

Comisión Nacional del Agua

**MANUAL DE AGUA POTABLE,
ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO**

ALCANTARILLADO PLUVIAL

Diciembre de 2007

www.cna.gob.mx

ADVERTENCIA

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra, sin fines de lucro y citando la fuente.

Esta publicación forma parte de los productos generados por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, cuyo cuidado editorial estuvo a cargo de la Gerencia de Cuencas Transfronterizas de la Comisión Nacional del Agua.

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Edición 2007

ISBN: 978-968-817-880-5

Autor: Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174-4000
www.cna.gob.mx

Editor: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines de la Montaña,
C.P 14210, Tlalpan, México, D.F.

Impreso en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.

Comisión Nacional del Agua

Ing. José Luis Luege Tamargo

Director General

Ing. Marco Antonio Velázquez Holguín

Coordinador de Asesores de la Dirección General

Ing. Raúl Alberto Navarro Garza

Subdirector General de Administración

Lic. Roberto Anaya Moreno

Subdirector General de Administración del Agua

Ing. José Ramón Ardavín Ituarte

Subdirector General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Ing. Sergio Soto Priante

Subdirector General de Infraestructura Hidroagrícola

Lic. Jesús Becerra Pedrote

Subdirector General Jurídico

Ing. José Antonio Rodríguez Tirado

Subdirector General de Programación

Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés

Subdirector General Técnico

Lic. René Francisco Bolio Halloran

Coordinador General de Atención de Emergencias y Consejos de Cuenca

M.C.C. Heidi Storsberg Montes

Coordinadora General de Atención Institucional, Comunicación y Cultura del Agua

Lic. Mario Alberto Rodríguez Pérez

Coordinador General de Revisión y Liquidación Fiscal

Dr. Michel Rosengaus Moshinsky

Coordinador General del Servicio Meteorológico Nacional

C. Rafael Reyes Guerra

Titular del Órgano Interno de Control

Responsable de la publicación:

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Coordinador a cargo del proyecto:

Ing. Eduardo Martínez Oliver

Subgerente de Normalización

La Comisión Nacional del Agua contrató la Edición 2007 de los Manuales con el

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA según convenio
CNA-IMTA-SGT-GINT-001-2007 (Proyecto HC0758.3) del 2 de julio de 2007

Participaron:

Dr. Velitchko G. Tzatchkov

M. I. Ignacio A. Caldiño Villagómez

CONTENIDO

	Página
1. ALCANTARILLADO	6
1.1. DESCRIPCIÓN E IMPORTANCIA DEL ALCANTARILLADO.....	6
1.2. TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.....	7
1.3. CONVENIENCIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SEPARADOS ...	7
1.4. REÚSO DEL AGUA PROVENIENTE DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	8
2. EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	10
2.1. ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN.....	11
2.2. OBRAS DE CONDUCCIÓN	11
2.3. ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN Y MANTENIMIENTO	14
2.4. ESTRUCTURAS DE VERTIDO.....	15
2.4.1. Estructura de vertido en conducto cerrado.....	15
2.4.2. Estructura de vertido en canal a cielo abierto.....	16
2.5. OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	16
2.5.1. Estaciones de bombeo	16
2.5.2. Vertedores.....	16
2.5.3. Estructuras de cruce.....	17
2.6. DISPOSICIÓN FINAL.....	19
3. ASPECTOS DE HIDRÁULICA	20
3.1. VARIABLES HIDRÁULICAS DE INTERÉS.....	20
3.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO.....	21
3.3. ECUACIONES BÁSICAS	24
3.3.1. Continuidad.	25
3.3.2. Cantidad de movimiento.....	26
3.3.3. Energía.....	27
3.3.4. Energía específica.....	29
3.3.5. Función cantidad de movimiento o Fuerza específica.....	30
3.4. PÉRDIDAS DE CARGA	31
3.4.1. Fórmula de Darcy-Weisbach	32
3.4.2. Fórmula de Manning	35
3.4.3. Pérdidas locales	35
3.5. FLUJO EN CONDUCTOS CERRADOS.....	45
3.5.1. Flujo a presión.....	45
3.5.2. Flujo con sección parcialmente llena.....	47
3.6. FLUJO EN CONDUCTORES ABIERTOS	50
3.6.1. Flujo uniforme.....	50
3.6.2. Flujo gradualmente variado	53
3.6.3. Flujo rápidamente variado	54
3.6.4. Flujo no permanente.....	57
3.7. DRENAJE PLUVIAL EN CAMINOS	64
3.7.1. Flujo en cunetas	65

3.7.2. Sumideros o coladeras pluviales	66
3.7.3. Alcantarillas pluviales	68
4. ASPECTOS DE HIDROLOGÍA.....	71
4.1. CICLO HIDROLÓGICO	72
4.2. PRECIPITACIÓN	73
4.2.1. Intensidad de lluvia y duración	74
4.2.2. Distribución espacial y temporal de la lluvia	75
4.3. ANÁLISIS DE REGISTROS DE LA PRECIPITACIÓN	75
4.3.1. Precipitación media	75
4.3.2. Curva masa media.	78
4.3.3. Hietograma.....	79
4.3.4. Deducción de datos faltantes	79
4.3.5. Ajuste de registros.....	80
4.3.6. Curvas altura de precipitación-duración-área (P-d-A)	81
4.3.7. Transposición de tormenta	88
4.3.8. Curvas intensidad de la lluvia-duración-período de retorno (i-d- T_r)	90
4.3.9. Ajuste de precipitaciones diarias	98
4.3.10. Regionalización de tormentas	100
4.3.11. Factores de ajuste por duración, período de retorno y área	101
4.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO EN HIDROLOGÍA.....	111
4.4.1. Conceptos básicos de Probabilidad y Estadística	112
4.4.2. Periodo de retorno y riesgo	114
4.4.3. Parámetros estadísticos	117
4.4.4. Funciones de distribución de probabilidad	118
4.4.5. Ajuste a una función de distribución de probabilidad	119
4.4.6. Observaciones sobre las funciones de distribución de probabilidad empleadas en Hidrología	121
4.4.7. Límites de aplicabilidad y selección de la función de distribución de probabilidad.....	127
4.5. ESCURRIMIENTO E HIDROGRAMAS	132
4.6. INFILTRACIÓN Y OTRAS PÉRDIDAS.....	138
4.6.1. Determinación de las pérdidas	139
4.6.2. Criterios para diseño y predicción en cuencas aforadas	142
4.6.3. Métodos para estimar las pérdidas en cuencas no aforadas	143
4.7. MODELOS LLUVIA - ESCURRIMIENTO EN ZONAS URBANAS	149
5. ESTIMACIÓN DE GASTOS PLUVIALES.....	155
5.1. MÉTODO RACIONAL	155
5.2. MÉTODO GRÁFICO ALEMÁN.....	157
5.3. MÉTODO DEL ROAD RESEARCH LABORATORY (RRL).....	160
5.4. MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO	165
5.5. MÉTODO DE LA CURVA S	169
5.6. MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTÁNEO.....	172
5.7. HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO.....	176
5.7.1. Método de Chow	176
5.7.2. Hidrograma unitario triangular	177

5.7.3. Hidrograma unitario adimensional	180
5.7.4. Hidrograma unitario a la salida de la red de atarjeas	181
5.8. MÉTODO DE CHICAGO	182
5.9. RECOMENDACIONES PARA LA SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS	183
6. DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	185
6.1. MANEJO DE CUENCAS	186
6.2. CONTROL DE INUNDACIONES	186
6.3. PLANEACIÓN DEL SISTEMA.....	187
6.3.1. Recopilación de información básica	188
6.3.2. Definición de cuencas	189
6.3.3. Regionalización del sistema	189
6.3.4. Definición de las estructuras del sistema	189
6.3.5. Definición de estructuras especiales	189
6.3.6. Consideración de áreas de retraso	190
6.3.7. Definición del desalojo de las aguas	190
6.3.8. Ubicación de estructuras de descarga	190
6.3.9. Posibilidades de reuso	190
6.4. PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO	190
6.4.1. Asignación del periodo de retorno de diseño	192
6.4.2. Periodos de retorno de diseño en subcuencas	193
6.5. PERIODO ECONÓMICO	194
6.6. DATOS DE PROYECTO	194
6.6.1. Generalidades	194
6.6.2. Estado actual de la red de alcantarillado pluvial.....	195
6.6.3. Información topográfica	195
6.6.4. Información adicional para el proyecto	196
6.6.5. Datos básicos.....	196
6.7. TRAZO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	197
6.7.1. Configuraciones de un sistema de alcantarillado	197
6.7.2. Configuraciones de la red de atarjeas	200
6.7.3. Ubicación de sumideros o coladeras pluviales.....	201
6.7.4. Colectores y emisores.....	204
6.8. CONDICIONES ÓPTIMAS DE DISEÑO Y DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO	
204	
6.8.1. Diámetro mínimo de diseño de las tuberías	205
6.8.2. Velocidades permisibles de escurrimiento	205
6.8.3. Pendientes de diseño	206
6.8.4. Zanjas para la instalación de tuberías	206
6.8.5. Conexiones de tuberías.....	209
6.9. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	210
6.9.1. Diseño de la red de Atarjeas (red secundaria)	211
6.9.2. Diseño de colectores (red primaria)	212
6.9.3. Diseño de emisores.....	213
6.9.4. Perdidas de lluvia	213
6.10. OPTIMIZACIÓN DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL	217
6.10.1. Diseño óptimo de la red de drenaje para un determinado periodo de retorno	

.....	217
6.10.2. Costos por insuficiencia de la red.....	218
6.10.3. Curva de costo total anual.....	219
6.10.4. Costo anual de la red.....	220
6.10.5. Costo de mantenimiento.....	220
6.10.6. Costo esperado de daños.....	220
6.10.7. Selección de la red óptima.....	221
6.11. DISEÑO DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES DE UNA RED.....	222
6.11.1. Tuberías.....	222
6.11.2. Ejemplo de diseño de una red de alcantarillado.....	223
6.11.3. Cárcamos y estaciones de bombeo.....	229
7. ELABORACIÓN DEL PROYECTO.....	240
7.1. MEMORIA DESCRIPTIVA.....	240
7.1.1. Estudios efectuados.....	240
7.1.2. Tablas y resúmenes de cálculo.....	240
7.2. PLANOS CONSTRUCTIVOS.....	241
7.3. CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO.....	241
8. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.....	246
8.1. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.....	246
8.2. INFORMACIÓN REQUERIDA.....	246
8.3. MÉTODO DE SIMULACIÓN DE FLUJO NO PERMANENTE EN REDES.....	246
8.3.1. Modelo matemático para flujo unidimensional.....	246
8.3.2. Condiciones de frontera.....	252
8.3.3. Sistema de ecuaciones lineales.....	253
8.3.4. Solución del sistema de ecuaciones lineales.....	254
8.3.5. Forma de utilizar el método de simulación de flujo.....	255
8.4. EJEMPLO DE SIMULACIÓN DE FLUJO EN UNA RED DE ALCANTARILLADO	
257	
8.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL FLUJO EN REDES	
259	
8.6. INFORME TÉCNICO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED ...	261
9. ASPECTOS RELATIVOS A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA RED DE	
ALCANTARILLADO.....	264
9.1. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	264
9.2. ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS PARA COLADERAS PLUVIALES.....	265
9.3. TUBERÍAS.....	268
9.3.1. Cargas sobre las tuberías.....	269
9.4. ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS PARA POZOS DE VISITA.....	272
9.5. ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS PARA OBRAS DE VERTIDO.....	281
9.6. OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	285
9.6.1. Sifones invertidos.....	285
9.6.2. Cruces elevados.....	285
10. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	286

10.1. MANIOBRAS DE OPERACIÓN	286
10.2. MEDIDAS DE CONSERVACIÓN Y LIMPIEZA	286
10.2.1. Accesorios de limpieza.....	287
10.2.2. Problemas más importantes en la operación de un sistema	291
10.3. ACCIONES PARA UNA OPERACIÓN EFICIENTE	295

PRESENTACIÓN

Este documento es el "Manual de Alcantarillado Pluvial", forma parte del Manual de Agua Potable y Alcantarillado, editado por la Comisión Nacional del Agua y, tiene como principal objetivo el brindar apoyo al profesional encargado de diseñar o analizar el funcionamiento de una red de alcantarillado pluvial.

Una red de alcantarillado pluvial es un sistema de tuberías, sumideros e instalaciones complementarias que permite el rápido desalojo de las aguas de lluvia para evitar posibles molestias, e incluso daños materiales y humanos debido a su acumulación o escurrimiento superficial. Su importancia se manifiesta especialmente en zonas con altas precipitaciones y superficies poco permeables.

En este trabajo se pretende cubrir los principales aspectos relacionados con el alcantarillado pluvial. Por tal motivo, se han incluido principios básicos de Hidráulica y de Hidrología, así como algunos programas de cómputo a fin de que el lector posea algunas de las herramientas necesarias para el diseño y revisión de redes de alcantarillado pluvial.

Los programas incluidos en este manual no pretenden ser básicos u oficiales, sino que representan solo un ejemplo del software que el diseñador puede encontrar comercialmente. Su objetivo es que el usuario determine las características de aquellos que necesite o incluso le sirvan como guía para elaborar sus propios programas.

Es importante destacar que la metodología empleada para el diseño de los nuevos sistemas de alcantarillado está cambiando, puesto que en cierto momento se recomendaron los sistemas de alcantarillado combinado, es decir, aquellos que desalojan aguas residuales y pluviales; sin embargo, la tendencia actual es construir sistemas de alcantarillado separados. Lo anterior obedece a la urgente necesidad de cuidar el ambiente, pues aunque un sistema de alcantarillado combinado es más económico de construir, operar y mantener; actualmente resulta de mayor importancia dar tratamiento a las aguas residuales e industriales a fin de evitar la contaminación de ríos, lagos y mares.

El uso de sistemas de alcantarillado separados tiene ventajas tales como el tratamiento de menores volúmenes de aguas residuales, así como el posible reúso o aprovechamiento de las aguas pluviales. De esta forma, se invierte en la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales de menor tamaño, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes a las aguas residuales domésticas e industriales.

Cabe destacar que un diseño eficiente y económico de una red de alcantarillado pluvial solo se logra mediante un análisis comparativo de una serie de opciones, y que los métodos y programas de cómputo contenidos en este Manual solo permiten el análisis de una opción en particular. Por este motivo, el diseñador o analista debe apoyarse en su juicio y experiencia, así como en las condiciones locales y de operación para determinar la opción más adecuada.

Los autores desean que este Manual sea de utilidad a todos aquellos que se dediquen o estén interesados en el tema. Por otra parte, se agradecerán los comentarios que se envíen sobre el mismo con el fin de mejorar futuras ediciones.

INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento esencial para la vida. El hombre la utiliza para satisfacer sus necesidades básicas y en gran parte de sus actividades. Además, interviene en la mayor parte de los procesos relacionados con la transformación de la superficie de la tierra y del clima.

El hombre no es ajeno a sus efectos en su entorno, pues ha experimentado tanto la abundancia como la escasez del agua. Así, desde tiempos pasados enfrenta las sequías, las tormentas, las crecientes de los ríos y las inundaciones.

La búsqueda de su bienestar lo ha llevado al asentamiento en ciudades y poblados, hecho que lo ha obligado a desarrollar tecnologías que le permitan controlar el agua y disminuir los efectos de los fenómenos climáticos.

En este Manual se presenta como se lleva a cabo el diseño y revisión de un sistema de drenaje que evite el escurrimiento y la acumulación del agua de lluvia en las calles de una población y, por otra parte permita su evacuación hacia las corrientes naturales o a una planta de tratamiento. Así, se reducirán las inundaciones por lluvia en una zona de interés.

El presente texto se ha estructurado de acuerdo a las diferentes etapas de diseño o de revisión de una red de alcantarillado pluvial.

La primera etapa consiste en esquematizar un trazo preliminar de la red de alcantarillado o definir a partir de planos el trazo existente. No se puede analizar el funcionamiento o dimensionar una red si no se cuenta con la información señalada.

La siguiente etapa consiste en recabar información pluviográfica y/o pluviométrica de aquellas estaciones climatológicas que se encuentren tanto dentro como cerca de la zona en estudio. Con dicha información se obtiene la tormenta o lluvia de. Para ello generalmente, se emplean las curvas intensidad - duración - período de retorno ($i - d - T_r$) y algunos criterios de riesgo.

Una vez que se ha analizado y procesado la información de la lluvia, se estiman los gastos de diseño para dimensionar cada una de las estructuras componentes del sistema de alcantarillado. Tales gastos dependen de las condiciones topográficas, del criterio de riesgo empleado y de la tormenta de diseño asociada, así como del área a servir. La estimación de gastos pluviales se hace por medio de modelos lluvia - escurrimiento.

En este trabajo no se pretende mostrar todos los modelos disponibles, pero sí aquellos que se emplean más extensamente en nuestro país y que se han ganado la confianza de los proyectistas.

Finalmente, se dimensionan las estructuras del sistema de alcantarillado de acuerdo a criterios particulares de diseño, construcción y operación.

En algunos casos será necesario revisar el diseño final de la red realizando un tránsito de avenidas, con lo cual se determinarán aquellas estructuras de la red que han sido subdiseñadas o que resultan sobradas durante la operación del sistema.

En la Figura 1 se resume el proceso de diseño o revisión de una red de alcantarillado pluvial. Cabe destacar que el análisis de la precipitación, así como la aplicación de modelos lluvia - escurrimiento son conceptos básicos de Hidrología que se cubren en el capítulo respectivo. Por otra parte, el análisis del flujo en colectores se hace con base en la Hidráulica, por lo que también se incluye un capítulo con aspectos básicos que se emplean en el tránsito de avenidas en colectores. Ambos capítulos se presentan al inicio del presente Manual, pues son herramientas útiles durante el diseño del alcantarillado pluvial.

