $A$  = Área hidráulica de la sección ( $\text{m}^2$ )

#### 4.1.4.4 Cantidad de movimiento o fuerza específica

La cantidad de movimiento o fuerza específica se puede explicar a partir del análisis del salto hidráulico (Ilustración 4.4) y la función matemática se describe en (Sotelo, 2002):

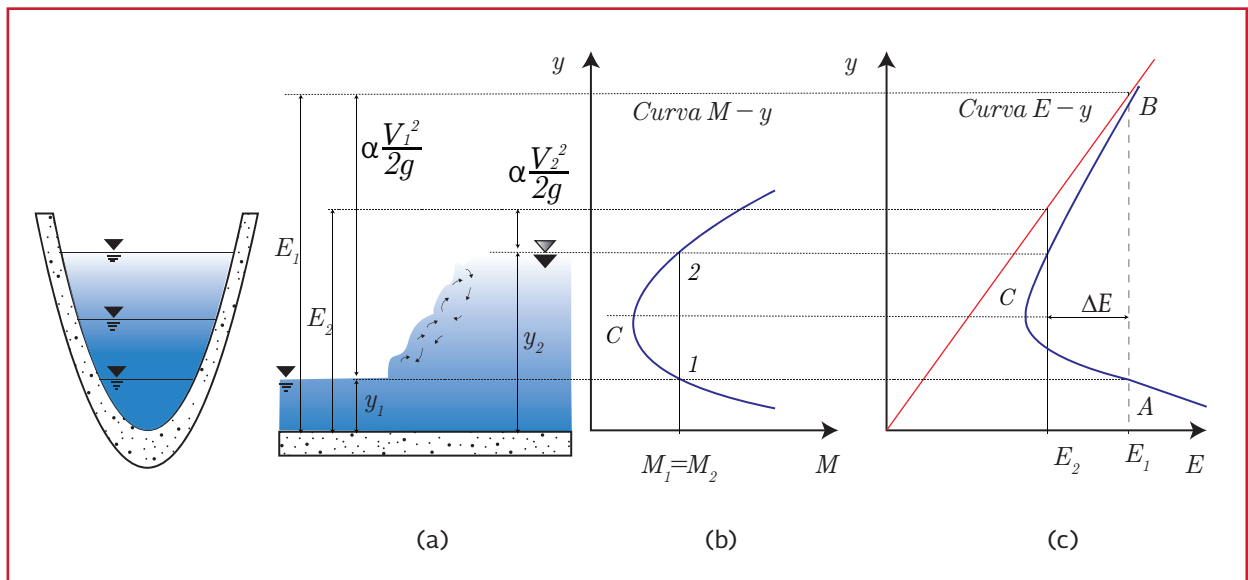
$$M = \frac{Q^2}{gA} + z_g A \quad \text{Ecuación 4.17}$$

donde:

- $M$  = Cantidad de movimiento ( $\text{kgf}/(\text{kgf}/\text{m}^3)$ )

Del análisis de la gráfica b, de la Ilustración 4.4, se puede establecer que para un valor de  $M$ , existen tirantes  $y_1$  y  $y_2$  que reciben el nombre de “conjugados”, y que corresponden a los tirantes antes y después del salto hidráulico ( $M_1 = M_2$ ). Así, el tirante conjugado mayor corresponde a flujo subcrítico y el menor a supercrítico. El punto C de la gráfica b corresponde al tirante crítico. Cuando se observa en la gráfica de energía específica se nota que los tirantes conjugados no poseen la misma energía ( $E_1 \neq E_2$ ). Esto se debe a la pérdida de energía que ocurre en el salto por la turbulencia.

Ilustración 4.4 Análisis del salto hidráulico



#### 4.1.5 PÉRDIDAS DE ENERGÍA

Las pérdidas de carga o de energía indicadas en la Ecuación 4.13 y la Ecuación 4.14 se deben a los obstáculos que enfrenta el fluido en su movimiento (por cambios de dirección, área, accesorios de cierre, etc.) y a los esfuerzos cortantes desarrollados sobre las paredes de la conducción.

Las pérdidas debidas a esfuerzos cortantes en la pared de la conducción son conocidas como pérdidas por fricción y a las otras (las que se generan por cambios de dirección o de área) se les llama locales. En conducciones de gran longitud, la magnitud de las pérdidas locales puede ser pequeña en comparación con las pérdidas por fricción, por lo que a las pérdidas locales también se les llama pérdidas menores.

Las pérdidas por fricción se pueden evaluar según la expresión general:

$$h_f = S_f L \quad \text{Ecuación 4.18}$$

donde:

- $h_f$  = Pérdida de carga por fricción (m)
- $S_f$  = Pendiente de fricción o pendiente de la línea de energía, (adimensional)
- $L$  = Longitud del tramo donde se evalúan las pérdidas (m)

En la práctica, la pérdida de carga por fricción es desconocida y para determinarla se emplean expresiones empíricas como la de Darcy-Weisbach, recomendada en el cálculo del flujo en tuberías a presión, y la de Manning que se usa en flujos con superficie libre.

##### 4.1.5.1 Estimación de la pérdida de energía en conductos a presión

En conductos a presión, la pérdida de carga se calcula a través de la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{LV^2}{D2g} = \frac{8fLQ^2}{gD^5\pi^2} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

donde:

- $f$  = Coeficiente de pérdidas (adimensional)
- $l$  = Longitud de la tubería (m)
- $D$  = Diámetro de la tubería (m)
- $V$  = Velocidad media del flujo (m/s)
- $g$  = Aceleración gravitacional (m/s<sup>2</sup>)
- $Q$  = Gasto (m<sup>3</sup>/s)

El cálculo del coeficiente de pérdidas de carga por fricción  $f$ , se calcula con la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad \text{Ecuación 4.20}$$

donde:

- $f$  = Coeficiente de pérdida de carga por fricción (adimensional)
- $\varepsilon / D$  = Rugosidad relativa (adimensional)
- $Re$  = Número de Reynolds (adimensional), ver Ecuación 4.5

Swamee y Jain (1976) resolvieron la ecuación de Colebrook-White, resultando una función explícita que relaciona el número de Reynolds y la rugosidad relativa (Ecuación 4.21):

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

donde:

- $f$  = Coeficiente de pérdidas (adimensional)  
 $Re$  = Número de Reynolds (adimensional)  
 $\varepsilon / D$  = Rugosidad relativa (adimensional)

Guerrero (1995), propuso la Ecuación 4.22 para el cálculo del coeficiente de pérdidas en flujo turbulento. Esta ecuación esta explícita y los parámetros de ajuste se clasifican a través de diferentes intervalos (Tabla 4.4).

Tabla 4.4 Parámetros de ajuste en función del número de Reynolds

Reynolds	Parámetros de ajuste	
	$G$	$T$
$4\,000 \leq Re < 1 \times 10^5$	4.555	0.8764
$1 \times 10^5 \leq Re < 3 \times 10^5$	6.732	0.9104
$3 \times 10^6 \leq Re < 10^8$	8.982	0.93

Los resultados obtenidos con la fórmula de Guerrero se ajustan bien a los calculados con la fórmula explícita de Colebrook-White. Sustituyendo la Ecuación 4.20, se tiene:

$$h_f = \frac{0.203L_f}{gD^5 \left[ \log \left( \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{G}{Re^T} \right) \right]^2} Q^2 \quad \text{Ecuación 4.22}$$

donde:

- $h_f$  = Pérdida de energía en un flujo turbulento (m)  
 $L_f$  = Longitud del tramo donde se evalúan las pérdidas (m)  
 $\varepsilon / D$  = Rugosidad relativa (adimensional)  
 $D$  = Diámetro de la tubería (m)  
 $G$  y  $T$  = Parámetros de ajuste  
 $Q$  = Gasto (m<sup>3</sup>/s)

La Tabla 4.5 presenta algunos valores de rugosidad para diversos materiales.

#### 4.1.5.2 Estimación de la pérdida de energía en conducciones a superficie libre

La fórmula de Manning es la más empleada por su sencillez y porque se dispone de gran cantidad de datos para estimar el coeficiente de rugosidad “ $n$ ”. Además, es recomendada en el cálculo de flujos con superficie libre y en conductos cerrados con sección parcialmente llena, se define como:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

donde:

- $V$  = Velocidad media del flujo (m/s)  
 $n$  = Coeficiente de rugosidad (s/m<sup>1/3</sup>)  
 $R$  = Radio hidráulico (m)  
 $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)

Tabla 4.5 Rugosidad absoluta  $\epsilon$  (mm) para algunos materiales (Soto y Guaycochea, 2007)

Material	Rugosidad absoluta $\epsilon$ (mm)
<b>Tubos lisos</b>	
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1
Fierro forjado	0.05
Fierro fundido nuevo	0.25
Fierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Fierro fundido oxidado	1 a 1.5
Fierro fundido, con incrustaciones	1.5 a 3
Fierro fundido, centrifugado	0.05
Fierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Fierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2 a 3.5
Fierro fundido para agua potable con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm.	1 a 4
Fierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado, nuevo	0.05
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05
<b>Tubos de acero de calidad normal</b>	
Nuevo	0.05 a 0.1
Limpiado después de mucho uso	0.15 a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Con muchas incrustaciones	3
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente	0.3 a 0.4
Acero soldado, con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6 a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2 a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado.	
Acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	2
Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales	
a) Espesor de lámina < 5 mm	0.65
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	3
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4

Tabla 4.5 Rugosidad absoluta  $\epsilon$  (mm) para algunos materiales (Soto y Guaycochea, 2007), continuación

Material	Rugosidad absoluta $\epsilon$ (mm)
No metálicos	
Asbesto-cemento nuevo	0.025
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado, nuevo	0.16
Concreto centrifugado, con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1 a 2
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01
Concreto de acabado liso	0.025
Conducto de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Galerías con acabado interior de cemento	1.5 a 1.6
Concreto con acabado normal	1 a 3
Concreto de acabado rugoso	10
Cemento liso	0.3 a 0.8
Cemento no pulido	1 a 2
Concreto presforzado Freyssinet	0.04
Concreto Presforzado bona y Socoman	0.25
Mampostería de piedra, bien juntada	1.2 a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntar	8 a 15
Mampostería de piedra, mal acabada	15 a 30

La ecuación de *Manning* tiene la ventaja para conductos de sección constante, que el coeficiente de rugosidad depende exclusivamente del material del tubo. La determinación de los valores del factor de fricción es totalmente empírica y su principal dificultad radica en alcanzar en campo o en laboratorio un flujo uniforme completamente desarrollado.

La Tabla 4.6 muestra los valores del coeficiente  $n$  publicados hasta ahora para algunos materiales, para otras clases de tuberías será necesario reali-

zar los trabajos de laboratorio para obtener el valor de  $n$ . En la Tabla 4.7 se presentan los rangos del coeficiente  $n$  encontrados en la bibliografía internacional para diferentes tipos materiales, para otros no incluidos deberá buscarse la referencia que ofrezca los resultados experimentales.

Los fabricantes que ofrecen valores de  $n$  de sus tubos, deberán contar con el respaldo de sus procedimientos experimentales debidamente documentados y validados por una institución de investigación.



Tabla 4.6 Valores del coeficiente de rugosidad  $n$  de Manning para conducciones a superficie libre

Material	Coficiente $n$ de Manning	Referencia
Concreto	0.012 - 0.014	Ven Te Chow (1994)
Policloruro de vinilo (PVC), pared sólida	0.009	UTAH, Department of Transportation (2004)
Fibrocemento	0.011 - 0.015	ASCE/EWRI (2006)

Tabla 4.7 Valores del coeficiente de rugosidad  $n$  de Manning recomendados para el diseño de conducciones a superficie libre

Material	Coficiente $n$ de Manning	Referencia
Policloruro de vinilo (PVC) corrugado, pared interior lisa	0.010 - 0.013 (Valor más usado para diseño 0.012)	California Department of Transportation (2014)
Polietileno de alta densidad (PEAD) corrugado, pared interior lisa	0.010 - 0.013 (Valor más usado para diseño 0.012)	California Department of Transportation (2014)
Polietileno de alta densidad (PEAD), pared interior corrugada	0.020 - 0.025 (Valor más usado para diseño 0.022)	California Department of Transportation (2014)
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)	0.009	American Water Works Association (2014)

#### 4.1.5.3 Pérdidas locales

Las pérdidas locales o menores son generadas por transiciones (cambios de sección), uniones de tuberías, curvas (cambios de dirección), entradas, salidas, obstrucciones, y dispositivos de control tales como orificios y compuertas. Estas pérdidas de carga ocurren en cortas distancias y son representadas como una caída en la línea de gradiente de energía. Cuando la relación de la longitud ( $L$ ) y diámetro ( $D$ ) es mayor a mil ( $L/D > 1000$ ) las pérdidas locales son generalmente muy reducidas en comparación con las de fricción por lo que suelen despreciarse. Se recomienda evaluar las pérdidas locales en función de un coeficiente multiplicado por la carga de velocidad ( $V^2/2g$ ), según la ecuación general:

$$h_a = K_a \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

donde:

- $h_a$  = Pérdidas menores (m)
- $K_a$  = Coeficiente de pérdidas menores (adimensional)
- $V^2/2g$  = Carga de velocidad (m)

El coeficiente de pérdidas menores depende del tipo de elemento que la genera, el tipo de flujo (a presión o a superficie libre) y a veces del tipo de régimen (subcrítico o supercrítico).

En redes de drenaje, que trabajan con superficie libre, el coeficiente de pérdida local  $K_a$  se puede estimar de acuerdo al tipo de pérdida (apartado 4.1.5.3), a continuación se describen algunas:

### ***Pérdidas por transición***

Implican un cambio de sección transversal. Se calculan de acuerdo a la diferencia de velocidades entre los extremos de la transición de acuerdo a las expresiones:

$$h_c = \frac{K_c}{2g}(V_2^2 - V_1^2) \quad \text{Ecuación 4.25}$$

para  $V_2 > V_1$

$$h_e = \frac{K_e}{2g}(V_1^2 - V_2^2) \quad \text{Ecuación 4.26}$$

para  $V_1 > V_2$

donde:

- $h_c$  = Pérdidas menores por contracción (m)
- $h_e$  = Pérdidas menores por expansión (m)
- $K_c$  = Coeficientes de pérdida por contracción (adimensional)
- $K_e$  = Coeficientes de pérdida por expansión (adimensional)

Los valores de los coeficientes  $K_c$  se presentan en la Tabla 4.8 y están referidos a la Ilustración 4.5.

Por su parte los valores de  $K_e$  se establecen en la Tabla 4.9 para la cual,  $\theta$  es el ángulo en grados entre los lados de la zona de transición, tal como se indica en la Ilustración 4.6.

### ***Pérdidas por entrada***

En la Tabla 4.8 se indican algunos valores del coeficiente de pérdidas cuando el agua ingresa desde un almacenamiento, asimismo en la Ilustración 4.7.

### ***Pérdidas por conexiones y pozos de visita***

Las conexiones son puntos donde dos o más tuberías se unen hacia otra generalmente de mayor diámetro. Se diseñan en el sistema de drenaje como un punto crítico donde el flujo cambia de dirección.

El flujo de las tuberías que llegan a una unión debe incorporarse a la tubería de salida en forma suave, evitando turbulencias que generen altas pérdidas de carga. Entre los factores que generan esto último se encuentran: ángulos mayores de 60° entre las tuberías de llegada y de salida; grandes diferencias de cotas de plantilla (mayores a 15 cm), y la ausencia de un canal de encauzamiento en el fondo de la estructura de unión en el caso de tuberías.

Las pérdidas de carga en pozos de visita en redes de drenaje varían típicamente del 20 al 30 por ciento de las pérdidas totales de carga. En ciertos casos pueden ser mayores, pero para evitarlo deben hacerse diseños cuidadosos y vigilar que las especificaciones se cumplan durante la construcción del sistema.

Tabla 4.9 Coeficientes de pérdida por expansión ( $K_e$ ), Linsley y Franzini (1964)

$\theta$	$D/d = 3$	$D/d = 1.5$
10	0.170	0.170
20	0.400	0.400
45	0.860	1.060
60	1.020	1.210
90	1.060	1.140
120	1.040	1.070
180	1.000	1.000

Ilustración 4.6 Representación de variables para la Tabla 4.9

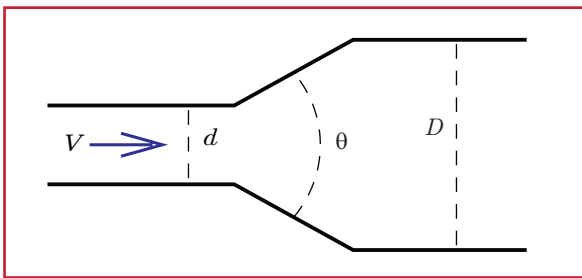


Tabla 4.8 Coeficientes de pérdida por contracción ( $K_c$ ), Linsley y Franzini (1964)

$d/D$	$K_c$
0	0.5
0.4	0.4
0.6	0.3
0.8	0.1
1	0

Ilustración 4.5 Representación de variables para la Tabla 4.8

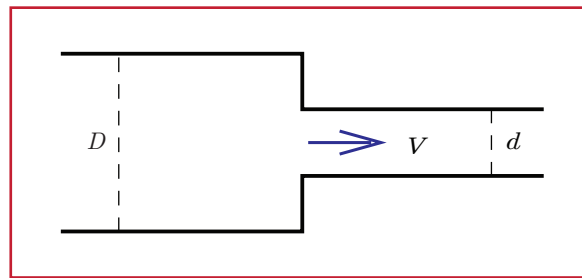
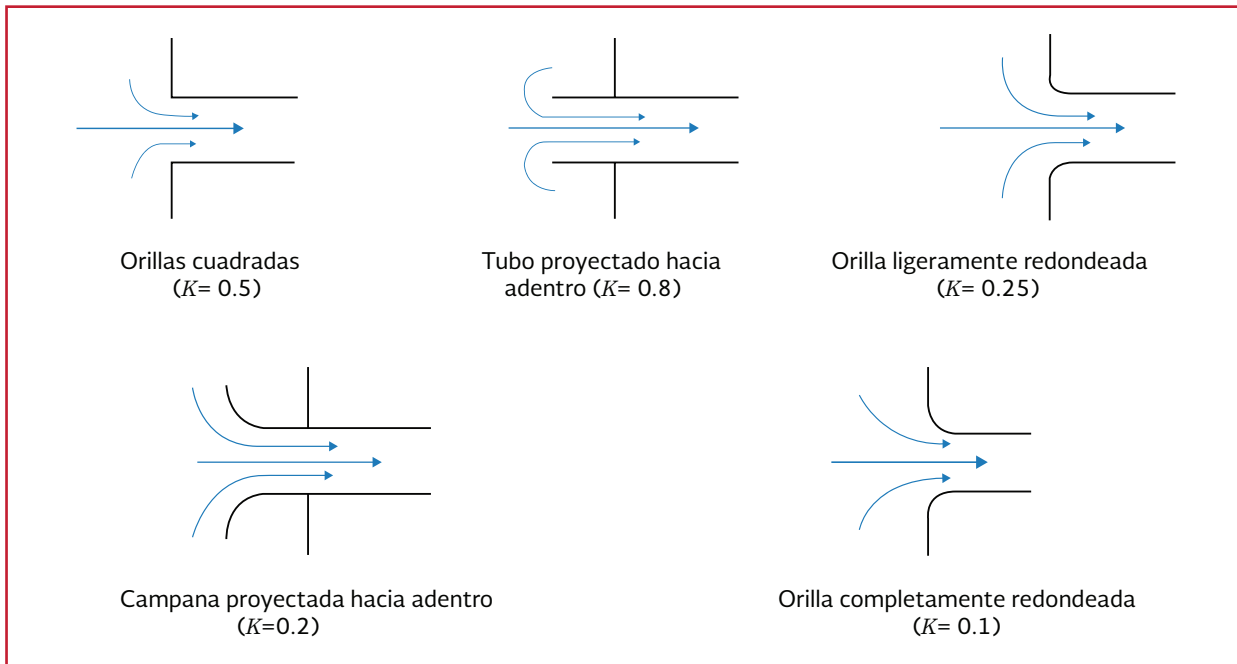


Ilustración 4.7 Coeficiente de pérdidas por entrada desde un almacenamiento (adaptado de City of Austin, 1987)



En una unión recta en un pozo de visita, donde no existe cambio de diámetro, el coeficiente  $K_u$  se puede considerar como 0.005 (Kisieliev, 1961).

La Ilustración 4.8 muestra la forma de calcular las pérdidas de carga por turbulencia en alcantarillas de líneas principales. También en esta ilustración, se presenta la forma de estimar las pérdidas menores para una alcantarilla en la línea principal con ramal lateral.

Por su parte, la Ilustración 4.9, presenta el cálculo de pérdida de carga para dos tipos de pozo de visita; el primero ubicado en la línea principal con ramal a 45° (a) y el otro en la línea principal con ramal a 90° (b).

La pérdida de carga en conexiones en “Y” de 45° cabezas de atarjea al principio de una línea se presentan en la Ilustración 4.10.

Ilustración 4.8 Pérdidas menores por turbulencia en alcantarillas (adaptado de City of Austin, 1987)

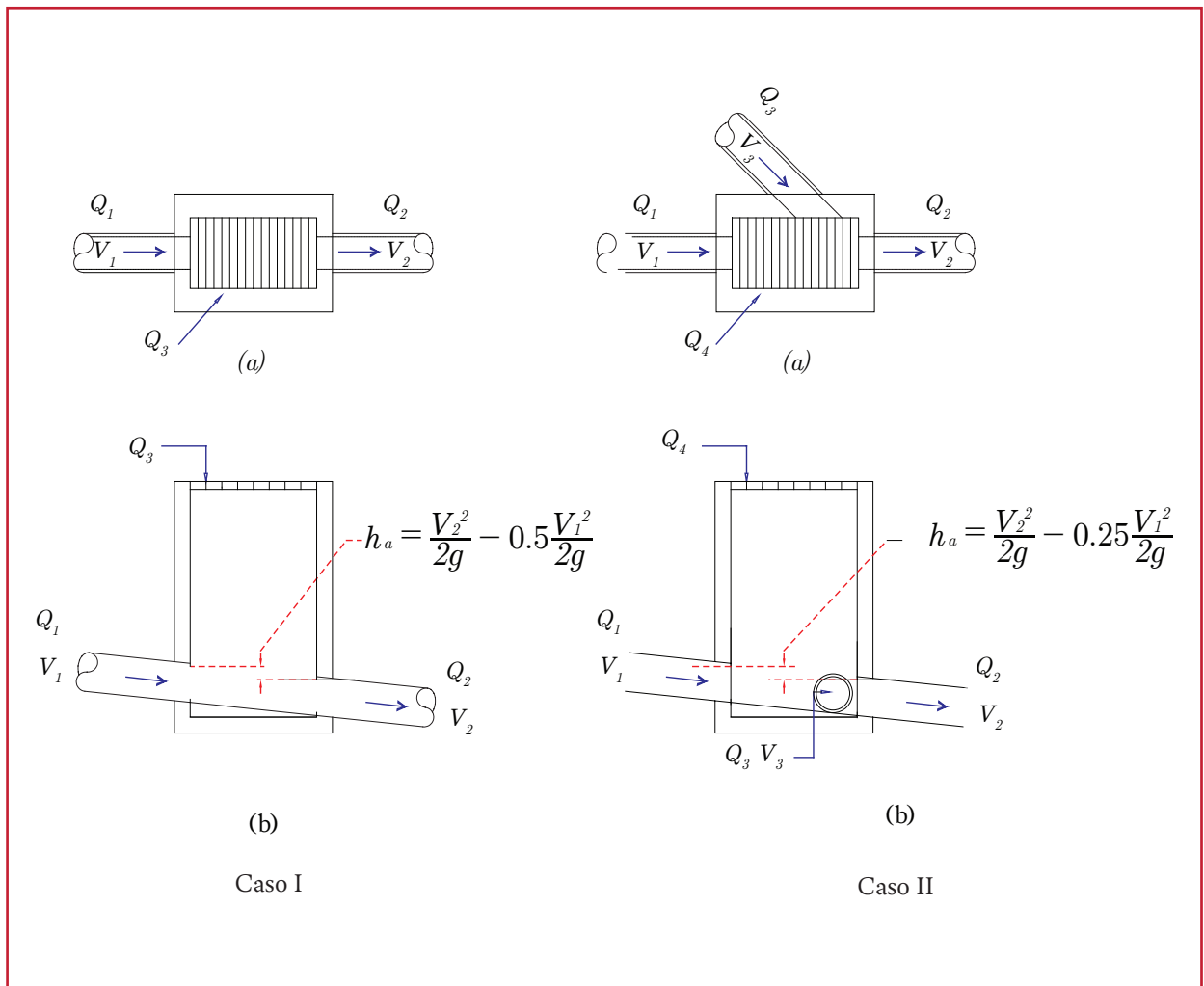
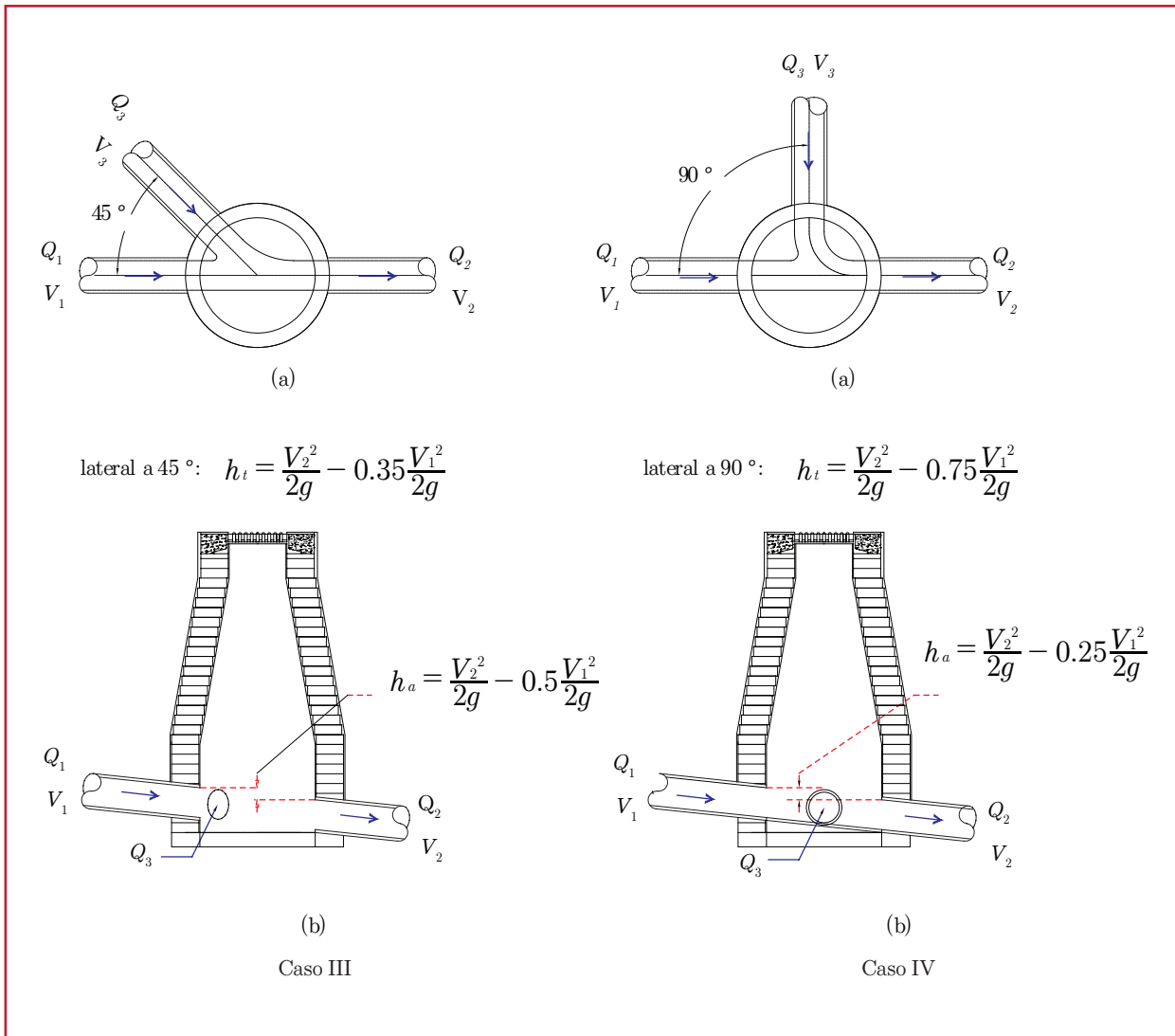


Ilustración 4.9 Pérdidas menores por turbulencia en pozos de visita (adaptado de City of Austin, 1987)



### Pérdidas en curvas

En el caso de curvas a 90°, en conducciones (Ilustración 4.11), el cálculo de la pérdida de carga en el punto PC, se realiza de acuerdo con lo siguiente:

Cuando el radio de curvatura es igual al diámetro del tubo:

$$h_a = 0.5 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

donde:

$h_a$  = Pérdidas menores (m)  
 $V_1^2/2g$  = Carga de velocidad en la sección 1 (m)

En el caso de que el radio sea de 2 a 8 veces el diámetro del tubo:

$$h_a = 0.25 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Ilustración 4.10 Pérdidas menores por turbulencia en conexiones "Y" y cabezas de atarjea (adaptado de City of Austin, 1987)

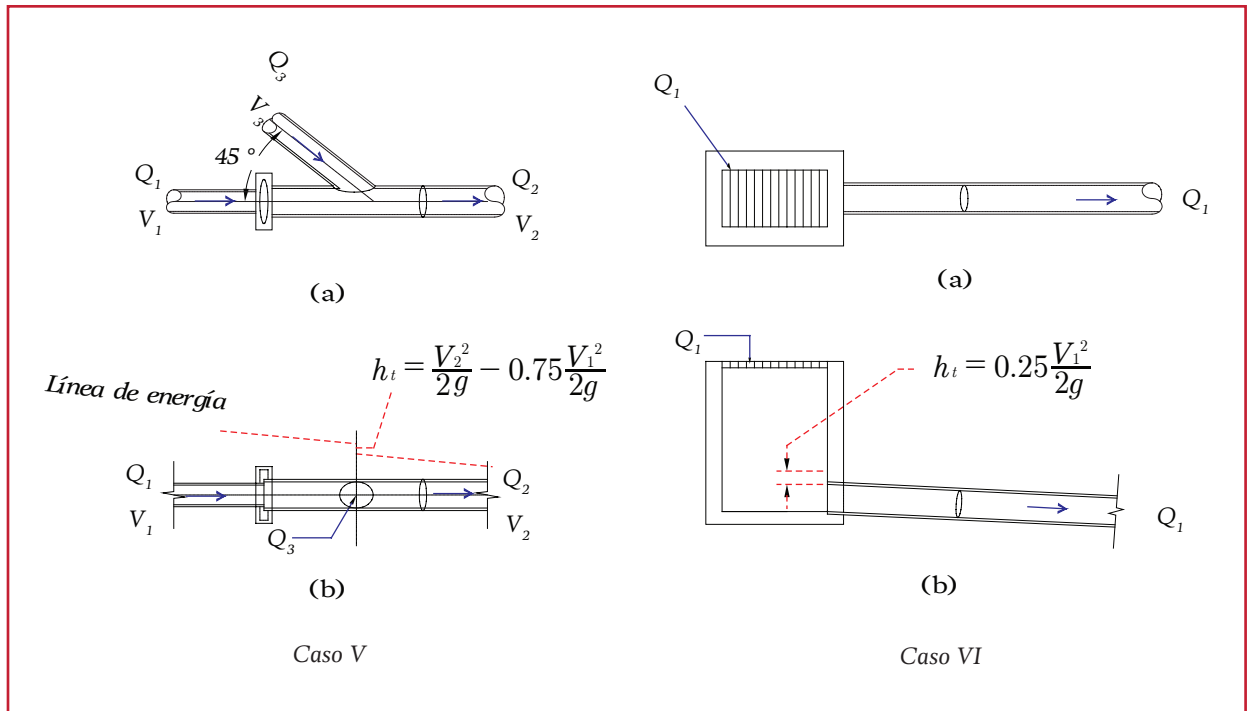
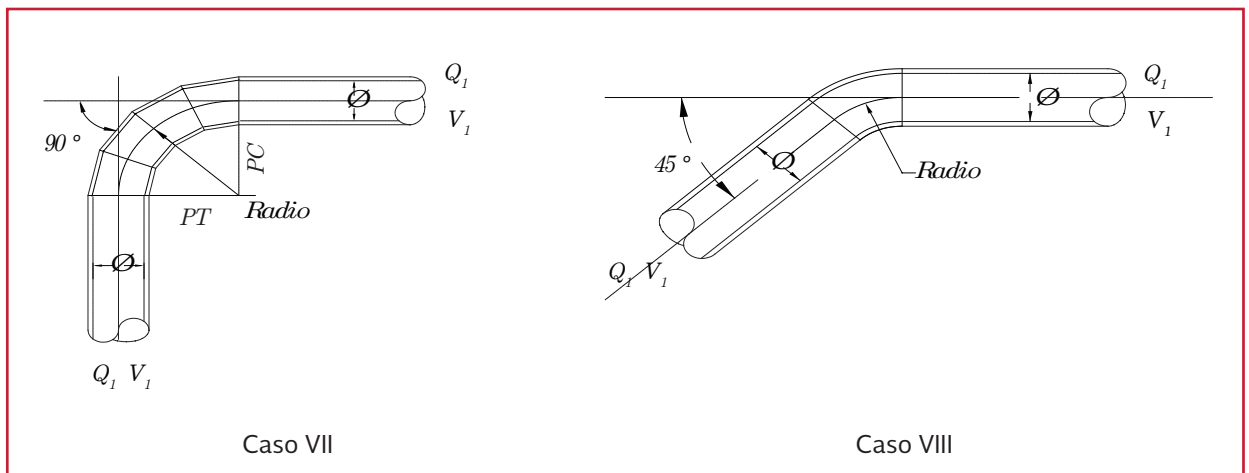


Ilustración 4.11 Pérdidas menores por turbulencia en curvas (adaptado de City of Austin, 1987)



donde:

$h_a$  = Pérdidas menores (m)  
 $V_1^2/2g$  = Carga de velocidad en la sección  
 1 (m)

Si el radio se encuentra entre 8 y 20 veces el diámetro del tubo:

$$h_a = 0.4 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

donde:

$h_a$  = Pérdidas menores (m)  
 $V_1^2/2g$  = Carga de velocidad en la sección  
 1 (m)

Si el radio es mayor a 20 veces el diámetro del tubo, se considera que  $h_a=0$ .

Cuando se utilizan curvas con ángulo diferente de 90°, se aplican los siguientes factores a los de una curva de 90°:

- Para una curva de 60°: 0.85
- Para una curva de 45°: 0.7
- Considerando una curva de 22.5°: 0.4

Cuando se estima la pérdida de carga aplicada al principio de la curva, como se muestra en la Ilustración 4.11 puede aplicarse el siguiente criterio:

Para una curva de 90°:

$$h_a = 0.5 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

donde:

$$\begin{aligned} h_a &= \text{Pérdidas menores (m)} \\ V_1^2/2g &= \text{Carga de velocidad en la sección} \\ &\quad 1 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Para una curva de 60°:

$$h_a = 0.43 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

donde:

$$\begin{aligned} h_a &= \text{Pérdidas menores (m)} \\ V_1^2/2g &= \text{Carga de velocidad en la sección} \\ &\quad 1 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Para una curva de 45°:

$$h_a = 0.35 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

donde:

$$\begin{aligned} h_a &= \text{Pérdidas menores (m)} \\ V_1^2/2g &= \text{Carga de velocidad en la sección} \\ &\quad 1 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Para una curva de 22.5°:

$$h_a = 0.20 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.33}$$

donde:

$$\begin{aligned} h_a &= \text{Pérdidas menores (m)} \\ V_1^2/2g &= \text{Carga de velocidad en la sección} \\ &\quad 1 \text{ (m)} \end{aligned}$$

De forma general, las pérdidas de carga en curvas en conductos cerrados pueden ser calculadas utilizando los coeficientes de la Ilustración 4.12. Estos valores obtenidos de  $K_a$  corresponden a flujo turbulento.

Las pérdidas en curvas en canales abiertos pueden ser estimadas utilizando los coeficientes anotados en la Tabla 4.10. Si el cociente del radio de la curva sobre el ancho del canal ( $r/b$ ) es mayor a 3, entonces la pérdida de carga por curva es despreciable.

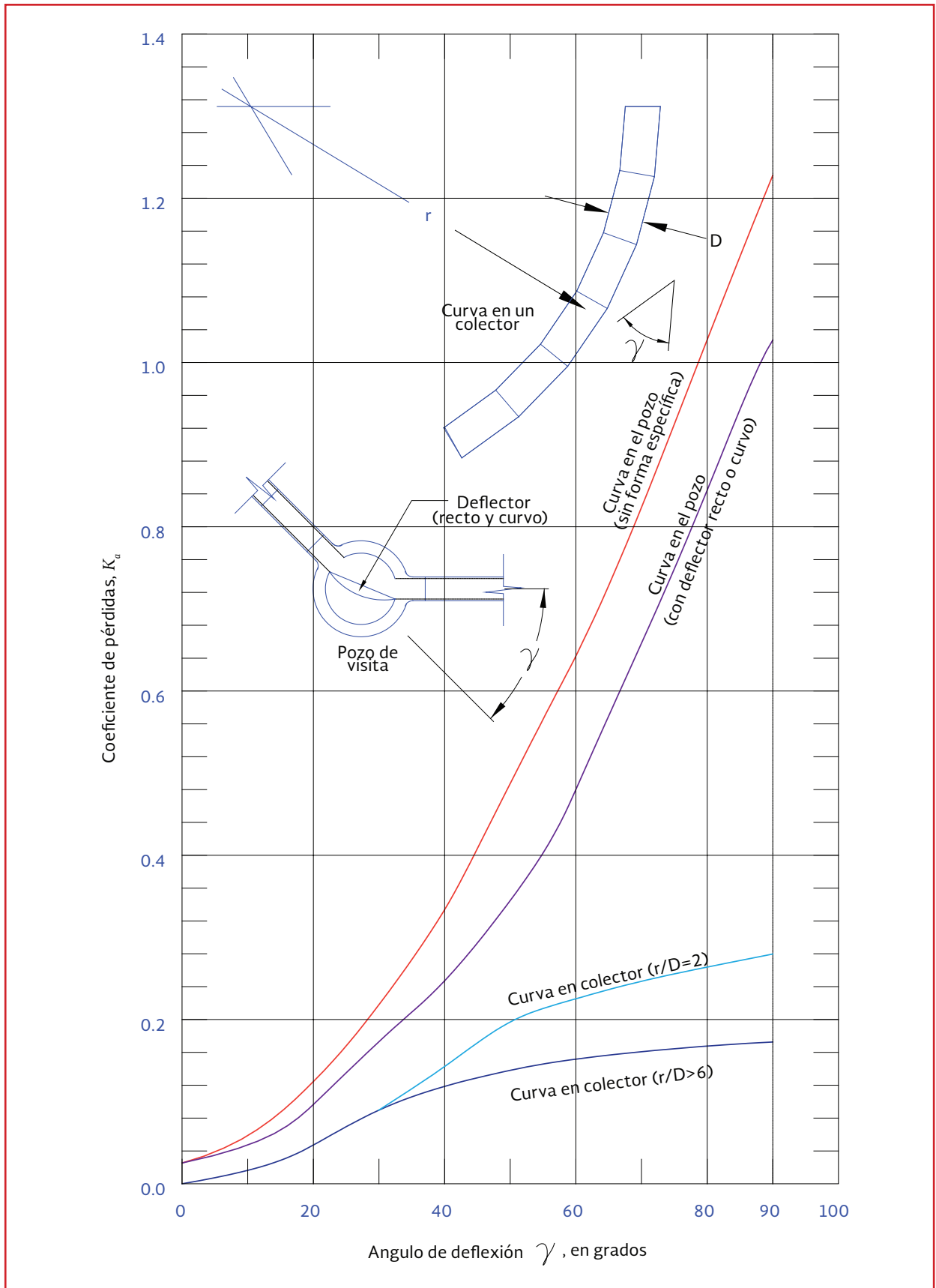
#### **Ejemplo 4.1 Pérdidas por ampliación en una tubería**

Determine la pérdida de energía que ocurrirá en un colector pluvial que transporta 3800 L/min

Tabla 4.10 Coeficientes de pérdida por curvas ( $K_a$ ) en canales abiertos

$r/b$	$K_a$
2.5	0.02
2	0.07
1.5	0.12
1	0.25

Ilustración 4.12 Coeficiente de pérdida de carga en curvas de colectores (adaptado de AISI, 1985)





de agua, el material del tubo es PVC de 15 pulgadas y por la configuración del terreno se tiene una ampliación del tubo a 1.143 m, a través de una dilatación gradual con un ángulo de cono de 60° (ver Ilustración 4.13).

**Solución**

a) Obtener el  $A_1$  y el  $A_2$

$$d_1 = 0.3810 \text{ m}$$

$$d_2 = 1.1430 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0.381)^2}{4} = 0.114 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (1.143)^2}{4} = 1.026 \text{ m}^2$$

b) Obtener las velocidades  $V_1$

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

$$V_1 = \left( \frac{3800 \text{ L/min}}{0.114 \text{ m}^2} \right) \left( \frac{1 \text{ m}^3/\text{s}}{60\,000 \text{ L/s}} \right) = 0.555 \text{ m/s}$$

c) Obtener la carga de velocidad

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{(0.555)^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} = 0.0156 \text{ m}$$

d) Obtener la relación  $D_1/D_2$

$$\frac{1.143}{0.381} = 3.00$$

De la Tabla 4.9 se obtiene el valor de ( $k_e$ ):

$$K_e = 1.020$$

e) Obtención de la pérdida local utilizando la Ecuación 4.24

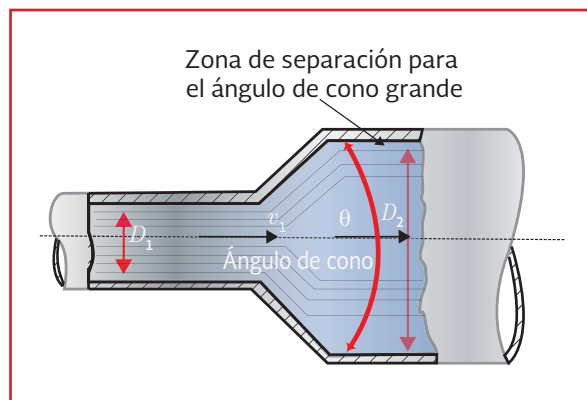
$$h_a = 1.020(0.0156) = 0.015 \text{ m}$$

## 4.2 ANÁLISIS DE FLUJO EN CONDUCCIONES CERRADAS

En las redes de drenaje se recomienda que los conductos se diseñen con suficiente capacidad para trabajar con superficie libre ante la ocurrencia del gasto máximo. Sin embargo, en ocasiones trabajan a presión por obstrucciones, hundimientos, cruces o en lugares donde las condiciones características del sitio obligan a este funcionamiento.

En este apartado se presenta, en forma breve, las formas en que pueden calcularse los flujos en conductos como: colectores, subcolectores y emisores.

Ilustración 4.13 Pérdida por ampliación para el colector pluvial del ejemplo



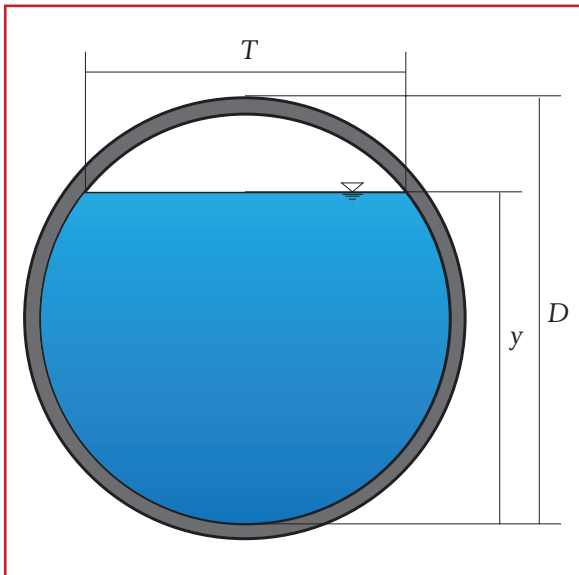
#### 4.2.1 FLUJO CON SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA

Cuando en un conducto cerrado el flujo se realiza a superficie libre, se dice que funciona parcialmente lleno. Se recomienda este tipo de funcionamiento hidráulico en redes de drenaje, para evitar que los conductos trabajen a presión porque el agua podría brotar hacia las calles.

Es recomendable diseñar los conductos de una red de drenaje para que trabajen a superficie libre, entre el 80 y el 90 por ciento de su sección transversal, al conducir el gasto de diseño.

En una sección circular los parámetros hidráulicos con sección parcialmente llena, tales como el área hidráulica, el perímetro mojado y el ancho de la superficie libre pueden calcularse con las ecuaciones presentadas en la Tabla 4.2, las cuales se presentan desarrolladas (Arroyo, 2005) a continuación y que están referidas a la Ilustración 4.14:

Ilustración 4.14 Parámetros geométricos de la sección transversal



$$A = \frac{2y - D}{2} \sqrt{Dy - y^2} + \frac{D^2}{4} \arcsen\left(\frac{2y - D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8} \quad \text{Ecuación 4.34}$$

$$P = \left[ \arcsen\left(\frac{2y - D}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \right] D \quad \text{Ecuación 4.35}$$

$$T = 2\sqrt{y(D - y)} \quad \text{Ecuación 4.36}$$

donde:

- $A$  = Área hidráulica (m<sup>2</sup>)
- $P$  = Perímetro mojado (m)
- $T$  = Ancho superficial (m)
- $D$  = Diámetro (m)
- $y$  = Tirante de la sección (m)

Para simplificar los cálculos se han obtenido relaciones entre las diferentes variables hidráulicas de interés en una tubería de sección circular, teniendo como base las calculadas a sección llena con la fórmula de *Manning*, con respecto a las correspondientes a un tirante determinado (Ilustración 4.15). Por otra parte, también se dispone de tablas de diferentes parámetros hidráulicos (Tabla 4.11).

La Ilustración 4.15 muestra que los efectos de la rugosidad de las paredes del conducto no son constantes a medida que cambia el tirante, por lo que se han corregido las curvas correspondientes a la velocidad y al gasto para diferentes tirantes considerando los coeficientes de rugosidad, de *Manning* y de *Darcy-Weisbach*, como variables. Se observa que el gasto máximo que puede conducir una tubería se da con un tirante cercano al 95 por ciento del diámetro de la tubería.

Ilustración 4.15 Relaciones entre elementos hidráulicos de una tubería de sección circular

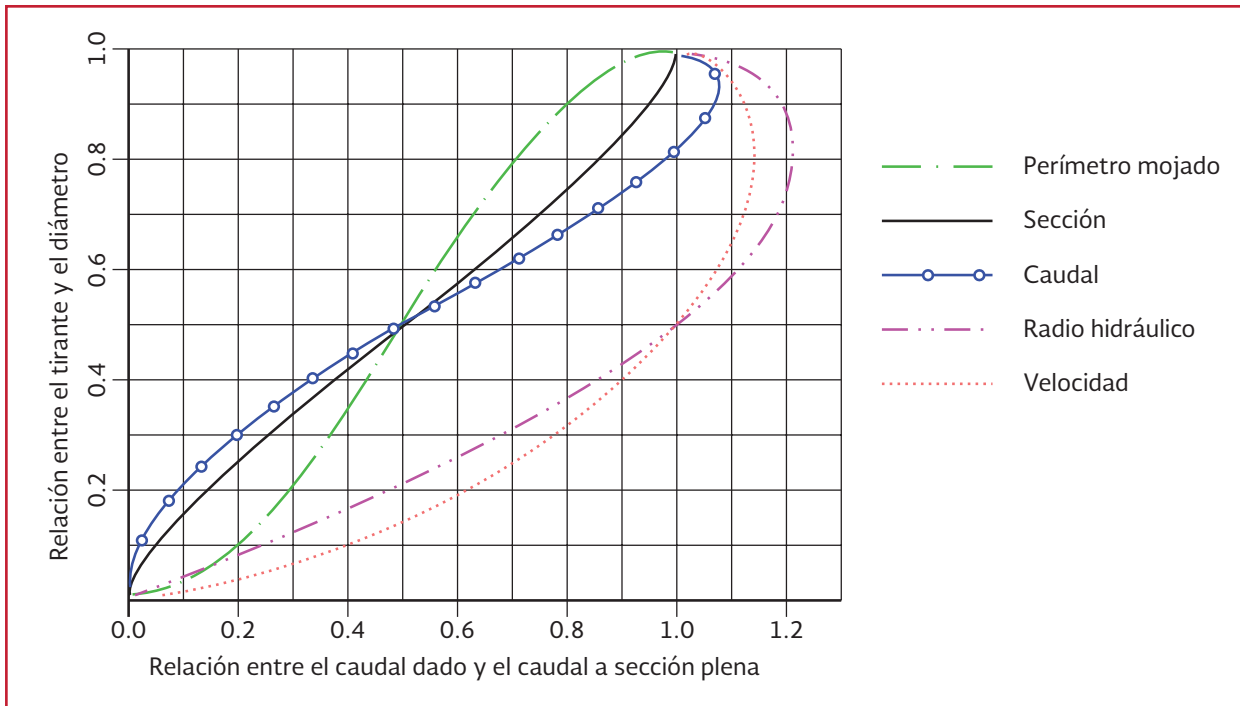


Tabla 4.11 Elementos hidráulicos en tuberías de sección circular

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{nQ}{D^{8/3}S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{nQ}{D^{8/3}S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$
0.01	0.0013	0.00005	0.00034	0.51	0.4027	0.16115	0.80048
0.02	0.0037	0.00021	0.00136	0.52	0.4127	0.16648	0.83071
0.03	0.0069	0.00050	0.00305	0.53	0.4227	0.17182	0.86148
0.04	0.0105	0.00093	0.00541	0.54	0.4327	0.17719	0.89278
0.05	0.0147	0.00150	0.00844	0.55	0.4426	0.18256	0.92463
0.06	0.0192	0.00221	0.01213	0.56	0.4526	0.18794	0.95701
0.07	0.0242	0.00306	0.01647	0.57	0.4625	0.19331	0.98994
0.08	0.0294	0.00407	0.02147	0.58	0.4724	0.19869	1.02342
0.09	0.0350	0.00521	0.02712	0.59	0.4822	0.20405	1.05746
0.10	0.0409	0.00651	0.03342	0.60	0.4920	0.20940	1.09207
0.11	0.0470	0.00795	0.04035	0.61	0.5018	0.21473	1.12726
0.12	0.0534	0.00953	0.04792	0.62	0.5115	0.22004	1.16303
0.13	0.0600	0.01126	0.05613	0.63	0.5212	0.22532	1.19940
0.14	0.0668	0.01314	0.06496	0.64	0.5308	0.23056	1.23638
0.15	0.0739	0.01515	0.07442	0.65	0.5404	0.23576	1.27400
0.16	0.0811	0.01731	0.08450	0.66	0.5499	0.24092	1.31226
0.17	0.0885	0.01960	0.09520	0.67	0.5594	0.24602	1.35118
0.18	0.0961	0.02203	0.10650	0.68	0.5687	0.25106	1.39080
0.19	0.1039	0.02460	0.11842	0.69	0.5780	0.25604	1.43114
0.20	0.1118	0.02729	0.13095	0.70	0.5872	0.26095	1.47223
0.21	0.1199	0.03012	0.14407	0.71	0.5964	0.26579	1.51411

Tabla 4.11 Elementos hidráulicos en tuberías de sección circular (continuación)

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{nQ}{D^{8/3} S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{nQ}{D^{8/3} S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$
0.22	0.1281	0.03308	0.15779	0.72	0.6054	0.27054	1.55682
0.23	0.1365	0.03616	0.17211	0.73	0.6143	0.27520	1.60040
0.24	0.1449	0.03937	0.18701	0.74	0.6231	0.27976	1.64491
0.25	0.1535	0.04270	0.20250	0.75	0.6319	0.28422	1.69041
0.26	0.1623	0.04614	0.21857	0.76	0.6405	0.28856	1.73698
0.27	0.1711	0.04970	0.23522	0.77	0.6489	0.29279	1.78470
0.28	0.1800	0.05337	0.25245	0.78	0.6573	0.29689	1.83367
0.29	0.1890	0.05715	0.27025	0.79	0.6655	0.30085	1.88400
0.30	0.1982	0.06104	0.28861	0.80	0.6736	0.30466	1.93583
0.31	0.2074	0.06503	0.30754	0.81	0.6815	0.30832	1.98933
0.32	0.2167	0.06912	0.32703	0.82	0.6893	0.31181	2.04468
0.33	0.2260	0.07330	0.34708	0.83	0.6969	0.31513	2.10212
0.34	0.2355	0.07758	0.36769	0.84	0.7043	0.31825	2.16194
0.35	0.2450	0.08195	0.38884	0.85	0.7115	0.32117	2.22447
0.36	0.2546	0.08641	0.41054	0.86	0.7186	0.32388	2.29014
0.37	0.2642	0.09095	0.43279	0.87	0.7254	0.32635	2.35950
0.38	0.2739	0.09557	0.45559	0.88	0.7320	0.32858	2.43322
0.39	0.2836	0.10027	0.47892	0.89	0.7384	0.33053	2.51220
0.40	0.2934	0.10503	0.50279	0.90	0.7445	0.33219	2.59762
0.41	0.3032	0.10987	0.52720	0.91	0.7504	0.33354	2.69108
0.42	0.3130	0.11477	0.55215	0.92	0.7560	0.33453	2.79480
0.43	0.3229	0.11973	0.57762	0.93	0.7612	0.33512	2.91204
0.44	0.3328	0.12475	0.60363	0.94	0.7662	0.33527	3.04774
0.45	0.3428	0.12983	0.63016	0.95	0.7707	0.33491	3.20988
0.46	0.3527	0.13495	0.65723	0.96	0.7749	0.33393	3.41249
0.47	0.3627	0.14011	0.68482	0.97	0.7785	0.33218	3.68351
0.48	0.3727	0.14532	0.71294	0.98	0.7817	0.32936	4.09047
0.49	0.3827	0.15057	0.74159	0.99	0.7841	0.32476	4.87463
0.50	0.3927	0.15584	0.77077	1.00	0.7854	0.31169	-----

**Ejemplo 4.2**

Calcular el área, ancho de la superficie libre y el perímetro de una tubería de sección circular, fabricada de PVC, cuenta con una sección parcialmente llena con un tirante de 0.75 m. El diámetro de la tubería es de 1.51 m

Utilizando la Ecuación 4.34, para el cálculo del área tenemos:

$$A = \frac{2(0.75) - 1.51}{2} \sqrt{1.51(0.75) - (0.75)^2} + \frac{(1.51)^2}{4} \arcsen\left(\frac{2(0.75) - 1.51}{1.51}\right) + \frac{\pi(1.51)^2}{8}$$

$$A = 0.892 \text{ m}^2$$

Para el cálculo ancho de la superficie libre, se utiliza la Ecuación 4.36:

$$T = 2\sqrt{0.75(1.51 - 0.75)}$$

$$T = 1.51 \text{ m}$$

Por último la Ecuación 4.35 permite calcular el perímetro:

$$P = \left[ \arcsen\left(\frac{2(0.75) - 1.51}{1.51}\right) + \frac{\pi}{2} \right] (1.51)$$

$$P = 2.36 \text{ m}$$

### Ejemplo 4.3

Calcular el gasto que puede conducir una tubería de concreto a superficie libre con un tirante igual al 80 por ciento del diámetro. La pendiente de la tubería es 0.004 y el diámetro de ella es de 1.2 m.

### Solución

Para la tubería de concreto, se considera el coeficiente de rugosidad de Manning  $n = 0.013$ . De la Tabla 4.11, para una relación  $y/D=0.8$ , puede obtenerse el gasto normal de la relación:

$$\frac{nQ}{D^{\frac{8}{3}}S^{\frac{1}{2}}} = 0.30466$$

$$Q = \frac{0.30466}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \frac{0.30466}{0.013} (1.2)^{\frac{8}{3}} (0.004)^{\frac{1}{2}} = 2.41 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

## 4.3 ANÁLISIS DE FLUJO EN CONDUCCIONES ABIERTAS

Tal como se indicó en el apartado 4.1.3, el flujo puede ser uniforme, gradualmente variado, rápidamente variado, y con respecto al tiempo permanente o no permanente. Es importante distinguir el tipo de flujo, debido a que de acuerdo a ello deberán escogerse las ecuaciones que los describen y aplicar ciertas consideraciones.

### 4.3.1 FLUJO UNIFORME

#### 4.3.1.1 Tirante normal

El flujo uniforme se da en canales de sección transversal prismática y pendiente constante a lo largo del cauce, lo cual permite el establecimiento de un flujo con tirantes y velocidades idénticos en cualquier sección de la conducción, siempre y cuando la longitud del canal permita el desarrollo del mismo. En este tipo de flujo se observa que el escurrimiento se mantiene con cierto tirante cuando existe un equilibrio entre la fuerza gravitacional que provoca el flujo y la resistencia generada en las paredes y fondo del cauce.

Este tirante se le conoce como normal, el cual indica que existe una relación única entre las condiciones geométricas de la sección transversal y el gasto que puede conducir. El análisis de tal relación conduce a la formulación de las ecuaciones empíricas de pérdida de carga (Manning, Darcy - Weisbach, etc.), de donde se observa que la pen-

diente de fricción  $S_f$  es paralela a la pendiente del cauce  $S$  y por consiguiente del mismo valor.

El cálculo del flujo uniforme interesa en dos tipos de problemas:

- 1) **Revisión:** Conocida la geometría y el material del canal, determinar los parámetros hidráulicos del flujo con cierto gasto o tirante
- 2) **Diseño:** Dados ciertos parámetros hidráulicos, determinar alguna de las condiciones geométricas del canal

En ambos tipos de problemas se emplea la ecuación de pérdida de carga (Ecuación 4.23), expresada en función de la velocidad o del gasto (aplicando la ecuación de continuidad, Ecuación 4.9):

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.37}$$

donde:

- $Q$  = Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $A$  = Área hidráulica ( $\text{m}^2$ )
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning ( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ )
- $R$  = Radio hidráulico (m)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)

Considerando que el radio hidráulico es:

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Ecuación 4.38}$$

donde:

- $R$  = Radio hidráulico (m)
- $A$  = Área hidráulica ( $\text{m}^2$ )
- $P$  = Perímetro mojado (m)

Sustituyendo en la Ecuación 4.37:

$$Q = \frac{A^{5/3}}{nP^{2/3}} S_f^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

donde:

- $Q$  = Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $A$  = Área hidráulica ( $\text{m}^2$ )
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning ( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ )
- $P$  = Perímetro mojado (m)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)

Agrupando los parámetros que no dependen del tirante  $y$ , la ecuación resulta:

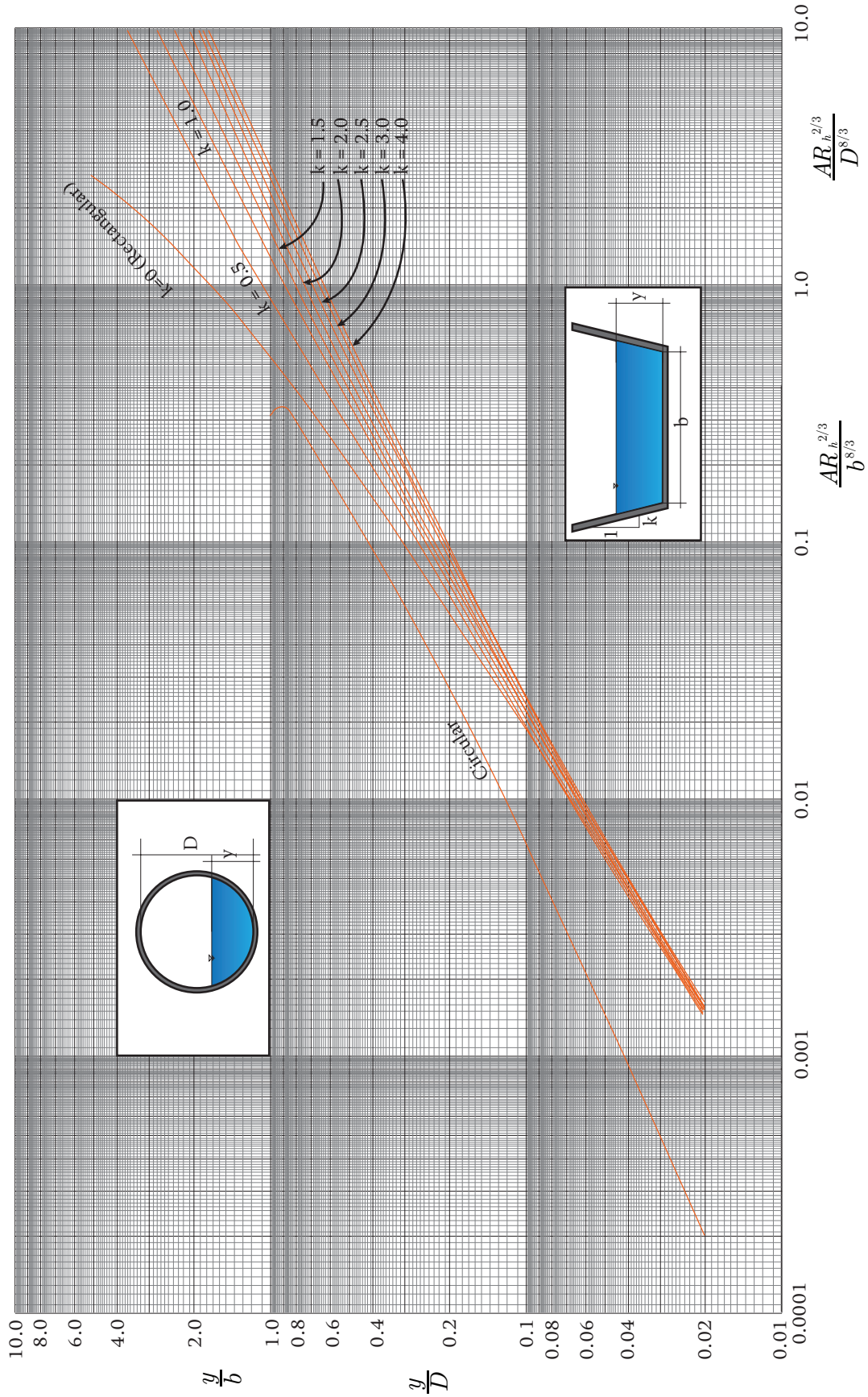
$$\frac{Qn}{S_f^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \text{Ecuación 4.40}$$

donde:

- $Q$  = Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $A$  = Área hidráulica ( $\text{m}^2$ )
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning ( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ )
- $P$  = Perímetro mojado (m)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)

A través de esta ecuación es posible estimar el tirante normal de cualquier sección prismática regular para un canal. Sin embargo la solución de la Ecuación 4.40 requiere el empleo de un método numérico para resolver el sistema no lineal, entre los que pueden figurar el método de Bisección, Punto Fijo, Newton-Raphson, Secante, etc. Por lo que se han desarrollado gráficos que presentan la solución a estas ecuaciones, tal como la que se presenta en la Ilustración 4.16, para otro tipo de

Ilustración 4.16 Curvas para determinar la profundidad normal (adaptado de Sotelo, 2002)



geometrías se pueden consultar las gráficas que se presentan en el libro de Hidráulica de canales de Sotelo (2002). En la actualidad este proceso se simplifica a través del uso de hojas de cálculo y programas de cómputo.

A continuación se describen brevemente cada uno de estos métodos, si se requiere conocer más sobre estos temas, consulte Burden y Faires (2003).

### **Método de bisección**

Este es uno de los métodos más sencillos y de fácil intuición para resolver ecuaciones en una variable. Se basa en el teorema del valor intermedio (TVI), el cual establece que toda función continua  $f$  definida en un intervalo cerrado  $[a,b]$ . En caso de que  $f(a)$  y  $f(b)$  tengan signos opuestos, el valor cero sería un valor intermedio entre  $f(a)$  y  $f(b)$ , por lo que con certeza existe una solución en  $[a,b]$  que cumple  $f(p)=0$ . De esta forma, se asegura la existencia al menos una solución de la ecuación  $f(a)=0$ .

### **Método del punto fijo**

Un punto fijo de una función  $g$ , es un número  $p$  tal que  $g(p) = p$ . El problema de encontrar las soluciones de una ecuación  $f(x) = 0$  y el de encontrar los puntos fijos de una función  $h(x)$  son equivalentes en el siguiente sentido: dado el problema de encontrar las soluciones de una ecuación  $f(x) = 0$ , podemos definir una función  $g$  con un punto fijo  $p$  de muchas formas; por ejemplo  $f(x) = x - g(x)$ . En forma inversa, si la función  $g$  tiene un punto fijo en  $p$ , entonces la función definida por  $f(x) = x - g(x)$  posee un cero en  $p$ .

El método de punto fijo inicia con una aproximación inicial  $x_0$  y  $x_{i+1} = g(x_i)$  genera una sucesión de aproximaciones la cual converge a la solución de la ecuación  $f(x)=0$ . A la función  $g$  se

le conoce como función iteradora. Se puede demostrar que dicha sucesión  $x_n$  converge siempre y cuando  $|g'(x)| < 1$ .

### **Método de Newton-Raphson**

El método de Newton-Raphson es un método iterativo que permite aproximar la solución de una ecuación del tipo  $f(x) = 0$ . Se parte de una estimación inicial de la solución  $x_0$  y construimos una sucesión de aproximaciones de forma recurrente mediante la fórmula:

$$x_{j+1} = x_j - \frac{f(x_j)}{f'(x_j)} \quad \text{Ecuación 4.41}$$

donde:

- $x_{j+1}$  = Estimación de la solución en la iteración  $j+1$
- $x_j$  = Estimación de la solución en la iteración  $j$
- $f(x_j)$  = Función de la variable  $x$
- $f'(x_j)$  = Primera derivada de la función  $x$

El método de Newton-Raphson tiene por inconveniente conocer el valor de la primera derivada de la función en el punto, lo cual puede llegar a resultar complicado.

### **Método de la secante**

El método de la secante, a diferencia del de bisección, casi nunca falla ya que solo requiere de 2 puntos al principio, y después el mismo método se va retroalimentando. Lo que hace básicamente es ir calculando rectas secantes a la curva de la ecuación que se tiene originalmente, y va iterando hacia la intersección de esas rectas con el eje de las  $x$  para ver si es la raíz que se busca.



#### Ejemplo 4.4

Se tiene una tubería de concreto de 1.5 m de diámetro ( $n = 0.013$ ), con una pendiente de plantilla de 0.004. Se debe determinar el tirante normal ( $y_n$ ), el tirante crítico ( $y_c$ ) y la pendiente crítica ( $S_c$ ) para un gasto de 1 m<sup>3</sup>/s.

#### Solución

Para resolver este problema, deben sustituirse los parámetros hidráulicos de una sección circular en la Ecuación 4.40, considerando que en flujo uniforme  $S_f = S$ .

$$\frac{Qn}{S_f^{1/2}} = \frac{\left[ \frac{2y-D}{2} \sqrt{Dy-y^2} + \frac{D^2}{4} \arcsen\left(\frac{2y+D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8} \right]^{5/3}}{\left[ \arcsen\left(\frac{2y-D}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \right] D^{2/3}}$$

La incógnita de esta ecuación es el tirante  $y$ , así que para la solución se presenta la ecuación como una función  $f(y)$ .

$$f(y) = \frac{\left[ \frac{2y-D}{2} \sqrt{Dy-y^2} + \frac{D^2}{4} \arcsen\left(\frac{2y+D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8} \right]^{5/3}}{\left[ \arcsen\left(\frac{2y-D}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \right] D^{2/3}} - \frac{Qn}{S_f^{1/2}} = 0$$

Sustituyendo los datos conocidos en la ecuación resulta:

$$f(y) = \frac{\left[ \frac{2y-D}{2} \sqrt{Dy-y^2} + \frac{D^2}{4} \arcsen\left(\frac{2y+D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8} \right]^{5/3}}{\left[ \arcsen\left(\frac{2y-D}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \right] D^{2/3}} - \frac{Qn}{S_f^{1/2}} = 0$$

La solución de esta función es el tirante normal, asociado al gasto estipulado. Por medio del método de Newton-Raphson, la solución es:

$$y_n = 0.482 \text{ m}$$

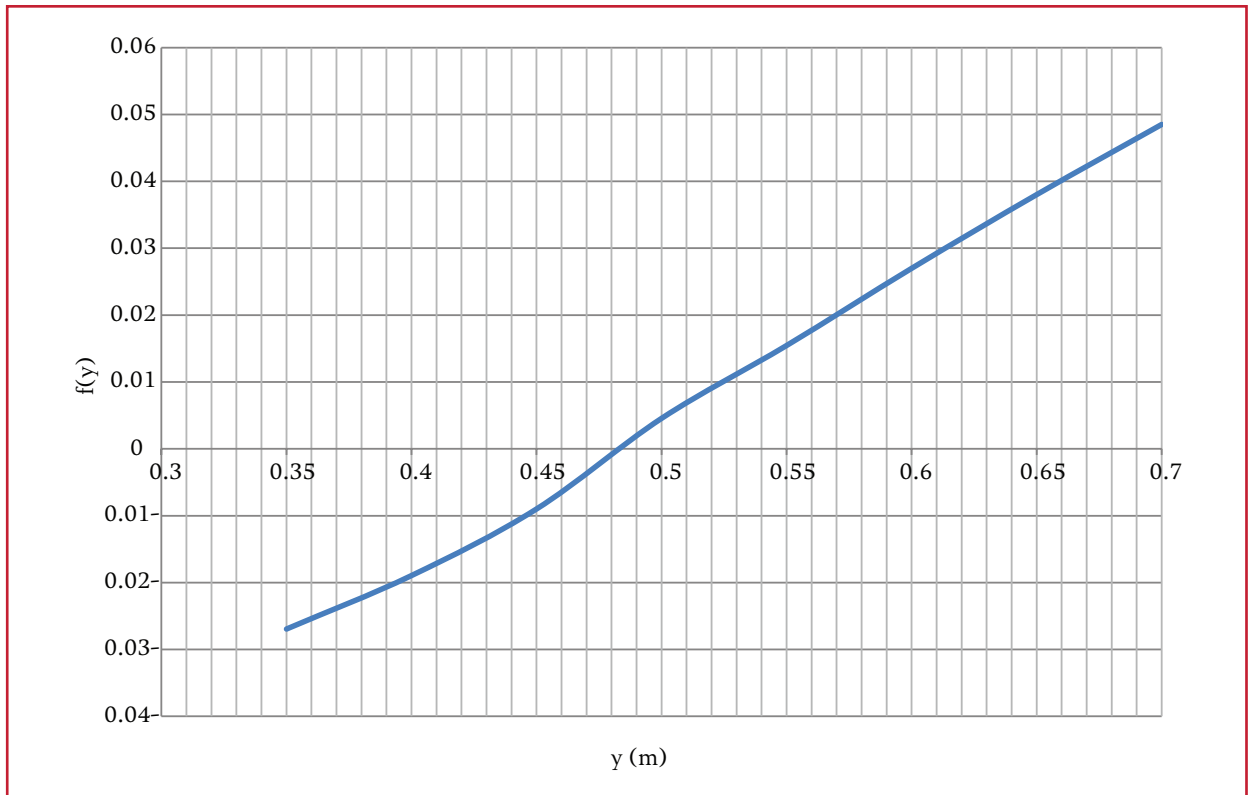
Una manera de visualizar el resultado es graficando la función  $f(y)$ , para distintos valores de  $y$ ; la curva corta el eje de las abscisas en la solución, observe la Ilustración 4.17.

#### 4.3.1.2 Tirante crítico

Para el cálculo del tirante crítico se toma como punto de partida la Ecuación 4.16 y se realiza un proceso similar al presentado anteriormente. Para el caso de sección circular, la ecuación, para tirante crítico resulta:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\left[ \frac{2y-D}{2} \sqrt{Dy-y^2} + \frac{D^2}{4} \arcsen\left(\frac{2y+D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8} \right]^3}{2\sqrt{y(D-y)}} \quad \text{Ecuación 4.42}$$

Ilustración 4.17 Gráfica de la función  $f(y)$



donde:

$Q$  = Gasto ( $m^3/s$ )

$y$  = Tirante de la sección (m)

$D$  = Diámetro de la sección (m)

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

De la misma forma que para el caso del tirante normal, la solución de la Ecuación 4.42 requiere el empleo de un método numérico para resolver el sistema no lineal.

#### Ejemplo 4.5

Retomando los datos del ejemplo anterior y sustituyendo los datos en la Ecuación 4.42, la función  $f(y)$  resulta.

$$f(y) = \frac{\left[ \frac{2y-(1.5)}{2} \sqrt{(1.5)y - y^2} + \frac{(1.5)^2}{4} \arcsen\left(\frac{2y+(1.5)}{(1.5)}\right) + \frac{\pi(1.5)^2}{8} \right]^3}{2\sqrt{y((1.5)-y)}} - \frac{(1)^2}{9.81} = 0$$

La solución de esta función es el tirante crítico asociado al gasto estipulado. Por medio del método de Newton-Raphson, la solución es:

$$y_c = 0.51 \text{ m}$$

Para obtener la pendiente crítica, se utiliza la ecuación de Manning (Ecuación 4.37), tomando como incógnita a la pendiente, lo cual resulta:

$$S_c^{1/2} = \frac{Qn}{AR^{2/3}} \quad \text{Ecuación 4.43}$$

donde:

- $S_c$  = Pendiente crítica (adimensional)
- $Q$  = Gasto que transporta el canal (m<sup>3</sup>/s)
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning (s/m<sup>1/3</sup>)
- $A$  = Área hidráulica (m<sup>2</sup>)
- $R$  = Radio hidráulico (m)

Al evaluar el área hidráulica  $A$ , el perímetro mojado  $P$  y el radio hidráulico  $R$  con las expresiones correspondientes en función del tirante crítico:

$$s_c = 0.003314$$

Se observa que la pendiente crítica es menor a la indicada en el problema, por lo que el flujo será supercrítico.

#### Ejemplo 4.6

Calcular el tirante normal de una sección rectangular con el método de punto fijo, los datos de la sección son: ancho del canal de 10 m, un coeficiente de Manning de 0.025, una pendiente del fondo de 0.0022, transportando un gasto de 100 m<sup>3</sup>/s. Considere una tolerancia máxima del resultado de 0.01.

#### Solución

De la Ecuación 4.40, se obtiene:

$$\frac{Qn}{S_f^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$

Se realiza una igualdad proponiendo un tirante inicial que será de 3 m, resultando la primera parte de la ecuación:

$$\frac{Qn}{S_f^{1/2}} = \frac{100(0.025)}{(0.0022)^{05}} = 53.30$$

Ahora se resuelve la segunda parte de la ecuación, "y" propuesta= 3

El área y perímetro de una sección rectangular se calculan con las siguientes ecuaciones (ver Tabla 4.1).

$$A = by$$

$$P = b + 2y$$

$$A = (10m)(3m) = 30m^2$$

$$P = 10m + 2(3m) = 16m^2$$

$$\frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = \frac{(30)^{5/3}}{(16)^{2/3}} = 45.617$$

Se verifica la igualdad, considerando que debe ser menor que la tolerancia.

$$53.30 - 45.617 = 7.683$$

$$7.683 < 0.01$$

Como el valor es mayor que la tolerancia permitida, se propone un incremento de 0.01, en el tirante generándose la Tabla 4.12.

Resultando un tirante de 3.35 m

Tabla 4.12 Iteraciones realizadas con el método del punto fijo

Primera condición						Segunda condición
$Q_n/s^{1/2}$	Error		$y_{propuesta}$ (m)	A (m)	P (m)	$(nK)_i$
53.30	7.68	--	3	30	16.00	45.61
53.30	7.46	--	3.01	30.10	16.02	45.83
53.30	7.25	--	3.02	30.20	16.04	46.04
53.30	7.03	--	3.03	30.30	16.06	46.26
53.30	6.82	--	3.04	30.40	16.08	46.48
53.30	6.60	--	3.05	30.50	16.10	46.69
53.30	6.38	--	3.06	30.60	16.12	46.91
53.30	6.17	--	3.07	30.70	16.14	47.13
53.30	5.95	--	3.08	30.80	16.16	47.34
53.30	5.73	--	3.09	30.90	16.18	47.56
53.30	5.51	--	3.1	31.00	16.20	47.78
53.30	5.30	--	3.11	31.10	16.22	47.99
53.30	5.08	--	3.12	31.20	16.24	48.21
53.30	4.86	--	3.13	31.30	16.26	48.43
53.30	4.64	--	3.14	31.40	16.28	48.65
53.30	4.42	--	3.15	31.50	16.30	48.87
53.30	4.21	--	3.16	31.60	16.32	49.09
53.30	3.99	--	3.17	31.70	16.34	49.31
53.30	3.77	--	3.18	31.80	16.36	49.52
53.30	3.55	--	3.19	31.90	16.38	49.74
53.30	3.33	--	3.2	32.00	16.40	49.96
53.30	3.11	--	3.21	32.10	16.42	50.18
53.30	2.89	--	3.22	32.20	16.44	50.40
53.30	2.67	--	3.23	32.30	16.46	50.62
53.30	2.45	--	3.24	32.40	16.48	50.84
53.30	2.23	--	3.25	32.50	16.50	51.06
53.30	2.01	--	3.26	32.60	16.52	51.28
53.30	1.79	--	3.27	32.70	16.54	51.51
53.30	1.56	--	3.28	32.80	16.56	51.73
53.30	1.34	--	3.29	32.90	16.58	51.95
53.30	1.12	--	3.3	33.00	16.60	52.17
53.30	0.90	--	3.31	33.10	16.62	52.39
53.30	0.68	--	3.32	33.20	16.64	52.61
53.30	0.46	--	3.33	33.30	16.66	52.83
53.30	0.23	--	3.34	33.40	16.68	53.06
53.30	0.01	--	3.35	33.50	16.70	53.28
53.30	-0.20	Terminado	3.36	33.60	16.72	53.50

### 4.3.2 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

Este tipo de flujo es de los más comunes en la práctica, especialmente en redes de drenaje. Se le reconoce por la variación del tirante y la velocidad en cada una de las secciones transversales a lo largo de un cauce.

Esta variación se produce por los cambios de dirección, pendiente y geometría en los conductos. Considere que el perfil de los conductos, está en función de la topografía del sitio y no siempre se puede garantizar una longitud y una pendiente tal que permita el desarrollo del tirante normal. El análisis de una conducción como el mostrado en la Ilustración 4.18, se debe hacer por secciones y cada una de esas secciones requerirá consideraciones distintas para el cálculo del tirante.

Para el cálculo de este tipo de flujo se requiere de la integración de la ecuación diferencial de flujo gradualmente variado (Chaudhry, 2008):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f}{1 - Fr^2} \quad \text{Ecuación 4.44}$$

donde:

- $dy/dx$  = Variación del tirante con respecto a la longitud (m)
- $S$  = Pendiente del fondo del canal (adimensional)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)
- $Fr$  = Número de Froude (adimensional)

Esta ecuación describe la variación del tirante  $y$  con respecto a la distancia  $x$  en función de la pendiente del cauce  $S$ , la pendiente de fricción  $S_f$  y el número de Froude  $Fr$ . Cabe destacar que en una conducción a superficie libre, la pendiente

de fricción se calcula como el promedio de las pendientes de fricción de los extremos del tramo en análisis.

Cuando debe considerarse la variación del gasto (flujo espacialmente variado), la ecuación anterior es de la forma (Casey, 1992):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f - \frac{\alpha Q^2}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - \frac{\alpha B Q^2}{gA^3}} \quad \text{Ecuación 4.45}$$

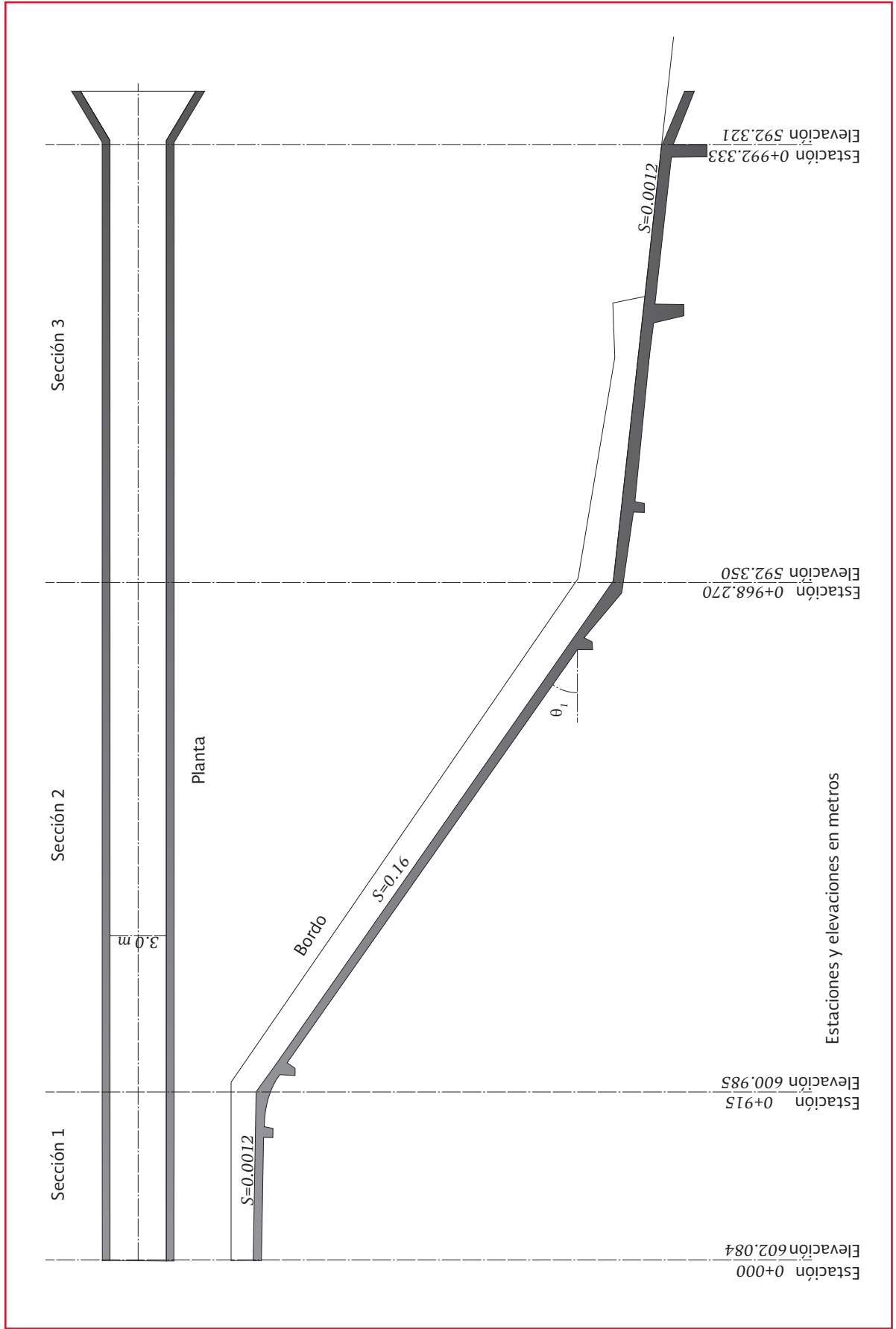
donde:

- $S$  = Pendiente del fondo del canal (adimensional)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)
- $A$  = Área transversal de la sección (m<sup>2</sup>)
- $Q$  = Gasto que transporta el canal (m<sup>3</sup>/s)
- $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- $\alpha$  = Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
- $B$  = Es la variación del área respecto al tirante ( $dA/dy$ ) (m<sup>2</sup>)
- $dQ/dx$  = Variación del gasto con respecto a la longitud  $x$  (m<sup>3</sup>/s)

La variación del tirante con respecto a la distancia representa en sí un perfil de flujo que equivale a la superficie del agua a lo largo del canal. Existen varios posibles perfiles, los cuales dependen de la geometría del canal, la rugosidad de las paredes del mismo y las condiciones de frontera en los extremos de la sección de cálculo.

Los perfiles del flujo se han clasificado de acuerdo a la pendiente del canal y a la zona de ubicación de la superficie libre del agua. La

Ilustración 4.18 Ejemplo de un canal con variación de pendiente



pendiente del canal puede ser del tipo: Suave “M” (Ilustración 4.19), Crítica “C” (Ilustración 4.20), Pronunciada “S” (Ilustración 4.21), Horizontal “H” (Ilustración 4.22) o Adversa “A” (Ilustración 4.23). Se le llama pendiente suave a aquella que es menor que la crítica, y pronunciada a aquella que es mayor a la crítica.

La zona de ubicación del perfil se refiere a una limitación de zonas marcada por la ubicación de los tirantes normal y crítico. Si el perfil se ubica sobre ambos es “1”, entre ambos es “2” y debajo de ambos es “3”.

El cálculo del flujo gradualmente variado consiste en determinar los tirantes en cada sección de

Ilustración 4.19 Perfiles tipo M, pendiente suave positiva (subcrítica) (adaptado de Sotelo, 2002)

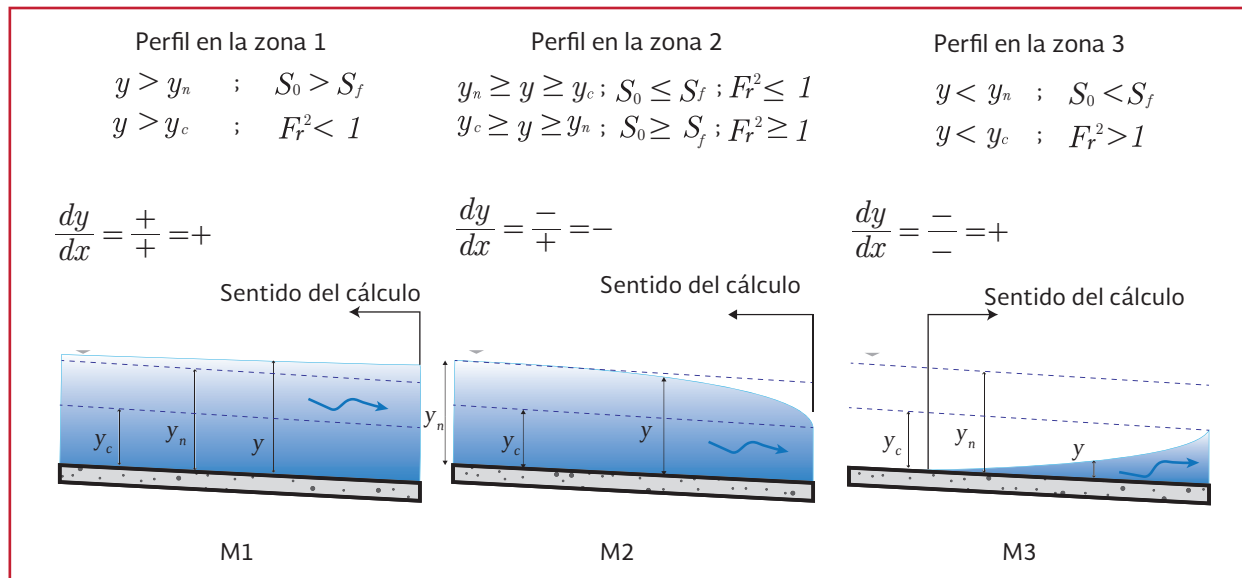


Ilustración 4.20 Perfiles tipo C, pendiente crítica (adaptado de Sotelo, 2002)

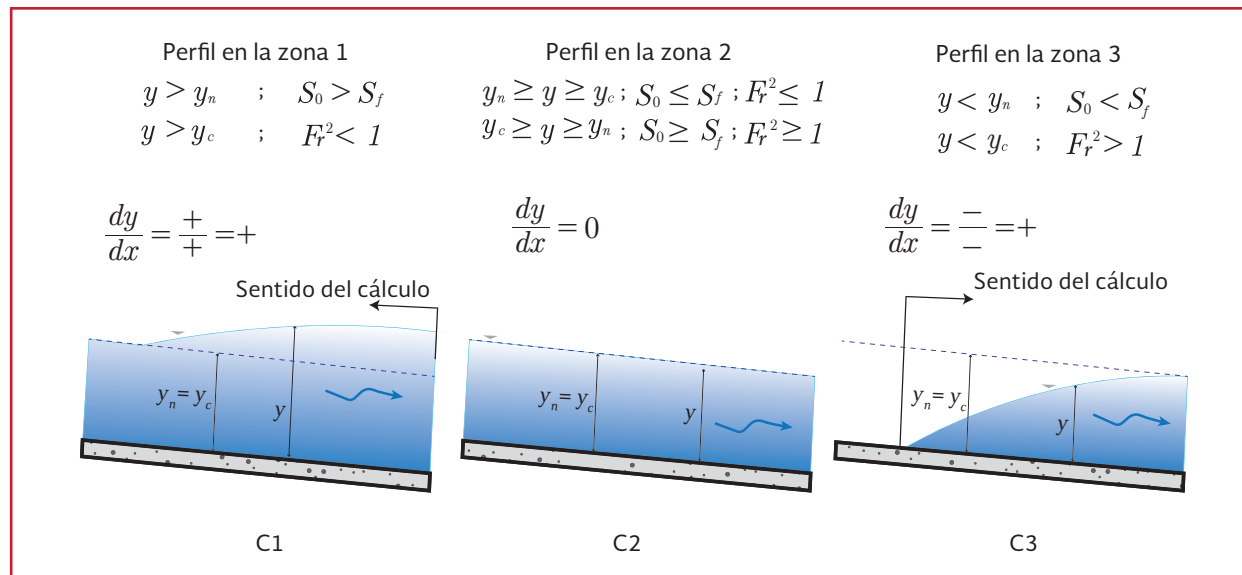


Ilustración 4.21 Perfiles tipo S, pendiente pronunciada positiva (supercrítica) (adaptado de Sotelo, 2002)

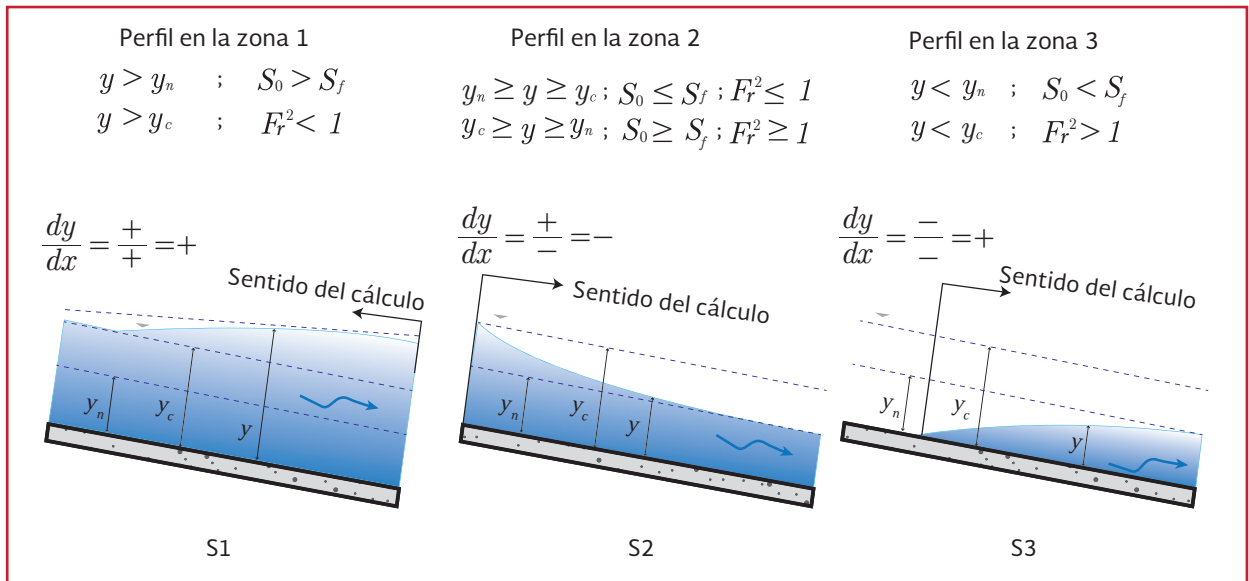
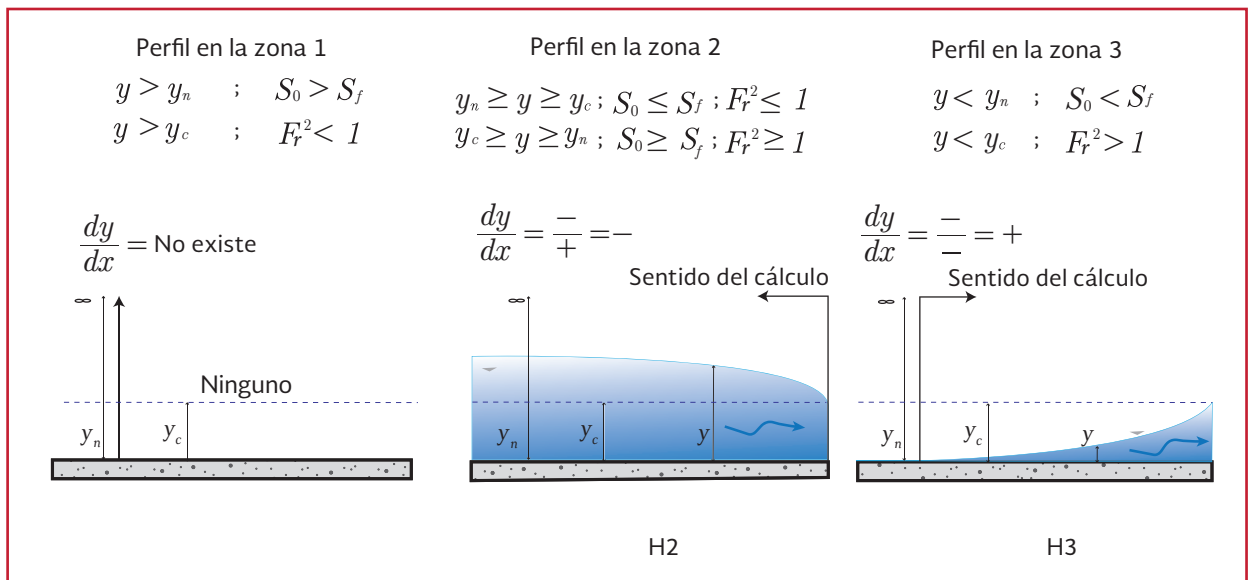


Ilustración 4.22 Perfiles tipo H, pendiente horizontal (adaptado de Sotelo, 2002)



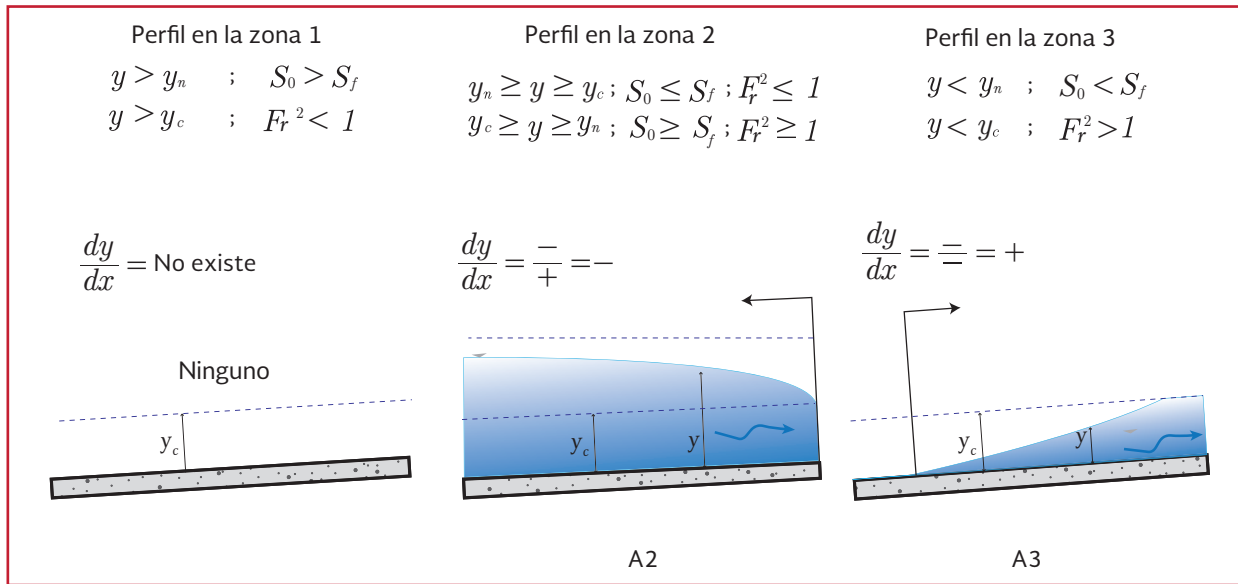
interés. Lo anterior puede hacerse mediante métodos numéricos e incluso gráficos que permiten el cálculo de un perfil de flujo. Entre ellos se encuentran los métodos del paso directo y del paso estándar, que resuelven la ecuación de la energía entre dos secciones del canal; y aquellos que integran numéricamente la ecuación 3.32: Euler, Euler mejorado, Euler modificado y de Runge - Kutta. Además, se dispone de métodos predictor

- corrector y de otros que permiten el cálculo de perfiles en redes de canales empleando matrices. Estos métodos de solución se presentan ampliamente desarrollados en (Sotelo, 2002).