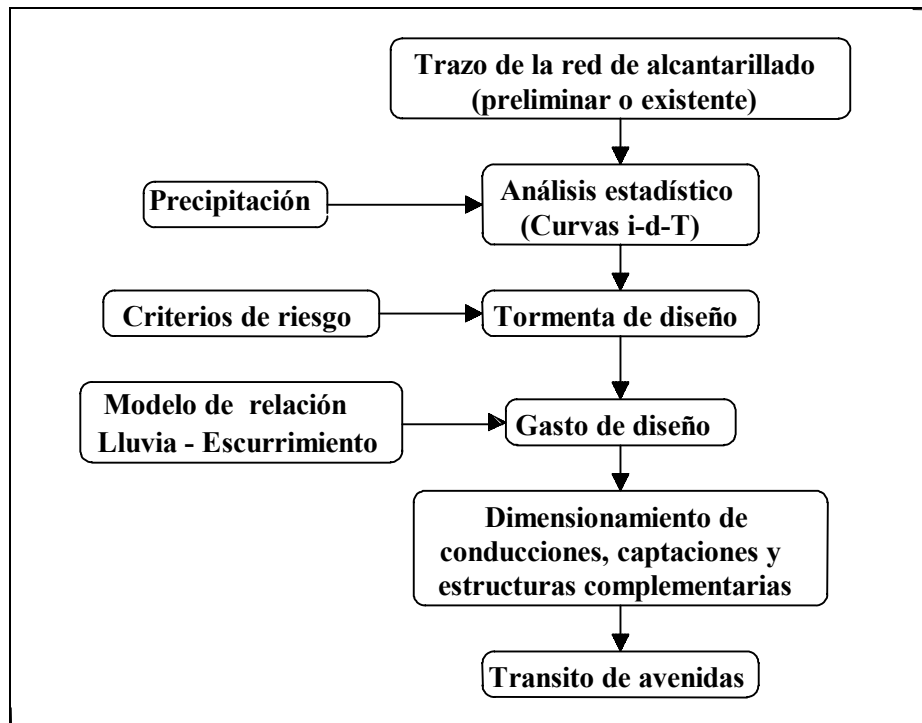


Figura 1. Proceso de diseño y revisión de una red de alcantarillado pluvial

Los capítulos correspondientes a aspectos básicos de Hidrología y de Hidráulica se incluyen en la parte I de este manual, titulada como “Fundamentos”, así como uno dedicado a la descripción de los diversos componentes de una red de alcantarillado.

En la parte II “Diseño”, se presentan todos aquellos criterios de diseño, construcción y operación que deben tomarse en cuenta durante la etapa de diseño. Además, se presentan ejemplos que facilitan la comprensión de la metodología propuesta.

En la siguiente parte “Revisión” se abordan temas relacionados con la revisión de una red de alcantarillado, entre ellos que destaca el tránsito de avenidas en colectores.

Por último, se dedica una parte a la “Construcción, operación y mantenimiento”, en

ella se adjuntan especificaciones constructivas y algunas recomendaciones operativas y de mantenimiento con el fin de que el proyectista las tenga presentes desde el diseño del proyecto y se eviten futuros problemas en la operación de la red.

1. ALCANTARILLADO

En la mayoría de las ciudades se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia para evitar que se inunden las viviendas, los comercios, las industrias y otras áreas de interés. Además, el hombre requiere deshacerse de las aguas que han servido para su aseo y consumo.

Para abastecer de agua a las poblaciones, se cuentan con tecnologías para la captación, almacenamiento, tratamiento y distribución del agua mediante complicados sistemas de conducción y obras complementarias.

Sin embargo, una vez que las aguas procedentes del abastecimiento son empleadas en las múltiples actividades humanas, son contaminadas con desechos orgánicos, inorgánicos y bacterias patógenas. Después de cierto tiempo, la materia orgánica contenida en el agua se descompone y produce gases con olor desagradable. Además, las bacterias existentes en el agua causan enfermedades. Por lo que la disposición o eliminación de las aguas de deshecho o residuales debe ser atendida convenientemente para evitar problemas de tipo sanitario.

Por otra parte, la construcción de edificios, casas, calles, estacionamientos y otros modifican el entorno natural en que habita el hombre y, tiene como algunas de sus tantas consecuencias, la creación de superficies poco permeables (que favorece a la presencia de una mayor cantidad de agua sobre el terreno) y la eliminación de los cauces de las corrientes naturales (que reduce la capacidad de desalojo de las aguas pluviales y residuales).

Así, la urbanización incrementa los volúmenes de agua de lluvia que escurren superficialmente, debido a la impermeabilidad de las superficies de concreto y pavimento. Por ello, las conducciones artificiales para evacuar el agua son diseñadas con mayor capacidad que la que tienen las corrientes naturales existentes.

Los sistemas de alcantarillado se encargan de conducir las aguas de desecho y pluviales captadas en los sitios de asentamiento de las conglomeraciones humanas para su disposición final.

1.1. DESCRIPCIÓN E IMPORTANCIA DEL ALCANTARILLADO

El alcantarillado, tiene como su principal función la conducción de aguas residuales y pluviales hasta sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de poblaciones de donde provienen o a las cercanas.

Un sistema de alcantarillado está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento y reparación del mismo. Su objetivo es la evacuación de las aguas residuales y las pluviales, que escurren sobre calles y avenidas, evitando con ello su acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven. De ese modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas contaminadas.

1.2. TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Los sistemas de alcantarillado modernos son clasificados como sanitarios cuando conducen solo aguas residuales, pluviales cuando transportan únicamente aguas producto del escurrimiento superficial del agua de lluvia (Figura 1.1), y combinados cuando llevan los dos tipos de aguas (Figura 1.2).

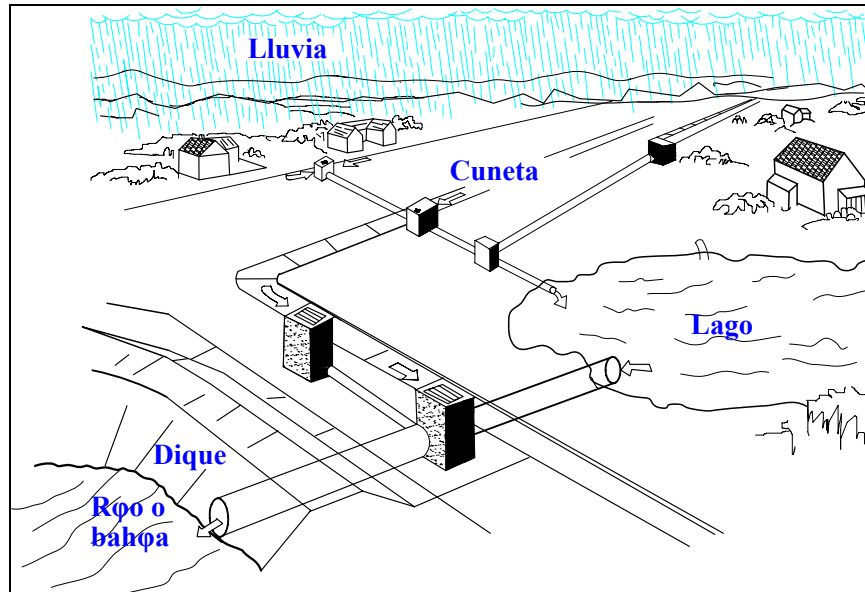


Figura 1.1. Sistema de alcantarillado pluvial (ASCE, 1992).

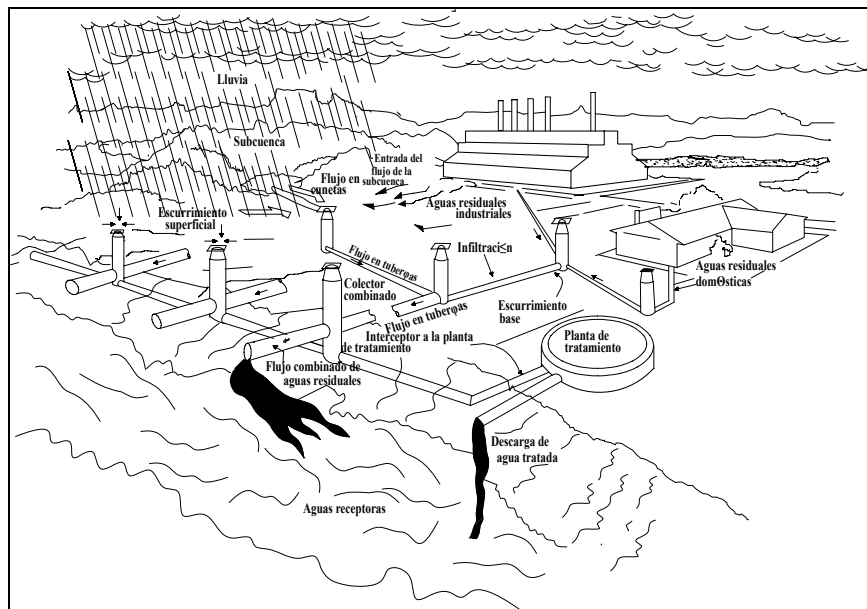


Figura 1.2. Sistema de alcantarillado combinado (ASCE, 1992)

1.3. CONVENIENCIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SEPARADOS

Los sistemas de alcantarillado, separados o combinados, tienen ventajas y desventajas entre sí.

Debido al deterioro ocasionado al medio ambiente y por los procesos de tratamiento, es conveniente la construcción de sistemas separados.

Los sistemas combinados tienen como ventajas el 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 una población contará por primera vez con un sistema de alcantarillado.

Por otra parte, los problemas ocasionados por la contaminación han obligado a las comunidades a enfrentarlos disminuyendo lo más posible el riesgo de estos tipos de problemas. Por consiguiente, para cuidar el ambiente es necesario contar con plantas de tratamiento que resultan más económicas por unidad de volumen tratado cuando las cantidades de agua que manejan es mayor. Aquí surge la conveniencia de los sistemas separados, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes de aguas residuales en proporción de 50 a 200 veces o más. Así, una planta de tratamiento es más económica si solo se encarga de tratar aguas residuales de cierto tipo.

Un factor más a favor de los sistemas de alcantarillado separados se debe a la mayor demanda de agua en las poblaciones, producto de su crecimiento, y a la escasez de la misma cerca de ellas. Esto 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, y en este aspecto se desarrollan acciones encaminadas al reuso del agua y del agua de lluvia.

1.4. REÚSO DEL AGUA PROVENIENTE DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL

El uso racional del agua implica emplearla eficientemente en las diversas actividades del hombre, disminuir su desperdicio y contaminación. A este respecto se orienta lo que en México se ha denominado la cultura del agua.

La base de todo esto consiste en fomentar en la población, industria y autoridades la conciencia de que el agua es limitada en su disponibilidad, ya sea por la cantidad o por la calidad que se requiere. Por ello, debe usarse adicionalmente este recurso, conservando las fuentes y evitando su deterioro.

Para cuidar el agua se pueden emprender diversas acciones, entre las que se encuentran el empleo de agua tratada en usos que se han dado con agua potable, pero admiten una calidad de agua como la que se obtiene con el tratamiento (por ejemplo, en el enfriamiento de maquinarias industriales) y el reuso del agua. Se le llama aguas tratadas a aquellas provenientes del alcantarillado (sanitario, pluvial o combinado), que son procesadas en una planta para mejorar su calidad que puede ser "no potable"; pero que, permite la utilización de ella en industrias, riego de jardines, cultivos, y para fines estéticos en fuentes, lagos, etc. El agua de lluvia puede ser utilizada, con un tratamiento ligero o incluso sin tratamiento, cuando se cuenta con las estructuras necesarias de conducción y almacenamiento sin alterar lo

más mínimo su calidad. El empleo del agua pluvial puede ser muy provechoso en las poblaciones, sin embargo, requiere de obras y el establecimiento de normas adicionales de operación.

Es importante que el profesional encargado de diseñar los sistemas de alcantarillado modernos considere en sus proyectos el empleo del agua de lluvia residual tratada.

Un aspecto importante, que no se puede pasar por alto, se refiere a la recarga artificial de acuíferos. Lo cual es fundamental en los lugares donde la escasez del líquido ha provocado la sobreexplotación de los mantos acuíferos, lo que está agotando la fuente subterránea, deteriorando la calidad de agua o produciendo hundimientos del terreno.

2. EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Los componentes principales de un sistema de alcantarillado se agrupan según la función para la cual son empleados. Así, un sistema de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado, se integra de las partes siguientes:

- a) Estructuras de captación. Recolectan las aguas a transportar. En el caso de los sistemas de alcantarillado sanitarios, se refieren a las conexiones domiciliarias formadas por tuberías conocidas como albañales. En los sistemas de alcantarillado pluvial se utilizan sumideros o 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 los sumideros (ubicados 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.
- b) Estructuras de conducción. Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Representan la parte medular de un sistema de alcantarillado y se forman con conductos cerrados y abiertos conocidos como tuberías y canales, respectivamente.
- c) Estructuras de conexión y mantenimiento. Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de alcantarillado, pues además de permitir la conexión de varias tuberías, incluso de diferente diámetro o material, también disponen del espacio suficiente para que un hombre 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.
- d) Estructuras de vertido. Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, pues evitan posibles daños al último tramo de tubería que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o por el propio flujo de salida de la tubería.
- e) Instalaciones complementarias. Se considera dentro de este grupo a todas aquellas instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de alcantarillado, pero que en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento. Entre ellas se tiene a las plantas de bombeo, plantas de tratamiento, estructuras de cruce, vasos de regulación y de detención, disipadores de energía, etc.
- f) Disposición final. La disposición final de las aguas captadas por un sistema de alcantarillado no es una estructura que forme parte del mismo; sin embargo, representa una parte fundamental del proyecto de alcantarillado. Su importancia radica en que si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto el destino de las aguas residuales o pluviales, entonces se pueden provocar graves daños al medio ambiente e incluso a la población servida o a aquella que se encuentra cerca de la zona de vertido.

En la Figura 1.1 y Figura 1.2 se pueden identificar algunos de los componentes descritos anteriormente.

A continuación se detallan las características de cada una de ellas en el caso de un sistema de alcantarillado pluvial, y en el capítulo referente a redes de alcantarillado se tratan algunas especificaciones para su construcción. Finalmente, se incluyen al final del capítulo algunas observaciones sobre la disposición final de las aguas pluviales.

2.1. ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN.

Consisten en bocas de tormenta, que son las estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno y la conducen al sistema de atarjeas. Se ubican a cierta distancia en las calles con el fin de interceptar el flujo superficial, especialmente aguas arriba del cruce de calles y avenidas de importancia; también se les coloca en los puntos bajos del terreno, donde pudiera acumularse el agua.

Están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias pesadas que arrastra el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permite la entrada del agua de la superficie del terreno al sistema de la red de atarjeas mediante una tubería de concreto a la que se le denomina albañal pluvial. La coladera evita el paso de basura, ramas y otros objetos que pudieran taponar los conductos de la red. Existen varios tipos de bocas de tormenta, a los cuales se acostumbra llamarles coladeras pluviales: las de piso, de banqueta. combinadas, longitudinales y transversales.

Las coladeras de piso se instalan formando parte del pavimento al mismo nivel de su superficie y las de banqueta se construyen formando parte de la guarnición. Cuando se requiere captar mayores gastos, puede hacerse una combinación de ambas. Las coladeras longitudinales son un tipo especial de las de banqueta.

La selección de alguna de ellas o de alguna de sus combinaciones depende exclusivamente de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por recolectar. En ocasiones, se les combina con una depresión del espesor del pavimento para hacerlas más eficientes. En la Figura 2.1 se muestran algunos tipos de coladeras pluviales.

2.2. OBRAS DE CONDUCCIÓN

Son todas aquellas estructuras que transportan las aguas recolectadas por las bocas de tormenta hasta el sitio de vertido. Se pueden clasificar ya sea de acuerdo a la importancia del conducto dentro del sistema de drenaje o según el material y método de construcción del conducto que se utilice.

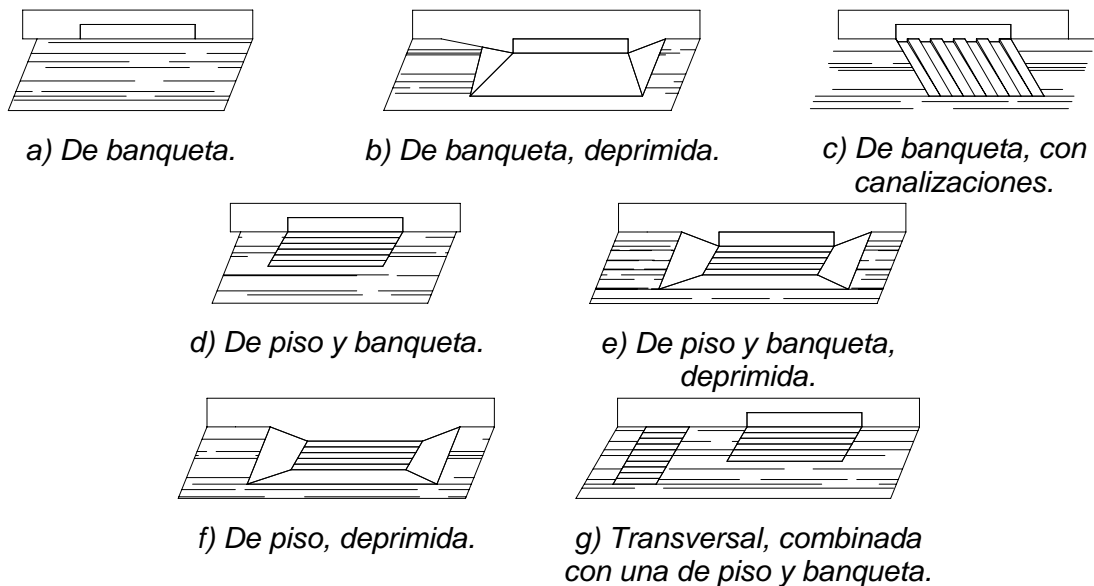


Figura 2.1. Tipos de sumideros o coladeras pluviales (ASCE, 1992).