Como puede observarse en la Ilustración 4.3, en una sección crítica, se establece una relación única entre el tirante y el gasto. Cuando se presenta un cambio de pendiente, el régimen crítico



Ilustración 4.23 Perfiles tipo A, pendiente adversa (adaptado de Sotelo, 2002)

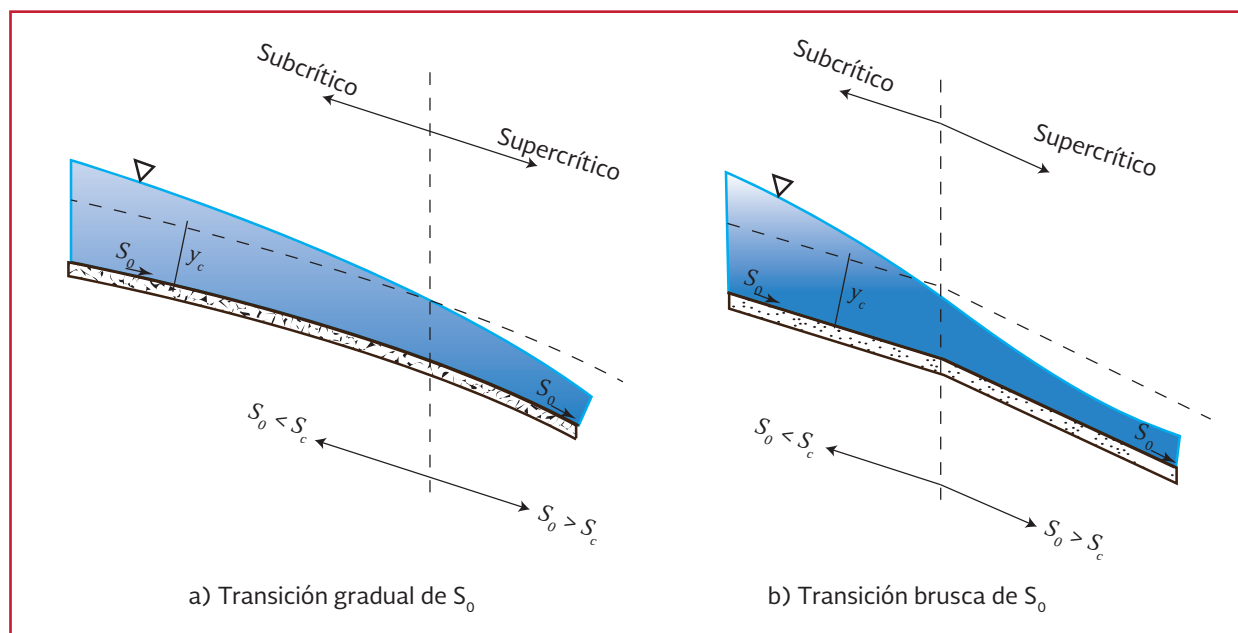


controla el comportamiento a ambos lados, subcrítico aguas arriba y supercrítico aguas abajo, observe la Ilustración 4.24a.

Considere el comportamiento del flujo en una conducción de sección uniforme, cuya pendiente se incrementa gradualmente de subcrítica a su-

percrítica (Ilustración 4.24a). Siendo el gasto constante, la línea que señala el tirante crítico en cada sección es paralela a la plantilla. En la parte superior del tramo de descenso, el perfil de la superficie libre queda arriba de la línea de tirante crítico y la energía específica es mayor que la mínima. El tirante y con él la energía específica,

Ilustración 4.24 Transición de régimen subcrítico a supercrítico (adaptado de Sotelo, 2002)

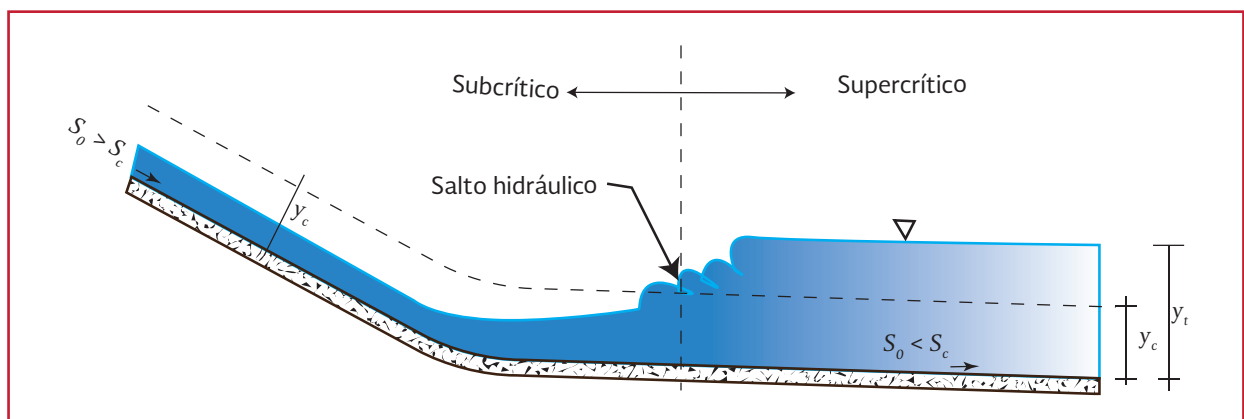


disminuyen de manera continua a medida que aumenta la pendiente, alcanzando los valores críticos en el punto en que dicha pendiente se iguala con la crítica ( $S_0 = S_c$ ). La reducción que experimenta la energía específica, desde el valor inicial en el canal aguas arriba hasta la mínima en la sección crítica, se debe principalmente a los efectos de fricción y conversión. De dicha sección en adelante, el tirante continúa disminuyendo con el incremento de la pendiente, la cual abastece de mayor energía al flujo que la que se disipa por fricción. En el caso de intersección brusca de las dos pendientes (nuevamente de subcrítica a supercrítica) (Ilustración 4.24b), el comportamiento general es muy similar al del caso anterior, aunque es factible que el perfil de la superficie se altere todavía más en la zona de transición. Esto es, en ambos casos la sección crítica actúa como control permitiendo un cambio gradual de régimen, del subcrítico aguas arriba al supercrítico aguas abajo, acompañado de poca turbulencia y pérdida de energía más bien debida al efecto de fricción en el movimiento. El proceso se sigue al recorrer la curva  $E-y$  de la Ilustración 4.3 desde un punto de la rama superior correspondiente a la condición original de régimen subcrítico en el canal a otro sobre la inferior para el supercrítico aguas abajo.

Considérese ahora el proceso inverso de transición, de supercrítico a subcrítico. Esto puede ocurrir cuando se reduce el ancho del canal o cuando la pendiente cambia de supercrítica a subcrítica; por ejemplo, al pie de una rápida o caída (Ilustración 4.25). El régimen aguas arriba de la intersección es supercrítico, mientras que aguas abajo la pendiente impone un tirante normal y un régimen subcrítico, presentándose en algún punto intermedio la transición entre ambos.

Para explicar este proceso se efectúa un análisis semejante al del caso anterior: el flujo inicial reduce su velocidad por efecto de la fricción y decremento de la pendiente, aumenta gradualmente su tirante y disminuye su energía específica tratando de alcanzar la mínima. Toda vez que aguas abajo existe régimen subcrítico, el tirante debe ser mayor que el crítico y la energía específica mayor que la mínima; sin embargo, si el flujo inicial alcanzara el tirante crítico no habría después posibilidad de que la energía específica creciera más allá de la mínima, debido a que la pequeña pendiente del canal no le agregaría energía adicional. El cambio de régimen de supercrítico a subcrítico es brusco y, a cierta distancia, aguas arriba del punto hipotético de

Ilustración 4.25 Transición de régimen supercrítico a subcrítico (adaptado de Sotelo, 2002)



intersección entre el perfil de la superficie libre que se va elevando y la línea de tirante crítico, la energía específica excede ya a la del flujo uniforme de aguas abajo, se ocasiona la discontinuidad y la superficie libre se eleva rápidamente hasta el tirante normal, a través el fenómeno conocido como salto hidráulico.

### 4.3.3 FLUJO RÁPIDAMENTE VARIADO

Dada la complejidad de este tipo de flujo, se han desarrollado gran cantidad de relaciones empíricas derivadas de estudios de laboratorio y de investigaciones en campo. Los primeros esfuerzos en analizarlo se han llevado a cabo en canales de sección rectangular donde se presenta un salto hidráulico. Así, se han obtenido expresiones que relacionan los tirantes conjugados, además de la pérdida de carga y la longitud del salto. También se han hecho experimentos en otros tipos de secciones y en canales con pendiente.

En una red de alcantarillado pueden tenerse saltos hidráulicos y requerirse en ciertos casos estructuras para su control. A continuación se presenta cierto material que sirve para calcular el salto hidráulico en secciones rectangulares y circulares.

#### 4.3.3.1 Salto hidráulico en secciones rectangulares

Al aplicar la función cantidad de movimiento entre las secciones antes y después del salto en un canal de sección rectangular ( $M1 = M2$ ), y después de sustituir las expresiones correspon-

dientes al centroide de la sección y al área hidráulica, se puede obtener la expresión:

$$y_2 = \frac{y_1}{2}(\sqrt{1 + 8F_{r_1}} - 1) \quad \text{Ecuación 4.46}$$

donde:

- $y_2$  = Tirante conjugado mayor (m)
- $y_1$  = Tirante conjugado menor (m)
- $F_{r_1}$  = Número de Froude (adimensional)

La cual permite conocer el tirante conjugado mayor  $y_2$ , cuando se conoce el menor  $y_1$  y el número de Froude antes del salto. En caso de que se conozca el tirante conjugado mayor  $y_2$ , entonces.

$$y_1 = \frac{y_2}{2}(\sqrt{1 + 8F_{r_2}} - 1) \quad \text{Ecuación 4.47}$$

donde:

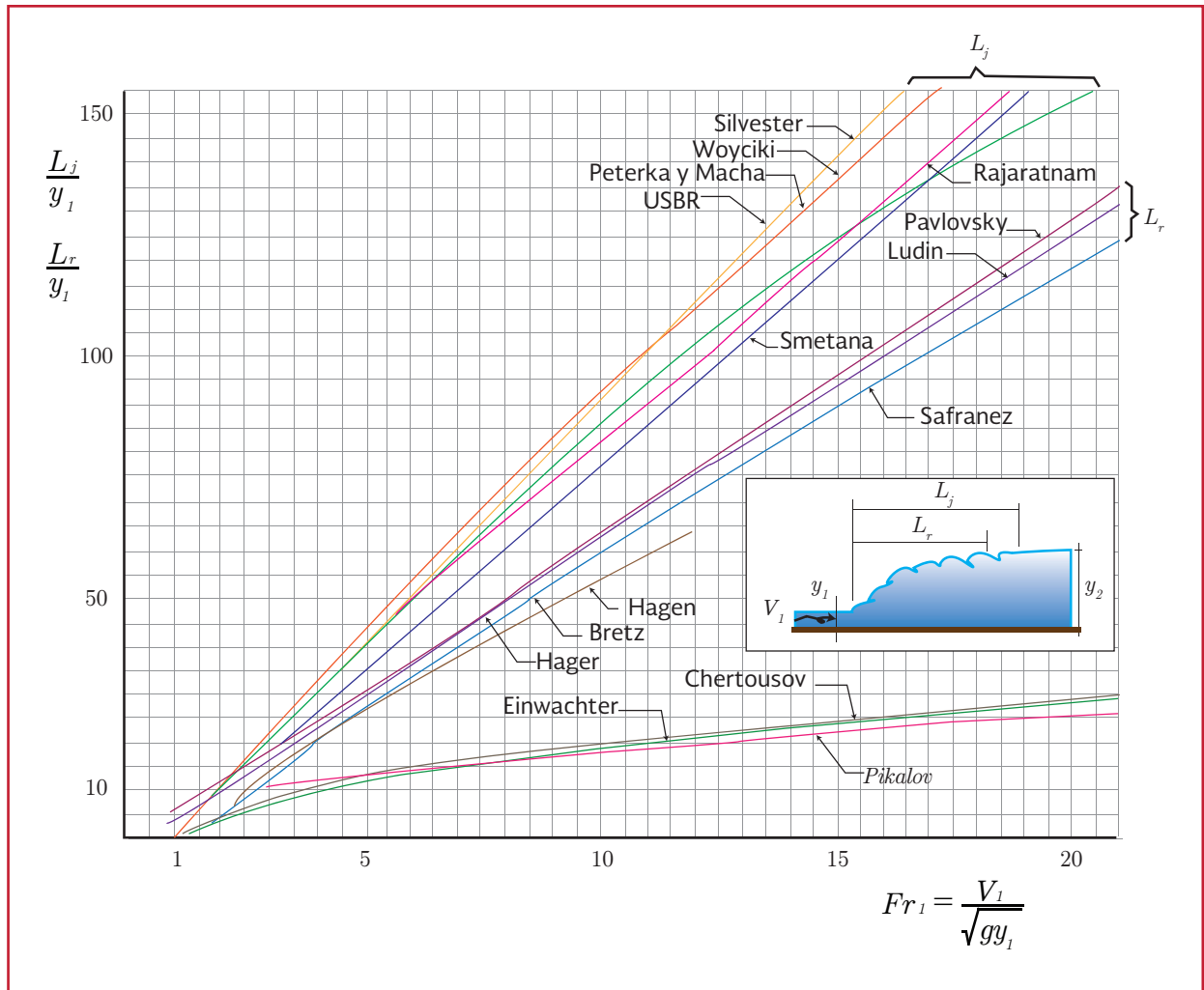
- $y_2$  = Tirante conjugado mayor (m)
- $y_1$  = Tirante conjugado menor (m)
- $F_{r_2}$  = Número de Froude (adimensional)

#### 4.3.3.2 Longitud de salto hidráulico

No existe un procedimiento teórico para el cálculo de la longitud del salto hidráulico, sin embargo diversos investigadores han desarrollado ecuaciones empíricas, en función de sus experimentos.

La Ilustración 4.26 muestra una comparación gráfica de diversas ecuaciones, donde las curvas que representan los resultados del *US Bureau of Reclamations*, de los Estados Unidos de América, *Peterka* y *Macha* son los más recomendables

Ilustración 4.26 Longitud de remolino y salto hidráulico en canales rectangulares horizontales (adaptado de Sotelo, 2002)



para el cálculo de la longitud del remolino y el salto hidráulico (Sotelo, 2002).

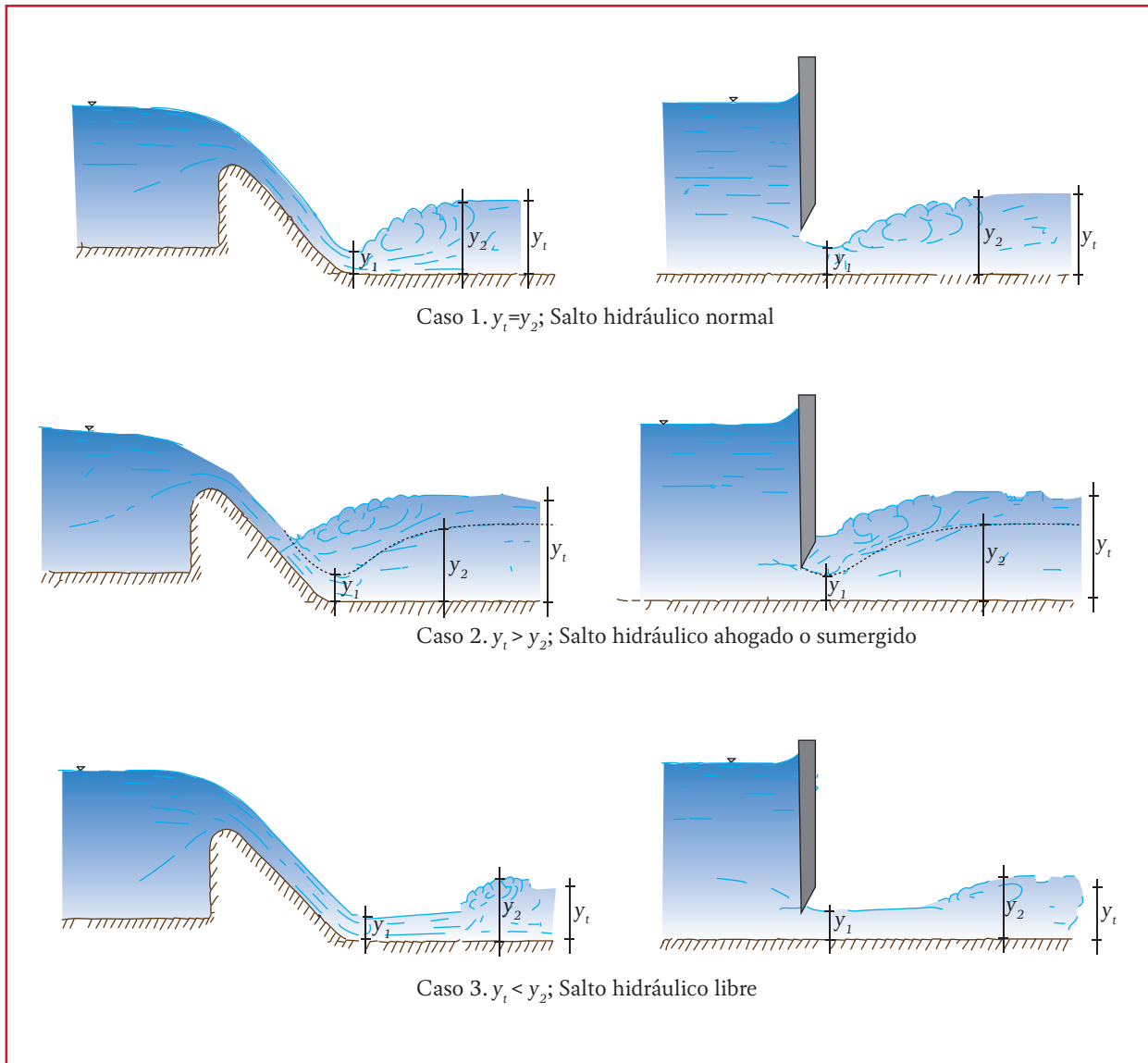
compuerta los tres casos y tipos de salto mostrados en la Ilustración 4.27.

#### 4.3.3.3 Posición

La posición del salto hidráulico está supeditada al tirante de salida  $y_t$ , que exista aguas abajo del mismo. Dicho tirante es independiente del conjugado mayor  $y_2$ , el cual está regido por las condiciones o tipo de control que imponga el canal o las estructuras que éste tenga aguas abajo.

De acuerdo con la diferencia que haya entre  $y_2$  y  $y_t$ , se forman al pie de un vertedor o de una

- El caso 1 ocurre cuando se presenta la condición de salto normal en que  $y_t=y_2$ , satisfaciendo la Ecuación 4.47 entre las secciones 1 y 2 y formándose el salto inmediatamente al pie de la estructura. Para efectos de protección contra la socavación producida por el fenómeno, éste sería el caso ideal, sin embargo, cualquier variación de  $y$ , puede moverlo de la posición estimada, lo que obliga a utilizar siempre algún dispositivo de control, como un um-



- El caso 2 ocurre cuando  $y_t > y_2$  ( $y_2$  calculado de las condiciones del caso 1). El resalto se mueve hacia aguas arriba forzando al llamado salto sumergido, un diseño más seguro que el del caso 1. Su posición puede controlarse con más facilidad, si bien es menos conveniente, ya que al formarse aguas abajo de la compuerta o después de un conducto a presión, produce descarga sumergida y la reducción consabida del caudal.

Además, la velocidad del chorro que emerge de la compuerta se propaga más allá de la sección final del resalto. Cuando el salto sumergido ocurre en un canal de gran pendiente que precede a uno de menor pendiente, tiene efectos menos importantes y constituye el caso del salto en canales de pendiente mixta. Si se desea controlar su posición y convertirlo en un salto normal, se recurre a un dissipador de energía (Este tema no se aborda en MAPAS, pero puede ser

consultado en el libro de Hidráulica de canales de Sotelo, 2002)

- El caso 3 ocurre cuando  $y_1 < y_2$ , donde  $y_2$  se calcula en las condiciones del caso 1. Esto significa que el salto se mueve realmente hacia aguas abajo hasta una sección de tirante  $y_1$ , cuyo conjugado mayor sea de nuevo igual a  $y_1$ . Este tipo de salto se llama libre y para determinar su ubicación se necesita calcular el perfil de flujo gradualmente variado antes del mismo. En lo posible debe evitarse en el diseño, ya que se forma en un sitio adelante de la zona que comúnmente esta revestida, pudiendo producir erosiones severas en un canal no protegido. Para remediar estos efectos se debe controlar su posición forzándolo al caso normal, mediante un umbral vertical, la profundización del piso, un umbral dentado, la modificación en el ancho de la sección, o una combinación de los mismos
- Cualquiera que sea el caso de que se trate, el espacio y dispositivos que se utilizan para estabilizar al salto constituyen una estructura disipadora de energía conocida como tanque amortiguador. Su diseño no es tema de MAPAS, pero puede ser consultado en el libro de Hidráulica de canales de Sotelo (2002)

#### 4.3.3.4 Salto hidráulico en secciones circulares

En este caso, dado que se trata de una sección cerrada, existen las posibilidades de que el salto sea con sección parcialmente llena antes y después del salto, o de que el salto ahogue la sección.

a) Flujo con superficie libre antes y después del salto.

Cuando se conoce el régimen supercrítico ( $y_1$ ), se utiliza la expresión

$$\frac{Q^2}{gy_1^5} = \frac{m_1 m_2 k_2 \left(\frac{y_2}{y_1}\right) - m_1^2 k_1}{\left(\frac{y_1}{D}\right)^4 \left(1 - \frac{m_1}{m_2}\right)} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

donde:

$Q$	=	Gasto que transporta el canal (m <sup>3</sup> /s)
$g$	=	Aceleración de la gravedad (m/s <sup>2</sup> )
$y_2$	=	Tirante conjugado mayor (m)
$y_1$	=	Tirante conjugado menor (m)
$m_1, m_2$	=	Parámetros de cálculo
$k_1, k_2$	=	Parámetros de cálculo
$D$	=	Diámetro de la sección (m)

donde  $m$  y  $k$  son parámetros que se calculan con las expresiones:

$$m = \frac{1}{4} \arccos \left(1 - \frac{2y}{D}\right) - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2y}{D}\right) \sqrt{\frac{y^2}{D} - \frac{y}{D^2}} \quad \text{Ecuación 4.49}$$

donde:

$y$	=	Tirante conjugado (m)
$m$	=	Parámetro de cálculo
$D$	=	Diámetro de la sección (m)

$$k = 1 - \frac{D}{2y} + \frac{2\left(1 - \frac{y}{D}\right)^{3/2} \left(\frac{y}{D}\right)^{1/2}}{3m} \quad \text{Ecuación 4.50}$$

donde:

$$m_2 = \frac{\pi}{4} \quad \text{Ecuación 4.52}$$

- $y$  = Tirante conjugado (m)
- $k$  = Parámetro de cálculo
- $D$  = Diámetro de la sección (m)

Los subíndices 1 y 2, indican el parámetro valuado con el tirante conjugado menor (1) o con el tirante conjugado mayor (2). Se aprecia que el valor de  $y_2$  debe suponerse inicialmente y aplicar un procedimiento de búsqueda de raíces hasta determinarlo.

Cuando se conoce el régimen subcrítico ( $y_2$ ), la ecuación a resolver es:

$$\frac{Q^2}{gy_2^5} = \frac{m_2^2 k_2 - m_1 m_2 k_1 \left(\frac{y_1}{y_2}\right)}{\left(\frac{y_2}{D}\right)^4 \left(\frac{m_2}{m_1} - 1\right)} \quad \text{Ecuación 4.51}$$

donde:

- $y_1$  = Tirante conjugado menor (m)
- $y_2$  = Tirante conjugado mayor (m)
- $Q$  = Gasto que transporta el canal (m<sup>3</sup>/s)
- $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- $m_1, m_2$  = Parámetros de cálculo
- $k_1, k_2$
- $D$  = Diámetro de la sección (m)

teniendo a los parámetros  $m$  y  $k$  tal como lo indica la Ecuación 4.49 y la Ecuación 4.50, respectivamente

b) Flujo a presión después del salto.

En este caso, la sección se ahoga con el salto por lo que:

donde:

- $m_2$  = Parámetro de cálculo

$$k_2 = 1 - \frac{1}{2\left(\frac{y_2}{D}\right)} \quad \text{Ecuación 4.53}$$

donde:

- $k_2$  = Parámetro de cálculo
- $y_2$  = Tirante conjugado mayor (m)
- $D$  = Diámetro de la sección (m)

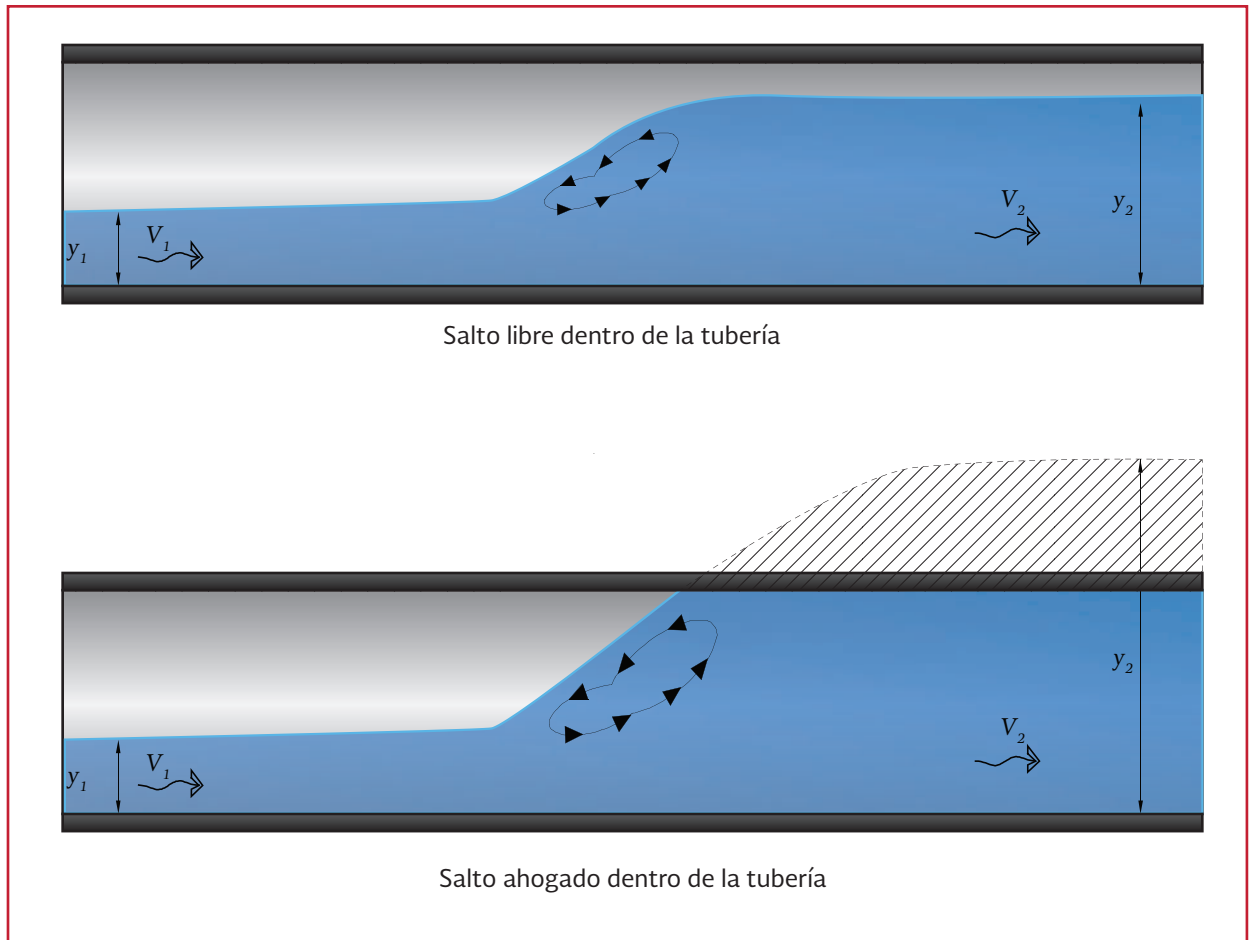
El área total de la sección es  $A_2$  y corresponde al área de la sección llena; por otra parte, el tirante conjugado mayor es  $y_2$  y representa la altura del gradiente de presiones en la sección 2 (Ilustración 4.28).

Se observa que la Ecuación 4.48 y Ecuación 4.51 son válidas también para flujos conocidos, supercrítico y subcrítico, respectivamente. Considerando la Ecuación 4.52 y Ecuación 4.53, según corresponda

#### 4.3.3.5 Cálculo de perfiles en flujo gradualmente variado

Debido a los cambios de pendiente presentados a lo largo de una conducción, como la mostrada en la Ilustración 4.18, es comprensible que en diversos puntos ocurrirá un cambio de régimen de flujo, ya sea de subcrítico a supercrítico o viceversa entonces, aprovechando esta condición y considerando los diversos perfiles mostrados de la Ilustración 4.19 a la Ilustración 4.23, el siguiente procedimiento se

Ilustración 4.28 Salto hidráulico en un conducto de sección circular



utiliza para el cálculo del tirante a lo largo de una conducción en flujo gradualmente variado o gradualmente variable.

1. Calcular el tirante crítico para la sección y el gasto propuesto. Es recomendable definir la línea de tirante crítico a lo largo de la conducción
2. Identificar los puntos donde se presenta un cambio de régimen, de acuerdo a lo presentado en la Ilustración 4.24 y en la Ilustración 4.25, estos se llamarán puntos de control
3. Considerando la pendiente aguas arriba y aguas abajo de los puntos de control se definirá que tipo de perfil se presentará
4. La definición del tipo de perfil, indica, en qué sentido se debe realizar el cálculo y que consideraciones se deben tomar para ello
5. Para cada sección, aguas arriba y aguas abajo de los puntos de control se definirá el tirante a partir de la Ecuación 4.44

El cálculo del perfil, a partir de la Ecuación 4.44, es un proceso que requiere de la aplicación de métodos numéricos para su solución. En la actualidad existen diversos paquetes de cómputo que permiten realizar este análisis de manera más



rápida. Sin embargo, para poder usar cualquier programa, es imprescindible que el diseñador domine los conceptos aquí planteados para una adecuada interpretación de los resultados.

**Método del paso directo (Chow, 1994)**

Se caracteriza por dividir el canal en tramos cortos y llevar a cabo los cálculos paso a paso desde un extremo del tramo hasta el otro. Es un método simple aplicable a canales prismáticos.

Este método se basa en la siguiente ecuación:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_f} \quad \text{Ecuación 4.54}$$

donde:

- $\Delta x$  = Incremento de la longitud sobre el canal (m)
- $E$  = Energía específica (m)
- $S_0$  = Pendiente del fondo (adimensional)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)

Para realizar el cálculo de perfil a un canal prismático se lleva a cabo mediante valores asignados a 13 columnas las cuales a continuación se describen, la aplicación de cada una de las definiciones se mostrará en la tabla del ejemplo

Columna 1. Profundidad de flujo en metros

Columna 2. Área mojada en m<sup>2</sup> correspondiente a la profundidad "y" de la columna 1.

Columna 3. Radio hidráulico en metros correspondientes a "y" en la columna 1.

Columna 4. Potencia 4/3 del radio hidráulico.

Columna 5. Velocidad media (m/s) obtenida de dividir el gasto que conduce el canal entre el área mojada de la columna 2.

Columna 6. Altura de velocidad en metros.

Columna 7. Energía específica en metros obtenida al sumar la altura de velocidad de la columna 6 a la profundidad de flujo de la columna 1.

Columna 8. Cambio en la energía específica en metros, igual a la diferencia entre el valor de *E* (energía específica) de la columna 7 y el correspondiente al paso anterior.

Columna 9. Pendiente de fricción calculada mediante la Ecuación 4.24 con *V* (velocidad media) tal como se da en la columna 5 y con *R*<sup>4/3</sup> de la columna 4.

Columna 10. Pendiente de fricción promedio entre los pasos, igual a la media aritmética de la pendiente de fricción que ha sido calculada en la columna 9 y la correspondiente al paso anterior.

Columna 11. Diferencia entre la pendiente de fondo y la pendiente de fricción promedio.

Columna 12. Longitud en metros del tramo entre los pasos consecutivos, calculada mediante la Ecuación 4.54 o al dividir el valor de  $\Delta E$  de la columna 8 por el valor de la columna 11.

Columna 13. Distancia de la sección bajo consideración hasta el sitio de presa. Ésta es igual a la suma acumulada de los valores de la columna 12 calculados para los pasos previos.

#### **Ejemplo 4.7**

Calcular el perfil de flujo por el método del paso directo, de un canal rectangular de ancho de 16 m, una pendiente del fondo de 0.0026, coeficiente de rugosidad de 0.025, que conduce un gasto de 710 m<sup>3</sup>/s.

#### **Solución**

Antes de iniciar el método del paso directo es necesario conocer el tipo de flujo que conduce el canal, por lo que se requiere conocer el tirante crítico y normal de la sección.

Para el cálculo del tirante normal se utiliza el método del punto fijo (Ejemplo 4.6) y la Ecuación 4.40, resultando un tirante normal  $y_n = 8.48$  m.

Para el cálculo del tirante crítico, se utiliza la Ecuación 4.16 y se resuelve por el método del punto fijo, resultando  $y_c = 5.85$  m.

Con los datos obtenidos se analiza que tipo de perfil es (Ilustración 4.19), como tiene una pendiente suave es tipo “M” y se cumple las condiciones,  $y_n \geq y \geq y_c; S_0 \leq S_f; F_r^2 \leq 1$ , estando en la zona 2 por lo tanto es un perfil M2. Su método de resolución es de aguas arriba hacia aguas abajo, tomando como punto inicial el tirante crítico

En la columna 1 resulta  $y = 5.85$  m

Los datos geométricos de la sección (columna 2, 3 y 4) se obtienen de la Tabla 4.1.

Columna 2.  $A = 93.6$  m<sup>2</sup>

Columna 3.  $P = 27.7$  m

Columna 4.  $R = 3.3791$  m

Columna 5.  $V = 7.5855$  m/s

Columna 6.  $V^2/2g = 2.8327$  m

Columna 7.  $E = 8.7827$  m

Columna 9.  $S_f = 0.0071$

Columna 13  $x = 0$

Para la siguiente fila se realiza un incremento del valor del tirante en 0.1 m, se calculan los parámetros geométricos de la sección y respecto al primer análisis donde varía es en la columna 8, 10, 11 y 12 acorde al procedimiento del método. En la Tabla 4.13 se presenta el cálculo del perfil.

#### **Ejemplo 4.8**

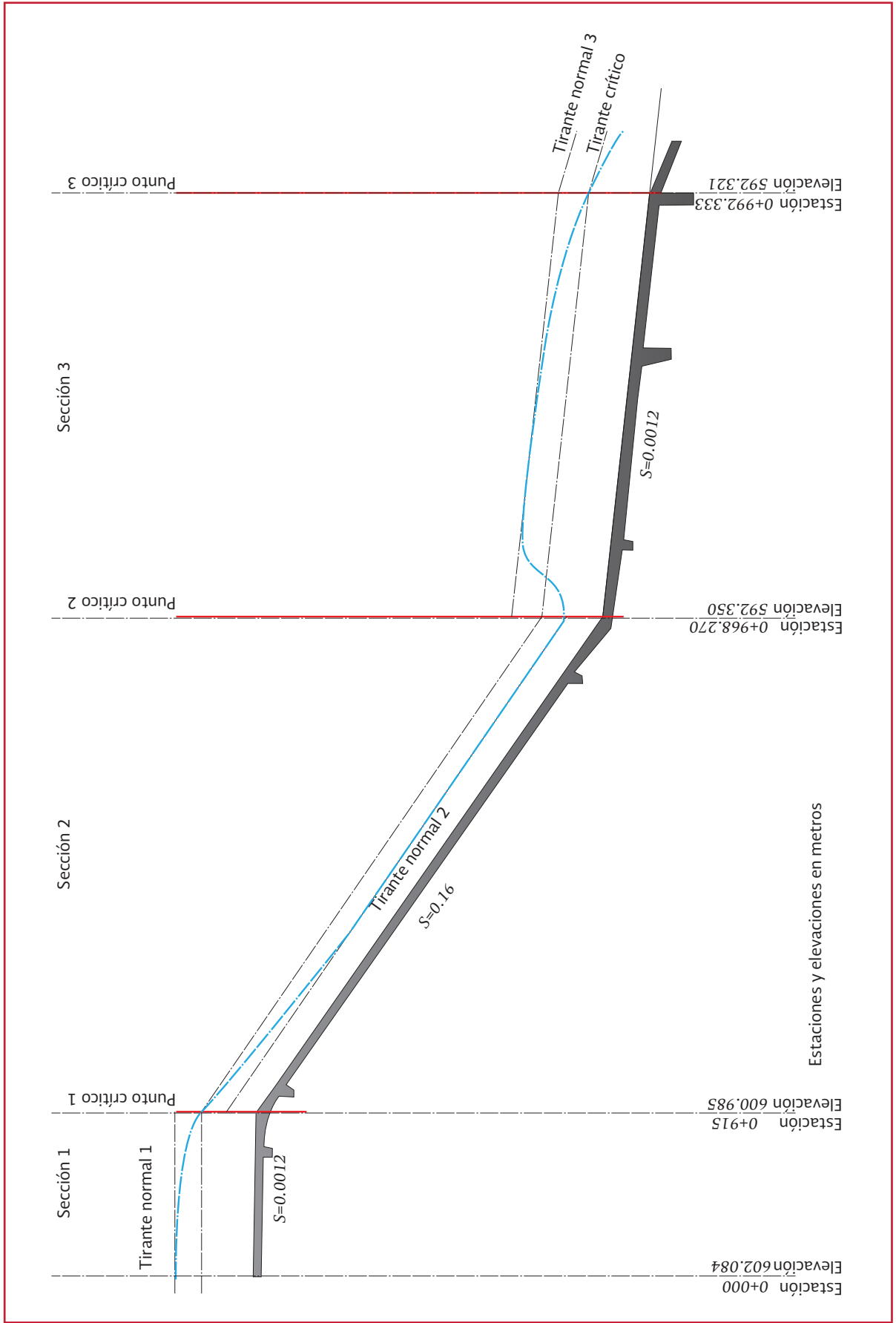
Considere el canal presentado en la Ilustración 4.18, el cual debe conducir un gasto de 15 m<sup>3</sup>/s; se inicia con un tramo de 950 m de longitud, sección rectangular, ancho constante de 3.00 m y pendiente de 0.0012, también constante. Para descargar a un río se dispone de una rápida que termina en una obra de descarga, cuya geometría se muestra en la Ilustración 4.29. Determinar el perfil del flujo a lo largo del canal hasta la descarga, considerando  $n = 0.014$  (Manning).

1. Definir el tirante crítico. Utilizando la Ecuación 4.16, se tiene que:

Tabla 4.13 Cálculo del perfil de flujo mediante el método del paso directo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$y$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$P$ (m)	$R$ (m)	$V$ (m/s)	$V^2/2g$	$E$ (m)	$\Delta E$	$S_f$	$S_f$ media	$S_0 - S_f$ media	$dx$ (m)	$x$ (m)
5.85	93.60	27.70	3.37	7.58	2.93	8.78		0.0071				0.00
5.950	95.20	27.90	3.41	7.45	2.83	8.78	0.0023	0.0068	0.0069	-0.0043	-0.5198	-0.52
6.05	96.80	28.10	3.44	7.33	2.74	8.79	0.0071	0.0065	0.0066	-0.0040	-1.7578	-2.28
6.15	98.40	28.30	3.47	7.21	2.65	8.80	0.0116	0.0062	0.0063	-0.0037	-3.1060	-5.38
6.25	100.00	28.50	3.50	7.10	2.56	8.81	0.0158	0.0059	0.0060	-0.0034	-4.5788	-9.96
6.35	101.60	28.70	3.54	6.98	2.48	8.83	0.0197	0.0057	0.0058	-0.0032	-6.1933	-16.16
6.45	103.20	28.90	3.57	6.87	2.41	8.86	0.0234	0.0054	0.0055	-0.0029	-7.9697	-24.13
6.55	104.80	29.10	3.60	6.77	2.33	8.88	0.0269	0.0052	0.0053	-0.0027	-9.9325	-34.06
6.65	106.40	29.30	3.63	6.67	2.26	8.91	0.0302	0.0050	0.0051	-0.0025	-12.1114	-46.17
6.75	108.00	29.50	3.66	6.57	2.20	8.95	0.0333	0.0048	0.0049	-0.0023	-14.5428	-60.71
6.85	109.60	29.70	3.69	6.47	2.13	8.98	0.0362	0.0046	0.0047	-0.0021	-17.2717	-77.98
6.95	111.20	29.90	3.71	6.38	2.07	9.02	0.0389	0.0044	0.0045	-0.0019	-20.3547	-98.34
7.05	112.80	30.10	3.74	6.29	2.01	9.06	0.0415	0.0043	0.0043	-0.0017	-23.8636	-122.20
7.15	114.40	30.30	3.77	6.20	1.96	9.11	0.0439	0.0041	0.0042	-0.0016	-27.8915	-150.09
7.25	116.00	30.50	3.80	6.12	1.90	9.15	0.0462	0.0039	0.0040	-0.0014	-32.5603	-182.65
7.35	117.60	30.70	3.83	6.03	1.85	9.20	0.0484	0.0038	0.0039	-0.0013	-38.0336	-220.69
7.45	119.20	30.90	3.85	5.95	1.80	9.25	0.0505	0.0037	0.0037	-0.0011	-44.5362	-265.22
7.55	120.80	31.10	3.88	5.87	1.76	9.310	0.0524	0.0035	0.0036	-0.0010	-52.3849	-317.61
7.65	122.40	31.30	3.91	5.80	1.71	9.36	0.0543	0.0034	0.0035	-0.0009	-62.0420	-379.65
7.75	124.00	31.50	3.93	5.72	1.67	9.42	0.0560	0.0033	0.0034	-0.0008	-74.2088	-453.86
7.85	125.60	31.70	3.96	5.65	1.62	9.47	0.0577	0.0032	0.0032	-0.0006	-90.0030	-543.86
7.95	127.20	31.90	3.98	5.58	1.58	9.53	0.0593	0.0031	0.0031	-0.0005	-111.3225	-655.18
8.05	128.80	32.10	4.01	5.51	1.54	9.59	0.0608	0.0030	0.0030	-0.0004	-141.6687	-796.85
8.15	130.40	32.30	4.03	5.44	1.51	9.66	0.0622	0.0029	0.0029	-0.0003	-188.2947	-985.15
8.25	132.00	32.50	4.06	5.37	1.47	9.72	0.0636	0.0028	0.0028	-0.0002	-269.0679	-1254.22
8.35	133.60	32.70	4.08	5.31	1.43	9.78	0.0649	0.0027	0.0027	-0.0001	-443.0885	-1697.30

Ilustración 4.29 Perfil estimado para el canal de ejemplo



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

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(by)^3}{b}$$

$$y_c = \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{1/3}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación:

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

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

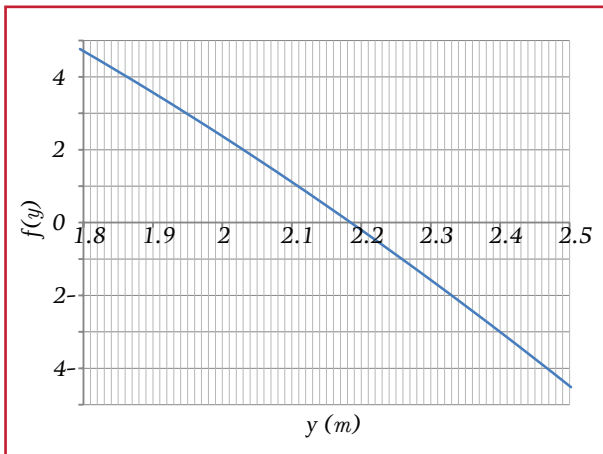
$$y_c = \left(\frac{15^2}{9.81(3)^2}\right)^{1/3} = 1.36 \text{ m}$$

2. Se calcula el tirante normal, considerando la forma de la sección (rectangular), la función  $f(y_n)$  se obtiene a partir del despeje de la Ecuación 4.40 resultando:

$$f(y_n) = \frac{Qn}{S_0^{3/2}}(b + 2y)^{2/3} - (by)^{5/3} = 0$$

Por tanto, la función  $f(y_n)$  para las zonas 1 y 3, donde la pendiente es  $S_0 = 0.0012$ , queda de la siguiente forma:

Ilustración 4.30 Solución gráfica para el tirante normal de las secciones 1 y 3



$$f(y_{n,1y3}) = 6.06(3 + 2y)^{2/3} - (3y)^{5/3} = 0$$

De forma gráfica (ver Ilustración 4.30), la solución para esta ecuación, que corresponde al tirante normal es:

$$y_{n,1y3} = 2.18 \text{ m}$$

Para la zona 2, la función  $f(y_n)$  queda de la forma:

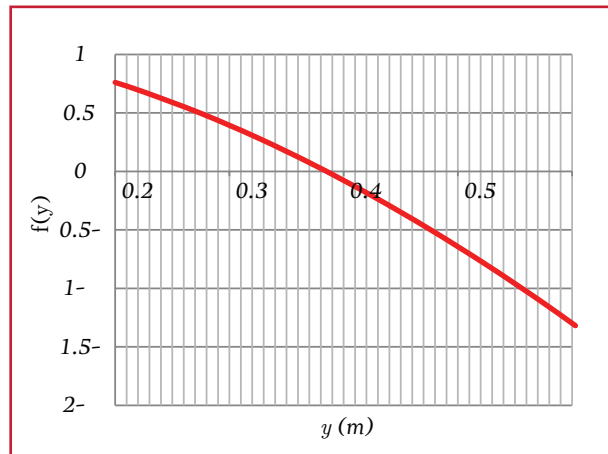
$$f(y_{n,2}) = 0.525(3 + 2y)^{2/3} - (3y)^{5/3} = 0$$

Y su solución gráfica (ver Ilustración 4.31) arroja un valor de tirante normal de:

$$y_{n,2} = 0.38 \text{ m}$$

3. Se definen los puntos críticos donde se presenta un cambio de pendiente, los cuales representan un cambio de régimen (puntos de control mostrados en la Ilustración 4.29), resultando tres puntos críticos

Ilustración 4.31 Solución gráfica para el tirante normal de la sección 2



4. Se obtiene la pendiente crítica de la Ecuación 4.43, sustituyendo los valores resulta:

$$S_c = \left( \frac{Qn}{A(R_n)^{2/3}} \right)^2$$

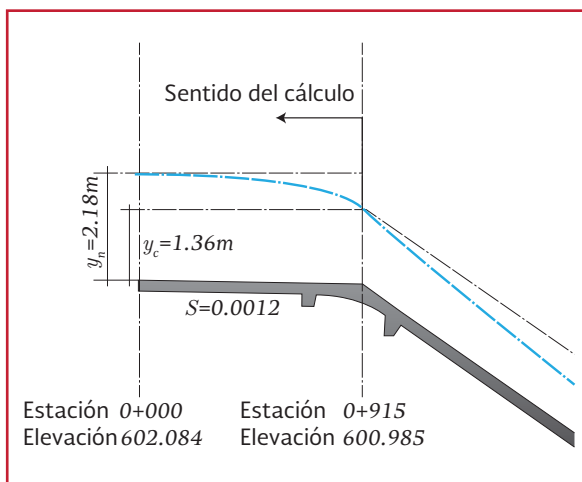
$$S_c = \left( \frac{Qn}{by_c \left( \frac{by_c}{b+2y} \right)^{2/3}} \right)^2$$

$$S_c = \left( \frac{15(0.014)}{3(1.36) \left( \frac{3(1.36)}{3+2(1.36)} \right)^{2/3}} \right)^2$$

$$S_c = 0.0041$$

5. Con los valores calculados y considerando los perfiles mostrados de la Ilustración 4.19 a la Ilustración 4.23, se establece lo siguiente:
- En el punto crítico 1, se presentará el tirante crítico, pasando de un tirante subcrítico a un tirante supercrítico
  - Considerando que la pendiente del tramo 1, es menor a la pendiente crítica, se establece que el perfil de flujo en la zona 1, será de tipo  $M2$  (Ilustración 4.32)
  - A partir del punto crítico 1, el perfil de flujo será tipo  $S2$ , ya que parte de un tirante crítico y la pendiente

Ilustración 4.32 Sentido del cálculo para la sección 1



del tramo es mayor a la pendiente crítica

- Debido al cambio de pendiente, a partir del punto crítico 2 se espera la ocurrencia de un salto hidráulico, ya que la pendiente del tramo 3 es menor que la pendiente crítica
- En el punto crítico 3, ocurre la descarga, por tanto se espera la ocurrencia del tirante crítico, una vez más

Con esta información es posible establecer la forma del perfil esperado, dado que se conoce el tirante crítico y los tirantes normales, el perfil propuesto se presenta en la Ilustración 4.29, de forma gráfica se muestra en la Ilustración 4.33 a Ilustración 4.35 el cálculo para cada una de las tres secciones.

Considere que esta definición también permite establecer el sentido del cálculo

- A través de la Ecuación 4.44 se puede definir el perfil preciso del canal, esto se debe hacer por segmentos, tomando como punto de partida las condiciones conocidas, que para nuestro caso son los puntos críticos, donde ocurren los tirantes críticos

Entonces, para la sección 1, al ser un perfil tipo  $M2$ , el análisis inicia a partir del tirante crítico hacia aguas arriba, (ver Ilustración 4.32)

De acuerdo con la Ecuación 4.44, el incremento del tirante resulta:

$$dy = \frac{S - S_f}{1 - F_r^2} dx$$

Considerando que la pendiente se calcula con la ecuación de Manning (Ecuación 4.23) y el número de Froude con la Ecuación 4.16, la expresión resulta:

Ilustración 4.33 Resultados del cálculo para la sección 1

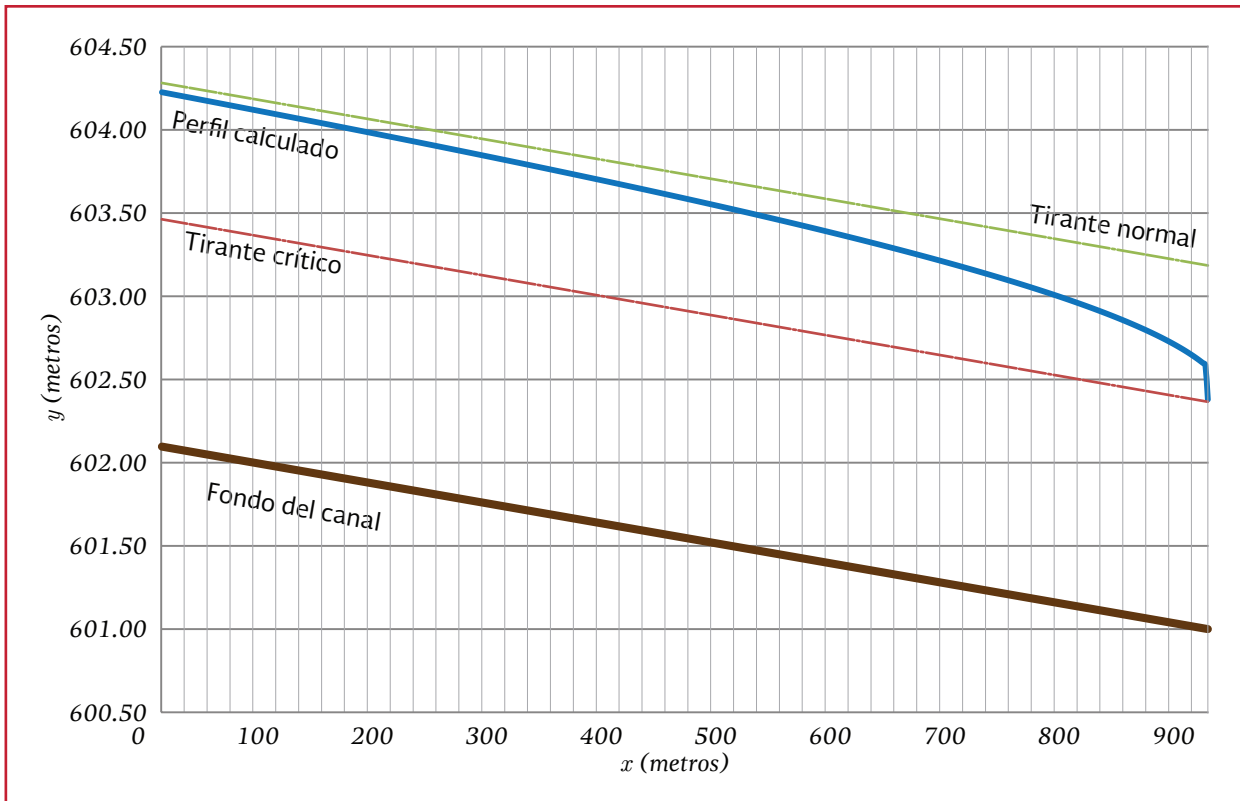


Ilustración 4.34 Resultados del cálculo para la sección 2

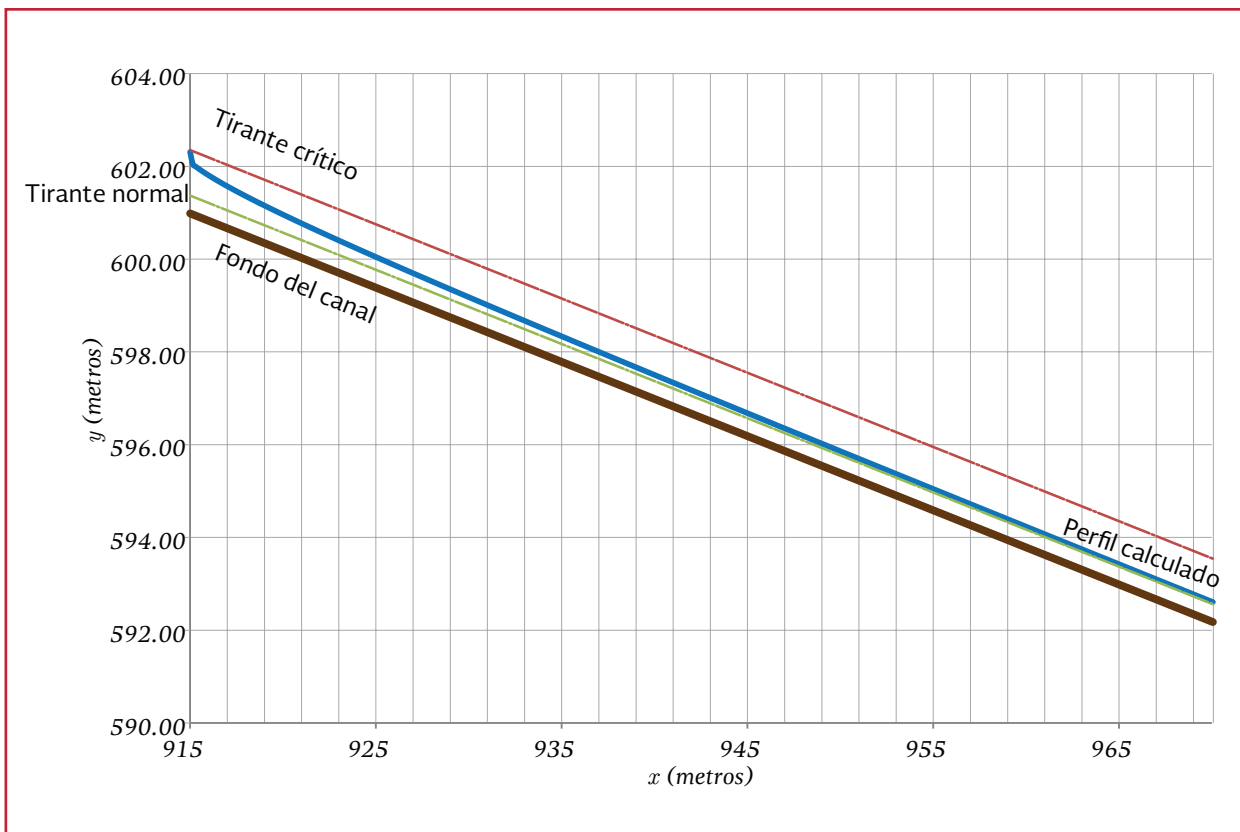
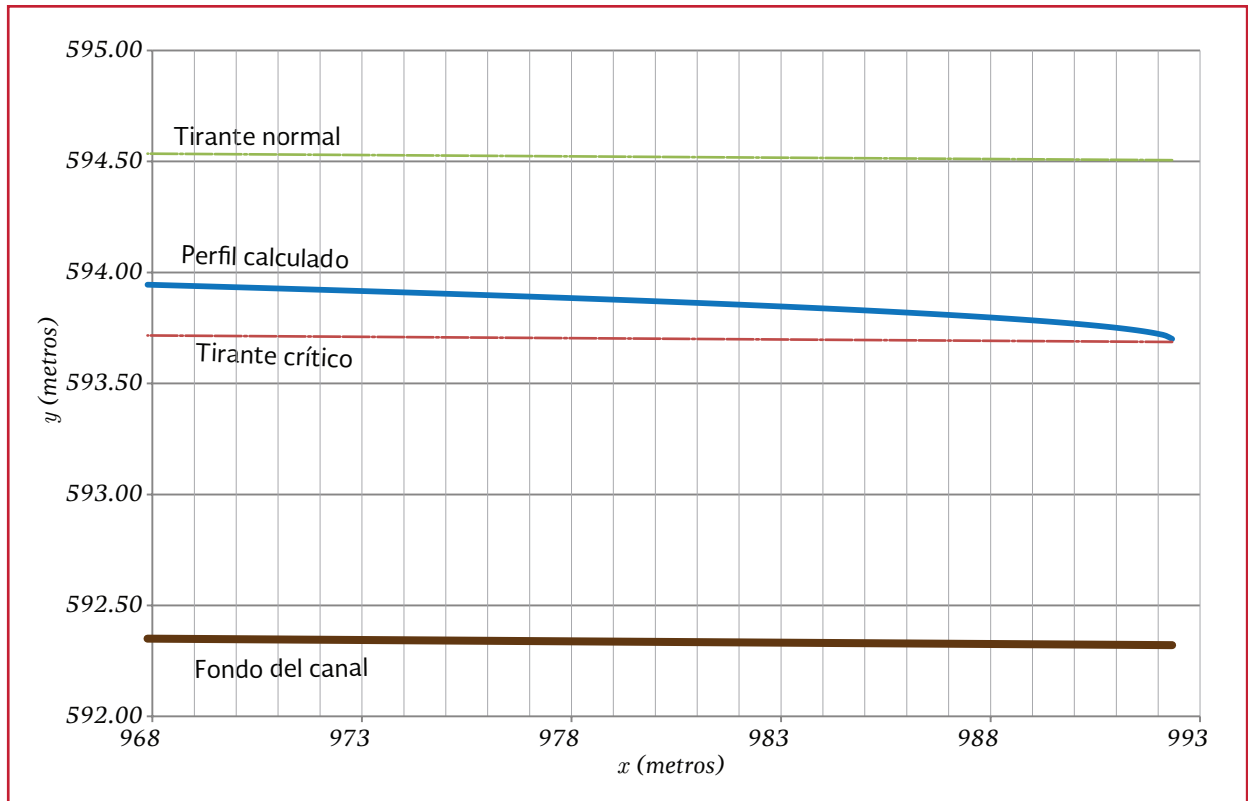


Ilustración 4.35 Resultados del cálculo para la sección 3



$$dy = \frac{S - \left( \frac{nQ(b + 2y)^{2/3}}{by^{5/3}} \right)}{1 - \left( \frac{Q^2}{gb^2y^3} \right)} dx$$

Este incremento (o en su caso decremento) ocurrirá en el tirante a una distancia  $\Delta x$ , por tanto la función que describe la variación del tirante a lo largo del tramo resulta:

$$y_{i+1} = y_i + \frac{S - \left( \frac{nQ(b + 2y)^{2/3}}{by^{5/3}} \right)}{1 - \left( \frac{Q^2}{gb^2y^3} \right)} \Delta x$$

$$y_{i+1} = y_i + \frac{0.0012 - \left( \frac{0.04(3 + 2y_i)^{2/3}}{y_i^{5/3}} \right)}{1 - \left( \frac{2.548}{y_i^3} \right)} \Delta x$$

Para cada incremento  $\Delta x$  se aplica la ecuación hasta alcanzar el extremo inicial del canal o hasta que el tirante tienda al valor de tirante normal, esto último ocurrirá si el canal es lo suficientemente largo para que se desarrolle el flujo uniforme

En el caso de la intersección entre la sección 2 y la sección 3 a partir del punto crítico 2 se produce un salto hidráulico, esto debido a que la pendiente de la sección 3 es menor a la pendiente crítica ubicada en la sección 2, como se explicó anteriormente (en el punto 5 inciso d del ejemplo) el cálculo del salto hidráulico se realiza de la siguiente forma:

Conocido el tirante a la salida de la sección 2,  $y_1 = 0.38$  calculado en forma gráfica como se muestra en la Ilustra-



ción 4.30, se calcula el conjugado  $y_2$ , a través de la Ecuación 4.46

$$y_2 = \frac{y_1}{2}(\sqrt{1 + 8F_1} - 1)$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{Q}{by_1\sqrt{gy_1}}} - 1\right)$$

$$y_2 = \frac{0.38}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{15}{3(0.38)\sqrt{9.81(0.38)}}} - 1\right)$$

$$y_2 = 1.22 \text{ m}$$

Anteriormente se calculó el tirante normal de forma gráfica como se muestra en la Ilustración 4.29, siendo  $y_{n,1 y 3} = 2.18$ , además para la sección 2 de forma gráfica arroja un tirante de  $y_{n,2} = 0.38$  m como se muestra en la Ilustración 4.30. Considerando que del cálculo de la sección 3, el tirante  $y_1 = 2.18 \text{ m} > y_2 = 1.22 \text{ m}$ , se presenta un salto ahogado como se muestra en la Ilustración 4.27.

#### 4.3.4 FLUJO NO PERMANENTE

El tipo de flujo que se presenta generalmente en una red de drenaje es no permanente y gradualmente variado. La hipótesis básica con la que se parte para describir este movimiento son las siguientes:

- El flujo en cada conducto de la red es de tipo unidimensional. Sólo tenemos en cuenta la velocidad del agua en la dirección de la alineación del conducto
- Se acepta una distribución uniforme de velocidades en cada sección despreciando las variaciones transversales de la velocidad dentro de la misma
- Suponemos que la curvatura de la lámina del agua es reducida por lo que en el seno del fluido aceptamos la exis-

tencia de una distribución hidrostática de presiones

El flujo de interés (no permanente) se refiere propiamente a la variación en el tiempo del gasto conducido y por consiguiente, de los tirantes y velocidades del flujo en cada sección transversal a lo largo de la red. Dicha variación es ocasionada por una situación de cambio en las características del flujo denominada como transitorio, que generalmente, es causado por el cambio de los gastos de ingreso desde aguas arriba en cada tramo de la red, aunque también puede generarse por un cambio en las condiciones de descarga aguas abajo (por ejemplo: el cierre de una compuerta, la operación intermitente de una planta de bombeo, etcétera).

Dados los cambios del flujo en la distancia y en el tiempo, el par de ecuaciones que describen este tipo de flujo, conocidas como ecuaciones en su forma no conservativa de *Saint Venant* (Gómez, 2007), involucran necesariamente derivadas parciales con respecto al tiempo y a la distancia (ecuación de continuidad Ecuación 4.55 y de cantidad de movimiento Ecuación 4.56):

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{T}\frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad \text{Ecuación 4.55}$$

donde:

- |     |   |   |
|-----|---|---|
| $V$ | = | Velocidad media del agua en la sección (m/s)                            |
| $y$ | = | Tirante en dicha sección (m)  |
| $A$ | = | Sección transversal del conducto ocupada por el flujo (m <sup>2</sup> ) |
| $T$ | = | Ancho superficial del agua (m)  |
| $x$ | = | Abscisa a lo largo del conducto (m)                                     |
| $t$ | = | Tiempo (s)  |

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

Ecuación 4.56

donde:

$V$	=	Velocidad media del agua en la sección (m/s)
$y$	=	Tirante en dicha sección (m)
$g$	=	Aceleración de la gravedad (m/s <sup>2</sup> )
$S_0$	=	Pendiente del fondo del conducto (adimensional)
$S_f$	=	Pendiente de fricción (adimensional)
$x$	=	Abscisa a lo largo del conducto (m)
$t$	=	Tiempo (s)

En la mayoría de los casos, no se dispone de una solución analítica para tales ecuaciones, por lo que se utilizan métodos numéricos para su integración. Uno de los primeros métodos, desarrollado inicialmente como un procedimiento gráfico, es el método de las características. Otros métodos son: de diferencias finitas, del elemento finito, espectrales y del elemento frontera. Los más usuales actualmente, son los de diferencias finitas por su adaptabilidad, convergencia y estabilidad.

Los métodos aproximados más habituales que se utilizan son el modelo de la onda dinámica, dinámica cuasi-permanente, onda difusiva y de la onda cinemática. El modelo de la onda dinámica incluye todos los términos de la ecuación dinámica; en la aproximación de la onda dinámica

cuasi-permanente se desprecia el término de la variación local de la velocidad ( $\partial V/\partial t$ ) y en la aproximación de la onda difusiva se desprecian los términos inerciales ( $\partial V/\partial t$ ) y ( $\partial V/\partial x$ ). Las anteriores aproximaciones son poco utilizadas por suponer un escaso ahorro de tiempo de cálculo frente a las ecuaciones completas (Gómez, 1988, 1992).

Finalmente se tiene la aproximación de la onda cinemática en la que se desprecian los términos inerciales y de presión ( $g\partial y/\partial x$ ).

Generalmente el flujo no permanente se utiliza para comprobar el buen funcionamiento del diseño hidráulico con el fin de conocer que no existan sobrecargas en el sistema determinando la línea piezométrica y de energía. Para análisis del flujo deben tomarse las restricciones que permitan la utilización de las ecuaciones de Saint Venant en su versión completa e incompleta, siendo de gran utilidad el uso de un software que contenga las situaciones aplicables, por ejemplo a la suposición de la onda cinemática, como en aquellos fenómenos en que la onda dinámica sea aplicable.

Por ejemplo el modelo de la onda cinemática debido a su formulación matemática necesita de una sola condición de contorno aguas arriba para su resolución (Gómez, 2007). Si se desea ampliar la información de este tema consulte los libros de Sotelo (2002), Chaudhry (2008), Chow (1994) y Gómez (2007).

## 4.4 MODELACIÓN MATEMÁTICA APLICADA A REDES DE DRENAJE PLUVIAL

En el estudio y diseño de las redes de drenaje actualmente es esencial apoyarse en modelos de simulación matemática que consideren el comportamiento hidrológico, geohidrográfico, hidráulico y en algunos casos la carga contaminante presente en el agua.

Estos modelos matemáticos son utilizados en la planificación, diseño y gestión de redes de nueva creación, así como en redes existentes, en las que ayudan a diseñar los sistemas de drenaje, proyectar ampliaciones e identificar problemas en la operación de redes existentes.

### 4.4.1 TIPOS DE MODELOS

El análisis del funcionamiento hidráulico permite llevar a cabo la revisión y diseño de una red y de acuerdo con los resultados obtenidos se proporcionan soluciones factibles dentro de límites razonables de seguridad y economía. Tomando en cuenta el desarrollo que en los últimos años han experimentado los modelos de simulación hidráulica, es posible realizar una clasificación de acuerdo al objetivo o los criterios que se establezcan para su ejecución.

#### 4.4.1.1 Variación en el tiempo

El tiempo es una variable fundamental en la modelación de redes. Considerando el intervalo de tiempo los modelos de simulación hidráu-

lica se pueden dividir en estáticos, cinemáticos y dinámicos.

#### *Estáticos o de flujo permanente*

En este tipo de modelos se supone que en cada conducto se traslada el gasto de aporte máximo calculado sin variación en el tiempo.

Esta clase de modelos se emplean frecuentemente para analizar el comportamiento de la red bajo las condiciones más desfavorables.

En un modelo de este tipo no existe variación en el tiempo, por lo que el resultado obtenido corresponderá a un instante en el tiempo, es similar a tomar una fotografía de la red, solo se mostrará el funcionamiento en el momento en que la fotografía fue tomada.

#### *Cinemáticos*

En este tipo de modelos se resuelven las ecuaciones de Saint-Venant, considerando en la ecuación de equilibrio, exclusivamente las componentes de gravedad y de fricción. Por tanto, el modelo se limita al caudal máximo que pueden llevar los conductos en flujo a superficie libre, es decir en el punto donde se llena toda su sección transversal. Caudales mayores a este serían expulsados de la red.

Este tipo de modelos no permite modelar entrada de flujo a presión ni ningún efecto que se pueda producir de aguas abajo hacia aguas arriba, como remansos o reflujos.

Esta clase de modelos no se recomiendan para redes malladas, es más recomendable aplicarlos

para redes de tipo peine y conducciones unitarias (estos arreglos se explicarán en el capítulo 6).

### Conceptos básicos de onda cinemática

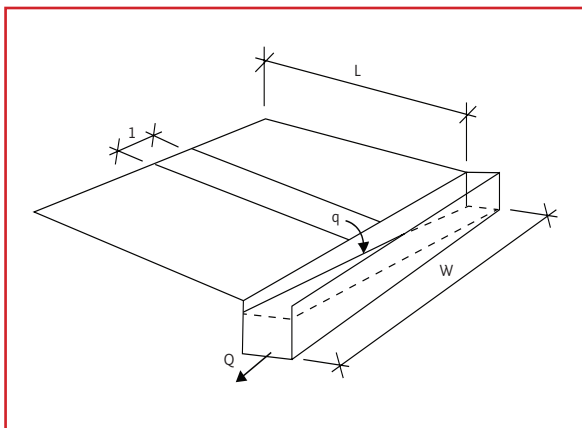
Los escurrimientos producidos por un evento de lluvias que cae y corre sobre las zonas impermeables, es decir, sobre los techos de los edificios, calles entre otras, puede obtenerse utilizando las ecuaciones de flujo no permanente. Los escurrimientos superficiales se rigen por las leyes de la física las cuales se representan por variables como el caudal ( $Q$ ), la profundidad ( $h$ ), y la velocidad ( $V$ ). Las fuerzas producidas por el movimiento del agua que considera la onda cinemática son la gravedad y la fricción, considera que si se analiza el flujo del agua en un plano con una pendiente y con un ancho, el caudal unitario llega a ser proporcional al tirante. Ver Ilustración 4.36 (Gómez, 2007).

Su ecuación matemática es de la siguiente manera:

$$q = \alpha y^n \quad \text{Ecuación 4.57}$$

donde:

Ilustración 4.36 Perfil longitudinal del plano inclinado (adaptado de Gómez, 2007)



- $q$  = Caudal unitario ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )
- $\alpha$  = Coeficiente que depende de la pendiente del plano y de la rugosidad del material (adimensional)
- $y$  = Altura de la lámina de agua (tirante) (m)
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning

Las ecuaciones de continuidad y de equilibrio de fuerzas se expresan de la siguiente manera:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = i \quad \text{Ecuación 4.58}$$

donde:

- $q$  = Caudal unitario ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )
- $i$  = Intensidad de la precipitación (mm/h)
- $y$  = Altura de la lámina de agua (tirante) (m)
- $x$  = Abscisa a lo largo del conducto (m)
- $t$  = Tiempo (s)

$$q = \frac{y^{5/3} S_0^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación 4.59}$$

donde:

- $q$  = Caudal del escurrimiento por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )
- $y$  = Altura de la lámina de agua (m)
- $S_0$  = Pendiente media del plano (adimensional)
- $n$  = Coeficiente de rugosidad del plano ( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ )

### Dinámicos

En este tipo de modelos se consideran, como fuerzas actuantes, además de la gravedad y la fricción, la presión y la inercia. Por lo que es posible simular la variación temporal, los efectos generados de aguas abajo hacia aguas arriba y la conducción a presión.

### Ecuación de onda dinámica.

Las ecuaciones diferenciales que modelan los cambios de caudal y nivel de un líquido a lo largo del espacio unidimensional y el tiempo de manera no permanente en un canal a superficie libre o abierto son las ecuaciones de Saint-Venant ya que son capaces de representar la mayoría de los problemas de escurrimientos en ríos, canales, embalses y sobre la cuenca de aporte.

El sistema de ecuaciones de Saint Venant se define por las ecuaciones de la conservación de la masa y la ecuación de la cantidad en movimiento.

Conservación de masa. Primera ecuación de Saint-Venant (1871)

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Ecuación 4.60}$$

donde:

- $q$  = Caudal del escurrimiento por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )
- $x$  = Espacio de análisis (m)

- $t$  = Tiempo (s)
- $Q$  = Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $A$  = Área de la sección ( $\text{m}^2$ )

Conservación de la cantidad de movimiento. Segunda ecuación de Saint-Venant (1871)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f)$$

Ecuación 4.61

donde:

- $Q$  = Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $A$  = Área de la sección ( $\text{m}^2$ )
- $y$  = Altura de la lámina de agua (tirante) (m)
- $t$  = Tiempo (s)
- $x$  = Abscisa a lo largo del conducto (m)
- $g$  = Aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
- $S_0$  = Pendiente del canal (adimensional)
- $S_f$  = Pendiente de fricción (adimensional)

Las ondas dinámicas resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant, esto se observa en los modelos hidrodinámicos ya que utilizan la primera y segunda ecuación de Saint-Venant con todos sus términos. Estos modelos requieren soluciones numéricas de las ecuaciones diferenciales. Este tipo de modelos son de mayor precisión con lo cual se tiene una mejor representación de la física del escurrimiento permitiendo simular modificaciones en el sistema de estudio.

Para mayor información consulte el libro de Bladé *et al.*, (2009).

#### 4.4.1.2 Variables del sistema

De acuerdo con el objetivo y las variables de interés, los modelos de simulación de redes de drenaje se clasifican en: hidráulicos, calidad del agua e hidrológicos.

##### **Hidráulicos**

Con un modelo hidráulico se pueden determinar los caudales y niveles dentro de la red de drenaje además del funcionamiento de elementos complementarios como cárcamos, equipos de bombeo y estructuras de descargas.

##### **Calidad del agua**

Por su parte, los modelos de calidad del agua, para redes de drenaje, determinan la variación temporal y espacial de una determinada carga contaminante a lo largo del sistema, esta puede ser debido a la basura que se arrastra en su recorrido, grasas y aceites sobre el pavimento, incursión de agua residual, etc.

Comúnmente, el modelo de calidad del agua se encuentra integrado en los programas de cómputo comerciales y permite la modelación de cargas contaminantes desde la precipitación, durante el escurrimiento superficial y su comportamiento dentro de la red de drenaje.

##### **Hidrológicos**

Los programas de uso libre como EPA SWMM®, permiten simular las distintas etapas del agua, desde la precipitación, hasta su captación en la red de drenaje o la salida de la cuenca. Para ello cuentan con varios módulos:

- El módulo atmosférico, con el cual se simula y analiza la precipitación en las cuencas de estudio
- El módulo de superficie, que recibe, del módulo atmosférico, la precipitación, en forma de lluvia o nieve y la convierte en flujo de salida para infiltración y escurrimiento superficial
- El módulo de aguas subterráneas recibe el agua de infiltración y transfiere una parte como flujo de entrada para el modelo hidráulico

La participación de estos modelos y módulos dependerá del tipo de simulación a realizar y los elementos presentes en la cuenca o el sistema de drenaje pluvial urbano.

En el capítulo Diseño de sistemas de drenaje pluvial apartado 6.4.3, así como en el Ejemplo 6.14 se presenta el uso de SWMM® para el cálculo hidráulico del drenaje pluvial urbano.

#### 4.4.2 CAPACIDADES DEL MODELO DE SIMULACIÓN

De forma general, los programas de cómputo, especializados en la modelación de redes de drenaje permiten realizar los siguientes procesos que reproducen el escurrimiento en zonas rurales y urbanas

- Precipitaciones variables en el tiempo
- Evaporación de agua superficial
- Acumulación y deshielo de nieve
- Acumulación de agua en depresiones del terreno
- Infiltración de agua en el suelo
- Ingreso de agua del subsuelo al sistema

- Modelación no lineal de almacenamiento de flujo superficial
- Utilizar una amplia variedad de geometrías para las conducciones, a superficie libre o a presión
- Modelar elementos especiales como almacenamientos divisores de flujo, equipos de bombeo, vertedores, orificios y plantas de tratamiento
- Permite estimar la producción y evolución de carga contaminante asociada a algún escurrimiento
- Acumulación de contaminantes durante tiempo seco en el suelo
- Arrastre de contaminantes del suelo durante una tormenta
- Contribución directa debida a la propia lluvia
- Reducción de acumulación de contaminantes en tiempo seco
- Reducción de cargas contaminantes debido a procesos de tratamiento
- Aportes externos especificados por el usuario
- Seguimiento de sustancias o partículas asociadas a la calidad del agua

#### 4.4.3 MODELO DE FLUJO UNIFORME

Este modelo, al no considerar variaciones a lo largo del tiempo, para cada una de las conducciones simplemente traslada un gasto de entrada en el nodo aguas arriba hacia el nodo aguas abajo utilizando la ecuación de *Manning* para flujo en superficie libre.

En el mercado se disponen de diversos programas de cómputo para realizar simulaciones hidráulicas, uno de ellos es HEC-RAS®, modelo numérico de dominio público basado en la hipótesis de flujo unidimensional, para

flujos en régimen permanente y no permanente con el que es posible modelar sistemas de drenaje.

La metodología general para la simulación de cualquier elemento se presenta a continuación, cualquier programa de cómputo se apega a este proceso, con pequeñas variaciones dependiendo de la cantidad de módulos disponibles.

1. Crear un proyecto
2. Definir datos geométricos
3. Ingresar datos del flujo y condiciones de frontera
4. Ejecutar cálculos hidráulicos
5. Evaluación e impresión de resultados

#### **Ejemplo 4.9**

A continuación se presentarán los pasos a seguir en la elaboración e integración de un proyecto con el software HEC-RAS®. El ejemplo es académico y tiene por objetivo calcular la elevación de la superficie libre del agua en un canal prismático de sección trapezoidal cuando se conduce un gasto de 1 m<sup>3</sup>/s y pendiente constante. El diagrama que describe el problema se puede apreciar en la Ilustración 4.37:

1. El primer paso para modelar un sistema hidráulico con HEC-RAS®, es crear un nuevo proyecto en el cual se define el directorio en el que se desea trabajar (File → New Project), ver Ilustración 4.38
2. Los datos geométricos son el segundo componente a integrar, en este archivo se definirán las dimensiones de la sección transversal, longitud del canal y constantes como lo es la rugosidad de Manning (Edit → Geometric Data → Cross Section), ver Ilustración 4.39

Ilustración 4.37 Integración de la geometría del canal en el programa HEC-RAS®

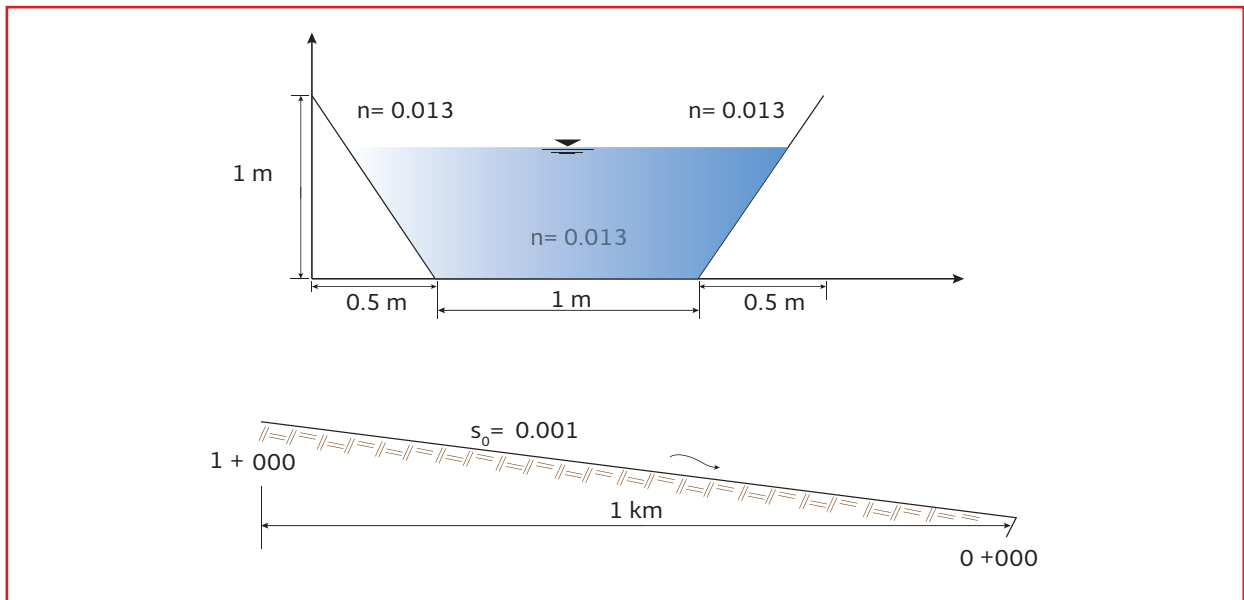
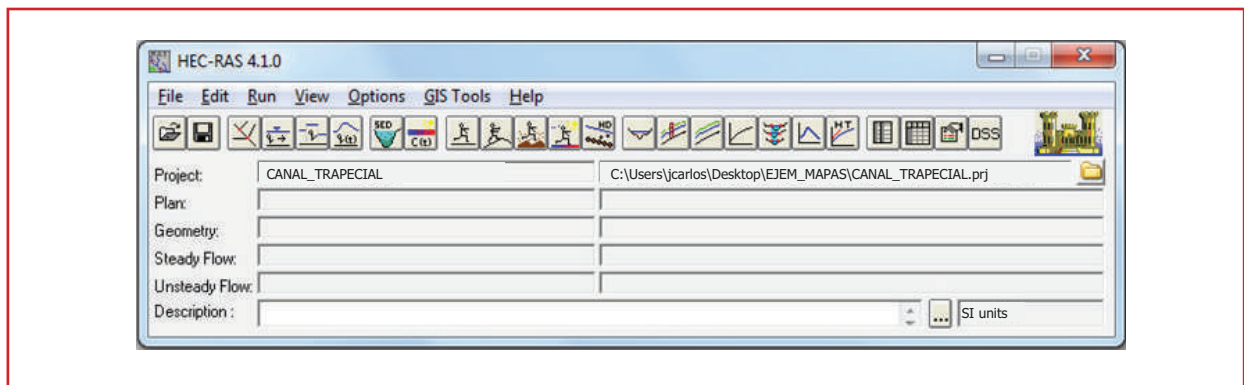


Ilustración 4.38 Establecimiento de condiciones iniciales



3. Los datos de Flujo y Condiciones de frontera es el archivo en el que se definirá el caudal a transitar, así como las características hidráulicas necesarias para su análisis. En el presente ejemplo se calculará un perfil hidráulico para un caudal de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  que al tener pendiente constante ( $S_0 = 0.001$ , flujo subcrítico) la condición de frontera aguas abajo será la pendiente normal (Edit→ Steady Flow Data→ Reach Boundary Conditions→ Downstream→ Normal Depth), ver Ilustración 4.40
4. Para ejecutar los cálculos hidráulicos es preciso definir en HEC – RAS® el archivo Plan, en el que se seleccionarán los datos geométricos y de flujo, así como el régimen para el cual se realizará la simulación hidráulica (Run→ Steady Flow Analysis → File→ New Plan→ Flow Regime→ Subcritical), ver Ilustración 4.41
5. Se dispone de una gran variedad de formas en las que se pueden analizar los resultados, destacándose las representaciones gráficas de la lámina de agua en un



plano o isométrico, así como tablas exportables a hojas de cálculo (ver Ilustración 4.42 e Ilustración 4.43)

El interfaz gráfico del software es muy amigable al usuario, ofreciendo una gran versatilidad para la modelación de sistemas hidráulicos y estructuras como lo son puentes, alcantarillado, sistemas de bombeo y lagunas de regulación.

Ilustración 4.39 Ingreso de datos geométricos de las secciones

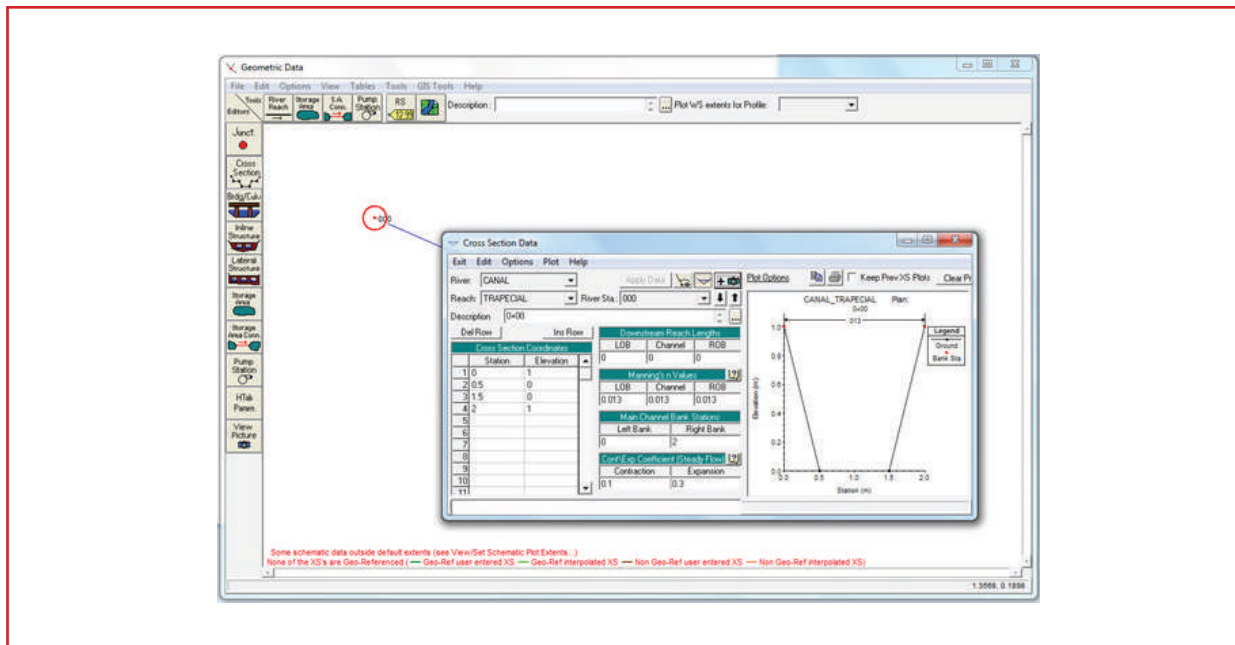


Ilustración 4.40 Definición de condiciones de frontera

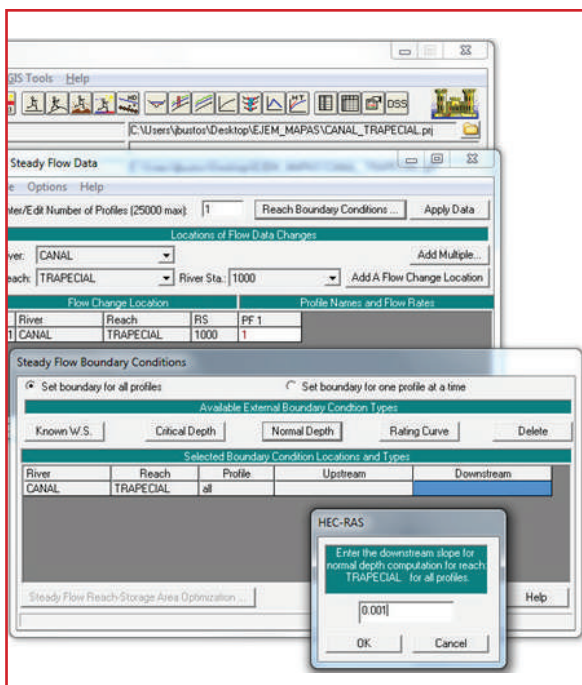


Ilustración 4.41 Parámetros de simulación

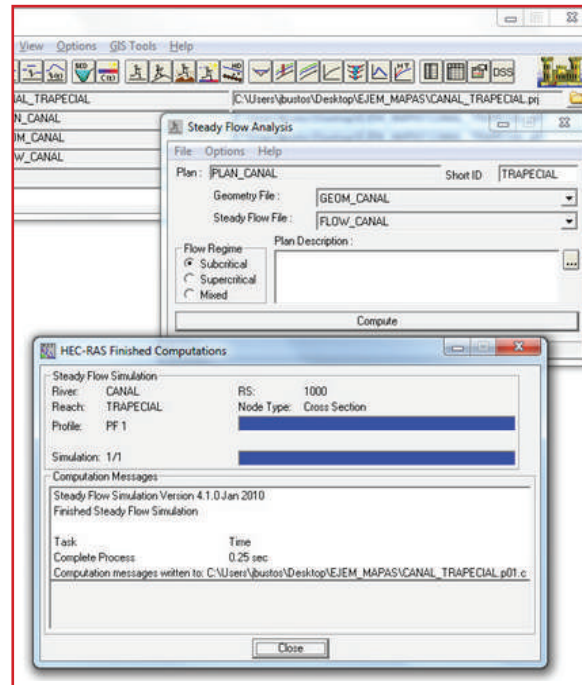


Ilustración 4.42 Resultados de la simulación en forma gráfica (perfil)

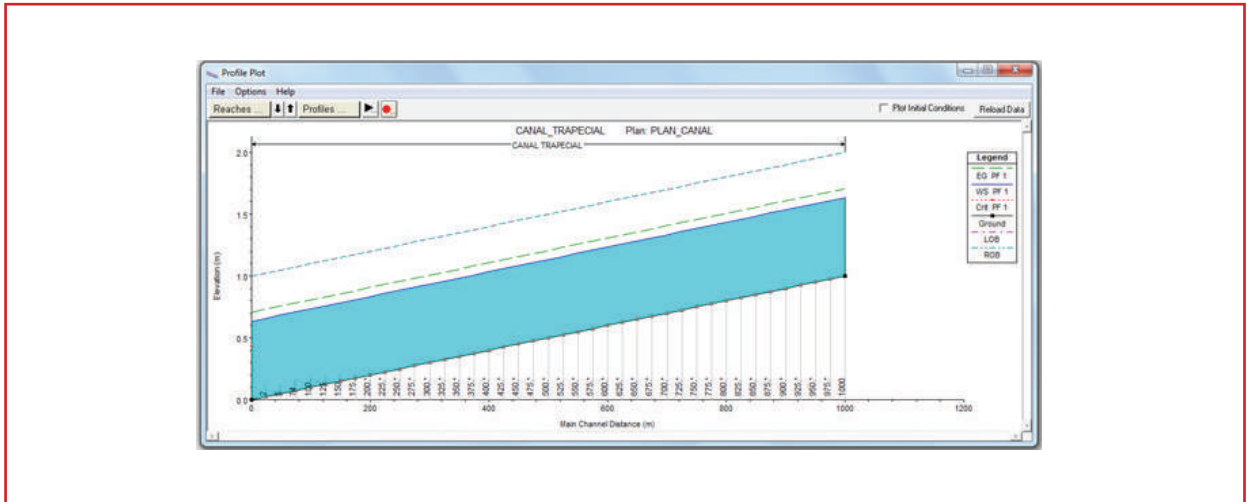
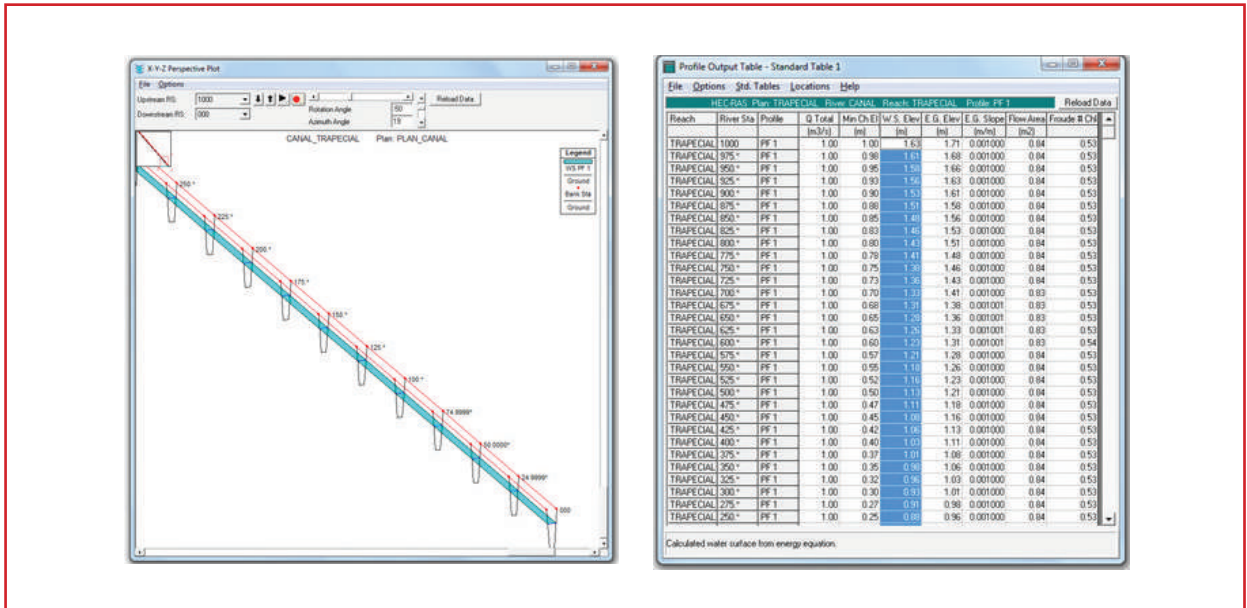


Ilustración 4.43 Presentación de resultados en tablas





# 5

## EVALUACIÓN DEL PELIGRO POR INUNDACIÓN EN ZONAS URBANAS

La inundación es “el evento en que debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta, o falla de alguna estructura hidráulica resulta en el escurrimiento de agua por zonas donde comúnmente no ocurre o causa un incremento del nivel de la superficie libre del agua de los ríos o del mar, la cual invade más allá de sus bordos habituales, generando daños en la población, la agricultura, la ganadería y la infraestructura” (CENAPRED, 2004).