Según la importancia del conducto dentro de la red, los conductos pueden ser clasificados como atarjeas, subcolectores, colectores y emisores. Se le llama atarjeas o red de atarjeas a los conductos de menor diámetro en la red, a los cuales descargan la mayor parte de las estructuras de captación. Los 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.

Los colectores son los conductos de mayor tamaño en la red y representan la parte medular del sistema de alcantarillado. También se les llama 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.

El emisor conduce las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento. Una red puede tener más de un emisor dependiendo del tamaño de la localidad. Se le distingue de los colectores porque no recibe conexiones adicionales en su recorrido.

En la Figura 2.2 se muestra el trazo de una red de alcantarillado nombrando los conductos de acuerdo a su importancia en la red.

Por otra parte, los conductos pueden clasificarse de acuerdo al material que los forma y al método de construcción o fabricación de los mismos. Desde el punto de vista de su construcción, existen dos tipos de conductos: los prefabricados y los que son hechos en el lugar.

Los conductos prefabricados son a los que comúnmente se les denomina como "tuberías", con varios sistemas de unión o ensamble, y generalmente de sección circular. Las tuberías comerciales más usuales en México se fabrican de los

materiales siguientes: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemento, policloruro de vinilo o PVC, y polietileno.

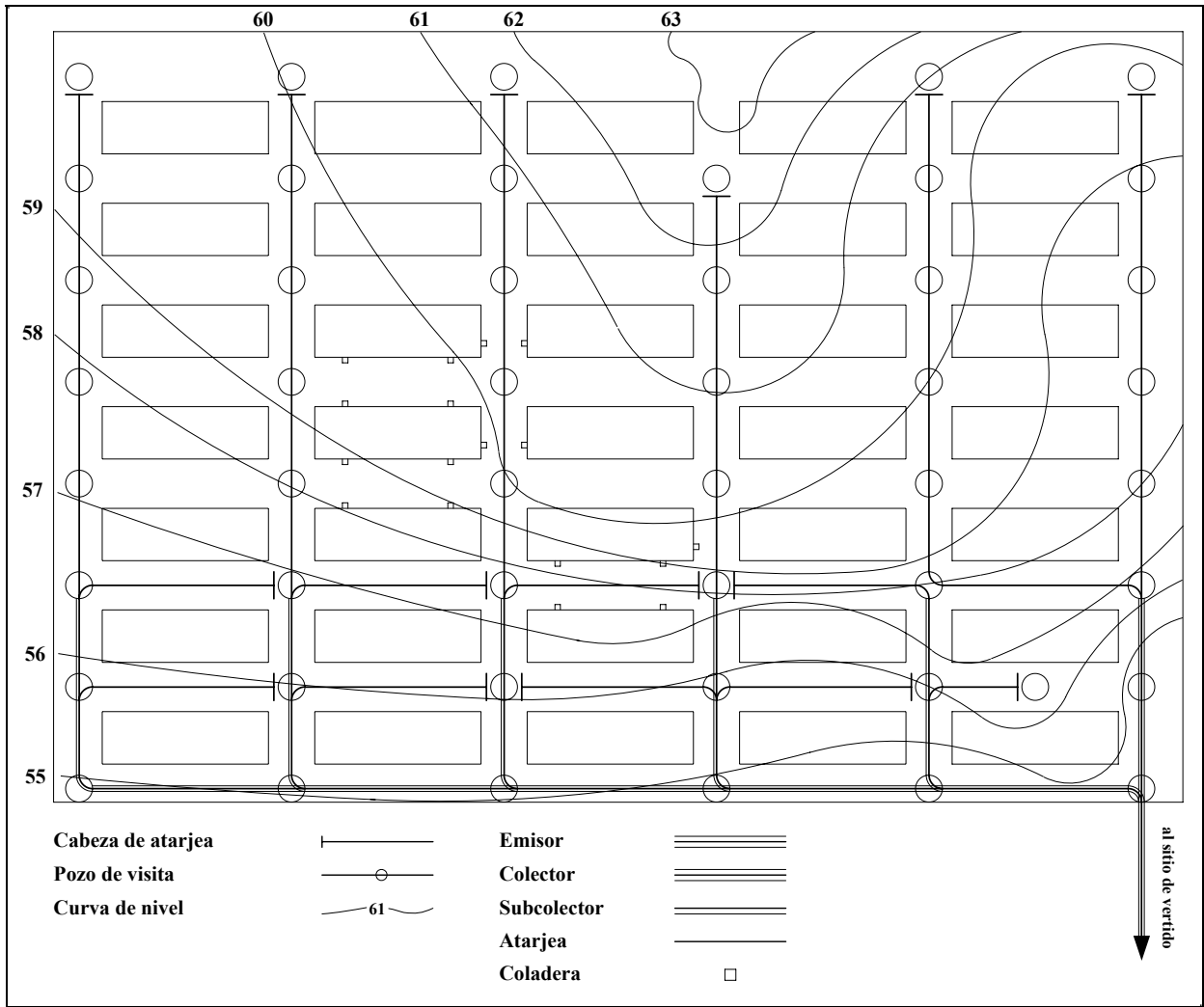


Figura 2.2. Trazo de una red de alcantarillado

Los conductos construidos en el lugar o in situ son usualmente 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 corresponden a canales de sección rectangular, trapezoidal o triangular. En la Figura 2.3 se presentan las secciones transversales mas usuales en conductos cerrados y en la Figura 2.4, a cielo abierto, aunque algunas de ellas suelen ser combinadas (por ejemplo, triangular y trapezoidal).

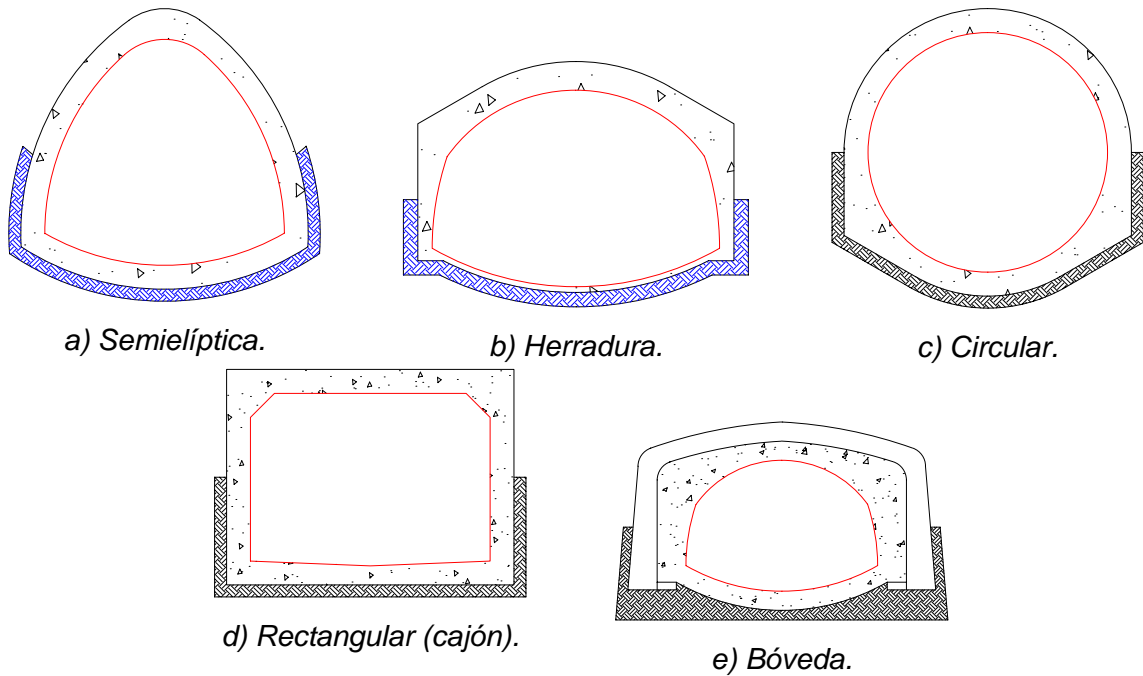


Figura 2.3 Secciones transversales de conductos cerrados

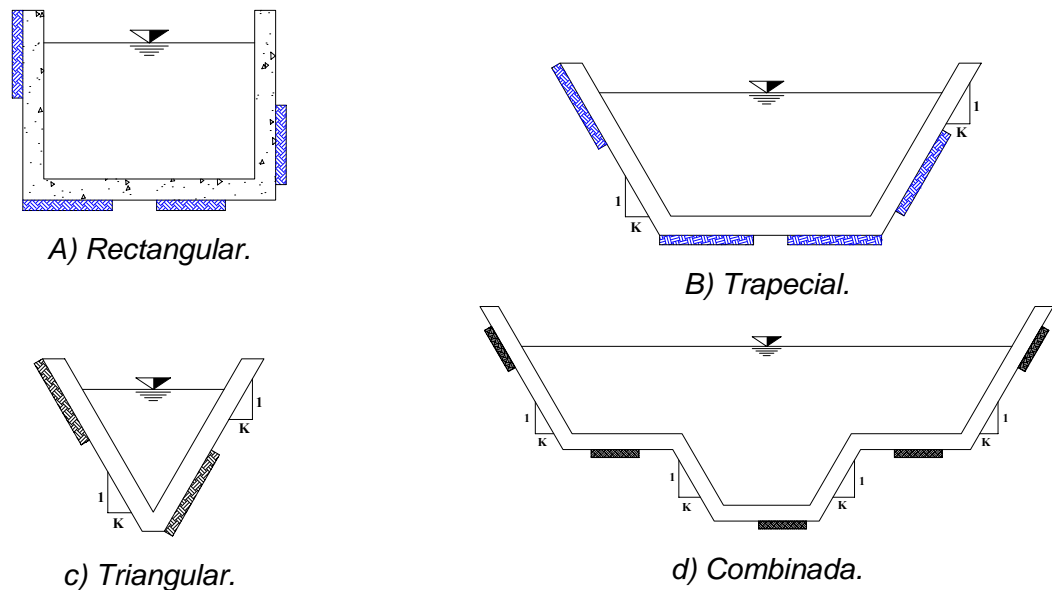


Figura 2.4 Secciones transversales de conductos a cielo abierto

2.3. ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN Y MANTENIMIENTO

Son estructuras subterráneas construidas hasta el nivel del suelo o pavimento, donde se les coloca una tapa. Su forma es cilíndrica en la parte inferior y tronco cónico en la parte superior, y son lo suficientemente amplias como para que un hombre baje a ellas y realice maniobras en su interior, ya sea para mantenimiento o inspección de los conductos. El piso es una plataforma con canales que encauzan la corriente de una tubería a otra, y una escalera marina que permite el descenso y ascenso en el interior. Un brocal de hierro fundido o de concreto armado protege su

desembocadura a la superficie y una tapa perforada, ya sea de hierro fundido o de concreto armado cubre la boca.

Se les conoce como pozos de visita o cajas de visita según sus dimensiones. Este tipo de estructuras facilitan la inspección y limpieza de los conductos de una red de alcantarillado, y también permite la ventilación de los mismos. Su existencia en las redes de alcantarillado es vital para el sistema, pues sin ellas, estos se taponarían y su reparación podría ser complicada y costosa.

Para dar mantenimiento a la red, los pozos de visita se ubican al inicio de las atarjeas, en puntos donde la tubería cambia de diámetro, dirección o de pendiente y también donde se requiere la conexión con otras atarjeas, subcolectores o colectores. Por regla los pozos de visita en una sola tubería no se colocan a intervalos mayores de 125 a 175 m dependiendo de los diámetros de las tuberías a unir.

Existen varios tipos de pozos de visita que se clasifican según la función y dimensiones de las tuberías que confluyen en los mismos e incluso del material de que están hechos. Así se tienen: pozos comunes de visita, pozos especiales de visita, pozos para conexiones oblicuas, pozos caja, pozos caja unión, pozos caja de deflexión, pozos con caída (adosada, normal y escalonada). Las especificaciones para su construcción se indican en el capítulo correspondiente. Además, en el tema referente al diseño de redes se señala cuando se debe instalar cada uno de ellos.

Los pozos de visita usuales se fabrican con ladrillo y concreto. También existen pozos de visita prefabricados de concreto reforzado, fibrocemento y de polietileno.

Los pozos permiten la conexión de tuberías de diferentes diámetros o materiales, siendo los pozos comunes para diámetros pequeños y los pozos caja para diámetros grandes. Las uniones entre tuberías se resuelven en el pozo de varias formas, las cuales se especifican en el capítulo correspondiente a diseño.

2.4. 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.

2.4.1. Estructura de vertido en conducto cerrado

Cuando la conducción por el emisor de una red de alcantarillado es entubada y se requiere verter las aguas a una corriente receptora que posea 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 o esviado.

2.4.2. 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.

2.5. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Las obras o estructuras complementarias en una red de alcantarillado son estructuras que no siempre forman parte de una red, pero que permiten un funcionamiento adecuado de la misma. Entre ellas se encuentran las plantas de bombeo, vertedores, sifones invertidos, cruces elevados, alcantarillas pluviales y puentes.

2.5.1. 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 alcantarillado 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 parteaguas 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.

Las plantas de bombeo son instalaciones especializadas de ingeniería, cuyo diseño es un proyecto en sí, por lo cual se cubren en el volumen titulado “Electromecánica” contenido en este Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

2.5.2. Vertedores

Un vertedor es una estructura hidráulica que tiene como función la derivación hacia otro cauce del agua que rebasa la capacidad de una estructura de conducción o de almacenamiento.

Su uso en los sistemas de alcantarillado se combina con otras estructuras tales como canales o cajas de conexión, y es propiamente lo que se denomina como una estructura de control. Por ejemplo, cuando se conduce cierto gasto de aguas pluviales o residuales hacia una planta de tratamiento con cierta capacidad y ésta es rebasada debido a la magnitud de una tormenta, el exceso es controlado por medio

de un vertedor que descarga hacia un conducto especial (usado solamente en estos casos), que lleva el agua en exceso hacia su descarga a una corriente.

2.5.3. 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 alcantarillado. Entre estas se tienen:

- a) Sifones invertidos. Es una estructura de cruce que permite durante la construcción de un colector o emisor salvar obstrucciones tales como arroyos, ríos, otras tuberías, túneles, vías de comunicación (pasos vehiculares a desnivel), etc., por debajo del obstáculo.

Se basa en 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 (Figura 2.5). 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.

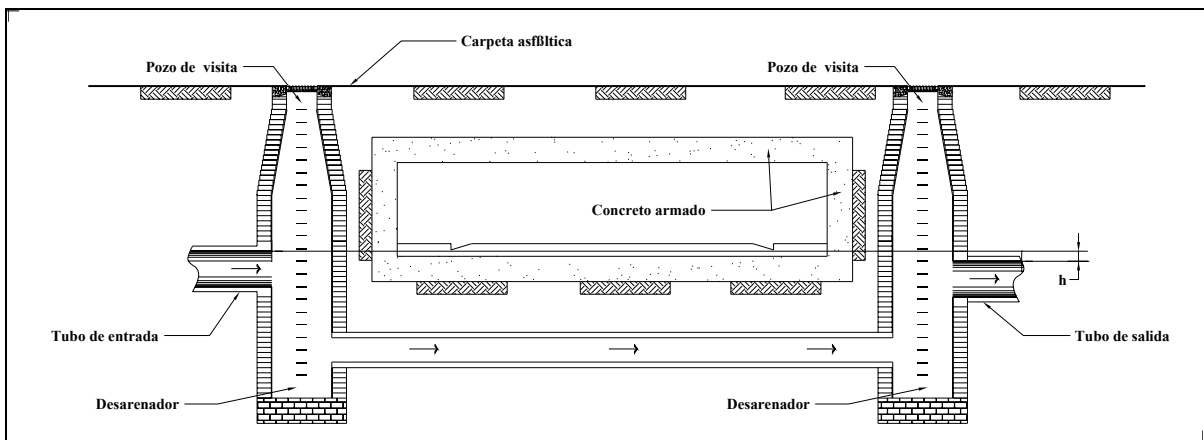


Figura 2.5. Sifón invertido

- b) Cruces elevados. Cuando un trazo tiene que cruzar una depresión profunda, se utilizan estructuras ligeras como son puentes de acero, concreto o madera, los cuales soportan la tubería que conduce el agua pluvial (Figura 2.6). En ocasiones, se utilizan puentes carreteros existentes donde se coloca la tubería anclándola por debajo o a un lado de la estructura.

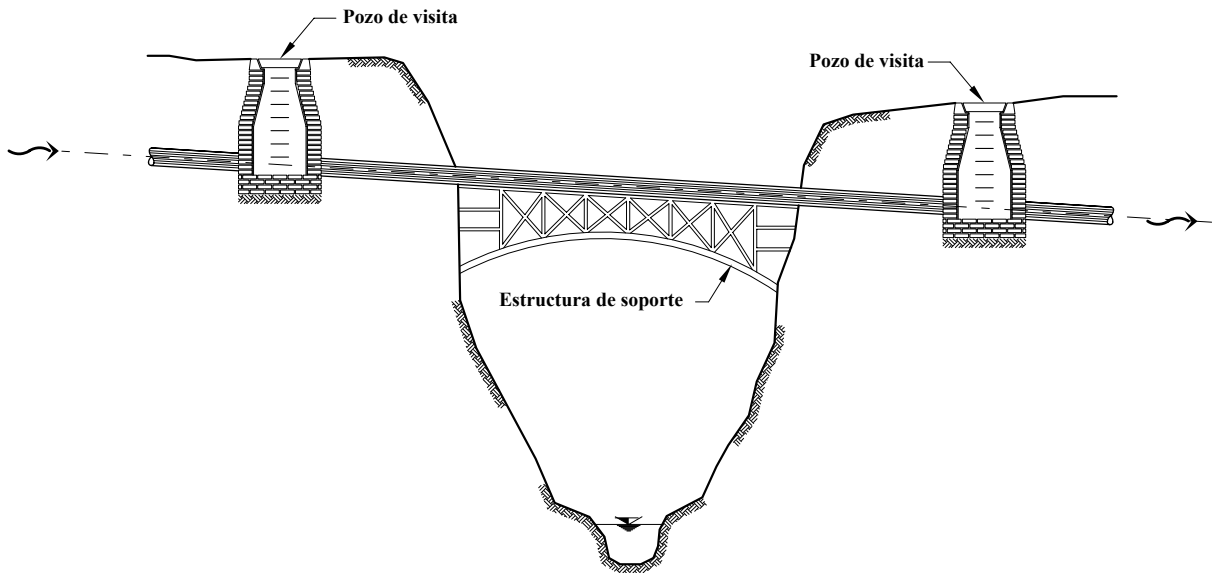
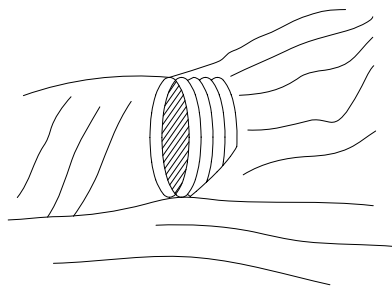
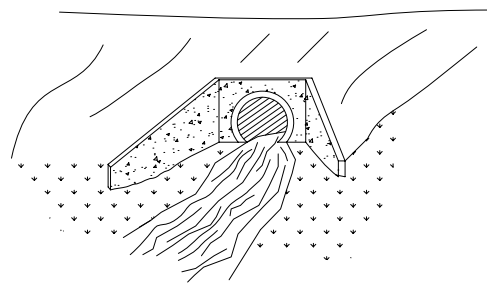


Figura 2.6 Cruce elevado

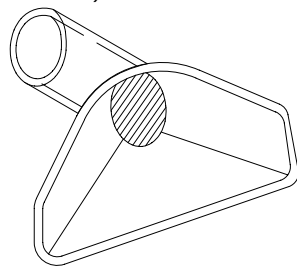
c) Alcantarillas pluviales y puentes. Este tipo de estructuras de cruce son regularmente empleadas en carreteras, caminos e incluso en ciertas calles en localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (Figura 2.7). Son tramos de tubería o conductos que se incorporan en el cuerpo del terraplén de un camino para facilitar el paso de las aguas de las 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.



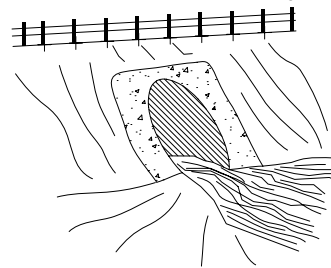
a) De barril.



b) De tubo, con cabecera y aleros.



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



d) De tubo, a paño.

Figura 2.7. Alcantarillas pluviales (ASCE, 1992)

2.6. DISPOSICIÓN FINAL

Se le llama disposición final al destino que se le dará al agua captada por un sistema de alcantarillado. En la mayoría de los casos, las aguas se vierten a una corriente natural que pueda conducir y degradar los contaminantes del agua. En este sentido, se cuenta con la tecnología y los conocimientos necesarios para determinar el grado en que una corriente puede degradar los contaminantes e incluso, se puede determinar el número, espaciamiento y magnitud de las descargas que es capaz de soportar.

Por otra parte, la tendencia actual es tratar las aguas residuales y emplearlas como aguas tratadas o verterlas a las corrientes. También se desarrollan acciones encaminadas al uso del agua pluvial, pues pueden ser utilizadas en el riego de áreas verdes en zonas urbanas, tales como jardines, parques y camellones; o en zonas rurales en el riego de cultivos.

Así, un proyecto moderno de alcantarillado pluvial 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.

3. ASPECTOS DE HIDRÁULICA

La eficiencia del funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado para conducir ya sea aguas residuales, pluviales o ambas, depende de sus características físicas. Mediante el empleo de algunos de los principios de la Hidráulica, se analizan y dimensionan desde estructuras sencillas tales como bocas de tormenta hasta otras más complicadas como son las redes de tuberías y de canales.

Los conceptos básicos de Hidráulica, útiles para el diseño y revisión de una red de alcantarillado abarcan entre otros a 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. Los conceptos relativos a estaciones de bombeo se tratan en el volumen “Electromecánica” de este Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Los conceptos mencionados son objeto de libros completos; sin embargo, se pretende mostrarlos en forma breve en este capítulo. Si el lector desea ampliar la exposición puede consultar la bibliografía citada.

3.1. VARIABLES HIDRÁULICAS DE INTERÉS

Se entiende por variables hidráulicas de interés a aquellas características del flujo cuya determinación es básica para fines de diseño y de funcionamiento hidráulico. En su manejo se utilizará el Sistema Internacional de Unidades (donde se considera a la masa como unidad básica y por consiguiente, la fuerza es unidad derivada. Esto se puede consultar en el Apéndice B).

Entre las variables hidráulicas más importantes se encuentran la velocidad media del flujo (velocidad en lo sucesivo), el gasto y, el tirante del flujo con superficie libre o la presión en conductos trabajando a presión. Para su determinación puede requerirse el uso de ciertos parámetros hidráulicos básicos relativos a una sección transversal de una conducción (Figura 4.1) definidos como

- a) *Tirante* (y): Se le denomina tirante a la distancia vertical medida desde el punto más bajo de la sección de la conducción hasta la superficie libre del agua (m). En ocasiones, se le confunde con el tirante de la sección (d), el cual se mide en forma perpendicular al fondo de la conducción. La relación entre ambos es

$$d = y \cos \theta \quad (3.1)$$

donde θ es el ángulo formado entre el fondo del canal y la horizontal. Cuando dicho ángulo es pequeño (menor a 10°), como sucede usualmente, entonces ambos tirantes pueden considerarse iguales.

- b) Nivel del agua (h): Es el nivel de la superficie libre del agua (m) con respecto a un

plano horizontal de referencia.

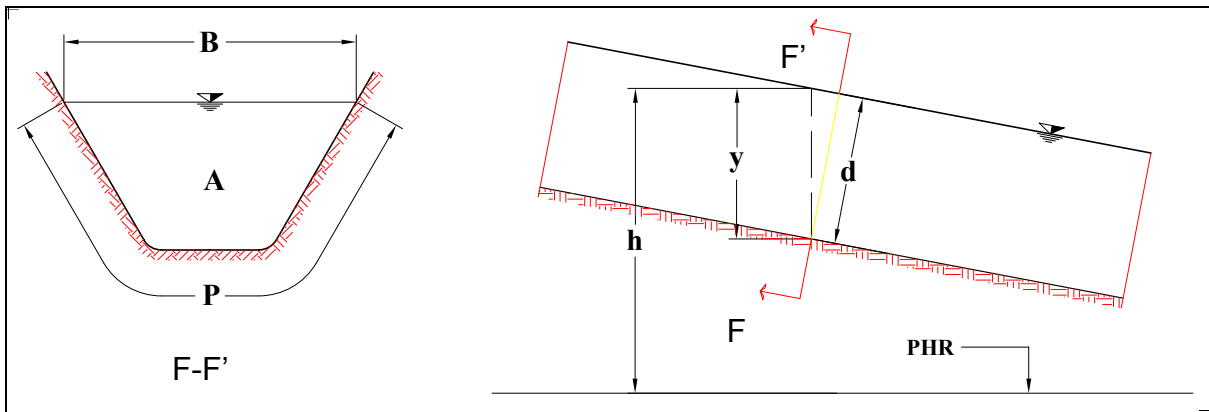


Figura 3.1. Parámetros hidráulicos en una conducción con superficie libre.

- c) Área hidráulica (A): Se le llama así al área que ocupa el agua en un corte transversal normal a la dirección del flujo (m^2). Su cálculo se hace con base en la geometría del conducto.
- d) Ancho de superficie libre (B): Es la distancia medida transversalmente al flujo a nivel de la superficie libre (m).
- e) Perímetro mojado (P): Es la longitud del contorno de la sección transversal en la que el agua tiene contacto con las paredes y el fondo de la conducción (m).
- f) Tirante hidráulico (Y): Se define como el cociente de dividir el área hidráulica entre el ancho de superficie libre (m):

$$Y = \frac{A}{B} \quad (3.2)$$

En algunos cálculos se prefiere al tirante hidráulico en lugar del tirante; por ejemplo, para obtener el número de Froude.

- g) Radio hidráulico (R): Es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado (m):

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.3)$$

3.2. CLASIFICACIÓN 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.

El flujo del agua en una conducción puede clasificarse de acuerdo con:

- a) Funcionamiento del conducto. Una red de alcantarillado 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 alcantarillado 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 molestias y daños.

Dado que es recomendable que una red de alcantarillado funcione con superficie libre, en adelante se dará mayor énfasis a conceptos relativos al flujo con superficie libre.

- 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. A este respecto pueden consultarse mayores detalles en libros referentes a Mecánica de Fluidos.

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

$$R = \frac{VL}{\nu} \quad (3.4)$$

donde R es el número de Reynolds (adimensional), V la velocidad media del flujo (m/s), L una longitud característica (m); ν la viscosidad cinemática del fluido (m^2/s). La longitud característica es el diámetro D en tuberías a presión, y en conducciones a superficie libre es igual al cuatro veces el radio hidráulico R .

La definición del tipo de flujo se hace con respecto a los siguientes intervalos del número de Reynolds:

Tipo de flujo	Conducciones a	
	presión (tuberías)	superficie libre (canales)
<i>Laminar</i>	$R < 2,300$	$R < 500$
<i>De transición</i>	$2,300 \leq R \leq 4,000$	$500 \leq R \leq 12,500$
<i>Turbulento</i>	$R > 4,000$	$R > 12,500$

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. Si los efectos de la viscosidad del fluido tienen mayor influencia que la rugosidad del conducto, el flujo es con pared hidráulicamente lisa. En caso contrario se le llama flujo con pared hidráulicamente rugosa, y entre ambos existe un intervalo de transición.

Para determinar el subtipo en flujo turbulento se plantea que

$$v_* = \sqrt{gRS_f} \quad (3.5)$$

donde v_* es conocida como la velocidad al cortante (m/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2), R es el radio hidráulico (m); S_f la pendiente de fricción (su definición se indica más adelante).

Conocida la velocidad al cortante se evalúa el parámetro siguiente:

$$\frac{kv_*}{\nu} \quad (3.6)$$

donde k es la 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; ν la viscosidad cinemática del agua (m^2/s).

Si el parámetro definido por la ecuación 3.6 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, 1993).

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:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \frac{Y}{\alpha}}} \quad (3.7)$$

donde F es el número de Froude; V la velocidad media del flujo (m/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2); Y el tirante hidráulico (m), definido según la ecuación 3.2.

La ecuación anterior representa una relación entre las fuerzas debidas a la inercia (numerador) y a la gravedad (denominador). Si ambas son iguales, $F = 1$, y el flujo se define como crítico. En caso de que dominen las fuerzas debidas a la inercia del flujo ($F > 1$) el flujo es supercrítico, y por último, si tienen mayor influencia las fuerzas debidas a la gravedad ($F < 1$) y el flujo es considerado como subcrítico.

3.3. ECUACIONES BÁSICAS

Las ecuaciones básicas de la Hidráulica 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 llamadas de continuidad, cantidad de movimiento y energía, respectivamente. Dichas ecuaciones poseen formas generales que se pueden simplificar o adaptar según el tipo de flujo que se presenta 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 valúa aquellas variables de interés relativas al flujo.

En el análisis del escurrimiento del agua se acostumbra manejar la ecuación de continuidad empleando unidades de flujo volumétrico o gasto [L^3/T], (m^3/s), la ecuación de cantidad de movimiento con unidades de fuerza por unidad de masa [$(ML/T^2)/M=L/T^2$], (m/s^2); la ecuación de la energía en unidades de fuerza por distancia por unidad de peso [$(ML/T^2)L/(ML/T^2)=L$], (m).

A continuación se anotan las ecuaciones fundamentales de la Hidráulica, para analizar el escurrimiento del agua en conducciones a presión o con superficie libre, así como algunas de las formas que toman ellas en casos concretos encontrados en redes de alcantarillado.

3.3.1. Continuidad.

El principio de conservación de masa o de continuidad establece que “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”, lo cual escrito en términos matemáticos equivale a

$$\frac{dV}{dt} = \sum m_e - \sum m_s \quad (3.8)$$

donde dV es un elemento diferencial de volumen y dt es un diferencial de tiempo, siendo el cociente de ambos un incremento o decremento de volumen por unidad de tiempo según el signo (positivo o negativo respectivamente). En el miembro de la derecha, el primer término es la suma de aquella masa que entra al volumen de control y el segundo término la que sale.

La cantidad de agua en el volumen de control, así como la que entra o sale del mismo podrá cuantificarse en unidades de: masa (kg), peso (N) o de volumen (m^3) por unidad de tiempo (kg/s, N/s o m^3/s), siendo las últimas las que dan 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.

$$Q = AV \quad (3.9)$$

donde Q es el gasto (m^3/s); A el área hidráulica (m^2); V la velocidad media del flujo (m/s).

La ecuación 3.8 puede ser usada para realizar tránsitos de avenidas en vasos o almacenamientos donde interesa obtener la variación de nivel con respecto al tiempo de acuerdo a un hidrograma de entrada al vaso y una política de operación de

extracciones del mismo.

Otra aplicación 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

$$Q_1 = Q_2 \quad \text{ó} \quad A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (3.10)$$

La propia ecuación 3.8 puede emplearse en redes de alcantarillado, de distribución de agua potable o en cauces donde existen confluencias o conexiones de tuberías (en ocasiones llamadas nudos). Basta asignar un signo (positivo o negativo) a aquellos flujos que ingresan al nudo siendo entonces los flujos de egreso de signo contrario. Así, la expresión 3.8 toma la forma

$$\sum q_e = \sum q_s \quad (3.11)$$

donde el primer miembro se refiere a la suma de los gastos de ingreso al nudo (entrada) y el segundo miembro a la suma de los gastos que abandonan el nudo (salida).

Finalmente, un desarrollo un poco más complicado permitirá establecer la ecuación de continuidad en flujo no permanente sin considerar aportaciones o extracciones laterales (Chaudhry, 1993), que más adelante será una de las bases para el tránsito de avenidas en colectores:

$$V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.12)$$

En esta expresión x es la dirección normal al flujo en un sistema de coordenadas y t el tiempo.

3.3.2. Cantidad de movimiento

La ecuación de conservación de cantidad de movimiento se deriva de la segunda ley de Newton del movimiento, la cual establece que “El producto de la masa de un cuerpo por la aceleración es igual a la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre él, incluyendo su propio peso”. Escrito en términos matemáticos se tiene que:

$$F = m a \quad (3.13)$$

donde F es la fuerza resultante o suma de fuerzas, m es la masa del cuerpo y a es la aceleración.

La aceleración se define como la derivada total de la velocidad V con respecto al tiempo t , por lo que la expresión anterior puede escribirse como:

$$F = \frac{d(\beta m V)}{dt} \quad (3.14)$$

El producto de la masa por la velocidad (mV) es conocido como cantidad de movimiento. Cabe hacer notar que la suma de fuerzas, así como la velocidad o la aceleración deben expresarse en términos vectoriales.

La ecuación 3.14 puede ser aplicada a un volumen de control en un canal donde al realizar la suma de las fuerzas que actúan sobre el mismo (presión, peso propio y fricción) y considerando flujo no permanente (Chaudhry, 1993) se obtiene

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial Y}{\partial x} = g(S - S_f) \quad (3.15)$$

donde S es la pendiente del cauce y las otras variables ya fueron definidas.

La expresión 3.15 es la ecuación de cantidad de movimiento para flujo no permanente con superficie libre y se emplea en conjunto con la ecuación de continuidad (expresión 3.12) para realizar tránsitos de avenidas en cauces o en colectores. A ambas se les denomina como “*Ecuaciones de Saint Venant*” por haber sido Saint Venant quien las desarrolló en 1871.

3.3.3. 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

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (3.16a)$$

y para flujos a presión de la manera siguiente:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (3.16b)$$

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 o carga de presión en conducciones con superficie libre (m)
p	presión manométrica (N/m ²)
γ	peso volumétrico (N/m ³)
p/γ	carga de presión en conducciones a presión (m)
V	velocidad media del flujo (m/s)
g	aceleración de la gravedad (m/s ²)
α	Coefficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
$V^2/2g$	Carga de velocidad (m)

El coeficiente de Coriolis se incluye en las ecuaciones anteriores debido a que se considera una velocidad media del flujo y no la distribución real de velocidades.

De acuerdo al 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, solo existen transformaciones entre sus componentes”. De esta forma, al aplicar dicho principio entre dos secciones transversales de un flujo con superficie libre (Figura 3.2) se obtiene la ecuación de la energía (Chaudhry, 1993):

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h \quad (3.17a)$$

Para conducciones a presión se tiene

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h \quad (3.17b)$$

donde el último término es la suma de las pérdidas por fricción y locales entre las secciones 1 y 2, las cuales se definen más adelante.

Cuando no se toman en cuenta las pérdidas de carga en las ecuaciones 3.17 se tiene la ecuación de Bernoulli, la cual es igual a una constante que define un horizonte de energía, es decir, la línea de energía máxima disponible en el flujo. Es relativa y depende de la sección en la que se inicie el análisis.

Por otra parte, la línea que une los valores de las energías totales en cada sección transversal a lo largo de la conducción es conocida precisamente como línea de la energía o gradiente energético. Si solo se considera la suma de las energías de posición y de presión, se obtiene como resultado la línea piezométrica o gradiente hidráulico, la cual equivale al perfil de la superficie del agua en conducciones a superficie libre.