Las inundaciones se producen generalmente por la ocurrencia de lluvias intensas prolongadas, como sucede durante las tormentas tropicales y el paso de huracanes, unido a dificultades locales en el drenaje provocado por diferentes causas (diseño inadecuado, falta de mantenimiento e infraestructura, cambio en la cobertura del uso del terreno, etc). La magnitud de las inundaciones está en función de la distribución espacial y temporal, del tamaño de las cuencas hidrológicas en el que tienen lugar y depende de las características del suelo, la infiltración, el drenaje natural o artificial de las cuencas y el contenido de humedad en el suelo.

Por otro lado la urbanización de una cuenca modifica la respuesta hidrológica frente a una determinada lluvia, esto debido a la construcción de casas, calles, banquetas y estacionamientos

que aumentan la impermeabilidad del área. Sus efectos son varios, por ejemplo la lluvia ya no se infiltra y por lo tanto el volumen de escurrimiento se incrementa, la superficie es más lisa, por lo que transporta con mayor eficiencia el flujo y existe menos almacenamiento.

Entre otros efectos indirectos de la urbanización, y que son importantes, están las invasiones de los cauces naturales y sus planicies de inundación, la deforestación de dichas cuencas, la disminución de la permeabilidad del suelo, que evita la recuperación de los acuíferos.

El objeto del presente manual sólo considera el control por inundación ocasionado por el escurrimiento pluvial en la cuenca urbana.

### 5.1 CRITERIOS DE PELIGRO POR INUNDACIÓN

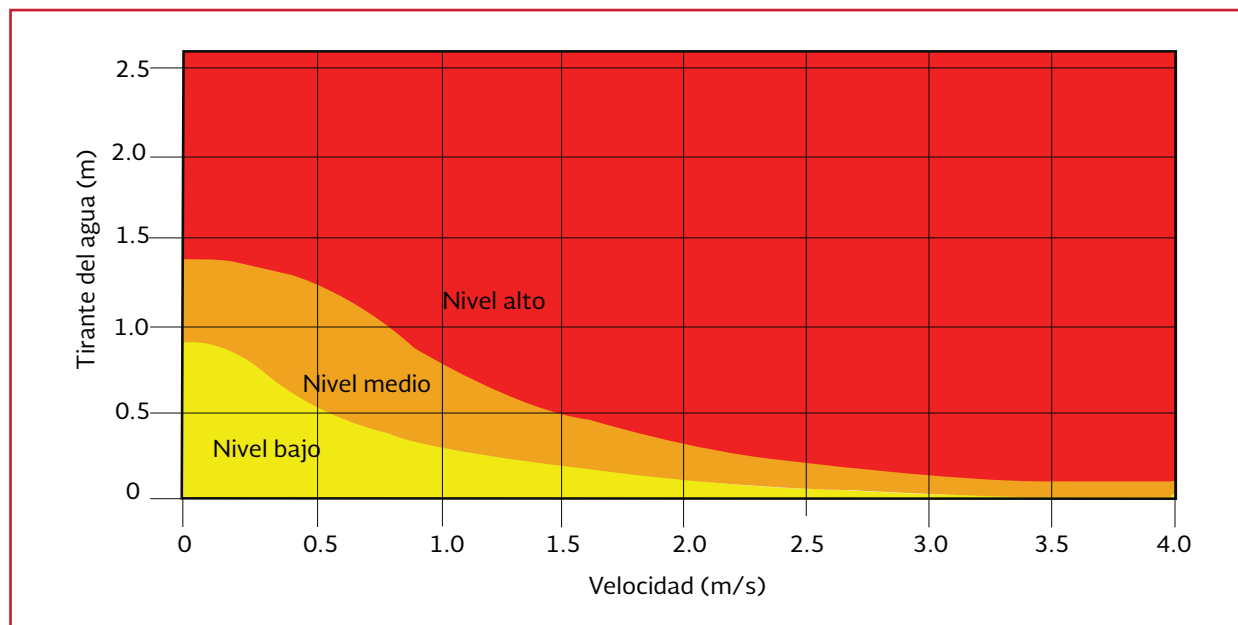
El fin de evaluar el peligro significa cuantificar en términos de probabilidad, la ocurrencia de un fenómeno en un lapso estimado, potencialmente dañina para los bienes expuestos. Al momento de definir el peligro, conviene medir su potencial con una variable denominada “intensidad”, ya que la caracterización de un fenómeno sólo está completa si se especifica su intensidad (CENAPRED, 2004).

Se han realizado diversos métodos para poder cuantificar y parametrizar las variables que intervienen en el peligro por inundación. IMTA *et al.* (2015) exponen los siguientes parámetros a considerar: tirante de inundación, velocidad, vuelco y deslizamiento. A partir de estos criterios de peligro es posible construir los mapas de peligro por inundación. A continuación se mencionan los criterios de la Federal Emergency Management Agency (FEMA); la Office Federal de l'Économie Des Eaux (OFEE); Dórrigo, Australia y el criterio de Nanía y Témez.

### 5.1.1 CRITERIO DE LA FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA)

La FEMA de los Estados Unidos, desarrolló un criterio para la generación de mapas de peligro, en el que relaciona la profundidad máxima o tirante máximo con la velocidad máxima del agua, ver Ilustración 5.1, con base en estas relaciones establece tres rangos de peligro: zona de nivel bajo, medio y alto de amenaza (FEMA, 2009).

Ilustración 5.1 Niveles de peligro por FEMA que relacionan el tirante del agua (m) y la velocidad (m/s) (FEMA, 2009)



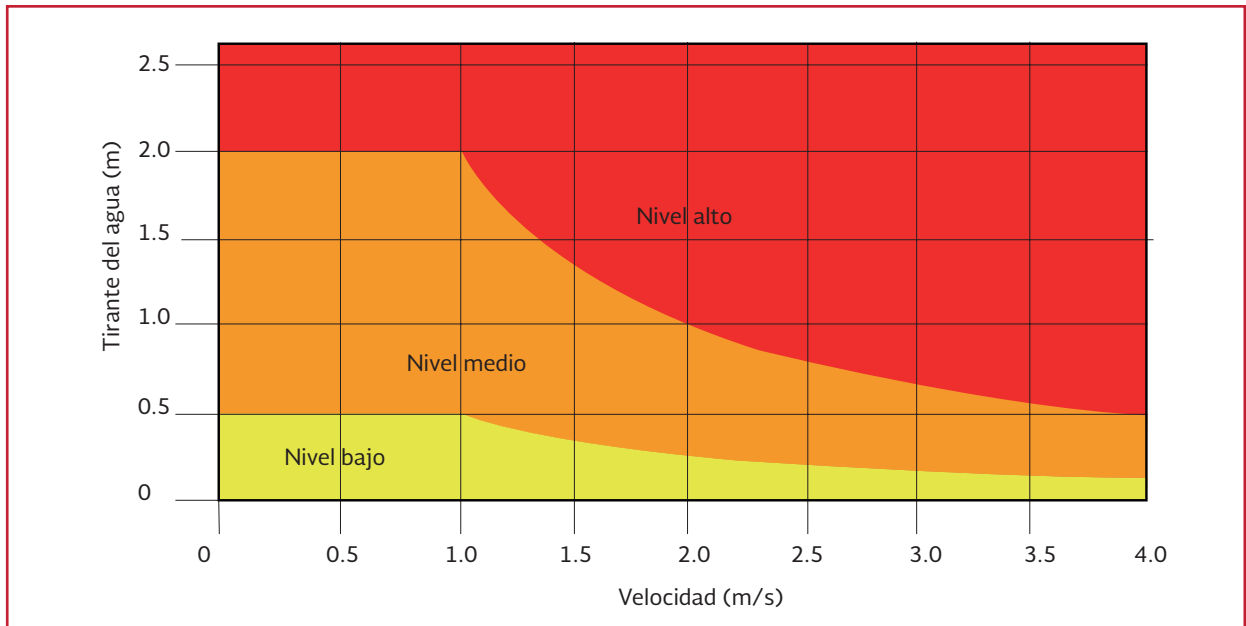
- La zona de nivel bajo no representa una afectación a la población, pero las edificaciones pueden sufrir daños ligeros
- La zona de nivel medio, se tienen daños a la integridad de las personas y afectaciones en las edificaciones
- La zona de nivel alto de amenaza, la vida de las personas puede estar en peligro y se tienen afectaciones estructurales de las edificaciones

### 5.1.2 CRITERIO DE LA OFFICE FÉDÉRAL DE L'ÉCONOMIE DES EAUX (OFEE)

La OFEE (Loat y Petrascheck, 1997), considera un criterio para evaluar los peligros generados por las inundaciones, basados en tres niveles (ver Ilustración 5.2).

- Nivel bajo. El daño que pudiera sufrir la población es bajo, aunque las edificaciones pueden sufrir daños leves; la inundación o el arrastre de sedimentos pueden llegar a afectar el interior de las edificaciones

Ilustración 5.2 Niveles de peligro por OFEE para inundaciones (Loat y Petrascheck, 1997)



- Nivel medio. La población está en riesgo fuera de las viviendas, y las edificaciones pueden sufrir daños y colapsar dependiendo de sus características estructurales
- Nivel alto. La población está en riesgo dentro y fuera de las viviendas, y las edificaciones están en peligro de colapsar

Estos criterios los aplica para tres casos (Tabla 5.1) el primero de ellos es el de inundación, el segundo es para erosión de taludes en ríos, y el tercero para deslaves provocados por lluvias torrenciales.

### 5.1.3 CRITERIO DE DÓRRIGO, AUSTRALIA

El lugar de aplicación de este criterio fue la ciudad de Dórrigo, Australia, donde se generaron mapas de peligro con base en el criterio de profundidad y velocidad del agua, ver Ilustración 5.3, en el que se definen tres rangos de peligro (NSW, 2005). Este criterio está basado en la inundación máxima probable y el nivel de inundación, su aplicación ha sido utilizada en México donde Fuentes (2011) generó mapas

Tabla 5.1 Criterios de peligro ante eventos causados por precipitación OFEE (Loat y Petrascheck, 1997)

Criterios de peligro	Inundación		Erosión de taludes en ríos		Deslaves	
	Tirante	Relación velocidad tirante	Tirante	Relación velocidad Tirante	Tirante	Velocidad
	m	m <sup>2</sup> /s	m	m <sup>2</sup> /s	m	m/s
Nivel Bajo	Menor a 0.5	Menor a 0.5	Menor a 0.5	-	-	-
Nivel medio	Entre 0.5 y 2	Entre 0.5 y 2	Entre 0.5 y 2	-	Menor a 1	Menor a 1
Nivel alto	Mayor de 2	Mayor a 2	Mayor de 2	-	Mayor a 1	Mayor a 1

de peligro por inundación para la ciudad de Villahermosa, Tabasco. Esta clasificación se basa en tres niveles:

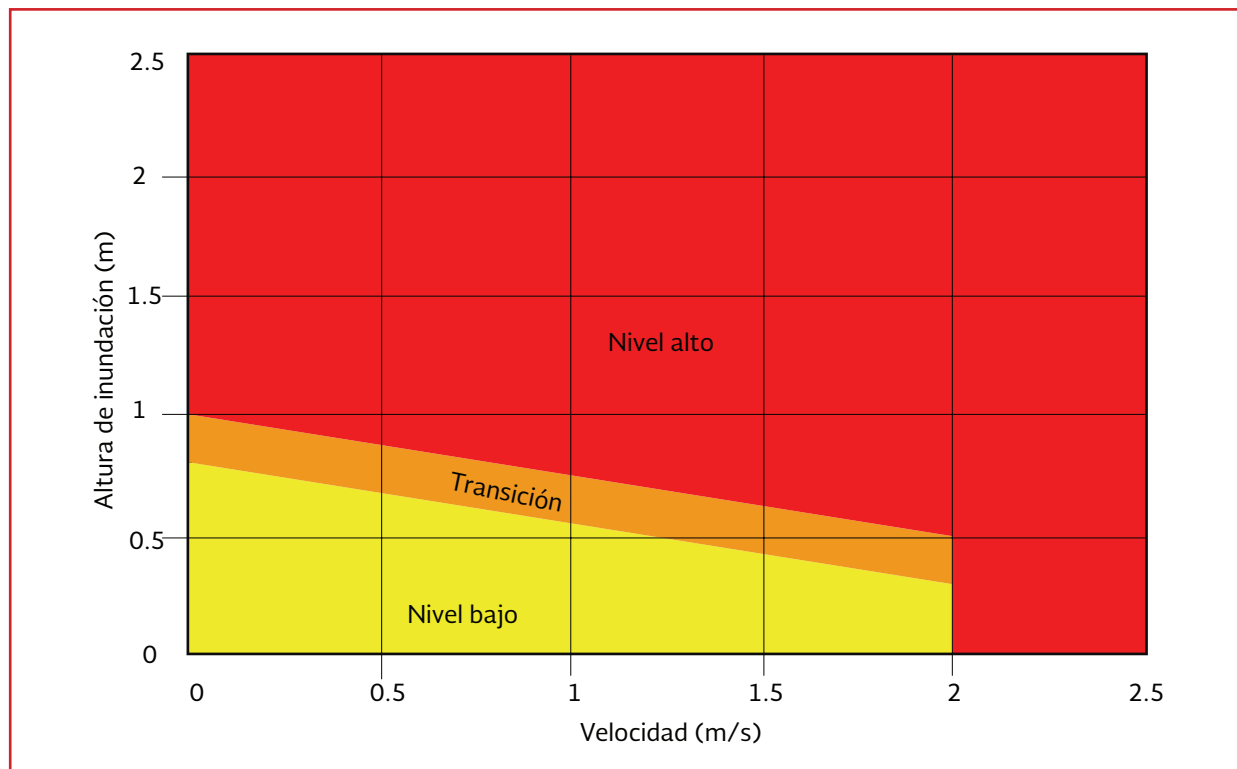
- Nivel alto: Posible peligro para la seguridad de las personas, donde la evacuación por vehículos es difícil, además los adultos tienen dificultad para cruzar las calles con seguridad y existe un potencial daño estructural a las construcciones
- Nivel bajo: En caso de ser necesario, los vehículos pueden evacuar a las personas y sus posesiones, los adultos pueden tener una pequeña dificultad para cruzar las avenidas con seguridad
- La zona de transición: Destaca por un color intermedio, donde el grado de peligro depende de las condiciones del lugar

Además en la ciudad de Dórrigo se aplicó otro nomograma, donde se presenta la relación que puede existir entre la velocidad-tirante y las relaciones entre ambos (Ribera, 2004). En el cual se mencionan algunos criterios de estabilidad para vehículos, daños a estructuras y seguridad de las personas.

#### 5.1.4 CRITERIO DE NANÍA Y TÉMEZ

Nanía (1999), realizó un modelo teórico experimental, para la ciudad de Mendoza, Argentina; donde el estudio abarca 30 manzanas, conformado por 50 tramos de calles y 21 cruces; y analiza el riesgo asociado al escurrimiento pluvial en calles. El estudio toma en cuenta la estabilidad al deslizamiento de las personas ante la fuerza de arrastre que ejerce el flujo sobre ellas, cuando es necesario cruzar la calle, donde obtuvo como resultado

Ilustración 5.3 Niveles de peligro aplicados a la ciudad de Dórrigo, Australia (NSW, 2005)



el valor de  $1.23 \text{ m}^3/\text{s}^2$  como límite para que una persona cruce sin problemas, ver Ilustración 5.4. El valor de  $1.23 \text{ m}^3/\text{s}^2$  surge de la ausencia de criterios que consideren la velocidad y el tirante del flujo, en conjunto. Para la elaboración del criterio, se consideró la estabilidad al deslizamiento de una persona ante la fuerza de arrastre que ejerce el flujo sobre ella, la cual puede evaluarse como:

$$F_1 = \frac{1}{2} C_d \rho A V^2 \quad \text{Ecuación 5.1}$$

donde:

- $F_1$  = Fuerza de arrastre del agua (N)
- $C_d$  = Coeficiente de arrastre, que depende básicamente de la forma de la superficie contra la cual choca el fluido (adimensional)

- $\rho$  = Densidad del fluido ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
- $A$  = Proyección frontal del área en donde actúa la fuerza del agua que es igual a  $y(b)$ , siendo este el producto del tirante por el ancho de la persona, en este caso de las piernas ( $\text{m}^2$ )
- $V$  = Velocidad del fluido ( $\text{m}/\text{s}$ )

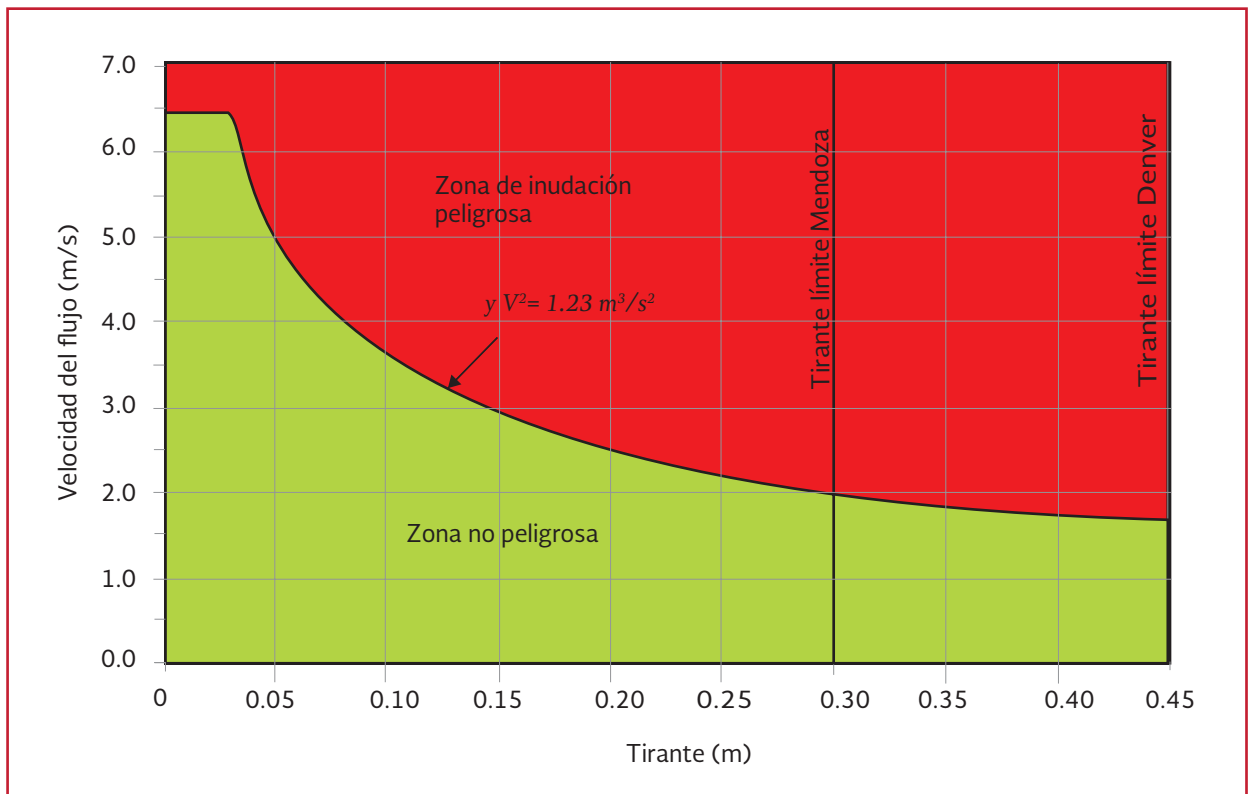
Suponiendo que la persona en cuestión pueda ser capaz de mantenerse en pie, la fuerza que debe equilibrarla es la de fricción del calzado sobre el suelo y sería igual a:

$$F_{cs} = \mu W_p \quad \text{Ecuación 5.2}$$

donde:

- $F_{cs}$  = Fuerza de fricción del calzado sobre el suelo (kgf)

Ilustración 5.4 Resultado del análisis de Nanía (Gómez, 2007)





- $\mu$  = Coeficiente de fricción, que depende de los materiales del calzado y del suelo y del estado de ambos (adimensional)
- $W_p$  = Peso de la persona (kgf)

Considerando que el coeficiente de arrastre para un cilindro de altura infinita es igual a 1.2 (Streeter y Wylie, 1979), la densidad del agua es de 1 000 kg/m<sup>3</sup>, el ancho de las piernas  $b = 0.1 \text{ m} \times 2 = 0.2 \text{ m}$ ; el peso de la persona de 60 kgf y el coeficiente de fricción entre el caucho y el concreto húmedo igual a 0.50 (Gieck, 1981), con un coeficiente de seguridad de 2, para incluir el efecto del empuje y la posible variación de los parámetros considerados, la condición de estabilidad está dada por la siguiente desigualdad:

$$v^2 y \leq \frac{2\mu P}{C_a \rho B^2} = \frac{2(0.5)(60)(9.81)}{1.2(2)(1000)(0.2)} \frac{\text{m}^3}{\text{s}^2} = 1.23 \frac{\text{m}^3}{\text{s}^2}$$

El límite de 0.30 cm de tirante de inundaciones, está adaptado para que el escurrimiento superficial no pueda entrar a los edificios, además Témez (1992) menciona en su estudio que la velocidad máxima permisible es de 1 m/s.

Estas clasificaciones relativas al peligro por inundación, se realizan con base en una evaluación hidráulica inicial, sin embargo es necesario considerar otros factores, como:

1. Preparación del personal de protección civil ante a las inundaciones
2. Duración de las inundaciones
3. Problemas de evacuación, etcétera

Es importante conocer el nivel de peligro por inundación que puede ocurrir en una cuenca y la

descripción del criterio empleado. Se recomienda emplear el criterio de la OFEE en conjunto con el de Témez y Nanía, ya que consideran la seguridad de las viviendas y de las personas.

## 5.2 ANÁLISIS DE SEVERIDAD

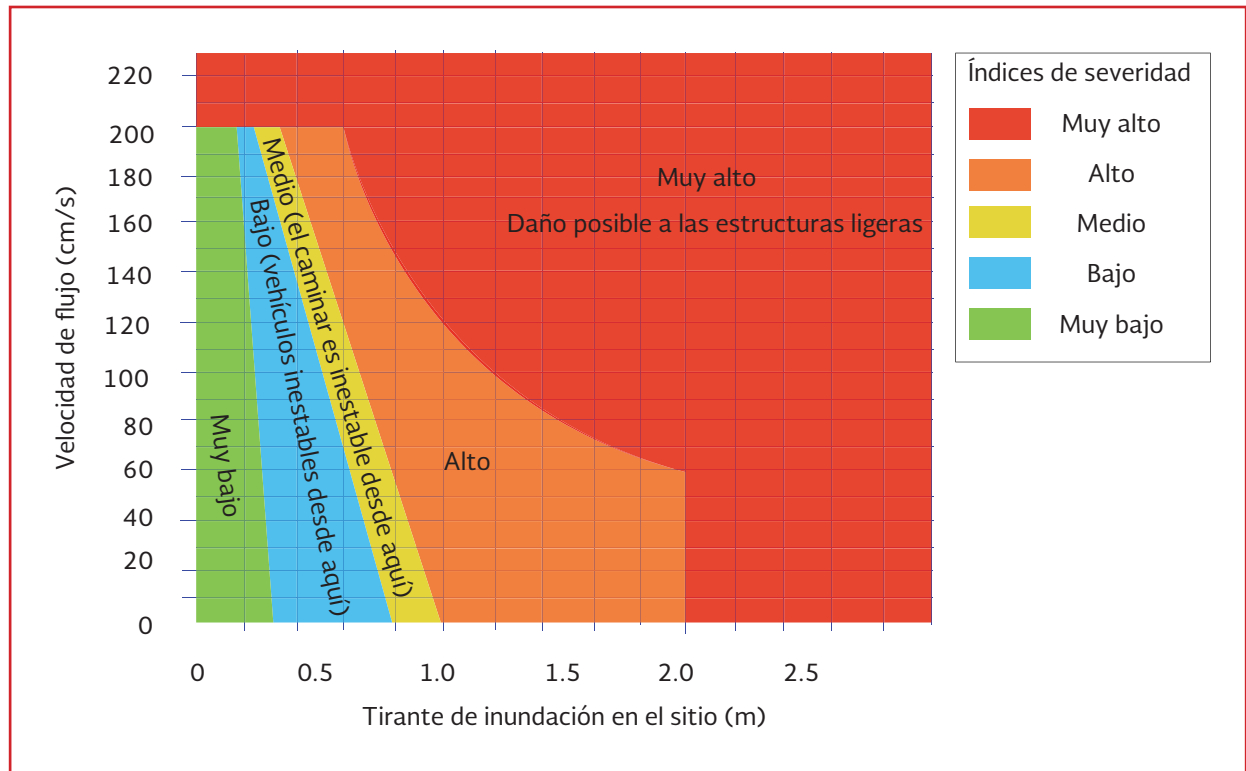
En diciembre de 2007 el gobierno de Nueva Gales del Sur (Australia), solicitó realizar un estudio del Río Bielsdown, el cual atraviesa una localidad llamada Dórrigo con el fin de determinar una adecuada gestión de riesgos en la llanura de inundación. Este estudio se realizó para definir los niveles de inundación, las velocidades de inundación y el riesgo. Entre sus conclusiones se obtuvo la relación de la velocidad del flujo contra la profundidad hidráulica de inundación (resistencia al vuelco de las paredes de las viviendas). Se estableció un índice de peligro por colores para definir la resistencia al flujo de un muro de una vivienda (ver Ilustración 5.5).

El mapa de severidad permite programar las medidas de protección, y en su caso delimitar las áreas que no deban ser utilizadas para urbanización, así como reglamentar aquellos usos de suelo que presenten menos peligro.

### 5.2.1 INFLUENCIA DE LA URBANIZACIÓN EN EL ESCURRIMIENTO PLUVIAL

El cambio del uso de suelo por la urbanización, suele manifestarse en el incremento de la impermeabilidad. Esto disminuye la capacidad del suelo a absorber el agua de la lluvia y por tanto se incrementa el flujo sobre la superficie y se reducen de manera significativa los tiempos de concentración a la salida de la cuenca, subcuenca o microcuenca.

Ilustración 5.5 Diagrama de resistencia al vuelco



Un ejemplo que llevó a cabo Martínez (2014), donde evaluó la zona norte de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas (subcuenca San Roque) y mediante un modelo de simulación numérica bidimensional encontró que en la zona de estudio se presenta un incremento de hasta 4 veces el  $Q_{max}$  del hidrograma con urbanización comparado con la simulación con terreno natural, para una lluvia de 69.2 mm para un periodo de retorno de 100 años (Ilustración 5.6).

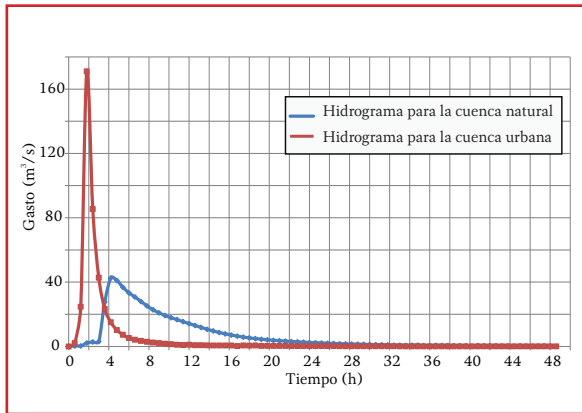
Es importante que los desarrolladores de vivienda, caminos y puentes, así como los estados y municipios, consideren el impacto hidrológico de la urbanización y las obras necesarias para el control de las inundaciones correspondientes a periodos de retorno ( $T_r$ ) que no se tratan en este manual (5, 10, 20, 25, 50 y 100 años).

La alteración de las redes de drenaje natural, pueden provocar el aumento de la velocidad del escurrimiento

hacia aguas abajo de la cuenca e incrementar las zonas impermeables en la superficie; todo ello con el criterio de drenar lo más eficiente y rápido posible el área urbanizada, esta dinámica puede afectar la hidrología en la cuenca (lluvia-escurrimiento) e inundar a las cuencas, subcuenas o microcuencas situadas aguas abajo. La urbanización aguas arriba modifica el hidrograma que caracteriza estas zonas, de forma que se incrementa el volumen de escurrimiento, el gasto pico del evento pluvial, y el tiempo de concentración, es decir, disminuye el tiempo que transcurre entre el inicio del escurrimiento provocado por la lluvia y el máximo caudal de escurrimiento.

El escurrimiento que originan las tormentas en las áreas urbanas tiene impacto considerable en la población, debido a su movimiento y almacenamiento temporal que daña las propiedades públicas y privadas, además de alterar o suspender las actividades económicas comunes.

Ilustración 5.6 Comparación de hidrogramas en MDE natural y con traza urbana (Martínez, 2014)



Las obras de ingeniería civil que se usan para coleccionar, transportar y eliminar las aguas de tormenta en ciudades, son muy costosas y para su proceso constructivo se requieren suspender algunas obras inducidas (detección, valoración y gestión de instalaciones que puedan intervenir en el desarrollo constructivo). Por lo tanto el diseño de esta infraestructura está en función del costo-beneficio y el periodo de retorno que indica la probabilidad de superar la capacidad de la infraestructura.

Los planificadores de zonas urbanas deben de configurar el desarrollo para soportar el caudal que el drenaje pluvial urbano no soporte (a partir del año 1996 la CONAGUA recomienda gastos de diseño acorde al tamaño de la población), por tal motivo se han creado medidas estructurales sustentables que ayudan a mejorar el entorno de la cuenca e intersecten la lluvia con el fin de disminuir los escurrimientos pluviales como es la infraestructura verde (Rockefeller, 2011), definida como un sistema interconectado de espacios abiertos, áreas naturales, humedales, parques; preservando el medio ambiente y las plantas nativas del lugar. Además estas medidas entrelazan lo natural con las infraestructuras hechas por el hombre (CNT, 2010).

## 5.2.2 CONTROL DE INUNDACIONES

Se le llama “control de inundaciones” a todas aquellas obras y acciones que tienen por objeto de mitigar los daños causados por las inundaciones en una zona predeterminada.

Las inundaciones y los encharcamientos —considerándose a un encharcamiento como una depresión cerrada, con una lámina delgada de agua sin movimiento y una inundación a la cobertura temporal de la superficie del suelo por agua que fluye por diferentes orígenes (NRCS, 2003)— pueden ser causados por lluvia directa, por el desbordamiento de corrientes y por la presencia de obstáculos en las corrientes.

Para prevenir las inundaciones causadas por lluvia directa en una ciudad se emplean las redes de drenaje pluvial. En el caso de inundaciones provocadas por desbordamiento de ríos y arroyos se dispone de las obras siguientes:

- a) **Bordos perimetrales.** Consisten en bordos contruidos alrededor de una zona particular y se utilizan para proteger pequeñas áreas
- b) **Bordos longitudinales.** Son bordos contruidos a lo largo de una o ambas márgenes de un río que permiten proteger grandes áreas
- c) **Desvíos permanentes.** Se le llama así al encauzamiento permanente de un río, ya sea hacia un cauce artificial contruido para ello o hacia otro natural
- d) **Desvíos temporales.** Cuando se presenta una avenida de importancia en un cauce, a veces conviene conducir parte del agua de la avenida hacia lagunas o zonas bajas inundables mientras dura la avenida para que los daños sean mínimos

- e) **Rectificaciones.** Consisten en aumentar la capacidad de un cauce mediante el dragado o el corte de meandros. El dragado consiste en una excavación que permite ampliar la sección transversal de un río; por otra parte, el corte de meandros se refiere a la construcción de un cauce recto entre los tramos curvos de un río para disminuir el tiempo y la distancia de recorrido del agua por el cauce
- f) **Presas de almacenamiento.** La construcción de una presa de almacenamiento tiene entre sus ventajas la regulación de avenidas, pues al controlar el gasto de descarga se evitan las inundaciones aguas abajo
- g) **Presas rompepicos.** Son presas de dimensiones reducidas que no poseen gran capacidad de almacenamiento. Su propósito es reducir el gasto pico de una avenida, pues son diseñadas para retener cierta cantidad de agua durante la avenida y luego permitir su descarga más lenta hacia aguas abajo
- h) **Desazolve de cauces o dragados.** Al paso del tiempo, los cauces pueden acumular piedras, sedimentos, basura y vegetación, que tienen como efecto la reducción de la capacidad del cauce. Por ello, resulta conveniente limpiar o dragar los cauces antes de la época de avenidas

La protección de una zona contra inundaciones causadas por el desbordamiento de corrientes se lleva a cabo generalmente con combinaciones de las obras mencionadas anteriormente. El diseño y selección de alguna o varias de ellas depende de los análisis descritos

en hidráulica fluvial y de técnicas hidrológicas que escapan a los alcances de este documento. Para mayor información puede consultar el cuaderno de investigación "Obras de protección contra inundaciones" de Salas, 1999; el libro de "Técnicas Estadísticas en Hidrología" de Escalante y Reyes, 2005; "Manual de Análisis de frecuencias en hidrología" de Aparicio *et al.*, 2010; "Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño" de Ramírez, 2000; "Manual de estudio hidrológico para obras de protección" de Fuentes *et al.*, 1996; "Manual de obras de protección para control de inundaciones" de Maza *et al.*, 1997; "Fundamentos de hidrología de superficie" de Aparicio, 1989 "; "Introducción a la hidrología urbana" de Campos-Aranda, 2010; así como en libros relacionados con la hidráulica fluvial: Maza (1987); CFE (1981); Graf (1971); Raudkivi (1976); Maza y García (1984); Shen (1971); Simons y Sentürk (1977); Selim y Ferreira (2001).

Por último, debido a los cambios antropogénicos del río, el área de la sección hidráulica disminuye considerablemente, siendo un factor a considerar en el diseño de las obras, entre ellos se pueden mencionar los bordos, puentes, vados, represas y presas de varios tipos (retención de azolves, derivadoras, almacenamientos y rompepicos). Las obras hidráulicas mencionadas anteriormente construidas al paso del río y cuando este presenta una capacidad máxima de transporte funcionan como obstáculos, por ejemplo las presas derivadoras y puentes pueden generar efectos notables al provocar remansos e inundaciones aguas arriba de su ubicación.



# 6

## DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL

Cuando llueve en una localidad, el agua no infiltrada escurre por las calles y en el terreno natural hacia las partes bajas, donde finalmente puede almacenarse o conducirse hacia los arroyos naturales. A fin de evitar que el agua se acumule o sus corrientes causen daños y molestias a la población, se construye el alcantarillado pluvial por medio del cual se conducen las aguas de lluvia hacia sitios más seguros para su vertido.

El diseño y construcción de una red de alcantarillado es un trabajo de ingeniería donde se busca la eficiencia y economía. Por ello, se han desarrollado métodos de diseño que involucran los conceptos presentados en los capítulos anteriores a fin de aplicarlos en conjunto con recomendaciones constructivas que permitan la conservación y mantenimiento de la red de tuberías. Dichos métodos pueden tener variables a juicio del proyectista, que cambia especialmente la forma de calcular la lluvia y los correspondientes gastos de diseño, pero deben atender a la normatividad local existente.

El diseño de la red abarca en forma general, la determinación de la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, los cálculos de diámetro y pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y atarjeas. Para ello, se siguen normas de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad. Por lo común, se aplican las reglas siguientes:

1. Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas o colectores de menor diámetro
2. El trazo de los colectores y las atarjeas se ubica sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con edificaciones. Su trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas. Cuando la calle sea amplia, se pueden disponer dos atarjeas, una a cada lado de la calle
3. La red de alcantarillado debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido
4. Las conducciones serán por gravedad. Se tratará de evitar las conducciones con bombeo
5. Durante el diseño se lleva a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de tuberías a fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos

sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo. Además, se deben tener en cuenta las consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar tanto fallas por razones estructurales como excesivos trabajos de mantenimiento

6. El dimensionamiento de las tuberías depende principalmente del tamaño del área de aporte, coeficiente de escurrimiento, intensidad de la lluvia de diseño y del periodo económico

## 6.1 PLANEACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL

La planeación de un sistema de drenaje es un trabajo que requiere del conocimiento de los diversos factores que influyen en el funcionamiento del sistema. Por ello, debe contarse con la mayor cantidad de información sobre la zona de proyecto, con el fin de conocer a detalle la localidad y proponer opciones de proyecto que, además de aprovechar la topografía de la zona, sean económicas y eficientes para el nivel de protección deseado.

En general, durante la planeación del sistema, conviene realizar las actividades siguientes:

### 6.1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA

A fin de definir los alcances y la magnitud de un proyecto de drenaje pluvial en una localidad, se debe contar con información consistente en:

1. Datos generales. Localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos
2. Planos de la localidad. Son esenciales para la elaboración del proyecto, pues de ellos depende el definir adecuadamente la configuración de la red, por lo que en caso de no contar con ellos, deberán hacerse levantamientos topográficos para obtenerlos. En la práctica, se recomienda obtener:
  - a) Plano topográfico actualizado de la localidad a escala 1:2 000, donde se muestren las curvas de nivel a equidistancias de un metro y se indique: trazo urbano con nombre de las calles, elevaciones de terreno en los cruces de las calles y en los puntos donde existe cambio de pendiente o de dirección del eje de la calle
  - b) Plano topográfico de la cuenca donde se ubica la localidad, con escala 1:5 000 y equidistancias entre curvas de nivel de un metro. Es conveniente, indicar la hidrología de la zona definiendo las cuencas de aportación a la localidad, exteriores a su mancha urbana; las corrientes existentes (naturales y artificiales), y los posibles sitios de vertido señalando los niveles de agua máximo y mínimo extraordinarios, los gastos correspondientes y el sentido del escurrimiento
  - c) Plano urbano de la localidad donde se muestren: tipos de pavimentos existentes, banquetas, áreas verdes, y usos del suelo, presentes y en lo posible, futuros

Además, es conveniente contar con:

- d) Plano de la infraestructura existente como son: el trazo de los colectores y atarjeas, las elevaciones del terreno y de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita, así como las características de las tuberías: material, diámetro, longitud y pendiente. Se debe indicar la ubicación de las estructuras especiales y sus principales características, como es el caso, por ejemplo, de estaciones de bombeo, canales, sifones, alcantarillas y bordos
  - e) Plano geológico, indicando clasificación y tipo del suelo, ubicación de sondeos y sus resultados, y profundidades del manto freático
  - f) Planos adicionales de instalaciones subterráneas (agua potable, alcantarillado sanitario, gas, etc.)
3. Información climatológica de la zona y registros pluviométricos y pluviográficos de las estaciones locales y aledañas a la zona de estudio. De esta información deberán obtenerse las intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de tiempo: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, para obtener curvas  $i-d-Tr$ , tal como se presentó en el capítulo 3
  4. En caso de existir, es útil considerar la información de operación de que se disponga sobre el sistema actual de desalojo de aguas pluviales y de los problemas de drenaje que se hayan presentado en la localidad, así como de sus causas y posibles soluciones

## 6.1.2 DEFINICIÓN DE CUENCAS, SUBCUENCAS Y MICROCUENCAS

En los planos de la configuración del terreno disponibles o los elaborados por dependencias como: el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) que cuenta con archivos en formato vectorial como: pdf, tif, gif, shp y geopdf en escalas 1: 20 000, 1: 50 000, 1: 250 000 y 1: 1 000 000, además proporciona archivos en formato raster con extensión .bil y .tiff que permiten procesar la información para identificar y delimitar las cuencas de la zona, determinar la superficie, así como establecer áreas de aportación a una zona determinada.

En los planos de la localidad se definirá la red de drenaje interna, considerando el funcionamiento superficial que presenta la red vial como conductora de las aguas pluviales, definiendo los puntos de concentración, a los que deberá darse solución especial, así como las áreas de aportación a las calles.

Esta actividad se describe en el apartado "2.3 Cuencas urbanas", donde a partir del Modelo Digital de Elevaciones se delimita la cuenca, las subcuencas y las microcuencas, así como las líneas de corriente que representan el sistema de drenaje natural de la comunidad.

## 6.1.3 REGIONALIZACIÓN DEL SISTEMA

Deberá dividirse la localidad en atención a la pendiente del terreno natural en zonas de te-



reno accidentado, de terreno de pendiente moderada y en terreno plano, definiendo con ello las zonas donde se presentan transiciones en la pendiente del terreno y susceptibles de problemas localizados para la capacidad del sistema.

#### 6.1.4 DEFINICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DEL SISTEMA

Se definirán acorde a la red de drenaje natural en cuanto sea posible, la red de colectores primaria y secundaria, identificando los puntos de ingreso de aguas captadas en áreas exteriores a la localidad o definiendo interceptores que permitan manejar las corrientes exteriores sin ingresar al sistema interno. Asimismo, cuando la configuración del sistema lo permita, se definirán líneas de alivio entre los colectores principales que les permitan apoyar su funcionamiento en condiciones extraordinarias.

#### 6.1.5 DEFINICIÓN DE ESTRUCTURAS ESPECIALES

Se definirán las estructuras requeridas por el sistema para un funcionamiento adecuado, entre las que pudieran encontrarse:

- Presas rompepicos en las partes altas de las cuencas de aportación al sistema
- Presas retenedoras de azolve, cuando el arrastre de sedimentos por las corrientes represente un problema en su desalojo del sistema interior
- Tanques de tormenta en los cambios de pendiente significativos en el sistema de drenaje, determinando para ello la nece-

sidad de una estructura subsuperficial o bien aprovechar algún elemento urbano que permita el almacenamiento de agua sin causar daños mayores, como pueden ser parques, jardines o plazas

En todos los casos deberá considerarse la posibilidad de dar a cada uno de los elementos propuestos, el mantenimiento adecuado.

#### 6.1.6 CONSIDERACIÓN DE ÁREAS DE RETRASO

En todos los casos y como criterio general para mejorar el funcionamiento de los sistemas de drenaje, se buscará drenar las aguas superficiales hacia áreas con vegetación que determinen un retraso del ingreso de las aguas pluviales al sistema de recolección, lo que permitirá un funcionamiento más eficiente. Sin embargo, estas medidas no deberán considerarse en el dimensionamiento de los ductos, por estar sujetas a los cambios de uso y de manejo superficial futuros.

#### 6.1.7 DEFINICIÓN DEL DESALOJO DE LAS AGUAS

Se debe procurar, que el desalojo de las aguas sea a las corrientes naturales que se tengan en la vecindad de la localidad; descargando a ellas cuantas veces sea requerido en uno o varios puntos de éstas. Cuando se trate de descargas directas al mar, éstas deberán plantearse en el menor número posible, o bien, aprovechando descargas naturales que presentan bocas estables en su conexión al mar.

### 6.1.8 UBICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE DESCARGA

Se garantizará que la estructuras de descarga queden por arriba de los niveles que tomen los cuerpos de agua receptores como ríos, lagunas o mar bajo condiciones extremas, esto es: en el caso de ríos procurar que el nivel de descarga quede por arriba del nivel de superficie libre del agua que alcanza éste cuando se transita el gasto asociado a un periodo de retorno de 100 años; en el caso de lagos o almacenamientos deberá localizarse por arriba del nivel del NAMO y en el caso de que la descarga sea al mar, ésta deberá localizarse por arriba de la elevación máxima en pleamar.

## 6.2 PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO

En el diseño de diversas obras de ingeniería se manejan una serie de términos como: periodo de retorno ( $T_r$ ), periodo de diseño, vida útil, periodo de retorno de diseño y periodo económico de diseño. Todos ellos son parámetros de diseño que deben tenerse en cuenta al diseñar una obra.

De acuerdo a lo expuesto en el apartado 3.2.1, el periodo de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada, se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio; se le llama periodo de retorno de diseño ( $T_d$ ) cuando corresponde al periodo de retorno del evento de diseño con el cual se dimensionan las diversas estructuras de una obra.

En cambio el periodo de diseño, es el intervalo de tiempo en el cual se espera que una obra alcance su nivel de saturación o insuficiencia; este periodo debe ser menor a la vida útil de la misma.

Se utiliza para diseñar una obra de ingeniería con una estimación de la capacidad requerida al finalizar el periodo de diseño. Lo anterior se hace para evitar ampliaciones o adecuaciones durante un intervalo de tiempo igual al periodo de diseño de la obra.

La vida útil de una obra es el tiempo en que la obra sirve adecuadamente a los propósitos de diseño, sin tener gastos elevados de operación y mantenimiento que hagan inviable su uso o requiera ser eliminada por insuficiente. La vida útil de cada obra varía de acuerdo a diversos factores entre los que predominan: la importancia de la obra, la duración, resistencia y calidad de los materiales empleados en su construcción; el mantenimiento y operación adecuados; las condiciones locales y desde luego, la demanda de servicio ejercida al sistema.

Por último, el periodo económico de diseño es el periodo de retorno de un evento de diseño para el cual se tiene la mejor relación costo - beneficio. Cabe destacar que el periodo de retorno de diseño de una obra no siempre es el más económico, sino en ocasiones, el que está relacionado con el costo accesible para los usuarios.

La elección del periodo de retorno de diseño, en un sistema de drenaje pluvial, influye en el nivel de protección contra inundaciones y por consiguiente en la capacidad del sistema y el riesgo o probabilidad de falla de la obra.

De análisis económicos, se ha observado que el costo de una obra se incrementa en proporción al nivel de protección deseado hasta cierto punto, el periodo económico de diseño, después del cual, el costo de la obra crece demasiado sin tener mejoras sustanciales en el nivel de protección.

Se acostumbra expresar el nivel de protección en función del periodo de retorno del evento de diseño de las obras o simplemente el periodo de retorno de diseño. El periodo económico de diseño resulta difícil de determinar debido a que depende de factores difíciles de cuantificar como son: el costo de la obra; los daños, perjuicios e inconvenientes que puedan tenerse al presentarse una falla, el costo de mantenimiento y particularmente, el riesgo de pérdida de vidas humanas.

### 6.2.1 ASIGNACIÓN DEL PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO

Cuando el sistema de drenaje pluvial se diseña para periodos de diseño mayores a 10 años, las obras resultantes son costosas, además el sistema estaría funcionando la mayor parte de su vida útil muy por debajo de su capacidad.

Por razones de economía, se ha propuesto usar periodos de retorno de diseño desde 1 hasta 10 años, ya que se logra un funcionamiento adecuado del sistema durante lluvias ordinarias, aunque se tengan encharcamientos e inundaciones que provoquen ligeros daños y molestias a la población durante lluvias extraordinarias.

En la Tabla 6.1 y la Tabla 6.2 se presenta la recomendación para la selección del periodo de retorno, en función del tipo de uso de suelo y el tipo de infraestructura desarrollada. La selección final del periodo de retorno de diseño puede estar influenciada por factores, tales como:

- Rendimiento hidráulico
- Costos de construcción y de operación
- Requisitos de mantenimiento
- La necesidad de reducir el daño potencial de inundación con base a un proceso

Tabla 6.1 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial (adaptado de *Department of Energy and Water Supply*, 2013)

Tipo	Descripción	<i>T<sub>r</sub></i> (años)
Centro de negocios	Zonas donde el uso principal es para las actividades de venta al por menor o de negocios y donde los edificios son comúnmente construidos hasta los límites de la propiedad, los toldos sobresalen sobre la banqueta y el paisaje es mínimo o inexistente. Estas áreas de negocios a menudo se encuentran en las partes más antiguas de la ciudad o pueblo	10
Áreas comerciales	Zonas donde los usos primarios incluyen las ventas al por menor, actividades comerciales, hoteles etc. Pueden incluir centros para exposiciones, restaurantes, clubes deportivos	10
Zonas industriales	Las áreas donde las actividades principales llevadas a cabo son la producción, el procesamiento de productos, instalaciones de almacenamiento, etc	2
Zonas urbanas con alta densidad	Áreas urbanas que tienen más de 20 viviendas por cada 10 000 m <sup>2</sup> (hectárea), como edificios de departamentos, unidades habitacionales y zonas suburbanas altamente pobladas	10
Zonas urbanas de mediana densidad	Las áreas residenciales que tienen más de 5 y hasta 20 unidades de vivienda por cada 10 000 m <sup>2</sup> (hectárea)	2
Zonas rurales	Áreas residenciales rurales que tienen entre 2 y 5 unidades de vivienda por cada 10 000 m <sup>2</sup> (hectárea)	2
Espacios abiertos	Las áreas abiertas utilizadas principalmente para la recreación, como parques, campos de golf, etc	1

Tabla 6.2 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial, parte II (CONAGUA, 1996)

Estructuras de drenaje pluvial	<i>Tr</i> (años)
Aeropuertos y estaciones de ferrocarril y de autobuses	10
Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos locales que comunican poblados pequeños	10 a 25
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales que comunican poblados medianos	25 a 50
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos primarios que comunican poblados grandes	50 a 100
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 a 5
Poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 a 10
Poblados grandes con más de 1 000 000 de habitantes	10 a 25

de evaluación de riesgos

- Seguridad
- Estética
- Metas regionales de planificación
- Requisitos legales y estatutarios

Se recomienda que en el diseño de sistemas de drenaje no se utilice un periodo de retorno por debajo de 2 años para las categorías de desarrollo residencial e industrial, o por debajo de 1 año para espacios abiertos, parques, etc.

Para el diseño de emisores y canales de descarga de drenaje, cuando se tenga certeza de la calidad y de las condiciones de rugosidad de la superficie del canal y que además se cuente con un buen mantenimiento se puede adoptar un  $Tr = 50$  años. Esto puede aplicarse en canales revestidos de concreto en zonas de fácil acceso y condiciones de suelo estables.

Para el caso de conducciones, donde es difícil predecir las condiciones reales de flujo, por ejemplo, cuando la rugosidad de la superficie es variable o en canales no revestidos, el  $Tr$  debe ser de 100 años.

Al seleccionar el  $Tr$  de diseño, se debe tener en cuenta la proyección de crecimiento poblacio-

nal, durante la vida útil de la obra, es decir, el crecimiento demográfico, si bien es cierto que el drenaje pluvial no está en función del número de habitantes, si está supeditado a las características de la cuenca y un aumento de la población implica cambios en las características del escurrimiento y el no considerar este factor, puede ocasionar fallas en el funcionamiento.

#### 6.2.1.1 Selección del periodo de retorno en función de la evaluación de riesgos

En algunos casos es necesario considerar un periodo de retorno mayor a los presentados en la Tabla 6.1 y la Tabla 6.2, cuando la operación de un elemento del sistema de drenaje se considera crítico, ya que su falla podría dar lugar a:

- Riesgo a la vida de los habitantes
- Graves daños a la infraestructura local
- Daños a las vías de acceso o de evacuación ante un fenómeno meteorológico

En la mayoría de los casos, estos riesgos de seguridad estarán asociados con las siguientes condiciones:

- Desalojo de agua pluvial por un puente, sifón invertido o descargas a altas velocidades
- Falla estructural de carreteras, vías de ferrocarril, terraplenes o la falla de una presa

En estos casos, el diseño y la selección del periodo de retorno se deben basar en procedimientos similares a los utilizados para el análisis de falla de una presa.

Al evaluar los efectos potenciales de un escurrimiento con periodo de retorno mayor a los indicados en la Tabla 6.1 y Tabla 6.2, se debe considerar cuando menos lo siguiente:

- Inundaciones provocadas por el exceso de agua
- Efectos adversos en comunidades y cuencas vecinas
- Potencial de daños a la propiedad irreparable (por ejemplo, daños a sitios históricos o erosión severa que amenaza la integridad estructural de las edificaciones)

#### 6.2.1.2 Periodo de retorno para protección de infraestructura comunitaria esencial

La Tabla 6.3 presenta periodos de retorno específicos para diseñar sistemas de drenaje que sirvan como protección para instalaciones estratégicas como: hospitales, estaciones de bomberos, protec-

ción civil, policía y toda instalación que se considere como prioritaria ante la ocurrencia de un siniestro (albergues).

### 6.2.2 PERIODOS DE RETORNO DE DISEÑO EN SUBCUENCAS

La asignación del periodo de retorno de un evento de diseño, cuando una estructura hidráulica opera en combinación con otras de aguas arriba en la misma cuenca; o bien, esta estructura intercepta a diversas corrientes, requiere en ocasiones de un análisis que permita tomar en cuenta la combinación de la incidencia de los eventos de diseño.

Los eventos extremos dentro de cada subcuenca, dependiendo del tamaño de ésta, pueden ser dependientes o independientes entre sí, y no se puede seleccionar un periodo de retorno común sin analizar cuál sería la probabilidad de ello, ni tampoco se pueden asignar periodos de retorno para cada una de las corrientes, sin haber estudiado el comportamiento de éstas.

Con el fin de acotar el problema, se requiere hacer un análisis de periodos de retorno de un evento en una cuenca, siempre y cuando en el evento de diseño no esté involucrada la precipitación máxima probable (profundidad de precipitación estimada analíticamente para

Tabla 6.3 Periodos de retorno para protección de infraestructura comunitaria esencial

Tipo de infraestructura	Tr (años)
Hospitales, servicios de emergencia, centros de mando, protección civil	500
Albergues, policía, museos, bibliotecas, las instalaciones de almacenamiento para los registros de valor históricos o culturales, casas hogar, infraestructura de servicios públicos	200
Vías de acceso	50

una duración, área y región particulares), ya que en este caso el estudio se hace a través de la distribución de las tormentas en la cuenca.

Para tomar en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de dos eventos máximos (corrientes), definida como el producto de las probabilidades individuales; se utiliza la siguiente expresión (Pérez *et al.*, 2000)

$$P(X_1 \cap X_2) = P(X_1)P(X_2) \quad \text{Ecuación 6.1}$$

donde:

$P(X_1 \cap X_2)$  = Es la llamada probabilidad de intersección y se lee la probabilidad de  $X_1$  y  $X_2$

Si dos eventos son independientes y mutuamente excluyentes, entonces:

$$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) \quad \text{Ecuación 6.2}$$

donde:

$P(X_1 \cup X_2)$  = Es la llamada unión de probabilidades y se lee la probabilidad de  $X_1$  y  $X_2$

O bien, el periodo de retorno a través de las funciones de distribución de probabilidad acumulada de gastos y volúmenes, se expresa de la siguiente manera (Goel *et al.*, 1998):

$$T_{qv} = \frac{1}{1 - F_q(Q) - F_v(V) + F_{qv}(Q, V)} \quad \text{Ecuación 6.3}$$

donde:

$F_q(Q), F_v(V)$  = Son las distribuciones marginales de las variables aleatorias

$F_{qv}(Q, V)$  = Función de distribución conjunta bivariada  
 $T_{qv}$  = Es el periodo de retorno conjunto entre el gasto pico y volúmenes de escurrimiento

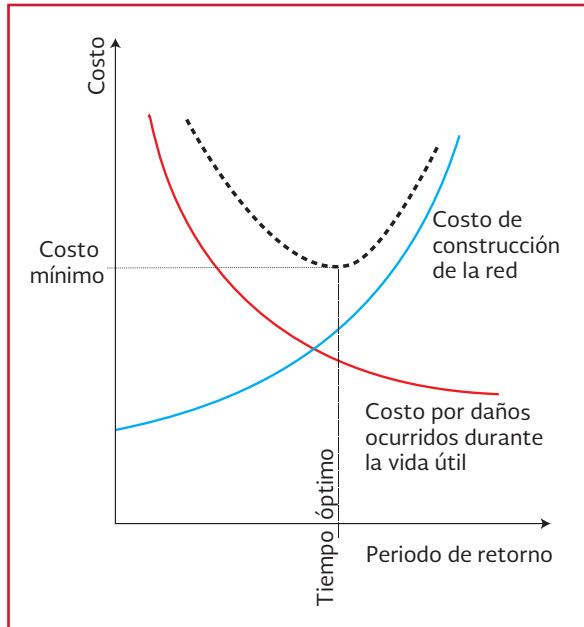
### 6.2.3 PERIODO ECONÓMICO DE DISEÑO

Es el periodo de retorno de un evento para el cual se tiene la relación costo beneficio más favorable. Las condiciones y características para elegir un diseño u otro se debe basar en un análisis de costo-beneficio, donde se comparen los costos de construcción contra los costos que provoca el fallo de la red de drenaje.

En el diseño de una red de drenaje se debe plantear, cual es el costo de construcción de la infraestructura necesaria para el correcto funcionamiento, evaluado para una serie de lluvias de proyecto con diferentes periodos de retorno. Como resultado, se obtiene una curva de costos creciente con respecto al periodo de retorno.

Esta información se debe comparar con la referente a los costos de los daños provocados por la falta de capacidad de la red durante su vida útil. Para ello se evalúan los daños causados por las posibles lluvias de mayor magnitud (mayor periodo de retorno) a la de diseño de la red. Cabe destacar aquí, que es complicado evaluar los daños, igual que la estimación de los posibles sucesos de lluvia que puedan provocar inundaciones a lo largo de la vida útil. Estos daños aumentan cuanto menor es el periodo de retorno de diseño de la red y disminuyen al incrementar el periodo de retorno de las lluvias empleadas para el diseño de la red de drenaje. Se trata, por tanto, de una curva decreciente, observe la Ilustración 6.1.

Ilustración 6.1 Análisis costo-beneficio para el diseño de una red de drenaje



El costo total de la infraestructura durante su vida útil es la suma de los costos de construcción y de los daños durante ese tiempo (podrían también incluirse los costos de mantenimiento y explotación). La suma de estos dos componentes da como resultado una curva cuyo mínimo señala el periodo de retorno más económico para el diseño de la red de drenaje.

Aunque un análisis costo-beneficio es un procedimiento sólido y congruente para el problema de decisión del nivel de riesgo, no se utiliza de manera habitual por los inconvenientes que presenta la evaluación de los daños y porque el uso de lluvias de proyecto de periodos de retorno  $T_r$  para el diseño de las redes, no garantiza probabilidades de inundación de  $T$  años, siendo ese un planteamiento determinista de la respuesta del sistema.

Por un lado, se está avanzando en el estudio de los costos asociados a los daños y existen proyectos de investigación en algunos países en la lí-

nea de permitir su utilización con bases de datos más ajustadas y fiables. Aun así, no es fácil ser objetivos al cuantificar los daños, pues aunque algunas valoraciones por parte de compañías de seguros o de servicios públicos sea una información muy precisa, los daños de carácter local o individual, derivados de los problemas en la vida cotidiana por falta de movilidad, accesos y tiempo perdido, son muy subjetivos.

### 6.3 TRAZO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL

El trazo de una red de drenaje debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde por cuestiones topográficas sea inevitable el bombeo.

El trazo de una red de drenaje se inicia con la definición del sitio o de los sitios de vertido, a partir de los cuales puede definirse el trazo de colectores y emisores. Una vez definido esto, se traza la red de atarjeas. En ambos casos, pueden elegirse varias configuraciones o trazos.

#### 6.3.1 CONFIGURACIONES DE UN SISTEMA DE DRENAJE

Se denomina configuración de un sistema de drenaje al trazo definido para los colectores y emisores de la red, el cual depende, principalmente, de la topografía de la zona, del trazo de las calles en la localidad, de la ubicación de los sitios de vertido y de la disposición final del agua.

Los modelos de configuración de colectores y emisores más usuales se pueden agrupar en los tipos siguientes:

- a) **Modelo perpendicular.** Se utiliza en comunidades que se ubican a lo largo de una corriente, con el terreno inclinado hacia ella, por lo que las tuberías se colocan perpendicularmente a la corriente y descargan a colectores o a la corriente. Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores (Ilustración 6.2)
- b) **Modelo radial.** En este modelo la pendiente del terreno baja del centro del área por drenar hacia los extremos, por lo que la red de atarjeas descarga a colectores perimetrales que llevan el agua al sitio de vertido (Ilustración 6.3)
- c) **Modelo de interceptores.** Se emplea para recolectar aguas pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas; el agua se capta con colectores cuyo trazo es transversal a las curvas de nivel, que des-

cargan a un interceptor o emisor que lleva el agua al sitio de vertido (Ilustración 6.4)

- d) **Modelo en abanico.** Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se traza la red de atarjeas reconociendo hacia el centro del valle y mediante un colector se traslada el agua pluvial a la zona de vertido (Ilustración 6.5)

### 6.3.2 CONFIGURACIONES DE LA RED DE ATARJEAS

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y conducir las aguas pluviales captadas en las bocas de tormenta distribuidas en la zona de proyecto hasta la red troncal de colectores. El ingreso del agua a la red es entonces paulatino y conforme avanza en su recorrido hacia los colectores se incrementa el caudal.

Ilustración 6.2 Esquema perpendicular

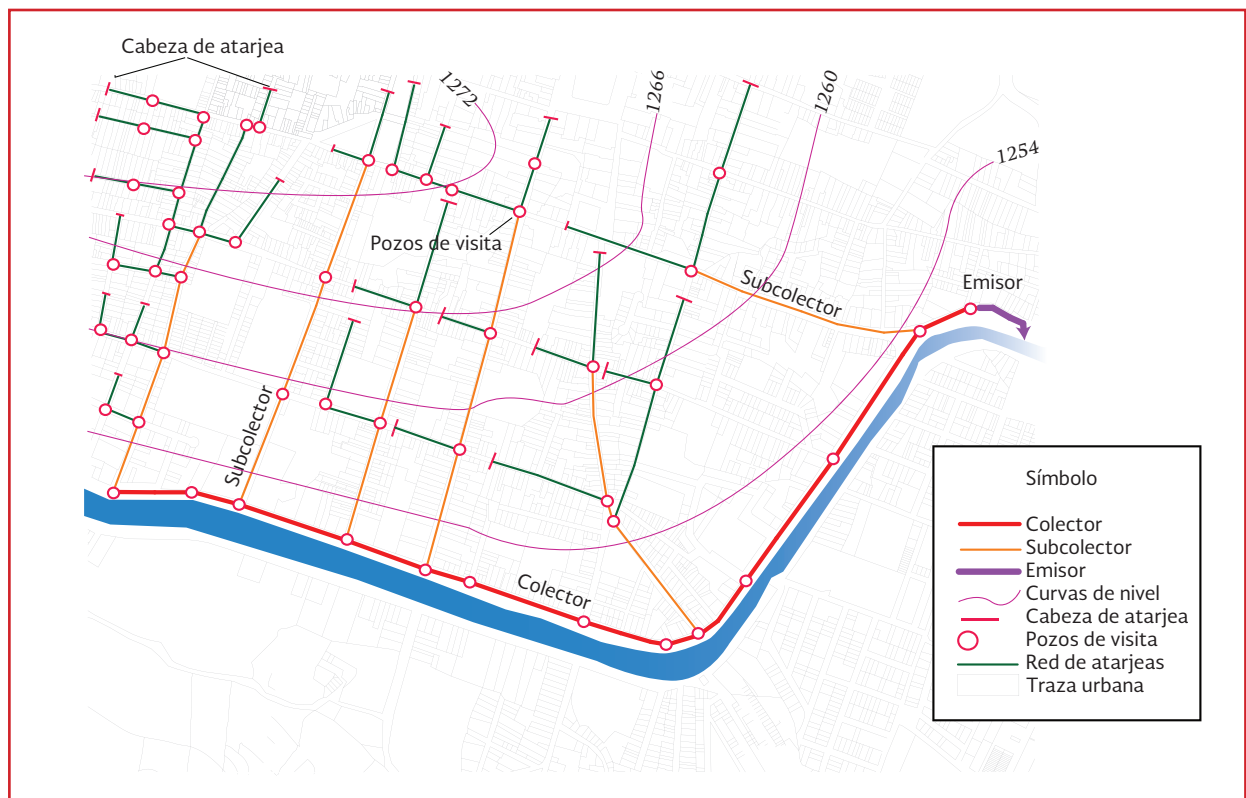
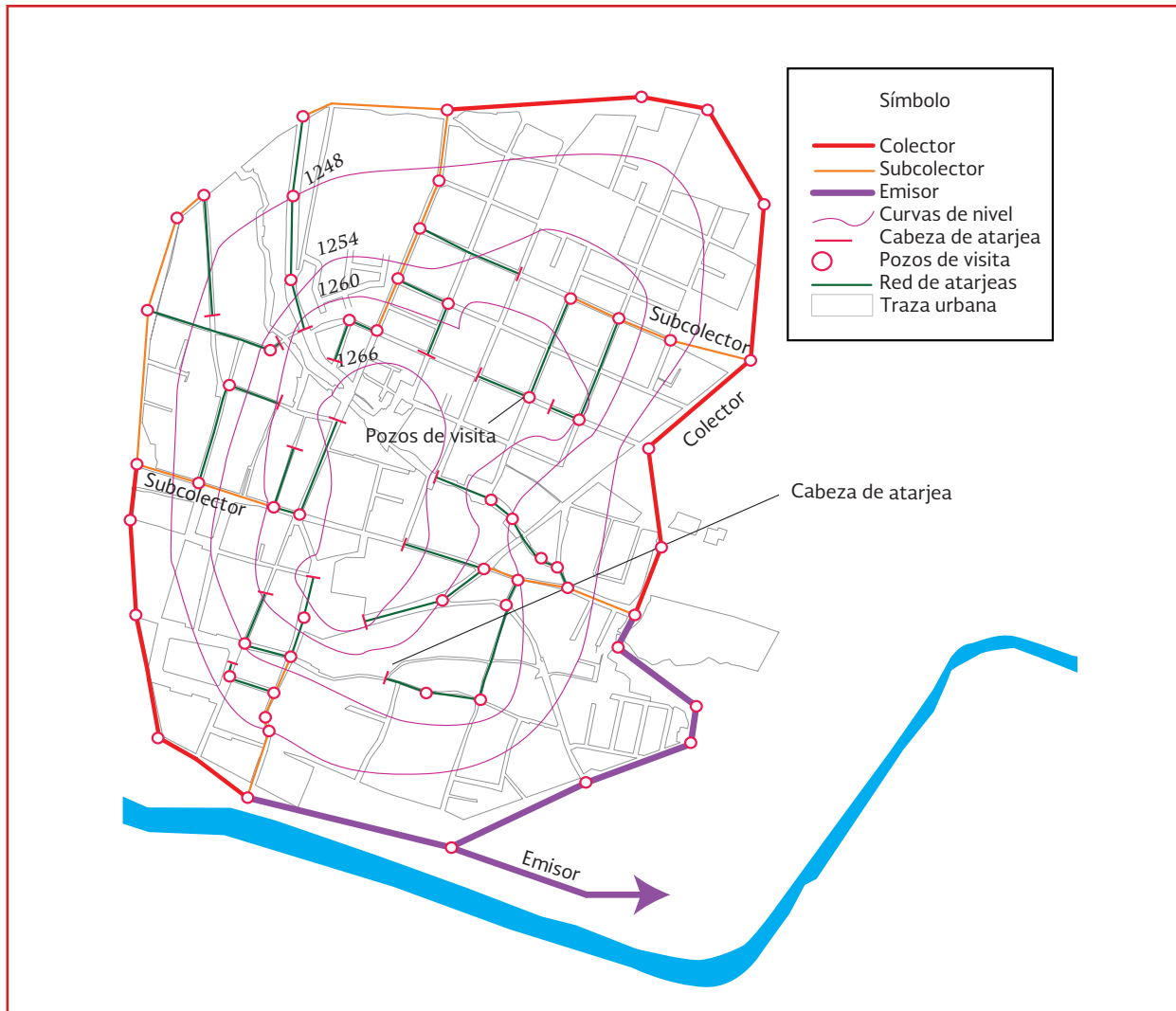




Ilustración 6.3 Esquema radial



Una vez elegido el modelo de configuración de colectores y emisores que se considere más adecuado para la zona de estudio, el paso siguiente es trazar la red de atarjeas. Entre los trazos de la red de atarjeas más usuales se pueden mencionar en forma general los tipos siguientes:

a) **Traza en bayoneta.** Se denomina así al trazo que, iniciando en una cabeza de atarjea, tiene un desarrollo en zigzag o en escalera. La ventaja de utilizar este tipo consiste en reducir el número de cabezas de atarjea y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, incrementan-

do el número de descargas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar eficientemente la capacidad de los conductos. Sin embargo, se tiene la desventaja que para su utilización el trazo requiere que el terreno tenga pendientes suaves y uniformes (Ilustración 6.6)

b) **Traza en peine.** Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo. Empieza la captación con una cabeza de atarjea, la cual descarga su contenido en una atarjea

Ilustración 6.4 Esquema de interceptores

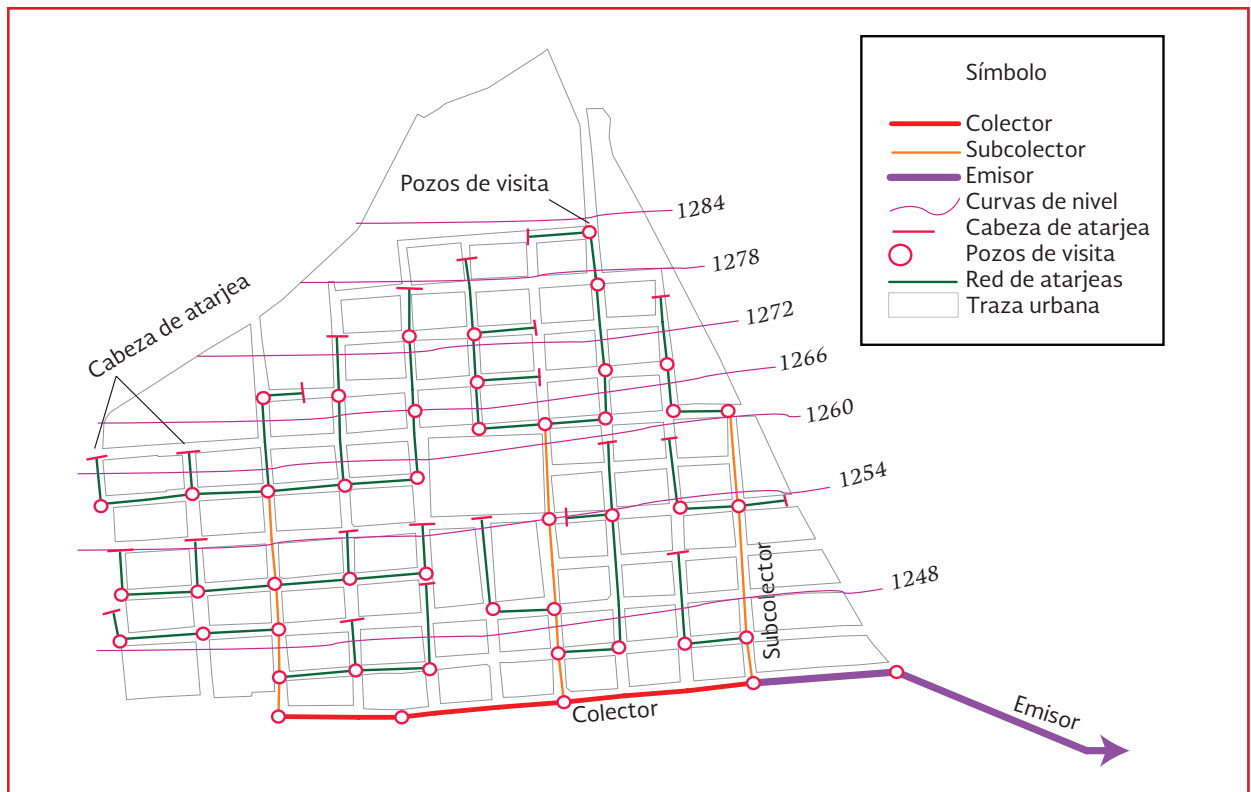


Ilustración 6.5 Esquema en abanico

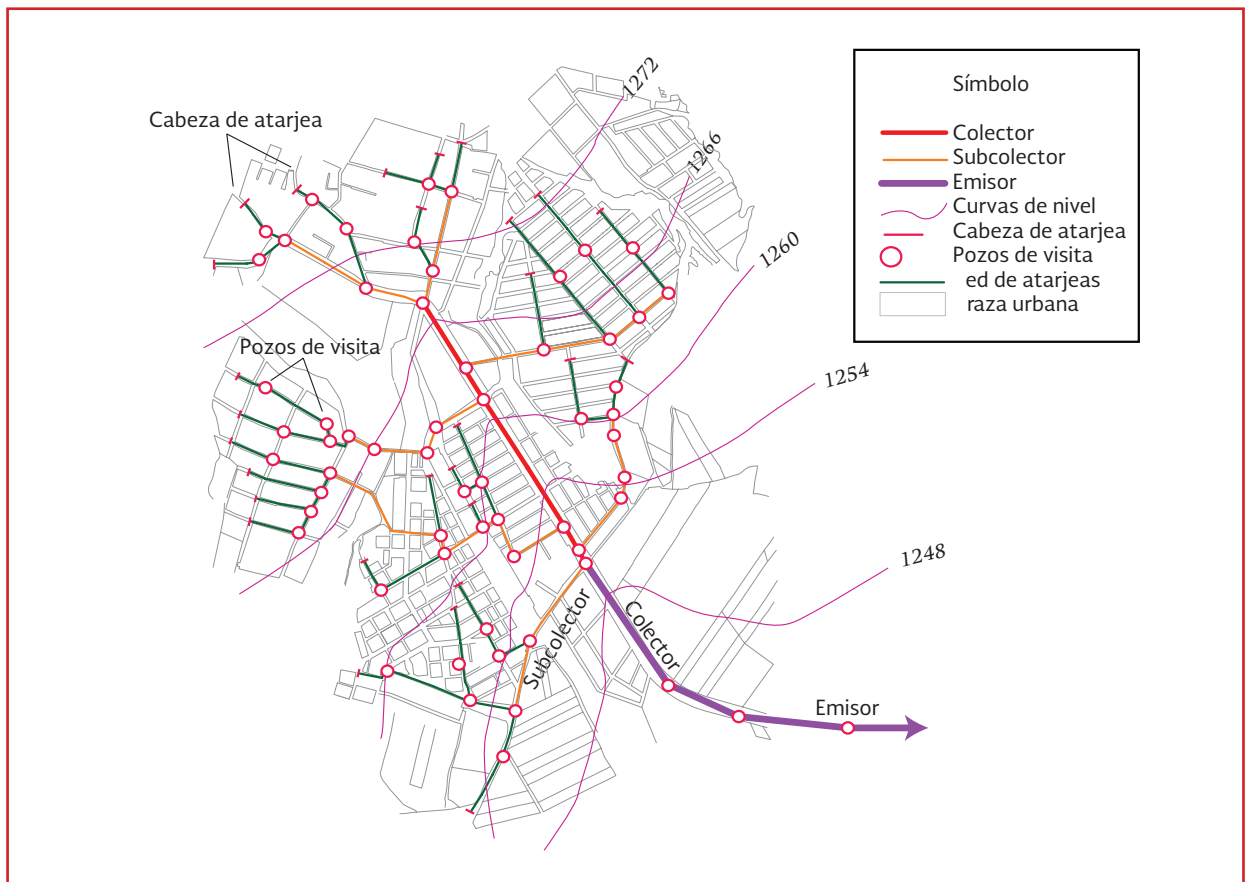
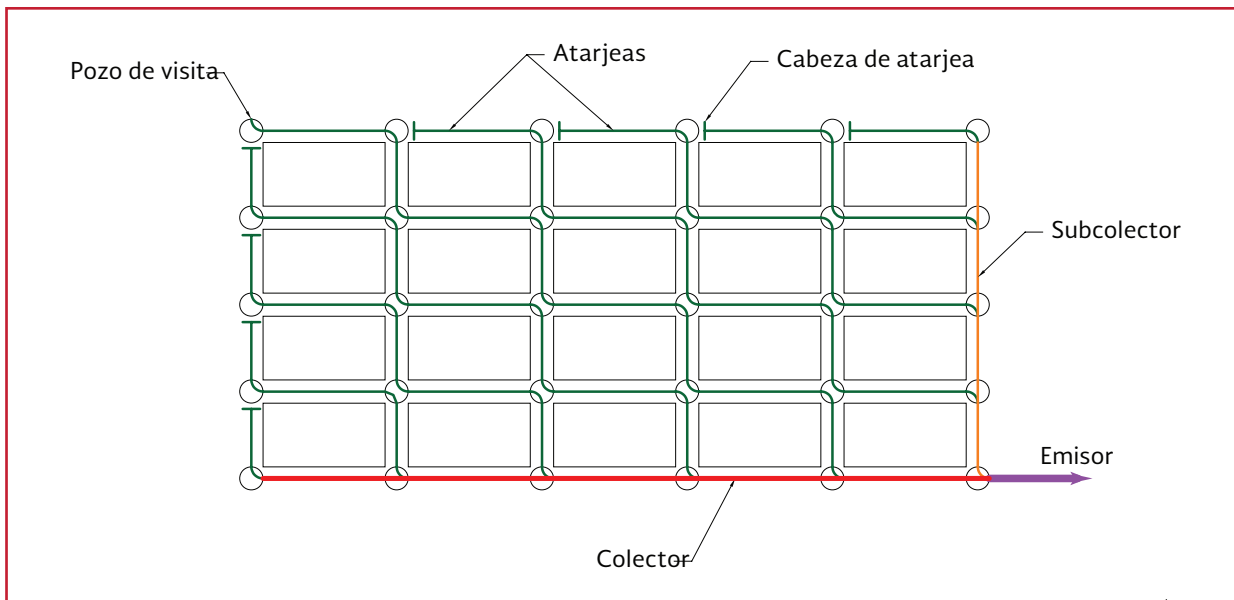


Ilustración 6.6 Trazo de la red de atarjeas en bayoneta

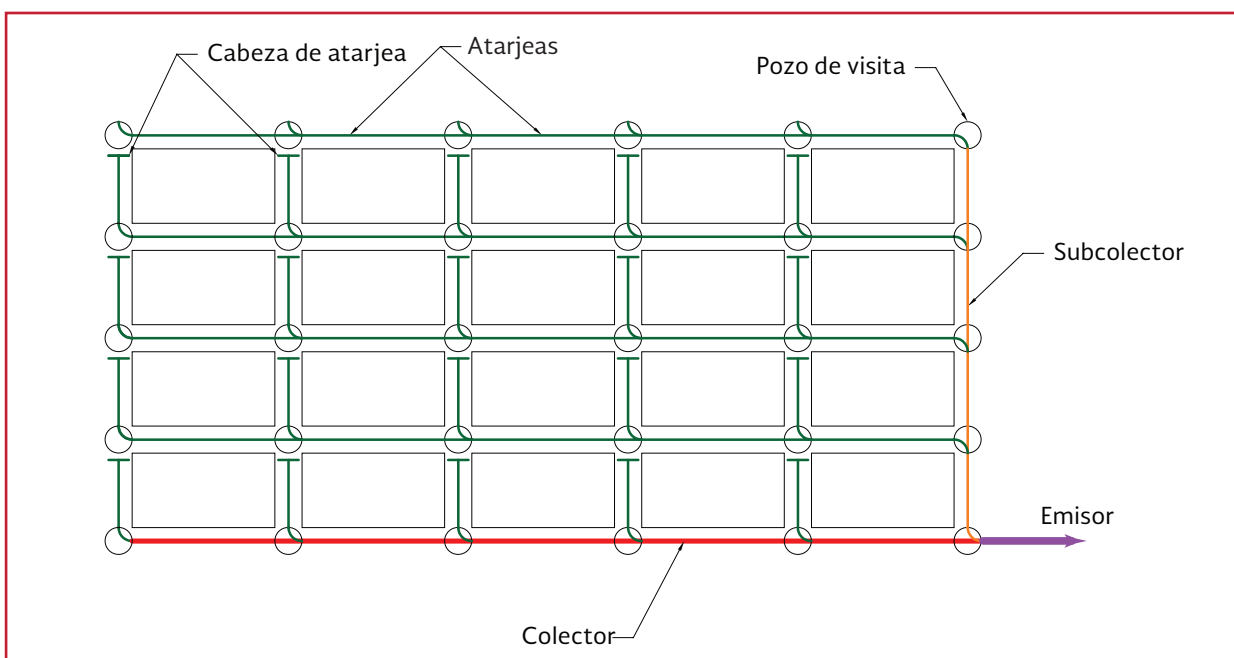


perpendicular común de mayor diámetro a ellas, misma que a su vez descarga a otra atarjea o colector de mayor diámetro (Ilustración 6.7).

Las ventajas de este sistema consisten en garantizar la aportación rápida y directa del agua pluvial de la cabeza de atarjea a

la tubería común de cada peine y de éstas a los colectores, propiciando que se presente rápidamente un régimen hidráulico establecido; además, se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es prácticamente plana.

Ilustración 6.7 Trazo de una red de atarjeas en peine



Este sistema también tiene desventajas, entre las que se pueden mencionar que debido al corto desarrollo que tienen las atarjeas en el inicio de la red, a partir de la cabeza de atarjea, antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquéllas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad; otra desventaja que se presenta se debe a que los tramos iniciales normalmente son poco profundos a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común de diámetro mayor, por lo que se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada para cada una de estas atarjeas, incrementando los costos de construcción

- c) **Trazo combinado.** Se emplea de acuerdo a la topografía que se presente en el área

de proyecto teniendo como objetivo el reducir los costos de construcción (Ilustración 6.8)

### Ejemplo 6.1

Retomando la información del Ejemplo 2.3 y considerando las recomendaciones presentadas, se procede a proponer la configuración de la red de drenaje pluvial, tratando de seguir las líneas de corriente en la zona.

Como puede observarse en la Ilustración 6.9, para la zona en estudio, se pueden establecer dos colectores, el primero, recogerá el flujo de la zona noroeste de la región y el segundo recogerá el flujo de la parte sureste; estos se juntarán, en el punto más bajo y a través de un emisor que descargará al afluente natural de la cuenca.

Ilustración 6.8 Trazo combinado de la red de atarjeas

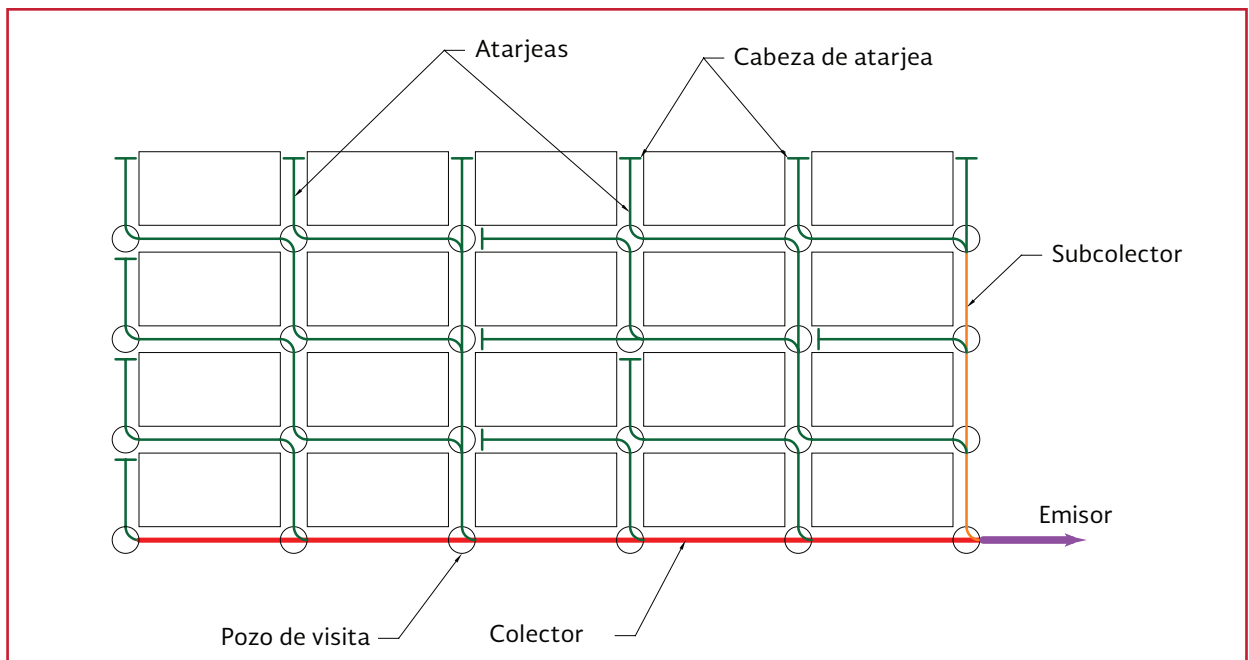


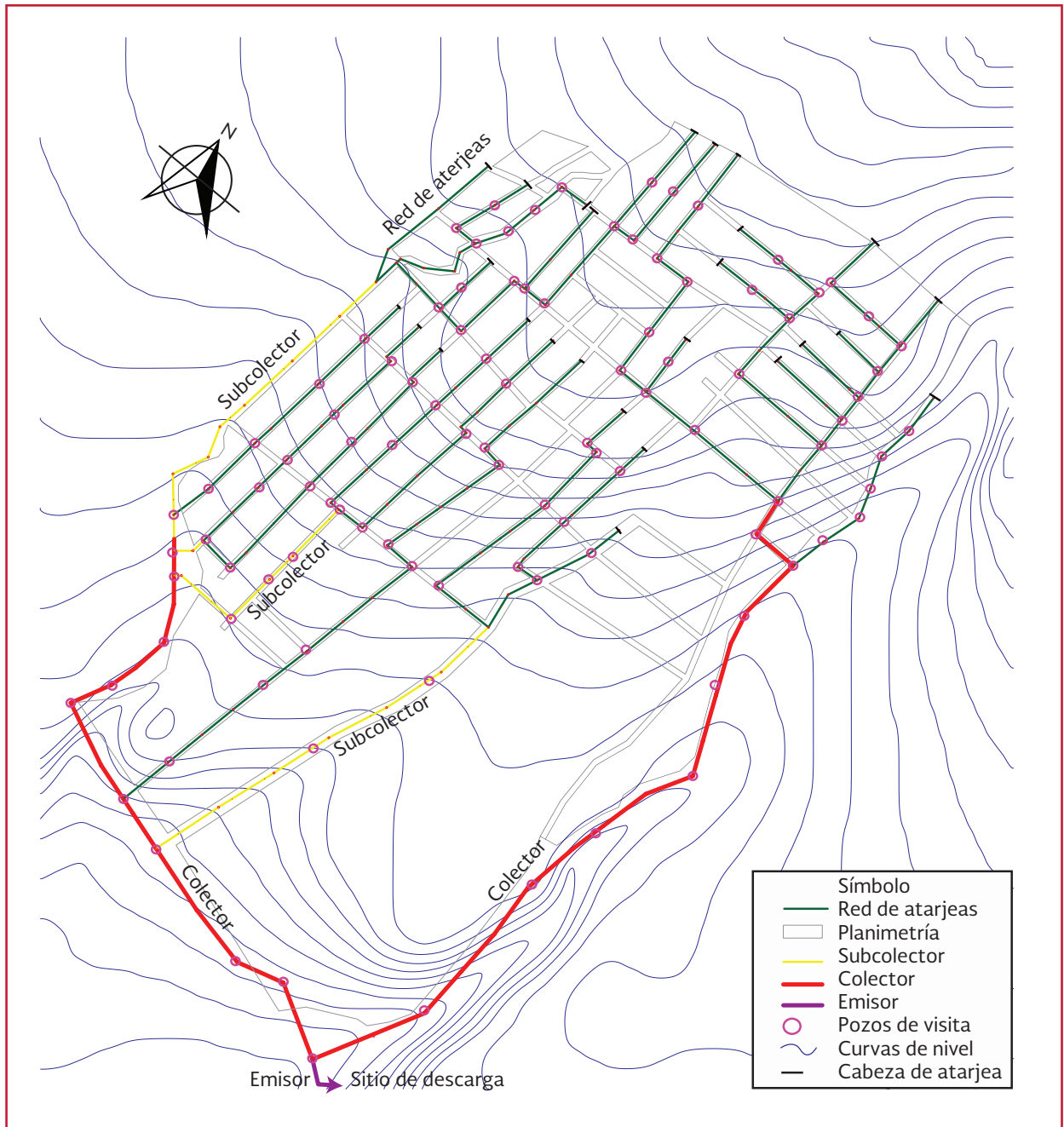
Ilustración 6.9 Líneas de corriente para el ejemplo



Estos colectores serán alimentados por una red de atarjeas que también sigue el perfil natural del terreno. De acuerdo con las características del sitio, se propone un arreglo de interceptores el cual se presenta en la Ilustración 6.10.

En el caso de la red de atarjeas, se propone un arreglo de tipo peine, dadas las características específicas del sitio, sin embargo este arreglo está sujeto al análisis hidráulico, vea la Ilustración 6.11.

Ilustración 6.10 Propuesta de trazo de la red de drenaje pluvial



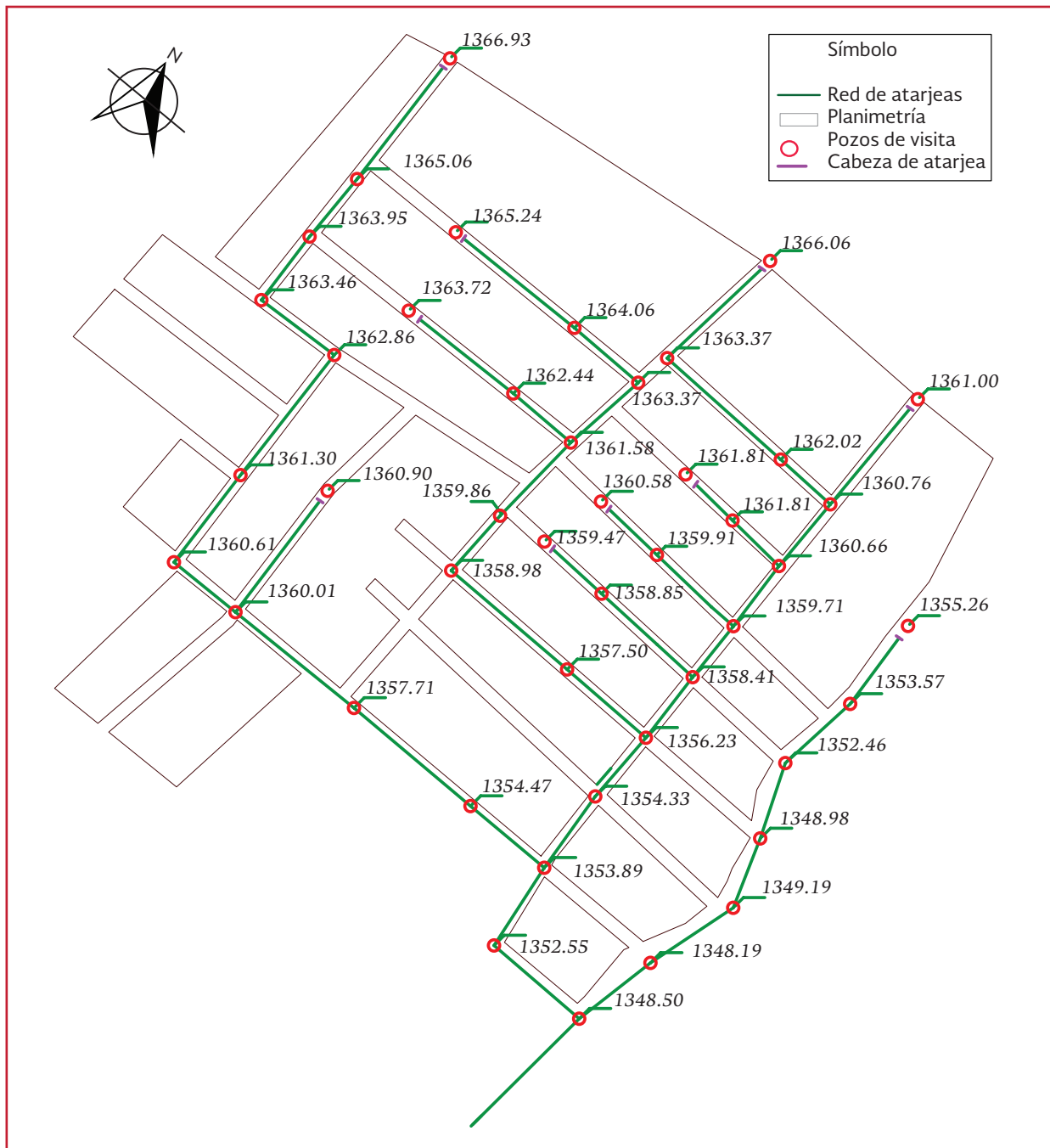
## 6.4 DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

El diseño de una red de drenaje, será tal que los costos de construcción no sean tan elevados y,

por otra parte, se buscará que la red sea funcional en cuanto a su operación y mantenimiento.

Conviene que antes de abordar el procedimiento de diseño de una red de drenaje, se revisen las siguientes recomendaciones prácticas para lograr

Ilustración 6.11 Ubicación de pozos de visita propuestos para la red de atarjea



un diseño económico y eficiente. En general, puede afirmarse que una red de drenaje ha sido bien diseñada cuando:

1. Se han trazado atarjeas, colectores y emisores reduciendo las distancias de recorrido hacia los sitios de vertido
2. Existe el menor número posible de descargas por bombeo, tratando de que el sistema trabaje exclusivamente por gravedad
3. Las pendientes de las tuberías le confieren al flujo velocidades aceptables en un rango específico donde se evita por una parte, la

sedimentación y azolve de las tuberías, y por otra, la erosión en las paredes de los conductos

4. Se prevén volúmenes de excavación reducidos, procurando dar a las tuberías la profundidad mínima indispensable para resistir cargas vivas y evitar rupturas
5. Es sencillo inspeccionar y dar un mantenimiento adecuado a la red de tuberías

Las características anteriores permiten un diseño económico y funcional de la red en aspectos relacionados con su construcción y operación. A continuación se precisan los lineamientos de diseño.