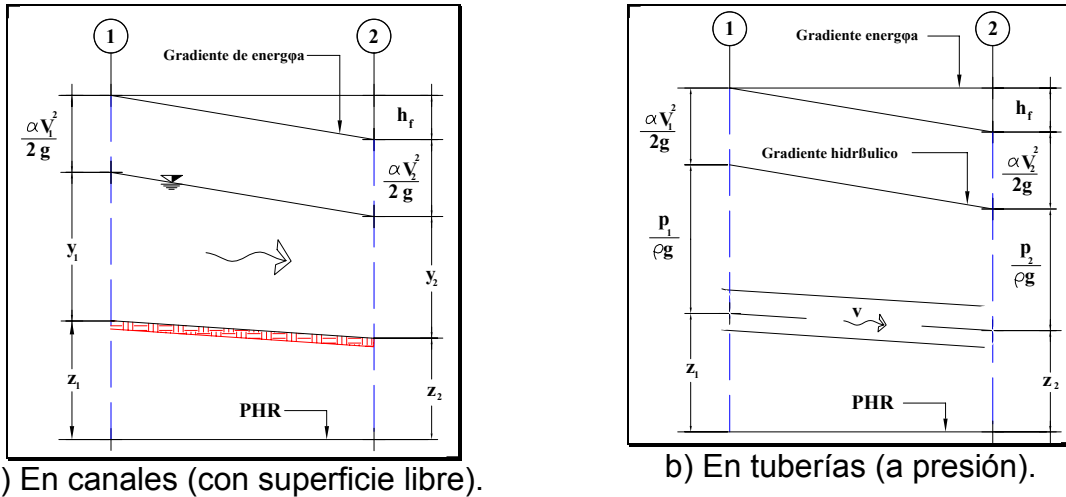


Figura 3.2 Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones transversales.

3.3.4. Energía específica

Si en la ecuación 3.16a no se toma en cuenta la carga de posición, entonces se trata de la ecuación de energía específica E (m):

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (3.18)$$

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 3.18 en función del tirante y y de un gasto constante, se obtiene una curva tal como la mostrada en la Figura 3.3, donde se observa que existe un nivel de energía mínima o crítica correspondiente al denominado tirante crítico.

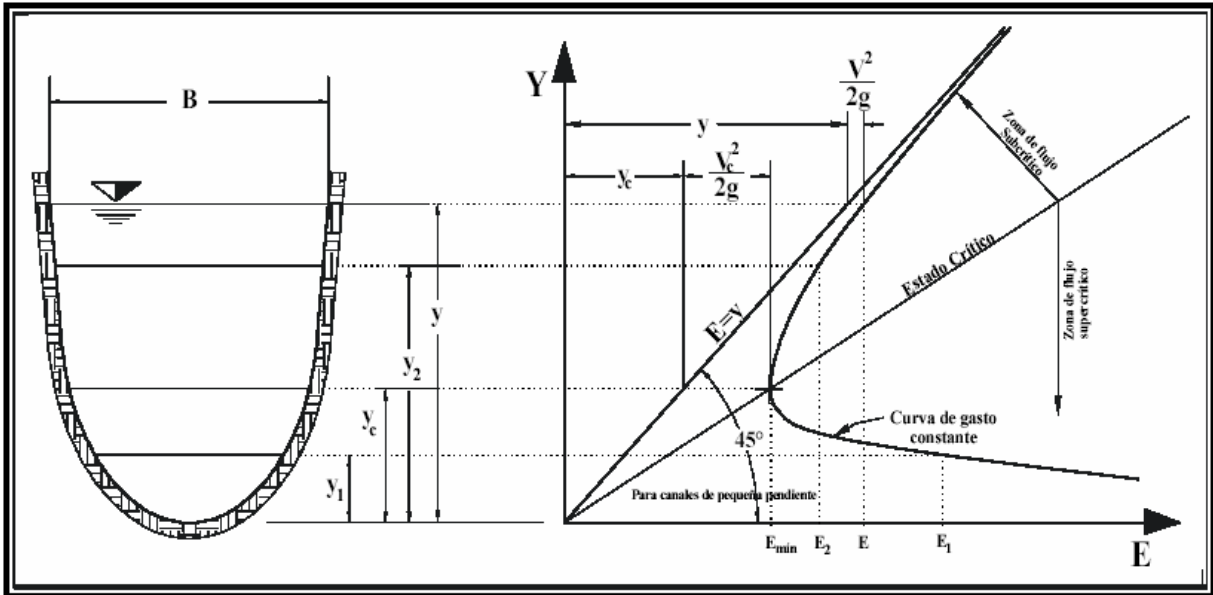


Figura 3.3. Diagrama de energía específica.

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 3.18 es posible determinar el tirante crítico. Para su cálculo se deriva la ecuación 3.18 y se iguala a cero (se busca el mínimo de una función). Mediante algunos pasos matemáticos se obtiene la expresión (Chaudhry, 1993):

$$\frac{Q^2}{g/\alpha} = \frac{A^3}{B} \quad (3.19)$$

donde Q es el gasto (m^3/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2); A el área hidráulica (m^2); B el ancho de superficie libre (m).

3.3.5. Función cantidad de movimiento o Fuerza específica

A partir del análisis del salto hidráulico (Figura 3.4) se define la función cantidad de movimiento como (Apuntes Sotelo, 1997)

$$M = \frac{Q^2}{gA} + z_g A \quad (3.20)$$

donde M es la cantidad de movimiento; Q el gasto (m^3/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2); A el área hidráulica (m^2); z_g la profundidad desde la superficie libre

del agua hasta el centro de gravedad de la sección (m). A la cantidad de movimiento se le conoce también como “fuerza específica” por que se establece por unidad de peso [$\text{kgf} / (\text{kgf} / \text{m}^3)$].

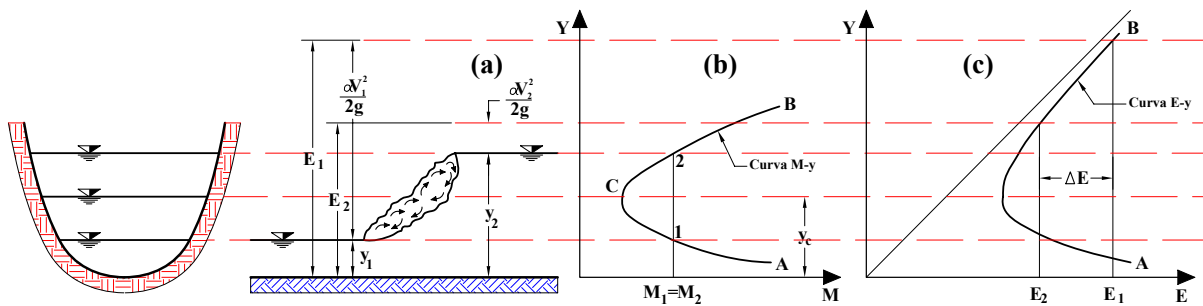


Figura 3.4 Análisis del salto hidráulico.

Para un gasto dado, la función cantidad de movimiento depende únicamente del tirante (y). La representación de la gráfica de M contra y , muestra 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 ($M_1 = M_2$). Así, el tirante conjugado mayor corresponde a flujo subcrítico y el menor a supercrítico. El punto C de la Figura 3.4 b corresponde al tirante crítico

Cuando se observa en la gráfica de energía específica se nota que los tirantes conjugados (Figura 3.4c), 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.

3.4. PÉRDIDAS DE CARGA

Las pérdidas de carga o de energía indicadas en las ecuaciones 3.17 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, de área) se les llama locales. En conducciones de gran longitud, la magnitud de las pérdidas locales pueden ser pequeñas 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

$$h_f = S_f L \quad (3.21)$$

donde h_f es la pérdida de carga por fricción (m); S_f la pendiente de fricción o pendiente de la línea de energía (adimensional); L la longitud del tramo donde se evalúan las pérdidas (m).

En la práctica, la pérdida de carga por fricción desconocidas 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, aunque también se puede emplear para conducciones a presión.

3.4.1. Fórmula de Darcy-Weisbach

La expresión de Darcy-Weisbach, para el cálculo de las pérdidas por fricción en tuberías a presión se escribe como:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (3.22)$$

donde h_f la pérdida de carga (m); f el factor de resistencia (adimensional); L la longitud del tramo en consideración (m); D el diámetro de la tubería (m); V la velocidad media del flujo (m/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2).

Para calcular el factor de fricción f , se utiliza la ecuación de Colebrook-White:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_t \quad (3.23)$$

donde k es la altura de rugosidad equivalente (m) y R el número de Reynolds (adimensional).

Para facilitar el cálculo del factor de fricción, la ecuación 3.23 junto con otras complementarias han sido dibujadas en un plano que tiene como coordenadas el número de Reynolds y el factor de fricción dando lugar al diagrama de Moody (Figura 3.5). O bien, se han planteado expresiones aproximadas en las cuales aparece una sola vez el factor de fricción, tal es el caso de la desarrollada por Swamee y Jain, (1976).

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{5.74}{R^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (3.24)$$

la cual es válida en los intervalos $10^6 \leq k/D \leq 10^{-2}$ y $5 \times 10^3 \leq R \leq 10^8$, y posee un error relativo de $\pm 1.0\%$. En esta expresión k es la “altura de rugosidad equivalente de granos de arena” (m); D el diámetro (m); R el número de Reynolds calculado para el flujo en particular (el valor de la velocidad puede suponerse e ir afinando el cálculo de f hasta obtener un valor preciso). En la tabla 3.1 se muestran algunos valores de la rugosidad equivalente para diversos materiales.

Tabla 3.1. Rugosidad absoluta de diversos materiales.

Material	Rugosidad absoluta k (mm)
- Fibrocemento.	0.025 a 0.030
- Concreto: En galerías, colado con cimbra normal de madera. En galerías, colado con cimbra rugosa de madera. Armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano. De acabado liso Armado, con acabado liso y varios años de servicio. Alisado interiormente con cemento. En galerías, con acabado interior de cemento. Con acabado normal. Con acabado rugoso. Presforzado.	1 a 2 10 0.01 0.025 0.2 a 0.3 0.25 1.5 a 1.6 1 a 3 10 0.25
- Cemento: Liso. No pulido.	0.3 a 0.8 1 a 2
- Mampostería: De piedra, bien junteada. De piedra rugosa, sin juntear. De piedra, mal acabada.	1.2 a 2.5 8 a 15 1.5 a 3
- Policloruro de vinilo o PVC con juntas espiga-campana a intervalos de 6 a 9 m.	0.06

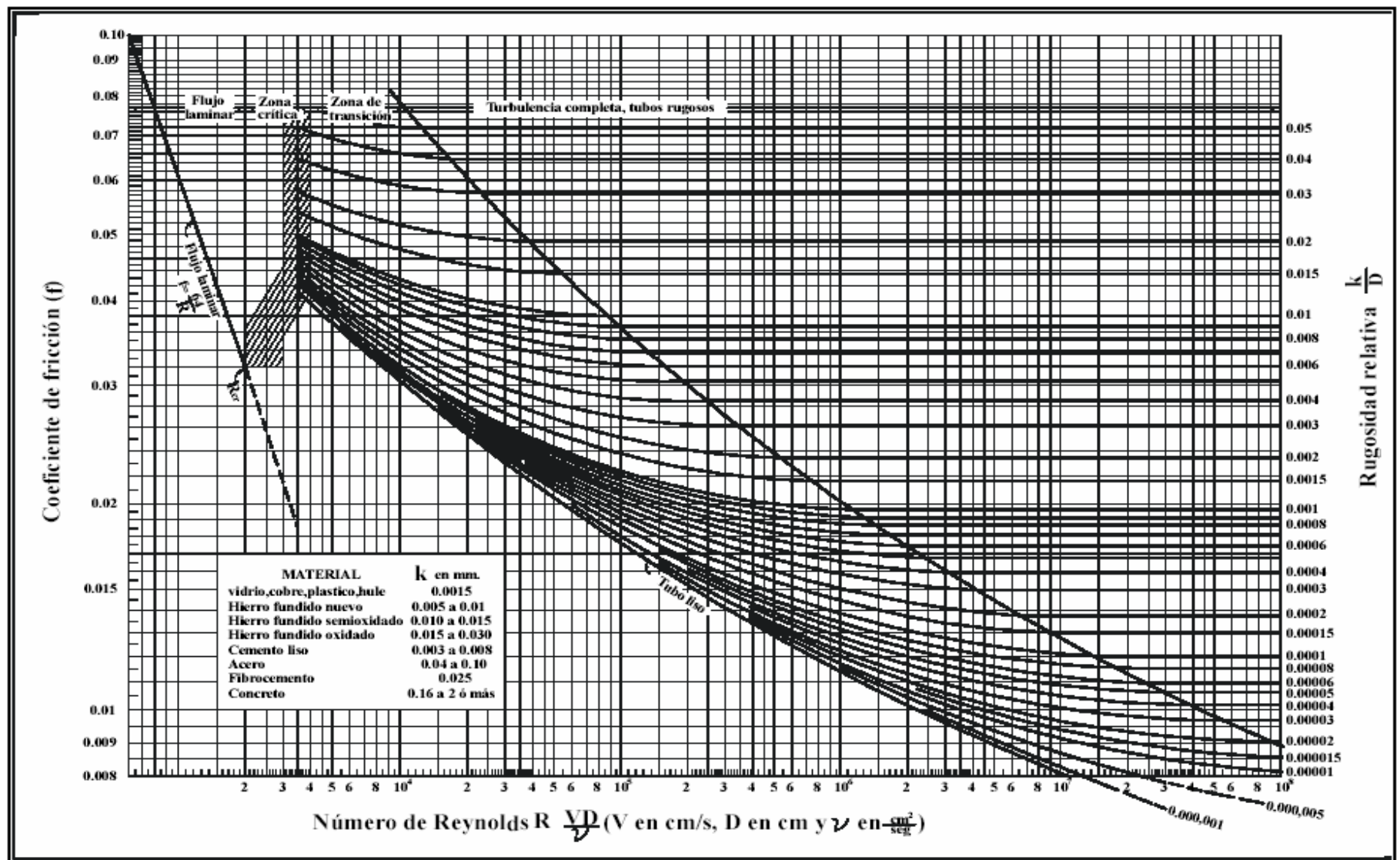


Figura 3.5 Diagrama universal de Moody.

3.4.2. Fórmula de Manning

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

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (3.25)$$

donde V es la velocidad media del flujo (m/s); n el coeficiente de rugosidad ($s/m^{1/3}$); R el radio hidráulico (m); S_f la pendiente de fricción (adimensional).

Para estimar el valor del coeficiente de rugosidad n , se usan instrucciones, tablas e incluso fotografías con diferentes condiciones del cauce.

Existen varios factores afectan el valor del coeficiente de rugosidad, entre los que se encuentran principalmente: aspereza de la superficie de la conducción, presencia y tipo de vegetación, irregularidades y obstrucciones en la conducción, depósitos de materiales y erosión, tamaño y forma de la conducción, material suspendido y transporte de fondo. En la tabla 3.2 se presentan algunos valores de n .

3.4.3. 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. Tales pérdidas de carga ocurren en cortas distancias y son representadas como una caída en la línea de gradiente de energía. Cuando $L/D \gg 1,000$ las pérdidas locales son generalmente muy reducidas en comparación con las de fricción por lo que suelen despreciarse.

Se acostumbra valorar las pérdidas locales en función de un coeficiente multiplicado por la carga de velocidad ($V^2/2g$), según la ecuación general

$$h = K \frac{V^2}{2g} \quad (3.26)$$

donde K es el coeficiente de pérdida.

Dicho coeficiente depende del tipo de pérdida, tipo de flujo (a presión o a superficie libre), y a veces del tipo de régimen (subcrítico o supercrítico).

El coeficiente de pérdida local K en redes de alcantarillado que trabajan con superficie libre, se puede estimar de acuerdo al tipo de pérdida de las formas siguientes:

- a) 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:

$$* \text{ Contracción } \quad H_c = K_c \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad \text{para } V_2 > V_1 \quad (3.27a)$$

$$* \text{ Expansión } \quad H_e = K_e \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad \text{para } V_1 > V_2 \quad (3.27b)$$

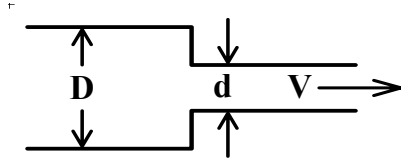
donde H_c y H_e son las pérdidas de carga (m) por contracción y expansión, respectivamente; K_c y K_e los coeficientes de pérdida por contracción y expansión (adimensionales), y los demás términos representan la diferencia de cargas de velocidad (m) entre las secciones 1 y 2 correspondientes a la entrada y a la salida de la transición. Los valores de los coeficientes K_c y K_e se anotan en la Tabla 3.3.

Tabla 3.2. Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning para diferentes materiales (ASCE, 1992).

Material del conducto	Coeficiente n (s/m ^{1/3})
Conductos cerrados:	
- Tubos de Fibrocemento.	0.011 a 0.015
- Enladrillados.	0.013 a 0.017
- Tubos de Hierro colado con sello, revestidos con cemento.	0.011 a 0.015
- Concreto (monolítico):	
Formas redondeadas.	0.012 a 0.014
Formas angulosas (rugosas).	0.015 a 0.017
Tubo de concreto.	0.011 a 0.015
- Tubos de metal corrugado (con corrugaciones de 1/2" x 2 1/2"):	
Plano.	0.022 a 0.026
Con plantilla pavimentada.	0.018 a 0.022
Revestido con asfalto.	0.011 a 0.015
- Tubos de plástico.	0.011 a 0.015
- Tubos de arcilla vitrificada.	0.011 a 0.015
Canales abiertos:	
- Canales revestidos:	
Asfalto.	0.013 a 0.017
Enladrillados.	0.012 a 0.018
Concreto.	0.011 a 0.020
Mampostería o roca.	0.020 a 0.035
Cubierta vegetal.	0.030 a 0.4
- Canales excavados o dragados:	
Tierra, recto y uniforme.	0.020 a 0.030
Tierra, sinuoso y bastante uniforme.	0.025 a 0.040
Roca.	0.030 a 0.045
Sin mantenimiento.	0.050 a 0.14
- Canales naturales (corrientes menores con ancho superficial menor a 30 m):	
Con secciones regulares.	0.030 a 0.070
Con secciones irregulares y pequeños vasos de almacenamiento.	0.04 a 0.1

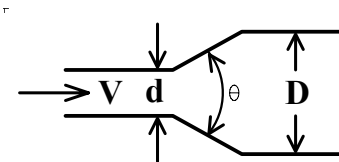
Tabla 3.3. Coeficientes de pérdida por contracción (K_c) y por expansión (K_e).