#### 6.4.1 DIMENSIONES MÍNIMAS EN EL DISEÑO DE LAS CONDUCCIONES EN EL DRENAJE PLUVIAL URBANO

##### 6.4.1.1 Diámetros mínimos de tubería

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en un sistema de drenaje pluvial es de 30 cm,

con esto se evitan frecuentes obstrucciones en las tuberías y se abaten los costos de conservación y operación del sistema.

##### 6.4.1.2 Dimensiones óptimas de canales

Se sabe que la conductividad de una sección de canal se incrementa con el aumento en el radio hidráulico o la disminución en el perímetro mojado. Desde un punto de vista hidráulico, por consiguiente, la sección de canal que tenga el menor perímetro mojado para un área determinada tiene la máxima conductividad; tal sección se conoce como sección hidráulica óptima.

Dentro de todas las secciones el semicírculo tiene el menor perímetro mojado para una cierta área; por consiguiente es la forma de la sección que hidráulicamente es más eficiente. Los elementos geométricos para seis secciones hidráulicas óptimas se muestran en la Tabla 6.4, pero no siempre estas secciones son prácticas, debido a que son difíciles de construir con los materiales más usuales.

Tabla 6.4 Secciones hidráulicas óptimas para canales

Sección transversal.	Área	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Ancho superficial	Profundidad hidráulica	Factor de sección
	(A)	(P)	(R)	(T)	(D)	(Z)
Trapezio, medio hexágono.	$\sqrt{3}y^2$	$2\sqrt{3}y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{4}{3}\sqrt{3}y$	$\frac{3}{4}y$	$\frac{3}{2}y^{2.5}$
Rectángulo, medio cuadrado.	$2y^2$	$4y$	$\frac{1}{2}y$	$2y$	$y$	$2y^{2.5}$
Triángulo, medio cuadrado.	$y^2$	$2\sqrt{2}y$	$\frac{1}{4}\sqrt{2}y$	$2y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}y^{2.5}$
Semicírculo.	$\frac{\pi}{2}y^2$	$\pi y$	$\frac{1}{2}y$	$2y$	$\frac{\pi}{4}y$	$\frac{\pi}{4}y^{2.5}$
Parábola $T = 2\sqrt{2}y$	$\frac{4}{3}\sqrt{2}y^2$	$\frac{8}{3}\sqrt{2}y$	$\frac{1}{2}y$	$2\sqrt{2}y$	$\frac{2}{3}y$	$\frac{8}{9}\sqrt{3}y^{2.5}$
Catenaria Hidrostática.	1.39586 $y^2$	2.9836 $y$	0.46784 $y$	1.917532 $y$	10.72795 $y$	1.19093 $y^{2.5}$



Desde un punto de vista práctico, nótese que la sección hidráulica óptima es la sección que da el área mínima para un caudal determinado pero no necesariamente la mínima excavación. La sección con mínima excavación ocurre sólo si el nivel del agua llega hasta el tope de los hombros. En los casos en que la superficie del agua se encuentra por debajo del tope de la bancas, como ocurre a menudo, los canales más angostos que aquellos con la sección hidráulica óptima darán una excavación mínima. Si la superficie del agua fluye por encima de las bancas y éstas coinciden con el nivel del terreno, canales más anchos darán una excavación mínima.

### Ejemplo 6.2

Un canal de sección rectangular debe conducir  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  con velocidad de  $2.3 \text{ m/s}$ . Calcular las dimensiones de la sección hidráulica óptima y la pendiente necesaria si se reviste de concreto ( $n=0.015$  tomado de la Tabla 4.6).

La sección rectangular óptima, es la de ancho igual al doble del tirante. Sus elementos geométricos son (Tabla 6.4):

$$A = by = 2y^2$$

$$P = b + 2y = 4y$$

$$R = 0.5y$$

el área necesaria debe ser:

$$A = \frac{5 \text{ m}^3/\text{s}}{2.3 \text{ m/s}} = 2.17 \text{ m}^2$$

Por lo tanto:

$$2y^2 = 2.17$$

$$y = 1.04 \text{ m}$$

$$b = 2(1.04) = 2.09 \text{ m}$$

$$P = 4(1.04 \text{ m}) = 4.17 \text{ m}$$

$$R = 0.5(1.04 \text{ m}) = 0.52 \text{ m}$$

de la Ecuación 4.23 (Manning), con  $n=0.015$  se obtiene:

$$S = \left( \frac{2.3(0.015)}{(0.52)^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0.0028$$

## 6.4.2 VELOCIDADES PERMISIBLES DE ESCURRIMIENTO EN COLECTORES Y EMISORES

### 6.4.2.1 Velocidades límite

Con las velocidades límite del escurrimiento, por una parte se evita la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por otra, se evita la erosión de las paredes del conducto. A estas velocidades se les llama mínima y máxima, respectivamente.

A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de  $60 \text{ cm/s}$  y cuando el flujo es a tubo lleno, es de  $90 \text{ cm/s}$ . La velocidad máxima permisible varía de  $3$  a  $5 \text{ m/s}$ , e incluso más dependiendo de la resistencia del material de la tubería (Tabla 6.5 y Tabla 6.6).

En casos excepcionales, en tramos aislados de tubería, podrían aceptarse velocidades de hasta  $8 \text{ m/s}$ , siempre que estén previstas en el proyecto, mediante un estudio del funcionamiento hidráulico y de la resistencia del material de las paredes del conducto.

Tabla 6.5 Velocidad máxima permisible

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0
Policloruro de vinilo (PVC)	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

Tabla 6.6 Velocidad (m/s) en función del tirante (m), para canales de lecho y paredes fijos o recubiertos, según Mostkow, 1956

Material o tipo de recubrimiento	Tirante (m)					Observaciones
	0.4	1.0	2.0	3.0	5.0 ó más	
Césped recién crecido en área plana	0.6	0.8	0.9	1.0	1.0	Para pasto-alfombra multiplicar por 2.2 los valores para cada tirante.
Cubierta de ramaje verde con buen crecimiento y distribución	1.8	2.2	2.5	2.7	2.7	Debe considerarse la solidez de la sujeción y su colocación.
Conglomerado, marga, esquisto arcilloso y pizarras	2.1	2.5	2.9	3.1	3.2	Multiplicar por 0.47 para suelos blandos, por 1.43 para suelos duros, y por 2.0 para suelos muy duros.
Caliza porosa, conglomerado duro, caliza arenosa, caliza dolomítica	2.5	3	3.4	3.7	3.8	Si la superficie de la roca es lisa, multiplicar por 1.67 los valores para cada tirante.
Arenisca dolomítica dura, arenisa sílicea	3.7	4.5	5.2	5.6	5.8	Si la superficie de la roca es lisa, multiplicar por 1.57 los valores para cada tirante.
Mármol, granito, sienita (resistencia a la compresión de 156.91 a 196.13 MPa).	16	20	23	25	25	Para cada roca con superficie lisa, 25 m/s es permisible con cualquier tirante. En caso de estar agrietada o disgregada por intemperismo, los valores permisibles deben disminuir.
Porfirita, andesita, diabasa, basalto, cuarzita (resistencia temporal a la compresión de 156.91 a 196.13 MPa)	21	25	25	25	25	
Recubrimiento de madera con acabado duro	6	7.5	8.5	9.0	9.3	Si está bien terminado, multiplicar por 2.
Recubrimiento sencillo de piedra de tamaño						Si el recubrimiento es de dos capas, multiplicar por 1.25.
15 cm	2.5	3.0	3.5	3.8	3.9	
20cm	2.9	3.5	4.0	4.3	4.4	
Recubrimiento con gaviones	4.2	5.0	5.7	6.2	6.6	La posibilidad de desgaste de las mallas y su corrosión debe tomarse en cuenta.
Mampostería con mortero de cemento:						En el caso de buenas condiciones de acabado superficial y reforzamiento en juntas, multiplicar los valores por 1.8.
Ladrillo normal ( resistencia 1.57 a 3.14 MPa)	1.6	2.0	2.3	2.5	2.5	
Ladrillo con refuerzo de acero (resistencia 11.77 MPa)	4.6	5.5	6.3	6.9	7.0	
Ladrillo refractario (Klinker) (resistencia 24.5 a 29.42 MPa)	7.1	8.5	9.8	11.0	11.5	
Piedra de poca resistencia	2.9	3.5	4.0	4.4	4.5	
Piedra de media resistencia	5.8	7.0	8.1	8.7	8.8	

Tabla 6.6 Velocidad (m/s) en función del tirante (m), para canales de lecho y paredes fijos o recubiertos, según Mostkow, 1956 (continuación)

Material o tipo de recubrimiento	Tirante (m)					Observaciones
	0.4	1.0	2.0	3.0	5.0 ó más	
Concreto simple y reforzado, de acabado irregular. Resistencia de probeta cúbica a los 28 días, en MPa						En el caso de acabado cuidadoso con juntas rebajadas y pulidas, se admite hasta 25 m/s, pero si el agua transporta material grueso y el acabado es regular, se admiten valores entre 12 y 20 m/s.
20.59	7.5	9.0	10.0	11.0	11.9	
16.67	6.6	8.0	9.2	10.0	10.6	
12.75	5.8	7.0	8.1	8.7	9.2	
10.79	5.0	6.0	6.9	7.5	8.0	
8.83	4.2	5.0	5.7	6.2	6.6	

Los valores de la resistencia en Mega pascales (MPa) multiplican por 10.1972 para convertirlos a kgf/cm<sup>2</sup>

#### 6.4.2.2 Selección de materiales para las tuberías y/o conductos

La selección del material de la tubería deberá basarse en las especificaciones propias del material y las recomendaciones de códigos aplicables, estándares y dimensionales. El ingeniero proyectista deberá considerar también los requerimientos de servicio y ciertos parámetros como: resistencia mecánica, resistencia a la corrosión, facilidad de instalación, costo de suministro e instalación, costo de operación, mantenimiento y vida útil de la tubería. Asimismo deberá tomarse en cuenta la capacidad hidráulica de la conducción. En la Tabla 6.7 y Tabla 6.8 se presentan las ventajas y desventajas de la tubería de PVC; en la Tabla 6.9, Tabla 6.10 y Tabla 6.11 se presentan las ventajas y desventajas de las tuberías de PEAD, acero y concreto, respectivamente; en la Tabla 6.12 se tienen las normas para tuberías de drenaje sanitario y pluvial.

Las tuberías para drenaje pluvial no siempre son del mismo tipo, las cuales se agrupan por el ma-

terial usado en su fabricación y los tipos de unión. Las tuberías de drenaje deben contar con las siguientes características:

- Hermeticidad
- Resistencia mecánica y a la corrosión
- Facilidad de mantenimiento y reparación
- Durabilidad
- Capacidad de conducción
- Facilidad de manejo y colocación

#### 6.4.2.3 Pendientes de diseño

Como se ha mencionado de manera previa la pendiente de los conductos con flujo a superficie libre deben ser lo más semejante posible a las del terreno natural, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

##### **Pendientes mínimas**

Casos normales. Son aquellos cuando se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta

Tabla 6.7 Tuberías de PVC y PVC estructurado (sistema métrico e inglés)

Ventajas	Desventajas
Hermeticidad	Fragilidad
Ligereza	Baja resistencia mecánica
Durabilidad	Susceptible al ataque de roedores
Resistencia a la corrosión	Baja resistencia al intemperismo. La exposición prolongada de la tubería a los rayos solares reduce su resistencia mecánica
Capacidad de conducción	

Tabla 6.8 Tubería de PVC estructurado anularmente (sistema métrico)

Ventajas	Desventajas
Hermeticidad	Baja resistencia al intemperismo. La exposición prolongada de la tubería a los rayos solares reduce su resistencia mecánica
Ligereza y facilidad de colocación	
Durabilidad	
Resistencia a la corrosión	
Capacidad de conducción	
Compatibilidad con conexiones en sistema métrico	
Resina 100 por ciento virgen	

Tabla 6.9 Tubería de PEAD (Polietileno Corrugado de Alta Densidad, tubería hidráulica)

Ventajas	Desventajas
Poco mantenimiento	Mayor costo a partir de ciertos diámetros
Hermeticidad	Mayor costo en las piezas especiales
Resistencia a la corrosión	Requiere de equipo especial y costoso para la termofusión
Compatibilidad de conexiones a través de adaptadores con PVC, acero y hierro fundido	Requiere de personal calificado para su colocación (termofusión)
Ligereza y facilidad de colocación	La presión de trabajo puede alterarse al variar la temperatura exterior o interior
Uniones termo fusionadas o electrofusión	
Resistencia química	
Durabilidad	

Tabla 6.10 Tubería de acero

Ventajas	Desventajas
Hermeticidad	Presenta corrosión, requiere protección
Resiste altas presiones internas	Mayor costo que tuberías de otro material
Resistencia a la tensión	Mayor costo de colocación
Compatibilidad de conexión a través de adaptadores con PVC PEAD y hierro fundido	Requiere de recubrimiento interior y exterior de vida limitada, para tuberías no galvanizadas
Fácil adaptación a cualquier tipo de montaje	No soporta cargas externas ni vacíos parciales
Menor costo que la tubería de hierro fundido	

Tabla 6.11 Tubería de concreto

Ventajas	Desventajas
Hermética	Fragilidad
Recubrimiento interno opcional, para ambientes altamente corrosivos	Requieren cuidados adicionales durante su transporte e instalación.
Resistencia a la compresión (cargas vivas y muertas)	Coefficiente de rugosidad alto
Para conducción en tuberías cilíndricas o cuadradas	Menos eficiencia hidráulica
Adaptación al microtuneleo, sistema de hincado e instalación de zanjas	Corrosión en condiciones ácidas y alcalinas
No genera residuos tóxicos ni contaminantes	-
No es flamable	-
Bajo coeficiente de rugosidad	-

Tabla 6.12 Normas para tuberías de drenaje sanitario y pluvial

Material de la tubería	Nombre de la norma	Número de la norma.
PVC serie inglesa (tubería)	Tubos de plástico	ASTM D 3034 ASTM F 679 NMX-E-215/1-CNCP-2012 NMX-E-143/1-CNCP-2011
PVC serie inglesa (conexiones)	Conexiones de plástico	ASTM D 3034
PVC estructurado	Tubos de plástico Empaques	ASTM F 794, ASTM F 949 ASTM F 1803, ASTM F 477 NMX-E-222/1-SCFI 2003 NMX-T-021-SCFI-2014 NMX-E-230-CNCP-2011 ISO 21138-3:2007 ISO 23711:2003
Concreto simple junta hermética.	Tubos de concreto simple con junta hermética.	NMX-C401-ONNCCE-2011
Concreto reforzado junta hermética.	Tubos de concreto reforzado con junta hermética	NMX-C402-ONNCCE-2011 ASTM F2562M-08 NMX-C-253-ONNCCE-2014 NMX-C-252-ONNCCE-2014
PEAD Polietileno de Alta Densidad Corrugado.	Tubos de Polietileno de Alta Densidad para sistemas de drenaje	NMX-E-241-CNCP-2013 NOM-001-CONAGUA-2011 NMX-E-018-CNCP-2012 NMX-E-216-SCFI-1994
Acero	Tubos de acero	NMX-B-10, NMX-B-177 NMX-B-179 NMX-B-177-1990

como pendiente mínima en los conductos a flujo a superficie libre, la que produce una velocidad de 90 cm/s a capacidad máxima sin entrar en carga.

Casos excepcionales. Se consideran aquellas pendientes cuando debido a un desnivel pequeño, con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo, es preciso sacrificar la eficiencia de la atarjea. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3.00 cm.

### **Pendientes máximas**

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente. El Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios sobre el uso de tuberías de concreto reforzado, cuando la topografía es abrupta, concluyendo que en casos excepcionales, para este material la velocidad máxima puede ser de hasta 8 m/s.

### 6.4.2.4 Zanjas para la instalación de tuberías

La instalación de la tubería puede ser superficial, enterrada o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, material de la tubería y características del terreno.

Las tuberías para drenaje pluvial se instalan enterradas. Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que se coloquen en zanjas, de acuerdo con lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o de acuerdo con lo que se menciona en los párrafos siguientes.

### **Anchos de zanjas**

En la Tabla 6.13 se indica el ancho recomendable de la zanja para diferentes diámetros de tuberías. Es indispensable que a la altura del lomo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica; a partir de éste, puede dársele a las paredes el talud necesario

Tabla 6.13 Ancho de zanja

Diámetro del tubo (cm)	Ancho de zanja (cm)
30	85
38	100
45	110
61	130
75	150
90	170
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355
275	395
305	425

para evitar el empleo del ademe, si fuera el caso, el ancho debe ser igual al especificado más el ancho que ocupe el ademe.

### **Profundidad de zanjas**

La profundidad de las excavaciones de la zanja para las tuberías queda definida por los factores siguientes:

- Profundidad mínima o colchón mínimo. Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores
- Topografía y trazo. Influyen en la profundidad máxima que se le da a la tubería
- Velocidades máximas y mínimas. Relacionadas con las pendientes de proyecto
- Existencia de conductos de otros servicios
- Economía en las excavaciones

### **Profundidad mínima**

La profundidad mínima la determina el colchón mínimo necesario para la tubería, con el fin de evitar su ruptura; los factores principales que intervienen para modificar la profundidad mínima son: el tipo de tubería a utilizar, el material de relleno de la zona, así como las cargas vivas y muertas que puedan presentarse.

Esta modificación se debe a los efectos de las cargas muertas (peso del material de relleno de la zanja) y vivas (cargas debidas al efecto del paso vehicular), revisándose que no se supere el valor

máximo permisible de las deflexiones de la tubería. Ya que el material puede ser susceptible a la fractura.

El análisis de la carga muerta que actúa sobre la tubería se puede llevar a cabo con los estudios de Marston, 1930, donde calcula las acciones provocadas por el relleno y Spangler, 1941 que determina la deflexión en tuberías por efecto del relleno y la carga viva.

En la práctica, se recomiendan los valores siguientes para establecer el colchón mínimo, ver la Tabla 6.14.

Los colchones mínimos indicados anteriormente podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular del tipo de tubería y justificándolo con las especificaciones del fabricante.

### **Profundidad máxima**

La profundidad es función de la topografía del lugar, evitando excavar demasiado. Si el terreno tiene pendientes fuertes, se debe hacer un estudio comparativo entre el costo de excavación contra el costo de pozos de visita.

### **Plantilla o cama**

Con el fin de asegurar las condiciones de estabilidad y firmeza de la tubería, es necesaria la construcción de un encamado en toda su longitud. Deberán excavar cuidadosamente las cavidades

Tabla 6.14 Colchón mínimo para tuberías

<b>Diámetro del tubo</b>	<b>Colchón mínimo (m)</b>
Tuberías con diámetro hasta 45 cm	0.90
Mayores de 45 cm y hasta 122 cm	1.00
Mayores de 122 cm y hasta 183 cm	1.30
Mayores de 183 cm	1.50

o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada.

De preferencia el espesor de la plantilla o cama será de 10 cm, pero como mínimo 5 cm sobre el eje vertical de la tubería.

### 6.4.3 DISEÑO DE LA RED DE ATARJEAS

Una vez definida la zona de estudio, se procederá a dividir en áreas de aportación donde se encontrará la red de atarjeas, la que deberá reconocer el subcolector que se localizará en la parte baja de dichas áreas. Los subcolectores aportarán el caudal que se conduce a los colectores y éstos finalmente al emisor que descargará el gasto en el sitio de vertido; el sistema de drenaje pluvial se puede dividir para su diseño en:

- Red de atarjeas (red secundaria)
- Colectores (red primaria)
- Emisores (sistema de desagüe)

A continuación se describe el procedimiento que se recomienda para este tipo de proyectos:

1. Determinar el periodo de retorno utilizando el procedimiento descrito en el apartado 6.2
2. Determinar los gastos correspondientes considerando la microcuenca de aporte y su respectivo hidrograma, tal como se presentó en el apartado 2.5.4
3. Definir la profundidad de los pozos de visita y de tuberías, así como el diámetro inicial y su pendiente

4. Transitar los hidrogramas por la red en estudio
5. Evaluar velocidades máximas y mínimas, así como tirantes en las tuberías
6. Ajustar en función de los resultados los diámetros y pendientes para cada tramo, así como la profundidad y el tipo de pozo

Una vez definidos estos elementos, es posible seguir con la caracterización de bocas de tormenta, colectores, emisores y en su caso, las estructuras especiales.

#### **Ejemplo 6.3**

Para la red de atarjeas de la Ilustración 6.11, se propone, para el cálculo inicial, los siguientes parámetros:

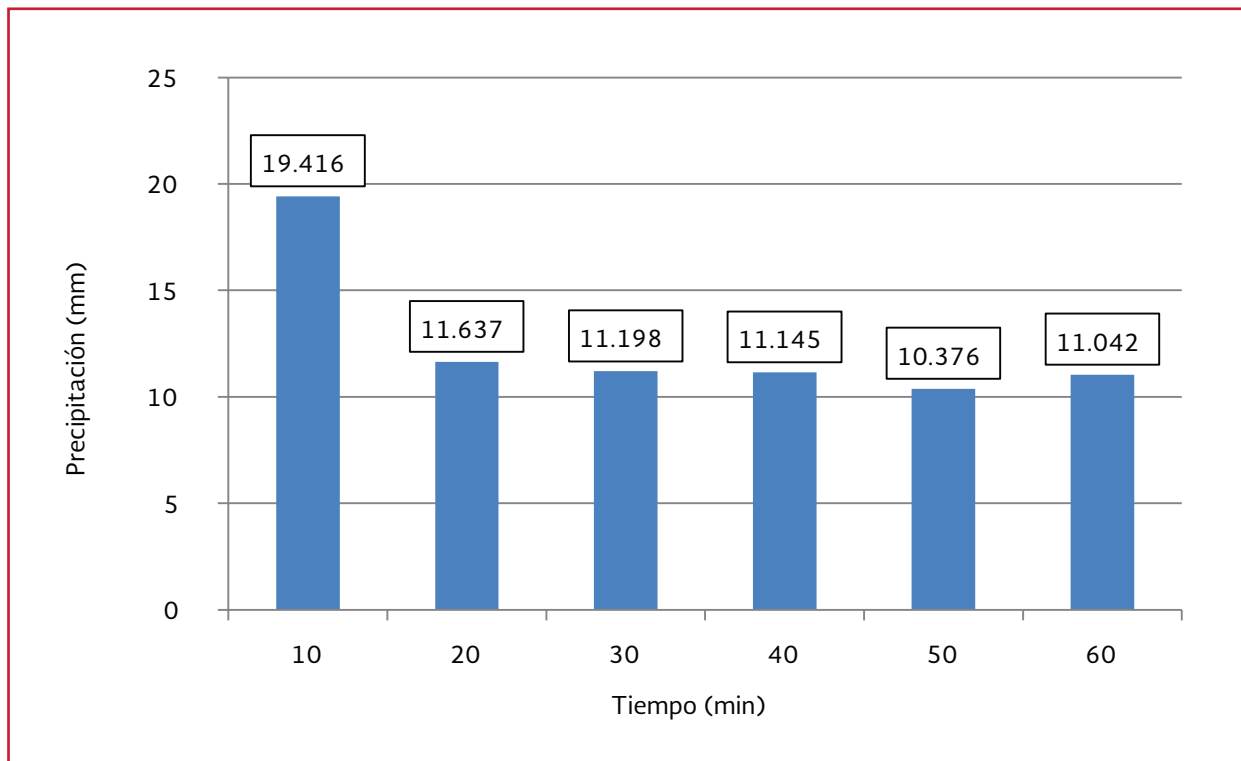
1. Población de proyecto: 850 000 hab.
2. Tuberías
  - $D = 0.30$  m
  - PVC,  $n = 0.009$  (de acuerdo con la Tabla 4.6)
3. Velocidad mínima = 0.60 m/s
4. Velocidad máxima = 5.0 m/s (Tabla 6.5) (tal como se estableció en el apartado 6.4.2.1)

#### **Solución:**

1. De acuerdo al tipo de población existente y el número de viviendas, así como la proyección se determina que el periodo de retorno de diseño (inicial) es de 10 años, vea la Tabla 6.2
2. Por tanto, se establece como hidrograma inicial de diseño, el calculado en el apartado 3.4.7 y que se presenta en la Ilustración 6.12



Ilustración 6.12 Hietograma de diseño para  $T_r=10$  años y duración de 60 minutos



3. De acuerdo a lo definido en el apartado 1.4.3, se colocan pozos de visita en base a la Tabla 1.2, una profundidad mínima de 1 metro (de la superficie de terreno a la rasante de la tubería). La separación máxima entre pozos de visita, debe ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza, así como asegurar la seguridad del personal de operación.

En el apartado 2.3, se definieron las microcuencas para cada línea de corriente, ahora, con la ubicación de los pozos de visita es conveniente definir una microcuenca para cada uno de ellos, así se tiene la certeza de cuanto gasto asignar a cada elemento y por consiguiente a cada tubería.

Cabe hacer mención que los pozos de visita no son captaciones, son elementos de conexión, sin embargo, para el análisis hidráulico inicial los gastos por cada mi-

crocuencia se asignan a cada pozo de visita. En el apartado 6.6, se presenta la forma de asignar el gasto y diseñar las bocas de tormenta.

Como se mostró en el apartado 2.5.4, el hietograma de diseño se convierte en un hidrograma, ya sea por medio de la aplicación de la Ecuación 2.16, o a través de un programa de cómputo.

4. Para efectos de diseño, este gasto se concentra en cada pozo de visita y se evalúa la velocidad y el tirante en cada tramo de tubería.

De forma manual esto se haría aplicando la ecuación de la energía entre cada pozo de visita y considerando el procedimiento de diseño para flujo gradualmente variado y espacialmente variado (apartado 4.3).

Sin embargo, las herramientas de cómputo disponibles en la actualidad permiten realizar este proceso de forma más rápida.

5. En función de los resultados se deben ajustar los diámetros y pendientes para cada tramo, así como la profundidad y el tipo de pozo

La Ilustración 6.13 muestra el arreglo de pozos de visita y tuberías en un software de simulación en estado permanente. Bajo este esquema, el programa de cómputo realiza una simulación, considerando el valor de la precipitación calculado en el apartado 3.5.4.

Sin embargo, considerar la variación de la precipitación a lo largo del tiempo es importante para realizar un adecuado diseño de la red de drenaje, por lo que se recomienda utilizar un modelo de simulación para flujo no permanente que considere esta variación.

Con el apoyo de un modelo de simulación como el SWMM <sup>®</sup>5.1 es posible realizar dicho análisis. Para esto se requiere determinar las áreas de aportación o microcuencas para cada pozo de visita (ver Ilustración 6.14). Para la simulación del modelo inicial (Ilustración 6.15) es necesario contar con datos de lluvia es decir el hietograma, en el ejemplo se considera un hietograma para un  $Tr$  de 10 años y duración de 60 minutos tal como se muestra en la Ilustración 6.12 y en el Ejemplo 3.15 se explica cómo se calcula este hietograma.

Se toman en cuenta los diámetros y pendientes propuestas inicialmente con ayuda de un software especializado; se realiza una primer simulación para evaluar su funcionamiento considerando la variación de la precipitación a lo largo del tiempo. Los resultados obtenidos muestran que se presentan velocidades mayores al límite permitido de 5 m/s, además en algunos tramos se

sobrepasa la capacidad de los conductos (Ilustración 6.16), provocándose flujo a presión y desbordamientos en los pozos de visita.

El modelo de simulación permite realizar modificaciones a la propuesta inicial y evaluar de forma directa el impacto en el funcionamiento de la red de drenaje. Para este ejemplo, se amplió el diámetro de los tramos con problemas de velocidad y capacidad, tal como se observa en la Ilustración 6.17.

En la Ilustración 6.17, el ajuste permite limitar la velocidad de flujo al máximo permisible, aunque en el momento más crítico la velocidad sobrepasa los 5 m/s en un tramo el perfil de la línea principal ya no presenta problemas de saturación (Ilustración 6.18). La Ilustración 6.19 muestra el hidrograma de salida de la red en donde se presenta un gasto pico de 7.4 m<sup>3</sup>/s. En este punto es donde el criterio del modelador, basado en su experiencia y certidumbre de los datos que alimentan el modelo puede tomar una decisión con respecto a los resultados obtenidos, por lo que se podrá ajustar aún más el diámetro para este acontecimiento.

#### ***Ejemplo 6.4***

##### ***Revisión de la descarga del sistema de drenaje pluvial a un cuerpo receptor.***

Para revisar la descarga del drenaje pluvial, se debe de tomar en cuenta el cuerpo receptor al que descargará (río, mar, laguna, etc.). Para determinar si será a descarga libre o si se presentan condiciones en que el nivel del agua del cuerpo receptor sobrepase la cota topográfica de la descarga y genere un remanso con los problemas que este conlleva. Retomando el ejemplo anterior se analiza la situación de la descarga

Ilustración 6.13 Arreglo de pozos de visita y tuberías a través de un programa especializado

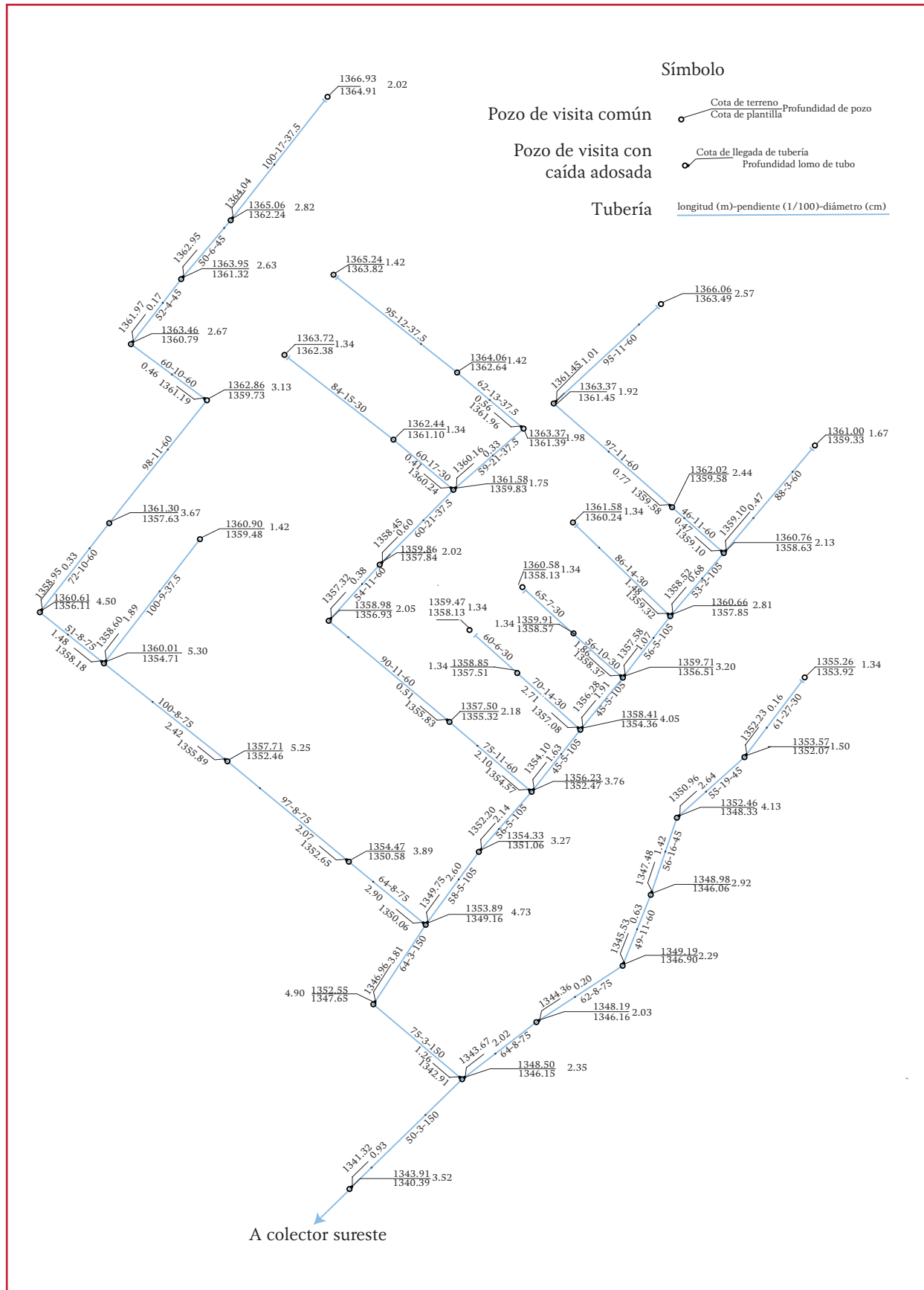


Ilustración 6.14 Microcuencas para cada pozo de visita

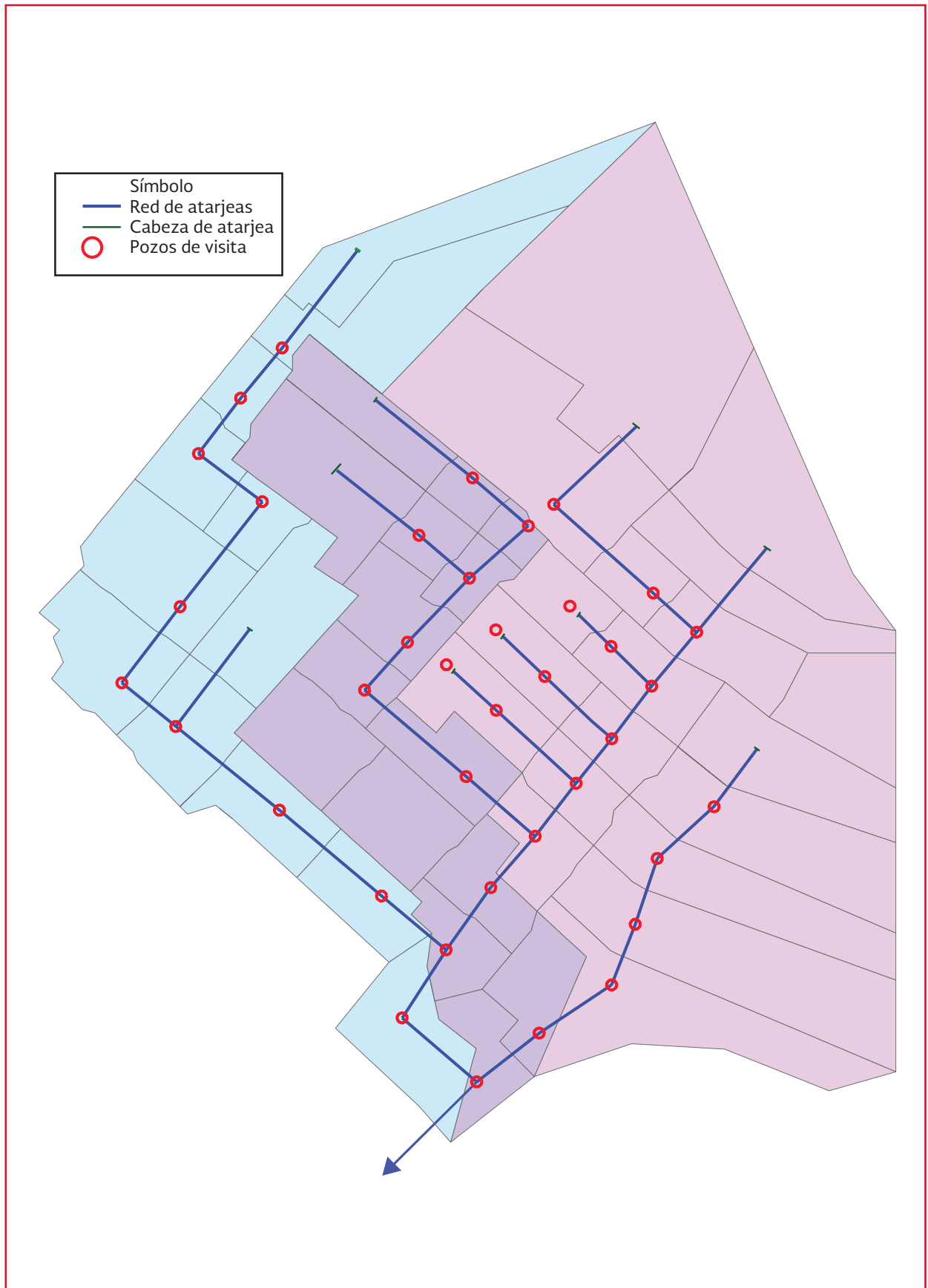


Ilustración 6.15 Modelo de simulación para el ejemplo

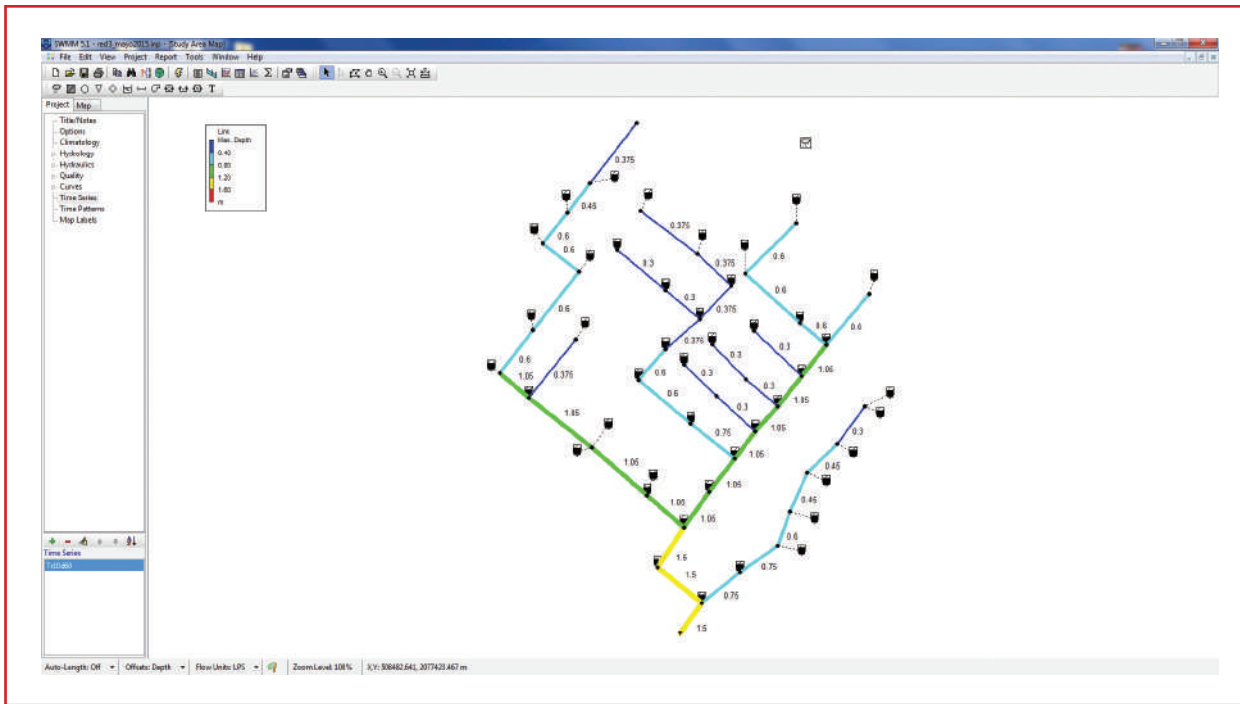


Ilustración 6.16 Resultados del modelo (velocidades máximas)

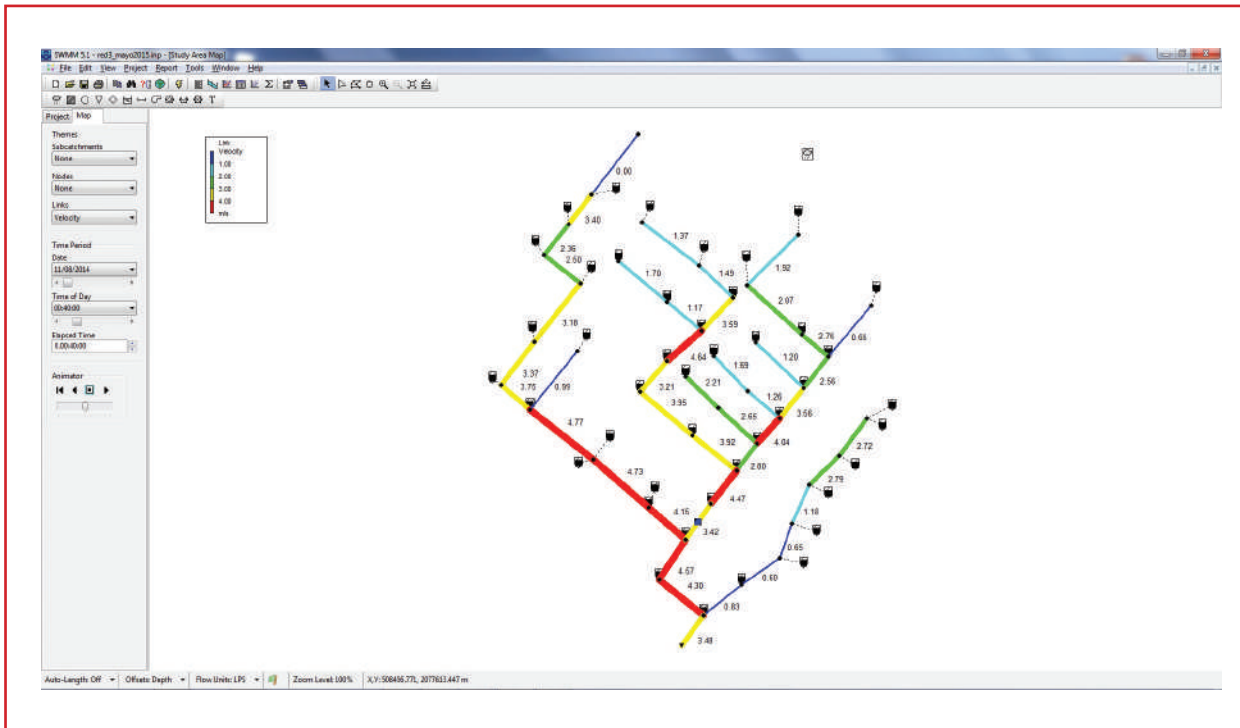


Ilustración 6.17 Diámetros propuestos para el ejemplo

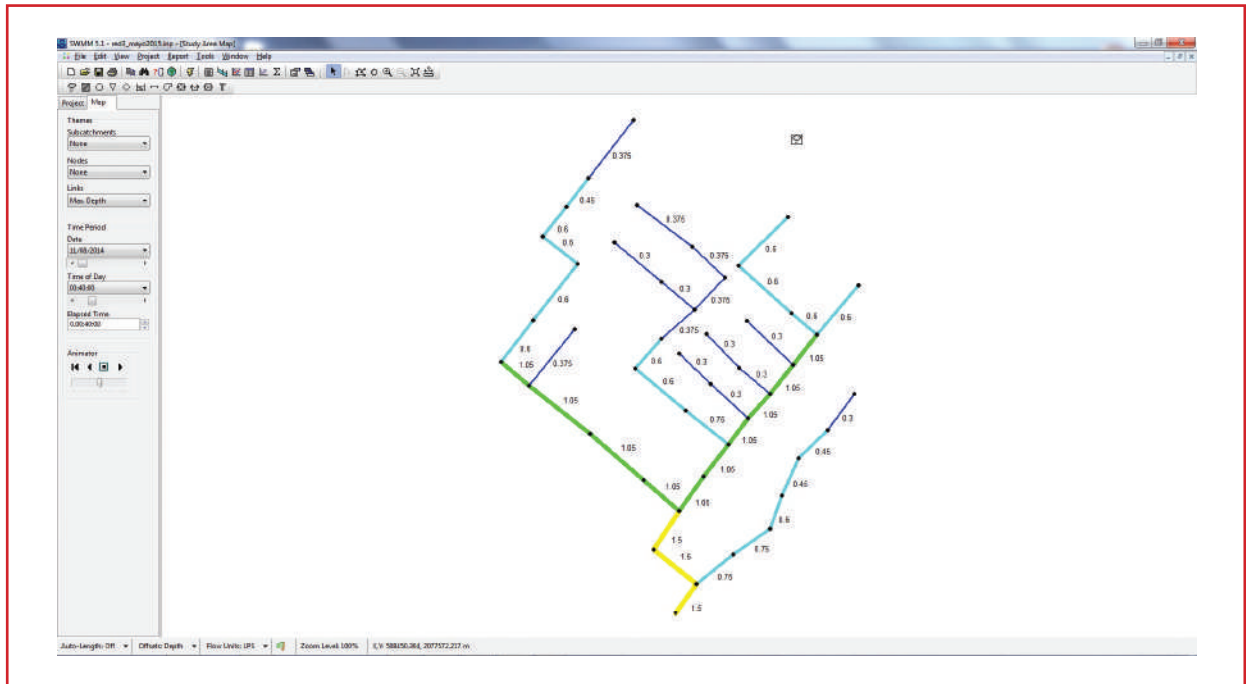


Ilustración 6.18 Perfil de la línea principal

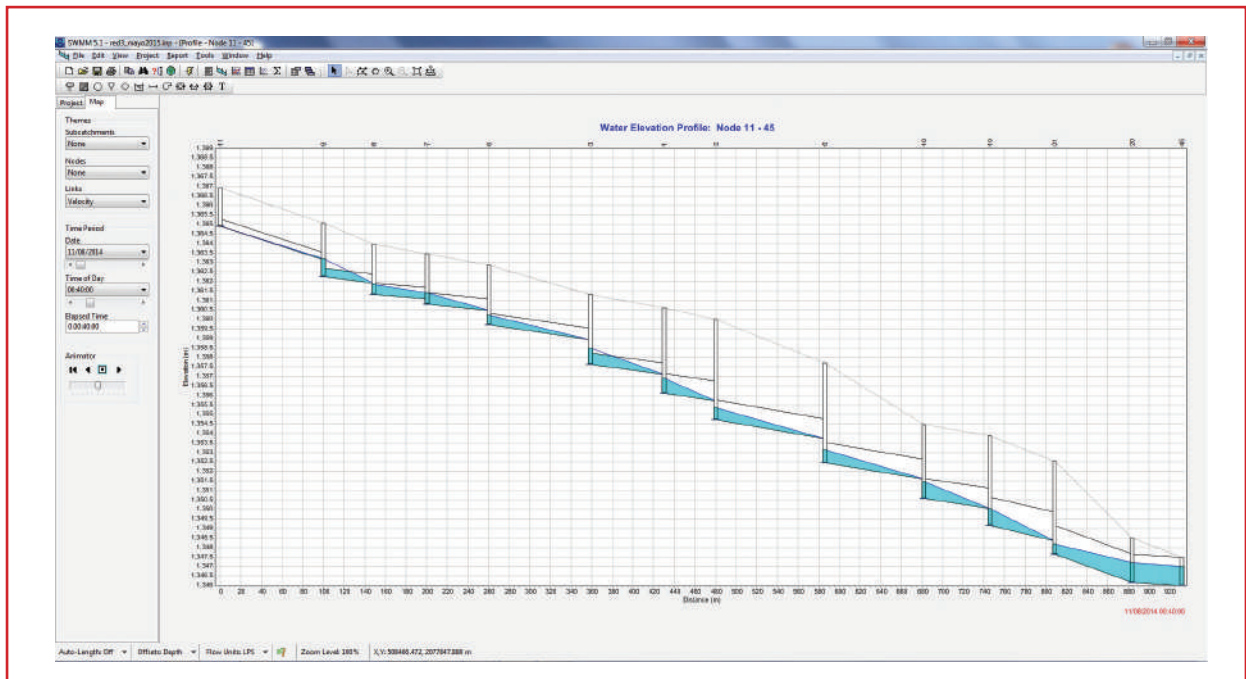
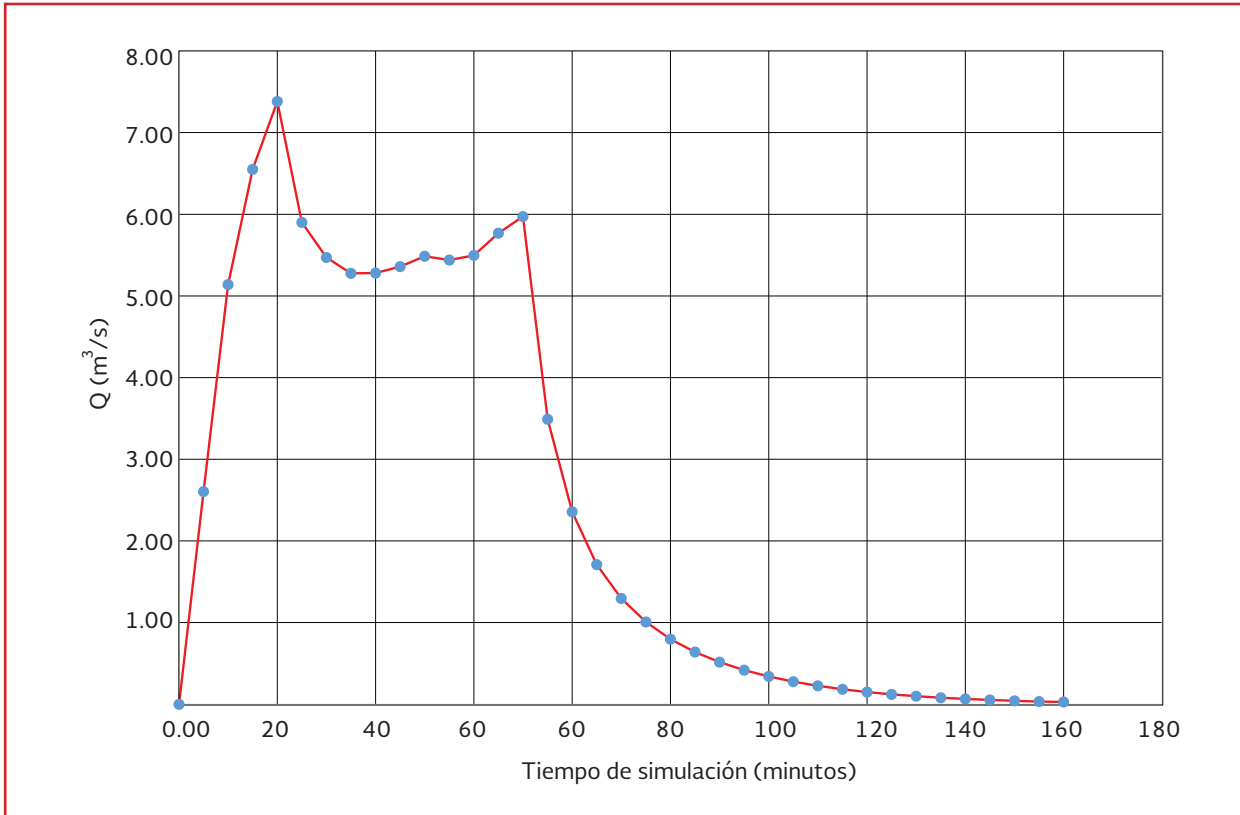


Ilustración 6.19 Hidrograma de salida de la red



del escurrimiento superficial del sistema a un río. Las características principales del cuerpo receptor son: un tirante de 7 metros y un ancho de superficie libre de 10 metros, de sección uniforme (ver Ilustración 6.20). La descarga se encuentra a una altura de 5 metros de altura con respecto del nivel río.

Para conocer el gasto que se transitará en el río se debe de llevar a cabo un análisis hidrológico con estaciones hidrométricas, en el apartado 2.5.2 se presenta un análisis a detalle del procedimiento. Para este ejemplo resulta un gasto de 25 m³/s, que transita por el río, este se simula con ayuda del programa SWMM® 5.1 y resulta un adecuado funcionamiento del

sistema de drenaje pluvial, con descarga a cielo abierto (ver Ilustración 6.21).

Si se considera el caso de tener condiciones extremas (lluvias intensas, huracanes, tormentas tropicales, marea alta, etc.), provocando que el río se encuentre a una capacidad de almacenamiento máxima (para nuestro caso se tienen 130 m³/s), con esta información se realiza una simulación considerando esta situación.

De los resultados obtenidos (sección del emisor con el río) se tiene que el nivel del agua del río sobrepasa la cota topográfica del emisor del sistema, ver Ilustración 6.22 e Ilustración 6.23. Lo que genera un remanso (en la parte aguas abajo

Ilustración 6.20 Sección del río

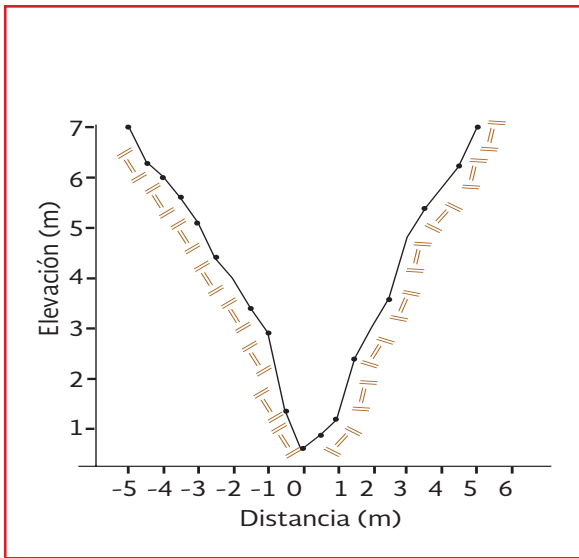
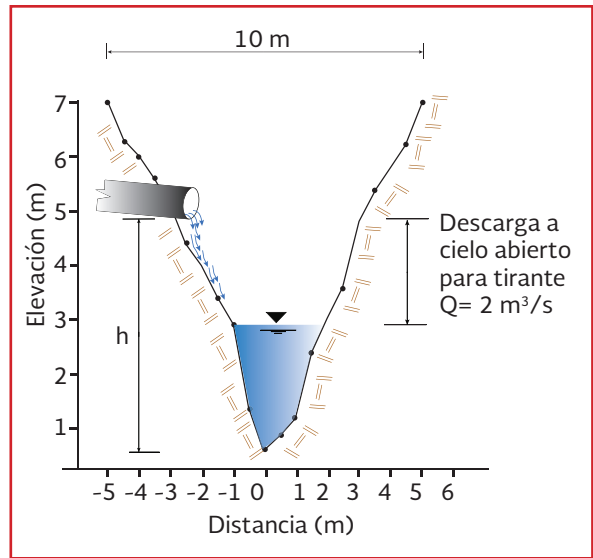


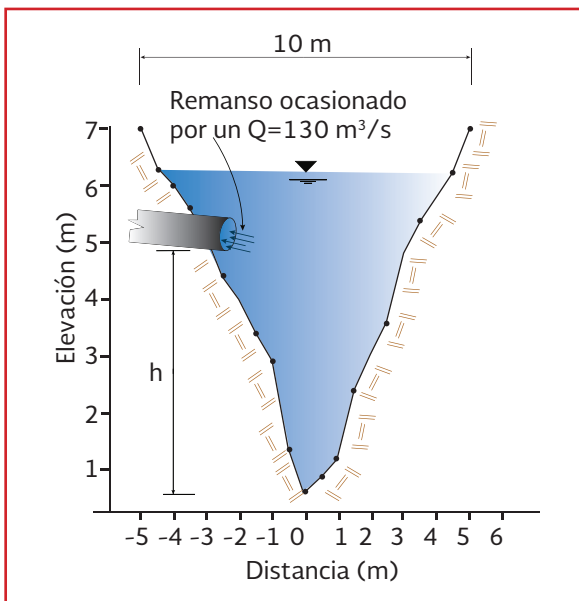
Ilustración 6.21 Funcionamiento a descarga libre



del sistema). Se hace notar que por la configuración del terreno, la parte aguas arriba del sistema pluvial no presenta problemas.

Se observa también que el remanso en la parte aguas abajo del sistema genera una obstrucción, lo que disminuye las velocidades en la red (Ilustración 6.16 e Ilustración 6.24), así mismo se reduce la descarga hasta en un 30 % en comparación con las condiciones normales de operación.

Ilustración 6.22 Remanso en el sistema de drenaje pluvial



La diferencia del gasto de descarga y tiempo de residencia se puede observar en la Ilustración 6.19 e Ilustración 6.25.

## 6.5 DRENAJE EN CALLES PAVIMENTADAS

Un drenaje eficiente es esencial para el mantenimiento de las calles y para la seguridad de los peatones y el tránsito de vehículos. El agua en el pavimento puede interrumpir el tránsito vehicular, reducir la resistencia al deslizamiento, disminuir la visibilidad límite de deslizamiento, debido a las salpicaduras y causar dificultad en la conducción de un vehículo cuando las ruedas delanteras encuentran encharcamientos.

Cuando la lluvia cae sobre una superficie pavimentada e inclinada, forma una delgada película de agua que aumenta en espesor a medida que fluye hacia el borde de la acera. Los factores que influyen en la profundidad del agua en el pavimento son la trayectoria de flujo, la rugosidad y la pendiente de la superficie, además de la intensidad de la precipitación. Con el aumento de la profundidad del agua sobre el pavimento,



Ilustración 6.23 Descarga del sistema (emisor) al cuerpo receptor (río)

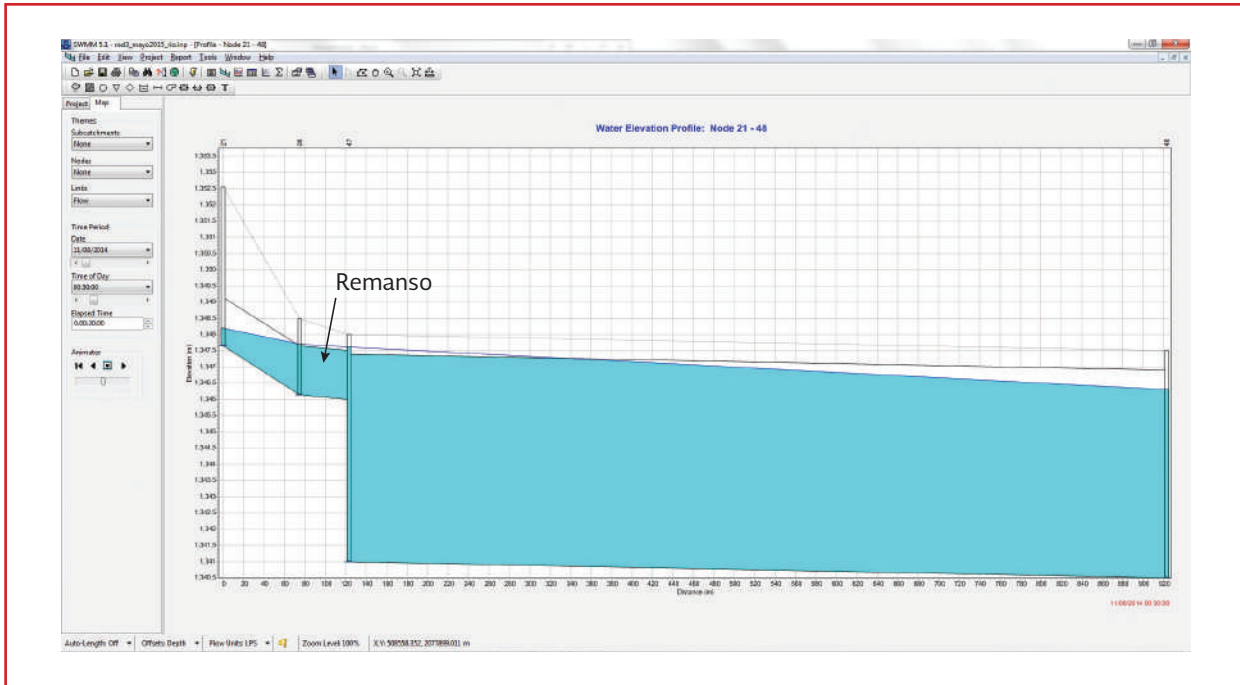
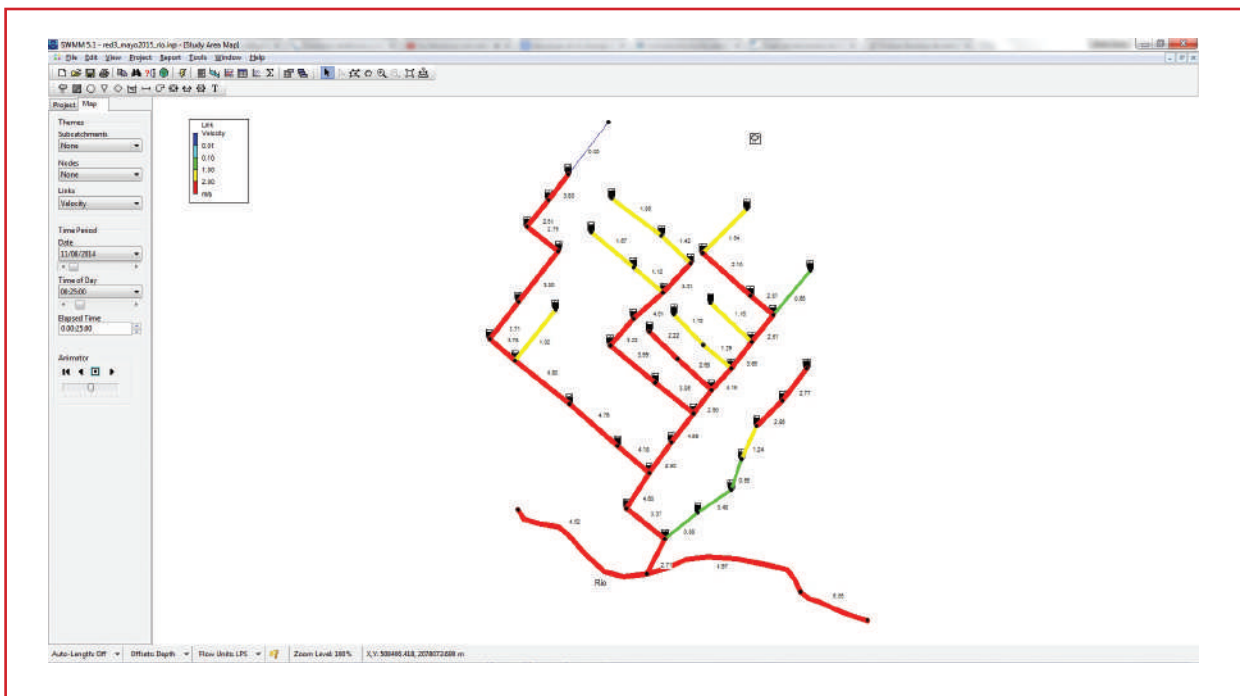


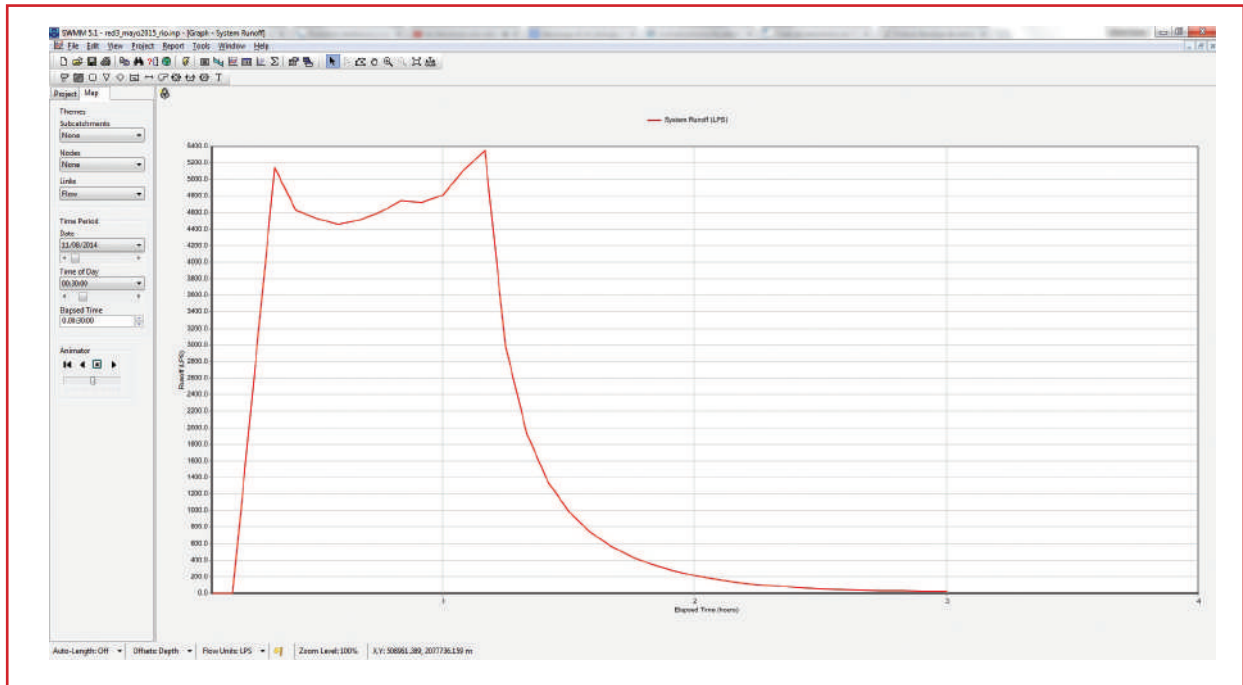
Ilustración 6.24 Velocidades del sistema con remanso



aumenta también el potencial de hidroplaneo vehicular. En función de prevenir este fenómeno, el diseño de los elementos de drenaje en carreteras, tiene la siguiente orientación:

- Pendiente longitudinal del pavimento
- Pendiente transversal
- Diseño de banquetas y cunetas
- Línea de rodamiento y zanjas intermedias

Ilustración 6.25 Hidrograma de salida con remanso



- Cubiertas de puente
- Barreras intermedias
- Atenuadores de impacto

Si bien, no es objetivo de este manual abordar los temas del trazo y pavimentación de las calles, es necesario mencionar sus características particulares para poder proyectar un funcionamiento del sistema de drenaje pluvial de forma adecuada.

En el mejor de los casos, es posible instalar el sistema de drenaje pluvial antes de pavimentar las calles, por lo que es posible, en estos casos, emitir recomendaciones sobre la pendiente transversal y longitudinal de la calle, así como la instalación de cunetas y depresiones para bocas de tormenta.

### 6.5.1 PENDIENTE LONGITUDINAL

La pendiente longitudinal de la calle o vialidad debe ser tal que provea seguridad y funcionalidad de tránsito peatonal. Adicionalmente debe cumplir los lineamientos siguientes:

- Un gradiente longitudinal mínimo es más importante para un pavimento confinado que para un pavimento sin confinamientos ya que el agua está limitada por la acera. Sin embargo, pendientes planas en pavimentos no confinados pueden llevar a un problema de propagación vegetal, si se permite que se acumulen a lo largo del borde del pavimento
- Los grados deseables en cuneta no debe ser menor que 0.5 por ciento y para pa-

vimientos puede considerarse un mínimo absoluto de 0.3 por ciento

- Para proporcionar un drenaje adecuado en curvas verticales, una pendiente mínima del 0.3 por ciento debe mantenerse dentro de los 15 m del punto más bajo de la curva. Esto se logra cuando la longitud de la curva, en metros, se divide por la diferencia algebraica de los grados en porcentaje ( $K$ ). Esto se representa como:

$$K = \frac{L_c}{G_i + G_{i+1}} \quad \text{Ecuación 6.4}$$

donde:

- $K$  = Constante de curva vertical (m/%)
- $L_c$  = Longitud horizontal de la curva (m)
- $G_{i,i+1}$  = Inclinación del camino (%)

### 6.5.2 PENDIENTE TRANSVERSAL

La pendiente transversal debe ser lo suficientemente inclinada para drenar adecuadamente el agua pero sin afectar la comodidad y seguridad del conductor. La Tabla 6.15 presenta las pendientes transversales típicas.

Las pendientes transversales de 2 por ciento tienen poco efecto sobre el esfuerzo del conductor en el manejo y en la estabilidad del vehículo. En áreas de lluvias intensas y de larga duración se justifica utilizar una pendiente transversal más pronunciada (2.5 por ciento) para facilitar el drenaje.

En vialidades de tres o más carriles, con inclinación hacia un solo lado, se recomienda el incremento de la pendiente transversal de los carriles exteriores para contrarrestar el incremento de la profundidad de flujo. Los dos carriles adyacentes a la línea de corona deben estar inclinados de manera normal y los sucesivos pares de carriles, o porciones de los mismos hacia el exterior, se deben aumentar en aproximadamente 0.5 a 1 por ciento. La pendiente transversal máxima de una calle pavimentada se debe limitar a 4 por ciento (Brown, *et al.*, 2001). A continuación se presentan algunas recomendaciones adicionales para la pendiente transversal:

- Las áreas centrales de una vialidad no deben ser drenadas a través de carriles de circulación
- Los hombros y guarniciones deben estar en pendiente para drenar hacia afuera

Tabla 6.15 Pendientes transversales comunes (Brown, *et. al*, 2001)

Tipo de Superficie	Rango de pendiente transversal m/m
<b>Tipo de vialidad</b>	
Dos líneas	0.015-0.020
Tres o más líneas en cada dirección	Mínimo de 0.015; 0.005 a 0.010 de incremento por línea; 0.040 máximo
Superficie intermedia	0.015 – 0.030
Superficie tipo baja	0.020 – 0.060
<b>Hombros</b>	
Concreto bituminoso	0.020 – 0.060
Con banquetta	> 0.040

de la calle, excepto en zonas con elevaciones, zonas estrechas y peraltadas

### 6.5.3 GUARNICIONES Y CUNETAS

Las guarniciones se utilizan normalmente en el borde exterior de los caminos pavimentados para condiciones de baja velocidad. Estos sirven para los siguientes fines:

- Contener el escurrimiento superficial en la calle, lejos de las propiedades adyacentes
- Prevenir la erosión en taludes de relleno
- Proporcionar delineación al pavimento
- Permitir el desarrollo ordenado de la propiedad adyacente a la calzada

Las cunetas, formadas en combinación con guarniciones, se acostumbran de 0.3 a 1.0 metro de ancho. La pendiente transversal puede ser la misma que la de la acera o puede estar diseñada con una pendiente transversal más empinada, por lo general 80 mm por metro más empinado que el carril de hombro o de estacionamiento (si se utiliza). La *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) define

como pendiente transversal máxima un 8 por ciento (Brown *et. al*, 2001).

Una combinación de guarnición y cuneta forman un canal triangular que puede transmitir escurrimiento sin interrupción del tráfico. Cuando se produce el gasto de diseño, hay una propagación de la superficie del agua transportada.

La distancia de la propagación,  $T$ , se mide perpendicular a la pared de la guarnición y se muestra en la Ilustración 6.26.

#### 6.5.3.1 Flujo en Cuneta

Se puede definir una cuneta como una sección de pavimento adyacente a una carretera que transporta agua durante un evento de precipitación. Puede incluir una parte o la totalidad de un carril de circulación. Las cunetas se pueden clasificar como convencionales (Ilustración 6.26) o centrales, como se muestra en la Ilustración 6.27; los tipos convencionales generalmente tienen una forma triangular con la guarnición formando la vertical del triángulo; puede tener una pendiente transversal recta; una pendiente transversal

Ilustración 6.26 Secciones transversales convencionales en cunetas (FHWA, 2009)

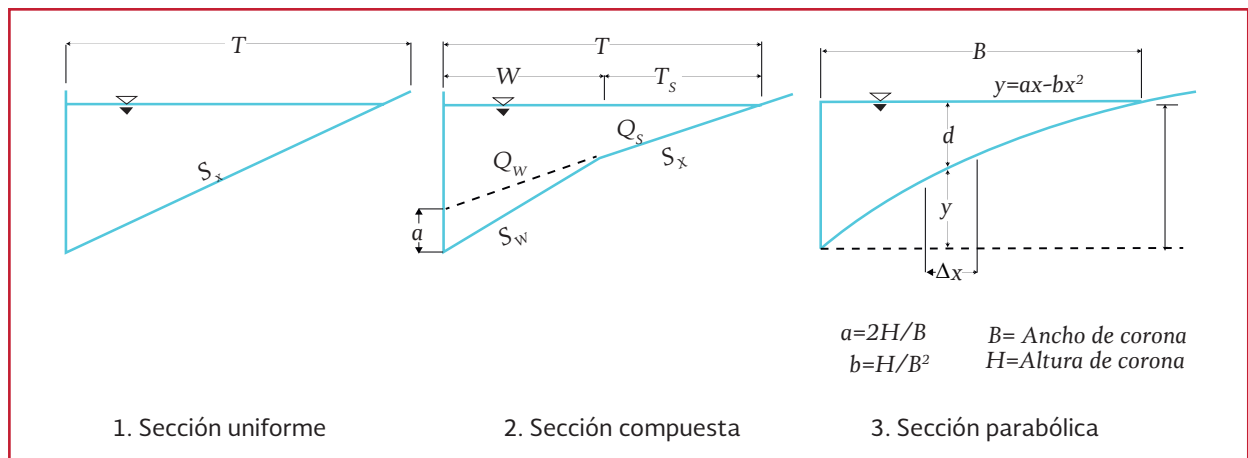
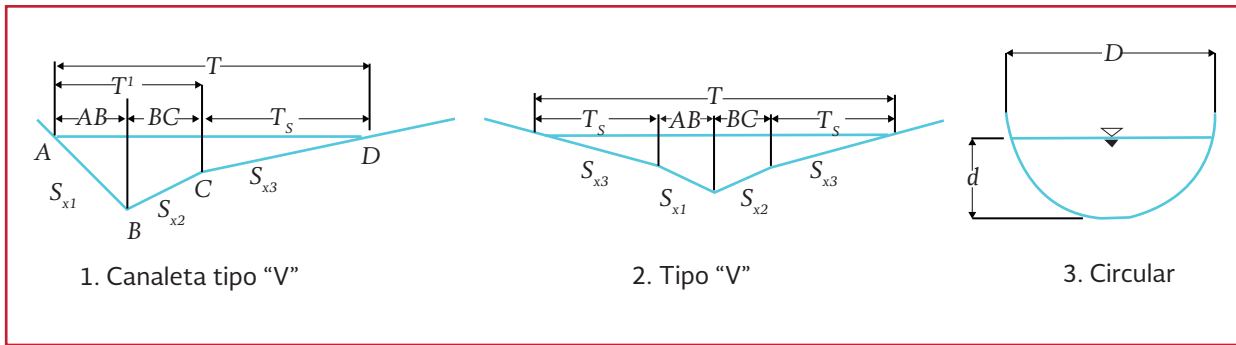


Ilustración 6.27 Secciones típicas de cunetas centrales (FHWA, 2009)



compuesta donde la pendiente de la cuneta varíe, o una sección parabólica. Las cunetas centrales suelen tener secciones en forma de V o circular, como se puede apreciar en la Ilustración 6.27 y se utilizan a menudo en las áreas centrales de carreteras con coronas invertidas.

- $n$  = Coeficiente de Manning (s/m<sup>1/3</sup>)
- $T_p$  = Propagación (m)
- $S_x$  = Pendiente transversal (m/m)
- $S_L$  = Pendiente longitudinal (m/m)

En términos de la propagación,  $T_p$ .

### 6.5.3.2 Relación de capacidad

Se requiere calcular el flujo a través de una cuneta para definir la elevación del agua en la sección, la elevación de los hombros y la propagación sobre la calle. Para ello, se utiliza una modificación de la ecuación de Manning. Esta modificación es necesaria porque el radio hidráulico en la ecuación no describe adecuadamente la sección transversal del canal, especialmente cuando el ancho de la parte superior de la superficie del agua puede ser más de 40 veces la profundidad. Para calcular el flujo del canal, la ecuación de Manning se integra para un incremento de ancho a través de la sección. La ecuación resultante es:

$$Q = \frac{K_u}{n} S_x^{1.67} S_L^{0.5} T_p^{2.67} \quad \text{Ecuación 6.5}$$

donde:

- $Q$  = Flujo (m<sup>3</sup>/s)
- $K_u$  = 0.376

$$T_p = \left( \frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375} \quad \text{Ecuación 6.6}$$

donde:

- $T_p$  = Propagación (m)
- $K_u$  = 0.376
- $n$  = Coeficiente de Manning (s/m<sup>1/3</sup>)
- $Q$  = Flujo (m<sup>3</sup>/s)
- $S_x$  = Pendiente transversal
- $S_L$  = Pendiente longitudinal (m/m)

La Ecuación 6.6 no considera la resistencia del flujo con la pared de la banquetta y la Tabla 6.16 presenta valores de  $n$  de Manning comúnmente ocupados.

Al tener en cuenta el punto de vista de la mecánica de fluidos moderna, la cual presta atención a las dimensiones, las dimensiones de  $n$  deben ser motivo de consideración. Partir de

Tabla 6.16 Valores de  $n$  de Manning para cunetas y pavimentos (Brown, et al.,2001)

Tipo de cuneta o pavimento	$n$ de Manning
Cuneta de concreto acabado fino	0.012
Pavimento asfáltico textura suave	0.013
Pavimento asfáltico textura rugosa	0.016
Cuneta de concreto-pavimento asfáltico suave	0.013
Cuneta de concreto-pavimento asfáltico rugoso	0.015
Concreto hidráulico acabado liso	0.014
Concreto hidráulico acabado escobillado	0.016
En cunetas con pendiente pequeña, donde los sedimentos tienden a acumularse, debe incrementarse el valor de " $n$ "	0.02

la ecuación de manning, se encuentra que las dimensiones de  $n$  ( $TL^{-1/3}$ ). Como no es razonable suponer que el coeficiente de rugosidad contenga la dimensión  $T$  algunos autores suponen que el numerador contiene el término  $\sqrt{g}$  obteniéndose las dimensiones de  $L^{1/6}$  para  $n$ .

A menudo se utiliza la propagación sobre el pavimento y la profundidad del flujo con respecto de la banqueta como criterios para el espaciamiento de captaciones (bocas de tormenta).

### 6.5.3.3 Cunetas y guarniciones convencionales

Las cunetas convencionales comienzan en la base dentro de la acera y por lo general se extienden desde la guarnición hacia la línea central de la vialidad a una distancia de 0.3 a 1 m. Como se muestra en la Ilustración 6.26, los canales pueden tener secciones uniformes, compuestos o en curva. Las secciones uniformes de cuneta tienen una pendiente transversal que es igual a la pendiente transversal del hombro del carril adyacente a la alcantarilla. Las cunetas que tienen secciones compuestas están a desnivel en relación a la pendiente del pavimento adyacente. Es decir, la cuneta tiene una pendiente transversal que es más pronunciada que la

del pavimento adyacente. Este concepto se ilustra en el ejemplo siguiente. Los procedimientos para el cálculo de la capacidad de las secciones de cunetas con guarnición se presentan a continuación.

### Ejemplo 6.5

Se tiene la cuneta con la sección transversal mostrada en la Ilustración 6.26 (1).

$$S_L = 0.010 \text{ m/m}$$

$$S_X = 0.020 \text{ m/m}$$

$$n = 0.016$$

Se requiere calcular:

1. La propagación del flujo para un gasto de  $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$
2. El flujo en la cuneta para una propagación de 2.5 m

### Solución 1

Cálculo de la propagación,  $T_p$ , usando la Ecuación 6.6.

$$T_p = \left( \frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375}$$

$$= \left( \frac{0.05(0.016)}{(0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5}} \right)^{0.375}$$

$$= 2.7 \text{ m}$$

**Solución 2**

Utilizando la Ecuación 6.6, con  $Tp = 2.5$  m y la información dada, se determina  $Qn$ .

$$Q = \frac{K_u}{n} S_x^{1.67} S_L^{0.5} T p^{2.67}$$

$$Qn = (0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5} (2.5)^{2.67}$$

$$Qn = 0.00063 \frac{m^3}{s}$$

Cálculo de  $Q$  para la  $Qn$  determinada:

$$Q = \frac{Qn}{n} = \frac{0.00063}{0.016} = 0.039 \frac{m^3}{s}$$

**Cunetas de sección compuesta**

La Ecuación 6.7, en conjunto con la Ecuación 6.8 y la Ecuación 6.9, se utilizan para determinar el flujo en una cuneta con sección transversal compuesta. El procedimiento para el análisis de las cunetas con secciones compuestas se presenta en el ejemplo siguiente:

$$E_0 = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{\frac{S_w}{S_x}}{\left[ 1 + \frac{S_w}{\frac{T p}{W} - 1 \right]} \right\}^{2.67}} - 1} \quad \text{Ecuación 6.7}$$

donde:

- $E_0$  = Relación de flujo para una anchura elegida (usualmente el ancho de la rejilla) con respecto del flujo total,  $(Q_w/Q)$
- $Tp$  = Propagación (m)
- $S_x$  = Pendiente transversal (m/m)
- $S_w$  =  $S_x + a/W$  (Ilustración 6.26 (2))
- $W$  = Ancho de la rejilla o boca de tormenta (m)

$$Q_w = Q_{cu} - Q_s \quad \text{Ecuación 6.8}$$

donde:

- $Q_w$  = Flujo en la sección a desnivel de la cuneta ( $m^3/s$ )
- $Q_{cu}$  = Flujo en la cuneta ( $m^3/s$ )
- $Q_s$  = Capacidad de flujo de la sección encima de la concavidad de la cuneta ( $m^3/s$ )

$$Q = \frac{Q_s}{(1 - E_0)} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

donde:

- $Q$  = Flujo en la cuneta,  $m^3/s$
- $Q_s$  = Capacidad de flujo de la sección encima de la concavidad de la cuneta,  $m^3/s$
- $E_0$  = Relación de flujo para una anchura elegida (usualmente el ancho de la rejilla) con respecto del flujo total,  $(Q_w/Q)$

**Ejemplo 6.6**

Se tiene la cuneta con la sección transversal mostrada en la Ilustración 6.26 (2) con:

- $W = 0.6$  m
- $S_L = 0.01$
- $S_x = 0.02$
- $n = 0.016$

Se requiere calcular:

- El flujo para una propagación de  $Tp = 2.5$  m
- Propagación para un gasto de  $Q_{cu} = 0.12$   $m^3/s$

### Solución 1

Se calcula la pendiente transversal de la cuneta en la cuneta,  $S_w$ , y el ancho de propagación desde el punto de cambio de pendiente hasta el límite de  $T_p$ .

$$S_w = \frac{a}{W} + S_x = \frac{0.05}{0.6} + 0.02$$

$$= 0.103 \frac{m}{m}$$

$$T_s = T - W = 2.5 - 0.6 = 1.9m$$

De la Ecuación 6.5 utilizando  $T_s$ .

$$Q = \frac{K_u}{n} S_x^{1.67} S_L^{0.5} T_p^{2.67}$$

$$= (0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5} (1.9)^{2.67}$$

$$= 0.00031 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_s = \frac{Q_s n}{n} = \frac{0.00031}{0.016}$$

$$= 0.019 \frac{m^3}{s}$$

Con esto se calcula el flujo en la cuneta,  $Q_{cu}$ , utilizando la Ecuación 6.7.

$$\frac{T_p}{W} = \frac{2.5}{0.6} = 4.17$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.103}{0.020} = 5.15$$

$$E_0 = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{5.15}{\left[ 1 + \frac{5.15}{4.17 - 1} \right]^{2.67} - 1} \right\}} = 0.7$$

$$Q_{cu} = \frac{Q_s}{(1 - E_0)}$$

$$= \frac{0.019}{(1.070)} = 0.06 \frac{m^3}{s}$$

### Solución 2

Para calcular la propagación,  $T_p$ , se requiere realizar un proceso iterativo.

Proponiendo  $Q_s = 0.04 m^3/s$

$$Q_w = Q - Q_s$$

$$= 0.12 - 0.04 = 0.08 \frac{m^3}{s}$$

Utilizando la Ecuación 6.7 se determina la relación  $W/T_p$ .

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.08}{0.12} = 0.67$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.103}{0.020} = 5.15$$

$$\frac{W}{T_p} = 0.23$$

Se calcula la propagación,  $T_p$  y  $T_s$  para el gasto supuesto.

$$T_s = T_p - W = 2.6 - 0.6 = 2.0m$$

Utilizando la Ecuación 6.5 se determina  $Q_s$  a partir del  $T_s$  calculado.

$$Q_s n = K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5} T_p^{2.67}$$

$$= (0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5} (2.0)^{2.67}$$

$$= 0.00035 \frac{m^3}{s}$$



$$Q_s = \frac{Q_s n}{n}$$

$$= \frac{0.00035}{0.016} = 0.022 \frac{m^3}{s}$$

Comparando el  $Q_s$  calculado con el asumido.

$$Q_{s \text{ Asumido}} = 0.04 > Q_{s \text{ Calculado}} = 0.022$$

En este caso se debe proponer un nuevo valor para  $Q_s$  y repetir el proceso.

Asumiendo  $Q_s = 0.058 \text{ m}^3/\text{s}$ :

$$Q_w = Q - Q_s$$

$$= 0.12 - 0.058 = 0.062 \frac{m^3}{s}$$

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.062}{0.12} = 0.52$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.103}{0.020} = 5.15$$

$$\frac{W}{Tp} = 0.17$$

$$T_s = Tp - W = 3.5 - 0.6 = 2.9m$$

$$Q_s n = K_U S_x^{1.67} S_L^{0.5} T_p^{2.67}$$

$$= (0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5} (2.9)^{2.67}$$

$$= 0.00094 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_s = \frac{Q_s n}{n}$$

$$= \frac{0.00094}{0.016} = 0.059 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{s \text{ Asumido}} = 0.058 \approx Q_{s \text{ Calculo}} = 0.059$$

### 6.5.3.4 Sección Circular

El flujo en una cuneta de sección circular se puede representar por:

$$\frac{d_{cu}}{D} = K_u \left[ Q_{cu} \frac{n}{D^{2.67} S_L^{0.5}} \right]^{0.488} \quad \text{Ecuación 6.10}$$

donde:

- $d_{cu}$  = Profundidad de flujo en la cuneta (m)
- $D$  = Diámetro de la sección circular (m)
- $K_u$  = 1.179
- $Q_{cu}$  = Flujo en la cuneta ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $S_L$  = Pendiente longitudinal (m/m)

El ancho de la sección,  $T_w$ , está representado por la cuerda del arco y se calcula utilizando la Ecuación 3.10.

$$T_w = 2(r^2 - (r - d_{cu})^2)^{0.5} \quad \text{Ecuación 6.11}$$

donde:

- $T_w$  = Ancho de la sección inundada de la cuneta (m)
- $r$  = Radio de la sección circular (m)
- $d_{cu}$  = Profundidad de flujo en la cuneta (m)

### Ejemplo 6.7

Se tiene una cuneta de sección circular (Ilustración 6.27) con:

- $D$  = 1.5 m
- $S_L$  = 0.01 m/m
- $n$  = 0.016
- $Q$  = 0.5  $\text{m}^3/\text{s}$

Se encontrará la profundidad del flujo y el ancho de la superficie, determinando, en primera instancia, el valor de:

$$\frac{Qn}{D^{2.67} S_L^{0.5}} = \frac{0.5(0.016)}{(1.5)^{2.67} (0.01)^{0.5}} = 0.027$$

Utilizando la Ecuación 6.10 se determina  $d/D$ .

$$\begin{aligned} \frac{d_{cu}}{D} &= K_u \left[ \frac{Qn}{D^{2.67} S_L^{0.5}} \right]^{0.488} \\ &= 1.179 [0.027]^{0.488} = 0.20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= D \left( \frac{d_{cu}}{D} \right) \\ &= 1.5(0.20) = 0.30m \end{aligned}$$

Utilizando la Ecuación 6.11, determine  $T_w$ .

$$\begin{aligned} T_w &= 2(r^2 - (r - d_{cu})^2)^{0.5} \\ &= 2((0.75)^2 - (0.75 - 0.3)^2)^{0.5} \\ &= 1.2m \end{aligned}$$

#### 6.5.3.5 Tiempo de tránsito de flujo en la cuneta

El tiempo de tránsito de flujo en la cuneta es un componente importante para estimar el volumen concentrado en la boca de tormenta. Para calcular el tiempo de tránsito se requiere estimar la velocidad media del flujo en la cuneta. La cual varía con la distancia a lo largo del canal, es decir, la velocidad de flujo es espacialmente variada. El tiempo de tránsito del flujo se puede estimar mediante el uso de una velocidad media obtenida por integración de la ecuación de Manning para la sección de canal con respecto al tiempo tal como se presentó en el apartado 4.3.2.

La Ecuación 6.12 se puede utilizar para determinar la velocidad media en cunetas triangulares con pendiente longitudinal, transversal y propagación conocidas.

$$V = \frac{K_u}{n} S_L^{0.5} S_x^{0.67} TP^{0.67} \quad \text{Ecuación 6.12}$$

donde:

$K_u$	=	0.752
$V$	=	Velocidad en la cuneta de sección triangular (m)
$S_L$	=	Pendiente longitudinal (m/m)
$S_x$	=	Pendiente transversal (m/m)

## 6.6 DISEÑO DE BOCAS DE TORMENTA

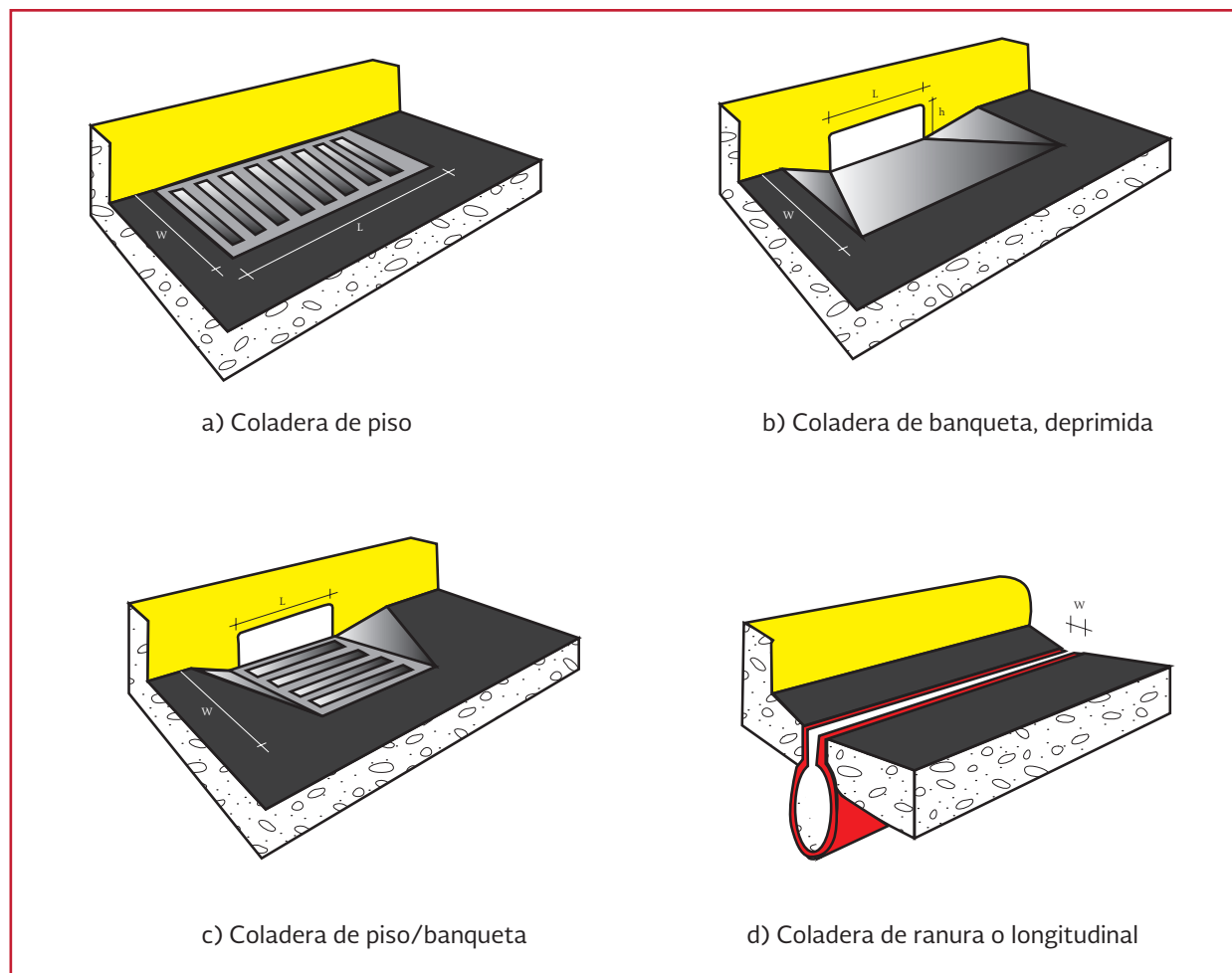
La capacidad hidráulica de una boca de tormenta depende de su geometría, así como las características de flujo en la alcantarilla.

### 6.6.1 TIPOS DE BOCA DE TORMENTA

Las bocas de tormenta en los sistemas de drenaje pluvial, se utilizan para recoger el escurrimiento y descargarlo a un colector subterráneo. Éstas se encuentran normalmente en cunetas o en calles pavimentadas. Brown *et al.*, 2001 presenta con detalle cuatro clases de coladeras para captación usadas para el drenaje superficial en calles (ver Ilustración 6.28):

- **Coladeras de piso.** Existe una amplia variedad de este tipo de boca de tormentas. Una coladera de piso generalmente pierde capacidad con el aumento de rejillas. La principal ventaja de una coladera de piso es que están instaladas

Ilustración 6.28 Tipos de Bocas de Tormenta según Brown et al., 2001 (coladeras)



a lo largo de la calzada, donde el agua está fluyendo. Su principal desventaja es que se obstruyen fácilmente con basura flotante o escombros. Por razones de seguridad, se debe dar preferencia a las coladeras de piso en lugares con tránsito constante de vehículos. Además, se debe garantizar que la rejilla sea segura para bicicletas

- **Coladeras de banqueta.** Son más eficaces en pendientes suaves, bajadas y con flujos que normalmente transportan cantidades importantes de desechos flotantes. La capacidad de captación de

las coladeras de banqueta disminuye a medida que aumenta la pendiente de la cuneta. Por consiguiente, el uso de estas se recomienda en depresiones y con grados menores del 3 por ciento. Son seguras para peatones y bicicletas

- **Coladeras de piso banqueta.** Proporcionan las ventajas de las coladeras de piso y de banqueta. Esta combinación resulta en una captación de alta capacidad. Cuando la apertura de banqueta precede a la rejilla de piso, la primera actúa como un interceptor de basura durante las fases iniciales de una tormenta.