(a) Contracción K_c .



d/D	K_c
0.2	0.5
0.4	0.4
0.6	0.3
0.8	0.1
1.0	0

(b) Expansión K_e .

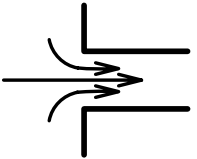
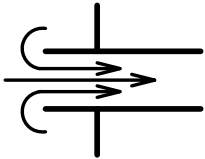
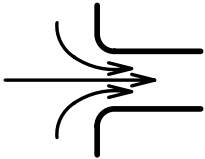
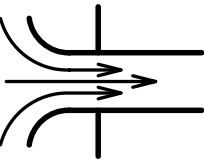
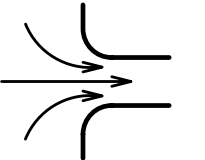


θ^*	$D/d = 3$	$D/d = 1.5$
10	0.17	0.17
20	0.40	0.40
45	0.86	1.06
60	1.02	1.21
90	1.06	1.14
120	1.04	1.07
180	1.00	1.00

* El ángulo θ es el ángulo en grados entre los lados de la zona de transición.

- b) Pérdidas por entrada. Las pérdidas por entrada se calculan mediante un coeficiente de pérdida, según la ecuación 3.26. En la tabla 3.4 se indican algunos de sus valores cuando se trata de almacenamientos.

Tabla 3.4. Coeficiente de pérdidas por entrada desde un almacenamiento.

		
Orillas cuadradas ($K=0.5$)	Tubo proyectado hacia adentro ($K=0.8$)	Orilla ligeramente redondeada ($K=0.25$)
		
Campana proyectada hacia adentro ($K=0.2$)	Orilla completamente redondeada ($K=0.1$)	

- c) 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.

En una unión, el flujo de las tuberías que llegan a la misma debe incorporarse a la tubería de salida de 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 entre ambas (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 alcantarillado varían típicamente del 20 al 30% 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.

En una unión recta en un pozo de visita, donde no existe cambio de diámetro, pueden estimarse las pérdidas de carga de acuerdo a la expresión

$$H_p = 0.05 \frac{V^2}{2g} \quad (3.28)$$

donde H_p es la pérdida de carga ocasionada por el pozo de visita (m).

En las figura 3.6, 3.7 y 3.8 se muestra la forma de calcular las pérdidas de carga por turbulencia en ciertos casos encontrados usualmente en tuberías de redes de

alcantarillado, entre los que se encuentran: uniones en cajas, pozos de visita y curvas hechas con tramos de tubería o con piezas especiales.

- d) Coeficiente de pérdidas en curvas. Las pérdidas en curvas en canales abiertos pueden ser estimadas utilizando los coeficientes anotados en la Tabla 3.5, en conjunción con la ecuación 3.26. 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.

Tabla 3.5. Coeficientes de pérdida por curvas (K_c) en canales abiertos.

r/b	K_c
2.5	0.02
2.0	0.07
1.5	0.12
1.0	0.25

Las pérdidas de carga en curvas en conductos cerrados pueden ser calculadas utilizando la figura 3.8 y la ecuación 3.26. Los valores obtenidos de la figura 3.8 corresponden a flujos con altos números de Reynolds, tales como los que se encuentran en la práctica.

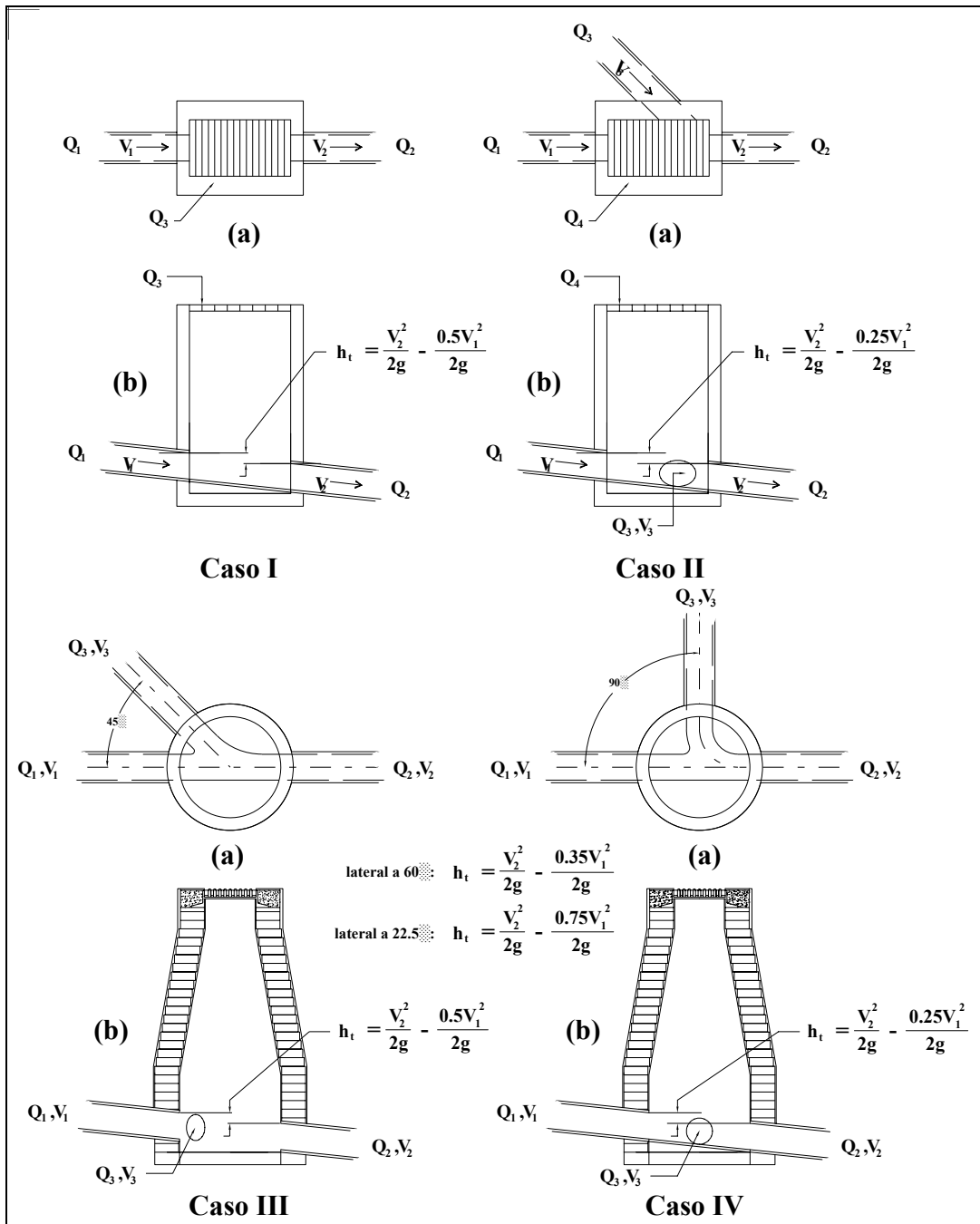


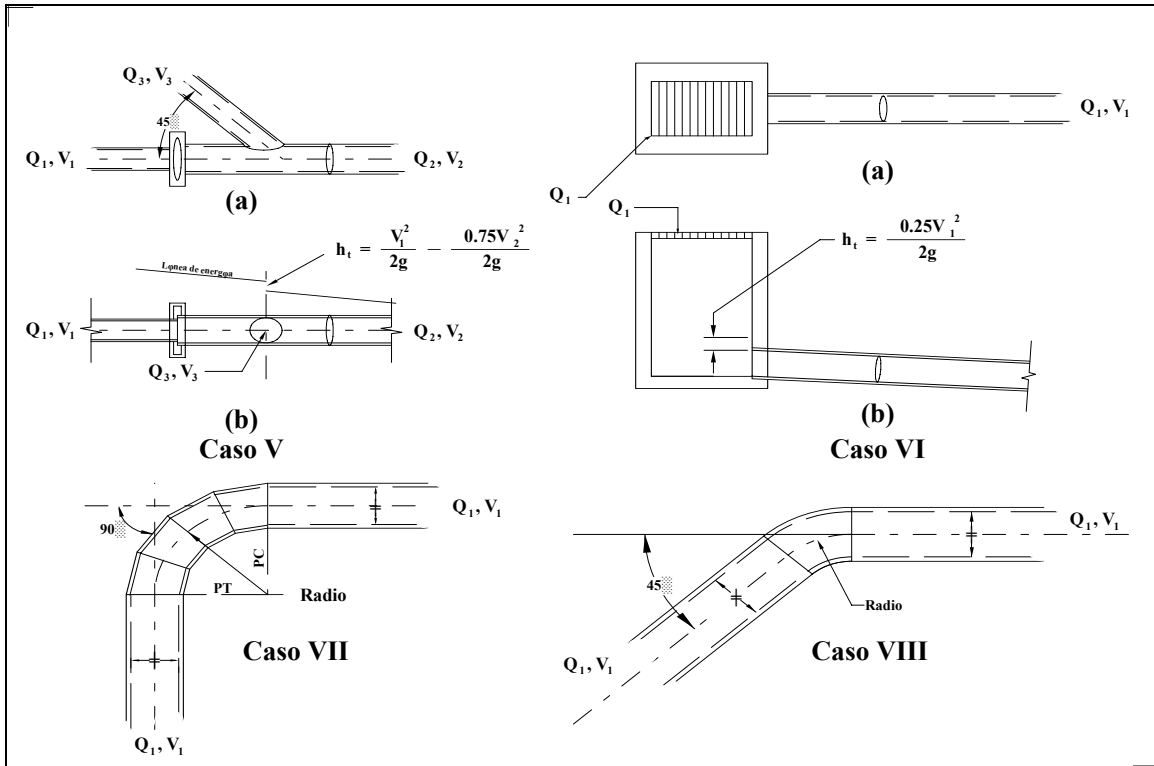
Figura 3.6. Pérdidas menores por turbulencia en estructuras:

Caso I Alcantarilla en la línea principal (a) planta y (b) corte.

Caso II Alcantarilla en la línea principal con ramal lateral (a) planta y (b) corte.

Caso III Pozo de visita en la línea principal con ramal a 45° (a) planta y (b) corte.

Caso IV Pozo de visita en la línea principal con ramal a 90° .



<p>Para el caso VII, la pérdida de carga aplicada en el punto PC para una longitud de curva :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Radio = Diámetro del tubo: $h_t = 0.50 \frac{V_1^2}{2g}$ - Radio = 2 a 8 veces el diámetro del tubo: $h_t = 0.25 \frac{V_1^2}{2g}$ - Radio = 8 a 20 veces el diámetro del tubo: $h_t = 0.40 \frac{V_1^2}{2g}$ - Radio mayor a 20 veces el diámetro del tubo: $h_t = 0$ <p><i>Cuando se utilizan curvas con ángulo diferente de 90°, se aplican los siguientes factores a los de una curva de 90°:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Curva de 60°: 85%, - Curva de 45°: 70% y - Curva de 22.5°: 40%. 	<p>Para el caso VIII, la pérdida de carga aplicada al principio de la curva es:</p> <ul style="list-style-type: none"> Curva de 90°: $h_t = 0.50 \frac{V_1^2}{2g}$ Curva de 60°: $h_t = 0.43 \frac{V_1^2}{2g}$ Curva de 45°: $h_t = 0.35 \frac{V_1^2}{2g}$ Curva de 22.5°: $h_t = 0.20 \frac{V_1^2}{2g}$
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Figura 3.7. Pérdidas menores por turbulencia en estructuras:

Caso V Conexión en “Y” de 45° (a) planta y (b) corte.

Caso VI Cabeza de atarjea al principio de una línea (a) planta y (b) corte.

Caso VII Curvas a 90°, y

Caso VIII Curvas donde el radio de la curva es igual al diámetro de la tubería.

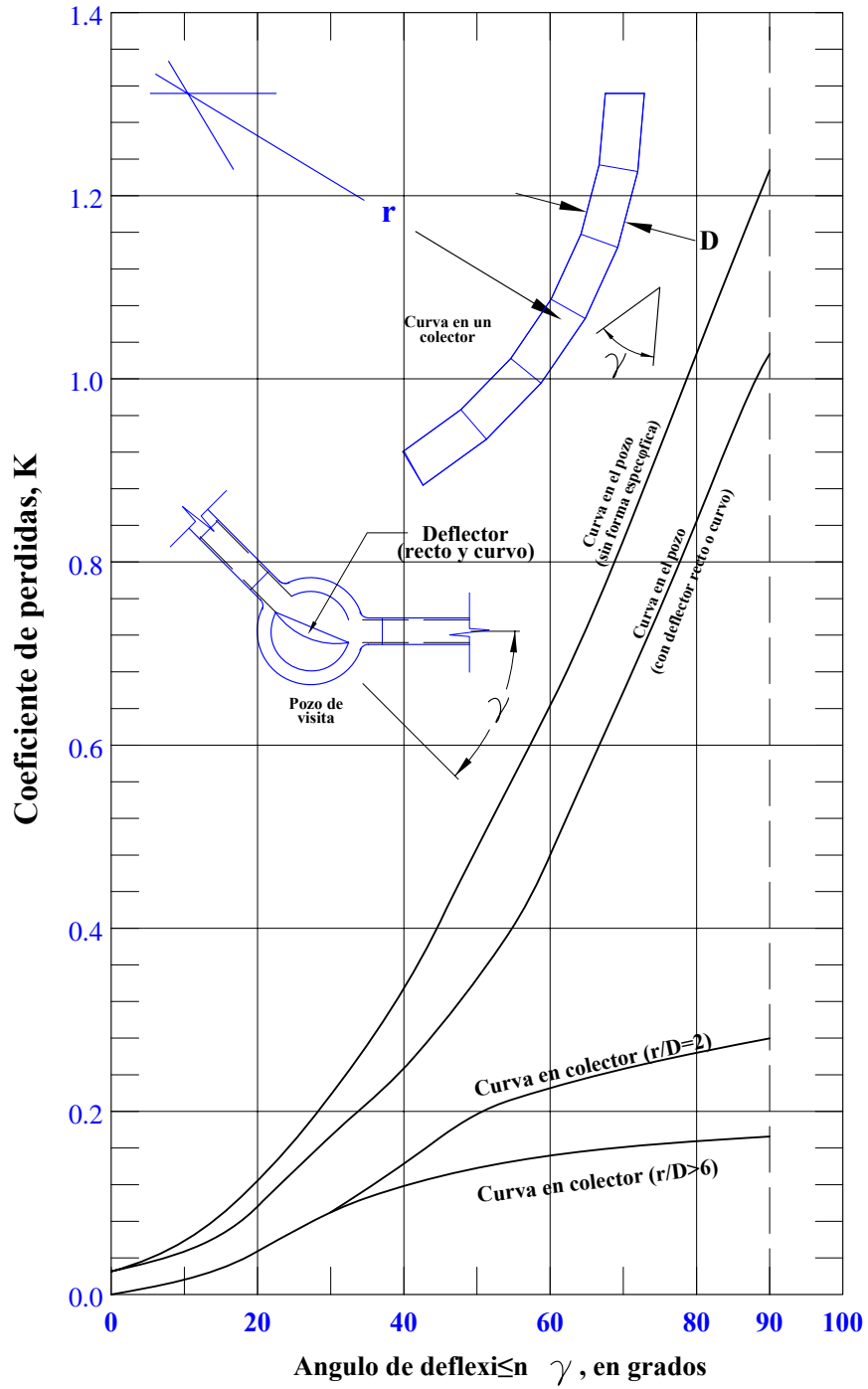


Figura 3.8. Coeficiente de pérdida de carga en curvas de colectores.

Coeficiente de pérdidas por salida. Esta pérdida por salida vale:

$$h_s = K \frac{(V_s - V_2)^2}{2g} \quad (3.29)$$

donde K se obtiene de la tabla 3.6

Tabla 3.6. Coeficientes de pérdida por salida.

A_s/A_1	K
0.1	0.83
0.2	0.84
0.3	0.85
0.4	0.87
0.5	0.88
0.6	0.90
0.7	0.92
0.8	0.94
0.9	0.965
1	1.0

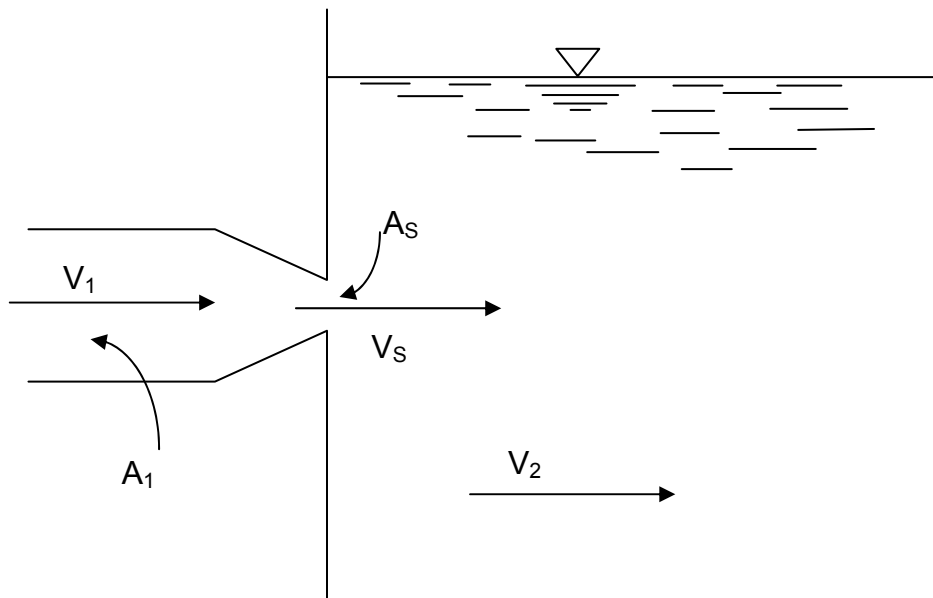


Figura 3.9. Pérdida por salida.