En una configuración con desnivel, se puede tener una coladera de banqueteta a ambos lados de la de piso

- **Coladeras de tipo ranura.** Su principal ventaja es la capacidad para interceptar el flujo a través de una sección transversal. Sin embargo, son muy susceptibles a la obstrucción por sedimentos o escombros y no se recomienda para su uso en entornos donde el flujo arrastre gran cantidad de sólidos

### 6.6.2 CAPACIDAD DE ENTRADA

La capacidad de intercepción,  $Q_i$ , es el flujo que una boca de tormenta es capaz de ingresar al sistema de drenaje. La eficiencia de ingreso,  $Ef$ , es el porcentaje del flujo total que la coladera es capaz interceptar para las condiciones analizadas. La eficiencia estará en función de la pendiente transversal, la pendiente longitudinal, el flujo total y en menor medida de la rugosidad de pavimento. En forma matemática, la eficiencia,  $Ef$ , se define por la siguiente ecuación:

$$Ef = \frac{Q_i}{Q_{cu}} \quad \text{Ecuación 6.13}$$

donde:

$$\begin{aligned} Ef &= \text{Eficiencia de ingreso} \\ Q_{cu} &= \text{Flujo total de escurrimiento} \\ &\quad (\text{m}^3/\text{s}) \\ Q_i &= \text{Flujo interceptado (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

El flujo que no es interceptado por la coladera se denomina arrastre o derivación y se define como:

$$Q_b = Q_{cu} - Q_i \quad \text{Ecuación 6.14}$$

donde:

$$Q_b = \text{Caudal de derivación (m}^3/\text{s)}$$

La capacidad de captación de todas las configuraciones de bocas de tormenta aumenta para caudales cada vez mayores, y la eficiencia de entrada generalmente disminuye con el aumento del flujo. Los factores que afectan al flujo en superficie libre también afectan la capacidad de captación de la coladera. La profundidad del agua es el principal factor en la capacidad de captación.

La capacidad de captación de la coladera de piso depende de la cantidad de agua que fluye sobre la rejilla, la velocidad de flujo en la cuneta, el tamaño y configuración de la rejilla.

La capacidad de captación de una coladera de banqueteta depende en gran medida de la profundidad del flujo y la longitud de la coladera. La profundidad de flujo, y por tanto, la capacidad de intercepción y eficiencia, se puede aumentar con el uso de una concavidad alrededor de la coladera.

Las bocas de tormenta tipo ranura funcionan esencialmente de la misma manera que los vertedores laterales de una presa. La capacidad de captación depende de la profundidad de flujo y longitud de coladera. La eficiencia depende de la profundidad de flujo, longitud de entrada y del flujo total escurrido.

El volumen de captación de una coladera longitudinal combinada con una coladera de banqueteta no difiere significativamente de la de una coladera de piso sola. La capacidad de captación y la eficiencia dependen de los mismos factores. Una combinación de coladera de banqueteta aguas arriba de una de piso tiene una capacidad

similar a la de la coladera de banqueteta, ya que la profundidad de flujo y la velocidad sobre la rejilla se ven afectadas por la primera. Esta configuración tiene la ventaja de interceptar los residuos que de otro modo podrían obstruir la rejilla y desviar el agua lejos de la coladera.

#### 6.6.2.1 Factores que afectan la capacidad de captación de bocas de tormenta con depresiones

Las coladeras de piso en concavidades funcionan como vertedores cuando la profundidad de la concavidad es pequeña; y para mayores profundidades funcionan como un orificio. El perímetro y el área de abertura libre de la rejilla y la profundidad del agua en el borde afectan a la capacidad de entrada. Y ésta puede verse seriamente afectada por residuos que quedan atrapados en la rejilla.

Las coladeras de banqueteta funcionan como vertedores laterales hasta que el nivel del agua alcanza la altura de la banqueteta. Para profundidades superiores a 1.4 veces la altura de la abertura, la coladera funciona como un orificio y entre estas profundidades se produce la transición entre el funcionamiento como vertedor y como orificio. Para un caudal dado, la profundidad efectiva del agua se puede aumentar con la utilización de un canalón, mediante el uso de una abertura local, o a través del aumento de pendiente transversal, disminuyendo de este modo la propagación en la entrada.

Las coladeras de ranura operan como vertedores (Ecuación 6.26) para profundidades por debajo de 50 mm aproximadamente y como orificios

(Ecuación 6.27) en los lugares donde la profundidad en el borde, aguas arriba de la ranura, es mayor que 120 mm. Para la condición de orificio se puede utilizar una ecuación empírica para calcular la capacidad de captación de flujo; la cual varía con la profundidad, pendiente, anchura y la longitud. No se recomiendan en depresiones debido a que son susceptibles a la obstrucción por escombros.

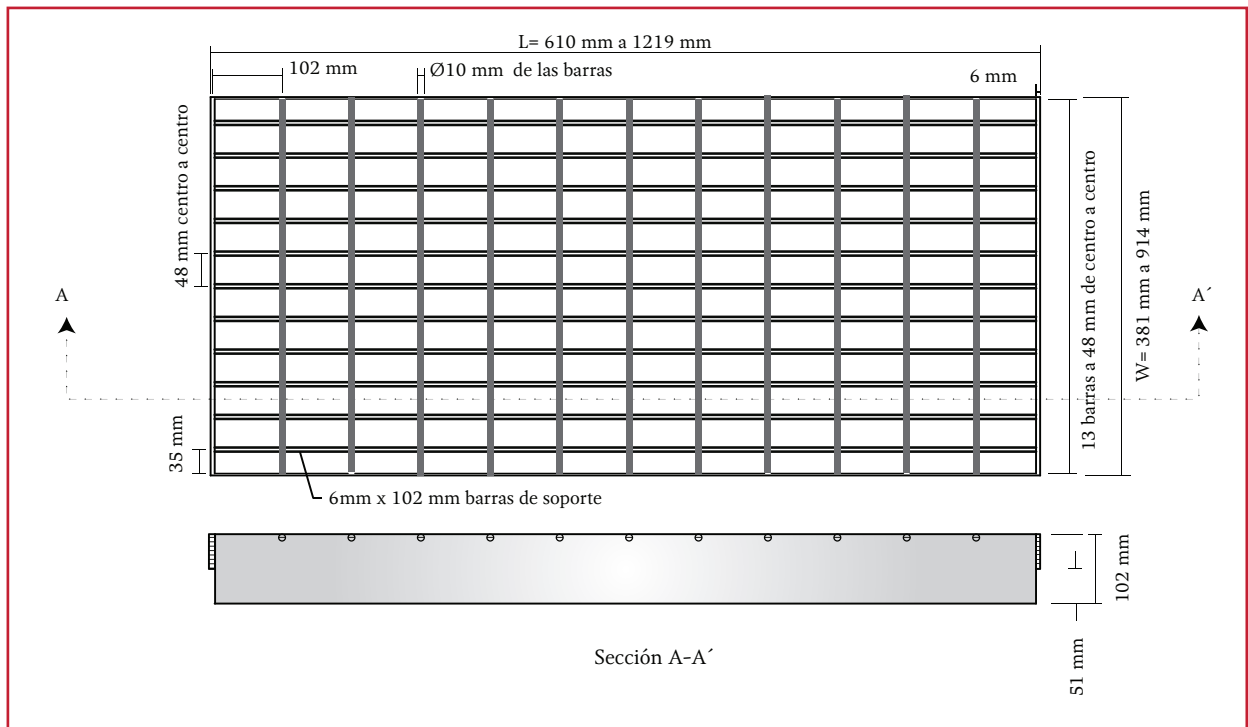
#### 6.6.2.2 Capacidad de captación para pendiente continua

El *Bureau of Reclamation for the Federal Highway Administration*, de los Estados Unidos de América, evaluó las cuatro coladeras de la Ilustración 6.28 con distintas rejillas de entrada que se muestran de la Ilustración 6.29 a la Ilustración 6.34. Para facilitar su identificación, se han adoptado los términos de la Tabla 6.17.

Con el fin de comparar la capacidad de captación y la eficacia de varias bocas de tormenta en pendientes continuas, es necesario fijar dos variables que afectan estos parámetros. La Ilustración 6.35 muestra una comparación de las coladeras de banqueteta, de piso y de ranura con flujo de  $0.09 \text{ m}^3/\text{s}$ , la pendiente transversal es de 3 por ciento y la pendiente longitudinal varía hasta un 10 por ciento. Las conclusiones extraídas del análisis de estas cifras no son necesariamente transferibles a otros caudales o pendientes transversales, pero pueden ser aplicables a otros conjuntos de condiciones.

La Ilustración 6.35 muestra los efectos de la profundidad de flujo y la longitud de la coladera en la capacidad de captación y eficiencia. Todas las coladeras de banqueteta y de ranura pierden

Ilustración 6.29 Rejillas P-50 y P-50 x 100, adaptado de Brown et al., 2001

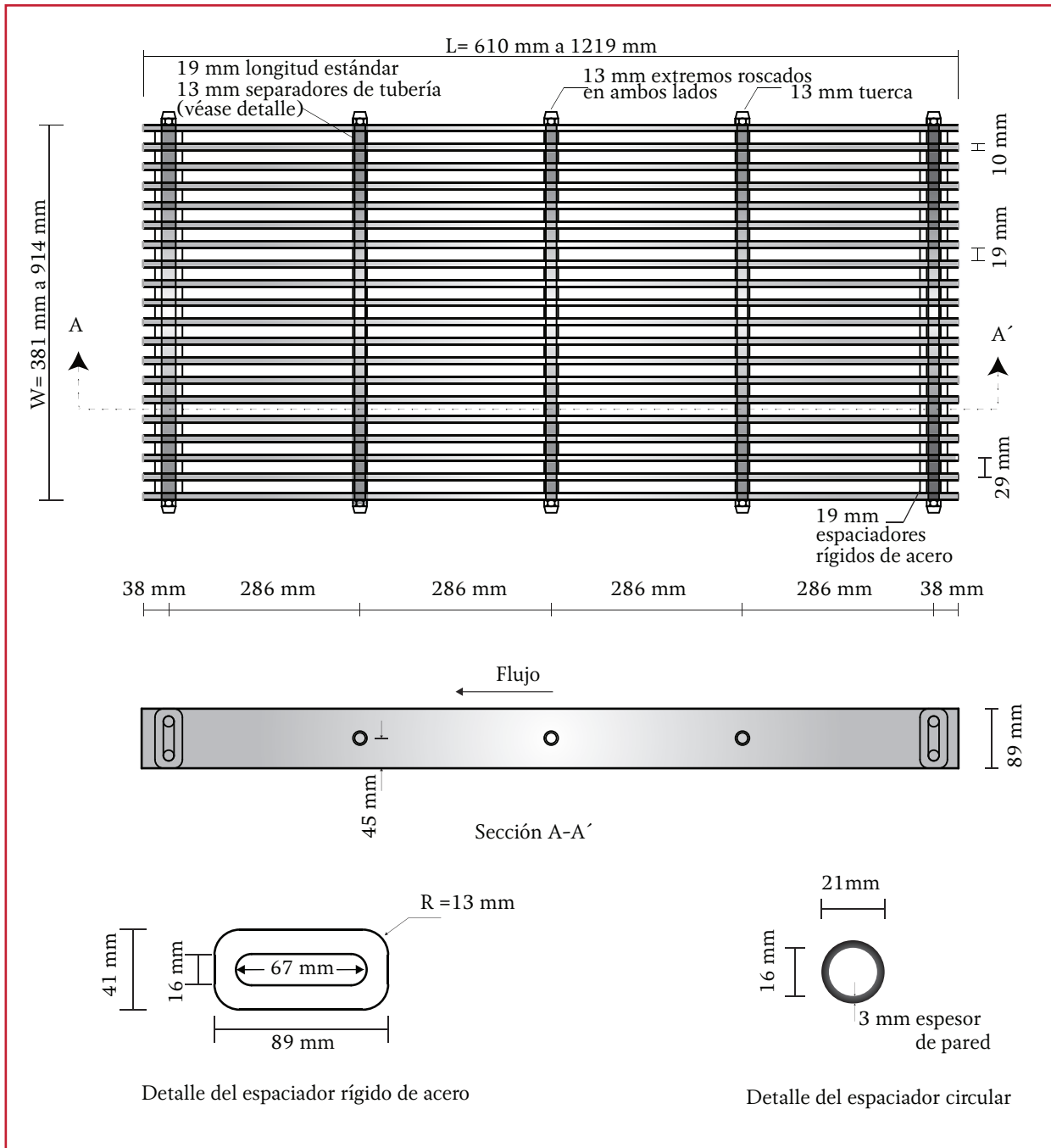


capacidad de captación y eficiencia cuando la pendiente longitudinal se incrementa; esto debido a la propagación sobre el pavimento, ya que ocasiona una disminución de la profundidad en el borde de la coladera y a medida que aumenta la velocidad este nivel disminuye. La capacidad de captación y eficiencia de una coladera de banquetta aumenta con pendientes transversales pronunciadas y la eficiencia de entrada con el aumento del flujo. Las coladeras de banquetta y las de ranura se comparan favorablemente con las coladeras de piso en cuanto a la capacidad de captación y la eficiencia en estas condiciones.

A velocidades bajas, toda el agua que fluye en la sección ocupada por la rejilla, llamada flujo frontal es interceptada por la coladera. Sólo una pequeña porción del flujo fuera de la rejilla, denominado flujo lateral, es interceptada. Cuando la inclinación longitudinal se incrementa, el agua comienza a “salpicar” sobre la rejilla y disminuye

el flujo captado. En la Tabla 6.18 se muestran las velocidades de salpicadura en m/s para los diferentes tipos de rejilla. La Ilustración 6.35 muestra que la capacidad de captación y la eficiencia se reducen en pendientes superiores a la pendiente de inicio de salpicaduras. Todas las rejillas de 0.6 x 0.6 m para un caudal de 0.085 m<sup>3</sup>/s, pendiente transversal de 3 por ciento y pendiente longitudinal del 2 por ciento, tienen la misma capacidad de captación y eficiencia. En pendientes superiores a 2 por ciento se presentan salpicaduras y la capacidad de captación se reduce. En una pendiente de 6 por ciento las velocidades son tales que se presentan salpicaduras en todo tipo de rejillas, excepto la rejilla de barras curvadas y la de barras paralelas. A partir de estas curvas de características de rendimiento, se puede concluir que la rejilla de barras paralelas y la de barras curvadas son relativamente eficientes para velocidades altas y la rejilla tipo panel (retícula) es la menos eficiente.

Ilustración 6.30 Rejilla P-30, adaptado de Brown et al., 2001



A velocidades bajas, las rejillas funcionan de forma similar. Sin embargo, algunas son más susceptibles a la obstrucción por arrastre de sólidos.

La capacidad y la eficiencia aumentan para pendientes y velocidades mayores, si es que no se presentan salpicaduras. Esto se debe a que se in-

crementa el flujo frontal con el aumento de la velocidad y todo este será interceptado siempre que no se presenten salpicaduras.

La Ilustración 6.35 muestra que la captación considerando más barras no sería sustancialmente mayor que la rejilla de  $0.6 \times 0.6 \text{ m}$  si se

Ilustración 6.31 Rejilla de barras curvas, adaptado de Brown et al., 2001

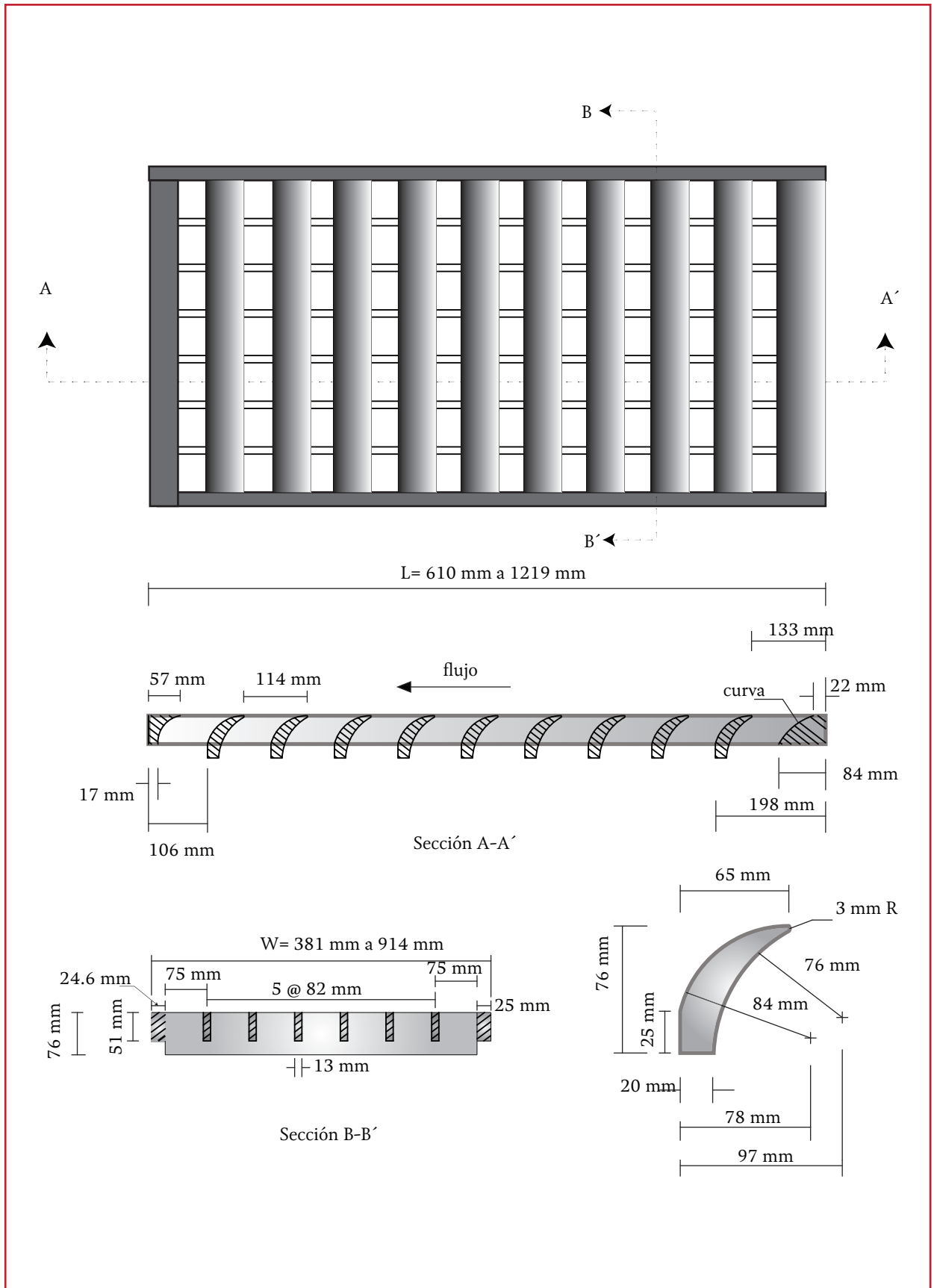
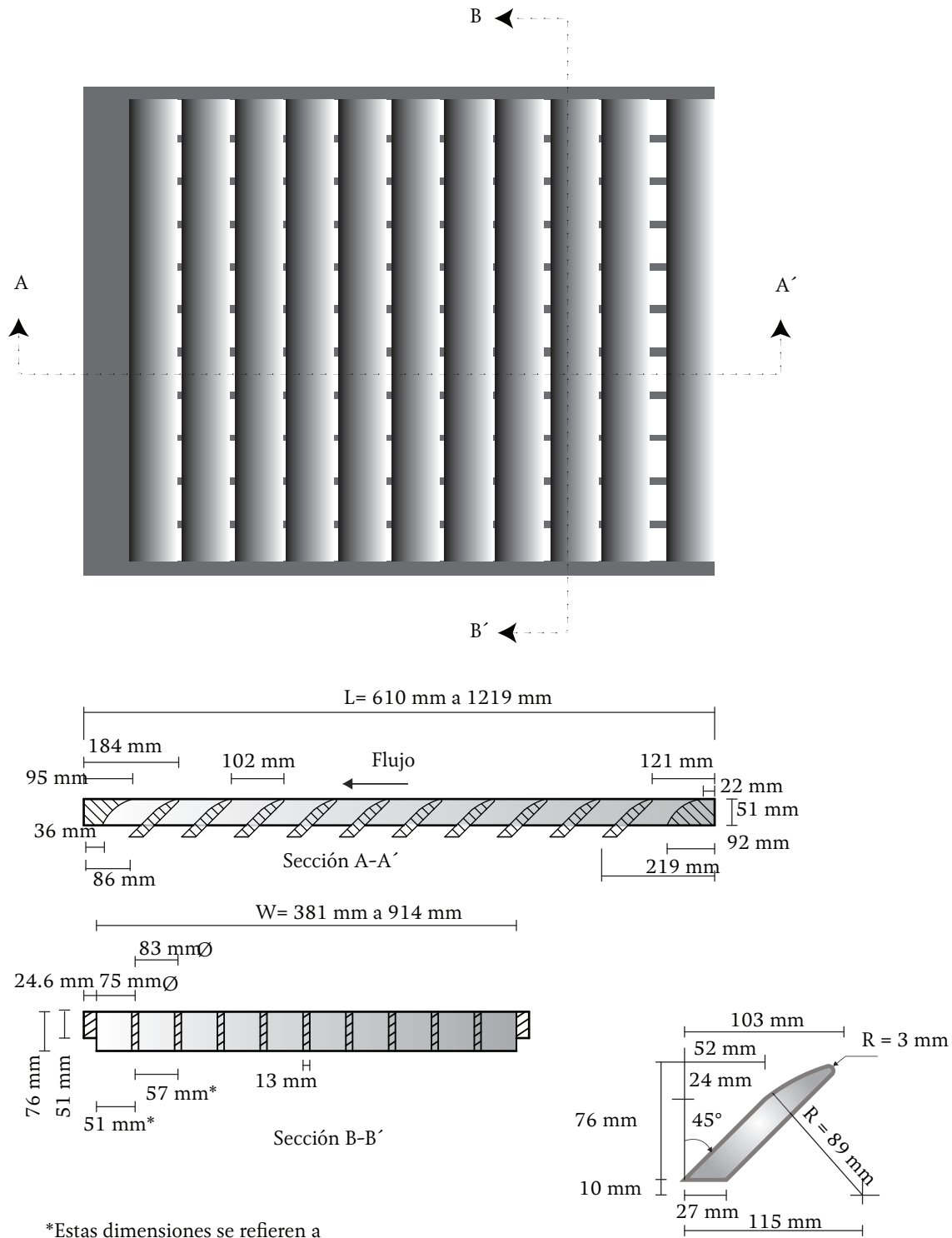




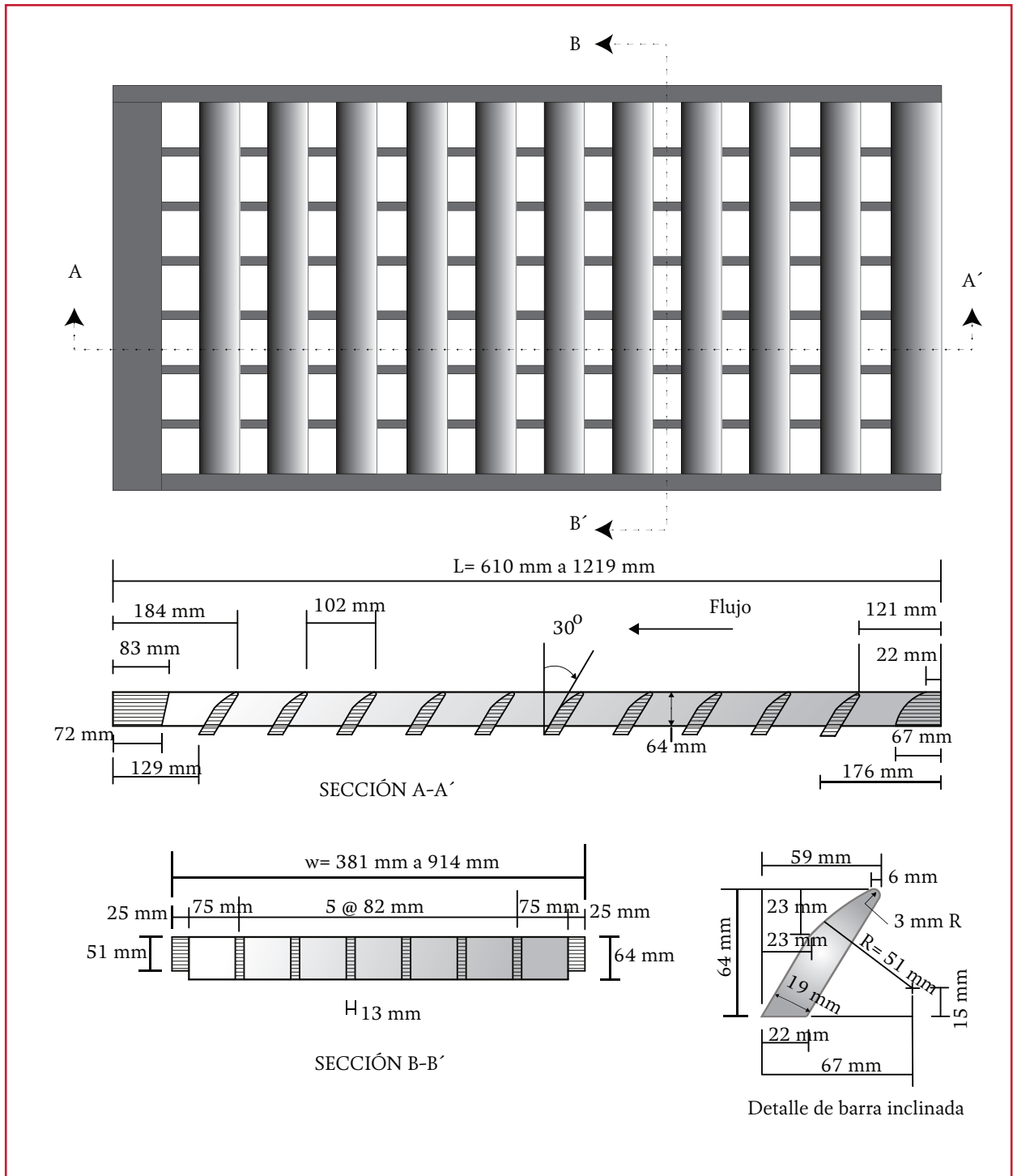
Ilustración 6.32 Rejillas 45°-60 y 45°-85, adaptado de Brown et al., 2001



\*Estas dimensiones se refieren a la rejilla de 45°-60.

Ø Estas dimensiones se refieren a la rejilla de 45°-85.

Ilustración 6.33 Rejilla 30°-85, adaptado de Brown et al., 2001



desea captar más flujo, serían necesarias rejillas más anchas.

Adicionalmente se puede utilizar la Ilustración 6.36 para comparar la capacidad de captación

y la eficiencia. Se muestra, por ejemplo, que en una pendiente de 6 por ciento, las salpicaduras comienzan aproximadamente a 0.02 m<sup>3</sup>/s de flujo sobre una rejilla de retícula. Por otra parte con el aumento de flujo la capacidad de captación de

todas las rejillas aumenta sin embargo la eficiencia disminuye.

Para esta comparación de capacidad de captación y eficiencia no se consideraron los efectos de los desechos y obstrucciones en las rejillas. Todos los tipos de bocas de tormenta, incluyendo coladeras de banqueta, están sujetas a la obs-

trucción, siendo algunas más susceptibles que otras. Las rejillas con separaciones amplias de barras longitudinales permiten el paso de escombros de manera más eficiente. Los problemas de obstrucción son muy particulares, ya que la cantidad de desechos varía considerablemente de una localidad a otra. Algunas localidades deben enfrentar sólo una pequeña cantidad

Ilustración 6.34 Rejilla Tipo retícula (panel), adaptado de Brown et al., 2001

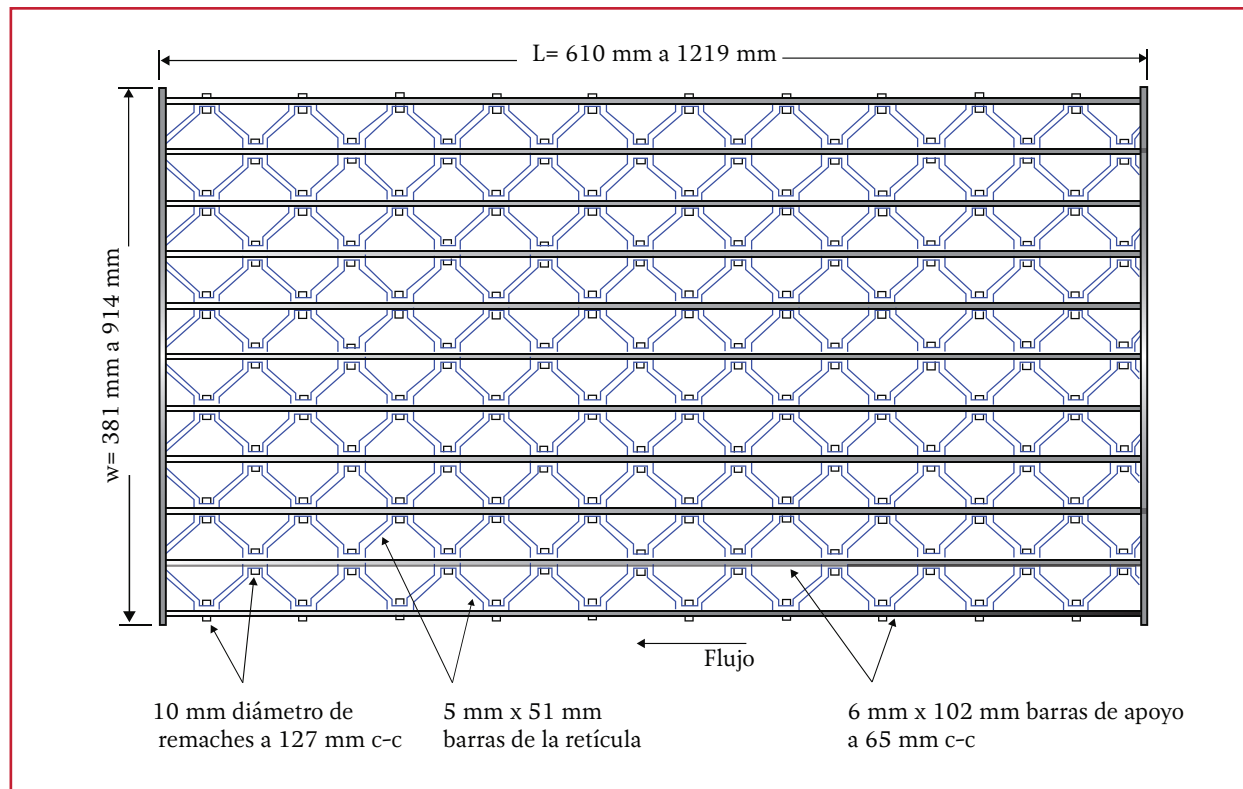
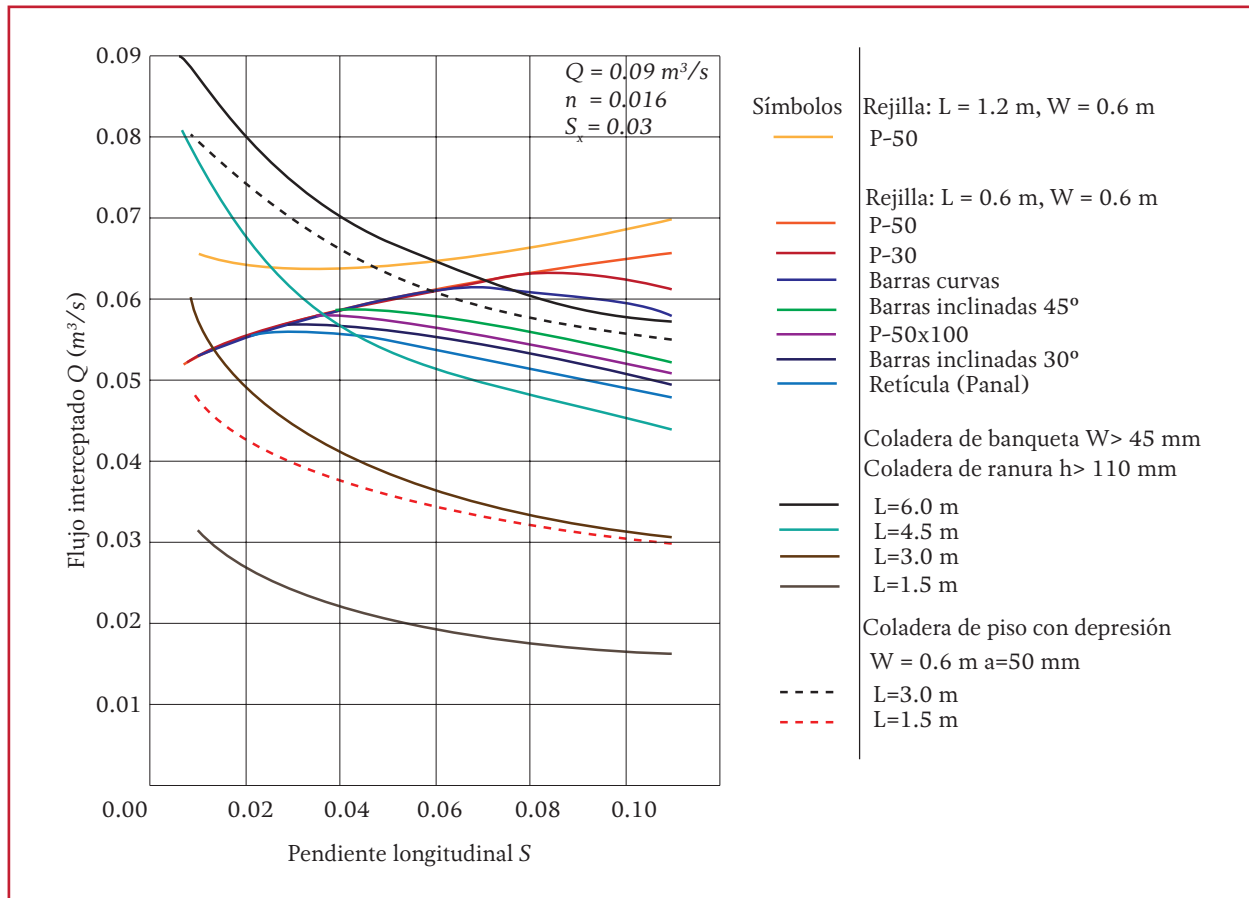


Tabla 6.17 Descripción de rejillas analizadas (Brown, et al., 2001)

ID	Descripción
P-50	Rejilla con barras en paralelo con espacio entre ellas de 48 mm centro a centro (Ilustración 3.14).
P-50x100	Rejilla con barras en paralelo con espacio entre barras de 48 mm en el centro y varillas laterales de 10 mm de diámetro, espaciadas a 102 mm de centro a centro (Ilustración 3.14).
P-30	Rejilla de barras en paralelo con 29 mm espaciadas a 102 mm de centro a centro (Ilustración 3.15).
Veleta curva	Rejilla de Barras con perfil de veleta curvada con 83 mm de separación y barras longitudinales con separación de 108 mm centro a centro (Ilustración 3.16).
45°- 60 barras inclinadas 45°	Rejilla con barras inclinadas separadas a 57 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro (Ilustración 3.17).
45°-85 barras inclinadas 45°	Rejilla con barras inclinadas separadas 83 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro (Ilustración 3.17).
30°-85 barras inclinadas 30°	Rejilla con barras inclinadas separadas a 57 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro (Ilustración 3.18).
Retícula "panel"	Patrón de barras laterales y barras longitudinales de soporte (Ilustración 3.19)

Ilustración 6.35 Comparación de rendimiento entre las distintas bocas de tormenta (Brown et al., 2001)



de escombros mientras que otras experimentan obstrucciones extensas.

### 6.6.2.3 Diseño de captaciones para pendiente continua

En función de los análisis y resultados presentados en el apartado anterior, se presenta la metodología de cálculo para distintas configuraciones de bocas de tormenta que trabajan de forma similar a un vertedor lateral o como un orificio.

#### Rejillas de entrada

Las rejillas son eficaces en calles pavimentadas donde la obstrucción con residuos no es un problema. La Tabla 6.18, muestra una clasificación

de las rejillas analizadas en el apartado anterior de acuerdo con su susceptibilidad a la obstrucción. Esta tabla se debe utilizar para comparaciones relativas exclusivamente.

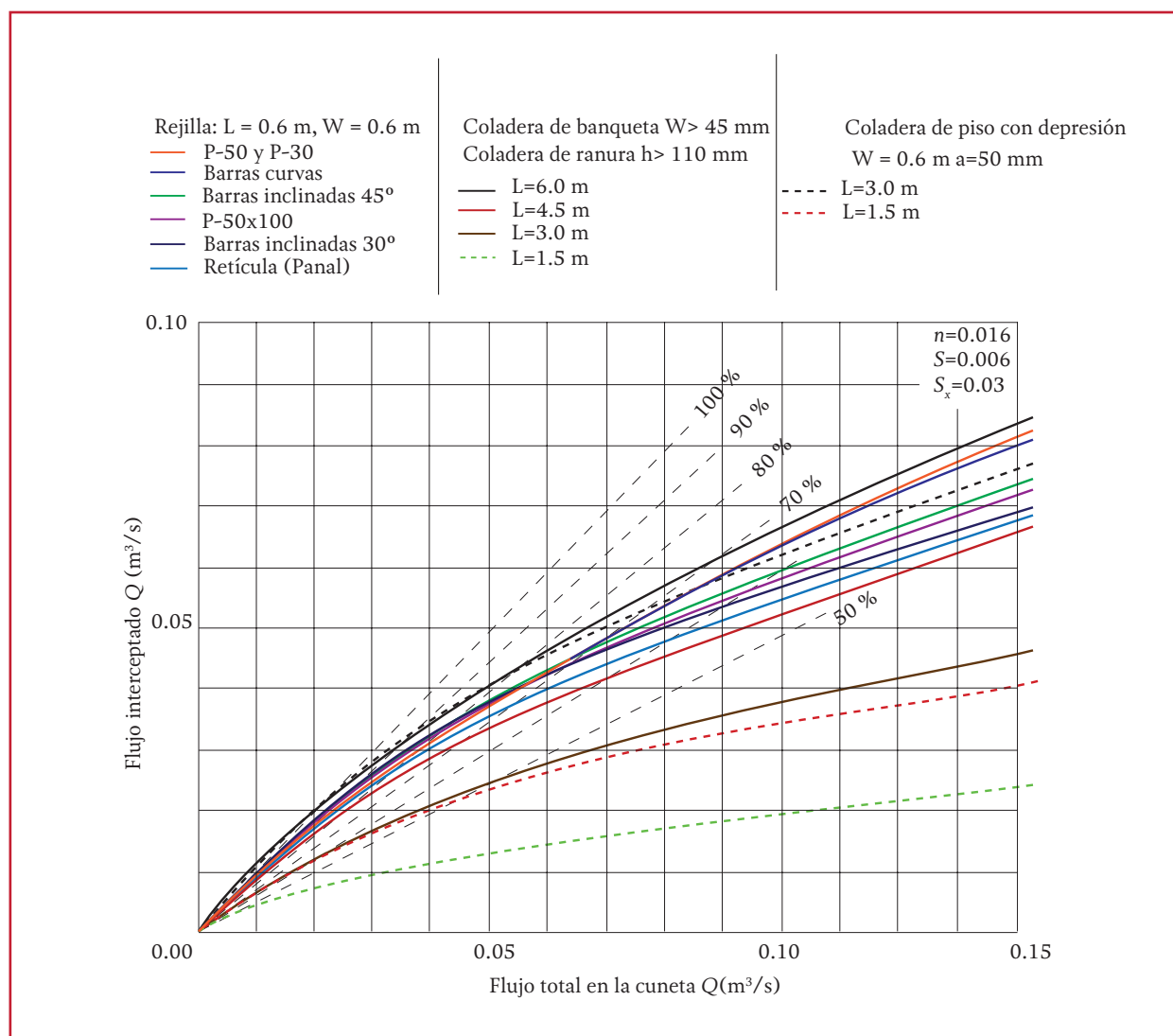
Cuando la velocidad del flujo es menor que la velocidad de inicio de salpicadura, la rejilla intercepta todo el flujo frontal; cuando la velocidad del flujo excede la velocidad de salpicadura, sólo una parte del flujo será interceptada. Una parte del flujo a lo largo del lado de la rejilla será interceptada, esto depende de la pendiente transversal de la acera, la longitud de la rejilla y la velocidad de flujo.

La relación de flujo frontal con respecto del flujo total,  $E_0$ , para una pendiente transversal uniforme se expresa por la Ecuación 6.15:

Tabla 6.18 Eficiencias promedio de rejillas en el manejo de residuos y su velocidad de salpicadura (adaptado de Brown et al., 2001)

Posición	Rejilla	Eficiencia promedio en el manejo de residuos (%)		Velocidad de salpicadura (m/s)						
		Pendiente		Longitud de la rejilla L (m)						
		0.005	0.04	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.3
1	Barras Curvas	46	61	0.85	1.45	1.85	2.20	2.40	2.70	2.80
2	Rejilla 30 85	44	55	0.60	1.00	1.40	1.75	2.00	2.30	2.50
3	Rejilla 45 85	43	48	0.80	1.20	1.60	1.90	2.10	2.30	2.35
4	P-50	32	32	1.40	2.10	2.50	2.80	3.20	3.50	2.70
5	P-50X100	18	28	0.75	1.10	1.50	1.80	2.00	2.20	2.35
6	Rejilla 45 60	16	23	0.90	1.30	1.70	2.00	2.20	2.40	2.45
7	Retícula	12	16	0.50	0.90	1.30	1.70	1.90	2.20	Sin dato
8	P-30	9	20	1.10	1.60	2.00	2.30	2.55	2.75	2.90

Ilustración 6.36 Comparación de la capacidad de captación con respecto del flujo (Brown et al., 2001)



$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{W}{Te}\right)^{2.67} \quad \text{Ecuación 6.15}$$

donde:

- $E_0$  = Relación de flujo para una anchura elegida (usualmente el ancho de la rejilla) con respecto del flujo total ( $Q_w/Q_{cu}$ )
- $Q$  = Caudal total ( $m^3/s$ )
- $Q_w$  = Caudal frontal (ancho  $W$ ) ( $m^3/s$ )
- $Te$  = Extensión total de agua (m)
- $W$  = Ancho de la captación o rejilla (m)

La relación de flujo lateral,  $Q_s$  con respecto del flujo total es:

$$\frac{Q_s}{Q} = 1 - \frac{Q_w}{Q} = 1 - E_0 \quad \text{Ecuación 6.16}$$

donde:

- $Q_s$  = Capacidad de flujo de la sección encima de la concavidad de la cuneta ( $m^3/s$ )
- $Q$  = Caudal total ( $m^3/s$ )
- $Q_w$  = Caudal frontal (ancho  $W$ ) ( $m^3/s$ )
- $E_0$  = Relación de flujo para una anchura elegida (usualmente el ancho de la rejilla) con respecto del flujo total, ( $Q_w/Q_{cu}$ )

La relación de flujo frontal interceptado con respecto del flujo total,  $R_f$ , se expresa por la Ecuación 6.17:

$$R_f = 1 - K_u (V - V_0) \quad \text{Ecuación 6.17}$$

donde:

- $R_f$  = Relación de flujo frontal interceptado con respecto al flujo total

- $K_u$  = 0.295
- $V$  = Velocidad de flujo total (m/s)
- $V_0$  = Velocidad de inicio de salpicaduras (m/s)

(Nota:  $R_f$  no puede exceder 1.0)

Esta relación es equivalente a la eficiencia frontal de captación de flujo.

Cuando en la Tabla 6.18 no se encuentre el valor de la velocidad de inicio de salpicadura, se puede utilizar la Ecuación 6.18, la cual se encuentra solo en función de la longitud de la rejilla.

$$V_0 = 0.676 + 4.031L + 2.13L^2 + 0.598L^3 \quad \text{Ecuación 6.18}$$

donde:

- $V_0$  = Velocidad de inicio de salpicadura (m/s)
- $L$  = Longitud de la rejilla (m)

La relación de flujo lateral interceptado con respecto del flujo total,  $R_s$ , o la eficiencia de flujo lateral captado, se expresa por la Ecuación 6.19.

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{K_u V^{1.8}}{S_x L^{2.3}}\right)} \quad \text{Ecuación 6.19}$$

donde:

- $R_s$  = Relación de flujo lateral interceptado con respecto al flujo total
- $K_u$  = 0.0828
- $V$  = Velocidad de flujo total (m/s)
- $L$  = Longitud de la banqueta (m)
- $S_x$  = Pendiente transversal (m/m)

La eficiencia,  $E_f$ , de una rejilla se expresa por la Ecuación 3.21:

$$E_f = R_f E_0 + R_s (1 - E_0) \quad \text{Ecuación 6.20}$$

donde:

- $E_f$  = Eficiencia de una rejilla (m/m)
- $E_0$  = Relación de flujo
- $R_s$  = Relación de flujo lateral interceptado con respecto al flujo total
- $R_f$  = Relación del flujo frontal interceptado con respecto del flujo total

El primer término en el lado derecho es la relación de flujo frontal interceptado con respecto del flujo total, y el segundo término es la relación de flujo lateral interceptado con respecto del flujo lateral total. El segundo término es poco significativo para velocidades altas y coladeras de corta duración.

Es importante reconocer que el flujo frontal con respecto del flujo total,  $E_0$ , para coladeras con canal a desnivel, por definición, asume una anchura frontal de flujo igual al ancho de la sección a desnivel. El uso de esta relación para determinar la eficiencia de una rejilla requiere que la anchura de la rejilla sea igual a la anchura de la sección de canalón a desnivel,  $W$ . Si se tiene una rejilla con anchura menor que  $W$ , la relación de flujo,  $E_0$ , se debe modificar para evaluar con precisión la eficiencia del arreglo. Debido a que se ha asumido una velocidad media en toda la anchura de flujo, la relación de flujo frontal,  $E'_0$ , se puede calcular multiplicando  $E_0$  por una relación de área de flujo. La relación de área se define como el área de flujo de canal en una anchura igual a la anchura de la rejilla dividido

por el área de flujo total en la sección de canalón en desnivel.

La capacidad de captación de una rejilla con pendiente continua es igual a la eficiencia de la rejilla multiplicada por el flujo total, tal como se representa en la Ecuación 6.21. Tenga en cuenta que  $E'_0$  se debe utilizar en lugar de  $E_0$  cuando sea apropiado.

$$Q_i = E Q_{cu} = Q_{cu} [R_f E_0 + R_s (1 - E_0)] \quad \text{Ecuación 6.21}$$

donde:

- $Q_i$  = Capacidad de captación de una rejilla con pendiente continua ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $E_0$  = Relación de flujo
- $R_f$  = Relación del flujo frontal interceptado con respecto del flujo total
- $Q_{cu}$  = Caudal en la cuneta ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $R_s$  = Relación de flujo lateral interceptado con respecto al flujo total

### Ejemplo 6.8

Dada la sección de cuneta 2 de la Ilustración 6.26, se considera:

- $Tp$  = 2.5 m
- $S_L$  = 0.010
- $W$  = 0.6 m
- $S_x$  = 0.02
- $n$  = 0.016

Consideran una cuneta de sección a desnivel continua,  $a = 50$  mm. La capacidad de captación para una rejilla tipo barras curvadas de 0.6 m

por 0.6 m se obtiene de la siguiente forma.

**Solución**

Del Ejemplo 6.6.

$$\begin{aligned} S_w &= 0.103 \text{ m/m} \\ E_0 &= 0.70 \\ Q &= 0.06 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

La velocidad media en la cuneta resulta:

$$V = \frac{0.06}{A}$$

$$\begin{aligned} A &= 0.5T^2 S_x + 0.5aW \\ &= 0.5(2.5)^2 (0.02) + 0.5(0.050)(0.6) \\ &= 0.08 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$V = \frac{0.06}{0.08} = 0.75 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

La eficiencia de flujo lateral (Ecuación 6.19).

$$\begin{aligned} R_s &= \frac{1}{\left(1 + \frac{K_u V^{1.6}}{S_x L^{2.3}}\right)} \\ &= \frac{1}{\left(1 + \frac{(0.0828)(0.75)^{1.6}}{(0.02)(0.6)^{2.3}}\right)} \\ &= 0.11 \end{aligned}$$

Calcular la capacidad de intercepción mediante la Ecuación 6.22.

$$\begin{aligned} Q_i &= Q_{cu} [R_f E_0 + R_s (1 - E_0)] \\ &= 0.06 [1.0(0.70) + 0.11(1 - 0.70)] \\ &= 0.044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \end{aligned}$$

**Ejemplo 6.9**

Dada la sección de canal 1 de la Ilustración 6.26, se tiene:

$$\begin{aligned} T_p &= 3 \text{ m} \\ S_L &= 0.04 \text{ m/m} \\ S_x &= 0.025 \text{ m/m} \\ n &= 0.016 \end{aligned}$$

Se determinara la capacidad de captación de las siguientes rejillas:

- a) Rejilla P-50 con dimensiones de ancho igual 0.6 m por largo igual a 0.6 m ( $W=0.6 \text{ m}, L=0.6 \text{ m}$ ).
- b) Rejilla reticulada con dimensiones de ancho igual a 0.6 m por largo de 0.6 m ( $W=0.6 \text{ m}, L=0.6 \text{ m}$ ).
- c) Rejilla P-50 con dimisiones de ancho igual a 0.6 m por largo igual a 1.2 m ( $W=0.6 \text{ m}, L=1.2 \text{ m}$ ).
- d) Rejilla reticulada con dimensiones de ancho igual a 0.6 m por largo igual a 1.2 m ( $W=0.6 \text{ m}, L=1.2 \text{ m}$ ).

Utilizando la Ecuación 6.5 se determina  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$$\begin{aligned} Q &= \frac{K_u}{n} S_x^{1.67} S_L^{0.5} T_p^{2.67} \\ &= \frac{0.376}{0.016} (0.025)^{1.67} (0.04)^{0.5} (3)^{2.67} \\ &= 0.19 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \end{aligned}$$

Se determinar  $E_0$  con la Ecuación 6.7 para las diferentes tipos de rejilla del ejemplo:

- a) Rejilla P-50

$$\begin{aligned} \frac{W}{T_p} &= \frac{0.6}{3} = 0.2; E_0 = 1 - \left(1 - \frac{W}{T_p}\right)^{2.67} \\ &= 1 - \left(1 - \frac{0.6}{3}\right)^{2.67} = 0.45 \end{aligned}$$



b) Rejilla reticulada

$$\frac{W}{Tp} = \frac{0.6}{3} = 0.2; E_0 = 1 - \left(1 - \frac{0.6}{3}\right)^{2.67} = 0.45$$

c) Rejilla P-50

$$\frac{W}{Tp} = \frac{1.2}{3} = 0.4; E_0 = 1 - (1 - 0.4)^{2.67} = 0.74$$

d) Rejilla reticulada

$$\frac{W}{Tp} = \frac{1.2}{3} = 0.4; E_0 = 1 - (1 - 0.4)^{2.67} = 0.74$$

$$\frac{W}{T} = \frac{0.6}{3} = 0.2$$

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q}$$

$$E_0 = 1 - \left(1 - \frac{W}{T}\right)^{2.67} = 1 - (1 - 0.2)^{2.67} = 0.45$$

Se calcula la velocidad del flujo en la cuneta con la Ecuación 6.12

$$V = \frac{K_u}{n} A_L^{0.5} S_x^{0.67} T^{0.67} = \frac{0.752}{0.016} (0.04)^{0.5} (0.025)^{0.67} (3)^{0.67} = 1.66 \frac{m}{s}$$

Se calcula la eficiencia del flujo frontal  $R_f$  para cada rejilla con la Ecuación 6.17, se determina la eficiencia del flujo frontal para cada rejilla.

$V_0$  se obtiene de la Tabla 6.18 en función del tipo de rejilla y la longitud de la misma.

a) Rejilla P-50 (W=0.60 m, L=0.6 m);  $V_0 = 2.5$

b) Rejilla reticulada (W=0.60 m, L=0.6 m);  $V_0 = 1.3$

c) Rejilla P-50 (W=0.60 m, L=1.2 m);  $V_0 = 3.5$

d) Rejilla reticulada (W=0.60 m, L=1.2 m);  $V_0 = 2.2$

a) Rejilla P-50

$$Rf = 1 - 0.295(1.66 - 2.5) = 1.2478 > 1 \therefore Rf = 1$$

b) Rejilla reticulada

$$Rf = 1 - 0.295(1.66 - 1.3) = 0.894 < 1 \therefore Rf = 0.894$$

c) Rejilla P-50

$$Rf = 1 - 0.295(1.66 - 3.5) = 1.54 > 1 \therefore Rf = 1$$

d) Rejilla reticulada

$$Rf = 1 - 0.295(1.66 - 2.2) = 1.16 > 1 \therefore Rf = 1$$

Se determina la eficiencia de flujo lateral  $R_s$  para cada rejilla con la Ecuación 6.19.

a)

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{0.0828 + (1.66)^{1.6}}{0.025(0.6)^{2.3}}\right)} = 0.398$$

b)

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{0.0828 + (1.66)^{1.6}}{0.025(0.6)^{2.3}}\right)} = 0.398$$

c)

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{0.0828 + (1.66)^{1.6}}{0.025(1.2)^{2.3}}\right)} = 0.17$$

d)

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{0.0828 + (1.66)^{1.6}}{0.025(1.2)^{2.3}}\right)} = 0.17$$

Se calcula la capacidad de captación de la rejilla  $Q_i$  (m<sup>3</sup>/s) con la Ecuación 6.21.

Ecuación 5.19 original

a)

$$Q_i = 0.19[1(0.45) + 0.398(1 - 0.45)] \\ = 0.090 \text{ m}^3/\text{s}$$

b)

$$Q_i = 0.19[0.894(0.45) + 0.398(1 - 0.45)] \\ = 0.081 \text{ m}^3/\text{s}$$

c)

$$Q_i = 0.19[1(0.74) + 0.17(1 - 0.74)] \\ = 0.149 \text{ m}^3/\text{s}$$

d)

$$Q_i = 0.19[1(0.74) + 0.17(1 - 0.74)] \\ = 0.149 \text{ m}^3/\text{s}$$

La Tabla 6.19 resume los resultados.

### Coladera de banqueta

Las coladeras de banqueta son eficaces en el drenaje de calles pavimentadas donde la profundidad de flujo en la cuneta permita el ingreso de forma eficiente, tal como se discutió en el apartado 6.6.1. Las aberturas laterales son menos susceptibles a la obstrucción y ofrecen poca interferencia en las operaciones de tráfico. Son una alternativa viable para drenajes en vías de alta circulación donde una alcantarilla de piso podría representar un peligro para los peatones o ciclistas.

Las coladeras de banqueta varían en dimensiones, sin embargo, una altura máxima típica es de aproximadamente 100 a 150 mm. La longitud será la necesaria para la intercepción total del flujo, la cual se calcula con la Ecuación 6.22 considerando una calle con pendiente transversal uniforme.

$$L_T = K_u Q_{cu}^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{nS_x}\right)^{0.6} \quad \text{Ecuación 6.22}$$

Tabla 6.19 Resumen de resultados

Rejilla	Tamaño (Ancho) x (Longitud) (m x m)	Eficiencia de Flujo frontal Rf	Eficiencia de flujo lateral Rs	Capacidad de intercepción $Q_i$ m <sup>3</sup> /s
P-50	0.6 x 0.6	1	0.0398	0.090
Retícula	0.6 x 0.6	0.894	0.0398	0.81
P-50	0.6 x 1.2	1	0.17	0.149
Retícula	0.6 x 1.2	1	0.17	0.149

La rejilla de barras paralelas P-50 intercepta cerca del 14% más flujo que la retícula o 48% del flujo total, mientras que la retícula intercepta el 42%. El incremento de longitud de la rejilla no mejora la relación beneficio- costo, debido a que el incremento de flujo interceptado es pequeño

donde:

- $K_u$  = 0.817
- $L_T$  = Longitud de la coladera para captar el 100% del flujo (m)
- $S_L$  = Pendiente longitudinal (adimensional)
- $S_x$  = Pendiente transversal (adimensional)
- $Q_{cu}$  = Caudal en la cuneta (m<sup>3</sup>/s)
- $n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning (s<sup>1/3</sup>/m)

La eficiencia de coladeras de banqueteta más cortas que la longitud requerida para la intercepción total se expresa por la Ecuación 6.23:

$$E_f = 1 - \left(1 - \frac{L_{co}}{L_T}\right)^{1.8} \quad \text{Ecuación 6.23}$$

donde:

- $E_f$  = Eficiencia de la rejilla
- $L_{co}$  = Longitud de la coladera (m)
- $L_T$  = Longitud de la coladera para captar el 100% del flujo (m)

La longitud de entrada requerida para la intercepción total en coladeras de banqueteta ubicadas en depresiones se puede calcular mediante la consideración de una pendiente transversal equivalente. Al reemplazar  $S_x$ , en la Ecuación 6.22, por  $S_e$ , la cual se calcula utilizando la Ecuación:

$$S_e = S_x + S'_w E_0 \quad \text{Ecuación 6.24}$$

donde:

- $S_e$  = Pendiente transversal equivalente (m/m)

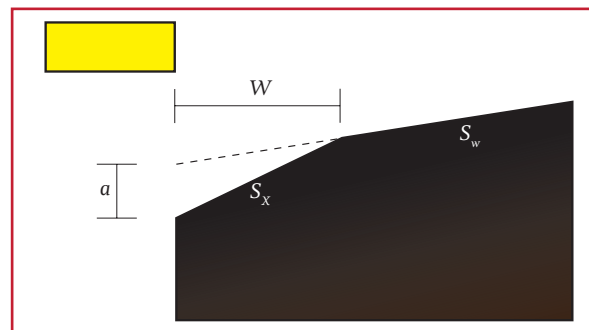
- $S'_w$  = Pendiente transversal de la cuneta medida a partir de la pendiente transversal de la calle,  $S_x$ , (m/m);  $S'_w = S_w - S_x$
- $S_x$  = Pendiente transversal (m/m)
- $E_0$  = Relación del flujo en la sección a desnivel con respecto del flujo total determinado por la configuración de la cuneta aguas arriba de la entrada

La Ilustración 6.37 muestra el perfil de la concavidad y los parámetros de la Ecuación 6.24.  $E_0$  es el mismo que se utiliza para calcular la captación de flujo frontal de una rejilla de piso y  $a$  (concavidad de la cuneta expresada en mm).

La longitud de apertura requerida para la intercepción total puede reducirse significativamente mediante el aumento de la pendiente transversal o la pendiente transversal equivalente. La pendiente transversal equivalente se puede aumentar mediante el uso de una sección continuamente a desnivel o una sección de cuneta local. Utilizando la pendiente transversal equivalente, la Ecuación 6.22 se convierte en:

$$L_T = K_T Q_{cu}^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{n S_x}\right)^{0.6} \quad \text{Ecuación 6.25}$$

Ilustración 6.37 Perfil de una coladera con cuneta a desnivel



donde:

- $L_T$  = Longitud de la coladera para captar el 100% del flujo (m)  
 $K_T$  = 0.817  
 $S_L$  = Pendiente longitudinal (adimensional)  
 $Q_{cu}$  = Caudal en la cuneta (m<sup>3</sup>/s)  
 $S_x$  = Pendiente transversal (adimensional)  
 $n$  = Coeficiente de Manning (adimensional)

La Ecuación 6.23 es aplicable, ya sea con las intersecciones rectas o intersecciones de pendientes compuestas.

### Ejemplo 6.10

Considere una coladera de banqueteta con las siguientes características:

- $S_L$  = 0.01 m/m  
 $S_x$  = 0.02 m/m  
 $Q$  = 0.05 m<sup>3</sup>/s  
 $n$  = 0.016

Se debe calcular el gasto  $Q_i$  para una coladera de banqueteta de 3 m de longitud

- Calcular el gasto  $Q_i$  para una coladera de banqueteta de 3 m de longitud en la concavidad de una cuneta con:

- $a$  = 25 mm  
 $W$  = 0.6 m

### Solución 1 (sin concavidad)

Determinar la longitud necesaria para captar el total del flujo a través de la Ecuación 6.22.

$$\begin{aligned}
 L_T &= K_T Q^{0.42} S_L^{0.3} \left( \frac{1}{n S_e} \right)^{0.6} \\
 &= 0.817 (0.05)^{0.42} (0.01)^{0.3} \left( \frac{1}{0.016 (0.02)} \right)^{0.6} \\
 &= 7.29 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Cálculo de la eficiencia de la apertura usando la Ecuación 6.23.

$$\begin{aligned}
 E &= 1 - \left( 1 - \frac{L}{L_T} \right)^{1.8} \\
 &= 1 - \left( 1 - \frac{3}{7.29} \right)^{1.8} = 0.61
 \end{aligned}$$

Calcular la capacidad de captación.

$$\begin{aligned}
 Q_i &= EQ \\
 &= 0.61 (0.05) = 0.031 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}
 \end{aligned}$$

### Solución 2 (con concavidad)

Utilice la Ecuación 6.7 y la Ecuación 6.5 para determinar la relación  $W/T$ . Determinar la propagación,  $T$ , (procedimiento del Ejemplo 6.6) asumir  $Q_s = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$\begin{aligned}
 Q_w &= Q - Q_s \\
 &= 0.05 - 0.018 = 0.032 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}
 \end{aligned}$$

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.032}{0.05} = 0.64$$

$$\begin{aligned}
 S_w &= S_x + \frac{a}{W} \\
 &= 0.02 + \frac{25}{\frac{1000}{0.6}} = 0.062
 \end{aligned}$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.062}{0.02} = 3.1$$

Utilice la Ecuación 6.7 para determinar la relación  $W/T$

$$\frac{W}{T} = 0.24$$

$$T = \frac{W}{\left(\frac{W}{T}\right)} = \frac{0.6}{0.24} = 0.5m$$

$$\begin{aligned} T_s &= T - W \\ &= 2.5 - 0.6 = 1.9m \end{aligned}$$

Utilice la Ecuación 6.5 para obtener  $Q_s$ ,

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{0.376}{0.016} (0.02)^{1.67} (0.01)^{0.5} (1.9)^{2.67} \\ &= 0.019 \frac{m^3}{s} \end{aligned}$$

(Se aproxima al  $Q_s$  asumido)

Determinar el rendimiento de la coladera de banquetta.

$$\begin{aligned} S_e &= S_x + S'E_0 \\ &= S_x + \left(\frac{a}{W}\right)E_0 \\ &= 0.02 + \left[\frac{\left(\frac{25}{1000}\right)}{0.6}\right](0.64) \\ &= 0.047 \end{aligned}$$

Utilizando la Ecuación 6.25:

$$\begin{aligned} L_T &= K_T Q^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{nS_e}\right)^{0.6} \\ &= 0.817(0.05)^{0.42} (0.01)^{0.3} \\ &\quad \left[\frac{1}{0.016}(0.047)\right]^{0.6} = 4.37m \end{aligned}$$

Utilizando la Ecuación 6.23, la eficiencia de captación resulta.

$$\begin{aligned} E &= 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1.8} \\ &= 1 - \left(1 - \frac{3}{4.37}\right)^{1.8} = 0.88 \end{aligned}$$

Calcular el gasto de ingreso utilizando la Ecuación 6.13.

$$Q_i = QE = 0.05(0.88) = 0.044 \frac{m^3}{s}$$

La concavidad de la coladera intercepta 1.5 veces el flujo interceptado por la coladera sin concavidad.

#### 6.6.2.4 Manejo de sólidos

No existe una amplia literatura acerca del manejo de sólidos arrastrados por el flujo. La deposición de sedimentos en las conducciones es un problema común. La configuración de una rejilla de ingreso permite la limpieza de la captación por medio de chorros de agua a presión. Una rejilla ranurada es muy eficaz en coladeras transversales y de piso. Se pueden utilizar en calles y avenidas de alta velocidad ya que ofrecen poca interferencia en las operaciones del tránsito. Un ejemplo de rejilla de ingreso en coladeras de piso se presenta en la Ilustración 6.38.

La captación de flujo por rejillas en coladeras de piso y en coladeras de banquetta es similar a un vertedor lateral y el flujo es sometido a la aceleración lateral debido a la pendiente transversal de la acera. Es válido aplicar la Ecuación 6.22 para calcular la longitud necesaria de coladeras de banquetta con aberturas de rejilla de 45 mm. De manera similar, la Ecuación 6.23 también es aplicable para obtener la eficiencia de las coladeras con rejilla.

Ilustración 6.38 Rejilla de ingreso en coladera de piso



Ilustración 6.39 Coladera combinada



Ilustración 6.40 Coladera combinada desfasada



### *Coladeras combinadas*

La capacidad de captación de una coladera combinada, que consiste de una coladera de piso junto a una coladera de banqueta (Ilustración 6.39), no es mayor que el de la coladera de piso. Por tanto la capacidad se calcula sin considerar la de banqueta. En otros casos, se coloca la coladera de piso desfasada de la coladera de banqueta, tal como se ilustra en la Ilustración 6.40. En este caso, se busca que la abertura lateral intercepte los residuos sólidos que de otro modo podrían obstruir la rejilla; se llama "barredor" de entrada. Una coladera combinada barredora tiene una capacidad de captación igual a la suma de la coladera de banqueta, aguas arriba de la rejilla, más la capacidad propia de la rejilla. Considérese que el flujo frontal y por lo tanto la capacidad de captación de la rejilla se reduce por la intercepción de la coladera de banqueta.

A continuación se ilustra el procedimiento para calcular la capacidad de una coladera combinada desfasada (Ilustración 6.40).

### **Ejemplo 6.11**

Considérese una coladera combinada desfasada con una abertura de banqueta de 3 m y una coladera de piso de (0.6 x 0.6) m colocada a 0.6 m aguas abajo de la abertura lateral, con rejilla de veletas curvadas. Esta entrada está situada en una sección que tiene las siguientes características:

$$\begin{aligned}
 W &= 0.6 \text{ m} \\
 Q &= 0.05 \text{ m}^3/\text{s} \\
 S_L &= 0.01 \text{ m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= 0.02 \text{ m/m} \\ S_w &= 0.062 \text{ m/m} \\ n &= 0.016 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_w &= Q - Q_s \\ &= 0.012 - 0.0003 \\ &= 0.0117 \frac{m^3}{s} \end{aligned}$$

La capacidad de captación,  $Q_i$  se calcula primero, calculando la capacidad de captación de la coladera de banqueta aguas arriba de la rejilla,  $Q_{ic}$ .

$$L = 3 - 0.6 = 2.4m$$

Del Ejemplo 6.10:

$$L_T = 4.37m$$

$$\frac{L}{L_T} = \frac{2.4}{4.37} = 0.55$$

Utilizando la Ecuación 6.23.

$$\begin{aligned} E &= 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1.8} \\ &= 1 - (1 - 0.55)^{1.8} = 0.76 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ic} &= EQ = 0.76(0.05) \\ &= 0.038 \frac{m^3}{s} \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad de captación de la coladera de piso.

$$\begin{aligned} Q_g &= Q - Q_{ic} \\ &= 0.05 - 0.038 = 0.012 \frac{m^3}{s} \end{aligned}$$

Determinar la propagación,  $T$  (procediendo como la solución del Ejemplo 6.6). Considerando que:

$$Q_s = 0.0003 \frac{m^3}{s}$$

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.0117}{0.0120} = 0.97$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.062}{0.02} = 3.1$$

De la Ecuación 6.7.

$$\begin{aligned} \frac{W}{T} &= \frac{1}{\left[\left(\frac{1}{\left(\frac{1}{E_0}\right) - 1}\right)\left(\frac{S_w}{S_x}\right) + 1\right]^{0.375} - 1}\left(\frac{S_w}{S_x}\right) + 1 \\ &= \frac{1}{\left[\left(\frac{1}{\left(\frac{1}{E_0}\right) - 1}\right)(3.1) + 1\right]^{0.375} - 1}(3.1) + 1 \\ &= 0.62 \end{aligned}$$

$$T = \frac{W}{0.62} = \frac{0.6}{0.62} = 0.97m$$

$$T_s = T - W = 0.97 - 0.60 = 0.37m$$

De la Ecuación 6.5.

$$Q_s = 0.0003 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_s \text{ asumido} = Q_s \text{ calculado}$$

Determinación de la velocidad,  $V$ .

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{Q}{A} = \frac{Q}{0.5T^2S_x + 0.5aW} \\
 &= \frac{0.012}{0.5(0.97)^2(0.02) + (0.5)\left(\frac{25}{1000}\right)(0.6)} \\
 &= 0.68 \frac{m}{s}
 \end{aligned}$$

De la Ecuación 6.19.

$$\begin{aligned}
 R_s &= \frac{1}{\left(1 + \frac{K_u V^{1.6}}{S_x L^{2.3}}\right)} \\
 &= \frac{1}{\left(1 + \frac{0.0828(0.68)^{1.6}}{0.02(0.6)^{2.3}}\right)} = 0.13
 \end{aligned}$$

De la Ecuación 6.21.

$$\begin{aligned}
 Q_{ig} &= Q_g [R_f E_0 + R_s (1 - E_0)] \\
 &= 0.012 [(1.0)(0.97) + (0.13)(1 - 0.97)] \\
 &= 0.11 \frac{m^3}{s}
 \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad de intercepción total. (Nota: para este ejemplo se despreció la capacidad de captación de la abertura lateral adyacente a la rejilla).

$$\begin{aligned}
 Q_i &= Q_{ic} + Q_{ig} \\
 &= 0.038 + 0.011 = 0.049 \frac{m^3}{s}
 \end{aligned}$$

Aproximadamente el 100 por ciento del total del flujo.

El uso de concavidades y coladeras combinadas mejora la capacidad de captación. En el Ejemplo 6.9 se determinó la capacidad de captación considerando una coladera de piso a desnivel, con una rejilla de barras curvadas, de (0.6 x 0.6)m; el Ejemplo 6.10 se analizó una coladera de banqueta con longitud = 3.0 m y una concavidad de la misma longitud; la Ecuación 6.8 se resolvió para una coladera combinada. La Tabla 6.20 presenta una comparación del flujo interceptado por las diversas configuraciones.

De la Tabla 6.20 se puede observar que la coladera combinada intercepta aproximadamente el 100 por ciento del flujo total, mientras que la rejilla de barras curvadas solo interceptó el 73 por ciento del flujo total. En la concavidad de la coladera de banqueta se logró captar el 88 por ciento del flujo total. Sin embargo, la coladera de banqueta sin concavidad sólo habría interceptado 62 por ciento del flujo total.

#### 6.6.2.5 Capacidad de captación de coladeras con depresiones

En la concavidad de las coladeras, la captación de flujo se comporta de manera similar al vertedor de una presa, cuando la altura del nivel es menor a la altura del bordo, una vez que esta es superada el funcionamiento de la captación es similar a la de un orificio de pared delgada.

Tabla 6.20 Comparación de la capacidad de distintas coladeras

Tipo de captación	Flujo Interceptado, $Q_i$ , $m^3/s$	Ejemplo
Concavidad de la coladera de piso y rejilla de barras curvadas	0.044	(Ejemplo 6.8)
Coladera de banqueta sin concavidad	0.031	(Ejemplo 6.10a)
Concavidad de la coladera de banqueta	0.044	(Ejemplo 6.10b)
Concavidad de la coladera combinada	0.049	(Ejemplo 6.11)



La eficiencia de la concavidad de una coladera se ve seriamente afectada en la ocurrencia de desechos sólidos arrastrados por el flujo; una obstrucción total o parcial de la entrada puede resultar en encharcamientos peligrosos. No se recomienda colocar rejillas a la entrada de la concavidad de una boca de tormenta, debido que son muy susceptibles de taparse. En estas condiciones se recomienda el uso de coladeras piso-banqueta.

Como se mencionó previamente, en condiciones de elevaciones de flujo, menores a la altura de bordo, la coladera funcionará de forma similar a un vertedor. La capacidad de una boca de tormenta bajo estas condiciones puede calcularse como:

$$Q_i = C_w P d_s^{1.5} \quad \text{Ecuación 6.26}$$

donde:

- $Q_i$  = Capacidad de la coladera
- $P$  = Perímetro mojado de la rejilla hasta su altura máxima (m)
- $C_w$  = Coeficiente de descargar (1.66)
- $d_s$  = Altura de la sección (m), calculada como  $d=(d_1+d_2)^{0.5}$  (ver la Ilustración 6.41)

La capacidad de la coladera operando como un orificio es:

$$Q_i = C_o A_g (2gd)^{0.5} \quad \text{Ecuación 6.27}$$

donde:

- $Q_i$  = Capacidad de la coladera (m<sup>3</sup>/s)
- $C_o$  = Coeficiente de orificio (0.67)
- $A_g$  = Área de abertura libre de la rejilla (m<sup>2</sup>)
- $d$  = Altura de la sección (m)
- $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

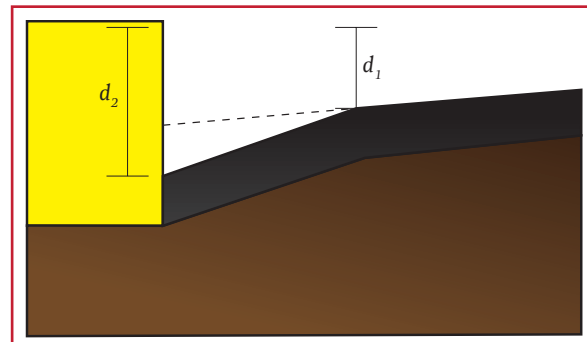
El uso de la Ecuación 6.27 considera una coladera sin obstrucciones. Para las rejillas de barras planas, tales como la P-50x100 y P-30, la abertura libre es igual a la superficie total de la rejilla menos el área ocupada por las barras. La rejilla de barras curvadas presentó un funcionamiento 10 por ciento mejor que la rejilla con una abertura neta igual al área total menos el área de las barras que se proyectan en un plano horizontal. Esto es, el área proyectada de las barras curvadas es 68 por ciento de la superficie total de la rejilla, dejando una abertura neta de 32 por ciento, sin embargo presenta un funcionamiento equivalente a una rejilla recta con área efectiva de 35 por ciento. El análisis de los resultados anteriores indica que la rejilla con barras inclinadas de 45° tendría una capacidad mayor que la rejilla con barras de inclinación cero; sin embargo, este tipo de rejillas con inclinación no se recomiendan para la concavidad de bocas de tormenta, donde exista la posibilidad de que se presente un funcionamiento como orificio (Brown, *et al.*, 2001).

### Ejemplo 6.12

Considérese un gasto de ingreso igual a 0.19 m<sup>3</sup>/s, además:

$$S_x = S_w = 0.05 \text{ m/m}$$

Ilustración 6.41 Definición de la altura  $d$



$$\begin{aligned} n &= 0.016 \\ T &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

Defina el tamaño de rejilla y la profundidad del desnivel requerido en la entrada, asumiendo 50 por ciento obstrucción con un ancho de rejilla,  $W$ , igual a 0.6 m

### Solución

Determinación del perímetro requerido de la rejilla; profundidad de bordo,  $d_2$  (ver Ilustración 6.41)

$$d_2 = T_x = 3.0(0.05) = 0.15$$

Profundidad media en la rejilla:

$$\begin{aligned} d &= d_2 - \left(\frac{W}{2}\right)S_w \\ &= 0.15 - \left(\frac{0.6}{2}\right)0.05 = 0.135m \end{aligned}$$

De la Ecuación 6.26:

$$\begin{aligned} P &= \frac{Q_i}{C_w d^{1.5}} \\ &= \frac{0.19}{1.66(0.135)^{1.5}} = 2.31m \end{aligned}$$

Se deberán hacer algunas hipótesis sobre la naturaleza de la obstrucción con el fin de calcular la capacidad de una rejilla parcialmente obstruida. Si el área de la rejilla esta obstruida el 50 por ciento por desechos, la porción cubierta no contribuye a la captación, el perímetro efectivo se reducirá en una cantidad menor que 50 por ciento. Por ejemplo, si se tiene una rejilla de (0.6 x 1.2) m, el ancho efectivo es de 0.3 m, en-

tonces el perímetro,  $p=0.3+1.2+0.3=1.8$  m, en vez de 2.31 m. Considerando obstrucción del 50 por ciento en la longitud de la rejilla:

$$P_{efectivo} = 2.4m = 0.5(2)W + L$$

$$\text{Si } W = 0.6 \text{ m entonces } L \geq 1.8 \text{ m}$$

$$\text{Si } W = 0.9 \text{ m entonces } L \geq 1.5 \text{ m}$$

En cualquier caso  $W$  deberá ser el doble de 0.6 m ó 0.9 m.

$$P_{efectivo} = 2.4m = 0.5(2)(0.6) + 1.8$$

Para comprobar la profundidad del flujo en la acera se utiliza la Ecuación 6.26.

$$\begin{aligned} d &= \left[\frac{Q}{C_w P}\right]^{0.07} \\ &= \left[\frac{0.19}{1.66(2.4)}\right]^{0.07} = 0.13m \end{aligned}$$

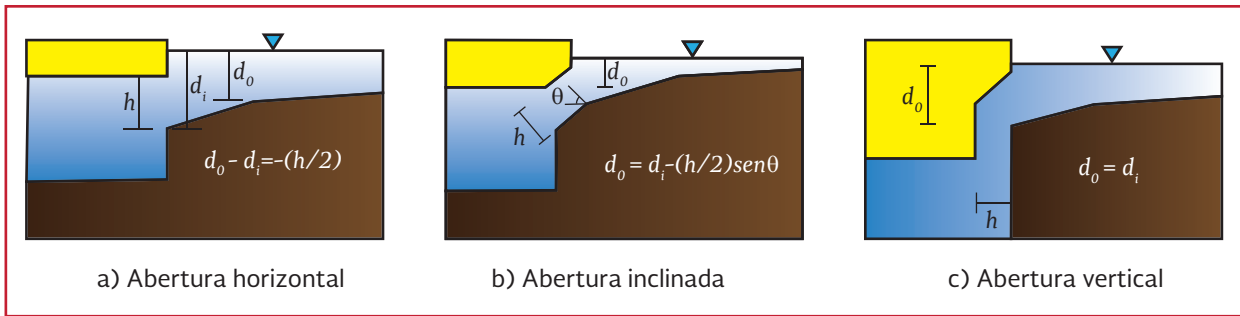
Es menor que  $d_2$ , por tanto se acepta.

### Coladera de banquetta

La capacidad de la concavidad de una coladera de banquetta depende de la profundidad del agua al ingreso, la longitud de la apertura en la acera y la altura del borde (ver Ilustración 6.42). El ingreso se da de forma similar al vertedor lateral de una presa hasta una profundidad igual a la altura de la abertura en la acera y como un orificio a profundidades superiores a 1.4 veces la altura de la abertura. A profundidades entre 1.0 y 1.4 veces la altura de la abertura, el flujo está en una etapa de transición.

La ecuación para la capacidad de captación de la concavidad de una coladera de banquetta, trabajando como un vertedor es:

Ilustración 6.42 Coladeras de Banqueta



$$Q_i = C_w(L_a + 1.8W)d_{co}^{1.5} \quad \text{Ecuación 6.28}$$

donde:

- $Q_i$  = Capacidad de la coladera ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $C_w$  = Coeficiente de descarga=1.25
- $L_a$  = Longitud de la abertura (m)
- $W$  = Ancho lateral de la concavidad (m)
- $d_{co}$  = Altura de la coladera medida desde la base, hasta la altura libre del agua, es decir  $d=TS_x$  (m)

La Ecuación 6.28 es aplicable hasta la altura máxima de la banquetta. Por lo tanto, la limitación en el uso de esta ecuación resulta:

$$d_{co} \leq h_i + \frac{a}{1000} \quad \text{Ecuación 6.29}$$

donde:

- $h_i$  = Altura del agua al ingreso (m)
- $a$  = Profundidad de la concavidad (mm)
- $d_{co}$  = Altura de la coladera medida desde la base, hasta la altura libre del agua, es decir  $d=TS_x$  (m)

No se han realizado experimentos para coladeras de banquetta con un canal continuamente a desnivel, pero es razonable esperar que la longi-

tud efectiva de vertedor sea tan grande como la del ingreso. El uso de la Ecuación 6.28 proporciona estimaciones conservadoras de la capacidad de captación.

La ecuación para las coladeras de banquetta sin concavidad se convierte en:

$$Q_i = C_w L_a d_{co}^{1.5} \quad \text{Ecuación 6.30}$$

donde:

- $Q_i$  = Capacidad de la coladera ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $C_w$  = Coeficiente de descarga=1.25
- $L_a$  = Longitud de la abertura (m)
- $d_{co}$  = Altura de la coladera medida desde la base, hasta la altura libre del agua, es decir  $d=TS_x$  (m)

Sin concavidad de la sección de canal, el coeficiente de vertedero,  $C_w$ , es de 1.60. La limitación de la profundidad, para que funcione como un vertedor se convierte en  $d \leq h$ .

En longitudes de apertura en acera superior a 3.6 m, la Ecuación 6.30 produce flujos de entrada que exceden los valores para ingreso calculados usando la Ecuación 6.28. Dado que las entradas con desniveles se comportan tan bien como los que no tienen concavidades y de la misma longitud, se acepta usar estas ecuaciones

para cualquier coladera, a pesar que exceda los 3.6 m (Brown, *et al.*, 2001).

Las coladeras de banquetta funcionan como orificios para profundidades mayores de aproximadamente 1.4 veces la altura de apertura. La capacidad de captación puede ser calculada por la Ecuación 6.31 y Ecuación 6.32. Estas ecuaciones son aplicables a las bocas de tormenta con depresiones y sin ellos. La profundidad a la entrada, incluye la concavidad del canal.

$$Q_i = C_o h L_a (2g d_o)^{0.5} \quad \text{Ecuación 6.31}$$

$$Q_i = C_o h L_a (2g A_o)^{0.5} \quad \text{Ecuación 6.32}$$

donde:

- $Q_i$  = Capacidad de la coladera (m<sup>3</sup>/s)
- $C_o$  = Coeficiente de orificio = 0.67
- $d_o$  = Carga efectiva al centro del orificio (m)
- $L_a$  = Longitud de la abertura (m)
- $A_o$  = Área del orificio (m<sup>2</sup>)
- $d_i$  = Profundidad en el labio inferior de la apertura (m)
- $h$  = Altura del orificio de apertura de acera (m)

La altura del orificio en la Ecuación 6.31 y Ecuación 6.32 asume una abertura de orificio vertical. Como se ilustra en la Ilustración 6.42 a, otras localizaciones del orificio pueden cambiar la profundidad efectiva en este y la dimensión ( $d_i - h / 2$ ).

Para las coladeras de banquetta con otra posición de ingreso (véase la Ilustración 6.42), la Ecuación 6.32 se puede utilizar con:

- $h$  = Ancho de orificio (m)
- $d_o$  = Carga efectiva en el centro del orificio (m)

### Ejemplo 6.13

Considérese una coladera de banquetta, con las siguientes características:

$$L = 2.5 \text{ m}$$

$$h = 0.13 \text{ m}$$

Coladera sin concavidad

$$S_x = 0.02$$

$$T_p = 2.5 \text{ m}$$

Concavidad de la coladera

$$S_x = 0.02$$

$$a = 25 \text{ mm local}$$

$$W = 0.6 \text{ m}$$

$$T_p = 2.5 \text{ m}$$

El cálculo del gasto  $Q_i$  para el caso sin concavidad, se inicia determinando la altura de la coladera medida desde la base, hasta la altura libre del agua.

$$d = T_p S_x = 2.5(0.02) = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.05 < h = 0.13 \text{ m}$$

Por tanto, el funcionamiento es como vertedor.

Utilizando la Ecuación 6.30.

$$Q_i = C_w L d^{1.5} \\ = 1.6(2.5)(0.05)^{1.5} = 0.045 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

El segundo escenario, considerando la concavidad de la coladera, se determina la altura de la coladera medida desde la base,  $d_i$  resulta:

$$d_i = d + a = S_x T + a$$

$$= 0.02(2.5) + \frac{25}{1000} = 0.075 \text{ m}$$

$$d_i = 0.075 \text{ m} < h = 0.13 \text{ m}$$

Por tanto, el funcionamiento es como vertedor

Utilizando la Ecuación 6.28 se define  $Q_i$ .

$$P = L + 1.8W$$

$$= 2.5 + 1.8(0.6) = 3.58 \text{ m}$$

$$Q_i = C_w (L + 1.8W) d^{1.5}$$

$$= 1.25(3.58)(0.05)^{1.5} = 0.048 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

La concavidad de la boca de tormenta tiene una capacidad 10 por ciento mayor que la coladera sin concavidad.

### Coladeras Ranuradas

Las coladeras ranuradas funcionan como vertedores en profundidades hasta 0.06m, dependiendo del ancho de la ranura. Para profundidades superiores a 0.12m el funcionamiento es como un orificio. Entre estas profundidades, el flujo se da en una etapa de transición. La capacidad de captación, para funcionamiento como vertedor se estima con la Ecuación 6.33.

$$Q_i = C_w L d_r^{1.5} \quad \text{Ecuación 6.33}$$

donde:

$$Q_i = \text{Capacidad de la coladera (m}^3/\text{s)}$$

$$C_w = \text{Coeficiente de descarga (1.4)}$$

$$L = \text{Longitud de la ranura (m)}$$

$$d_r = \text{Profundidad del agua en la ranura (m)}$$

La capacidad de captación cuando opera como un orificio “ranurado” puede ser calculada con la Ecuación 6.34.

$$Q_i = 0.8 L_r W (2g d_r)^{0.5} \quad \text{Ecuación 6.34}$$

donde:

$$Q_i = \text{Capacidad de la coladera (m}^3/\text{s)}$$

$$W = \text{Ancho de la ranura (m)}$$

$$L_r = \text{Longitud de la ranura (m)}$$

$$d_r = \text{Profundidad del agua en la ranura, para } d > 0.12 \text{ (m)}$$

$$g = \text{Aceleración de la gravedad (m/s}^2\text{)}$$

Para un ancho de ranura de 45 mm, la Ecuación 6.34 se convierte en:

$$Q_i = C_D L_r d_r^{0.5} \quad \text{Ecuación 6.35}$$

donde:

$$Q_i = \text{Capacidad de la coladera (m}^3/\text{s)}$$

$$C_D = 0.16$$

$$L_r = \text{Longitud de la ranura (m)}$$

$$d_r = \text{Profundidad del agua en la ranura, para } d > 0.12 \text{ (m)}$$

### Coladeras combinadas

Las coladeras combinadas consisten en una coladera de piso junto a una coladera de banqueteta y se utilizan en zonas donde se puede presentar un encharcamiento peligroso. En una coladera combinada simple sus elementos tienen la misma longitud y coinciden en ubicación (coladera de piso y coladera de baqueta). Una coladera barredora se

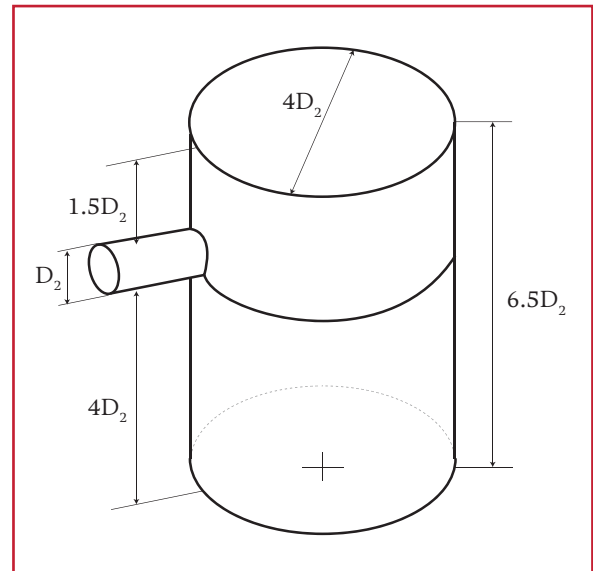
refiere a la combinación de una coladera de piso situada en el extremo aguas abajo de una coladera de banqueteta; en este caso, se recomienda que la longitud de la coladera de piso sea mayor que la longitud de la coladera de banqueteta. La coladera barredora es más eficiente que la combinada simple, ya que tiene la capacidad de interceptar cualquier residuo que pueda obstruir la entrada de la coladera de banqueteta. La capacidad de captación de la coladera combinada simple es esencialmente igual a la coladera de piso “sola”, trabajando como vertedor. Cuando se presenta el comportamiento como orificio, la capacidad de la coladera combinada equivale a la capacidad de la de piso más la capacidad de la de banqueteta.

### 6.6.3 DIMENSIONES MÍNIMAS RECOMENDADAS DE LAS BOCAS DE TORMENTA

Para su dimensionamiento (ver Ilustración 6.43) se debe determinar el diámetro ( $D_2$ ) del albañal pluvial a la conexión de drenaje pluvial urbano, acorde con el gasto de evacuación calculado, o tener una dimensión mínima de 30 cm, que se ubica a  $4D_2$  del fondo de la boca de tormenta, se debe considerar una altura total de la boca de tormenta de  $6.5D_2$ , y una sección transversal circular con diámetro de  $4D_2$  u otra sección de área equivalente, véase Ecuación 6.33.

Se debe colocar la señalización al pie de las estructuras de bocas de tormenta que indiquen la prohibición de verter o derramar solventes, químicos, escombros, aceites orgánicos o minerales y demás elementos nocivos al agua, las tuberías y demás estructuras que componen el drenaje pluvial urbano.

Ilustración 6.43 Dimensiones mínimas de la boca de tormenta



En ocasiones se requieren rejillas transversales a la calle, esto solamente es adecuado para grandes caudales y pendientes superiores al 5 por ciento y calles menores de 6 m. Se debe prever que las rejillas tengan un asiento de neopreno o de un material que absorba los impactos, para la reducción de ruidos, golpes y daños a los vehículos al ser pisadas por llantas.

En casos especiales donde la configuración de la calle no cumpla con las dimensiones mínimas recomendadas para el diseño e instalación de bocas de tormenta, el proyectista deberá proponer un diseño particular y la dependencia o él deberá avalar la modificación.

### 6.6.4 UBICACIÓN DE CAPTACIONES O BOCAS DE TORMENTA

De acuerdo a su diseño y ubicación en las calles, se clasifican en coladeras de: piso, banqueteta, piso y banqueteta, longitudinales de banqueteta y transversales de piso.

La instalación de un tipo de coladera o de una combinación de ellas, depende de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por colectar. Las coladeras de banqueteta se instalan cuando la pendiente de la acera es menor del 2 por ciento (Ilustración 6.44); cuando se tienen pendientes entre 2 y 5 por ciento se instalan coladeras de piso y banqueteta (Ilustración 6.45), y para pendientes mayores del 5 por ciento se instalan únicamente coladeras de piso (Ilustración 6.46). Las coladeras ranuradas (longitudinales a la guarnición) y transversales se instalan cuando las pendientes son mayores del 5 por ciento y los caudales por captar son grandes.

Si las pendientes de las calles son mayores del 3 por ciento, entonces es necesario que en las coladeras de piso y de banqueteta o de piso solamente, se haga una concavidad en la cuneta para obligar que el agua ingrese en la coladera. Como estas depresiones son molestas al tránsito se debe procurar hacerlas lo más ligeras posible.

Para ubicar las coladeras se procura que su separación no exceda de 100 m, dependiendo de la zona de la población de que se trate. En cualquier circunstancia se debe tratar de ponerlas cercanas a las esquinas o en los cruces de las calles.

En zonas comerciales y para pavimentos de concreto, se especifica que no deben quedar a una distancia mayor de 25 m, con objeto de no hacer muy pronunciadas las ondulaciones en el pavimento para dar las pendientes hacia la coladera.

Cuando se tienen pavimentos de adoquín o empedrados, donde se tengan velocidades bajas de tránsito, y que, además, permitan dar las pendientes de las cunetas con mayor facilidad, se recomienda una separación máxima de 50 m.

En calles con pendiente menor al 2 por ciento, se instalan coladeras de banqueteta, tal como se muestra en la Ilustración 6.35; en calles con pendiente mayor al 5 por ciento se instalan coladeras de piso (Ilustración 6.45); en calles con pendiente entre 2 y 5 por ciento se instalan coladeras de piso y banqueteta, observe la Ilustración 6.46.

El tipo de coladera longitudinal de banqueteta se instala cuando el caudal por colectar es demasiado grande y se tiene una pendiente mayor al 5 por ciento (Ilustración 6.47); el tipo de coladera transversal de piso se instala en calles con anchos de 6 m o menores, ver Ilustración 6.48.

Ilustración 6.44 Ubicación de coladeras de banqueteta

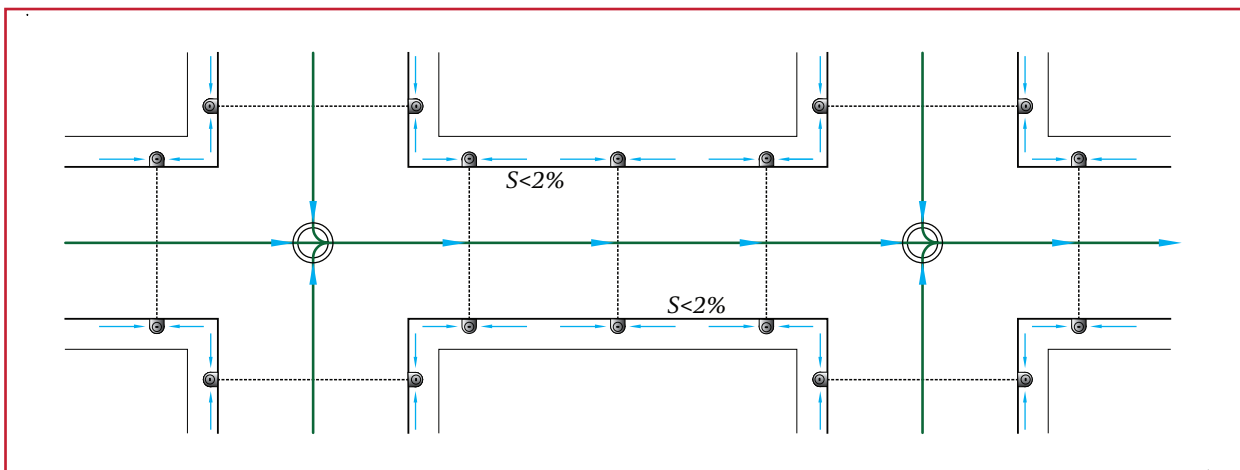


Ilustración 6.45 Ubicación de coladeras de piso y banqueta

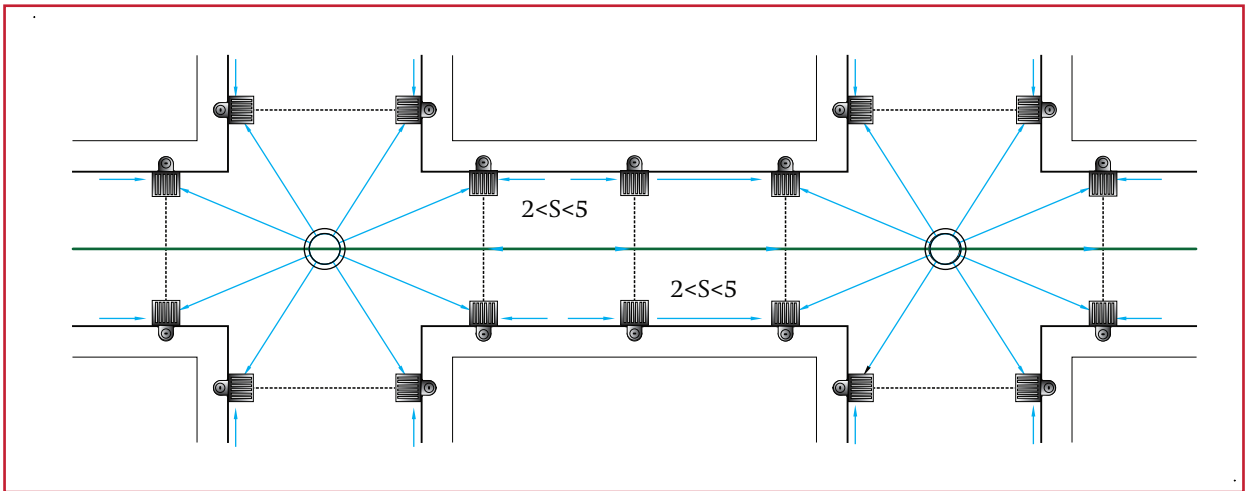


Ilustración 6.46 Ubicación de coladeras de piso

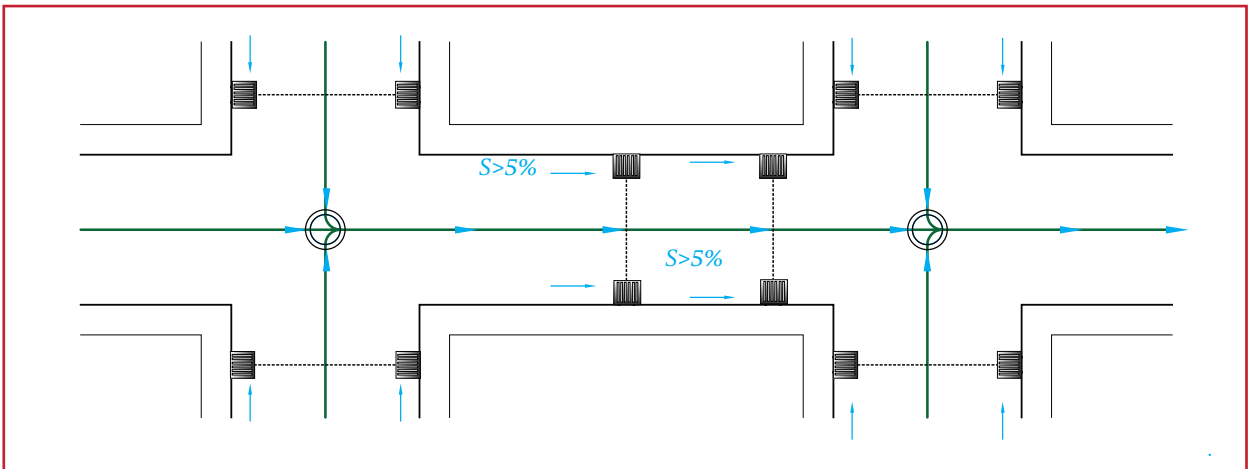


Ilustración 6.47 Ubicación de coladeras longitudinales de banqueta

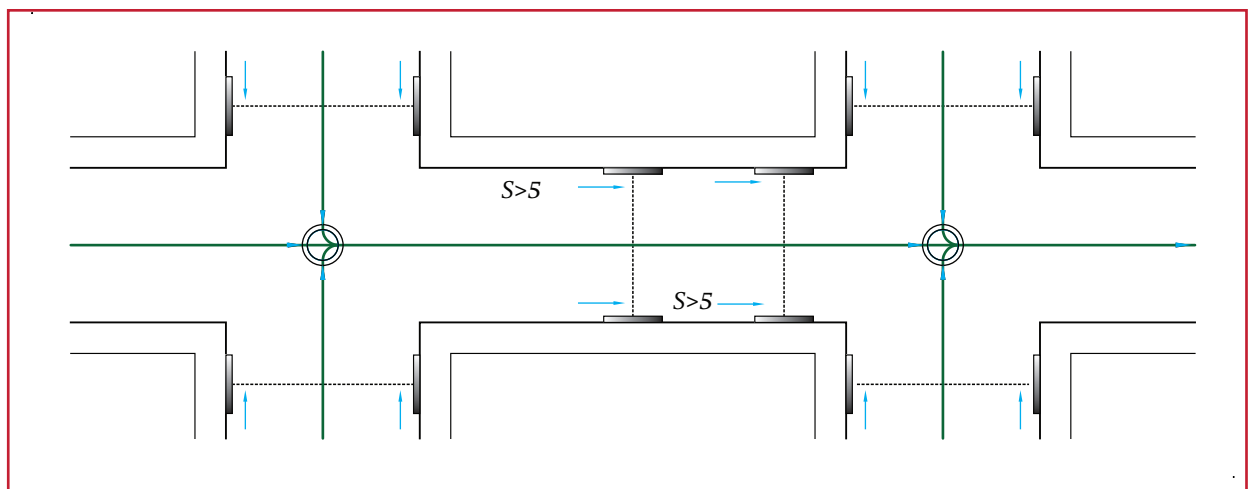
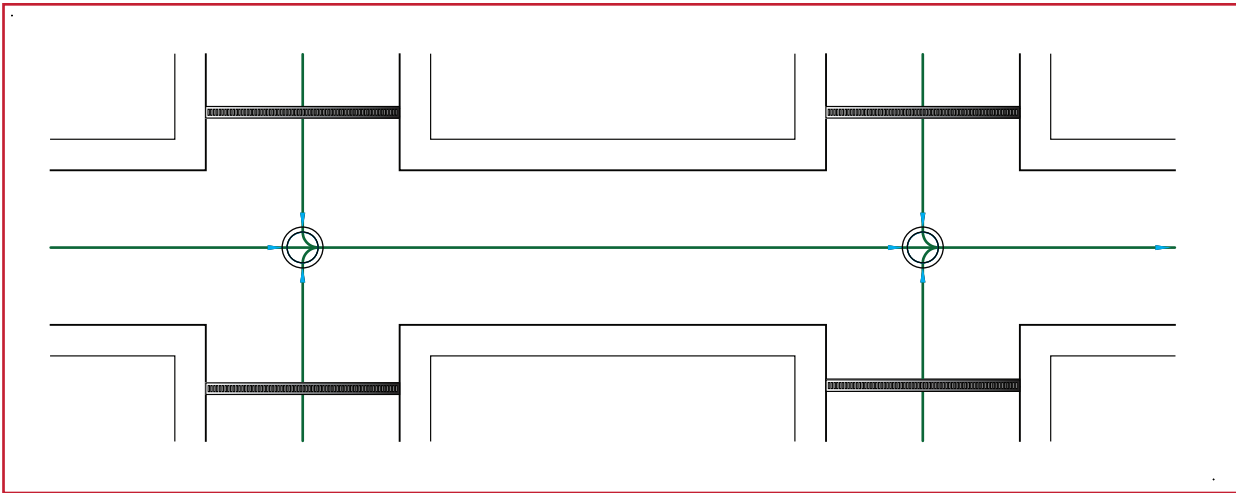




Ilustración 6.48 Ubicación de coladeras transversales de piso



## 6.6.5 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE REGULACIÓN

### 6.6.5.1 Lagunas de retención

Es un sistema alternativo que consiste en una laguna diseñada para recibir el escurrimiento producido por una tormenta, y luego ser vaciada de forma gradual. La factibilidad de una laguna de retención está determinada por el área tributaria, las condiciones morfológicas de la cuenca y espacio disponible. Una forma de introducirlas en el entorno urbano, son los parques o plazas inundables que se ubican por debajo la cota de la calle y permiten almacenar un cierto volumen de agua y desalojarlo de forma gradual, ver Ilustración 6.49.

Algunas recomendaciones para el diseño de lagunas de retención se describen a continuación:

- El volumen de almacenamiento máximo se considera como mínimo el volumen

captado por el área drenada durante una tormenta de diseño para un período de retorno de 100 años y una duración de 24 horas

- La profundidad máxima de la laguna de almacenamiento no debe exceder 1.5 m de profundidad de tirante de agua para el volumen máximo almacenado
- El tiempo de retención del agua en la laguna no debe de superar los 20 días; ya que a partir de este tiempo se genera fauna nociva para la población
- La laguna debe contar con un conducto de salida con capacidad para desalojar el gasto máximo, para una precipitación con período de retorno como mínimo 100 años
- El talud. La pendiente del talud deberá de ser como mínimo la relación 4:1 para conservación, acceso y seguridad
- El cerco perimetral. Con el objeto de evitar la entrada de personas no autorizadas y aumentar la seguridad de la laguna,

Ilustración 6.49 Vaso regulador "El Salado" (Imagen de Google Earth®)



ésta deberá contar con un cerco perimetral de malla y una puerta de acceso con rampa vehicular controlado con candado

Además de considerarse las siguientes especificaciones:

#### 1. Capacidad de infiltración de la zona.

Los pasos son los siguientes para estimar la capacidad de infiltración del lugar, dependerá de la evaluación de cuando menos tres métodos:

- De forma superficial con el método de doble anillo (Norma: ASTM D3385-94)
- Pruebas tipo slug-test en al menos 3 niveles de profundidad
- In situ. Mediante pruebas de permeabilidad a carga variable en laboratorio a núcleos de suelo tomadas a las mismas profundidades que las pruebas slug-test

#### 2. Intensidad de evaporación

La medición de la evaporación de la zona se deberá realizar, por alguno de los siguientes métodos:

- Métodos de mediciones directas (tanque tipo A)
- Estimaciones indirectas o por algún tipo de esquema de aproximación o registros históricos cercanos a la zona

#### 3. Estimación del volumen almacenado.

Para dimensionar la laguna, esta dependerá:

- El volumen total captado por el área de drenada
- El caudal pico de entrada a la laguna de retención
- El caudal de salida hacia el sistema pluvial

#### 4. Estimación del volumen almacenado.

El volumen debe ser estimado por la siguiente ecuación:

$$V_i = P_e A \quad \text{Ecuación 6.36}$$

donde:

$V_t$  = Volumen máximo almacenado ( $m^3$ )

$P_e$  = Precipitación efectiva para una tormenta con periodo de retorno dado (mm)

$A$  = Área de escurrimiento ( $m^2$ )

5. Caudal pico a la entrada de la laguna.  
Para estimar este caudal se recomienda la utilización de hidrogramas sintéticos
6. Tormenta de diseño  
Se define la tormenta donde se obtienen los incrementos de lluvia por cada intervalo de tiempo
7. Se obtiene el hidrograma de la avenida resultante.  
Con el método sintético utilizado, será utilizado por el proyectista para estimar el volumen máximo almacenado
8. El volumen máximo detenido en la laguna ( $V_{m\acute{a}x}$ ).  
El volumen máximo esperado depende del caudal de entrada y de salida, lo anterior depende del tipo de descarga que se proyecte para la laguna

#### 6.6.5.2 Tanques de almacenamiento

Cuando no es posible designar un área para un parque o una plaza, se puede recurrir a la instalación de tanques subterráneos que permiten la captación y almacenamiento del agua de lluvia, permitiendo así la disminución del caudal pico en la zona. Este tipo de tanques se pueden construir por debajo de las calles, avenidas e incluso de los camellones. Lo cual permite aprovechar las áreas verdes permeables como zonas de captación. El diseño de este

tipo de estructuras se presenta en el manual de *Alternativas tecnológicas de tratamiento de aguas residuales para la recarga artificial de acuíferos* capítulo 1 y 4 de MAPAS.

#### 6.6.5.3 Drenos filtrantes

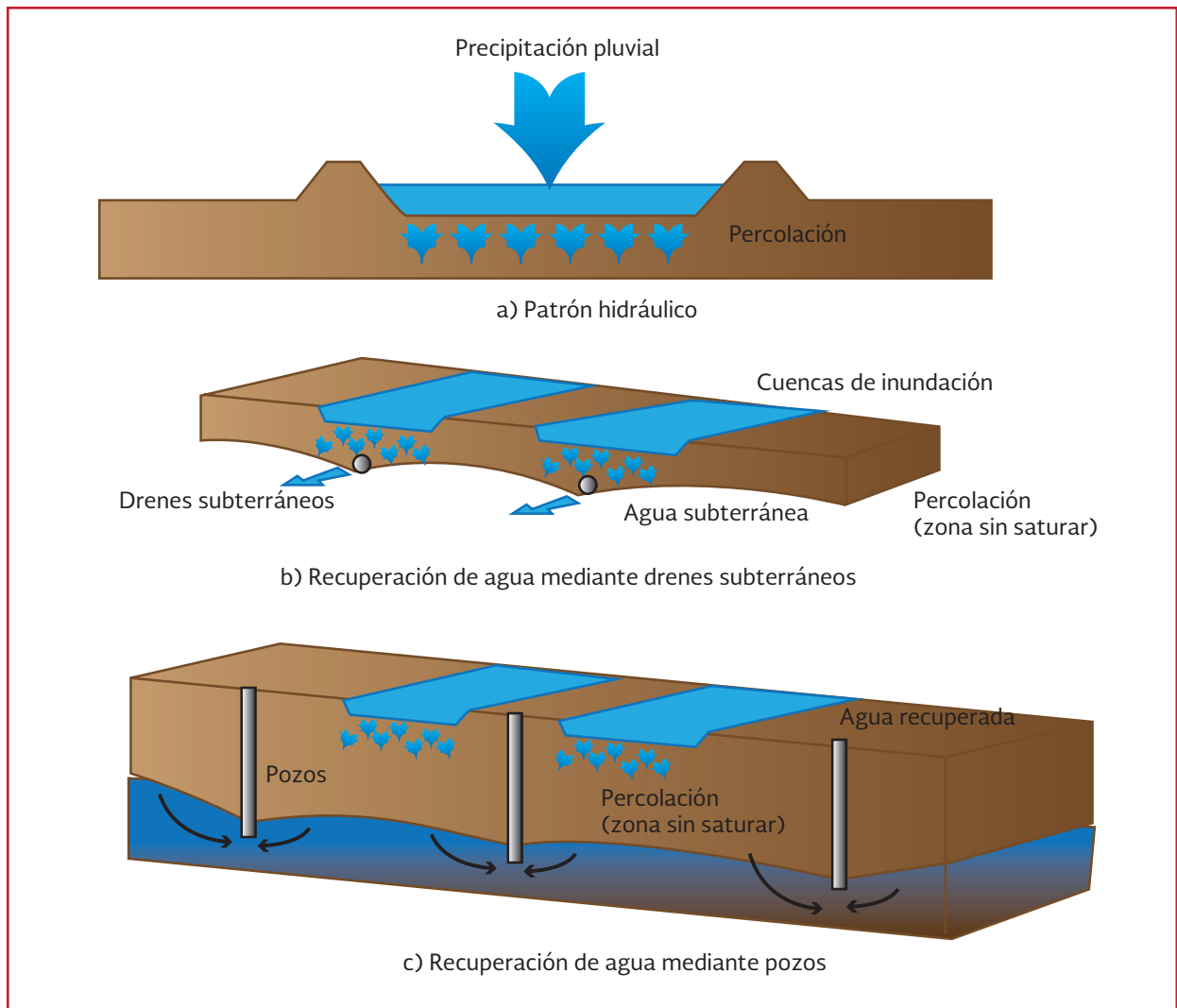
Los drenes filtrantes (ver Ilustración 6.50) son sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) conformados por excavaciones poco profundas (entre 1 y 2 m) rellenas con materiales pétreos gruesos que propician almacenamiento temporal subsuperficial. Estos sistemas poseen la desventaja de que pueden llegar a saturarse con facilidad, por lo que deberán diseñarse cuidadosamente sus capas granulares interiores con el fin de maximizar su vida útil. Estos elementos pueden captar lateralmente el escurrimiento proveniente de avenidas o de un colector.

#### 6.6.5.4 Localización

La selección del sitio más adecuado para ubicar un almacenamiento se obtiene tras la consideración de un conjunto de factores que muy a menudo son contrapuestos entre sí, lo que exige un esfuerzo por parte del proyectista para conciliar estos factores:

- La alimentación se debe efectuar por gravedad
- La descarga también se debe efectuar por gravedad, por lo que el almacenamiento debe tener una ubicación tal, que permita realizar el desalojo del agua una vez transcurrido el evento de precipitación
- Si las condiciones lo permiten, el agua almacenada (principalmente en los tanques) debe ser aprovechada para riego, servicios de emergencia y servicio público, lo cual

Ilustración 6.50 Esquema de infiltración en drenes



podría justificar la integración de equipos de bombeo para su desalojo.

- La evaluación del impacto ambiental que originará el proyecto.

#### 6.6.5.5 Diseño hidráulico

El diseño hidráulico de estos elementos obedece a dos enfoques.

- El almacenamiento requerido para drenar una cuenca, subcuenca o microcuenca
- El espacio disponible

En el primer caso, el volumen requerido puede ser estimado de manera directa por la diferencia entre los volúmenes de entrada y de salida. Esta aproximación es conocida como método volumétrico y es similar al diseño de tanques de almacenamiento para redes de agua potable.

#### **Capacidad de los tanques de regulación**

La capacidad de regulación queda definida por las características del escurrimiento y la red de drenaje. En localidades densamente pobladas, el espacio disponible es el factor que mayor

impacto puede tener en el diseño y la capacidad de regulación.

### **Coefficiente de regulación**

El coeficiente de regulación está en función del tiempo de duración de la precipitación, requiriéndose almacenar el agua en las horas de mayor intensidad, para desalojarla una vez transcurrido el evento. A diferencia del análisis de redes de drenaje, donde se tiene un hidrograma de entrada y se propone una configuración de la red para obtener un hidrograma de salida; en el caso de diseño de almacenamientos se tiene el hidrograma de entrada, se propone un hidrograma de salida y se calcula la geometría necesaria para cumplir con esta condición.

Una vez definida la salida del almacenamiento se hace un balance del agua que ingresa al almacenamiento y el agua que sale de él. Esto se representa a través del coeficiente de regulación. El procedimiento de cálculo se presenta a continuación:

La forma más simple de desarrollarlo es a través de la Tabla 6.21, la cual se describe a continuación:

1. En la columna 1 se enlista el tiempo desde que empieza el ingreso de agua al tanque y al tiempo en que se espera que se vacíe completamente (Se debe representar en el mismo intervalo de tiempo del hidrograma de diseño)
2. En la columna 2 se ingresan los valores de gasto de entrada al almacenamiento, esto es, el volumen de escurrimiento que se requiere acumular, mientras ocurre la tormenta y que posteriormente se evacuará de forma controlada

3. En la columna 3 se anota la salida propuesta en forma similar a la anterior
4. En la columna 4 se presenta el volumen de ingreso, esto es el gasto de ingreso  $V_{ent,i}$  por el intervalo de tiempo  $t_i$
5. En la columna 5 se presenta el volumen de salida, esto es el gasto de salida  $V_{sal,i}$  por el intervalo de tiempo  $t_i$
6. En la columna 6 se anota la diferencia algebraica entre la entrada (4) y la salida (5)
7. Finalmente en la columna 7 se anotan las diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4.

De los valores de la columna de diferencias acumuladas, se deduce el máximo porcentaje excedente y el máximo porcentaje faltante, por lo que:

$$C_V = Max[V_{ent,i} - V_{sal,i}] \quad \text{Ecuación 6.37}$$

donde:

$C_V$	=	Capacidad necesaria para el almacenamiento
$V_{ent,i}$	=	Gasto de ingreso
$V_{sal,i}$	=	Gasto de salida

### **Ejemplo 6.14**

Retomando la red diseñada en el Ejemplo 6.3; el modelo de simulación mostró que la propuesta inicial era insuficiente para conducir el gasto de diseño, durante el inicio de la precipitación; para solucionarlo se propuso un aumento de diámetro en las conducciones. Sin embargo, considérese que la red es existente y que el cambio de diámetro de la tubería implica ruptura de concreto asfáltico, retiro de tubería y pozos de visita existentes, además de la instalación de la tubería nueva, pozos y restitución de la carpeta asfáltica.

Tabla 6.21 Balance para el cálculo del volumen necesario

1	2	3	4	5	6	7
Tiempo	Flujo de ingreso	Flujo de salida	Volumen de ingreso	Volumen de salida	Diferencia	Volumen acumulado
minutos	l/s	l/s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
0						
10	2482.22	0	1489.33	0.00	1489.33	1489.33
20	3410.08	0	2046.05	0.00	2046.05	3535.38
30	3309.75	0	1985.85	0.00	1985.85	5521.23
40	3294.75	0	1976.85	0.00	1976.85	7498.08
50	3298.71	0	1979.23	0.00	1979.23	9477.31
60	3310.87	0	1986.52	0.00	1986.52	11463.83
70	3310.02	0	1986.01	0.00	1986.01	13449.84
80	2375.52	0	1425.31	0.00	1425.31	14875.15
90	1342.37	0	805.42	0.00	805.42	15680.57
100	930.92	0	558.55	0.00	558.55	16239.13
110	690.12	0	414.07	0.00	414.07	16653.20
120	532.76	0	319.66	0.00	319.66	16972.85
130	422.97	739.32	253.78	443.59	-189.81	16783.04
140	342.93	739.32	205.76	443.59	-237.83	16545.21
150	282.62	739.32	169.57	443.59	-274.02	16271.19
160	236.1	739.32	141.66	443.59	-301.93	15969.26
170	199.54	739.32	119.72	443.59	-323.87	15645.39
180	170.19	739.32	102.11	443.59	-341.48	15303.91
190	146.32	739.32	87.79	443.59	-355.80	14948.11
200	126.71	739.32	76.03	443.59	-367.57	14580.55
210	110.4	739.32	66.24	443.59	-377.35	14203.20
220	96.69	739.32	58.01	443.59	-385.58	13817.62
230	85.09	739.32	51.05	443.59	-392.54	13425.08
240	75.19	739.32	45.11	443.59	-398.48	13026.60
250	66.72	739.32	40.03	443.59	-403.56	12623.04
260	59.04	739.32	35.42	443.59	-408.17	12214.88
270	53.07	739.32	31.84	443.59	-411.75	11803.13
280	47.47	739.32	28.48	443.59	-415.11	11388.02
290	42.54	739.32	25.52	443.59	-418.07	10969.95
300	38.16	739.32	22.90	443.59	-420.70	10549.25
310	34.32	739.32	20.59	443.59	-423.00	10126.25
320	30.93	739.32	18.56	443.59	-425.03	9701.22
330	27.89	739.32	16.73	443.59	-426.86	9274.36
340	25.17	739.32	15.10	443.59	-428.49	8845.87
350	22.72	739.32	13.63	443.59	-429.96	8415.91
360	20.55	739.32	12.33	443.59	-431.26	7984.65
370	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	7541.06
380	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	7097.47

Tabla 6.21 Balance para el cálculo del volumen necesario (continuación)

1	2	3	4	5	6	7
Tiempo	Flujo de ingreso	Flujo de salida	Volumen de ingreso	Volumen de salida	Diferencia	Volumen acumulado
minutos	l/s	l/s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
390	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	6653.88
400	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	6210.28
410	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	5766.69
420	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	5323.10
430	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	4879.51
440	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	4435.92
450	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	3992.33
460	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	3548.73
470	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	3105.14
480	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	2661.55
490	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	2217.96
500	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	1774.37
510	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	1330.78
520	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	887.18
530	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	443.59
540	0	739.32	0.00	443.59	-443.59	0.00

Una propuesta alternativa es proponer un par de almacenamientos temporales en los sitios donde se encuentran dos canchas de futbol soccer, las cuales estas desplantadas a nivel de terreno y tienen dimensiones de 60 x 80 m cada una.

De acuerdo con la Ilustración 6.51, el primer almacenamiento se ubicará en la cancha 1 y servirá de apoyo para la conducción 1, por su parte el almacenamiento de la cancha 2, será apoyo para la conducción 2 y 3.

Del modelo de simulación, los hidrogramas de salida para la conducción 1 y para el conjunto de conducciones 2 y 3 se muestran en la Ilustración 6.52. En esta ilustración también se muestra el hidrograma a la salida de la red de drenaje.

Como puede observarse, al inicio de la precipitación existe un gran gasto en las tuberías,

pero éste solo dura 30 minutos, por lo que, con ayuda de los almacenamientos se busca atenuar el pico de esta avenida.

Entonces. Para el almacenamiento de la cancha 1, se propone que el escurrimiento captado por la conducción 1 sea almacenado durante dos horas, mientras que escurre el resto del flujo por la red; una vez transcurrido este tiempo, se procederá a desalojar el agua a un gasto constante durante siete horas. La Tabla 6.21 muestra el balance que permite calcular el volumen necesario.

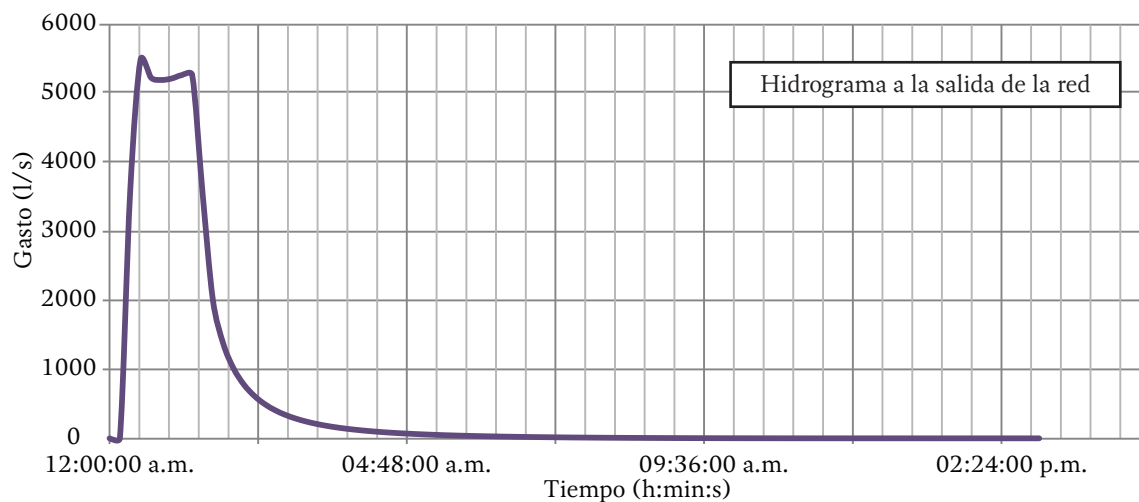
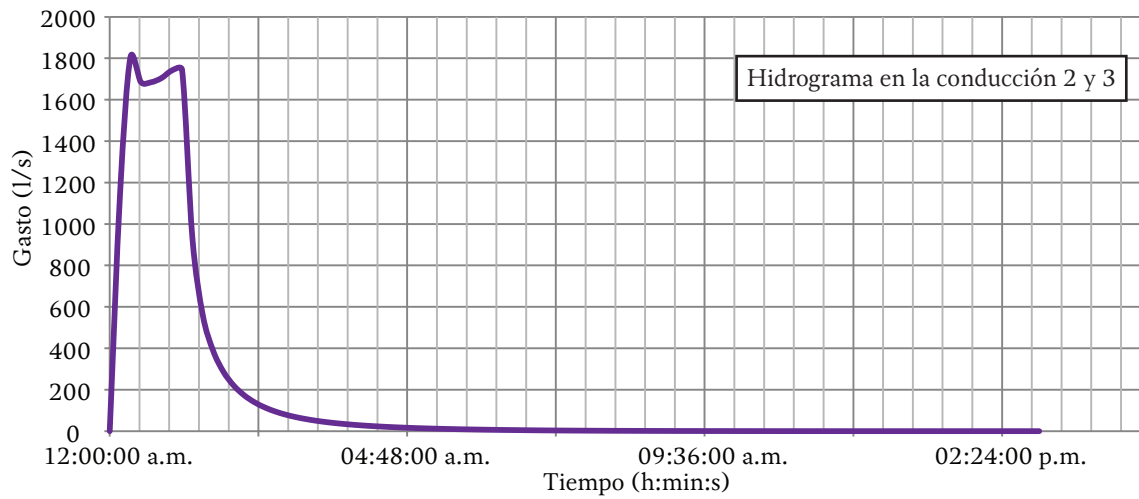
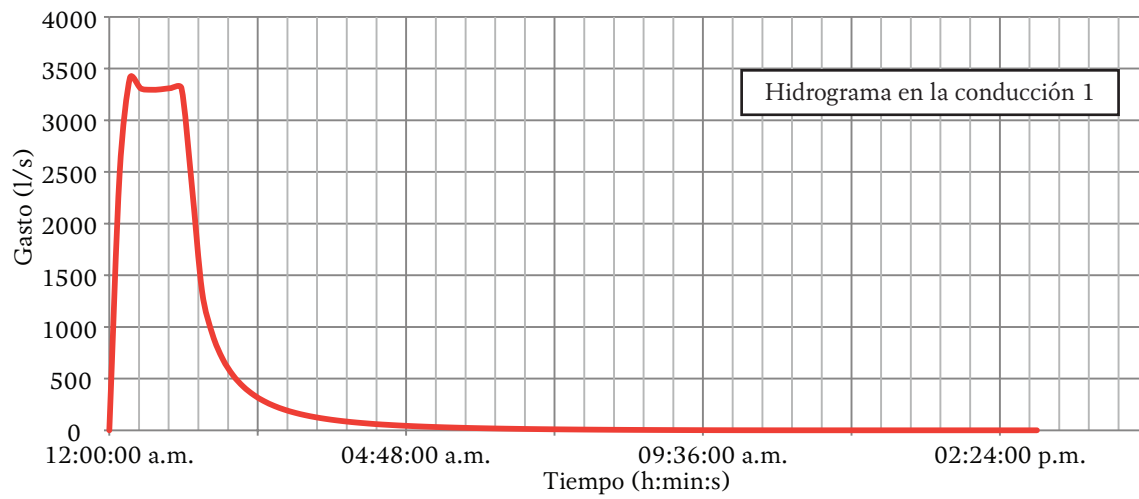
1. En la columna 1 se enlista el tiempo desde que empieza el ingreso de agua al tanque y al tiempo en que se espera que se vacíe completamente, que para este caso el intervalo es de 10 minutos con una duración total de nueve horas
2. En la columna 2 se ingresan los valores de

Ilustración 6.51 Ubicación de canchas de fútbol y las conducciones a apoyar





Ilustración 6.52 Hidrogramas de salida para la conducción 1, el conjunto de conducciones 2 y 3 y la salida de la red



gasto de entrada al almacenamiento, que se obtuvo del hidrograma de ingreso de la Ilustración 6.52

3. En la columna 3 se anota la salida propuesta, que para este caso se considera que se almacenará el escurrimiento en la cancha durante las primeras dos horas, una vez concluido este tiempo se abrirá una compuerta que permita desalojar el agua con un gasto controlado de 739 l/s, durante siete horas
4. En la columna 4 se presenta el volumen de ingreso, esto es el gasto de ingreso  $V_{ent,i}$  por el intervalo de tiempo  $t_i$
5. En la columna 5 se presenta el volumen de salida, esto es el gasto de salida  $V_{sal,i}$  por el intervalo de tiempo  $t_i$
6. En la columna 6 se anota la diferencia algebraica entre la entrada (4) y la salida (5)

Aplicando la Ecuación 6.37, se obtiene la capacidad requerida  $C_v$ .

$$C_v = 16\,972.85\ m^3$$

Considerando que la cancha 1 tiene dimensiones de 80 x 60 m, se requerirá una altura de:

$$H_{cancha\ 1} = \frac{(16\,972.85)}{80(60)} = 3.53\ m^3$$

De acuerdo con la Ilustración 6.53, es posible deprimir la cancha 1, los 3.53 m que el análisis solicita, debido a que las cotas de terreno y de los pozos de visita a conectar, están dentro de esos rangos.

La Ilustración 6.55 muestra el proceso de esta concavidad, en a) se ve el perfil de la cancha existente; en b) se muestra la cancha a desnivel y las tuberías de conexión y en c) se observa como funcionaría una vez que se presentara la lluvia de diseño.

Este proceso se repite para la cancha 2 y el funcionamiento global del sistema de drenaje con dos almacenamientos temporales se realiza a través del modelo de simulación hidráulico, tal como se presenta en la Ilustración 6.54.

Considerar este tipo de almacenamientos temporales permite atenuar los picos de las precipitaciones. Además disminuye el impacto de la lluvia sobre la red, lo que implica menor riesgo de falla hidráulica y estructural.

Un proceso similar se puede seguir para diseñar tanques subterráneos.

El manual de *Tratamientos no convencionales de aguas residuales municipales* de MAPAS, aborda el diseño de sistemas de infiltración rápida, que pueden ser aplicados en sistemas de drenaje pluvial, con la omisión del elemento de pre-tratamiento, que se presenta en el diseño, ya que el agua transportada por las redes de drenaje pluvial no requiere de estos tratamientos para su disposición final.

## 6.7 OPTIMIZACIÓN DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL URBANO

Para encontrar el diseño óptimo (el diámetro menor) de una red de drenaje pluvial se propone

Ilustración 6.53 Arreglo de pozos, tuberías y almacenamientos

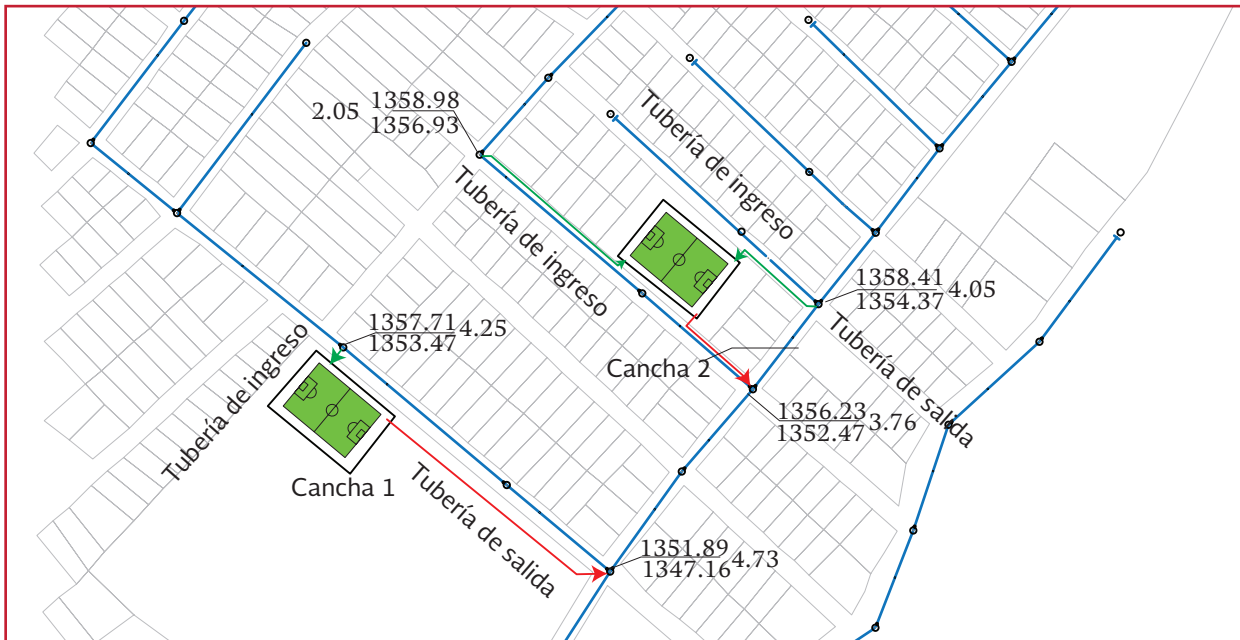


Ilustración 6.54 Modelo de simulación en SWMM®, considerando los dos almacenamientos

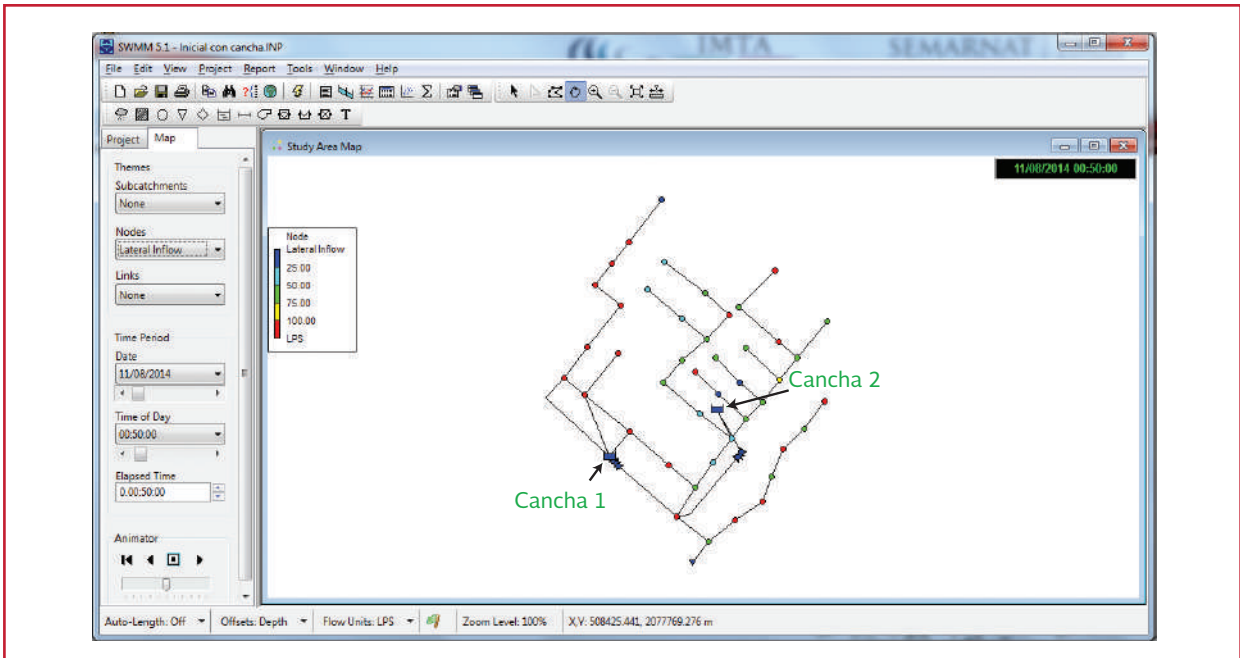
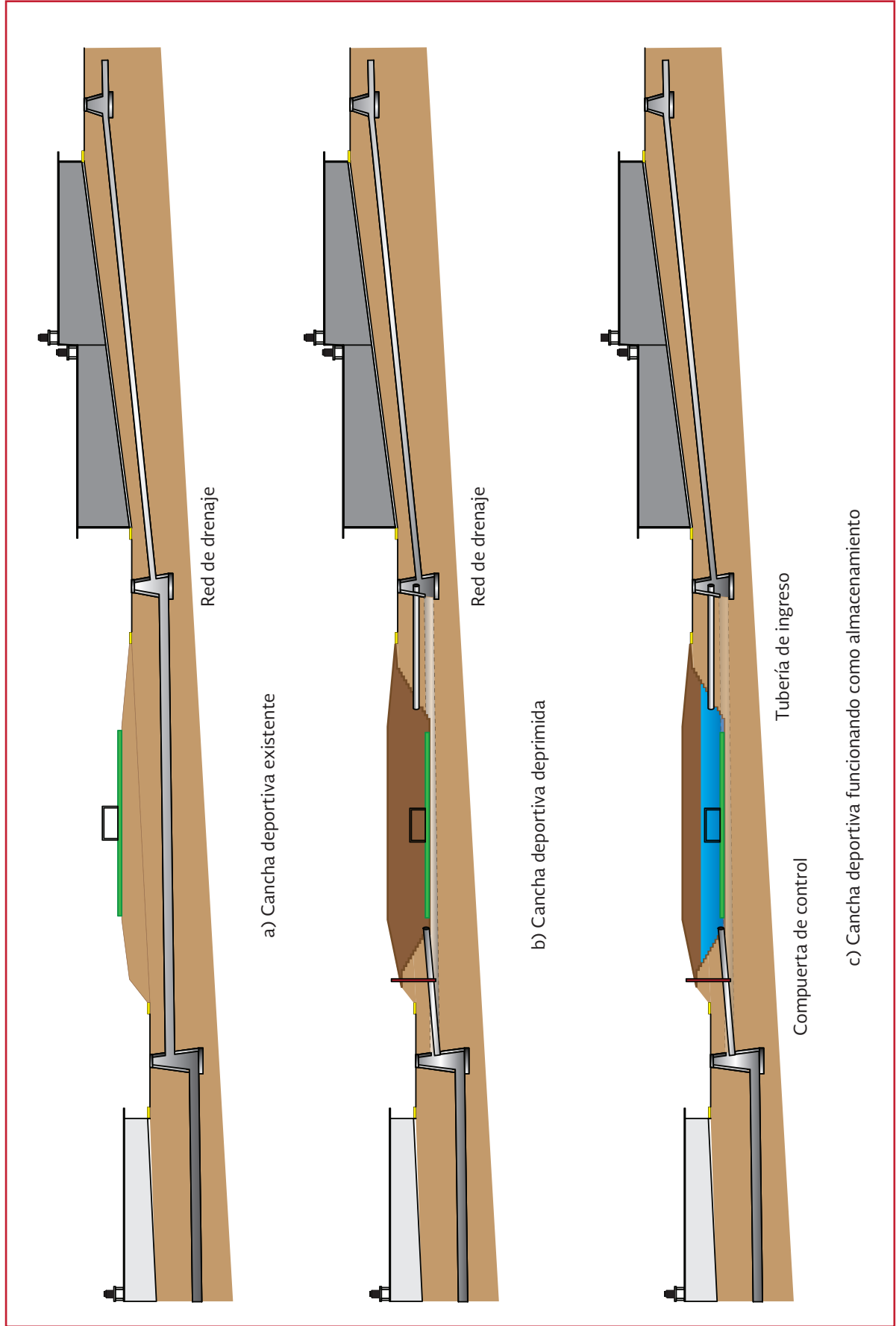


Ilustración 6.55 Proceso de depresión de la cancha 1



utilizar un método, el cual se divide en cuatro etapas:

### 6.7.1 DISEÑO ÓPTIMO DE LA RED DE DRENAJE PARA UN DETERMINADO PERIODO DE RETORNO

Se desea encontrar para un valor particular del periodo de retorno el valor óptimo de la función objetivo. Antes de describir como se realiza lo anterior, conviene señalar que se entiende por conjunto de diámetros factibles a un arreglo de los valores (uno por cada tubo de la red) que pueden tomar ellos, en la red de manera que sea posible conducir los gastos de lluvia (para el periodo de retorno deseado), cumpliendo con las restricciones siguientes:

#### **a) Velocidades permisibles**

La velocidad en cada tubo debe estar comprendida entre la máxima y mínima posibles

#### **b) Diámetros comerciales**

Se especifica que el tamaño de los diámetros sólo puede ser seleccionado dentro de un conjunto de valores preestablecido. En ello, se debe tener cuidado de que el más pequeño no sea menor al mínimo recomendado para una red de drenaje

#### **c) Colchón mínimo**

Se condiciona a que el espesor de tierra comprendido entre la superficie del terreno y la clave del tubo debe ser mayor o igual a un mínimo permisible

#### **d) Profundidad de arranque**

Se limita a que el arranque de un tubo este a una profundidad mayor o igual a la del final del tubo o tubos que le anteceden respetando el sentido de flujo

#### **e) Diámetros de tubos anteriores**

El diámetro de un tubo debe ser mayor o igual al de los tubos que le anteceden

El procedimiento para encontrar el valor de la función objetivo consiste en los pasos siguientes:

1. Considerar los datos hidrológicos para el periodo de retorno  $T_r$
2. Proponer 2 conjuntos de diámetros factibles, se revisa si son hidráulicamente factibles y se calcula para cada uno de ellos su pendiente. También se debe cumplir con las restricciones mencionadas anteriormente
3. Calcular la función objetivo para cada conjunto factible
4. Rechazar el conjunto factible que dio lugar al valor más grande de la función objetivo
5. Calcular el centroide a partir de los conjuntos factibles no rechazados y se encuentra el valor de la función objetivo para el centroide
6. Proponer un nuevo conjunto (vértice) con base en el rechazado y en el centroide. El nuevo conjunto de diámetros se revisa hidráulicamente y se impone que también cumpla con las restricciones mencionadas
7. Calcular la función objetivo para este conjunto y en caso de que su valor sea menor a los valores que tiene en los otros, se acepta el conjunto. De otro modo se va al paso 6
8. Continuar con el proceso desde el paso 3 hasta que el conjunto de diámetros sea igual a uno sólo o bien que en varias iteraciones (del orden de cinco) el valor de

la función objetivo en el centroide sea el mismo. Esto corresponde al valor mínimo de la función objetivo

9. Considerar el conjunto de diámetros ( $G_T$ ) y sus pendientes que dieron lugar al valor mínimo anota cual es el valor mínimo de la función objetivo esta corresponde al diseño optimo del periodo de retorno  $T_r$  en estudio

El procedimiento anterior se debe repetir para todos los periodos de retorno de interés.

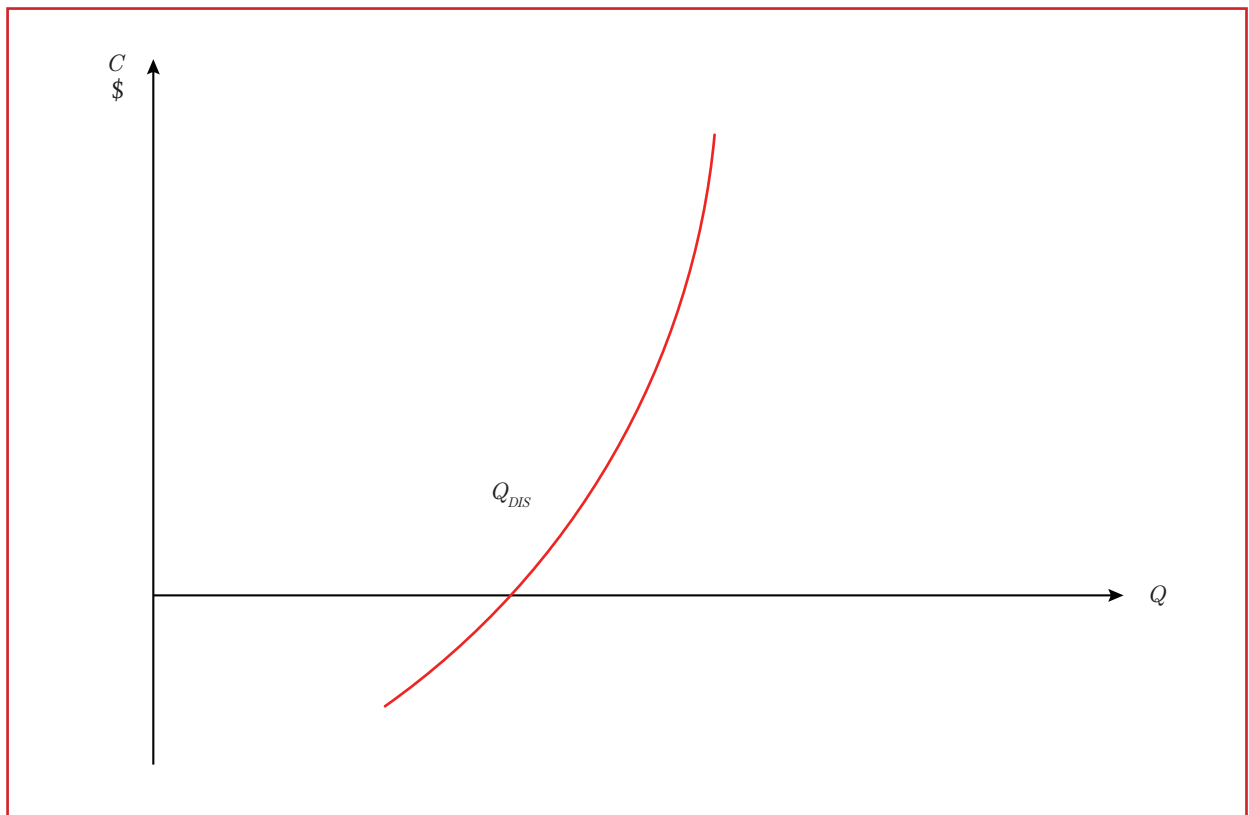
Cabe aclarar que en la función objetivo se debe tomar en cuenta el ancho de zanja y el espesor de cama que se recomienda para cada diámetro comercial.

## 6.7.2 COSTOS POR INSUFICIENCIA DE LA RED

Cuando la red se diseña para una lluvia que tiene un periodo de retorno menor al que se puede llegar presenta en el momento dado, los gastos en la red no pueden ser conducidos en su totalidad, esto origina que se produzcan encharcamientos e inundaciones.

En éste método se contempla la posibilidad de prever esta situación, por lo que se propone para cada punto de salida de una tubería de la red una relación entre el gasto que excede al de diseño y el costo del encharcamiento producido. Esto último valuado según la importancia de la zona afectada (Ilustración 6.56).

Ilustración 6.56 Gráfica de costos por inundación contra gastos



Para calcular el costo por encharcamiento será recomendable disponer de un método de cálculo para simular el flujo no establecido en la red. Sin embargo, ante la cantidad de información necesaria y con la intención de contar con un criterio sencillo se propone seguir utilizando el método racional, siendo necesario revisar la bondad de este procedimiento para satisfacer este fin.

Por ejemplo cuando sea una red diseñada para el periodo de retorno  $Tr$  cuyos diámetros corresponden a los de la función objetivo de valor mínimo. Para conocer el costo por insuficiencia de la red se propone seguir estos pasos:

**Proponer un periodo de retorno  $Tr$**

Calcular para el periodo de retorno  $Tr$  los hidrogramas de entrada a la red y con el método de cálculo de flujo no permanente se encuentran los gastos y cargas en los tramos de la red.

Cuando la carga de posición más la presión excede al nivel del terreno existen inundaciones.

Se encuentra de la relación de costos contra cargas (Ilustración 6.57) el costo del daño correspondiente a cada pozo.

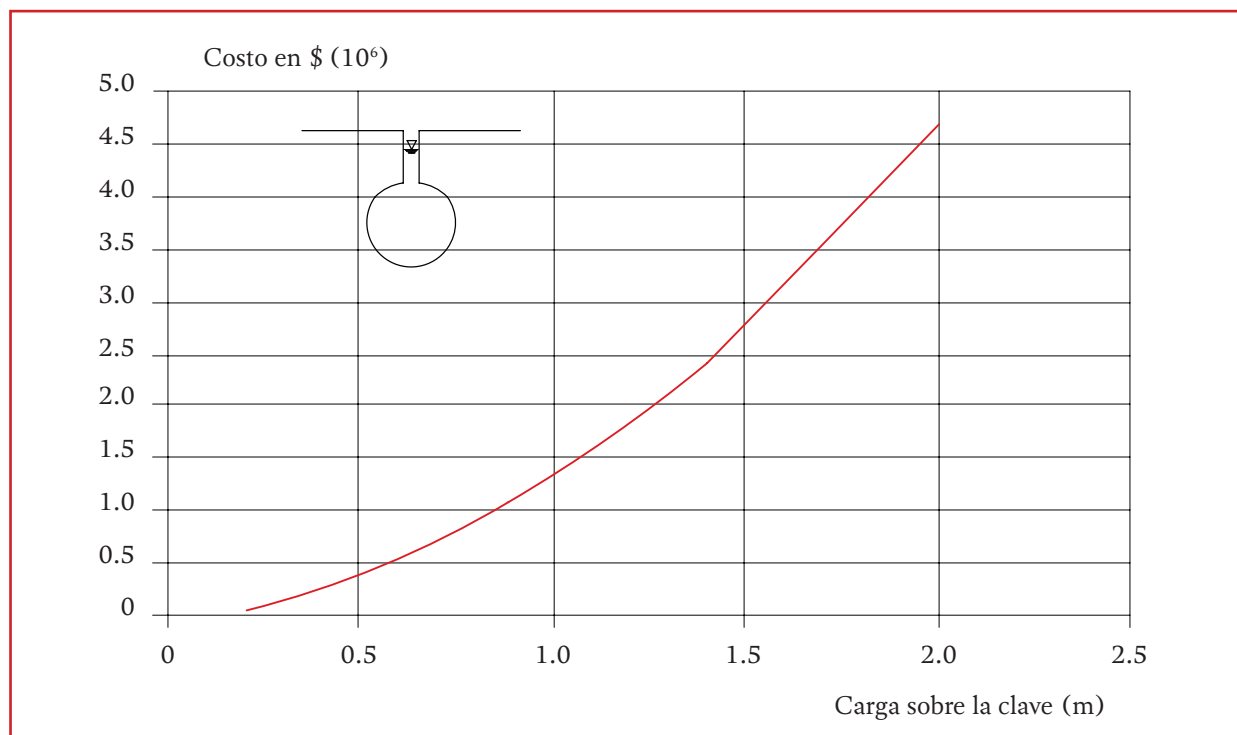
Para tener el costo total  $C_{Di}$  de daños sumar los costos obtenidos en el paso 3. Aclarar que este costo está asociado al periodo de retorno  $Ti$ , siempre y cuando la red se haya diseñado para el periodo de retorno  $Tr$ .

En caso de tener interés en conocer el costo de daños para otro periodo de retorno repetir la secuela anterior.

**6.7.3 CURVA DE COSTO TOTAL ANUAL**

Para cada periodo de retorno  $Tr$  el costo total anual  $C_T$  está dado por:

Ilustración 6.57 Gráfica de costos por inundación contra carga



$$C_T = C_I + C_M + \overline{C}_D \quad \text{Ecuación 6.38}$$

donde:

- $C_T$  = Costo total anual de la red
- $C_I$  = Costo anual de inversión
- $C_M$  = Costo anual de mantenimiento de la red
- $\overline{C}_D$  = Costo esperado de daños

Representar en un sistema de ejes  $Tr$  contra el costo anual, y se obtiene un punto y luego escoger otro periodo de retorno  $Tr$  y repetir el procedimiento lo cual hace posible dibujar una

gráfica que muestra la variación de  $Tr$  contra  $C_T$  (Ilustración 6.58).

#### 6.7.4 COSTO ANUAL DE LA RED

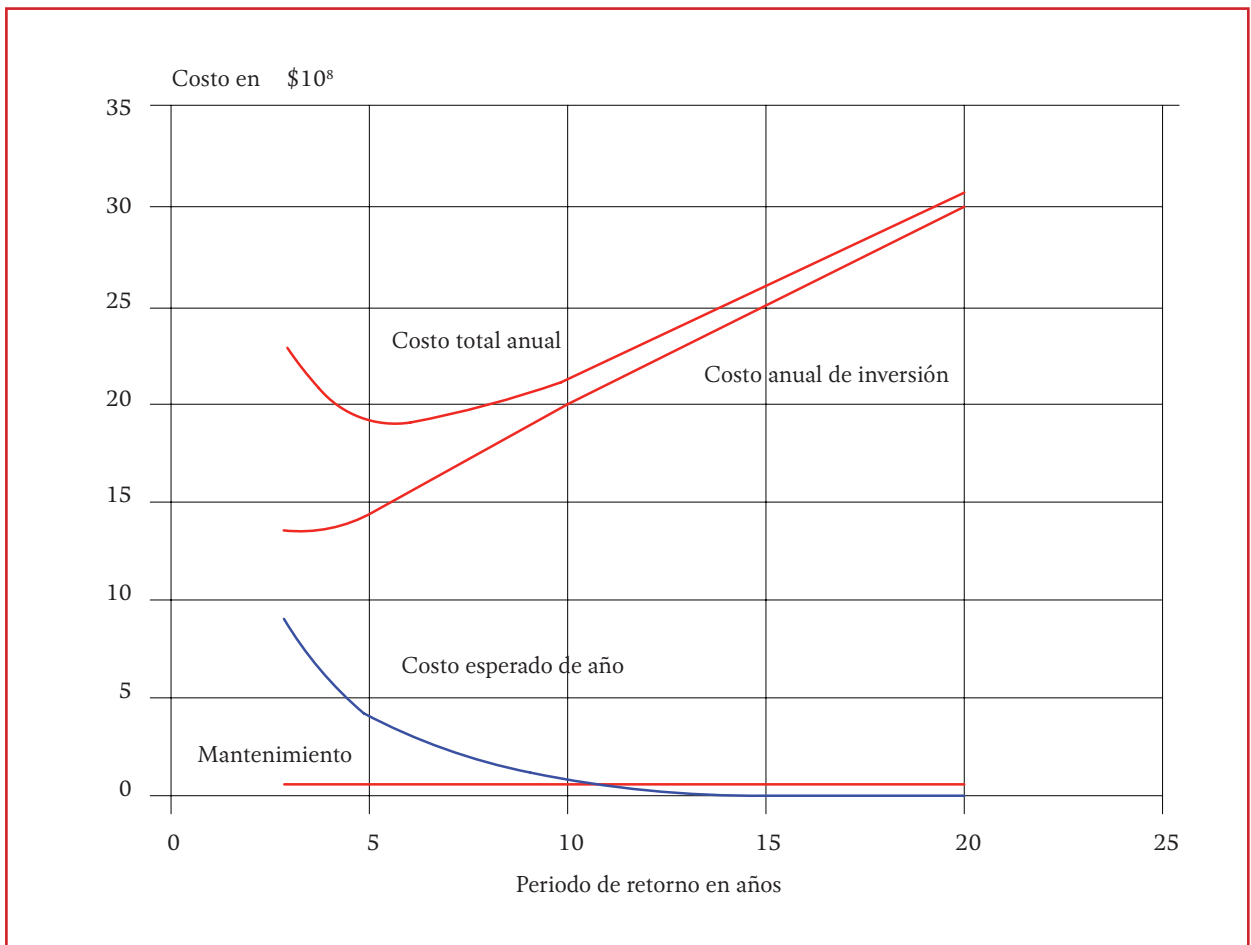
Se refiere al costo anual de la red para que durante  $L$  años se pague considerando una tasa de interés anual  $i$ . Se calcula como:

$$C_I = F \left( \frac{i}{1 - (1 + i)^{-L}} \right) \quad \text{Ecuación 6.39}$$

donde:

- $C_I$  = Costo anual de la red

Ilustración 6.58 Costo total anual contra periodo de retorno





- $F$  = Valor de la función objetivo obtenida para el periodo de retorno  $Tr$
- $L$  = Vida útil en años
- $i$  = Tasa de interés anual

### 6.7.5 COSTO DE MANTENIMIENTO

Se incluye en el costo anual por que hay que tomar en cuenta los costos por desazolve, reparaciones etcétera. Se ha considerado que este costo es igual para todos los periodos de retorno.

### 6.7.6 COSTO ESPERADO DE DAÑOS

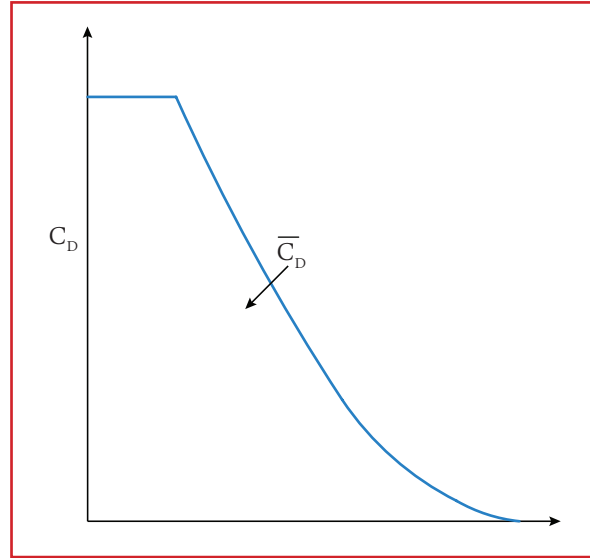
En el apartado 6.7.2 se señaló que para cada periodo de retorno  $Tr$  es posible calcular el costo de daños  $C_{Di}$  que se tendría en caso de presentarse las condiciones de un periodo de retorno  $T_i$  mayor al de diseño, por lo que se necesita contar con una colección de valores  $Tr$  contra  $C_{Di}$ .

Como la probabilidad  $P_{ex}$  de excedencia es igual a  $1/Tr$ , es posible agregar a la colección de valores anteriores los de  $P_{ex}$ .

Si se dibuja un sistema de ejes cartesianos, en las abscisas a la probabilidad de excedencia  $P_{ex}$  y en las ordenadas al costo de daños  $C_{Di}$ , obteniéndose la Ilustración 6.59.

El área bajo la curva de la Ilustración 6.59 corresponde a la esperanza o valor esperado del costo de daños en cualquier año. A este costo calculado de esta manera se le designa como  $\bar{C}_D$ .

Ilustración 6.59 Costo de daño en función de la probabilidad de excedencia



### 6.7.7 SELECCIÓN DE LA RED ÓPTIMA

Para cada periodo de retorno  $Tr$ , considerado en el apartado 6.7.1 se obtiene el costo total anual (Ecuación 6.38). Para ello es necesario calcular el costo anual de la red (Ecuación 6.39) a partir del valor del costo de la red más económico para el periodo de retorno  $Tr$  (apartado 6.7.3).

También se requiere del costo esperado de daños, si la red se diseña para el periodo de retorno  $Tr$ , esto se obtiene de acuerdo con lo señalado en el apartado 6.7.4.

Por último, se toma en cuenta el costo anual por mantenimiento. Este proceso se repite para otros periodos de retorno  $Tr$  de interés.

Una vez que se dispone de la curva de costo total anual contra el periodo de retorno  $Tr$  aquel punto de la curva costo total es el más pequeño corresponde al costo óptimo y su correspondiente abscisa es el periodo de retorno asignado a la red óptima. De este modo, el

método determina el periodo de retorno para el cual conviene realizar el diseño; lo que no sucede en otros métodos ya que se especifica tal periodo de retorno. Definido el periodo de retorno de diseño se obtienen los diámetros de la red óptima.



# 7

## ELABORACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO

La elaboración de un proyecto de alcantarillado consta de varios pasos entre los que destacan los siguientes:

- a) Recopilación de información
- b) Memoria descriptiva
- c) Datos de proyecto
- d) Estudio hidrológico
- e) Diseño hidráulico de la red de drenaje pluvial
- f) Trazo de la red de drenaje pluvial
- g) Planos de la red de drenaje pluvial
- h) Catálogo de conceptos y cantidades de obra y presupuesto

A continuación se definen los puntos que han sido mencionados previamente.

### 7.1 MEMORIA DESCRIPTIVA

Debe presentarse la memoria descriptiva justificativa de todos los elementos y datos de proyecto, que contempla la información y consideraciones que se hicieron durante el proyecto para la com-

presión de los trabajos constructivos del sistema de drenaje pluvial, se incluirá los datos básicos de proyecto.

#### 7.1.1 ESTUDIOS EFECTUADOS

La memoria descriptiva deberá contener, en lo relativo a estudios previos, efectuados para la elaboración del proyecto, lo siguiente:

- a) Plano del sistema existente, si lo hubiese, indicando los materiales y dimensiones de atarjeas, sentido del escurrimiento y sitio de descarga. Si existen plantas de bombeo, deberá señalarse su posición indicando las características geométricas, hidráulicas y electromecánicas, incluyendo la subestación eléctrica
- b) Relación del estado de conservación del sistema existente, conteniendo las observaciones del potencial de utilización, con las indicaciones necesarias para su ampliación o mejoramiento

- c) La planimetría y altimetría de la localidad incluyendo el trazo y perfil de colectores y emisores
- d) Periodo económico del proyecto
- e) Delimitación de las zonas de construcción, inmediata y futura

## 7.1.2 TABLAS Y RESÚMENES DE CÁLCULO

El proyecto deberá acompañarse de las tablas de cálculo hidráulico y geométrico de la red de atarjeas proyectada. Adicionalmente se presentarán los cálculos efectuados para obtener los elementos básicos del proyecto y su dimensionamiento.

## 7.2 DATOS DE PROYECTO

Una vez que se ha decidido elaborar un proyecto de alcantarillado pluvial, es conveniente recabar la información siguiente:

### 7.2.1 GENERALIDADES

- Nombre completo de la localidad, municipio y estado a que pertenece
- Coordenadas geográficas y altitud media ( $x, y, z$ )
- Población, de acuerdo al último censo oficial
- Población actual
- Clima
- Comunicaciones
- Aspecto de la localidad, indicando tipo de edificaciones

- Localización en un plano actualizado de las vías de comunicación

### 7.2.2 ESTADO ACTUAL DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Descripción de las partes componentes del sistema, estado de conservación y grado de aprovechamiento de las mismas.

#### 7.2.2.1 Red existente

Plano actualizado de la red de alcantarillado indicando:

- Escala
- Nombre de las calles
- Trazo de la red existente
- Ubicación de pozos de visita
- Elevación de terreno y plantilla de los pozos de visita
- Pendiente de cada tramo
- Diámetro y tipo de tuberías
- Longitud de cada tramo
- Sentido del escurrimiento en cada tramo
- Sitio de vertido.

#### 7.2.2.2 Estructuras y obras accesorias existentes

Planos actualizados de las obras, tales como:

- Pozos de visita
- Estructuras de vertido
- Sifones invertidos
- Cruces
- Plantas de bombeo

### 7.2.3 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

Uno de los aspectos más importantes para la realización de todo proyecto de alcantarillado pluvial, es el de disponer la topografía de la región, porque marcará la pauta para la elección del tipo de configuración que tendrá el sistema. Por lo tanto es necesario contar con planimetría y altimetría, para realizar los trazos de la red y determinar la ubicación de las estructuras e instalaciones auxiliares.

Las escalas para este tipo de planos de proyecto se presentan en la Tabla 7.1.

Los planos deberán incluir los datos siguientes:

- Planimetría, ubicando paramentos, banquetas, líneas eléctricas, tuberías de agua potable y cajas de operación de válvulas, ductos, etc
- Nombre de las calles que forman las manzanas
- Longitud de crucero a crucero de las calles
- Elevación de todos los cruceros y sitios en donde cambie la pendiente del terreno
- Elevación de las tuberías de red de agua potable, alcantarillado sanitario, ductos de gas, etc

Cuando se elabora un proyecto de rehabilitación y/o ampliación y no se dispone de planos de la red existente y de las obras accesorias, o no sean confiables; debe hacerse el levantamiento topográfico

correspondiente, incluyendo las características de la red y las estructuras.

### 7.2.4 INFORMACIÓN ADICIONAL PARA EL PROYECTO

#### 7.2.4.1 Uso del suelo

- a) Plano de zonificación por tipo de actividad; en el se debe especificar, con la mayor claridad posible, las zonas habitacionales, fabriles, comerciales, recreativas, agrícolas, etcétera. Asimismo, identificar la zona de la localidad que actualmente esté poblada y las de probable crecimiento futuro. Es importante que se definan las zonas urbanas
- b) Planos de instalaciones subterráneas existentes y en proceso de construcción (planos maestros)
  - Agua potable
  - Alcantarillado sanitario
  - Gas
  - Teléfono
  - Luz
  - Plano de detalle de las estructuras y obras accesorias

#### 7.2.4.2 Estructuras y obras accesorias

Planos topográficos detallados de probables sitios para estaciones de bombeo, sifones invertidos, obras de vertido, etc.

Tabla 7.1 Escalas recomendadas para planos topográficos

Tipo de plano	Orientación	Escalas
Planta		1:2 00 a 1:5 000
Perfil	Horizontal	1:2 00 a 1:5 000
	Vertical	1:200 a 1:500

### 7.2.5 DATOS BÁSICOS

Para el diseño y ejecución de las obras de drenaje pluvial urbano se deben de establecer los datos básicos necesarios, como se muestra en la Tabla 7.2

### 7.3 PLANOS DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL

Los planos constructivos de la red de atarjeas, colectores y emisores, se harán a escala adecuada no mayor de 1:2 000; indicando en los pozos de visita las cotas del terreno y plantilla; en los tramos de tubería la longitud, pendiente y diámetro. Se incluirá la simbología, las cantidades de obra correspondientes al plano, los datos de proyecto, notas y croquis de localiza-

ción. En la Ilustración 7.1 se presenta la simbología convencional para proyectos de alcantarillado pluvial.

### 7.4 CATÁLOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Para tener un costo estimado del proyecto, se elaborará el catálogo de conceptos con precios unitarios de acuerdo al Catálogo General de Precios Unitarios para la construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua y del Catálogo de Costos de la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción.

Tabla 7.2 Datos básicos de un proyecto de drenaje pluvial urbano

Datos	Unidades
a) Periodo de retorno	Años
b) Área por drenar	Ha o km <sup>2</sup>
c) Sistema	Aguas pluviales
d) Coeficiente de escurrimiento	Adimensional
e) Intensidad de lluvia	mm/h
f) Método de diseño	Racional, gráfico alemán, Curva S, hidrograma unitario, método del <i>Road Research Laboratory</i> (RRL)
g) Fórmulas usadas	Manning, continuidad, y las propias empleadas para cada método
h) Gasto de diseño	m <sup>3</sup> /s
i) Velocidad mínima	m/s
j) Velocidad máxima	m/s
k) Sistema de eliminación	Gravedad/bombeo
l) Tipo de tubería	Concreto, polietileno, etc.

Ilustración 7.1 Símbolos para planos de redes de drenaje pluvial

Concepto:	Proyecto	Existente
Atarjea		
Cabeza de atarjea		
Pozo de visita común		
Número de pozo de visita	56	
Relleno		
Interceptor		
Colector		
Subcolector		
Pozo de visita común (para Ø de 20 a 61 cm.)		
Pozo caída directa (caída de 50cm o menor- para Ø de 20 y 25cm.)		
Estructura de caída escalonada (hasta 2.5m- de caída máxima de 0.5m en 0.5m, para Ø de- 91cm a 2.44cm.)		
Pozo caída adosada (caída de 0.5m en 2.0 m, para Ø de 20 y 25 cm.)		
Cabeza de atarjeas		
Pozo de visita especial (hasta 45° para Ø de- 76 a 107 cm.)		
Pozo caja (para de Ø de 122 a 300cm.)		
Pozo caja de unión I (de 152 cm con entronque de 91 a 122 cm.)		
Pozo caja de deflexión (hasta °45 para Ø de- 122 a 300cm.)		
Estación de bombeo		
Línea de presión	++++	++++
Relleno		
Protección con concreto		
Protección con gaviones		
Pozo caja de unión II (para tubería de 70 a 122cm. Con entronques de 38 A 76cm.) hasta °45 )		
Pozo con caída con plantilla deflectora (hasta 1.5m de caída para Ø 30cm. A 76cm.)		
Longitud-Pendiente-Diámetro (m.) (milésimas.) (cm.)	30-4-90	
		Escala 1:50 000
		Escala 1:250 000
		Escala 1:1000 000
*Cauce artificial abierto empleado para irrigación, transporte de aguas residuales o conducción en sistemas de abastecimiento o sistemas de generación de energía eléctrica.		
Nota: Las tuberías y estructuras existentes serán con símbolo más grueso *Los símbolos de cauce artificial se obtuvieron de INEGI (1980). Especificaciones de los símbolos cartográficos representados en cartas topográficas escala 1:50 000, 1:250 000, 1:1 000 000		





## CONCLUSIONES

Con el presente documento se apoya a los organismos operadores con recomendaciones para el diseño de redes de drenaje pluvial, brindando los elementos mínimos necesarios para lograr una adecuada vida útil y un costo óptimo, disminuyendo el riesgo de las inundaciones. Se recomienda que los programas de desarrollo urbano consideren este manual, dado que la ubicación adecuada de las viviendas es tan importante e incluso a veces más que la infraestructura de drenaje pluvial urbano.

Aquí se reitera la conveniencia de los sistemas separados, el sanitario y el pluvial, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes de aguas residuales cerca de 42 veces más (Gómez, 2007). Así, una planta de tratamiento es más económica si sólo se encarga de tratar aguas residuales de un cierto tipo. Un factor más a favor de los sistemas de drenaje separados se debe a que la mayor demanda de agua en las poblaciones, producto de su crecimiento, y a la escasez de la misma cerca de ellas, ha llevado a las comunidades a tomar medidas integrales para que los habitantes dispongan del agua indispensable para cubrir sus necesidades y desempeñen sus actividades. Tales medidas abarcan desde un mayor abastecimiento hasta un uso racional del agua, en este aspecto se desarrollan acciones encaminadas al uso del agua tratada y el empleo del agua de lluvia.

Los componentes principales de un sistema de drenaje se agrupan según su función, así un sistema de drenaje pluvial urbano, se integra de estructuras de captación, de conducción, de conexión y mantenimiento, de vertido, de disposición final e instalaciones complementarias. En el manual se hace una descripción detallada de las estructuras que conforman el sistema, mencionando tipos de ma-

terial y especificaciones. Además se ofrecen recomendaciones para elegir la más conveniente.

En el contenido se analizan aspectos de hidrología, incluso el uso de métodos que conducen a la estimación de los gastos pluviales en una cuenca urbana por diferentes métodos y se dan recomendaciones para la selección de alguno, según el caso. Se amplía este tema con el análisis de los fenómenos meteorológicos extremos que provocan inundaciones, indicando los “Criterios de peligro por inundación” que consideran organismos nacionales y extranjeros.

La eficiencia del funcionamiento hidráulico de una red de drenaje para conducir aguas pluviales, depende de sus características físicas. Mediante el empleo de algunos principios de la hidráulica, se analizan y dimensionan desde estructuras sencillas tales como bocas de tormenta hasta otras más complicadas como las redes de tuberías y de canales.

Los conceptos básicos de la hidráulica, útiles para el diseño y revisión de una red de drenaje abarcan entre otros los siguientes: tipos de flujo, ecuaciones fundamentales de conservación de masa (o de continuidad), cantidad de movimiento y energía, conceptos de energía específica, pérdidas de carga por fricción y locales, perfiles hidráulicos, salto hidráulico, estructuras hidráulicas especiales y métodos de tránsito de avenidas.

El diseño y construcción de una red de drenaje es un trabajo de ingeniería donde se busca la eficiencia y economía. Por ello, se han desarrollado métodos de diseño que involucran los conceptos presentados en los párrafos anteriores a fin de aplicarlos en conjunto con recomendaciones constructivas que permitan la conservación y mantenimiento de la red de tuberías. Dichos métodos pueden tener variación a juicio del proyectista, que cambia especialmente la forma de calcular la lluvia y los correspondientes gastos de diseño, pero deben atender a la normatividad existente.

Es importante hacer énfasis en que el presente documento es un manual nuevo que formará parte del MAPAS que edita la CONAGUA y que busca ser un documento de consulta para personas interesadas en el tema y de apoyo para el personal de los organismos operadores y que no debe considerarse de ninguna manera como una norma oficial.

# BIBLIOGRAFÍA

- Abramowitz, M. y Stegun, I. (1965). Handbook of Mathematical Functions. Dover, New York.
- AISI (1985). Modern sewer design. American Iron and Steel Institute, AISI, Washington, D.C.
- Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Limusa. Registro número 121, primera edición., México, D.F. pp. 69-111.
- Aparicio, J., Gómez, F., y Patiño, C. (2010). Manual de análisis de frecuencias en hidrología. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Primera edición Jiutepec, Morelos. pp. 12-117.
- Arellano, L. (2006). Sistematización del método de la avenida índice y su aplicación en cuencas de la región Lerma-Santiago, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Arroyo, V. (2005) Modelación bidimensional de flujo y transporte no lineales en medios porosos aplicando ELLAM, Tesis de doctorado en ingeniería hidráulica, Facultad de ingeniería, UNAM. pp. 333.
- ASCE (1992) Design and construction of urban stormwater management systems, American Society of Civil Engineers, Manual and reports of Engineering Practice No. 77 and WEF Manual of Practice FD-20. Alexandria. pp. 715.
- Baeza, C. (2007), "Estimación Regional de factores de conectividad para el cálculo de las relaciones intensidad-duración-frecuencia", Tesis de Maestría, División de Estudios de Postgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Bladé, E.; Sánchez, M.; Niñerola, D. y Gómez, M. (2009). Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable, una visión a partir del modelo HEC-RAS. Universidad Politécnica de Catalunya, EDICIONS UPC, Barcelona. pp.190.
- Brown, S.; Stein, S. y Warner J., (2001), Urban Drainage Design Manual: National Highway Institute, segunda edición, Julio (FHWA-SNS-01-021). Washington, D.C. pp. 234-238.
- Burden, R. y Faires, J. (2002) Análisis Numérico. International Thomson Editores. Grupo Editorial Iberoamérica. Thomson Learning, México. pp. 721.
- Cabrera, E.; Espert, V.; García-Serra, J. y Martínez, F. (1996). Ingeniería Hidráulica Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua. UD Mecánica de Fluidos. Vol., I-II. Universidad Politécnica de Valencia. Editorial UPV, (2ª edición) pp. 1-192.
- Camargo, J. y Franco, V. (2001) Manual de Gaviones. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México DF. pp. 624.
- Campos-Aranda, D. (1988) Procesos del ciclo hidrológico. Capítulo 2, editorial Universidad Potosina. Volumen 1, tomo 1 / 2, San Luis Potosí.

- Campos-Aranda, D. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana*. Editorial Printengo, decima primera edición. San Luis Potosí.
- Casey, T. (1992) *Water and Wasterwater Engineering Hydraulics*. Oxford University Press, Aquavarra Research Limited. Edition is produced by Aquavarra Research Limited as a companion technical volume for its ARTS Hydraulic Design Software. Co. Dublin. pp. 229.
- CENAPRED (2004). *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos*. Centro Nacional de Prevención de desastres, México D.F. pp. 380-390.
- CENAPRED (2010) *Mapas de precipitación para diferentes duraciones y periodos de retorno*. Centro Nacional de Prevención de Desastres, Secretaria de Gobernación, México DF.
- CFE (1981) *Manual de Diseño de Obras Civiles, A.2.II. Hidráulica Fluvial, 1981 Vol.10 n.4*. pp. 321-330.
- Chaudhry, M. (2008) *Open Channel Flow*. Second edition, Springer, 2008, XVI. pp. 523.
- Chen, L. (1983) *Rainfall intensity-duration-frequency formulas*. *J. Hydraul. Eng.*, 109 (12), pp. 1603–1621.
- Chin, D. (2006). *Water-Resources Engineering*. Chapter 5: *Surface-Water Hydrology*. Pearson Education, Inc. New Jersey, U.S.A. Second edition. 2006. pp. 962.
- Chow, V. (1994) *Hidráulica de canales abiertos*. Traducido por Juan G. Saldarriaga, McGraw Hill, Segunda edición, Colombia. pp. 352-376.
- City of Austin (1987). *Austin drainage criteria manual*. 2nd ed., Watershed Management Division, Austin, Tx.
- CNT. (2010). *The value of green infrastructure, a guide to recognizing its economic, environmental and social benefits*. Recuperado el 10 de Marzo de 2013, de Alliance for water efficiency: [http://www.allianceforwaterefficiency.org/uploadedFiles/Resource\\_Center/Library/Green\\_building/CNT-AmR-The-Value-of-Green-Infrastructure-2010.pdfh](http://www.allianceforwaterefficiency.org/uploadedFiles/Resource_Center/Library/Green_building/CNT-AmR-The-Value-of-Green-Infrastructure-2010.pdfh).
- CONAGUA (1996) *Norma hidrológica*. Subdirección Técnica, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, (INFORME OMM/PROMMA No.85), México DF.
- CONAGUA (2013) *Descripción de una estación meteorológica automática*, Comisión Nacional del Agua, recuperado el 10 septiembre del 2013 de <http://smn.cna.gob.mx/emas/>.
- Davis, D. (1974). *Storm Drainage and Urban Region Flood Control Planning*. U.S Army Corps of Engineers. The Hydrologic Engineering Center. Technical Paper No. 40. Davis, California, USA. pp. 38.
- Department of Energy and Water Supply (2013), *Queensland Urban Drainage Manual*, City East Qld. Department of Energy and Water Supply.
- Díaz, P. (1987). *Instructivo de hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria asociada a la delimitación de la zona Federal*. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Administración del Agua, Gerencia de

Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, México, D.F. Capítulo 4. pp. 54.

EPA (1999) Preliminary Data Summary of urban storm water best management. Environmental Protection Agency, United States Office of Water (4303) EPA-821-R-99012, Washington DC.

Escalante, C., y Reyes, L. (2005) Técnicas Estadísticas en Hidrología. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 298 pp. México DF.

Federal Aviation Administration (1970). Circular on airport drainage, report A/C 050-5320-5B, Department of Transportation, Washington D.C.

FEMA. (2009). Recuperado el 03 de Abril de 2010, de <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=3587>

FHWA (2009). Urban Drainage Design Manual. U.S Department of transportation, Federal Highway Administration, third edition.

Foster, A. (1924) Theoretical frequency curves and their application to engineering problems. Transactions American Society of Civil Engineers, Vol. (87). pp 142-173.

Fuentes, O. (2011) Estimación de peligro y vulnerabilidad por inundaciones por inundaciones en zonas urbanas, Ciudad Universitaria, 28 de noviembre del 2011: Semana de

riesgos naturales y antropogénicos, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Fuentes, O. y Franco, V. (1996) Manual de estudio hidrológico para obras de protección. Manual de Ingeniería de Ríos, Capítulo 3, Instituto de Ingeniería, UNAM, México. Cuadernos de investigación, No. 26, CENAPRED, México 1996.

Gieck, K. (1981). Manual de Formulas Técnicas. Rep. y Servicios de Ingeniería S.A., Sección A-5 México D.F. pp. 105.

Goel, N. K.; Sheth, S. M. y Chandra, S. (1998), "Multivariate modeling of flood flows", JHE, Vol. 124, No. 2. pp. 144-155.

Gómez, M. (1988). Contribución al estudio del movimiento variable en lámina libre en las redes de alcantarillado. Aplicaciones. Tesis Doctoral, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Gómez, M. (1992). Análisis hidráulico de las redes de drenaje urbano. En: Inundaciones y redes de drenaje urbano, J. Dolz, M. Gómez, J.P. Martín (editores), Monografías del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos No. 10, Madrid. pp. 59-78.

Gómez, M. (2007) Hidrología Urbana, FLUMEN, Dinámica Fluvial e Ingeniería Hidrológica, Barcelona. pp. 81, 119.

- Graf, W. H. (1971) *Hydraulics of Sediment Transport*, McGraw Hill. Series in Water Resources and Environmental Engineering. New York. pp. 337-386.
- Guichard, R., Coello, C., Aguilar, S., Dominguez, M. y Muciño, P. (2014). Obtención de los factores de reducción por área en la cuenca alta del río Grijalva, utilizando información actualizada.
- Guerrero, O. (1995). Ecuación Modificada de Colebrook-White. *Revista Ingeniería Hidráulica*, Vol. X, Enero-Abril. México. pp. 43-48.
- Haestad Methods y Durrans S. (2003) *Stormwater conveyance modeling and design*. Chapter 5. Modeling Runoff. Haestad Press. Waterbury. Connecticut.
- Hank, C., Guerrero, G., Moreno, A. et al. (1982). *Manual de hidráulica urbana*, tomo 1, teoría general. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. México D.F. pp 104.
- IMTA (2013). Programa para el manejo integral del agua pluvial de la ciudad de Chetumal, Quintana Roo. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, proyecto: HC1235.3. Jiutepec, Morelos.
- IMTA (2014). Extractor rápido de información climatológica, ERIC II versión 3.2, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, recuperado el 11 de noviembre del 2013 de: <https://www.imta.gob.mx/productos/software/eric-iii-version-3-2-extractor-rapido-de-informacion-climatolo-detail>.
- IMTA-CONAGUA-CONACYT. (2015) Estudio de riesgo de inundaciones en zonas urbanas de la República Mexicana, fondo sectorial de investigación y desarrollo sobre el agua. Clave del proyecto 167009, Jiutepec, Mor.
- Kibler, D. (1982) *Urban Stormwater Hydrology*, Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington, D. C.
- Kisieliev, P. (1961) *Manual de cálculos hidráulicos*, GEIL, Moscú.
- Kite, G. (1988) *Frequency and risk analysis in hydrology*, Water resources publications, Colo. St. Univ Fort Collins
- Lewis, R., (2010), *Storm Water Management Model, User's Manual*, Cincinnati. OH: Environmental Protection Agency. pp. 285.
- Linsley, R. y Franzini, J. (1964). *Water Resources Engineering*. McGraw-Hill, New York, NY.
- Llaguno, O. (2014). Generación de mapas de riesgo considerando la topografía urbana, aplicado a la ciudad de Oaxaca de Juárez, Oaxaca. Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Jiutepec, Morelos.
- Loat, R., y Petrascheck, A. (1997). *Prise en compte des dangers dus aux crues dans la cadre des activités de l'aménagement du territoire, Dangers Naturels*. Bienne: Office Fédéral de l'Economie des Eaux (OFEE). En O. F. Office Fédéral de l'Economie des Eaux. pp. 29.
- López, A. (2007). Método Racional en zona urbana, bases conceptuales y aplicación en medio urbano, Curso de Hidrología Urbana, Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España, pp. 83.

- Marston, A. (1930). The theory of External Loads on Closed Conduits in the Ligth of the Lastest Experiments, bulletin No.96, Iowa Engineering Experiments Station. pp. 36.
- Martínez, E. (2005). Hidrología Práctica. España. Editorial del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Martínez, J. (2014). Impacto de la urbanización en el escurrimiento pluvial en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, Zacatepec, Morelos: Instituto Tecnológico de Zacatepec, tesis de licenciatura.
- Maza, A y García, F. (1984) Hidrodinámica Bases para hidráulica fluvial. Publ. D20, I. de I. Capítulo 1, UNAM. pp. 1-57.
- Maza, A. (1987) Introduction to river engineering, Publ. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Universitá Italiana per Stranieri. Italia. D71, DEPFI, UNAM. México. pp. 2-11.
- Maza, A. y Franco, V (1997), Obras de protección para control de inundaciones, Manual de ingeniería de Ríos, Instituto de Ingeniería, UNAM, No.591 cap. 15, México, DF.
- Mockus, V. (1972) Hydrologic soil-cover complexes. Hydrology in National Engineering Handbook, U.S. Soil Conservation Service, Washington, D.C. Chapter 9, section 4.
- Mostkow, M. (1956) Handbuch der Hydraulik, VEB Verlag Technik, Berlin. pp. 231.
- Nanía, L. (1999). Metodología Numérico Experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentia pluvial en una red de calles. Universidad Polytecnic de Catalunya, Tesis Doctoral, Barcelona.
- National Weather Service (1999), National Weather Service River Forecast System (NWS-RFS) user's manual of Hydrol., Natl. Weather Serv., NOAA, Silver Spring, Md.
- NRCS (2003) National Soil Survey Handbook, U.S. Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service Soils., title 430-VI. Recopilado el día 01 de diciembre del 2013 de <http://soils.usda.gov/technical/handbook/>.
- NSW (2005) Floodplain development manual, the management of flood liable land, News South Wales Government, Department of Infrastructure, Planning Natural Resources, Australia.
- Pérez, R.; Castillo, A. y De los Cobos, S. (2000) Introducción a la probabilidad. Universidad Autónoma Metropolitana, primera edición, México DF. pp. 23-81.
- Ramírez, A., (2000). Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. AMH-IMTA, México. Primera edición, pp. 175.
- Raudkivi, A. J. (1976) Loose boundary hydraulics, Pergamon Press, 2ª Ed. pp. 99-131.
- Ribera, L. (2004). Los mapas de riesgo de inundaciones, representación de la vulnerabilidad y aportación de las innovaciones tecnológicas. Documents d' Analisi Geografica Num. 43. Girona. pp. 153-171.



- Rockefeller, F. (2011). Water works rebuilding infrastructure creating jobs greening the environment. *Green For All*, pp. 5-29.
- Saint-Venant, A. (1871) *Théorie du mouvement non-permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit*. *Resúmenes de la Academia de Ciencias*. Vol. 73. Paris. pp. 237-240.
- Salas, M. A., (1999), "Obras de protección contra inundaciones", serie cuadernos de investigación, no. 49, Centro Nacional de Prevención de Desastres, noviembre, México.
- SCT (1990) *Isoyetas de Intensidad–Duración Frecuencia de la República Mexicana*, Subsecretaría de Infraestructura, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México DF.
- SCT (2001) *Manual de proyecto geométrico de carreteras*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, cuarta reimpresión, México.
- SCT (2014) *Normativa para la infraestructura del transporte, libro de construcción, tema carreteras, parte 1 conceptos de obra, título drenaje y subdrenaje del capítulo lavaderos*, N-CTR-CAR-1-03-006/00, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Selim, M., Ferreira da Silva (2001) *M. Fluvial processes*, IAHR Monograph, Delft.
- Shen, H. (1971) *W., River Mechanics*, Fort Collins, Colorado.
- Simons, D. y Sentürk, F. (1977) *Sediment Transport Technology*, Fort Collins, Colorado. pp. 362.
- Sotelo, G. (1994). *Hidráulica General*. México, Limusa. Volumen 1. México, D, F. pp. 409-561.
- Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de canales*. Facultad de Ingeniería, UNAM., México, D.F. pp. 836.
- Soto, G., y Guaycochea, D. (2007). *Curso taller de hidráulica aplicada al transporte de hidrocarburos líquidos por ducto*. UAM. México D.F.
- Spangler, M. (1941). *A theory on loads on negative projecting conduits*. *Proceedings, Highway Research Board*, 30, 1950. pp. 153.
- Springall, G. (1969) *Drenaje en cuencas pequeñas*, publicación 143 del Instituto de Ingeniería, UNAM. México.
- Springall, G. (1970). *Hidrología Primera Parte*. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México DF. pp. 1-159.
- Streeter, V. y Wylie, E. (1979) *Fluid Transients in Systems*. Prentice Hall, New Jersey.
- Streeter, V.; Wylie, E. y Bedford, K. (2000) *Mecánica de Fluidos*, McGraw Hill, Novena edición.
- Swamee, P. y Jain, A. (1976) *Explicit Equations for Pipe-Flow Problems*, *Journal of the Hydraulics Division*, 102. pp. 657-664.

Témez, P. (1992). Control del desarrollo urbano en zonas inundables. Inundaciones y redes de drenaje urbano, Monografías del Colegios de Ingenieros de Caminos, Canales, Puertos, Madrid, pp. 105-115.

Tholin, A. y Keifer, C. (1959). The Hydrology of Urban Runoff. Journal of the sanitary engineering division. ASCE. pp. 47-105.

TRHEC (2006) Rainwater Harvesting Potential and Guidelines for Texas. Texas Rainwater Harvesting Evaluation Committee, report to the 80th legislature, Texas Water Development Board, Austin Texas.

Walpole, R. y Myers, R. (1998). Probabilidad y Estadística para administradores, Pearson Prentice Hall, México, Sexta edición, pp. 290-355.

Weiss, L. y Wilson, W. (1958). Precipitation Gage Shields. No 43 of the International Association of Scientific Hydrology, General Assembly of Toronto. 3-4, Gentbrugge, Belgium. pp. 42.

World Meteorological Organization (1973). Manual for estimation of Probable Maximum Precipitation. Operational Hydrology Report No 1. WMO No 332. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland.



# A

## ANEXO AJUSTE DE REGISTROS

Entonces para que los datos registrados en la estación en todos los años sean consistentes, los registros anteriores al cambio de pendiente se deben corregir multiplicándolos por un factor de ajuste.

Para que el ajuste sea confiable se debe contar con registros de cuando menos diez estaciones y se recomienda hacer un ajuste para la época de lluvias y otro para el estiaje.

### A.1 AJUSTE DE PRECIPITACIONES DIARIAS

Cuando los boletines hidrológicos proporcionan registros de lluvia cada 24 horas, y no se conoce la duración real de la tormenta, se presenta una dificultad, cuando la tormenta dura menos de 24 horas. En este caso se requiere contar con una estación pluviográfica para tratar de relacionar los registros diarios de los pluviómetros, empleando la curva-masa.

Si la duración de la tormenta es mayor de 24 horas, se puede hacer un ajuste para obtener la

lluvia correspondiente a esta duración.

Durante el tiempo que una estación se encuentra en operación, se pueden presentar modificaciones en las condiciones de medición; como por ejemplo, cambio de operador, de localización o de las condiciones adyacentes, por lo que los registros de lluvia sufren alteraciones que pueden llegar a ser importantes en cuanto a su homogeneidad.

Para conocer cuánto se han afectado los registros se usa la técnica llamada curva masa doble, que se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación media acumulada para varias estaciones no es muy sensible a cambios en una de ellas, debido a que muchos de los errores se compensan mientras que la lluvia acumulada de una estación en particular se afecta de inmediato ante la presencia de cambios importantes.

De tal manera que si en una gráfica se presenta en un eje la precipitación media anual acumulada de varias estaciones circundantes a la estación en estudio y en el otro eje la lluvia anual acumulada de la estación en cuestión, se obtendrá una línea recta, siempre que en ésta no hayan existido mo-

dificaciones o no sean importantes; en caso contrario la pendiente de la línea se altera en el año a partir del cual la estación comenzó a operar en condiciones diferentes.

Si se desea conocer la precipitación máxima en un intervalo de 24 horas y se tiene el registro de una tormenta, que ha durado  $n$  días, ésta puede calcularse usando la expresión siguiente:

$$P = P_a + \frac{1}{2}P_b \quad \text{Ecuación A.1}$$

donde:

- $P$  = Precipitación máxima en 24 horas (mm)
- $P_a$  = Precipitación máxima registrada en un día, dentro de los  $n$  días que dura la tormenta (mm)
- $P_b$  = Máxima precipitación un día antes o un día después de presentarse  $P_a$ , (mm)

## A.2 REGIONALIZACIÓN DE TORMENTAS

En los estudios de hidrología urbana es frecuente que la información disponible sea escasa, problema que se acentúa cuando, como se hace con los métodos tradicionales, los parámetros más significativos para el diseño se obtienen empleando sólo la información de la estación más cercana al sitio en estudio y se desprecia aquella proporcionada por otras estaciones vecinas.

En cambio, un estudio regional permite aprovechar muchas características que son comunes para todos los puntos de la región, aun considerando las diferencias que distinguen un punto de

otro en la región. En este sentido, puede decirse que regionalizar equivale a obtener fórmulas o procedimientos que pueden aplicarse a toda una región, aprovechando las características comunes a todos los puntos y señalando la forma en la que influyen para el fenómeno en estudio.

La utilización de este método sólo es viable cuando se cuenta con suficientes estaciones que aporten información confiable; lo cual no es posible en la mayoría de los casos. Sin embargo, es importante conocer este planteamiento y las consideraciones que el proyectista debe tomar en cuenta.

### A.2.1. REGIONALIZACIÓN DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS

La regionalización de la precipitación máxima se hace mediante la elaboración de planos de isoyetas para una duración de 24 horas y para otra menor a dos horas, ya que estos permiten tomar en cuenta la variación espacial de la lluvia.