3.5. FLUJO EN CONDUCTOS CERRADOS

El flujo en conductos cerrados puede ser a presión a superficie libre. En las redes de alcantarillado se recomienda que los conductos se diseñen con suficiente capacidad para trabajar con superficie libre y en la práctica, ellos se diseñan para funcionar con gasto máximo a superficie libre. Sin embargo, en ocasiones trabajan a presión por obstrucciones, hundimientos, etc.

En este apartado se presenta en forma breve las formas en que pueden calcularse los flujos en colectores de alcantarillado pluvial.

3.5.2 Flujo a presión

El cálculo del flujo permanente a presión en tuberías es más sencillo en comparación al flujo con superficie libre. En la mayoría de los casos, será de interés obtener la capacidad de conducción de una tubería así como las pérdidas de carga involucradas, dado que se conocen las características de la tubería (material, sección transversal, pendiente). Por otra parte, en el diseño de redes de alcantarillado los gastos de diseño son obtenidos por métodos hidrológicos, por lo que interesa determinar las condiciones geométricas de una tubería dados el material de la misma y las pendientes mínima y máxima de diseño.

En general, se utilizan las ecuaciones de continuidad (3.10) y de energía (3.17b). Además, se recomienda emplear la ecuación de Darcy-Weisbach para calcular las pérdidas de carga.

Ejemplo 3.1

Calcular el diámetro de una tubería de concreto de sección circular que debe conducir un gasto de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ entre dos puntos alejados una distancia de 1,000 m. Es conveniente que la pérdida de carga no sea mayor a 30 m por restricciones locales del terreno y de construcción.

Solución

Existe una serie de diámetros de la tubería, que podrían cumplir con las condiciones de diseño; sin embargo, el criterio del menor costo económico exige que el diámetro sea el mínimo necesario.

Para encontrarlo se prueba con una serie de diámetros comerciales hasta que uno de ellos cumpla con las condiciones de diseño.

Por ejemplo, para una tubería de 1 m de diámetro:

Parámetros geométricos de la sección circular:

- Área hidráulica:
$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(1)^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado: $P = \pi D = \pi(1) = 3.142 \text{ m}$

- Radio hidráulico: $R = \frac{A}{P} = \frac{0.785 \text{ m}^2}{3.142 \text{ m}} = 0.25 \text{ m}$ ó

$$R = \frac{D}{4} = \frac{1 \text{ m}}{4} = 0.25 \text{ m}$$

Pérdidas de carga:

Se aplicará la ecuación de Darcy - Weisbach:

Sea la viscosidad cinemática del agua (a 20 °C): $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Por otra parte, de la ecuación 3.9, la velocidad es

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{5 \text{ m}^3/\text{s}}{0.785 \text{ m}^2} = 6.37 \text{ m/s}$$

Así, el número de Reynolds (ecuación 3.4) es

$$R = \frac{VD}{\nu} = \frac{6.37 \text{ m/s} \times 1 \text{ m}}{1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 6'366,198$$

De la tabla 3.1, para tubos de concreto reforzado con acabado liso y varios años de servicio, la rugosidad absoluta k varía de 0.2 a 0.3 mm, o de 0.0002 a 0.0003 m, por lo que se tomará el valor medio: $k = 0.00025 \text{ m}$.

Para obtener el factor de resistencia f se emplea la ecuación 3.24 o el diagrama universal de Moody para flujo en tuberías (Figura 3.11). De esta forma:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{5.74}{R^{0.9}} \right) \right]^2} = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{0.00025 \text{ m}}{3.7 \times 1 \text{ m}} + \frac{5.74}{(6'366,198)^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.0146$$

valor que puede compararse con el obtenido a partir del diagrama de Moody, por lo que finalmente las pérdidas son (ecuación 3.22):

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 0.0146 \frac{1,000 \text{ m}}{1 \text{ m}} \frac{(6.37 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 30.2 \text{ m}$$

Se aprecia que el diámetro propuesto cumple prácticamente con la restricción de las pérdidas de carga permisibles, por lo que se acepta el diámetro propuesto de 1 m.

3.5.2. 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 alcantarillado, para evitar que los conductos trabajen a presión porque el agua podría brotar de las alcantarillas hacia las calles.

Se acostumbra diseñar los conductos de una red de alcantarillado para que trabajen a superficie libre, por ejemplo, entre el 80 y 90 % de su diámetro al conducir el gasto de diseño. Por ello resulta importante el cálculo del flujo en tuberías con esta condición.

En una sección circular los parámetros hidráulicos con sección parcialmente llena, tales como el área hidráulica, el perímetro mojado y el ancho de superficie libre pueden calcularse con las expresiones siguientes:

En grados:
$$A = \frac{\pi r^2}{180} \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) - (r-y)\sqrt{y(D-y)} \quad (3.29^a)$$

$$P = \frac{\pi r}{90} \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) \quad (3.30^a)$$

$$B = 2\sqrt{y(D-y)} \quad (3.31)$$

En radianes:
$$A = r^2 \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) - (r-y)\sqrt{y(D-y)} \quad (3.29b)$$

$$P = 2 r \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) \quad (3.30b)$$

$$B = 2\sqrt{y(D-y)} \quad (3.30c)$$

donde A es el área hidráulica; P el perímetro mojado; B el ancho superficial; r el radio de la sección ($r = D/2$); D el diámetro; y el tirante en la sección.

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 (Figura 3.10). Por otra parte, también se dispone de tablas de diferentes parámetros hidráulicos (Tabla 3.7).

Se aprecia en la figura 3.10 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 tanto a los coeficientes de resistencia, de Manning y de Darcy-

Weisbach, como variables. También se observa que el gasto máximo que puede conducir una tubería se da con un tirante cercano al 95% del diámetro de la tubería.

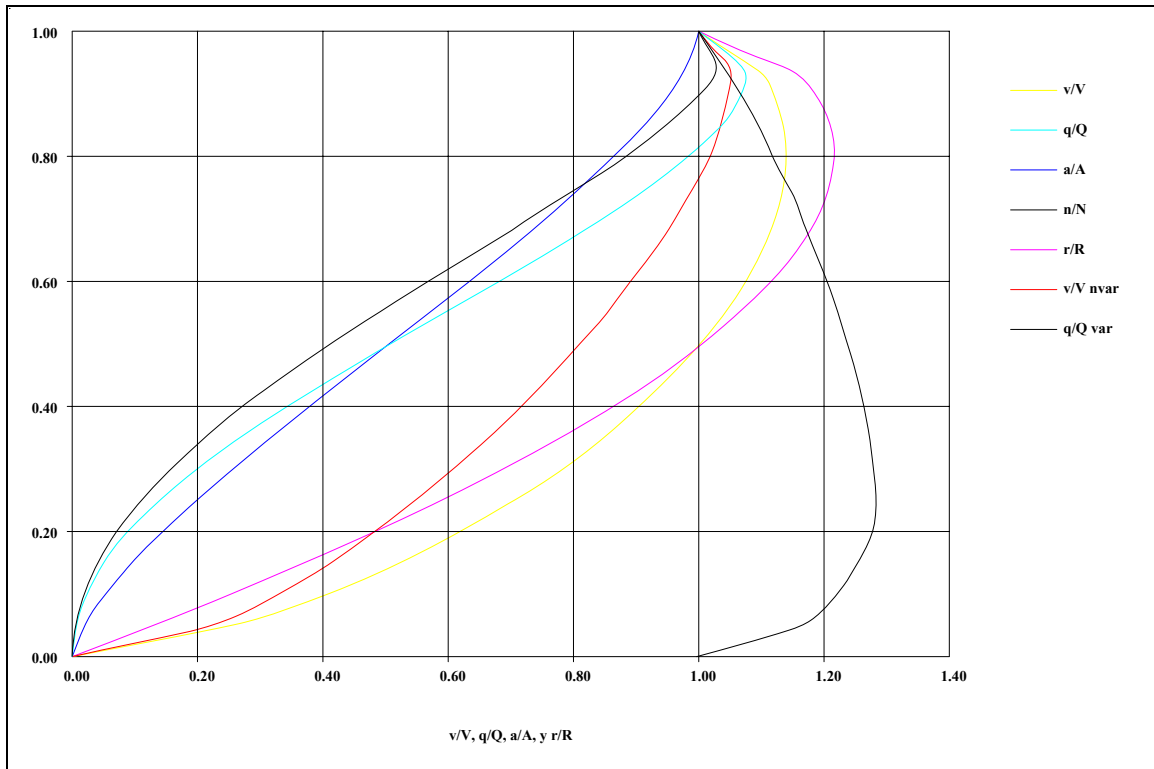


Figura 3.10. Relaciones entre elementos hidráulicos de una tubería de sección circular.

Ejemplo 3.2

Calcular el gasto crítico y el normal que puede conducir una tubería de concreto a superficie libre con un tirante igual al 80% del diámetro. La pendiente de la tubería es 0.004 y el diámetro de ella es de 1.2 m.

Solución

Para una tubería de concreto, el coeficiente de rugosidad de Manning es $n = 0.013$ (Tabla 3.2). De la tabla 3.7, para una relación $y/D = 0.8$, puede obtenerse el gasto crítico de

$$\frac{Q_c}{D^{5/2}} = 1.93583 \quad \text{por lo cual}$$

$$Q_c = 1.93583 D^{5/2} = 1.93583(1.2)^{5/2} = 3.054 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 3.7. Elementos hidráulicos en tuberías de sección circular.

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$
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
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	-----

y el gasto normal de la relación $\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}} = 0.30466$ con lo que

$$Q = \frac{0.30466}{n} D^{8/3} S^{1/2} = \frac{0.30466}{0.013} (1.2)^{8/3} (0.004)^{1/2} = 2.41 \text{ m}^3/\text{s}$$

Adicionalmente pueden obtenerse otros parámetros como el área hidráulica a partir de la misma Tabla y, la velocidad conociendo el gasto y el área correspondientes a cierto tirante.

3.6. FLUJO EN CONDUCTORES ABIERTOS

El flujo en conductos abiertos o canales es con superficie libre. También se presenta en conductos cerrados con sección parcialmente llena. Tal como se indicó a principios de este capítulo, dicho 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.

3.6.1. Flujo uniforme

El flujo uniforme se da en canales de gran longitud y de sección prismática (con sección transversal y pendiente constantes a lo largo del cauce), lo cual permite el establecimiento de un flujo con tirantes y velocidades idénticos en cualquier sección de la conducción. 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. Para él existe una relación única entre las condiciones geométricas y de construcción de un canal 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 pendiente de fricción S_f es paralela a la pendiente del cauce S y por consiguiente del mismo valor. Lo anterior se expresa como

$$S_f = S \quad (3.32)$$

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 una ecuación de pérdida de carga, por ejemplo la de Manning (ecuación 3.25), expresada en función de la velocidad o del gasto (aplicando la ecuación de continuidad), sustituyendo los valores de los parámetros conocidos y las expresiones correspondientes a variables desconocidas y resolviendo en función de una sola incógnita, figura 3.11.

La solución de la ecuación final requiere en ocasiones el empleo de un método numérico para resolver ecuaciones no lineales, entre los que pueden figurar el método de bisección, de Newton - Raphson, etc. (Burden, Faires; 1985). Ver programa en el apéndice A.

Ejemplo 3.3

Se tiene una tubería de concreto de 1.5 m de diámetro ($n = 0.013$, tabla 3.2), con una pendiente de plantilla de 0.004. Interesa determinar el tirante normal (y_n), el tirante crítico (y_c) y la pendiente crítica (S_c) para un gasto de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Solución

Para resolver este problema, deben sustituirse los parámetros hidráulicos de una sección circular (ecuaciones 3.29 a 3.31) en la ecuación 3.25, expresada en función del gasto ($Q = AV$) puesto que es el dato conocido, considerando que en flujo uniforme $S_f = S$

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

Introduciendo las expresiones 3.29 y 3.30, y simplificando se llega a

$$Q - \frac{\left(\frac{\pi r^2}{180} \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) - (r-y)\sqrt{y(D-y)} \right)^{5/3}}{n \left(\frac{\pi r}{90} \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) \right)^{2/3}} S^{1/2} = 0$$

donde la única variable desconocida es el tirante y . Resolviendo para y se obtiene que el tirante normal es $y = y_n = 0.482 \text{ m}$.

Adicionalmente, el lector puede comprobar otras características del flujo:

$$\begin{array}{lll} V = 2.04 \text{ m/s}, & \mathbf{F} = 1.1 \text{ (régimen supercrítico)}, & A = 0.490 \text{ m}^2, \\ P = 1.81 \text{ m}, & R = 0.27 \text{ m}, & B = 1.4 \text{ m} \\ & & y \quad Y = 0.35 \text{ m}. \end{array}$$

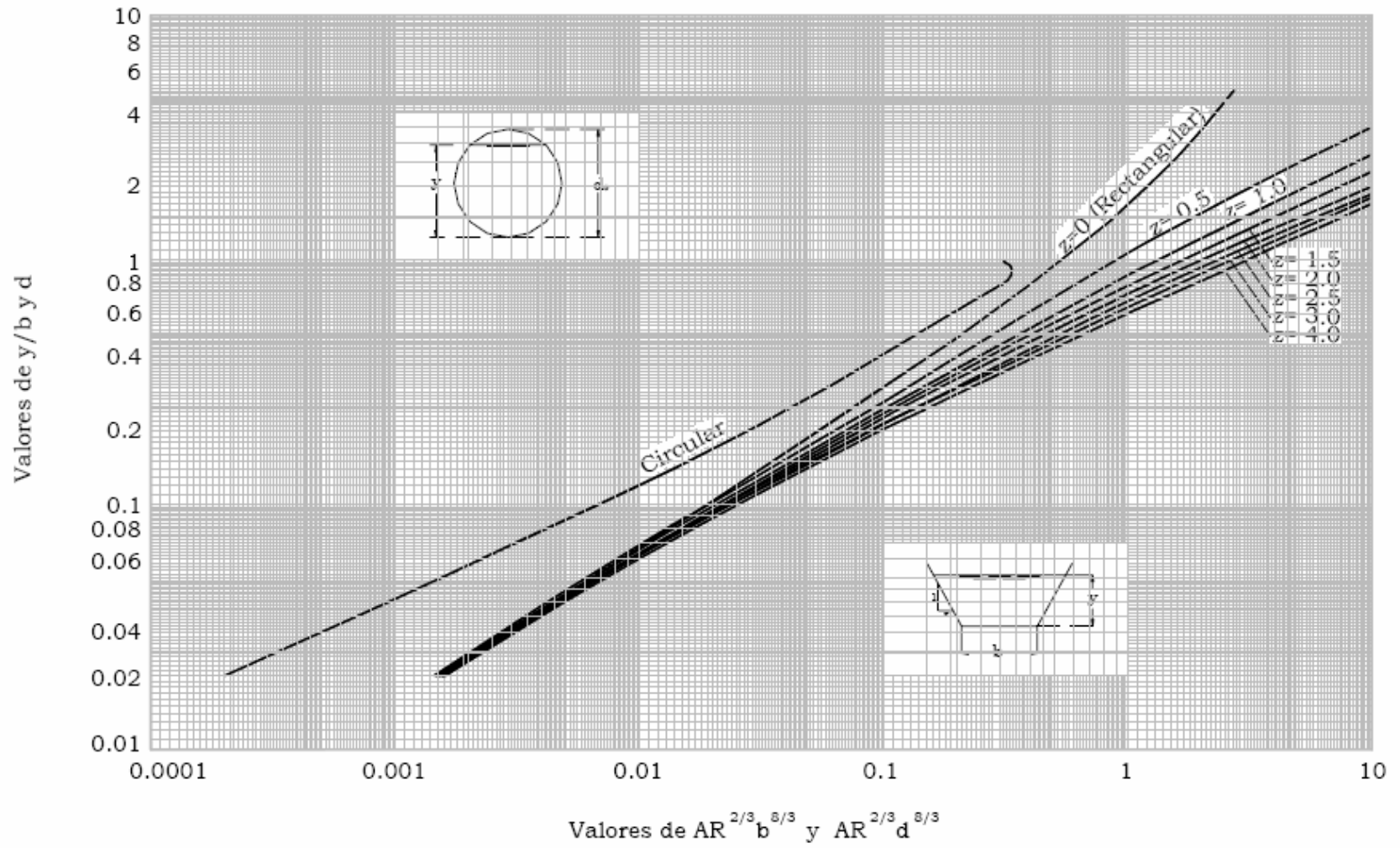


Figura 3.11. Curvas para determinar la profundidad normal.

Para el cálculo del tirante crítico se utiliza la ecuación 3.19, donde se sustituyen las expresiones correspondientes a una sección circular (ecuaciones 3.29 y 3.31):

$$\frac{\left(\frac{\pi r^2}{180} \operatorname{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) - (r-y)\sqrt{y(D-y)}\right)^3}{2\sqrt{y(D-y)}} - \frac{Q^2}{g} = 0$$

Al igual que en la obtención del tirante normal, al resolver la ecuación anterior para y se obtiene el tirante crítico $y = y_c = 0.506$ m.