Se recomienda utilizar la duración de 24 horas porque la precipitación es medida generalmente en pluviómetros, cuyo registro se hace para ese tiempo. El plano de isoyetas para una duración menor a dos horas tiene como objetivo tomar en cuenta que la mayoría de las lluvias que provocan incrementos notables en el escurrimiento en cuencas urbanas tienen una duración menor a dos horas.

Los planos de isoyetas indicados anteriormente deben tener asignado un periodo de retorno común, por ejemplo, en obras de drenaje pluvial urbano el periodo de retorno se selecciona de acuerdo al tipo de infraestructura pluvial, nú-

mero de habitantes y/o zona (CONAGUA, 1996), pero se puede escoger uno mayor si en todas las estaciones utilizadas se dispone de un registro grande, ya que de esta manera los resultados generales son confiables y a la vez se puede detectar si existe información incongruente en algunas estaciones con respecto a la obtenida para toda la cuenca.

### A.2.2. PLANOS DE ISOYETAS

Si se considera que el tipo de fenómeno que provoca las precipitaciones máximas en la cuenca (ciclónico, convectivo, etc.), es el mismo para cualquier duración que se considere, puede suponerse que la forma de las isoyetas será igual para las diferentes duraciones y solamente cambiará el valor asignado en cada isoyeta. En estas condiciones, se puede utilizar la forma de las isoyetas medias anuales como base, y con la información correspondiente a otras duraciones, determinar el valor que debe asignarse a cada una de ellas.

A continuación, se describe con mayor detalle la elaboración de estos planos para duraciones de 30 minutos y 24 horas.

#### ***Plano de isoyetas para una duración de 30 minutos y un periodo de retorno dado***

Para dibujar un plano de isoyetas se utiliza una relación entre la intensidad de lluvia, medida en forma puntual, y la duración correspondiente, tomando ambos valores para un periodo de retorno común. La relación anterior es válida para duraciones entre 5 y 120 minutos, y se expresa con la fórmula:

$$i = \frac{\alpha}{d + \beta} \quad \text{Ecuación A.2}$$

donde:

- $i$  = Intensidad de la lluvia (mm/h)
- $d$  = Duración (minutos)
- $\alpha, \beta$  = Coeficientes que se obtienen al hacer el ajuste con los datos registrados en cada estación

Conocido el valor de la intensidad de lluvia para una duración dada, se obtiene su correspondiente valor de precipitación para cada estación, y se dibuja el plano de isoyetas, tomando como base la forma de las isoyetas medias anuales, de manera que si el valor de precipitación calculado para alguna estación no corresponde al asignado a las isoyetas, éste se desecha.

#### ***Plano de isoyetas para una duración de 24 h y un periodo de retorno dado***

Para su construcción se utiliza la misma metodología que se describe para el plano de isoyetas de 30 minutos, sólo que los valores son obtenidos del análisis estadístico de las precipitaciones registradas en los pluviómetros. Este análisis consiste en ajustar para cada estación una función de distribución de probabilidad como: Gumbel, exponencial, etc., a los valores de precipitación registrados en ella; es decir, se obtienen los valores máximos anuales registrados en la estación, para una duración de 24 horas y posteriormente se les ajusta una función de distribución.

#### ***Factores de ajuste por duración, periodo de retorno y área***

Para determinar el valor de la precipitación correspondiente a cualquier duración, periodo de retorno y área, se calculan los llamados factores de ajuste que permiten transformar el

valor puntual a uno promedio para la zona en estudio. A continuación se describe la manera de calcular cada uno de ellos, así como algunos criterios sobre la obtención del factor de ajuste por área.

### **Factor de ajuste por duración**

Este factor se obtiene de acuerdo al procedimiento siguiente:

1. Se comprueba si los factores para cada duración son únicos en toda la cuenca; es decir, son o no independientes del punto en estudio, para ello se procede de la manera siguiente:
  - a. Se establece una relación entre la intensidad de la lluvia y la duración, se puede usar la Ecuación A.3
  - b. Se seleccionan dos valores de  $\alpha$  y sus correspondientes  $\beta$ , los cuales deben corresponder al máximo y mínimo de los valores de dicha variable, exceptuando aquellos valores que estén fuera del orden
  - c. Para cada condición de  $\alpha$  y  $\beta$ , se calcula la intensidad de lluvia, para duraciones entre 15 minutos y 24 horas. Cada intensidad se transforma a precipitación y los valores obtenidos se expresan como un factor de la de 24 horas, es decir, se divide cada valor de precipitación entre el correspondiente al de 24 horas
  - d. Se comparan los valores obtenidos para cada  $\alpha$  y para duraciones comunes. Si en general, los valores calculados no difieren en 10 por ciento entre ellos, se acepta que el factor de ajuste para cada duración es independiente de la ubicación del

punto en la cuenca; si por el contrario, los valores son diferentes entre sí, se tiene que hacer una división de la cuenca en regiones para lograr que el factor de ajuste por duración sea independiente de la ubicación en cada región donde se hace el análisis. En ambos casos, la secuencia de cálculo de los pasos b), c) y d), que se describe a continuación, es igual

2. Para cada estación se calcula la precipitación correspondiente a una duración de 24 horas utilizando la relación que se menciona en el paso "a" previo y se comparan con las que se obtienen del análisis estadístico de las precipitaciones registradas en los pluviómetros. Esto tiene como objeto el determinar si el factor de ajuste por duración es único o se tienen que calcular factores de ajuste para diferentes rangos de duración
3. Se definen cuantos factores de ajuste por duración se necesitan
  - a. Si la comparación de los resultados obtenidos en el paso b) anterior tiene semejanza entre ellos, se calcula un factor único de ajuste
  - b. Si la comparación de los resultados obtenidos en el paso b) no tiene semejanza entre ellos, se debe calcular un grupo de factores de ajuste

Dependiendo de la duración, se calculan los factores de ajuste de la manera siguiente:

### **Factor de ajuste para duraciones menores de 2 horas**

- a) De la relación elegida en el paso a), se obtienen los valores de intensidad de lluvia correspondiente a diferentes duraciones; por ejemplo, 15, 30, 60 y 120 minutos, luego se transforman a precipitaciones

- b) Se escoge una duración dentro del intervalo como, por ejemplo, la de 30 minutos y se calcula la intensidad de lluvia correspondiente
- c) Se dividen los valores calculados en el inciso a) entre los del inciso b); los resultados obtenidos son los factores de ajuste para cada duración.

**Factor de ajuste para duraciones entre 2 y 24 horas**

- a) Se seleccionan las estaciones que tengan valores de precipitación registrados en pluviógrafos y pluviómetros
- b) Para un periodo de retorno de n años, se obtiene para cada estación el valor de las intensidades de lluvia correspondientes a duraciones entre 2 y 24 horas y se transforman a altura de precipitación. Además, del análisis estadístico de cada estación, se calcula la precipitación para 24 horas y n años de periodo de retorno
- c) Para cada estación se construye una gráfica como la que se muestra en la Ilustración A.1, con los valores calculados en el inciso b); las escalas de la Ilustración A.1 son logarítmicas, ya que la precipitación y la duración están ligadas con una relación:

$$P = ad^b \quad \text{Ecuación A.3}$$

donde:

- $P$  = Intensidad de la lluvia (mm/h)
- $d$  = Duración (minutos)
- $a, b$  = Coeficientes que se obtienen al hacer el ajuste con los datos registrados en cada estación

La línea punteada corresponde a los valores de precipitación que se obtienen para diferentes duraciones utilizando

para ello la relación elegida en el paso a), Ecuación A.3. Los valores de precipitación para una duración de 24 horas, calculados con el análisis estadístico de los pluviómetros, son diferentes por lo que para la precipitación para duraciones comprendidas entre 2 y 24 horas se utiliza la línea llena. Para determinar la ecuación de la recta, en papel logarítmico, que pasa por los puntos  $\overline{ab}$ , se utiliza la expresión:

$$\ln P = a + b \ln d \quad \text{Ecuación A.4}$$

- d) Los valores de a y b se obtienen al hacer el ajuste con los puntos conocidos y, una vez hecho esto, se calculan los valores de precipitación para duraciones entre 2 y 24 horas
- e) Se repite el paso c) tantas veces como estaciones se seleccionaron en el inciso a)
- f) Para cada estación, se dividen los valores de precipitación para diferentes duraciones entre la de 24 horas
- g) Se calcula el factor de ajuste, promediando los valores calculados en el inciso e) para duraciones comunes

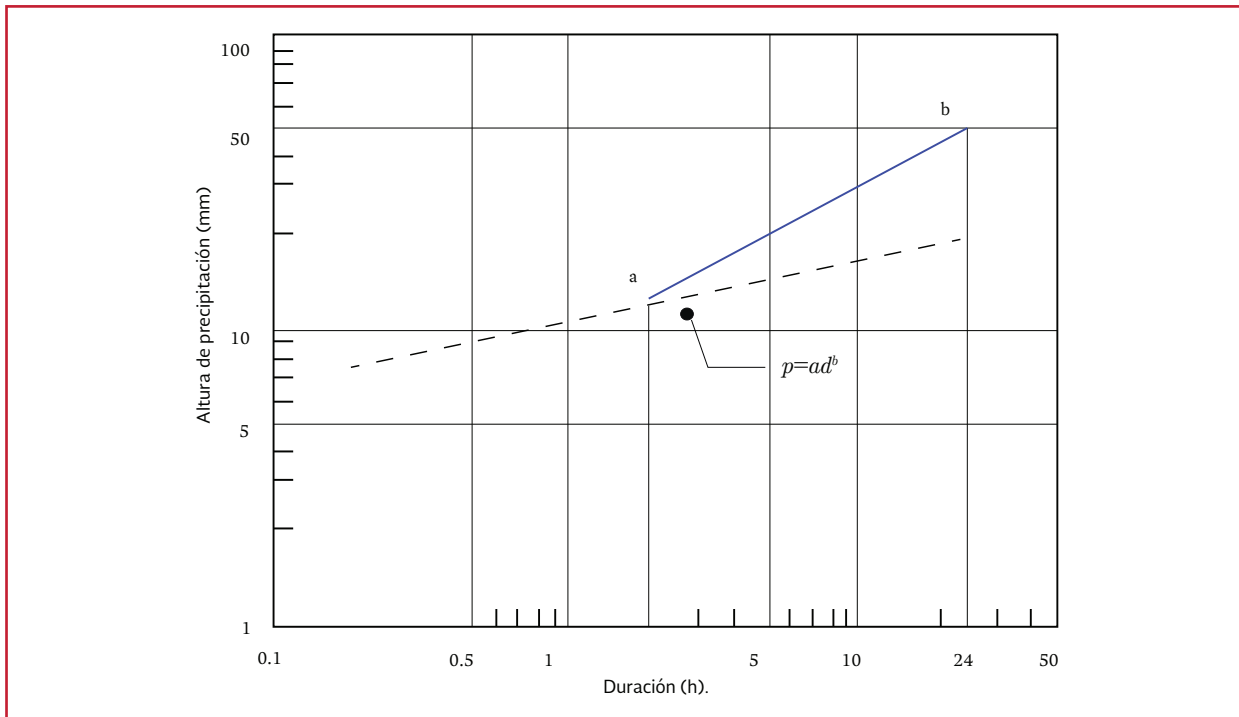
**Factor de ajuste por periodo de retorno**

Para calcular este factor se requieren mediciones de altura de lluvia para una duración de 24 horas, registrados en cada una de las estaciones que se encuentran en la cuenca. El procedimiento para calcular el factor de ajuste consiste en lo siguiente:

- a) Para cada estación, se seleccionan los registros máximos de lluvia para cada año y se les ajusta una función de distribución



Ilustración A.1 Recta para obtener el factor de ajuste



de probabilidad, como son las del tipo exponencial, Gumbel, etcétera

- b) Una vez conocida la función de distribución, se obtienen los valores de precipitación para diferentes periodos de retorno
- c) Se selecciona un periodo de retorno y se calcula su valor de precipitación correspondiente; el periodo de retorno debe ser el mismo que se escogió para el factor de ajuste por duración
- d) Se divide cada uno de los valores del inciso b) entre los del inciso c)
- e) Se comparan los valores obtenidos en el inciso d) con los de todas las estaciones. Si son muy parecidos, se toma un valor medio para cada periodo de retorno y dicho valor corresponde al factor de ajuste. Si por el contrario, no se tiene semejanza, se divide la zona en regiones hasta lograr que los valores del inciso d)

sean semejantes entre sí de acuerdo con el grupo de estaciones de cada región

### **Factor de ajuste por áreas**

Una gran parte de los problemas prácticos están relacionados con el volumen de lluvia que cae sobre cierta área, por lo que se necesita estimar la precipitación media que cae sobre ella. Esta precipitación es menor que la precipitación puntual y puede ser obtenida como una proporción de esta. Para encontrar la proporción en que debe modificarse el valor de la precipitación puntual, se calcula un factor de ajuste por área, válido para una duración determinada, y que normalmente no varía con el periodo de retorno.

Para obtener el factor de ajuste por área existen diversos criterios, a continuación se describen tres de ellos.

**Factor de ajuste por área considerando tormentas centradas**

Se denomina de tormenta centrada, porque el área en estudio se ubica de modo que el máximo valor de lluvia puntual registrado se ubique en medio de ella. El factor de ajuste se obtiene con la relación:

$$FRA = \frac{\bar{P}_1}{P_2} \quad \text{Ecuación A.5}$$

donde:

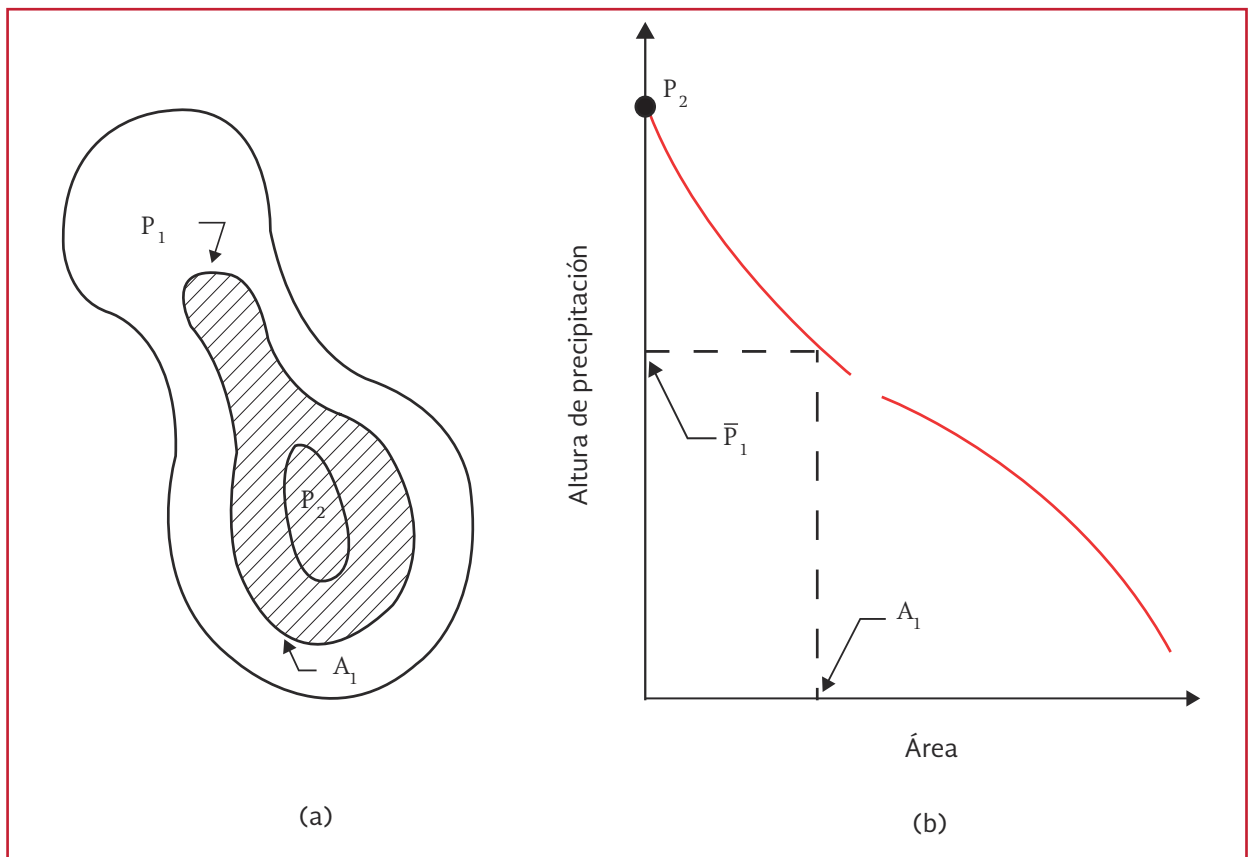
- $FRA$  = Factor de reducción por área
- $\bar{P}_1$  = Precipitación media máxima en la cuenca para una determinada duración

$P_2$  = Precipitación máxima puntual para la misma tormenta y duración para la que se calcula  $P_1$

Para obtener  $FRA$  se realizan los pasos siguientes:

- a) Se elige un conjunto de tormentas para una duración determinada, por ejemplo, de 24 horas
- b) Se dibuja el plano de isoyetas para cada una de las tormentas
- c) Se forma una gráfica, donde en las abscisas se colocan los valores de las áreas que forman las isoyetas y, en las ordenadas las alturas de precipitación correspondientes (Ilustración A.2). Se obtienen tantas figuras de este tipo como planos de isoyetas se tengan

Ilustración A.2 Obtención del factor de ajuste por áreas, considerando tormentas centradas



- d) De la Figura anterior, se obtiene la precipitación media ( $\bar{P}_1$ ) para el área que se desea estudiar
- e) El valor de  $P_2$ , corresponde al máximo valor puntual en el plano de isoyetas
- f) Se calcula el cociente  $\bar{P}_1/P_2$
- g) Se calcula  $F_a$  como un promedio de todos los valores de  $\bar{P}_1/P_2$  calculados
- h) El procedimiento descrito se aplica para diferentes áreas y se obtiene el *FRA* para cada una de ellas

**Factor de ajuste por área considerando áreas fijas**

Se llama de áreas fijas, debido a que la ubicación de esta corresponde a la cuenca en estudio, y por tanto, no cambia en la secuencia de cálculo. El factor de ajuste se obtiene con la relación:

$$FRA = \frac{\bar{P}_3}{P_4} \quad \text{Ecuación A.6}$$

donde:

- $\bar{P}_3$  = Precipitación media máxima anual para una duración y área dadas
- $P_4$  = Precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área para la misma duración para la cual se obtiene  $\bar{P}_3$

La manera de obtener *FRA* con este criterio consiste en el procedimiento siguiente:

- a) Con los registros de las estaciones de la cuenca, se calcula para cada tormenta, la precipitación media sobre toda el área, ya sea con el método de isoyetas o él de Thiessen, y se designa como *P*

- b) Se selecciona el máximo valor de *P* para cada año; es decir, se tiene  $P_1$  en el primer año;  $P_2$  en el segundo año y así sucesivamente hasta el año *n*
- c) Se calcula la precipitación media máxima anual como:

$$\bar{P}_3 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P(i) \quad \text{Ecuación A.7}$$

donde:

- $P_i$  = Precipitación máxima anual correspondiente al año *i*
- n* = Número de años

- d) En los registros de cada estación, se selecciona la precipitación máxima registrada en el año; es decir, se tiene  $P_j(1), P_j(2), P_j(n)$  en la estación *j*, para todas las estaciones
- e) Se calcula la precipitación media máxima puntual para cada estación como:

$$\bar{P}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_j(i) \quad \text{Ecuación A.8}$$

donde:

- $\bar{P}_j$  = Precipitación media máxima puntual
- $P_j(i)$  = Precipitación máxima registrada en la estación *j* para el año *i*

- f) Se calcula la precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área, con la expresión:

$$\bar{P}_4 = \omega_1 \bar{P}_1 + \omega_2 \bar{P}_2 + \dots + \omega_j \bar{P}_j \quad \text{Ecuación A.9}$$

donde:

- $\bar{P}_4$  = Precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área para la misma duración para la cual se obtiene  $P_3$
- $\omega_j$  = Porcentaje del área de influencia de cada estación  $j$  dentro de la cuenca, calculado con el método de Thiessen

- g) Se calcula el cociente.  $P_3/P_4$ ,  
h) Se repite el procedimiento para otras duraciones

### **Factor de ajuste por área empleando el criterio inglés**

Este método considera que el factor de ajuste por área ( $F_a$ ) es simplemente la relación entre la precipitación media en toda el área y la puntual, para el mismo periodo de retorno y duración. El factor de ajuste se obtiene con la expresión:

$$FRA = \frac{P_5}{P_6} \quad \text{Ecuación A.10}$$

donde:

- $P_5$  = Precipitación en cualquier punto dentro de una determinada área, correspondiente al día en que ocurrió la precipitación máxima anual sobre toda la cuenca
- $P_6$  = Precipitación máxima anual sobre toda la cuenca para el mismo punto, duración y año que  $P_5$

La manera de obtener el factor de ajuste con este criterio es la siguiente:

- a) Para cada día de interés, con los valores de precipitación registrados en las estaciones, se calcula la precipitación media sobre toda el área y se designa como  $\bar{P}$
- b) Se selecciona entre todos los valores de  $\bar{P}$  calculados en el paso a), el máximo. Lo anterior se hace para cada año y se anota el día en que ocurrió
- c) Se anota el valor de lluvia puntual que se registró en cada estación para el día seleccionado en el paso b) y se designa como  $p_1, p_2, \dots, p_j$ . Así,  $p_j$  es la precipitación puntual registrada en la estación  $j$  que corresponde al día para el cual se tiene la  $P$  máxima en el año
- d) Para el mismo año, se busca el valor de precipitación máxima registrada en cada estación, independientemente del día en que haya ocurrido y se indica como  $P_1, P_2, \dots, P_j$ , siendo  $P_j$  la precipitación puntual máxima registrada en la estación  $j$ . Algunas veces  $p_j$  y  $P_j$  pueden ser iguales y en otras  $P_j$  es mayor que  $p_j$
- e) Para cada estación se calcula  $p_j/P_j$
- f) Se repiten los pasos del inciso a) al e) para todos los años
- g) Se calcula el factor de ajuste como un promedio de los valores calculados en el paso f)
- h) Se repite el procedimiento para otras duraciones

### **Influencia de la relación entre la forma de las isoyetas y la de la cuenca**

En el análisis para calcular el factor de ajuste por área, de acuerdo a los criterios presentados, no se considera la forma de las isoyetas ni la manera como pueden acomodarse sobre la cuenca. Para tomar en cuenta lo anterior, se necesita primero, con

base en la información registrada, construir los planos de isoyetas para diferentes tormentas y revisando cada uno, definir de manera general si las isoyetas tienen alguna forma geométrica aproximada a un círculo o a una elipse. Una vez que se define la forma que puedan tener las isoyetas, se calcula el valor de la lluvia de diseño con los factores descritos anteriormente y, se procede a construir el plano de las mismas.

Para construir el plano de isoyetas a partir del valor de la lluvia de diseño, se pueden utilizar los dos procedimientos que se describen a continuación; por otra parte, con ayuda de este plano es posible calcular una precipitación media sobre la cuenca que es más representativa que el valor puntual. Para realizar lo anterior es necesario conocer la forma de la cuenca.

### Plano de isoyetas circulares

Para construir el plano se utiliza la ecuación siguiente:

$$\bar{P} = P_e^{-kA^n} \quad \text{Ecuación A.11}$$

donde:

- $\bar{P}$  = Precipitación media sobre la cuenca
- $P_e$  = Precipitación calculada y corregida con los factores de ajuste descritos
- $k, n$  = Constantes que se obtienen a partir de los valores registrados
- $A$  = Área de la isoyeta, igual al área de un círculo

Para calcular los parámetros  $k$  y  $n$  se procede de la manera siguiente:

- a) Se seleccionan dos parejas de valores conocidos:

$$\left(\frac{\bar{P}_1}{P}, A_1\right) \text{ y } \left(\frac{\bar{P}_2}{P}, A_2\right)$$

$\bar{P}_1$  y  $\bar{P}_2$  se calculan con el método de isoyetas o el de Thiessen y  $P$  corresponde al valor de la lluvia que se tiene en el centro de la tormenta

- b) Con los valores de  $\bar{P}_1/P$  y  $\bar{P}_2/P$  se obtienen los valores correspondientes de  $kA_n$ . Los valores calculados se designan como  $x_1$  y  $x_2$
- c) El valor de  $n$  se determina con la expresión:

$$\left[\frac{A_1}{A_2}\right]^n = \frac{x_1}{x_2} \quad \text{Ecuación A.12}$$

- d) El valor de  $k$  se calcula con la ecuación:

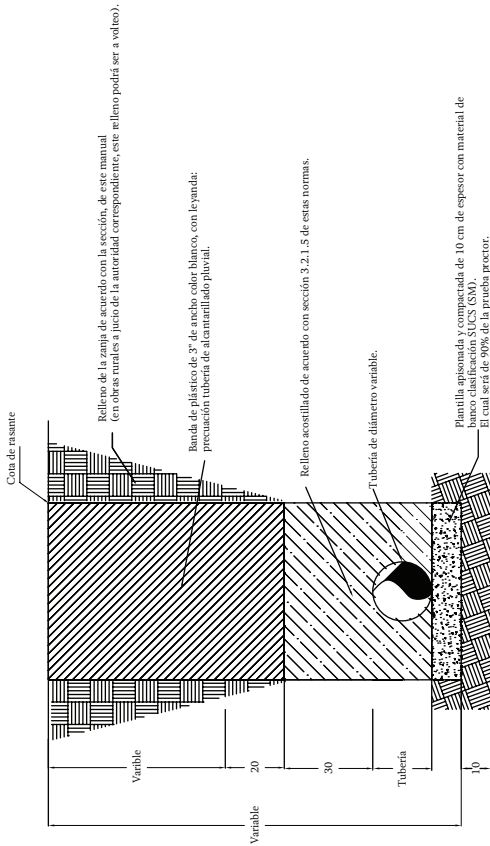
$$k = \frac{x_1}{A_1^n} = \frac{x_2}{A_2^n} \quad \text{Ecuación A.13}$$

- e) Conocidos  $k$  y  $n$ , se dibuja el plano de isoyetas, tomando para ello diferentes áreas
- f) El plano de las isoyetas se ubica en el centro de la cuenca

# B

## ANEXO PLANOS EJECUTIVOS

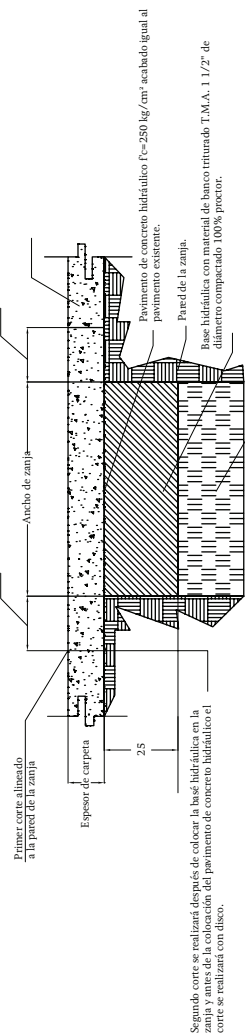
# Plano B.1 Sección de zanja y reposición de pavimento



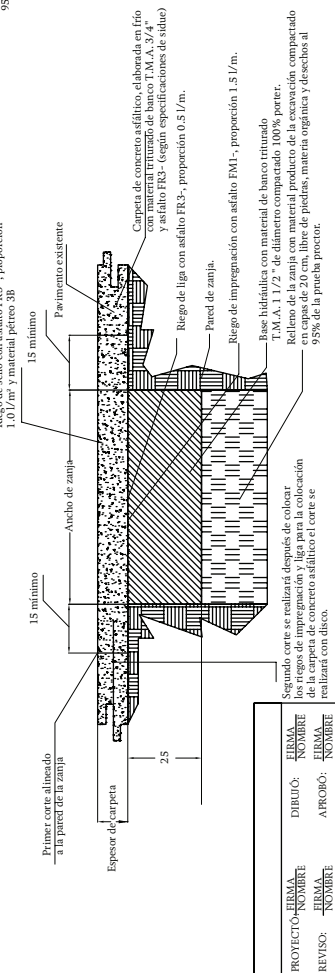
Ancho de zanja b en cm

Diámetro Nominal	Hasta de plg	Profundidad de zanja									
		Ds a	Ds a	Ds a	Ds a	Ds a	Ds a	Ds a	Ds a	Ds a	Ds a
20	8	60	70	70	70	70	70	70	70	70	75
25	10	70	80	75	75	75	75	75	75	75	75
30	12	80	90	90	90	90	90	90	90	90	90
38	15	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
45	18	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125
53	21	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
61	24	145	145	145	145	145	145	145	145	145	145
68	27	155	155	155	155	155	155	155	155	155	155
76	30	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175
91	36	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190
107	42	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210
122	48	245	245	245	245	245	245	245	245	245	245
152	60	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280
183	72	320	320	320	320	320	320	320	320	320	320
213	84	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360
244	20										

## Detalle de reposición de concreto hidráulico



## Detalle reposición carpeta asfáltica



PROYECTO:	ERMA	ERMA
REVISO:	NOBRE	NOBRE
APROBÓ:	ERMA	ERMA
	NOBRE	NOBRE

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

SIMBOLOGIA

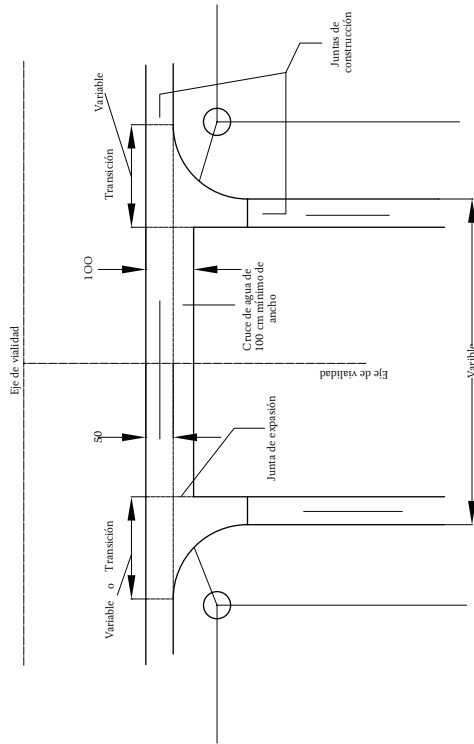
NOTAS

- \* El espesor de la nueva carpeta será igual al espesor de la carpeta existente.
- \* Toda acotación en centímetros excepto donde se indique otra unidad



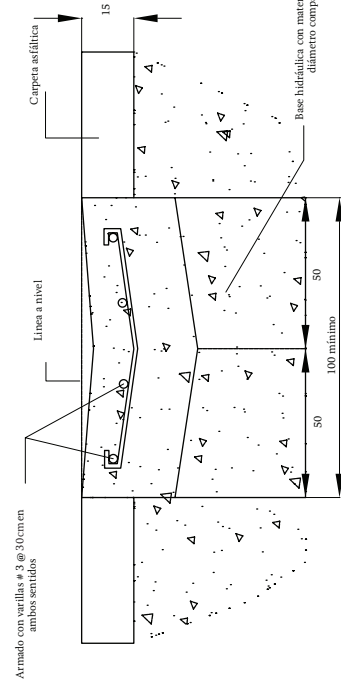
MEXICO CONAGUA  
 INSTITUTO NACIONAL DE CUA  
 SECCIÓN DE CALA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTO  
 PROYECTO: ERMA  
 REVISOR: NOBRE  
 APROBADO: ERMA  
 ESCALA: 1:100

Plano B.2. Cuneta de concreto



Detalle de cruce de agua

Especificaciones
1.- Concreto $f'c=250$ kg/cm <sup>2</sup> , tamaño máximo del agregado de 19 mm (3/4").
2.- Armado con varillas del # 3 @ 30cm en ambos sentidos, 4.5 cm del nivel inferior.
3.- Acabado floreado fino con doblez perimetral.
4.- Utilizar curarreteo una vez terminado el acabado.
5.- Se construirán cunetas en los cruces donde existan pasos de agua.

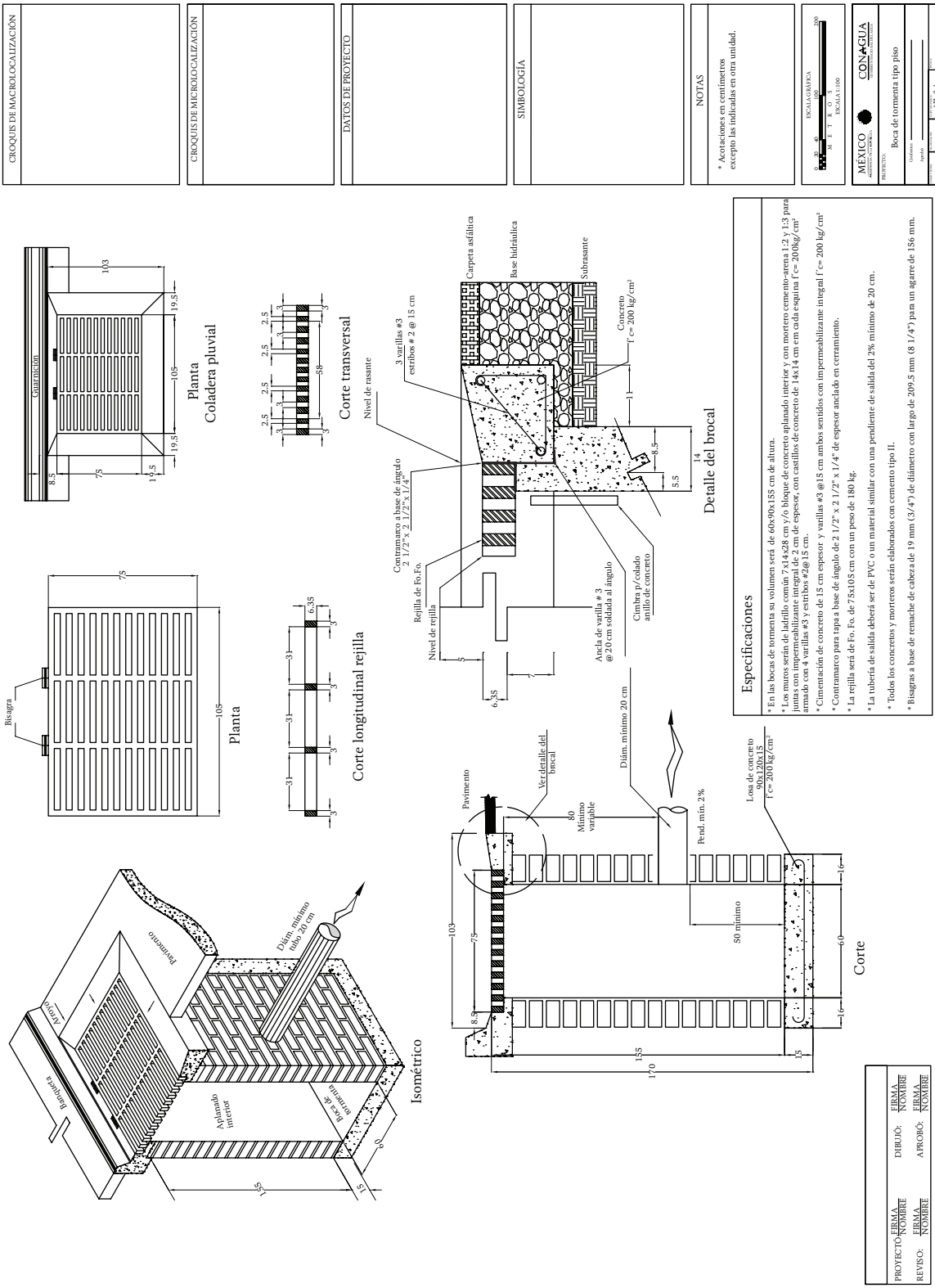


Detalle de cuneta de concreto

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DATOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA
NOTAS * Anotaciones en centímetros excepto las indicadas en otra unidad.
<p>ESCALA GRÁFICA</p> <p>ESCALA 1:100</p>
<p>MÉXICO</p> <p>PROYECTO: Cuneta de concreto</p> <p>CONAGUA</p>
<p>FIRMA NOMBRE</p> <p>DIBUJO: NOMBRE</p> <p>REVISÓ: NOMBRE</p> <p>APROBÓ: NOMBRE</p>
<p>AFI-2</p>



Plano B.3 Boca de tormenta tipo piso



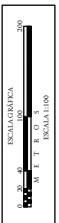
CROQUIS DE MACROLOCALIZACION
------------------------------

CROQUIS DE MICROLOCALIZACION
------------------------------

DATOS DE PROYECTO
-------------------

SIMBOLOGIA
------------

NOTAS
* Anotaciones en centímetros excepto las indicadas en otra unidad.

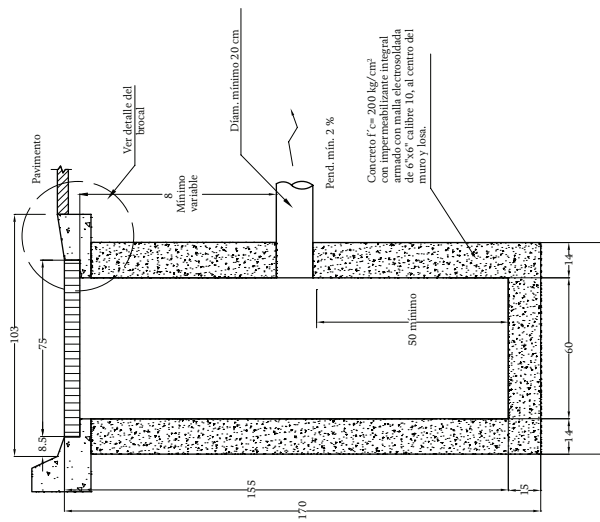


MEXICO	CONAGUA
PROYECTO	Boca de tormenta tipo piso
FECHA	
HOJA	
PROYECTO	MI-3.1

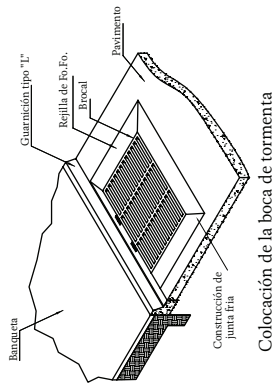
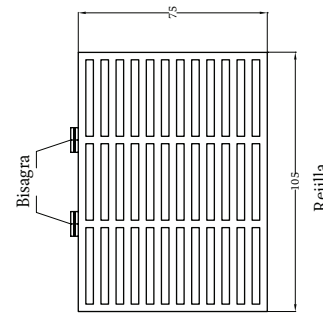
<b>Especificaciones</b>
* En las bocas de tormenta su volumen será de 60x90x155 cm de altura.
* Los muros serán de ladrillo común 7x14x28 cm y/o bloque de concreto apilado interior y con mortero cemento-arena 1:2 y 1:3 para juntas con impermeabilizante integral de 2 cm de espesor, con castillos de concreto de 14x14 cm cada espina $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ armado con 4 varillas #3 y estribos #2@15 cm.
* Cementación de concreto de 15 cm espesor y varillas #3 @ 15 cm ambos sentidos con impermeabilizante integral $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ armado con 4 varillas #3 y estribos #2@15 cm.
* Contorno para tapa a base de ángulo de 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4" de espesor anclado en cerramiento.
* La rejilla será de Fo. Fo. de 75x105 cm con un peso de 180 kg.
* La tubería de salida deberá ser de PVC o un material similar con una pendiente de salida del 2% mínimo de 20 cm.
* Todos los concretos y morteros serán elaborados con cemento tipo II.
* Bisagra a base de remache de cabeza de 19 mm (3/4") de diámetro con largo de 209.5 mm (8 1/4") para un agarre de 156 mm.

PROYECTO	FIRMA	DIBUJO	FIRMA
REVISOR	NOMBRE	APROBADO	NOMBRE

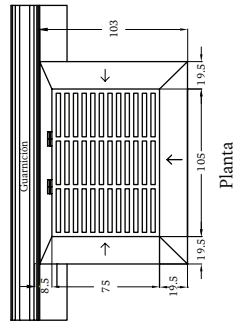
Plano B.4 Boca de tormenta tipo piso de concreto reforzado



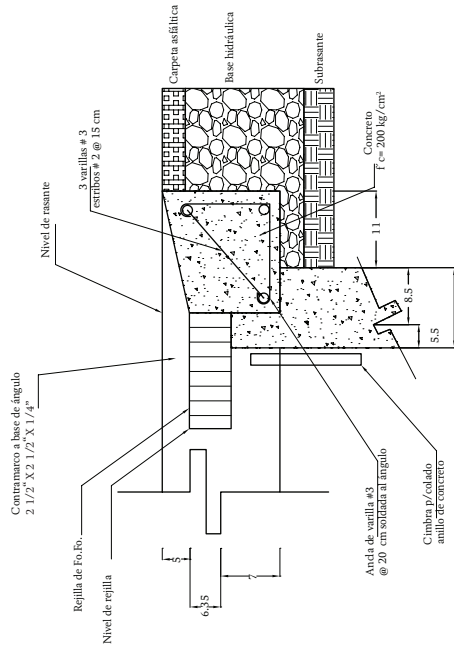
Corte



Colocación de la boca de tormenta



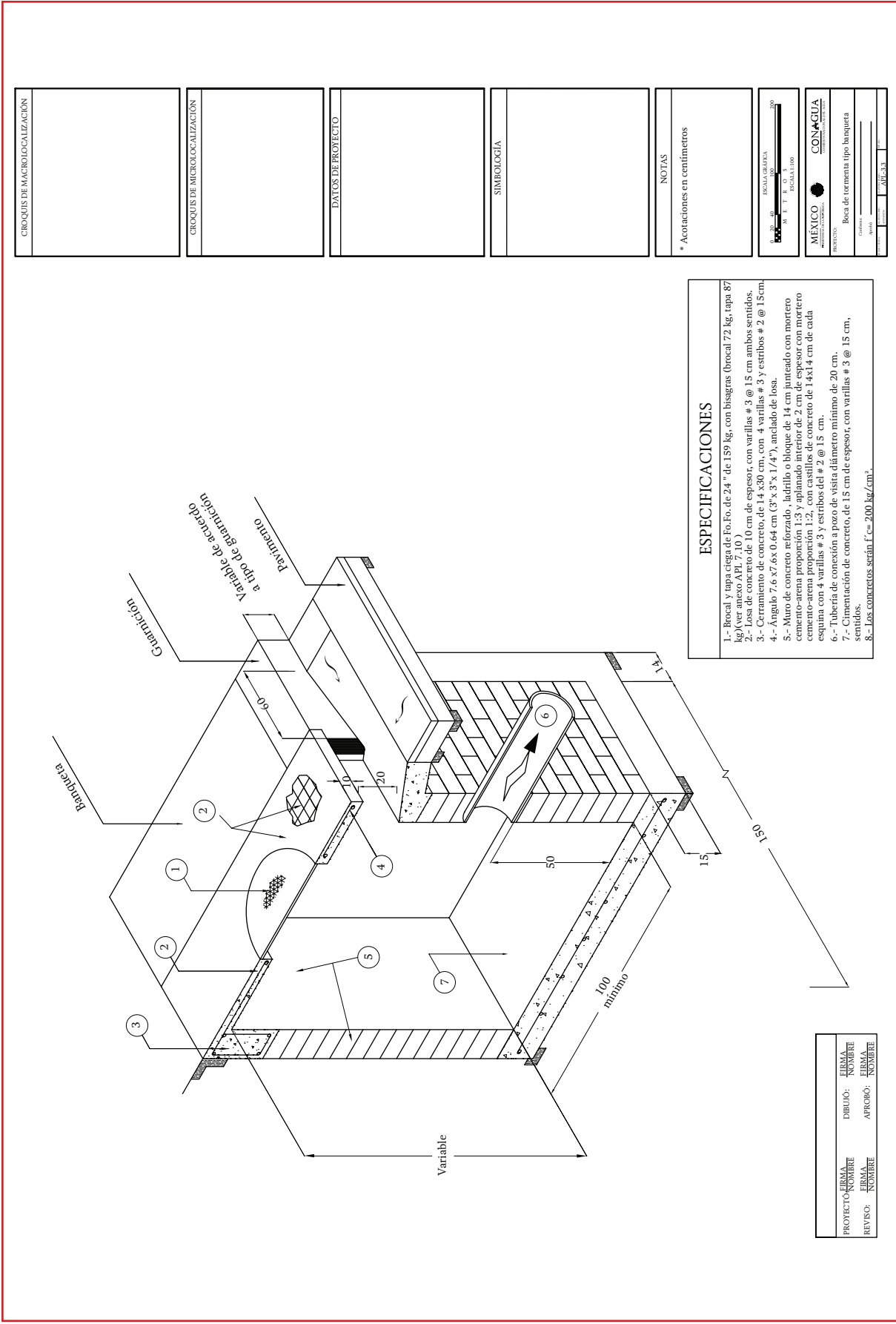
Planta



Detalle del brocal

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DAVOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA
NOTAS * Acomodaciones en centímetros excepto las indicadas en otra unidad
PROYECTO: Boca de tormenta tipo piso de concreto reforzado DISEÑO: _____ DIBUJO: _____ REVISOR: _____ APROBADO: _____ FECHA: _____ ASESOR: _____

Plano B.5 Boca de tormenta tipo banqueta

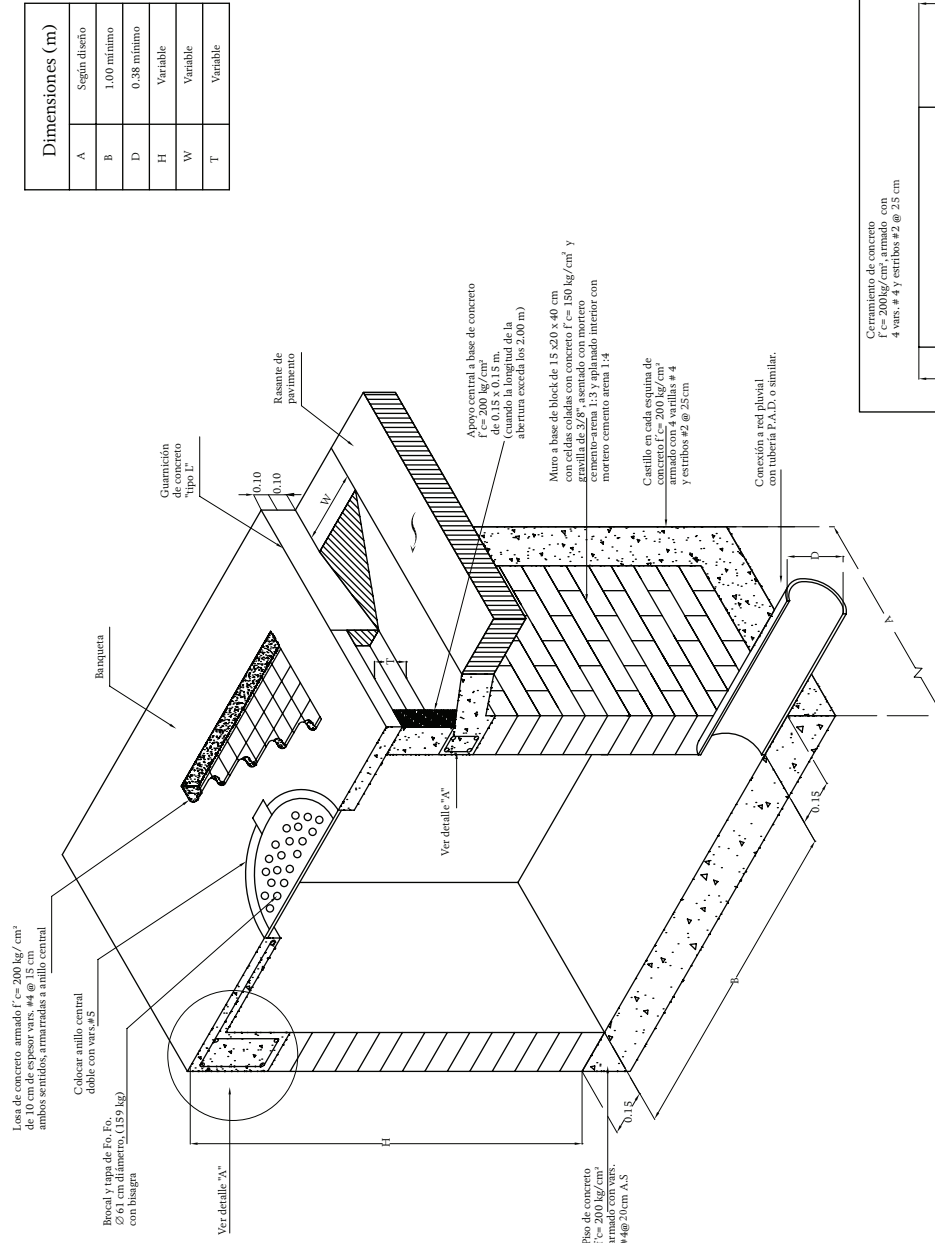


**ESPECIFICACIONES**

- 1.- Brocal y tapa ciega de Fo.Fo. de 24" de 159 kg, con bisagras (brocal 72 kg, tapa 87 kg) (ver anexo APL 7.10)
- 2.- Losa de concreto de 10 cm de espesor, con 4 varillas # 3 y estribos # 2 @ 15cm.
- 3.- Cerchamiento de concreto, de 14 x30 cm, con 4 varillas # 3 y estribos # 2 @ 15cm.
- 4.- Angulo 7,6 x7,6 x 0,64 cm (3" x 3" x 1/4"), anclado de losa.
- 5.- Muro de concreto reforzado, ladrillo o bloque de 14 cm junteado con mortero cemento-arena proporción 1:3 y aplamado interior de 2 cm de espesor con mortero cemento-arena proporción 1:2, con castillos de concreto de 1,4 x 1,4 cm de cada esquina con 4 varillas # 3 y estribos del # 2 @ 15 cm.
- 6.- Tubería de conexión a pozo de visita diámetro mínimo de 20 cm.
- 7.- Cimentación de concreto, de 15 cm de espesor, con varillas # 3 @ 15 cm, sentidos.
- 8.- Los concretos serán  $f'_{c} = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

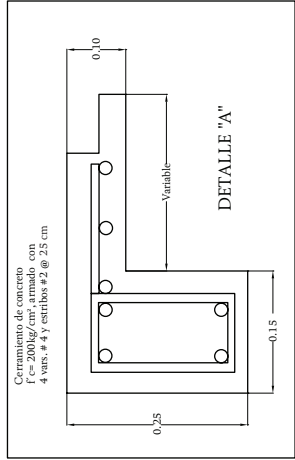
CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN	
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN	
DATOS DE PROYECTO	
SIMBOLOGÍA	
NOTAS	* Aotaciones en centímetros
ESCALA GRÁFICA	
MÉXICO	CONAGUA
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
PROYECTO	Boca de tormenta tipo banqueta
FECHA	
HOJA	
PROYECTANTE	APF-3.3

Plano B.6 Boca de tormenta en banqueta I



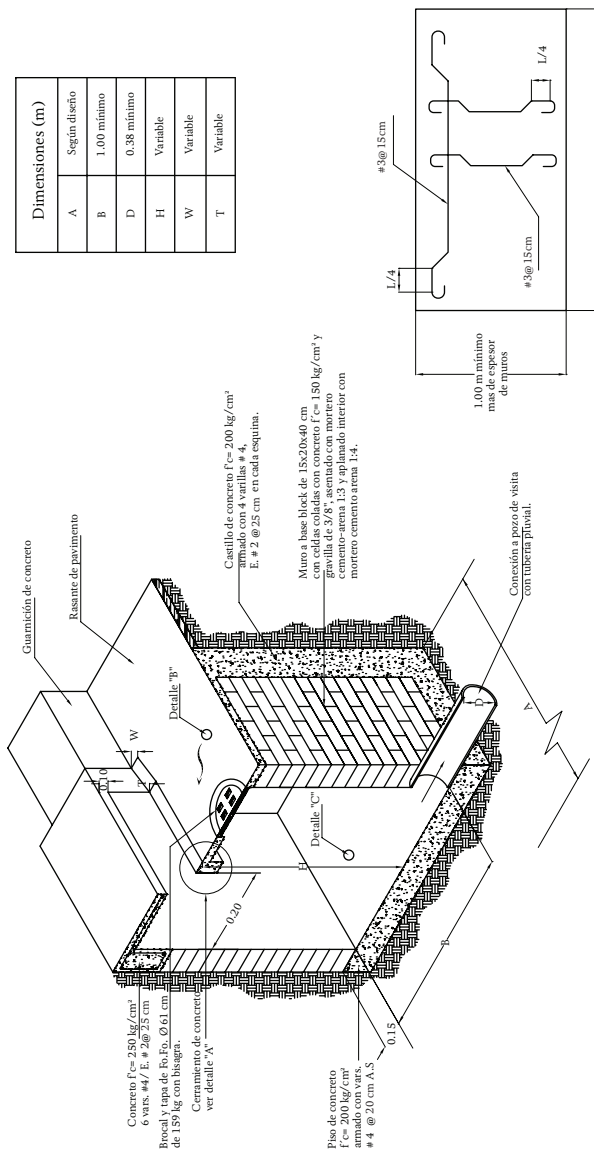
Dimensiones (m)	
A	Según diseño
B	1.00 mínimo
D	0.38 mínimo
H	Variable
W	Variable
T	Variable

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN	CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN	DATOS DE PROYECTO	SIMBOLOGÍA
NOTAS * Toda acción en metros, excepto donde se indique otra unidad.			
PROYECTO: Boca de tormenta en banqueta CLIENTE: _____ VIVIENDA: _____ DIRECCIÓN: ADE-34-11			

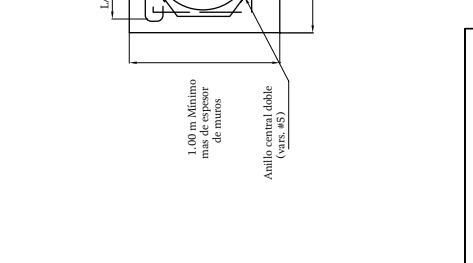
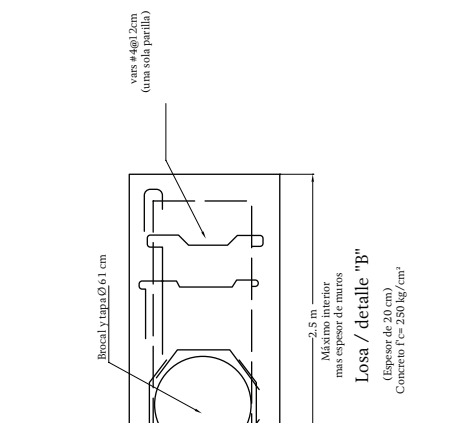
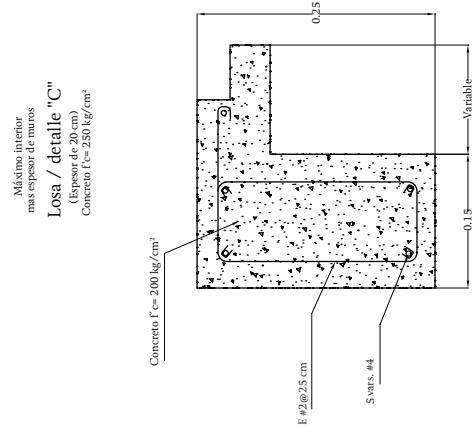


PROYECTO: _____	FIRMA: _____
DIBUJO: _____	NOMBRE: _____
REVISÓ: _____	FIRMA: _____
APROBÓ: _____	NOMBRE: _____

Plano B.7 Boca de tormenta en banqueta II



Dimensiones (m)	
A	Según diseño
B	1.00 mínimo
D	0.38 mínimo
H	Variable
W	Variable
T	Variable



CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN	CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN	DATOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA		
NOTAS		
* Acentuaciones en metros excepto las indicadas en otra unidad		
PROYECTO: <b>Roca de tormenta en banqueta</b> CANTÓN: _____ MUNICIPIO: _____ ESTADO: _____		
DISEÑO: _____ APROBADO: _____		

PROYECTO:	ERMA	ERMA
REVISOR:	NOMBRE	NOMBRE
DIBUJO:	NOMBRE	NOMBRE
APROBÓ:	NOMBRE	NOMBRE

Plano B.8 Boca de tormenta mixta

Losa de concreto armado  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  de 10 cm de espesor vars #4 @ 15 cm ambos sentidos, amarradas al anillo central.

Colocar anillo central doble con vars # 5.

Brocal y tapa Fo.Fo. @ 61 cm diámetro, (159 kg) con bisagra.

Ver detalle "A"

H

Piso de concreto  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  armado con vars # 4 @ 20 cm A.S.

0.15

B

0.15

A

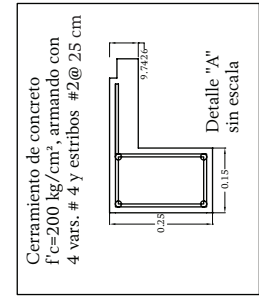
0.15

D

0.38

W

T



Rasante de pavimento

Rejilla a base de marco con ángulo de  $2'' \times 2'' \times 3/8''$  y solera de  $1 1/2'' \times 3/8''$  espaciadas @ 1'', en módulos no mayores a 1.00 m de largo.

Muro y losa de concreto  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  armados con vars. # 4 @ 20 cm A.S.

Castillo en cada esquina de concreto  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  armado con 4 varillas # 4 y estribos #2 @ 25 cm

Muro a base de block de 15 x 20 x 40 cm con celdas coladas con concreto  $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$  y gravilla de 3/8'', asentado con mortero cemento-arena 1:3 y aplañado interior con mortero cemento arena 1:4.

Conexión a red pluvial con tubería P.A.D. o similar.

Dimensiones (m)	
A	Según diseño
B	1.00 mínimo
D	0.38 mínimo
H	Variable
W	Variable
T	Variable

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

SIMBOLOGÍA

NOTAS

ESCALA: 1:100

MEXICO CONAGUA

PROYECTO: Boca de tormenta mixta

FECHA: 15/05/2018

PROYECTO:	FECHA:	FECHA:	FECHA:
REVISOR:	REVISOR:	REVISOR:	REVISOR:
APROBADO:	APROBADO:	APROBADO:	APROBADO:

**Detalle de rejilla de piso**  
Dimensionamiento según el cálculo hidráulico y estructural

**Corte X-X'**

**Corte Y-Y'**

**NOTAS**

El material para las rejillas podrá ser de acero estructural o hierro fundido, según la ubicación de la rejilla, el tipo de tránsito y dimensiones mínimas de la misma. La dimensión mínima por módulo de rejilla será de 1.00 m x 1.00 m.

ESCALA GRABADA: 1:50, 1:100, 1:200, 1:300, 1:400, 1:500, 1:600, 1:700, 1:800, 1:900, 1:1000, 1:1500, 1:2000, 1:3000, 1:4000, 1:5000, 1:6000, 1:7000, 1:8000, 1:9000, 1:10000

ESCALA DIBUJO: 1:50, 1:100, 1:200, 1:300, 1:400, 1:500, 1:600, 1:700, 1:800, 1:900, 1:1000, 1:1500, 1:2000, 1:3000, 1:4000, 1:5000, 1:6000, 1:7000, 1:8000, 1:9000, 1:10000

MÉXICO CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

PROYECTO: Rejilla de piso  
CANTON: \_\_\_\_\_  
MUNICIPIO: \_\_\_\_\_  
ESTADO: \_\_\_\_\_  
FECHA: \_\_\_\_\_

PROYECTO: _____	DIBUJO: _____
REVISOR: _____	APROBADO: _____
FECHA: _____	FECHA: _____
NOMBRE: _____	NOMBRE: _____

Plano B.10 Ubicación de boca de tormenta

A).-

B).-

C).-

D).-

E).-

F).-

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

SIMBOLOGÍA

- Lotificación
- Escurrimiento
- Pozo de visita
- Conexión al pozo de visita
- Boca de tormenta
- Cuneta

NOTAS

ESCALA PARA BOCAS

ESCALA 1:100

MENCO

CONAGUA

Ubicación de boca de tormenta

PROYECTO: \_\_\_\_\_

REVISOR: \_\_\_\_\_

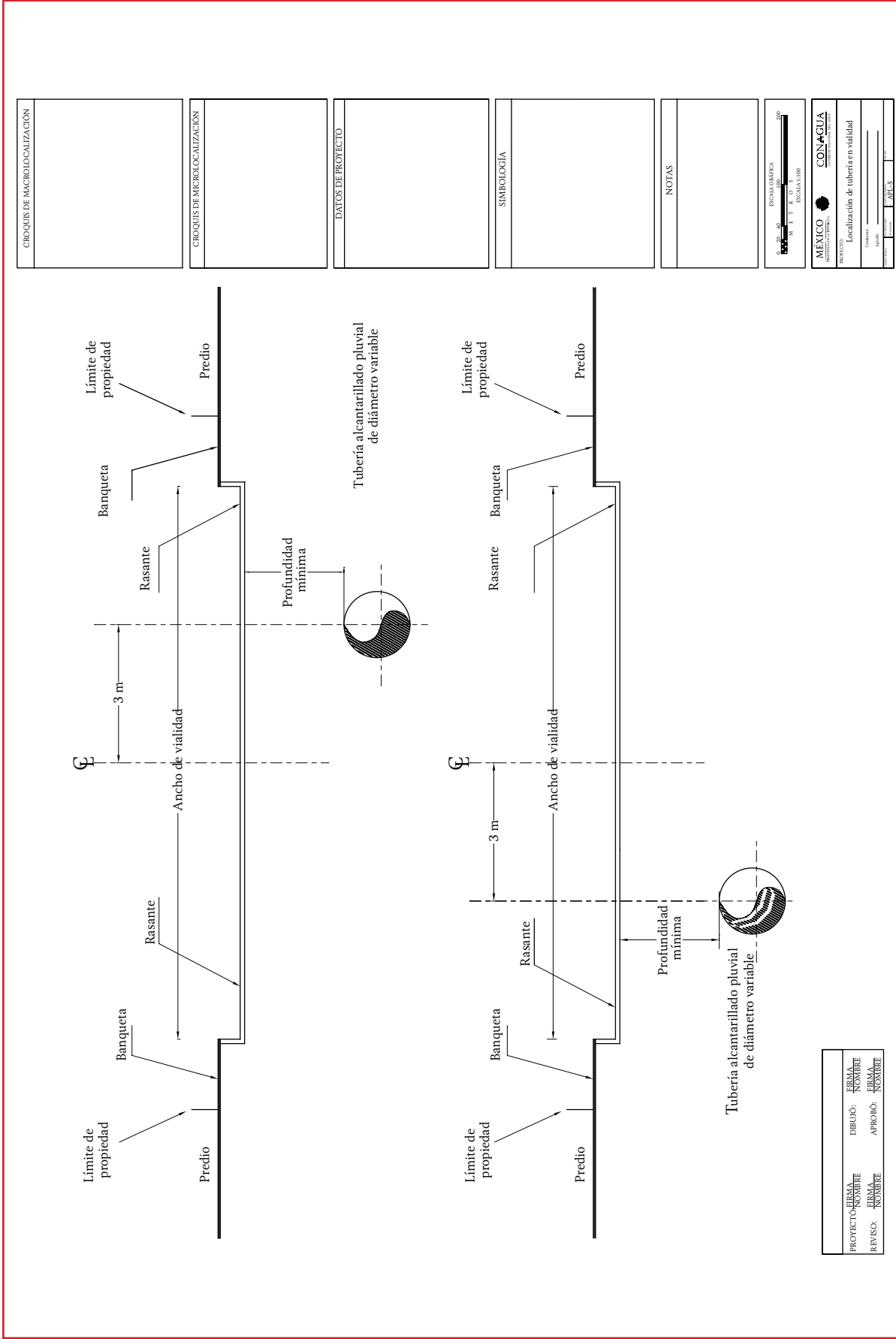
HECHA: \_\_\_\_\_

PROYECTO: \_\_\_\_\_

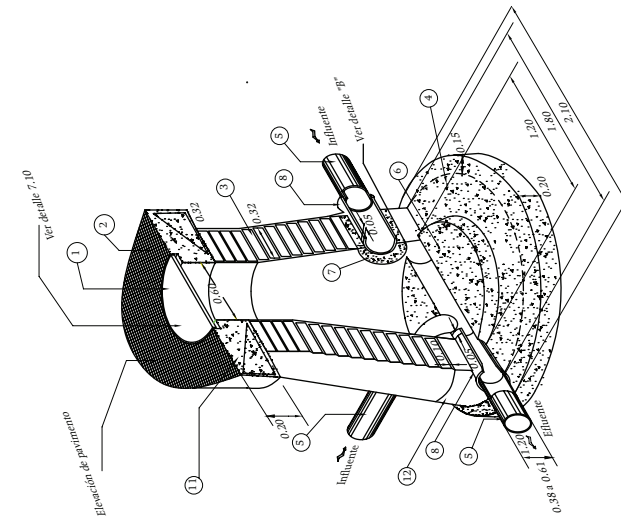
REVISOR: \_\_\_\_\_



Plano B.1.1 Localización de tubería en vialidad



Plano B.12 Pozo de visita común

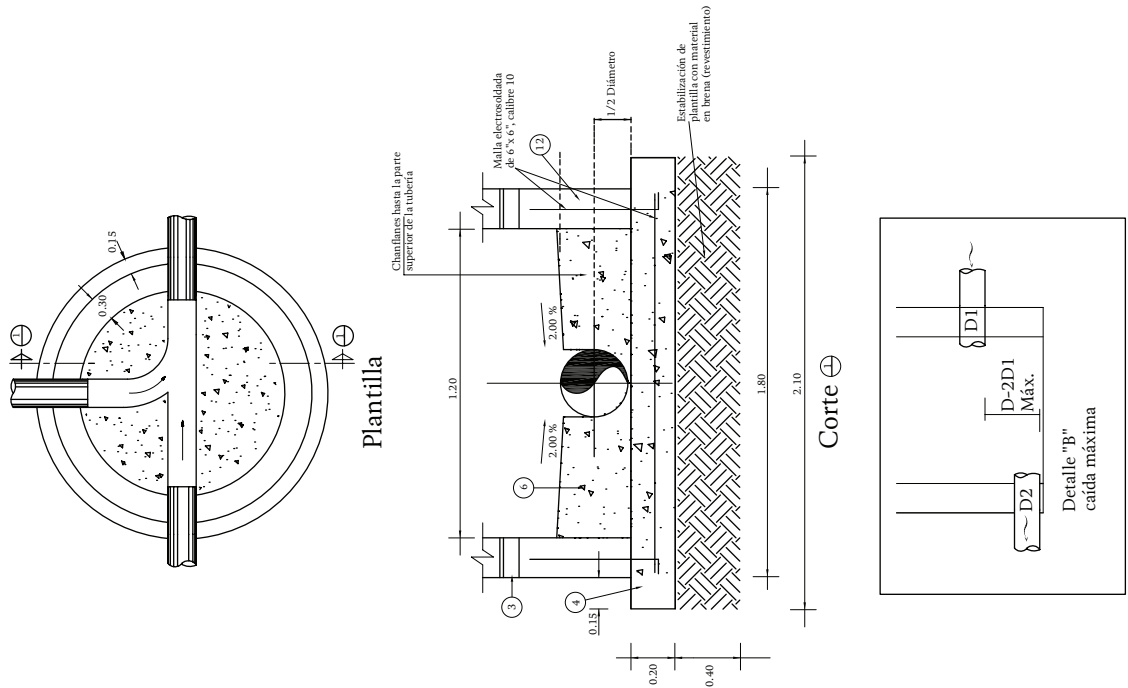


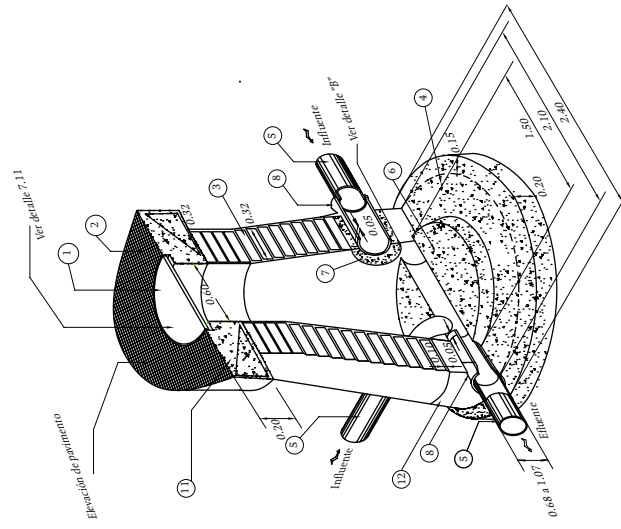
Pozo de visita común para diámetros de 0.38 a 0.61 m

Especificaciones

- Para pozos de visita especial
- Bocel y tapa ciega Fe, Fo, de 306 kg con bisagras (bocel 152 kg, tapa 154 kg), tapa de rejilla opcional a juicio del organismo operador.
  - Muro de ladrillo común 7x17x28 cm aplastado interior y exterior mortero cemento-arena proporción 1:2, con impermeabilizante integral de dos centímetros de espesor.
  - Base de concreto  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$  con impermeabilizante integral.
  - Tuberías influentes y efluentes al pozo serán de P.A.D.
  - Medida mínima de concreto simple  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  mínimo hasta la caída de la tubería.
  - Anillo de concreto simple  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  mínimo de 0.10 cuando estas no queden embudadas en la dala de presante de los muros.
  - Los muros deberán utilizar adaptadores de P.A.D con recubrimiento exterior de agregado grueso para entrecar a los pozos de visita, además deberán tener integrado un paquete de neopreno que cumpla con las especificaciones de los fabricantes.
  - Todos los concretos y morteros deberán ser elaborados con cemento tipo II.
  - En las zonas no pavimentadas, el nivel de bocel y tapa de visita deberá estar a nivel de pavimento.
  - Acrodad 3 varillas  $3/8"$ , centros  $1/4"$  @ 1.5cm diámetro interior recubrimiento de 3 cm.
  - Data de resplante de mmo de concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DATOS DE PROYECTO
SINBOLOGIA
NOTAS
* Todas las acotaciones son en metros
Autor: _____ Proyecto: Pozo de visita común Oficina: _____ Fecha: _____ Hoja: _____ de _____



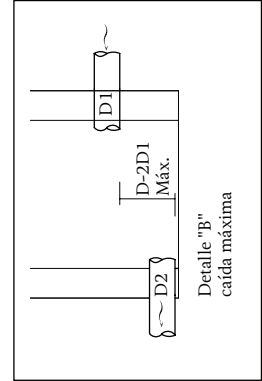
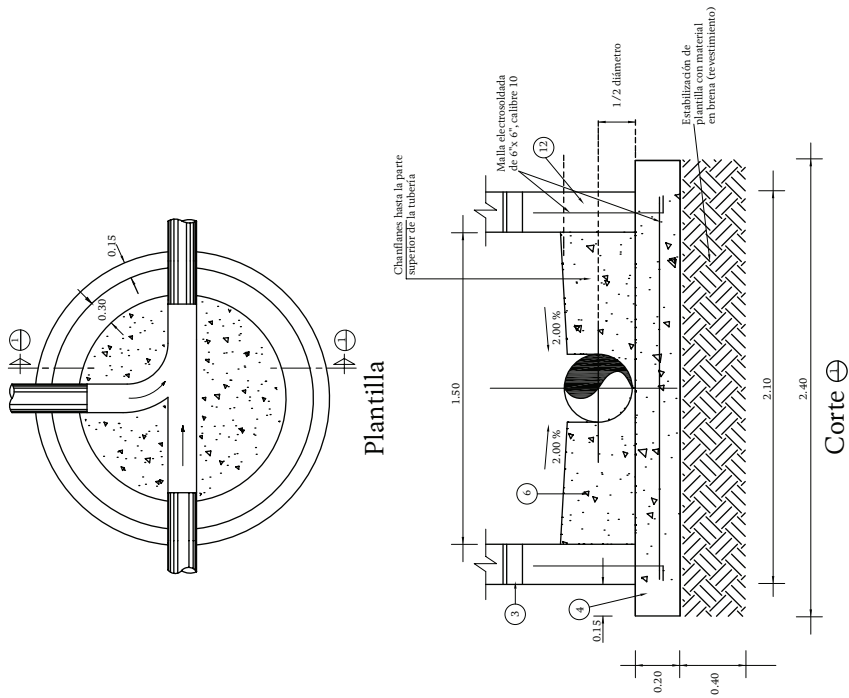


### Pozo de visita especial para diámetros de 0.68 a 1.07 m

#### Especificaciones

- Para pozos de visita especial:
- 1. Base de concreto f'c = 306 kg/cm<sup>2</sup>, esp. de 306 kg con bisagras (brocal) 152 kg, tapa 154 kg, tapa de rejilla opcional a juicio del organismo operador.
- 2. Anillo de concreto armado f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup>.
- 3. Mortero de cemento arena proporción 1:2, con impermeabilizante integral de dos centímetros de espesor, y fondeado con mortero 1:3.
- 4. Base de concreto f'c = 300 kg/cm<sup>2</sup> con impermeabilizante.
- 5. Tuberas influyentes y efluentes al pozo según de P.A.D.
- 6. Medida cana a base de concreto simple f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup> mínimo hasta la clave de la tubería efluente.
- 7. Malla electrosoldada de 6"x6", calibre 10, cuando estas no queden embudadas en la dala de desplante de los muros.
- 8. Para tuberías de P.A.D se deberán utilizar adaptadores de P.A.D con recubrimiento exterior de tipo de espesor grueso para evitar fugas de agua.
- 9. Todo el paquete de resquepo que cumpla con las NOM-001-CNA-1995 de hermeticidad.
- 10. En las zonas no pavimentadas, el nivel de brocal y tapa de Fo. deberá estar 0.10 m por debajo del terreno natural.
- 11. Armado 3 varillas 3/8", estribos 1/4" @ 15 cm diámetro interior.
- 12. Dala de resquepo de tipo de concreto f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup>.

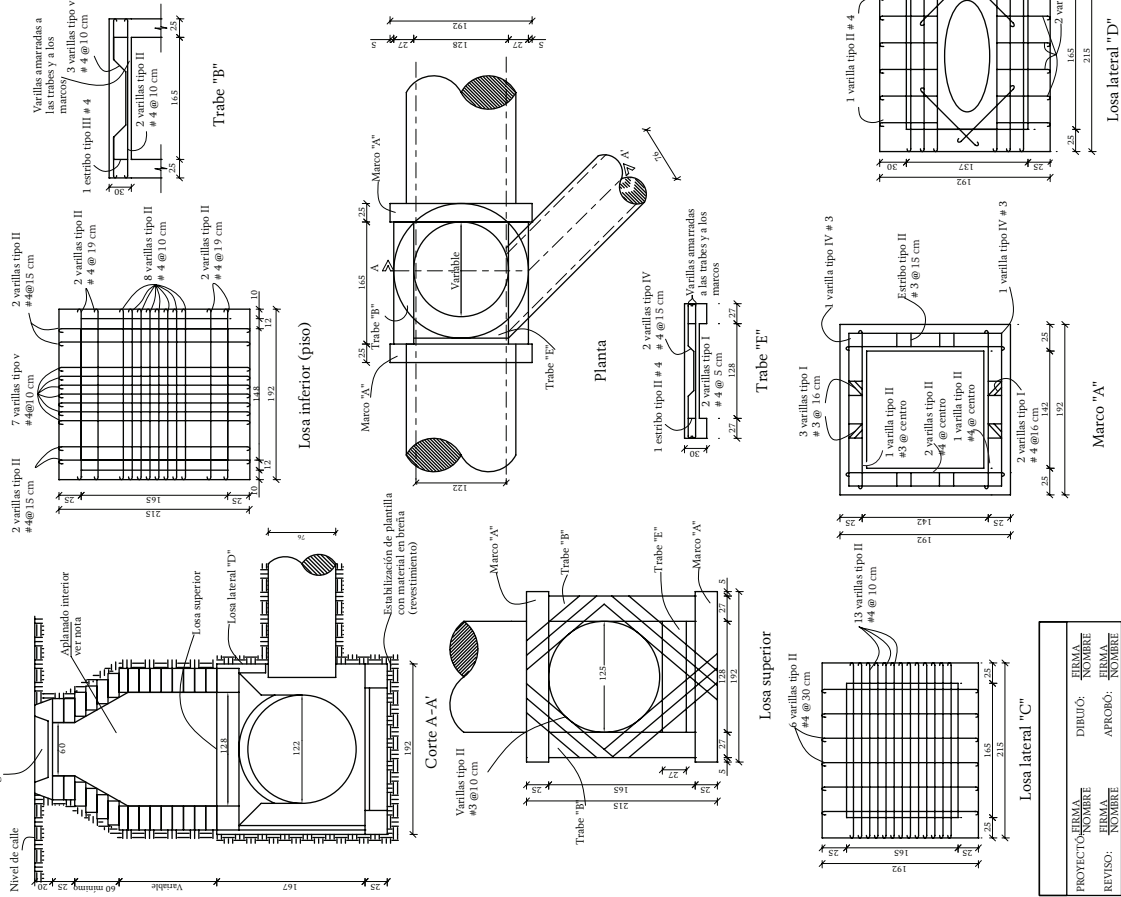
CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN	
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN	
DATOS DE PROYECTO	
SIMBOLOGÍA	
NOTAS	* Todas las cotejaciones son en metros
PROYECTO: Pozo de visita especial CANTÓN: _____ MUNICIPIO: _____ FECHA: _____	



PROYECTO: _____	FIRMA: _____
REVISOR: _____	APROBADO: _____
NOMBRE: _____	NOMBRE: _____

# Plano B.14 Pozo caja

Tapa de f.o. de 25" de diámetro con bisagra (tapa) diámetro con bisagra y a los 40 milímetros con un anillo ocupal de concreto reforzado.



## CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

Croquis	Tipo	Longitud	Cantidad de obra		Peso total	Peso total					
			Nº	Volumen			Var	kg	kg		
I	A	110	38	22	72	4	# 3	436	218	1744	872
II	B	46	22	62	4	# 3	436	218	1744	872	432
III	C	110	182	-	-	# 3	432	216	864	432	-
IV	D	16	16	-	-	# 3	212	106	2120	1060	-
V	E	50	25	58	2	# 4	436	336	872	956	-
VI	F	110	38	22	72	4	# 4	436	336	1744	1744
VII	G	110	38	22	72	4	# 4	436	336	1744	1744
VIII	H	110	102	-	-	2	# 4	432	456	804	804
IX	I	182	-	-	-	4	# 4	212	212	848	848
X	J	60	-	-	-	6	# 4	276	276	1644	1644
XI	K	258	-	-	-	4	# 4	260	260	1040	1040
XII	L	25	25	-	-	4	# 4	106	106	412	412
XIII	M	50	25	58	2	# 4	239	239	478	478	-
XIV	N	178	-	-	-	2	# 4	208	208	416	416
XV	O	12	12	-	-	2	# 4	70	70	280	280
XVI	P	208	-	-	-	15	# 4	238	238	3058	3058
XVII	Q	182	-	-	-	6	# 4	212	212	1272	1272
XVIII	R	182	-	-	-	2	# 4	212	212	424	424
XIX	S	182	-	-	-	2	# 4	212	212	424	424
XX	T	48	-	-	-	4	# 4	88	88	340	340
XXI	U	48	-	-	-	4	# 4	75	75	300	300
XXII	V	105	-	-	-	4	# 5	135	67	540	270
XXIII	W	182	-	-	-	4	# 4	218	218	860	860
XXIV	X	47	-	-	-	8	# 4	214	214	712	712
XXV	Y	50	25	58	2	# 4	242	242	694	1694	
XXVI	Z	75	-	-	-	2	# 3	103	51	206	102
XXVII	AA	133	-	-	-	4	# 3	123	91	248	122
XXVIII	AB	130	-	-	-	2	# 3	140	70	140	70
XXIX	AC	180	-	-	-	2	# 3	160	80	320	160
XXX	AD	148	-	-	-	2	# 3	175	87	350	174
XXXI	AE	168	-	-	-	2	# 3	195	97	390	194
XXXII	AF	50	-	-	-	2	# 3	80	40	160	80
XXXIII	AG	50	-	-	-	2	# 3	120	60	240	120
XXXIV	AH	75	-	-	-	2	# 3	105	52	210	104
Peso total de varilla		Longitud total de varilla		32769 cm		27047 kg		0.5860 m³			
Volumen concreto en estructura		2.1820 m³									

## NOTAS

- 1. Acciones en centímetros.
- 2. El concreto en estructura es de escoria a centro.
- 3. El concreto en estructura es f'c=200 kg/cm².
- 4. En media cana se utilizará concreto simple f'c=200 kg/cm².
- 5. La resistencia del acero será fy=4200 kg/cm².
- 6. La longitud de las varillas con lapso de el ganchillo, las líneas de ganchillo y las varillas con ganchillo, se detallan en el croquis.
- 7. Muro de ladrillo apilado interior mortero cemento-arena proporción 1:2 con impermeabilizante integral de dos centímetros de espesor y pintado con mortero cemento-arena proporción 1:3 en caso de existir nivel freático deberá aplanarse el lado exterior.

**MEXICO**
  
 INSTITUTO NACIONAL DE AGUAS

Pozo caja

PROYECTO: \_\_\_\_\_

DISEÑO: \_\_\_\_\_

REVISÓ: \_\_\_\_\_

APROBÓ: \_\_\_\_\_

PROYECTO: \_\_\_\_\_

DISEÑO: \_\_\_\_\_

REVISÓ: \_\_\_\_\_

APROBÓ: \_\_\_\_\_

FIRMA Y NOMBRE: \_\_\_\_\_

FIRMA Y NOMBRE: \_\_\_\_\_

FIRMA Y NOMBRE: \_\_\_\_\_

FIRMA Y NOMBRE: \_\_\_\_\_

Plano B.15 Pozo caja unión, parte I

Lista de materiales									
tipo	Dimensiones					Long. Nc. (cm)	Nc.	Long. total (cm)	
	a	b	c	d	e			f	g
Losa superior									
A1	0	20					15		4000
A2	0	20					9		2000
A3	0	20					14		3650
E							12		2800
H							9		2000
Marco "A"									
A1	245	60	35				109		5760
B1	45	60	35				108		5685
B2	39	132	39				108		5685
C	48	30	38				439		2739
D	30	30					105		4050
Marco "B"									
D	30	30					100		400
E	245						260		820
F1	110	110	70	35	45		980		880
F2	75	110	70	35	45		810		810
F3	110	130	70	35	25		830		1660
F4	75	95	130	70	35	25	760		1520
G	90	0	50	45	50		290		580
M1	285	80	25				400		2400
M2	210	80	25				325		1950
Muros									
A1	245	70	15				43		116
A2	465	110	15				73		803
A3	350	80	15				55		605
J	165	30					21		422
Trabe "A"									
A	385	0	20				445		2225
D	20	65					165		14
G1	140	20	65	65			500		1000
G2	190	20	40	85	40		500		1500
Losa de piso									
A1	245	15					20		840
A2	245	0	15				19		830
Columna "C"									
J	210	30					260		1040
L	30	20					130		650
Elemento									
Elemento	Vol. (Cm <sup>3</sup> )		Peso (kg)						
Losa superior	3.00		170						
Marco "A"	1.50		19						
Marco "B"	2.40		34						
Muros	3.50		300						
TRABE "A"	0.40		13						
LOSA DE PISO	2.50		95						
COLUMNA "C"	0.20		4						
SUMAS		13.50		165		723			

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN	

CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN	

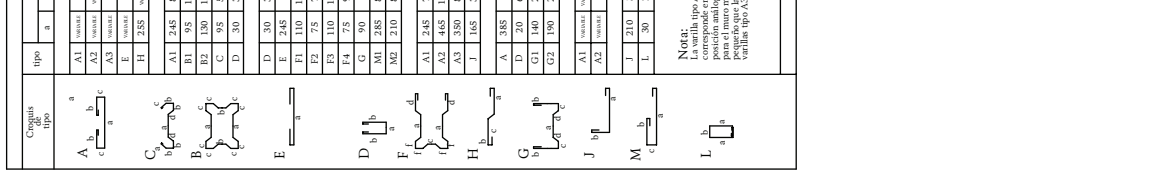
  

DATOS DE PROYECTO	

SIMBOLOGÍA	

NOTAS	
* Acomodarse en centímetros excepto las indicadas	



CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN	

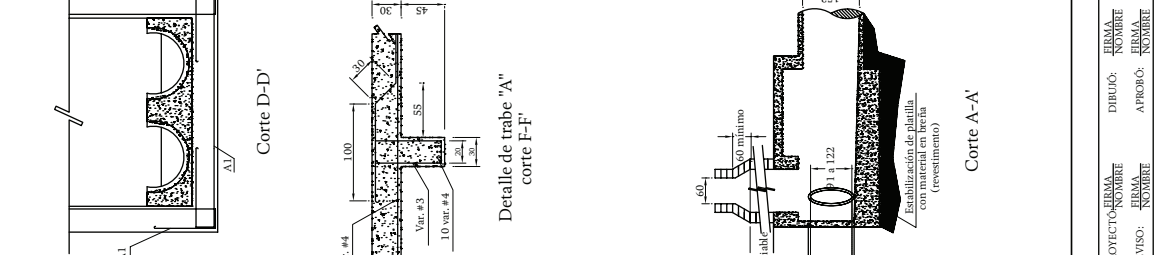
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN	

DATOS DE PROYECTO	

SIMBOLOGÍA	



Corte D-D'	

Corte C-C'	

Corte B-B' marco "B"	

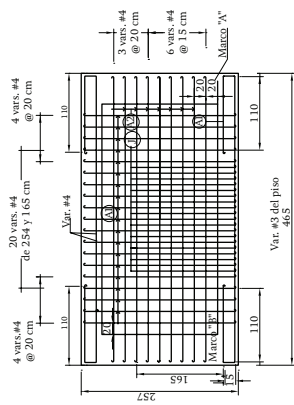
Corte H-H' marco "A"	

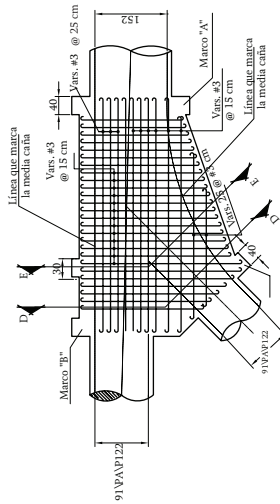
Corte A-A'	

PROYECTO		ERMA	
ERMA	ERMA	ERMA	ERMA
NOMBRE	NOMBRE	NOMBRE	NOMBRE
REVISO:	DIBUJO:	AFRIBO:	AFRIBO:
ERMA	ERMA	ERMA	ERMA
NOMBRE	NOMBRE	NOMBRE	NOMBRE

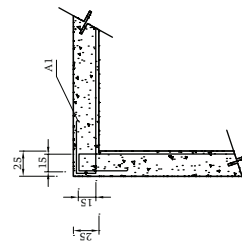
Plano B.16 Pozo caja unión, parte II



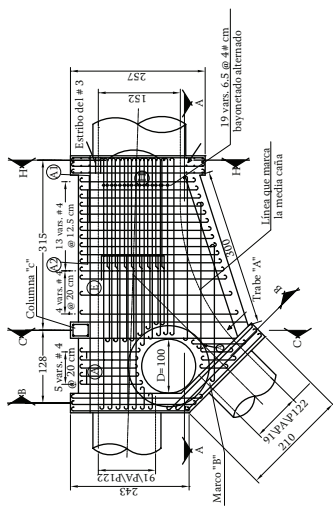
Armado en muro lateral



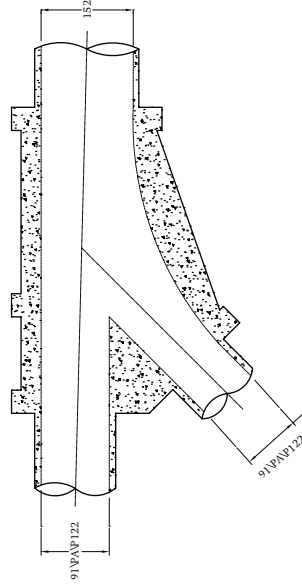
Armado de losa de piso



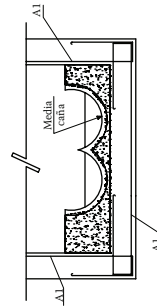
Unión de losa superior con muro



Armado de losa de superior



Planta



Corte E-E

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

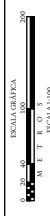
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

SIMBOLOGÍA

NOTAS

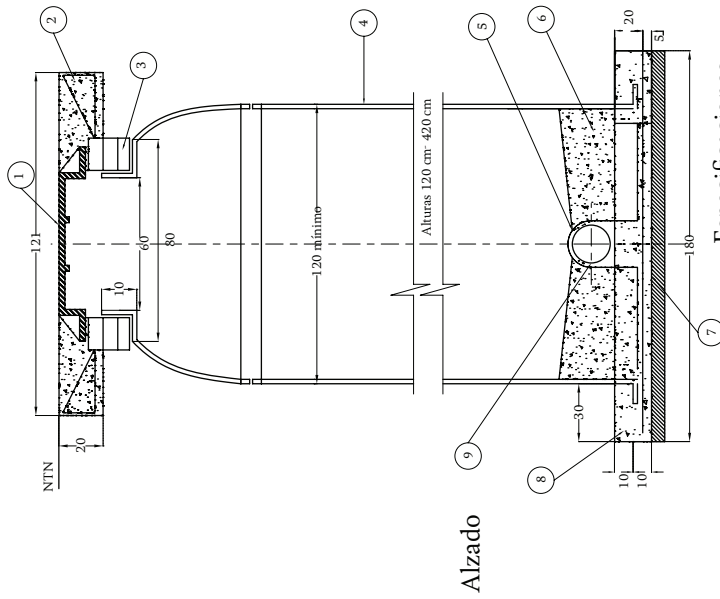
\* Aclaraciones en centímetros excepto las indicadas



MÉXICO CONAGUA  
 INSTITUTO NACIONAL DE AGUAS  
 PROYECTO: Pozo caja unión  
 CANTÓN: \_\_\_\_\_  
 MUNICIPIO: \_\_\_\_\_  
 ESTADO: \_\_\_\_\_  
 APROBADO: ABE-Z.L.G.J.

PROYECTO:	FIRMA:	FIRMA:
NOMBRE:	NOMBRE:	NOMBRE:
DIBUJO:	FIRMA:	FIRMA:
NOMBRE:	NOMBRE:	NOMBRE:
REVISÓ:	FIRMA:	FIRMA:
NOMBRE:	NOMBRE:	NOMBRE:

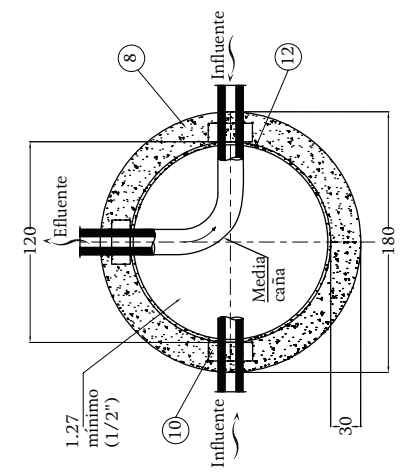
Plano B.17 Pozo de vista prefabricado de fibra de vidrio



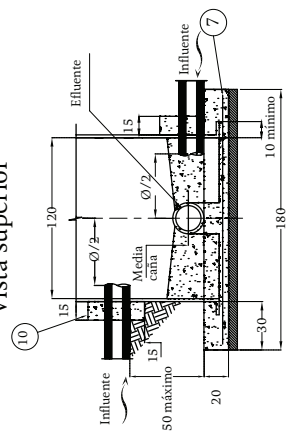
Pozo de visita común de fibra de vidrio para diámetros de 25 a 30 centímetros  
sin escala

Especificaciones

1. Brocal y tapa ciega de f.o.fo. de 61 cm (24") Ø con bisagra (brocal 72 kg, tapa 87 kg), tapa de rejilla opcional a juicio de la autoridad correspondiente.
2. Anillo de concreto armado  $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ , varilla del #3 y estribos del #2 @ 15 cm
3. Ladrillo común 58,14x28 cm con un  $f_c=60 \text{ kg/cm}^2$  mínimo, asentado y empastado interior y exterior con mortero cemento-arena (para nivelación).
4. Resina de poliéster tipo "e" con sílice mejorado para resistir.
5. La corrosión, espesor mínima de pared de 1:2 cm (1/2") según la Norma ASTM D-3753, AASHTO H-20 Y NOM-001-CNA-1995.
6. El corte será circular con equipo especializado para fibra de vidrio con una tolerancia mínima de 1 cm mayor al Ø del tubo con respecto a la conexión no sea a nivel de la media caña se utilizará broca diamantada.
7. Media caña de concreto simple  $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ , hasta el lomo de la tubería del efluente.
8. Malla electrosoldada de 6" x 6" calibre 10.
9. Losa de piso de concreto  $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ , armado (nota 7) de 20 cm de espesor.
10. Tubería efluente.
11. Dado de concreto  $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ .
12. Plantilla de 5cm de espesor, concreto simple  $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$ .
13. El water stop se colocará adherido a la pared del pozo.



Vista superior



Detalle de conexión

Notas:

- Aclaraciones en centímetros excepto lo indicado en otra unidad.
- Todos los concretos y morteros deberán ser elaborados con cemento resistente a los sulfatos bajo la Norma NM-414-ONCCE-1999.
- La selección de los materiales para los rellenos estructurales de los pozos de visita serán considerando las recomendaciones y garantía del fabricante, las cuales deberán cumplir con un 95% de la prueba proctor. Se deberán tener un estricto control de calidad en todo proceso constructivo para la realización de la instalación del pozo de fibra de vidrio.
- La altura mínima y máxima del pozo será de 120 cm y 420 cm respectivamente.

CIRCUITO DE MICROLOCALIZACIÓN	CIRCUITO DE MICROLOCALIZACIÓN	DATOS DE PROYECTO	SIMBOLOGÍA
NOTAS			

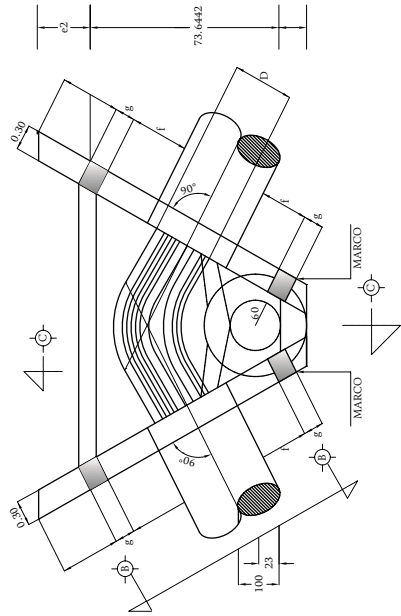






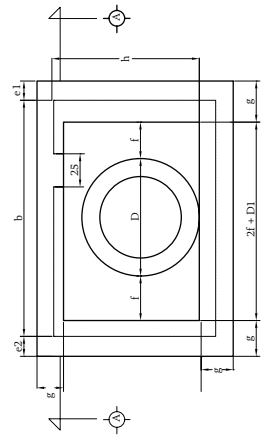
Plano B.20 Pozo caja deflexión, parte I

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DATOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA
NOTAS
<p>* Acontecimientos en centímetros excepto las indicadas en otra unidad.</p>
<p>PROYECTO: Pozo caja deflexión</p>
<p>PROYECTANTE: [ ]</p>
<p>REVISOR: [ ]</p>
<p>FECHA: [ ]</p>

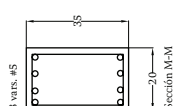
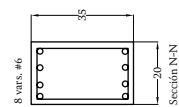
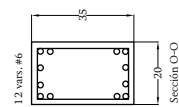
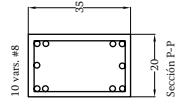


Planta según corte A-A'

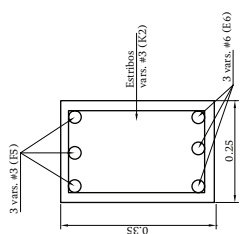
Tipo de varillas		
Tipo	Croquis	Croquis
E		
F		
G		
H		
I		
J		
K		
L		



Vista lateral B-B'

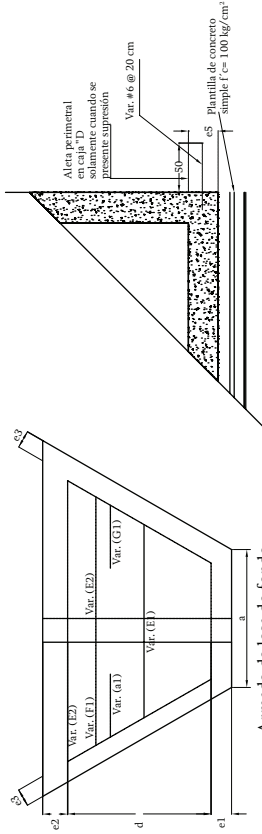


Armado de marcos



Sección de trabe

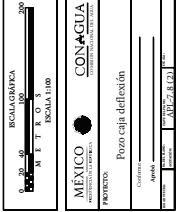
# Var.	Sep.	Cant.
E6	6	3
ES	6	3
K2	3	10

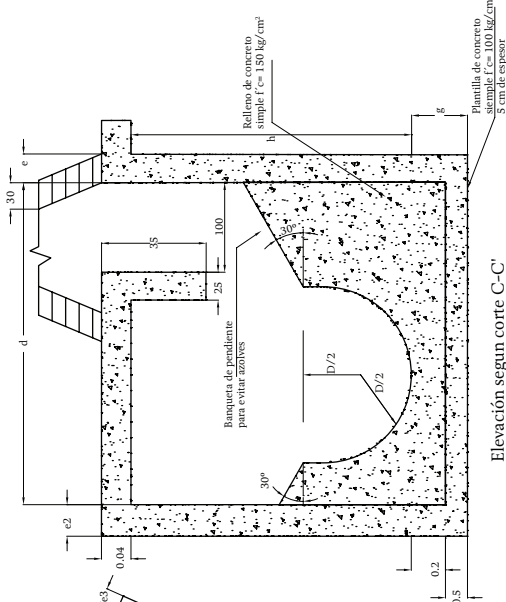


Detalle para caja "D"

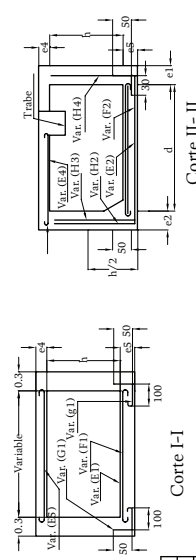
PROYECTO: [ ]	TERMA: [ ]	TERMA: [ ]
REVISOR: [ ]	TERMA: [ ]	TERMA: [ ]
	APROBÓ: [ ]	APROBÓ: [ ]
	TERMA: [ ]	TERMA: [ ]
	TERMA: [ ]	TERMA: [ ]

Plano B.21 Pozo caja deflexión, parte II

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DATOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA
NOTAS
<p>* Acentuaciones en definitivos excepto las indicadas en otra unidad.</p> 



Elevación según corte C-C'



Corte I-I

Dimensiones generales

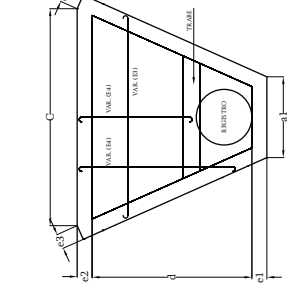
Caja tipo	D	D1	a	b	c	a	e1	e2	e3	e4	e5	f	g	h	i
A2	122	148	100	242	283	224	20	20	20	25	25	32	35	16.7	9
B1	152	182	100	313	340	290	20	20	25	25	25	35	35	28.2	10
B2	183	219	100	313	340	290	20	20	25	25	25	32	35	23.8	9

Armadura según cortes I-I y II-II

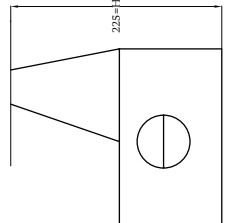
Caja tipo	Lecho superior						Lecho inferior							
	Var. (E1)	Var. (E2)	Var. (E3)	Var. (E4)	Var. (F1)	Var. (F2)	Var. (G1)	Var. (G2)	Var. (G3)	Var. (G4)	Var. (H1)	Var. (H2)	Var. (H3)	Var. (H4)
A2	4	25	4	25	4	25	4	25	4	25	4	25	4	25
B1 y B2	4	20	4	25	4	25	4	25	4	30	4	30	4	25

Armadura según cortes I-I y II-II

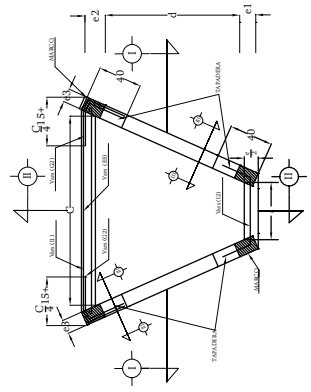
Caja tipo	Var. H1-		Var. H2-		Var. H3-		Var. H4-	
	No.	Sep.	No.	Sep.	No.	Sep.	No.	Sep.
A2	4	25	—	—	—	—	4	30
B1 y B2	4	30	4	30	4	30	4	30



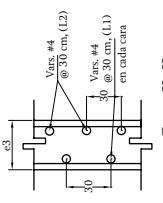
Armadura de la losa de techo



Croquis de profundidades límites



Planta horizontal Armado de muros

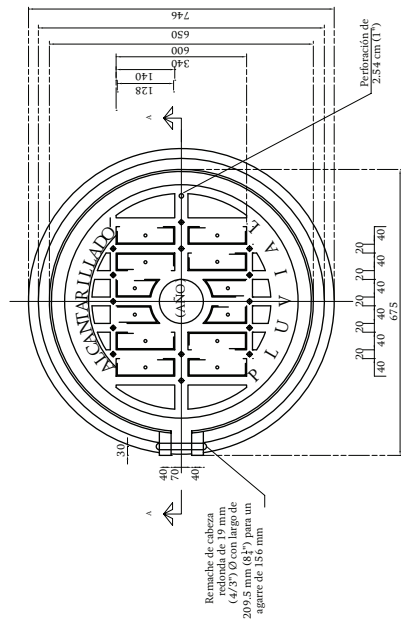


Corte II-II Armado de tapaderas

Notas:  
 \*Notas en definitivos.  
 \*Concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  con revestimiento de 8 a 10 cm.  
 \*Tamaño máximo del agregado 2.54 cm (1"), todo el concreto será vibrado y curado con membrana.  
 \*El concreto se hará en capas de 20 cm en todos los lados de la estructura.  
 \*La estructura se construirá sobre una planilla de concreto simple  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  de 8 cm de espesor.  
 \*Las H.P.s. están diseñadas para soportar una carga de vehículo en el terreno natural.  
 \*Se considera una fatiga de trabajo del terreno en el desplante de 1 kg/cm.  
 \*El recubrimiento se le agregará in situ en el momento de la colocación.  
 \*El recubrimiento general de varillas será de 5 cm.  
 \*El procedimiento de construcción será a criterio del ingeniero residente de acuerdo a la calidad del terreno.

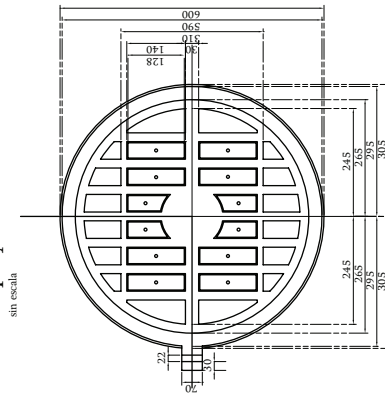
PROYECTO:	ERMA	DIBUJO:	ERMA
NOMBRE:	NOMBRE	NOMBRE:	NOMBRE
ERMA	ERMA	ERMA	ERMA
NOMBRE	NOMBRE	NOMBRE	NOMBRE

Plano B.22 Tapa ciega de Hierro Fundido de 61 cm

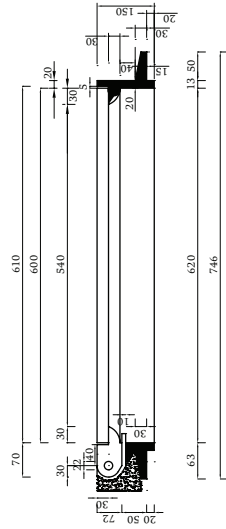


Planta

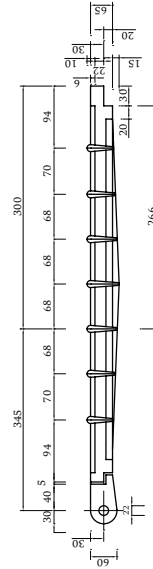
Tapa y brocal de fo. fo. de 61 cm Ø con bisagra



Detalle de la tapa



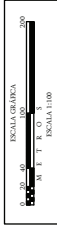
Corte del brocal A - A'



Corte de la tapa A - A'

- \*Anotaciones en milímetros.
- \*Tapa de fo. fo. de 154 kg de peso.
- \*Brocal de fo. fo. de 152 kg de peso.
- \*Conjunto de fo. fo. de 308 kg de peso.
- \*Se aceptara como minimo en una variación en menos del 6%.
- \*El uso de la tapa con rejilla previa autorización de la autoridad correspondiente.

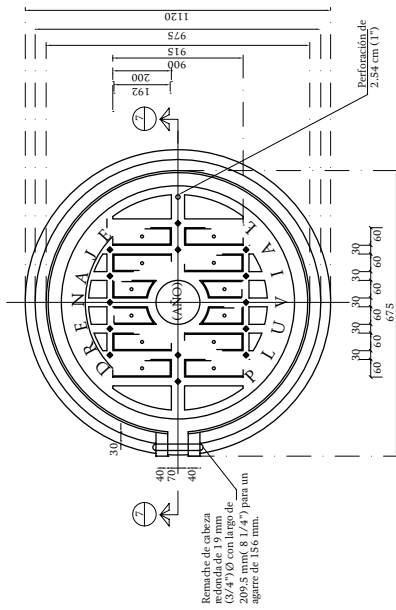
CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN			
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN			
DATOS DE PROYECTO			
SIMBOLOGÍA			
NOTAS			



 <b>MEXICO</b> COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA	<b>CONAGUA</b> COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
PROYECTO: Tapa ciega de hierro fundido de 61 cms Ø (24")	AUTOR: _____
REVISOR: _____	FECHA: _____
DISEÑADOR: _____	CANTON: _____
PROYECTO: _____	CANTON: _____
REVISOR: _____	CANTON: _____
DISEÑADOR: _____	CANTON: _____
PROYECTO: _____	CANTON: _____

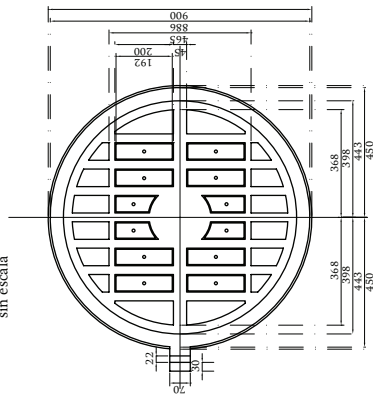
PROYECTO: _____	FIRMA: _____
REVISOR: _____	FIRMA: _____
DISEÑADOR: _____	FIRMA: _____
AUTOR: _____	FIRMA: _____

Plano B.23 Tapa ciega de Hierro Fundido de 91 cm

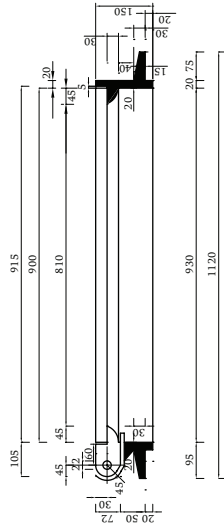


Planta

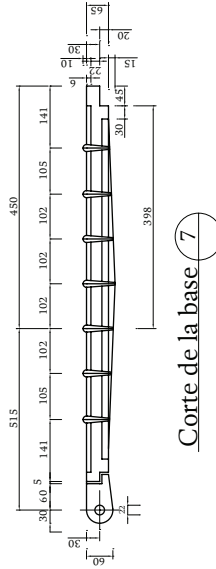
Tapa y brocal de fo. fo. de 91 cm  $\varnothing$  con bisagra sin escala



Vista inferior de la tapa



Corte de la base 7



Corte de la base 7

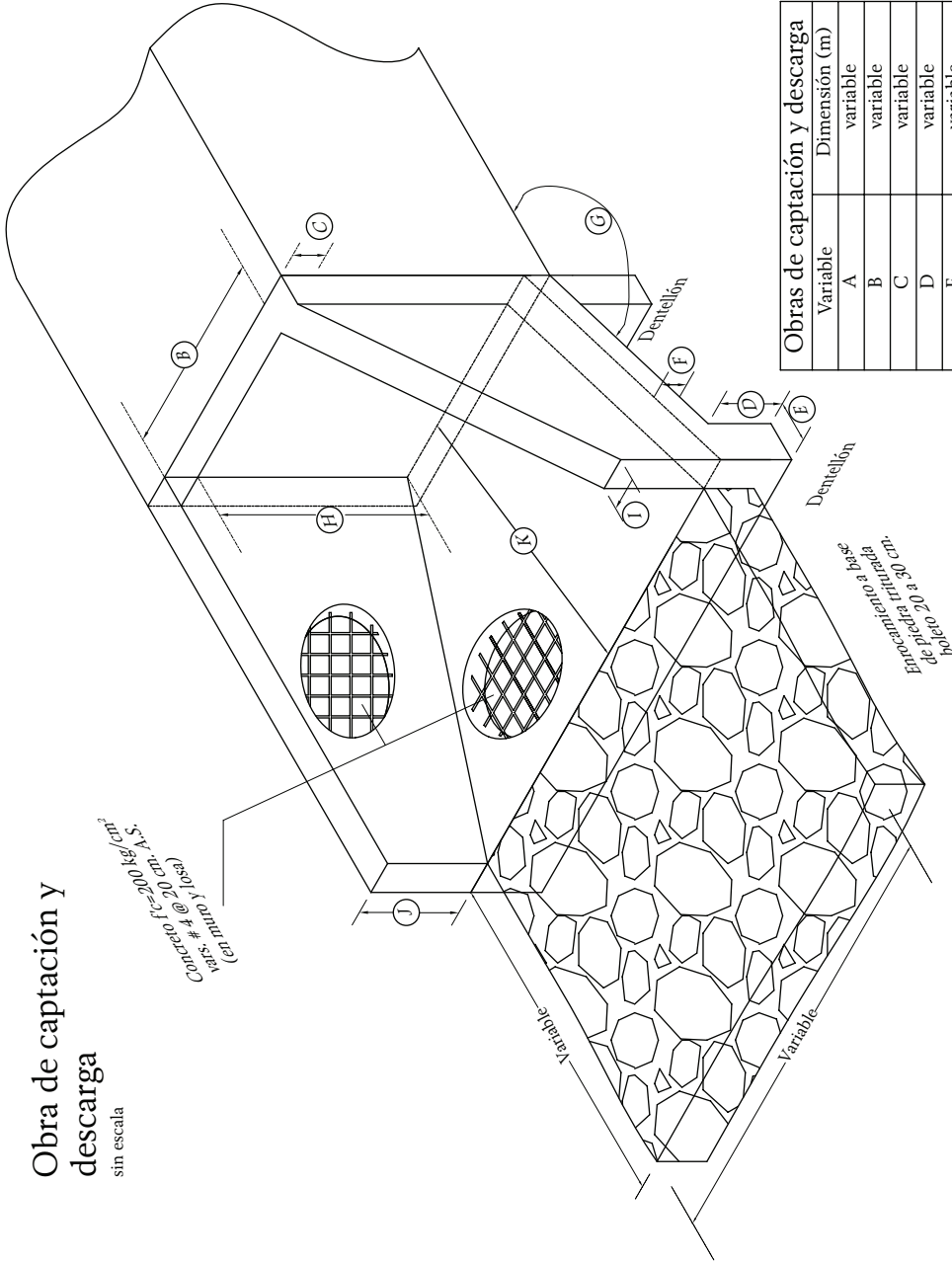
- \* A cotaciones en milímetros
- \* Tapa de fo.fo de 154 kg de peso
- \* Brocal de fo.fo de 152 kg de peso
- \* Conjunto de fo.fo de 308 kg de peso
- \* Se aceptará como mínimo en una variación en menos del 6%
- \* El uso de la tapa con rejilla previa autorización de la autoridad correspondiente

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN												
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN												
DATOS DE PROYECTO												
SIMBOLOGÍA												
NOTAS												
<table border="1"> <tr> <td>MEXICO</td> <td>CONAGUA</td> </tr> <tr> <td>ESTADOS UNIDOS MEXICANOS</td> <td>COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA</td> </tr> <tr> <td>PROYECTO</td> <td>Tapa ciega de hierro fundido de 91 cms(Ø 36")</td> </tr> <tr> <td>CIUDAD</td> <td></td> </tr> <tr> <td>APROBADO</td> <td></td> </tr> <tr> <td>FECHA</td> <td></td> </tr> </table>	MEXICO	CONAGUA	ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA	PROYECTO	Tapa ciega de hierro fundido de 91 cms(Ø 36")	CIUDAD		APROBADO		FECHA	
MEXICO	CONAGUA											
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA											
PROYECTO	Tapa ciega de hierro fundido de 91 cms(Ø 36")											
CIUDAD												
APROBADO												
FECHA												

PROYECTO:	FIRMA:	DIBUJO:	FIRMA:
REVISO:	NOMBRE:	APROBÓ:	NOMBRE:



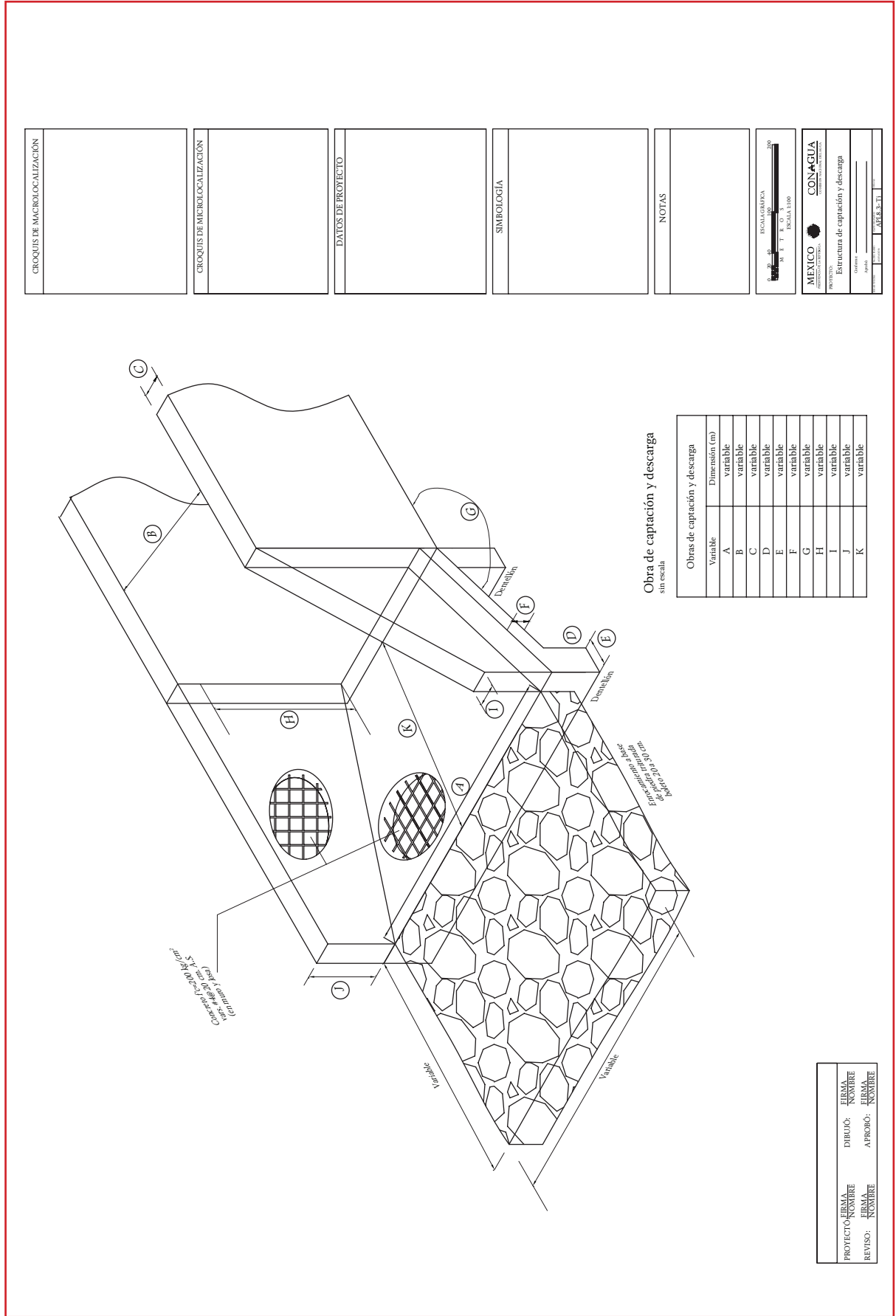
### Obra de captación y descarga sin escala



CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN	CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN	DATOS DE PROYECTO	SIMBOLOGÍA
NOTAS			
MEXICO INSTITUTO FEDERAL DE DEFENSA Y PROTECCIÓN CIVIL PROYECTO: Estructura de captación y descarga CANTON: _____ MUNICIPIO: _____ ESTADO: _____ FECHA: _____			

PROYECTO:	DIBUJO:	FIRMA:	FIRMA:
REVISOR:	REVISOR:	AFIRMO:	AFIRMO:
NOMBRE:	NOMBRE:	NOMBRE:	NOMBRE:

Plano B.26 Estructura de captación y descarga II



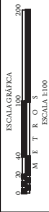
CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

SIMBOLOGÍA

NOTAS



MEXICO INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CONAGUA

PROYECTO: Estructura de captación y descarga

REVISOR: \_\_\_\_\_ APROBADO: \_\_\_\_\_

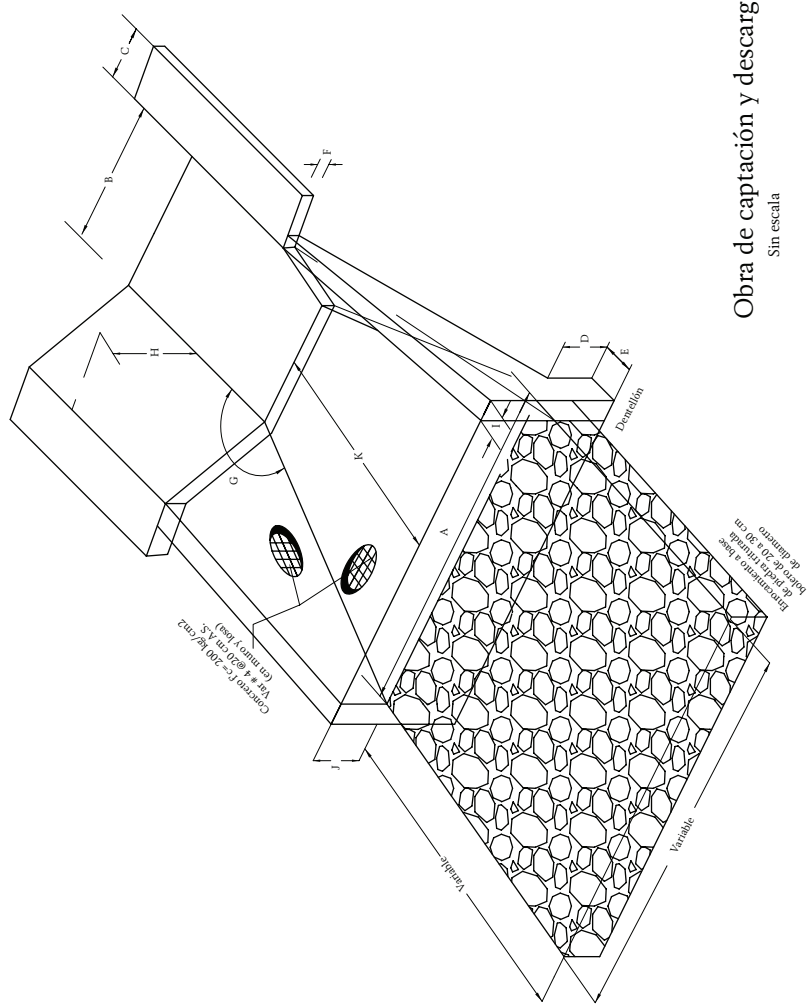
Obras de captación y descarga  
sin escala

Variable	Dimensión (m)
A	variable
B	variable
C	variable
D	variable
E	variable
F	variable
G	variable
H	variable
I	variable
J	variable
K	variable

PROYECTO:	_____	FIRMA:	_____
REVISOR:	_____	NOMBRE:	_____
APROBADO:	_____	FIRMA:	_____
		NOMBRE:	_____



CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DATOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA
NOTAS



Obra de captación y descarga  
Sin escala

Variable	Dimensión (m)
A	Variable
B	Variable
C	Variable
D	Variable
E	Variable
F	Variable
G	Variable
H	Variable
I	Variable
J	Variable
K	Variable

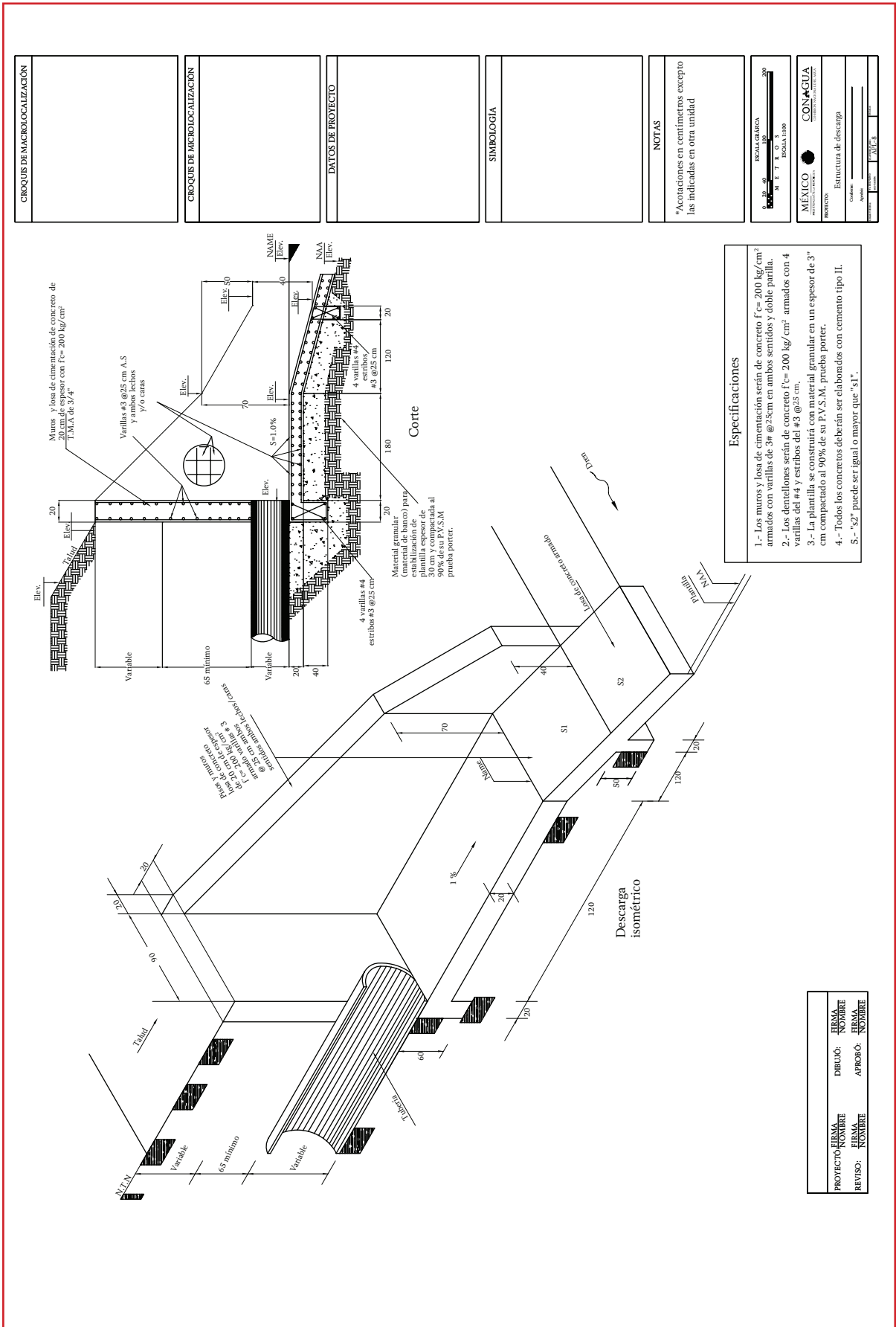
ESCALA GRÁFICA  
0 10 20 30 40 50  
M E T R O S  
ESCALA 1:500

MEXICO INSTITUTO FEDERAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA  
CONAGUA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

PROYECTO: Estructura de captación y descarga  
CANTÓN: \_\_\_\_\_  
MUNICIPIO: \_\_\_\_\_  
ESTADO: \_\_\_\_\_  
FECHA: \_\_\_\_\_  
DISEÑADOR: \_\_\_\_\_  
DIBUJANTE: \_\_\_\_\_  
REVISOR: \_\_\_\_\_

PROYECTO:	ELABORADO:
REVISOR:	DIBUJANTE:
ELABORADO:	APROBADO:
NOMBRE:	NOMBRE:

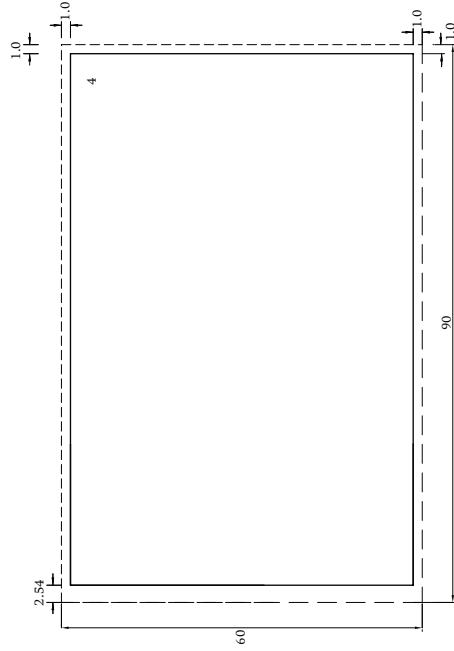
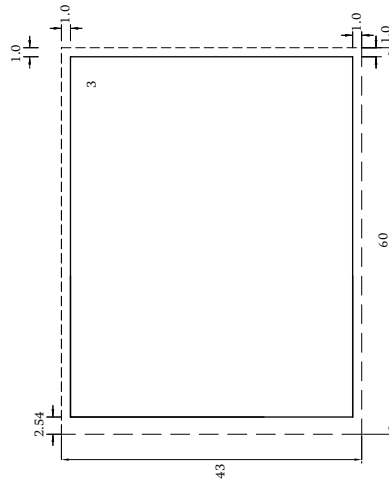
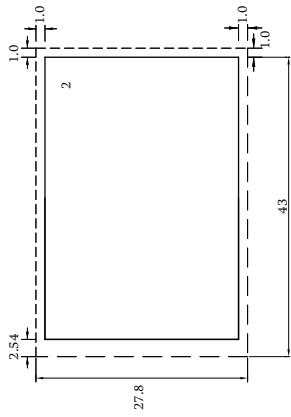
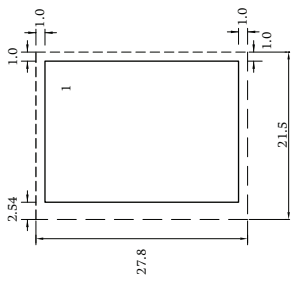
Plano B.2.8 Estructura de captación y descarga IV



CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN												
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN												
DATOS DE PROYECTO												
SIMBOLOGÍA												
NOTAS *Anotaciones en centímetros excepto las indicadas en otra unidad												
<table border="1"> <tr> <td>ESCALA GRÁFICA</td> </tr> <tr> <td>0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200</td> </tr> <tr> <td>M E T R O S</td> </tr> <tr> <td>ESCALA 1:100</td> </tr> </table>	ESCALA GRÁFICA	0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200	M E T R O S	ESCALA 1:100								
ESCALA GRÁFICA												
0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200												
M E T R O S												
ESCALA 1:100												
<table border="1"> <tr> <td>MÉXICO</td> <td>CONACUA</td> </tr> <tr> <td>ESTADOS UNIDOS MEXICANOS</td> <td>COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA</td> </tr> <tr> <td>PROYECTO:</td> <td>Estructura de descarga</td> </tr> <tr> <td>CADENAS:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>FOLIO:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>TÍTULO:</td> <td></td> </tr> </table>	MÉXICO	CONACUA	ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA	PROYECTO:	Estructura de descarga	CADENAS:		FOLIO:		TÍTULO:	
MÉXICO	CONACUA											
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA											
PROYECTO:	Estructura de descarga											
CADENAS:												
FOLIO:												
TÍTULO:												

PROYECTO:	ERMA NOMBRE
DIBUJO:	ERMA NOMBRE
REVISOR:	ERMA NOMBRE
APROBADO:	ERMA NOMBRE

Plano B.29 Tamaño de planos



Tipo	Dimensiones (centímetros)	Dimensiones (pulgadas)
1	21.5x27.8	8 1/2" x 11"
2	43x27.8	17" x 11"
3	60x43	24" x 17"
4	90x60	36" x 24"

Notas:

- \* Aclaraciones en centímetros.
- \* En el lado izquierdo del cuadro de autorización se deberá dejar un espacio para anotar las modificaciones posteriores que se hagan.
- \* No se aceptarán dimensiones que excedan las indicadas en la tabla.
- \* La dimensión entre el corte de la hoja de impresión y marco del dibujo será el indicado.
- \* Los tamaños y grosores de letras, serán aquellas que al sacar las fotocopias o copias heliográficas sean legibles.

PROYECTO:	HERMA	DIBUJO:	HERMA
REVISOR:	NOMBRE	AFRIBO:	NOMBRE

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DATOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA
NOTAS



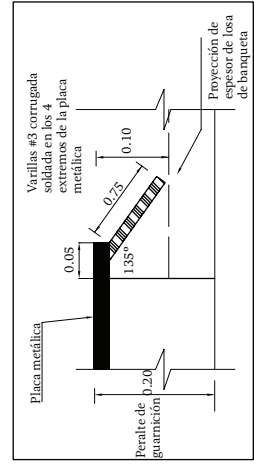
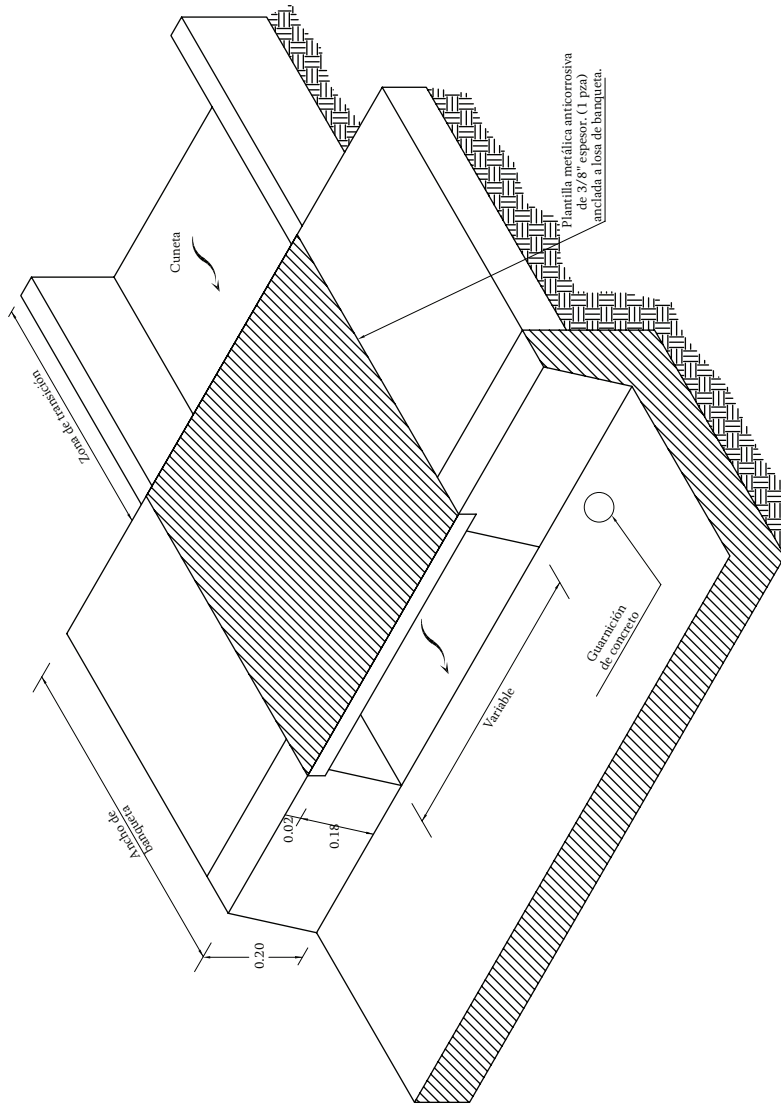
MEXICO INSTITUTO TECNOLÓGICO

CONAGUA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

PROYECTO: Tamaño de los planos

FECHA: ABE-11

Plano B.30 Vado por banqueta



Detalle de ancla  
sin escala / dimensiones en metros

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN
CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN
DATOS DE PROYECTO
SIMBOLOGÍA
NOTAS
* Aclaraciones en metros
PROYECTO: Vado por banqueta CANTÓN: _____ MUNICIPIO: _____ ESTADO: _____
DISEÑADO: _____ REVISADO: _____ APROBADO: _____

PROYECTO:	REVISADO:	APROBADO:
DESIGNADO:	REVISADO:	APROBADO:
FIRMA:	FIRMA:	FIRMA:
NOMBRE:	NOMBRE:	NOMBRE:

**Sección**

Tubo protector (hincado) de acero de diámetro "D"

Espaciador de polietileno de alta densidad o PVC a no mas de 2 m de espaciamiento

Manga de caucho con cierre (Rubberseal)

Camino

Tubo conductor

Sello de extremo Ver detalle

Encamisado de tubería de acero sin escala

**Perfil**

Tubo protector (encamisado) de acero de diámetro "D"

Banda de acero inoxidable

Plantilla

Malla electrosoldada 6 x 6 calibre 10 Ubicada al centro

Separación entre protección de concreto y campana de tubería mínima 30 cm máxima 60 cm

**Sello en extremos**

Tubo conductor de PVC o polietileno diámetro "D"

Manga de caucho con cierre (Rubberseal)

Espaciador

Diámetro tubo		Diámetro tubo	Diámetro tubo
Conductor	(cm)	Protector	(cm)
20	8	38	15
25	10	45	18
30	12	53	21
38	15	61	24
41	16	61	24
61	24	76	30

**NOTAS**

- \* Acotación en centímetros
- \* Recubrimiento mínimo del acero 7,5 cm

ESCALA GRÁFICA

M E T R O S

ESCALA 1:50

MÉXICO CONAGUA

PROYECTO: Protección de tuberías

FECHA: \_\_\_\_\_

APROBADO: \_\_\_\_\_

ELABORADO: \_\_\_\_\_

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

SIMBOLOGÍA

PROYECTO: \_\_\_\_\_ FIRMA: \_\_\_\_\_

DIBUJO: \_\_\_\_\_ FIRMA: \_\_\_\_\_

REVISÓ: \_\_\_\_\_ FIRMA: \_\_\_\_\_

APROBÓ: \_\_\_\_\_ FIRMA: \_\_\_\_\_



B32. Estructura de caída escalonada (continuación)

Tipo	D	H	S	C	Ancho	E	DI
I	91	134	184	264	146	20	111
	107	134	184	264	146	20	129
	122	134	184	264	146	20	148
II	152	198	248	328	213	25	182
	122	198	248	328	213	25	219
III	213	267	317	397	291	30	253
	244	267	317	397	291	30	288

**Notas:**

- \* Acentuaciones en centímetros excepto lo indicado en otra unidad.
- \* La resistencia de concreto será  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .
- \* La resistencia del acero será  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- \* El relleno será en capas de 20 cm compactado al 95% de la simple de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  y 5 cm de espesor.
- \* La estructura se construirá sobre una planilla de concreto simple de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  y 5 cm de espesor.
- \* Las cajas están diseñadas para una carga de vehículos tipo H-20.
- \* El concreto se le adicionará impermeabilizante.
- \* Los tubos removibles son de absciso-cemento clase A-5.6 7.6 cm (3 0" x 1" x 1/2), rellenos de mortero cemento-arena 1:4 cm vanilla #4 en el eje de cada tubo.

CROQUIS DE MACROLOCALIZACIÓN

CROQUIS DE MICROLOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

SIMBOLOGÍA

NOTAS

MEXICO CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DE AGUAS

ESTRUCTURA DE CAÍDA ESCALONADA

PROYECTO: \_\_\_\_\_

REVISOR: \_\_\_\_\_

PROYECTANTE: \_\_\_\_\_

ESCALA: 1:100

## NOTACIÓN DE VARIABLES

Símbolo	Definición
$a$	Profundidad de la concavidad
$A$	Área ocupada por el flujo en la sección
$A_a$	Área del plano A
$A_e$	Área de escurrimiento
$A_{ei}$	Área de influencia de la estación $i$
$A_i$	Área hidráulica en la sección $i$
$A_{is}$	Área por tipo de suelo
$A_g$	Área de abertura libre de la rejilla
$A_{isi}$	Área de isoyeta
$A_T$	Área total de la cuenca
$A_{TMc}$	Área total de la microcuenca
$B$	Variación del área respecto al tirante
$C_d$	Coefficiente de arrastre
$C_D$	Coefficiente de descarga
$C_e$	Coefficiente de escurrimiento
$\overline{C_e}$	Coefficiente de escurrimiento ponderado
$C_{ei}$	Coefficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo
$C_o$	Coefficiente de orificio
$C_v$	Capacidad necesaria para el almacenamiento
$d$	Duración de la precipitación
$dA$	Incremento diferencial de área $h$
$A_o$	Área del orificio
$d_{co}$	Altura de la coladera
$d_{cu}$	Profundidad de flujo en la cuneta
$d_e$	Duración en exceso
$d_i$	Profundidad en el labio inferior de la apertura
$d_o$	Carga efectiva al centro del orificio
$d_s$	Altura de la sección
$d_r$	Profundidad del agua en la ranura
$dy$	Incremento diferencial del tirante



Símbolo	Definición
$D$	Diámetro
$D_c$	Desnivel constante entre curvas de nivel
$D_d$	Profundidad máxima
$D_e$	Equidistancia entre curvas de nivel
$D_i$	Distancia entre cada estación circundante y la estación con el registro incompleto
$E$	Energía específica
$C$	Error cuadrático mínimo
$E_f$	Eficiencia
$E_0$	Relación del flujo en la sección a desnivel con respecto del flujo total determinado
$EE$	Error estándar de ajuste
$f$	Coefficiente de pérdidas
$f_{cif}$	Factor de concentración por intervalo fijo de observación
$F$	Factor de ajuste
$F_c$	Factor de concentración
$F_{ch}$	Coefficiente lluvia-periodo de retorno de la ecuación de Chen
$F_{cs}$	Fuerza de fricción del calzado sobre el suelo
$F_i$	Función de distribución considerada
$F_p$	Factor de ajuste por estanques y pantanos en la cuenca
$FRA$	Factor de reducción de área
$F_r$	Número de Froude
$F_l$	Fuerza de arrastre del agua
$F_{qv}$	Función de distribución conjunta bivariada
$F(Q)$	Son las distribuciones marginales de las variables aleatorias
$F(V)$	Son las distribuciones marginales de las variables aleatorias
$F_i(x)$	Funciones de distribución de probabilidad
$F(S_i)$	Función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo $i$
$F(l_i)$	La misma función en el límite inferior del intervalo
$g$	Aceleración de la gravedad
$G_{i, i+1}$	Inclinación del camino
$h$	Distancia vertical desde la superficie libre al punto más bajo de la sección
$h_a$	Pérdidas menores
$h_c$	Pérdidas menores por contracción
$h_e$	Pérdidas menores por expansión
$h_i$	Altura del agua al ingreso
$h_{max}$	Altura máxima de precipitación del hietograma triangular
$H$	Energía total o cargar hidráulica
$\bar{H}_{cauce}$	Altura a la que se equilibran las áreas $a_1$ y $a_2$
$H_0$	Función de distribución de probabilidad considerada

Símbolo	Definición
$i$	Intensidad de la lluvia
$i_d^{Tr}$	Intensidad de la lluvia para cualquier periodo de retorno y cualquier duración $d$
$i_t^{10}$	Intensidad de la lluvia para un periodo de retorno de 10 años y cualquier duración $d$ de una hora
$i_{media}$	Intensidad media de la lluvia
$i_s$	Tipo de suelo
$k$	Altura promedio de las irregularidades existentes en las paredes de una conducción
$l$	Longitud de la tubería
$la$	Pérdidas iniciales durante una tormenta
$l_{cauce}$	Longitud del cauce medido en planta
$l_i$	Longitud del tramo $i$
$l_t$	Longitud total del cauce
$l_T$	Longitud del cauce principal
$l_{Tniv}$	Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca
$l_{Tlc}$	Longitud total de la línea de corriente
$L$	Longitud característica
$L_a$	Longitud de la abertura
$L_c$	Longitud horizontal de la curva
$L_{co}$	Longitud de la coladera
$L_f$	Longitud del tramo donde se evalúan las pérdidas
$L_r$	Longitud de la ranura
$L_s$	Longitud del cauce principal sobre la superficie
$L_T$	Longitud de la coladera para captar el 100% del flujo
$L_x$	Longitud de la línea de la malla en la dirección $x$
$L_y$	Longitud de la línea de la malla en la dirección $y$
$M$	Cantidad de movimiento
$n$	Coefficiente de rugosidad de Manning
$n_p$	Número de parámetros de la $F(p)$ función de distribución
$N$	Número de la curva de escurrimiento del SCS
$p$	Presión manométrica
$P$	Altura de Precipitación
$P'$	Precipitación máxima areal de la zona de la tormenta
$\bar{P}$	Altura de precipitación media
$P_e$	Precipitación en exceso
$P_{ef}$	Precipitación efectiva
$P_i$	Altura de precipitación registrada en la estación $i$
$P(i)$	Precipitación máxima anual correspondiente al año $i$
$P_j(i)$	Precipitación máxima registrada en la estación $j$ para año $i$
$P_{it}$	Altura de precipitación en la estación $i$ para el tiempo $t$

Símbolo	Definición
$P_{is}$	Altura de precipitación media en la cuenca calculada por el método de las isoyetas
$P_{tt}$	Precipitación total obtenida de un hietograma triangular
$P(x)$	Probabilidad de ocurrencia de un evento mayor o igual a $x$
$P_x$	Altura de precipitación faltante en la estación $x$ en estudio
$P_{ti}$	Altura de precipitación en la estación $i$ para el tiempo $t$
$\bar{P}_{isi}$	Precipitación media entre dos isoyetas
$\bar{P}_T$	Altura de precipitación media calculada con el método de los polígonos de Thiessen
$\bar{P}_t$	Altura de precipitación media en el tiempo $t$
$\bar{P}_i$	Precipitación media anual en la estación auxiliar $i$ en estudio
$P_5$	Precipitación en cualquier punto dentro de una determinada área, correspondiente al día en que ocurrió la precipitación máxima anual sobre todo la cuenca
$P_6$	Precipitación máxima anual sobre todo la cuenca para el mismo punto, duración y año que
$\bar{P}_4$	Precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área
$\bar{P}_3$	Precipitación media máxima anual para una duración y área dadas
$P_4$	Precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área para la misma duración para la cual se obtiene de $\bar{P}_3$
$\bar{P}_1$	Precipitación media máxima en la cuenca para una determinada duración
$P(X_1 \cup X_2)$	Es la llamada unión de probabilidades y se lee la probabilidad de $X_1$ y $X_2$
$P(X_1 \cap X_2)$	Probabilidad de intersección y se lee la probabilidad de $X_1$ y $X_2$
$P_1^{10}$	Precipitación con un periodo de retorno de 10 años y con duración de una hora
$P_{24}^{100}$	Precipitación para un periodo de retorno de 100 años y una duración de 24 horas
$P_{24}^{10}$	Precipitación para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 24 horas
$P_1^{Tr}$	Precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de una hora
$P_{24}^{Tr}$	Precipitación para un periodo de retorno dado y una duración de 24 horas
$P_{d=60min}^{Tr=2años}$	Altura de precipitación para un periodo de retorno de 2 años y una duración de 60 minutos
$P_{d=24h}^{Tr=2años}$	Altura de precipitación máxima diaria acumulada en 24 horas para un periodo de retorno de 2 años
$q_u$	Gasto pico unitario de lluvia
$Q$	Gasto
$Q_b$	Caudal de derivación
$Q_{ba}$	Gasto base
$Q_{cu}$	Flujo en la cuneta
$Q_{max}$	Gasto máximo
$Q_i$	Flujo interceptado
$Q_p$	Gasto pico
$Q_s$	Capacidad de flujo de la sección encima de la concavidad de la cuneta
$Q_l$	Gasto en la sección $i$
$Q_w$	Flujo en la sección a desnivel de la cuneta
$r$	Radio de la sección circular
$r_{ht}$	Relación entre el tiempo en que el hietograma triangular alcanza su altura máxima de precipitación y la duración total de la lluvia

Símbolo	Definición
$R$	Radio hidráulico de la sección
$Re$	Número de Reynolds
$R_f$	Relación de flujo frontal interceptado con respecto del flujo total
$R_s$	Relación de flujo lateral interceptado con respecto del flujo total
$R_{ch}$	Relación entre una lluvia con precipitaciones
$R_i$	Riesgo
$S$	Pendiente del fondo del canal
$S_{cuenca}$	Pendiente de la cuenca
$S_f$	Pendiente de fricción o pendiente de la línea de energía
$S_{lc}$	Pendiente media del cauce
$Sr$	Retención máxima potencial
$S_i$	Pendiente del tramo $i$
$S_2$	Pendiente de la recta que iguala las áreas
$S_{lcm}$	Pendiente del cauce principal al millar
$S_0$	Pendiente de fondo del conducto
$S_x$	Pendiente transversal
$S'_w$	Pendiente transversal de la cuneta
$S_2$	Pendiente de la recta que iguala las áreas
$S_L$	Pendiente longitudinal
$t$	Tiempo
$t_a$	Tiempo en que se alcanza la altura máxima, $h_{max}$ , de precipitación en el hietograma triangular
$t_b$	Tiempo base
$t_{cs}$	Tiempo de concentración sobre la superficie natural
$t_c$	Tiempo de concentración de la cuenca
$t_p$	Tiempo pico
$t_r$	Tiempo de retraso de la cuenca
$t_{is}$	Tiempo de traslado sobre la superficie
$t_{ia}$	Tiempo de traslado a través de los colectores
$t_{rec}$	Tiempo de recesión
$t_t$	Tiempo de traslado a través de los colectores
$T$	Ancho de la superficie libre
$T_d$	Duración total de la lluvia tomada como la base del hietograma triangular
$T_e$	Extensión total del agua
$Tr$	Periodo de retorno
$T_{ra}$	Periodo de retorno analizado en el año
$Tp$	Propagación
$T_{qv}$	Es el periodo de retorno conjunto entre el gasto pico y volúmenes de escurrimiento

Símbolo	Definición
$T_t$	Tiempo total entre los instantes $a$ y $b$
$V$	Velocidad media del flujo
$V^*$	Velocidad al cortante
$V_e$	Volumen de escurrimiento directo
$V_{ent, i}$	Gasto de ingreso
$V_i$	Velocidad media del flujo en la sección $i$
$V_0$	Velocidad de inicio de salpicaduras
$V_u$	Volumen llovido
$V_{sal, i}$	Gasto de salida
$\omega_j$	Porcentaje del área de influencia de cada estación dentro de la cuenca
$W$	Ancho
$W_p$	Peso de la personas
$x$	Abscisa a lo largo del conducto
$x_{ei}$	Es el $i$ -ésimo dato estimado
$x_{oi}$	Es el $i$ -ésimo dato calculad con la función de distribución abajo del análisis
$x_i$	Es el $i$ -ésimo gasto registrado
$x_o$	Es el $i$ -ésimo gasto calculado con la distribución bajo análisis
$X$	Es la relación entre una precipitación con un periodo de retorno de 100 años y una duración de una hora y una precipitación con un periodo de retorno de 10 años y con duración de una hora
$y$	Tirante
$y_c$	Tirante critico
$y_i$	Tirante del flujo o carga de presión en conducciones con superficie libre en las sección $i$
$y_n$	Tirante normal
$y_2$	Tirante conjugado
$y_1$	Tirante conjugado mayor
$Y$	Tirante medio o hidráulico
$z$	Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia, el cual equivale a la carga de posición
$z_1$	Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia
$z_g$	Profundidad desde la superficie libre del agua hasta el centro de gravedad de la sección
$Z$	Factor de reducción
$a$	Coeficientes que se obtienen al hacer el ajuste con los datos registrados en cada estación
$b$	Coeficientes que se obtienen al hacer el ajuste con los datos registrados en cada estación
$a_1$	Parámetros que varían de las condiciones meteorológicas
$b_1$	Parámetros que varían de las condiciones meteorológicas
$\beta$	Coeficientes que se obtienen al hacer el ajuste con los datos registrados en cada estación
$c_1$	Parámetros que varían de las condiciones meteorológicas

Símbolo	Definición
$C_0$	Coefficientes en función de tipo de tormenta dcl NRCS y del cociente $la/Pc$
$C_1$	Coefficientes en función de tipo de tormenta dcl NRCS y del cociente $la/Pc$
$C_2$	Coefficientes en función de tipo de tormenta dcl NRCS y del cociente $la/Pc$
$E_0$	Relación de flujo
$G$	Parámetro de ajuste
$h_f$	Pérdida de carga por fricción
$k$	Constante
$K$	Constante de curva vertical
$K_a$	Coefficiente de pérdidas menores
$K_c$	Coefficientes de pérdida por contracción
$K_e$	Coefficientes de pérdida por expansión
$k_2$	Parámetros de cálculo
$K_u$	Constante
$k_1$	Parámetro de cálculo
$m$	Parámetro de cálculo
$m_1$	Parámetro de cálculo
$n_1$	Número de parámetros de $F_1(x)$
$n_{nc}$	Número de años de registro en que el gasto máximo no se produjo por tormentas ciclónica
$n_p$	Es el número de parámetros de la FDP
$T$	Parámetro de ajuste
$R_f$	Es la relación de flujo frontal interceptado con respecto del flujo total
$\bar{x}$	Primer momento alrededor del origen
$\chi$	Brazo de momento
$V_i^2/2g$	Carga de velocidad en las sección $i$
$dy/dx$	Variación del tirante y con respecto a la distancia $x$
$p_i/\gamma$	Carga de presión en las sección $i$
$\partial Q/\partial x$	Variación del gasto con respecto a la longitud $x$
$\Delta H_{cniv}$	Desnivel constante entre curvas de nivel
$\Delta H_{cauce}$	Desnivel entre los extremos del cauce
$\theta$	Ángulo de inclinación con respecto a un plano de referencia
$v$	Viscosidad cinemática del fluido
$\alpha_i$	Coefficiente de Coriolis o de energía en las sección $i$
$\varepsilon$	Rugosidad absoluta del material de la tubería
$\beta$	Valor absoluto de $z$ y la distribución normal estándar tiene los valores
$\varepsilon/D$	Rugosidad relativa
$\rho$	Densidad del fluido
$\mu$	Coefficiente de fricción
$\bar{\mu}$	Primer momento alrededor del origen
$R_s(1-E_0)$	Es la relación de flujo lateral interceptado con respecto del flujo lateral total

Símbolo	Definición
$\alpha_1$	Parámetro correspondientes a la población ciclónica y no ciclónica
$\beta_1$	Parámetro correspondientes a la población ciclónica y no ciclónica
$\theta_i$	Número observado de eventos en el intervalo $i$
$\varepsilon_i$	Número esperado de eventos en el mismo intervalo
$\gamma$	Peso volumétrico
$\Gamma$	Distribución Gamma
$ Z $	Valor absoluto de Z de la distribución normal estándar
$\Delta t$	Incremento de tiempo en el intervalo $t$
$\Delta x$	Incremento de distancia en el intervalo $x$

# TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m <sup>3</sup>	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m <sup>3</sup> /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm <sup>3</sup> /h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
cm	centímetro	Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
m	metro	°C	grados Celsius
ml	mililitro	psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
l	litro	cm/s	centímetro por segundo
m <sup>3</sup>	metro cúbico	m/s	metro por segundo
s	segundo	HP	caballo de fuerza (medida de energía)
h	hora	kW	kilowatt
d	día	UNT	unidades nefelométricas de turbiedad
mg/l	miligramo por litro		

## Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
<b>Sistema Inglés</b>	<b>Sistema métrico</b>	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km



## Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm <sup>2</sup> = 100 mm <sup>2</sup>	0.15	in <sup>2</sup>
1 m <sup>2</sup> = 10 000 cm <sup>2</sup>	1.19	yd <sup>2</sup>
1 hectárea (ha) = 10 000 m <sup>2</sup>	2.47	acres
1 km <sup>2</sup> = 100 ha	0.38	mi <sup>2</sup>
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in <sup>2</sup>	6.45	cm <sup>2</sup>
1 ft <sup>2</sup> = 144 in <sup>2</sup>	0.09	m <sup>2</sup>
1 yd <sup>2</sup> = 9 ft <sup>2</sup>	0.83	m <sup>2</sup>
1 acre = 4 840 yd <sup>2</sup>	4 046.90	m <sup>2</sup>
1 milla <sup>2</sup> = 640 acres	2.59	km <sup>2</sup>

## Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm <sup>3</sup>	0.06	in <sup>3</sup>
1 dm <sup>3</sup> = 1 000 cm <sup>3</sup>	0.03	ft <sup>3</sup>
1 m <sup>3</sup> = 1 000 dm <sup>3</sup>	1.30	yd <sup>3</sup>
1 litro (L) = 1 dm <sup>3</sup>	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in <sup>3</sup>	16.38	cm <sup>3</sup>
1 ft <sup>3</sup> = 1 728 in <sup>3</sup>	0.02	m <sup>3</sup>
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

## Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 onza (oz) = 437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

## Temperatura

$^{\circ}C = \frac{5}{9}(^{\circ}F - 32)$	$^{\circ}F = \frac{9}{5}(^{\circ}C) + 32$
---	---

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
<b>Longitud</b>				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
<b>Presión/esfuerzo</b>				
Kilogramo fuerza/cm <sup>2</sup>	kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada <sup>2</sup>	lb/ plg <sup>2</sup> , PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H <sub>2</sub> O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
<b>Fuerza/ peso</b>				
kilogramo fuerza	kg <sub>f</sub>	9.80	newton	N
<b>Masa</b>				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
<b>Peso volumétrico</b>				
kilogramo fuerza/m <sup>3</sup>	kg <sub>f</sub> /m <sup>3</sup>	9.80	N/m <sup>3</sup>	N/m <sup>3</sup>
libra /ft <sup>3</sup>	lb/ft <sup>3</sup>	157.08	N/m <sup>3</sup>	N/m <sup>3</sup>
<b>Potencia</b>				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
<b>Viscosidad dinámica</b>				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
<b>Viscosidad cinemática</b>				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m <sup>2</sup> /s (St)
<b>Energía/ Cantidad de calor</b>				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
<b>Temperatura</b>				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s<sup>2</sup>

Longitud								
de / a	mm	cm	m	km	mi	milla náutica (nmi)	ft	in
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	ha	mi <sup>2</sup>	acre	ft <sup>2</sup>	in <sup>2</sup>
cm <sup>2</sup>	1.00						0.001	0.155
m <sup>2</sup>	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km <sup>2</sup>			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi <sup>2</sup>			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft <sup>2</sup>	929.03	0.09					1.000	0.007
in <sup>2</sup>	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	L	ft <sup>3</sup>	gal. EUA	acre-ft	in <sup>3</sup>	yd <sup>3</sup>
cm <sup>3</sup>	1.000		0.001				0.061	
m <sup>3</sup>		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft <sup>3</sup>		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in <sup>3</sup>	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd <sup>3</sup>		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm <sup>3</sup> /s	gal/día	gal/min	l/min	m <sup>3</sup> /día	m <sup>3</sup> /h	ft <sup>3</sup> /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm <sup>3</sup> /s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m <sup>3</sup> /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m <sup>3</sup> /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft <sup>3</sup> /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo			
de	a	gal/min/pie	l/s/m
gal/min/pie		1.000	0.206
l/s/m		4.840	1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie <sup>2</sup>	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie <sup>2</sup>			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión								
de	a	atmósfera	Kg/cm <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	mm de Hg	in de Hg	m de H <sub>2</sub> O	ft de H <sub>2</sub> O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm <sup>2</sup>		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in <sup>2</sup>		0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg		0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg		0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua		0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua		0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía									
de	a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora		1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora		1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora		1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J					1.000	0.738	0.102		
ft.lb					1.356	1.000	0.138		
kgm					9.806	7.233	1.000		
BTU					1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal					4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad				
de	a	cm <sup>2</sup> /s	gal/día/pie	m <sup>2</sup> /día
cm <sup>2</sup> /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m <sup>2</sup> /día		0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.176	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.601	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=9/5^{\circ}\text{C}+32$
Fahrenheit a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Reamur a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/4 ^{\circ}\text{R}$
Fahrenheit a Réaumur	$^{\circ}\text{R}=4/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=9/4^{\circ}\text{R}+32$
Celsius a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=273.15+^{\circ}\text{C}$
Fahrenheit a Rankine	$^{\circ}\text{Ra}=459.67+^{\circ}\text{F}$
Rankine a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=5/9^{\circ}\text{Ra}$

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	e m a p p m	p p m a e p m	e p m a g p g	g p g a e p m	p p m a p p m C a C O 3
calcio Ca <sup>+2</sup>	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe <sup>+2</sup>	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg <sup>+2</sup>	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K <sup>+1</sup>	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na <sup>+1</sup>	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO <sub>3</sub> ) <sup>-1</sup>	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO <sub>3</sub> ) <sup>-2</sup>	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) <sup>-1</sup>	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) <sup>-1</sup>	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrate (NO <sub>3</sub> ) <sup>-1</sup>	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO <sub>4</sub> ) <sup>-3</sup>	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO <sub>4</sub> ) <sup>-2</sup>	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO <sub>3</sub> )	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl <sub>2</sub> )	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) <sub>2</sub>	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO <sub>4</sub> )	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO <sub>3</sub> ) <sub>3</sub>	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe <sub>2</sub> (CO <sub>3</sub> ) <sub>3</sub>	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe <sub>2</sub> (CO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub>	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO <sub>3</sub> )	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl <sub>2</sub> )	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) <sub>2</sub>	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO <sub>4</sub> )	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

e  
p  
m = equivalentes por millón

p  
p  
m = partes por millón

g  
p  
g = granos por galón

p.p.m. CaCO<sub>3</sub> = partes por millón de carbonato de calcio





# ILUSTRACIONES Y PLANOS

Ilustración 1.1 Sistema de drenaje pluvial (adaptado de Chow <i>et al.</i> , 1994)	4
Ilustración 1.2 Sistema de drenaje combinado (adaptado de Kibler, 1982)	4
Ilustración 1.3 Tipos de boca de tormenta (adaptado de AISI, 1985)	7
Ilustración 1.4 Geometría de lavadero (adaptado de SCT 2001)	7
Ilustración 1.5 Trazo de una red de drenaje	8
Ilustración 1.6 Secciones transversales de conductos cerrados (adaptado de Lewis, 2010)	9
Ilustración 1.7 Secciones transversales de conductos a cielo abierto (adaptado de Lewis, 2010)	10
Ilustración 1.8 Pozos de visita	11
Ilustración 1.9 Pozo de visita común	12
Ilustración 1.10 Pozo de visita especial	13
Ilustración 1.11 Pozo caja	14
Ilustración 1.12 Pozo caja unión	15
Ilustración 1.13 Pozo caja de deflexión	16
Ilustración 1.14 Pozo con caída adosada	17
Ilustración 1.15 Pozo con estructura de caída escalonada	18
Ilustración 1.16 Partes de un tubo	19
Ilustración 1.17 Conexión de tuberías	20
Ilustración 1.18 Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo normal a la corriente)	22
Ilustración 1.19 Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo esviado)	23
Ilustración 1.20 Estructura de vertido a cielo abierto	24
Ilustración 1.21 Sifón invertido	25
Ilustración 1.22 Sifón con pozo vertical	25
Ilustración 1.23 Sifón con pozo vertical (alternativa 2)	25
Ilustración 1.24 Sifón con ramales verticales	26
Ilustración 1.25 Sifón con cámara de limpieza	26
Ilustración 1.26 Cruce elevado	27
Ilustración 1.27 Alcantarillas pluviales (adaptado de ASCE, 1992)	28
Ilustración 1.28 Canal-laguna de retención	29
Ilustración 1.29 Esquema general del diseño de sistemas de drenaje pluvial	30
Ilustración 2.1 Curva de escurrimiento anual (adaptado de Springall, 1970)	34
Ilustración 2.2 Hidrograma generado por una tormenta particular (adaptado de Springall, 1970)	34
Ilustración 2.3 Puntos característicos de un hidrograma (adaptado de Springall, 1970)	35
Ilustración 2.4 Cuenca para ejemplo	37

Ilustración 2.5 Pendiente de la línea de corriente	39
Ilustración 2.6 Criterios de estimación de la pendiente del cauce principal (adaptado de Campos-Aranda,1988)	40
Ilustración 2.7 Fases del proceso lluvia-escorrimento (adaptado de Hank <i>et al.</i> , 1982)	44
Ilustración 2.8 Topografía y lotificación para ejemplo	47
Ilustración 2.9 Definición de subcuencas considerando exclusivamente la topografía	47
Ilustración 2.10 Definición de subcuencas considerando la lotificación	48
Ilustración 2.11 Modelo Digital de Elevación (IMTa, 2013)	49
Ilustración 2.12 Modelo Digital de Elevación considerando la traza urbana (IMTa, 2013)	50
Ilustración 2.13 Delimitación de microcuencas a través de un MDE (IMTa, 2013)	51
Ilustración 2.14 MDE para el ejemplo	52
Ilustración 2.15 Generación de subcuencas	52
Ilustración 2.16 Trazo manual de líneas de corriente para la zona de estudio	53
Ilustración 2.17 Trazo de líneas de corriente a través de un programa especializado	53
Ilustración 2.18 Delimitación de microcuenca en función de las líneas de corriente	54
Ilustración 2.19 Microcuencas de la zona de estudio	55
Ilustración 2.20 Datos para el cálculo de la pendiente	55
Ilustración 2.21 Usos de suelo	61
Ilustración 2.22 Usos de suelo para la Mc 6	61
Ilustración 2.23 Polígonos de Thiessen para ejemplo	63
Ilustración 2.24 Representación gráfica del método racional	64
Ilustración 2.25 Hidrograma de escurrimiento	66
Ilustración 2.26 Suma de hidrogramas de colectores concurrentes	67
Ilustración 2.27 Suma de hidrogramas de colectores consecutivos	67
Ilustración 2.28 Plano de la cuenca urbana de estudio	68
Ilustración 2.29 Hidrograma resultante obtenido con el método gráfico alemán	72
Ilustración 2.30 Hidrograma resultante para la cuenca urbana de estudio	72
Ilustración 2.31 Curva áreas - tiempo	77
Ilustración 2.32 Curva gasto de descarga - volúmenes de almacenamiento	78
Ilustración 2.33 Tránsito del hidrograma virtual de entrada	79
Ilustración 2.34 Curva S	80
Ilustración 2.35 Tiempo de concentración $t_c$ en la curva $Q - t$	81
Ilustración 2.36 Oscilaciones en la curva S	81
Ilustración 2.37 Desfasamiento de la curva S	82
Ilustración 2.38 Factor de reducción pico	84
Ilustración 2.39 Hidrograma unitario adimensional	85
Ilustración 2.40 Duración en exceso de un hietograma	89
Ilustración 2.41 Ordenadas proporcionales del hidrograma	90
Ilustración 2.42 Superposición de hidrogramas	90
Ilustración 2.43 a) Hietograma b) Hidrograma total de una cuenca	91
Ilustración 2.44 Hidrograma unitario para $de = 2$ h	92

Ilustración 2.45 a) Hietograma b) Hidrograma	92
Ilustración 2.46 a) Hietograma b) Hidrograma	93
Ilustración 2.47 Hidrograma unitario triangular	94
Ilustración 2.48 Curva intensidad - duración - periodo de retorno para $T_r = 10$ años	95
Ilustración 2.49 Hidrograma de salida de Mc 6 para duraciones menores a $t_{CS}$	96
Ilustración 2.50 Hidrograma de salida de Mc 6 para duraciones mayores a $t_{CS}$	96
Ilustración 2.51 Microcuenca Mc 6 dentro del programa SWMM® 5.1	99
Ilustración 2.52 Hietograma e hidrograma de diseño obtenido con el modelo de simulación SWMM® 5.1	99
Ilustración 3.1 Representación esquemática de una cuenca	102
Ilustración 3.2 Sistemas de drenaje mayor y menor	103
Ilustración 3.3 Ejemplo de la determinación del número de orden en una cuenca	104
Ilustración 3.4 El ciclo hidrológico (adaptado de Chow, 1994)	104
Ilustración 3.5 Registro pluviográfico (adaptado de Aparicio, 1989)	106
Ilustración 3.6 Descripción de la aplicación del método de los polígonos de Thiessen (adaptado de Aparicio, 1989)	109
Ilustración 3.7 Descripción de la aplicación del método de las isoyetas (adaptado de Aparicio, 1989)	110
Ilustración 3.8 División uniforme de la diferencia de precipitación	110
Ilustración 3.9 Trazo de líneas con mismo valor de precipitación (adaptado de Aparicio, 1989)	111
Ilustración 3.10 Polígonos de Thiessen trazados con un SIG (adaptado de Aparicio, 1989)	112
Ilustración 3.11 Plano de isoyetas trazado con un software especializado (adaptado de Aparicio, 1989)	112
Ilustración 3.12 Áreas y precipitaciones medias para la cuenca (adaptado de Aparicio, 1989)	113
Ilustración 3.13 Polígonos de Thiessen (adaptado de Aparicio, 1989)	115
Ilustración 3.14 Datos de precipitación de las estaciones pluviográficas	115
Ilustración 3.15 Curva masa media ajustada	117
Ilustración 3.16 Función de densidad y distribución de probabilidad	118
Ilustración 3.17 Método de momentos	126
Ilustración 3.18 Función logaritmo de verosimilitud para distribución exponencial	129
Ilustración 3.19 Curvas $i-d-T_r$	138
Ilustración 3.20 Ajuste de datos a un función de probabilidad	139
Ilustración 3.21 Plano de isoyetas, polígonos y áreas de influencia (adaptado de Aparicio, 1989)	140
Ilustración 3.22 Altura de precipitación	144
Ilustración 3.23 Hietogramas	145
Ilustración 3.24 Hietograma obtenido mediante el método del bloque alterno	147
Ilustración 3.25 Pluviograma para ejemplo	149
Ilustración 3.26 Hietograma de intensidades	151
Ilustración 3.27 Curva masa de precipitación	151
Ilustración 3.28 Hietograma triangular de diseño	152
Ilustración 3.29 Red de estaciones climatológicas posicionadas en Google Earth®	153
Ilustración 3.30 Información presentada para una estación climatológica	154

Ilustración 3.31 Zona de estudio con las estaciones climatológicas cercanas posicionadas en Google Earth®	156
Ilustración 3.32 Ejemplo de selección inicial de estaciones climatológicas	156
Ilustración 3.33 Relación entre los parámetros (a, b, c) de una tormenta estándar y la razón de la lluvia de una hora con la de 24 horas	168
Ilustración 3.34 Plano de isoyetas con periodo de retorno de 2 años y duración de una hora (CENAPRED, 2010)	170
Ilustración 3.35 Curvas $i-d-Tr$ generada a partir de la fórmula de Chen	173
Ilustración 3.36 Factor de convectividad ( $F_c$ ) por región (adaptado de Baeza, 2007)	175
Ilustración 3.37 Curvas precipitación (mm) – duración (min) – periodo de retorno (años) para la estación (17003)	176
Ilustración 3.38 Curvas intensidad (mm/h) – duración (min) – periodo de retorno (años) para la estación Cuautla (17003)	178
Ilustración 3.39 Hietogramas para $Tr$ de 10 años	179
Ilustración 3.40 Hietogramas para $Tr$ de 20 años	179
Ilustración 3.41 Red de Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA) y Estaciones Sinópticas Meteorológicas (ESIME)	180
Ilustración 3.42 Página de consulta de información para EMAs y ESIMEs	181
Ilustración 3.43 Precipitación registrada que causó problemas de inundación (IMTA, 2013)	183
Ilustración 3.44 Registro de precipitación con duración máxima de 60 minutos (uno de 318)	184
Ilustración 3.45 Curva masa para los datos de la ilustración 3.44	186
Ilustración 3.46 Curva masa unitaria para los datos de la Ilustración 3.45	187
Ilustración 3.47 Ajuste de la curva masa media unitaria para las 12 curvas masas con duración mayor a 30 min y menor a 60 min	187
Ilustración 3.48 Hietograma unitario de diseño para una duración de 60 minutos	188
Ilustración 3.49 Hietograma de precipitación para una duración de lluvia de 60 minutos y un periodo de retorno de 2 años	188
Ilustración 4.1 Elementos geométricos de un canal	197
Ilustración 4.2 Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones transversales	203
Ilustración 4.3 Diagrama de energía específica	204
Ilustración 4.4 Análisis del salto hidráulico	205
Ilustración 4.5 Representación de variables para la Tabla 4.8	212
Ilustración 4.6 Representación de variables para la Tabla 4.9	212
Ilustración 4.7 Coeficiente de pérdidas por entrada desde un almacenamiento (adaptado de City of Austin, 1987)	212
Ilustración 4.8 Pérdidas menores por turbulencia en alcantarillas (adaptado de City of Austin, 1987)	213
Ilustración 4.9 Pérdidas menores por turbulencia en pozos de visita (adaptado de City of Austin, 1987)	214
Ilustración 4.10 Pérdidas menores por turbulencia en conexiones "Y" y cabezas de atarjea (adaptado de City of Austin, 1987)	215

Ilustración 4.11 Pérdidas menores por turbulencia en curvas (adaptado de City of Austin, 1987)	215
Ilustración 4.12 Coeficiente de pérdida de carga en curvas de colectores (adaptado de AISI, 1985)	217
Ilustración 4.13 Pérdida por ampliación para el colector pluvial del ejemplo	218
Ilustración 4.14 Parámetros geométricos de la sección transversal	219
Ilustración 4.15 Relaciones entre elementos hidráulicos de una tubería de sección circular	220
Ilustración 4.16 Curvas para determinar la profundidad normal (adaptado de Sotelo, 2002)	224
Ilustración 4.17 Gráfica de la función $f(y)$	227
Ilustración 4.18 Ejemplo de un canal con variación de pendiente	231
Ilustración 4.19 Perfiles tipo M, pendiente suave positiva (subcrítica) (adaptado de Sotelo, 2002)	232
Ilustración 4.20 Perfiles tipo C, pendiente crítica (adaptado de Sotelo, 2002)	232
Ilustración 4.21 Perfiles tipo S, pendiente pronunciada positiva (supercrítica) (adaptado de Sotelo, 2002)	233
Ilustración 4.22 Perfiles tipo H, pendiente horizontal (adaptado de Sotelo, 2002)	233
Ilustración 4.23 Perfiles tipo A, pendiente adversa (adaptado de Sotelo, 2002)	234
Ilustración 4.24 Transición de régimen subcrítico a supercrítico (adaptado de Sotelo, 2002)	234
Ilustración 4.25 Transición de régimen supercrítico a subcrítico (adaptado de Sotelo, 2002)	235
Ilustración 4.26 Longitud de remolino y salto hidráulico en canales rectangulares horizontales (adaptado de Sotelo, 2002)	237
Ilustración 4.27 Efectos del tirante de salida en el comportamiento del salto hidráulico (adaptado de Sotelo, 2002)	238
Ilustración 4.28 Salto hidráulico en un conducto de sección circular	241
Ilustración 4.29 Perfil estimado para el canal de ejemplo	245
Ilustración 4.30 Solución gráfica para el tirante normal de las secciones 1 y 3	246
Ilustración 4.31 Solución gráfica para el tirante normal de la sección 2	246
Ilustración 4.32 Sentido del cálculo para la sección 1	247
Ilustración 4.33 Resultados del cálculo para la sección 1	248
Ilustración 4.34 Resultados del cálculo para la sección 2	248
Ilustración 4.35 Resultados del cálculo para la sección 3	249
Ilustración 4.36 Perfil longitudinal del plano inclinado (adaptado de Gómez, 2007)	253
Ilustración 4.37 Integración de la geometría del canal en el programa HEC-RAS®	257
Ilustración 4.38 Establecimiento de condiciones iniciales	257
Ilustración 4.39 Ingreso de datos geométricos de las secciones	258
Ilustración 4.40 Definición de condiciones de frontera	258
Ilustración 4.41 Parámetros de simulación	258
Ilustración 4.42 Resultados de la simulación en forma gráfica (perfil)	259
Ilustración 4.43 Presentación de resultados en tablas	259
Ilustración 5.1 Niveles de peligro por FEMA que relacionan el tirante del agua (m) y la velocidad (m/s) (FEMA, 2009)	262
Ilustración 5.2 Niveles de peligro por OFEE para inundaciones (Loat y Petrascheck, 1997)	263
Ilustración 5.3 Niveles de peligro aplicados a la ciudad de Dórrigo, Australia (NSW, 2005)	264

Ilustración 5.4 Resultado del análisis de Nanía (Gómez, 2007)	265
Ilustración 5.5 Diagrama de resistencia al vuelco	267
Ilustración 5.6 Comparación de hidrogramas en MDE natural y con traza urbana (Martínez, 2014)	268
Ilustración 6.1 Análisis costo-beneficio para el diseño de una red de drenaje	280
Ilustración 6.2 Esquema perpendicular	281
Ilustración 6.3 Esquema radial	282
Ilustración 6.4 Esquema de interceptores	283
Ilustración 6.5 Esquema en abanico	283
Ilustración 6.6 Trazo de la red de atarjeas en bayoneta	284
Ilustración 6.7 Trazo de una red de atarjeas en peine	284
Ilustración 6.8 Trazo combinado de la red de atarjeas	285
Ilustración 6.9 Líneas de corriente para el ejemplo	286
Ilustración 6.10 Propuesta de trazo de la red de drenaje pluvial	287
Ilustración 6.11 Ubicación de pozos de visita propuestos para la red de atarjea	288
Ilustración 6.12 Hietograma de diseño para $T_r=10$ años y duración de 60 minutos	298
Ilustración 6.13 Arreglo de pozos de visita y tuberías a través de un programa especializado	300
Ilustración 6.14 Microcuencas para cada pozo de visita	301
Ilustración 6.15 Modelo de simulación para el ejemplo	302
Ilustración 6.16 Resultados del modelo (velocidades máximas)	302
Ilustración 6.17 Diámetros propuestos para el ejemplo	303
Ilustración 6.18 Perfil de la línea principal	303
Ilustración 6.19 Hidrograma de salida de la red	304
Ilustración 6.20 Sección del río	305
Ilustración 6.21 Funcionamiento a descarga libre	305
Ilustración 6.22 Remanso en el sistema de drenaje pluvial	305
Ilustración 6.23 Descarga del sistema (emisor) al cuerpo receptor (río)	306
Ilustración 6.24 Velocidades del sistema con remanso	306
Ilustración 6.25 Hidrograma de salida con remanso	307
Ilustración 6.26 Secciones transversales convencionales en cunetas (FHWA, 2009)	309
Ilustración 6.27 Secciones típicas de cunetas centrales (FHWA, 2009)	310
Ilustración 6.28 Tipos de Bocas de Tormenta según Brown <i>et al.</i> , 2001 (coladeras)	316
Ilustración 6.29 Rejillas P-50 y P-50 x 100, adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2001	319
Ilustración 6.30 Rejilla P-30, adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2001	320
Ilustración 6.31 Rejilla de barras curvas, adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2001	321
Ilustración 6.32 Rejillas 45°-60 y 45°-85, adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2001	322
Ilustración 6.33 Rejilla 30°-85, adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2001	323
Ilustración 6.34 Rejilla Tipo retícula (panel), adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2001	324
Ilustración 6.35 Comparación de rendimiento entre las distintas bocas de tormenta (Brown <i>et al.</i> , 2001)	325

Ilustración 6.36 Comparación de la capacidad de captación con respecto del flujo (Brown et al., 2001)	326
Ilustración 6.37 Perfil de una coladera con cuneta a desnivel	332
Ilustración 6.38 Rejilla de ingreso en coladera de piso	335
Ilustración 6.39 Coladera combinada	335
Ilustración 6.40 Coladera combinada desfasada	335
Ilustración 6.41 Definición de la altura d	338
Ilustración 6.42 Coladeras de Banqueta	340
Ilustración 6.43 Dimensiones mínimas de la boca de tormenta	343
Ilustración 6.44 Ubicación de coladeras de banquetta	344
Ilustración 6.45 Ubicación de coladeras de piso y banquetta	345
Ilustración 6.46 Ubicación de coladeras de piso	345
Ilustración 6.47 Ubicación de coladeras longitudinales de banquetta	345
Ilustración 6.48 Ubicación de coladeras transversales de piso	346
Ilustración 6.49 Vaso regulador "El Salado" (Imagen de Google Earth®)	347
Ilustración 6.50 Esquema de infiltración en drenes	349
Ilustración 6.51 Ubicación de canchas de futbol y las conducciones a apoyar	353
Ilustración 6.52 Hidrogramas de salida para la conducción 1, el conjunto de conducciones 2 y 3 y la salida de la red	354
Ilustración 6.53 Arreglo de pozos, tuberías y almacenamientos	356
Ilustración 6.54 Modelo de simulación en SWMM®, considerando los dos almacenamientos	356
Ilustración 6.55 Proceso de depresión de la cancha 1	357
Ilustración 6.56 Gráfica de costos por inundación contra gastos	359
Ilustración 6.57 Gráfica de costos por inundación contra carga	360
Ilustración 6.58 Costo total anual contra periodo de retorno	361
Ilustración 6.59 Costo de daño en función de la probabilidad de excedencia	362
Ilustración 7.1 Símbolos para planos de redes de drenaje pluvial	369
Ilustración A.1 Recta para obtener el factor de ajuste	386
Ilustración A.2 Obtención del factor de ajuste por áreas, considerando tormentas centradas	387
Plano B.1 Sección de zanja y reposición de pavimento	392
Plano B.2 Cuneta de concreto	393
Plano B.3 Boca de tormenta tipo piso	394
Plano B.4 Boca de tormenta tipo piso de concreto reforzado	395
Plano B.5 Boca de tormenta tipo banquetta	396
Plano B.6 Boca de tormenta en banquetta I	397
Plano B.7 Boca de tormenta en banquetta II	398
Plano B.8 Boca de tormenta mixta	399
Plano B.9 Rejilla de piso	400
Plano B.10 Ubicación de boca de tormenta	401
Plano B.11 Localización de tubería en vialidad	402



Plano B.12 Pozo de visita común	403
Plano B.13 Pozo de visita especial	404
Plano B.14 Pozo caja	405
Plano B.15 Pozo caja unión, parte I	406
Plano B.16 Pozo caja unión, parte II	407
Plano B.17 Pozo de vista prefabricado de fibra de vidrio	408
Plano B.18 Pozo de visita prefabricado de concreto reforzado	409
Plano B.19 Pozo con caída y deflector interior	410
Plano B.20 Pozo caja deflexión, parte I	411
Plano B.21 Pozo caja deflexión, parte II	412
Plano B.22 Tapa ciega de Fierro Fundido de 61 cm	413
Plano B.23 Tapa ciega de Fierro Fundido de 91 cm	414
Plano B.24 Estructura de descarga	415
Plano B.25 Estructura de captación y descarga I	416
Plano B.26 Estructura de captación y descarga II	417
Plano B.27 Estructura de captación y descarga III	418
Plano B.28 Estructura de captación y descarga IV	419
Plano B.29 Tamaño de planos	420
Plano B.30 Vado por banquetta	421
Plano B.31 Protección de tuberías	422
Plano B.32 Estructura de caída escalonada	423

# TABLAS

Tabla 1.1 Parámetros clave en el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano y los resultados deseados (adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013)	2
Tabla 1.2 Separación máxima entre pozos	11
Tabla 1.3 Conexiones de tubos	21
Tabla 2.1 Longitud de la curva de nivel a cada 50 m, cuenca San Roque, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas	37
Tabla 2.2 Relación de los efectos hidrológicos asociados con la urbanización (Davis, 1974, retomado de Campos-Aranda, 2010)	45
Tabla 2.3 Cálculo de la pendiente media y el tiempo de concentración	56
Tabla 2.4 Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 5 a 10 años (Aparicio, 1989)	57
Tabla 2.5 Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 100 años (Campos-Aranda, 2010)	58
Tabla 2.6 Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 500 años (Campos-Aranda, 2010)	58
Tabla 2.7 Coeficientes de escurrimiento para ejemplo	61
Tabla 2.8 Cálculo del $C_e$ para la $M_c 6$	61
Tabla 2.9 Cálculo del $C_e$ para todas las microcuencas	62
Tabla 2.10 Longitud y área de influencia de los tramos	68
Tabla 2.11 Elevación de los puntos	69
Tabla 2.12 Tiempo de concentración y gasto de cada subcuenca	70
Tabla 2.13 Suma de los hidrogramas particulares a partir del modelo gráfico alemán	71
Tabla 2.14 Factor de ajuste por estanques y pantanos	72
Tabla 2.15 Parámetros para el cálculo del gasto pico unitario, función del tipo de tormenta y del cociente $I_a/P_c$ (Haestad Methods y S.R Durrans, 2003)	74
Tabla 2.16 Número $N$ de la curva de escurrimiento para los complejos hidrológicos suelo-cobertura de cuencas agrícolas y rurales (Mockus, 1972)	75
Tabla 2.17 Tipos de suelo (Aparicio, 1989)	75
Tabla 2.18 Valor de los coeficientes $k$ , $a$ , $b$ y $c$	76
Tabla 2.19 Gastos medios diarios máximos anuales de la estación hidrométrica	86
Tabla 2.20 Periodos de retorno calculados a partir de la fórmula de Weibull	87
Tabla 2.21 Funciones de distribución de probabilidad para el ejemplo	88
Tabla 2.22 Gasto pico para $T_r = 10$ años, en la $M_c 6$	96
Tabla 2.23 Gasto pico para un $T_r$ de 10 años en las 14 microcuencas	97

Tabla 2.24 Parámetros hidrográficos de la Mc 6	98
Tabla 3.1 Clasificación de una cuenca de acuerdo a su magnitud (adaptado de Campos Aranda, 1988)	102
Tabla 3.2 Registros de precipitación en las estaciones de la Ilustración 3.10	116
Tabla 3.3 Cálculo de la curva masa media	116
Tabla 3.4 Periodos de retorno asociados con diferentes niveles de riesgo y vida útil esperada de la obra	122
Tabla 3.5 Parámetros estadísticos de la población y de la muestra	123
Tabla 3.6 Funciones de distribución de probabilidad para el ajuste con datos hidrológicos	125
Tabla 3.7 Probabilidad acumulada de la distribución normal estándar	131
Tabla 3.8 Áreas encerradas entre dos isoyetas y la precipitación media	141
Tabla 3.9 Isoyeta de 25 mm	141
Tabla 3.10 Isoyeta de 20 mm	141
Tabla 3.11 Isoyeta de 15 mm	142
Tabla 3.12 Isoyeta de 10 mm	143
Tabla 3.13 Cuenca completa	143
Tabla 3.14 Cálculo de los incrementos máximos	143
Tabla 3.15 Hietograma para una tormenta de 2 horas en intervalos de 10 minutos y periodo de retorno de 10 años	148
Tabla 3.16 Registro de datos del pluviograma	149
Tabla 3.17 Ejemplo de registros pluviométricos	154
Tabla 3.18 Información contenida en la base de datos CLICOM para las estaciones de la ilustración 3.32	157
Tabla 3.19 Precipitaciones máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica	158
Tabla 3.20 Datos de las estaciones para el ejemplo	161
Tabla 3.21 Distancia entre las estaciones, en kilómetros	162
Tabla 3.22 Inverso del cuadrado de las distancias entre estaciones	162
Tabla 3.23 Calculo de datos faltantes para la estación 17063 Tecajec	163
Tabla 3.24 Precipitaciones ajustadas máximas diarias acumuladas de 24 horas (mm) en el año para cada estación climatológica	164
Tabla 3.25 Seis funciones de ajuste para los datos de la estación Cuautla (17003)	167
Tabla 3.26 Valores de los parámetros de la fórmula de Chen originales y estimados (adaptado de Campos-Aranda, 2010)	171
Tabla 3.27 Precipitación máxima diaria	172
Tabla 3.28 Intensidad de la precipitación registrada en 1 h	172
Tabla 3.29 Precipitación máxima diaria multiplicada por el factor de 1.13	172
Tabla 3.30 Intensidades (mm/h) estimadas a partir de la fórmula de Chen	173
Tabla 3.31 Curvas de precipitación $p$ (mm)- duración (d min)-periodo de retorno ( $T_r$ años) para la estación climatológica Cuautla (17003)	177

Tabla 3.32 Curvas de intensidad ( $i$ mm/h) – duración ( $d$ min) – periodo de retorno ( $T_r$ años) para la estación climatológica Cuautla (17003)	177
Tabla 3.33 Cálculo de la altura de precipitación $h$ , para todos los periodos de retorno y duración $T_d$ de 60 y 90 minutos	178
Tabla 3.34 Hietogramas de diseño para $T_d = 60$ y 90 minutos	179
Tabla 3.35 Número de lluvias registradas en la EMA del ejemplo por rango de duración	183
Tabla 3.36 Diez registros de precipitación, con duración máxima de 60 minutos	185
Tabla 3.37 Cálculo de la curva masa para los registros de la Tabla 3.35	185
Tabla 3.38 Cálculo de la curva masa unitaria para los datos de la Tabla 3.36	185
Tabla 3.39 Curva masa unitaria para los 318 datos	186
Tabla 3.40 Hietograma unitario	186
Tabla 4.1 Elementos geométricos de secciones prismáticas para conductos a superficie libre	194
Tabla 4.2 Elementos geométricos de secciones circular y herradura para conductos a superficie libre	195
Tabla 4.3 Intervalos del número de Reynolds para la definición del tipo de flujo	200
Tabla 4.4 Parámetros de ajuste en función del número de Reynolds	207
Tabla 4.5 Rugosidad absoluta $e$ (mm) para algunos materiales (Soto y Guaycochea, 2007)	208
Tabla 4.6 Valores del coeficiente de rugosidad $n$ de Manning para conducciones a superficie libre	210
Tabla 4.7 Valores del coeficiente de rugosidad $n$ de Manning recomendados para el diseño de conducciones a superficie libre	210
Tabla 4.8 Coeficientes de pérdida por contracción ( $K_c$ ), Linsley y Franzini (1964)	212
Tabla 4.9 Coeficientes de pérdida por expansión ( $K_e$ ), Linsley y Franzini (1964)	212
Tabla 4.10 Coeficientes de pérdida por curvas ( $K_a$ ) en canales abiertos	216
Tabla 4.11 Elementos hidráulicos en tuberías de sección circular	220
Tabla 4.12 Iteraciones realizadas con el método del punto fijo	229
Tabla 4.13 Cálculo del perfil de flujo mediante el método del paso directo	244
Tabla 5.1 Criterios de peligro ante eventos causados por precipitación OFEE (Loat y Petrascheck, 1997)	263
Tabla 6.1 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial (adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013)	276
Tabla 6.2 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial, parte II (CONAGUA, 1996)	277
Tabla 6.3 Periodos de retorno para protección de infraestructura comunitaria esencial	278
Tabla 6.4 Secciones hidráulicas óptimas para canales	289
Tabla 6.5 Velocidad máxima permisible	291
Tabla 6.6 Velocidad (m/s) en función del tirante (m), para canales de lecho y paredes fijos o recubiertos, según Mostkow, 1956	291
Tabla 6.7 Tuberías de PVC y PVC estructurado (sistema métrico e inglés)	293
Tabla 6.8 Tubería de PVC estructurado anularmente (sistema métrico)	293
Tabla 6.9 Tubería de PEAD (Polietileno Corrugado de Alta Densidad, tubería hidráulica)	293
Tabla 6.10 Tubería de acero	293
Tabla 6.11 Tubería de concreto	294
Tabla 6.12 Normas para tuberías de drenaje sanitario y pluvial	294

Tabla 6.13 Ancho de zanja	295
Tabla 6.14 Colchón mínimo para tuberías	296
Tabla 6.15 Pendientes transversales comunes (Brown, et. al, 2001)	308
Tabla 6.16 Valores de n de Manning para cunetas y pavimentos (Brown, et al.,2001)	311
Tabla 6.17 Descripción de rejillas analizadas (Brown, et al., 2001)	324
Tabla 6.18 Eficiencias promedio de rejillas en el manejo de residuos y su velocidad de salpicadura (adaptado de Brown et al., 2001)	326
Tabla 6.19 Resumen de resultados	331
Tabla 6.20 Comparación de la capacidad de distintas coladeras	337
Tabla 6.21 Balance para el cálculo del volumen necesario	351
Tabla 7.1 Escalas recomendadas para planos topográficos	367
Tabla 7.2 Datos básicos de un proyecto de drenaje pluvial urbano	368