Para obtener la pendiente crítica, se utiliza la ecuación de Manning, tomando como incógnita a la pendiente y como tirante al crítico, por lo que:

$$S = S_c = \left(\frac{nQ}{AR^{2/3}}\right)^2$$

Al evaluar el área hidráulica A , el perímetro mojado P y el radio hidráulico R con las expresiones correspondientes a sección circular (ecuaciones 3.29, 3.30 y 3.3) en función del tirante crítico, y hacer las operaciones indicadas en la ecuación anterior se obtiene $S = S_c = 0.003314$.

Se observa que la pendiente crítica es menor a la indicada en el problema, por lo que se comprueba que el flujo será supercrítico. Adicionalmente, el lector puede comprobar otras características del flujo considerando régimen crítico:

$$V_c = 1.90 \text{ m/s}, \quad \mathbf{F} = 1 \quad (\text{régimen crítico}), \quad A_c = 0.525 \text{ m}^2,$$

$$P_c = 1.86 \text{ m}, \quad R_c = 0.28 \text{ m}, \quad B_c = 1.42 \text{ m} \quad \text{y} \quad Y_c = 0.37 \text{ m}.$$

3.6.2. Flujo gradualmente variado

Este tipo de flujo es de los más comunes en la práctica, especialmente en redes de alcantarillado. Se le reconoce por la variación del tirante y la velocidad en cada una de las secciones transversales a lo largo de un cauce.

Para el cálculo de este tipo de flujo se requiere de la integración de la ecuación diferencial de flujo gradualmente variado (Chaudhry, 1993):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f}{1 - \mathbf{F}^2} \quad (3.32a)$$

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 \mathbf{F} . 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):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f - \frac{\alpha Q^2}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - \frac{\alpha B Q^2}{gA^3}} \quad (3.32b)$$

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 su ubicación. La pendiente del canal puede ser del tipo: Suave "M" (mild), Pronunciada "S" (steep), Crítica "C", Horizontal "H" o Adversa "A". 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". La clasificación de los perfiles de flujo se aprecia con mayor detalle en la figura 3.12.

El cálculo del flujo gradualmente variado consiste en determinar los tirantes en cada sección de 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.

3.6.3. Flujo rápidamente variado

Este se observa en estructuras hidráulicas, tales como transiciones, vertedores y dissipadores de energía. También se presenta en el fenómeno conocido como salto hidráulico y en estructuras diseñadas para su control tales como vertedores, vados y tanques amortiguadores.

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 el diseño de estructuras que trabajan con flujo rápidamente variado deberá recurrirse a bibliografía especializada en Hidráulica.

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.

3.6.3.1. 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 ($M_1 = M_2$), y después de sustituir las expresiones correspondientes al centroide de la sección y al área hidráulica, se puede obtener la expresión:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) \quad (3.33a)$$

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

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_2^2} - 1 \right) \quad (3.33b)$$

3.6.3.2. 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

$$\frac{Q^2}{g y_1^5} = \frac{m_1 m_2 k_2 \left(\frac{y_2}{y_1} \right) - m_1^2 k_1}{\left(\frac{y_1}{D} \right)^4 \left(1 - \frac{m_1}{m_2} \right)} \quad (3.34)$$

		PERFILES EN LA ZONA 1 $y > y_n$; $S_0 > S_f$ $y > y_c$; $F^2 < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $y_n > y > y_c$; $S_0 < S_f$; $F^2 < 1$ $y_c > y > y_n$; $S_0 > S_f$; $F^2 > 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $y < y_n$; $S_0 < S_f$ $y < y_c$; $F^2 > 1$
PENDIENTES POSITIVAS $S_0 > 0$	SUBCRÍTICA: $y_n > y_c$			
	CRÍTICA: $y_n = y_c$			
	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$			
PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$ $y_n > y_c$	$\frac{dy}{dx}$ No existe 			
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ No existe Ninguna 			

Figura 3.12. Clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado.

donde m y k son parámetros que se calculan con las expresiones

$$m = \frac{1}{4} \text{ang} \cos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}} \quad (3.35)$$

$$k = 1 - \frac{D}{2y} + \frac{2(1 - y/D)^{3/2} (y/D)^{1/2}}{3m} \quad (3.36)$$

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

$$\frac{Q^2}{gy_2^5} = \frac{m_2^2 k_2 - m_1 m_2 k_1 \left(\frac{y_1}{y_2} \right)}{\left(\frac{y_2}{D} \right)^4 \left(\frac{m_2}{m_1} - 1 \right)} \quad (3.37)$$

teniendo a los parámetros m y k tal como lo indican las ecuaciones 3.35 y 3.36.

b) Flujo a presión después del salto.

En este caso, la sección se ahoga con el salto por lo que

$$m_2 = \frac{\pi}{4} \quad (3.38)$$

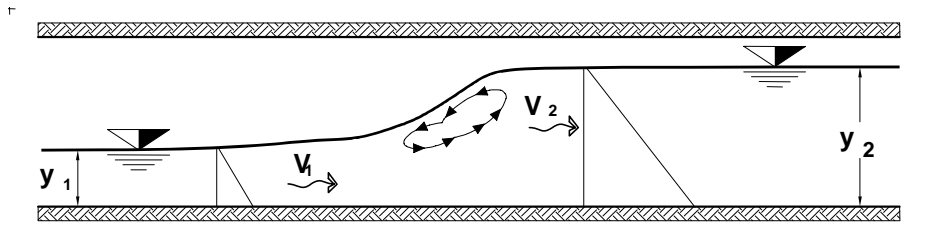
$$k_2 = 1 - \frac{1}{2(y_2/D)} \quad (3.39)$$

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 (Figura 3.13).

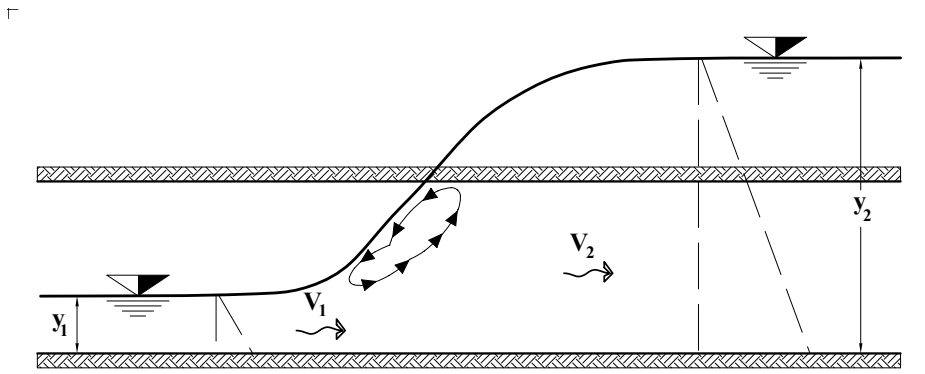
Se observa que las ecuaciones 3.34 y 3.37 son válidas también para flujos conocidos, supercrítico y subcrítico, respectivamente. Considerando las ecuaciones 3.38 y 3.39, según corresponda, ver Figuras 3.14 y 3.15.

3.6.4. Flujo no permanente

El tipo de flujo que se presenta generalmente en una red de alcantarillado es no permanente y gradualmente variado. 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, etc.).

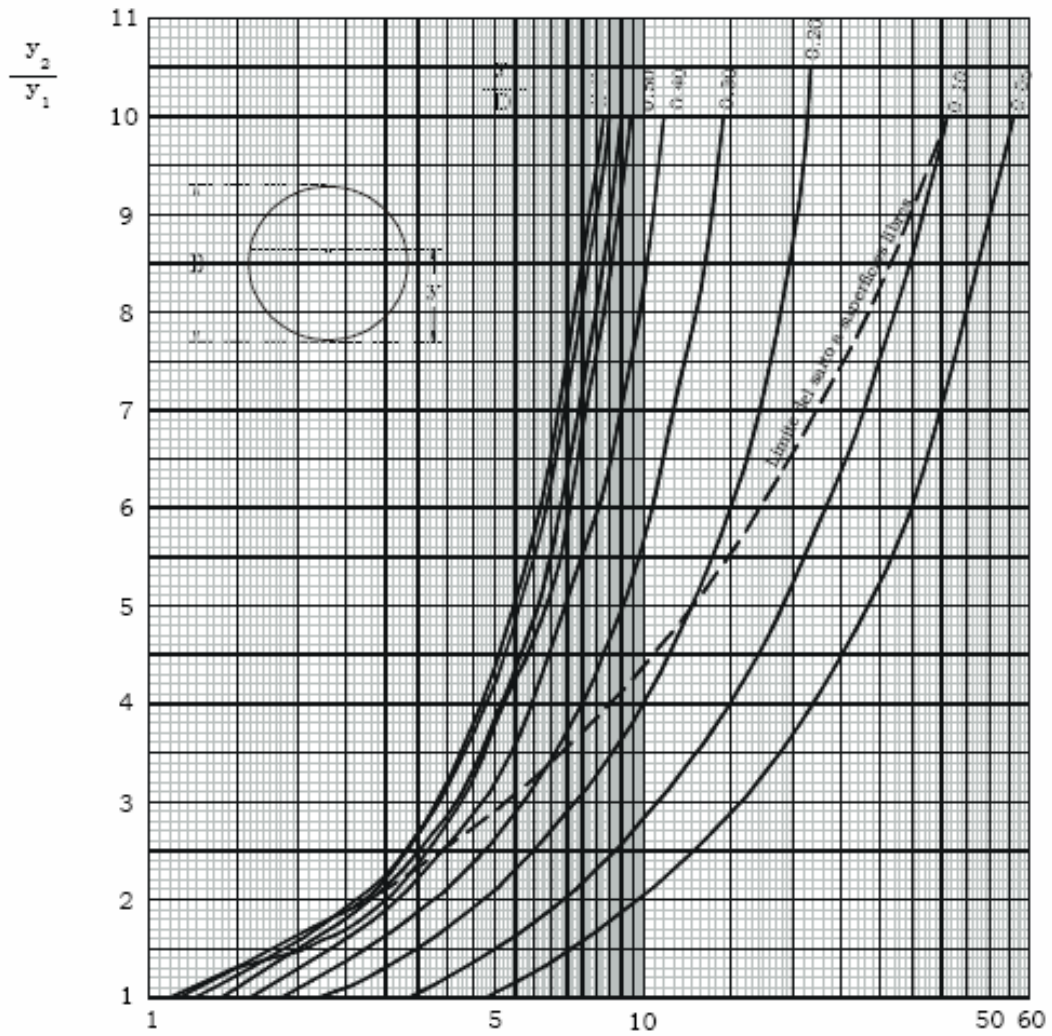


a) Salto libre dentro de la tubería.



b) Salto ahogado dentro de la tubería.

Figura 3.13. Salto hidráulico en un conducto de sección circular.



$$F_{1R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_1^3}} \qquad F_{1R} = \frac{(A_1/D^2)}{(y_1/D)^2} F_1$$

Figura 3.14. Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico.

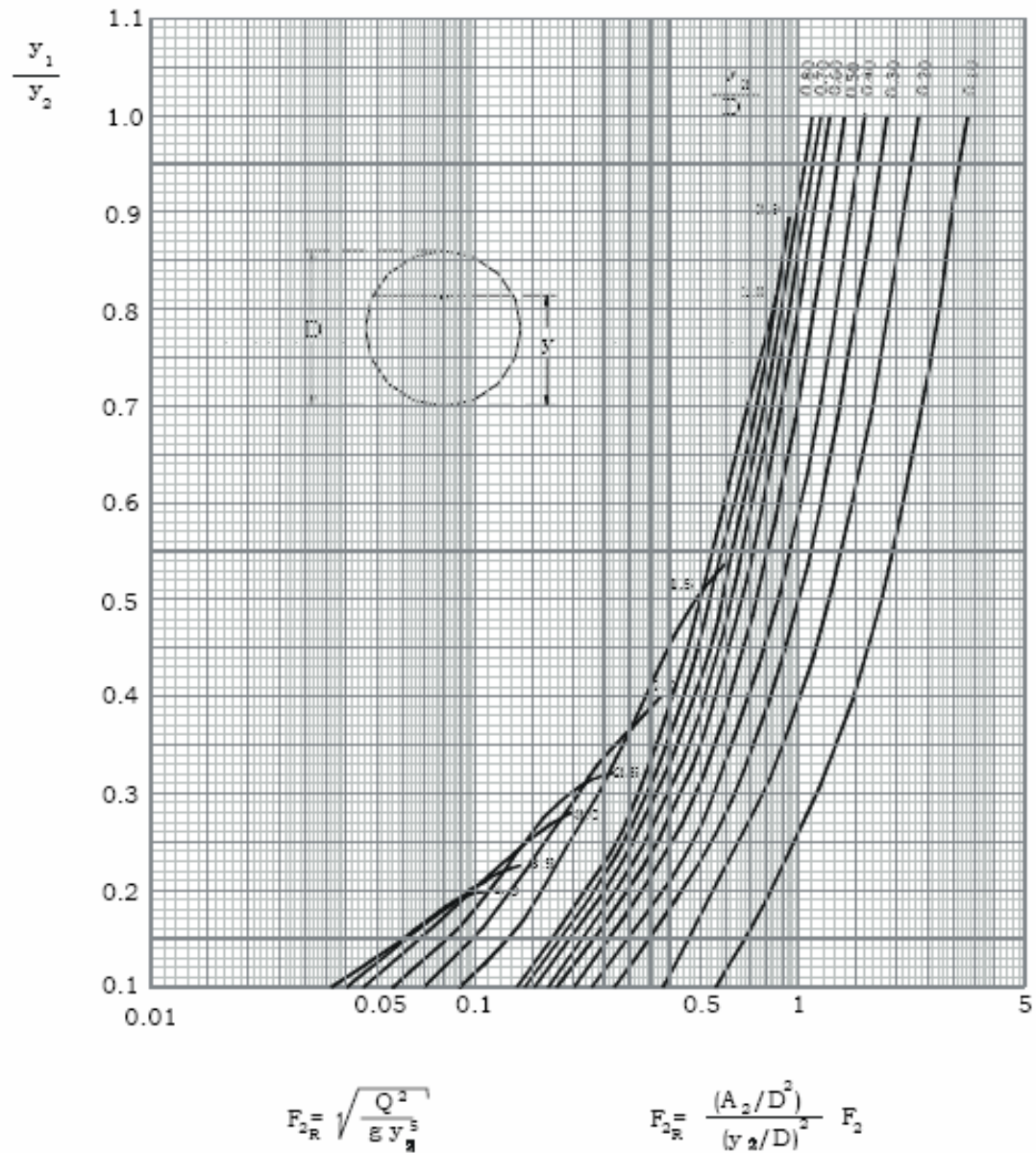


Figura 3.15. Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico.

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 de Saint Venant, involucran necesariamente derivadas parciales con respecto al tiempo y a la distancia (ecuación de continuidad 3.12 y de cantidad de movimiento 3.15):

$$V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.12)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial Y}{\partial x} = g(S - S_f) \quad (3.15)$$

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.

Dada la sencillez del método de las características (por ser gráfico), se harán algunas observaciones sobre el mismo, que a final de cuentas también son ciertas para otros métodos. En dicho método se determinan las condiciones del flujo, tirantes y velocidades, en un tiempo posterior a partir de las condiciones existentes en dos puntos en tiempos anteriores al de cálculo, lo cual se puede interpretar en un plano distancia - tiempo (Figuras 3.16). Al analizar el comportamiento del flujo en el tiempo en el mismo plano, se aprecia la existencia de líneas características (unión de puntos distancia - tiempo cuyas condiciones tirante - velocidad están ligadas entre sí). Además, se observa que las líneas características en régimen subcrítico y supercrítico son diferentes (Figura 3.16a y 3.16b).

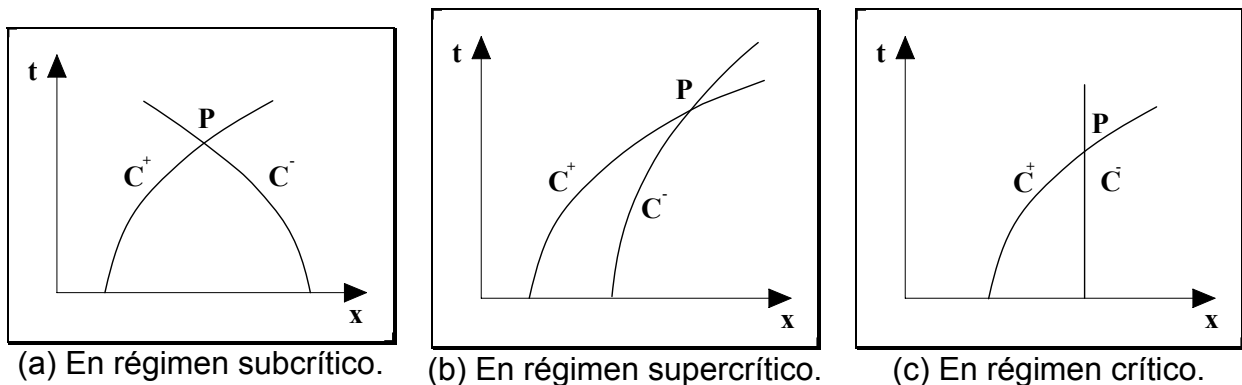


Figura 3.16. Líneas características en el plano distancia-tiempo.

El análisis del comportamiento del flujo no permanente en el plano distancia - tiempo, con las líneas características, permite demostrar que el cálculo debe considerar, además, de la condición que provoca el transitorio siguiente:

- a) Una condición inicial del flujo en un tiempo base t_0 , la cual se obtiene

considerando usualmente flujo uniforme (Figuras 3.17a y 3.17b).

b) Dos condiciones conocidas de frontera:

b.1) Una condición aguas arriba y otra aguas abajo en flujo subcrítico, según se aprecia en la Figura 3.17a.

b.2) Dos condiciones aguas arriba en flujo supercrítico (Figura 3.17b).

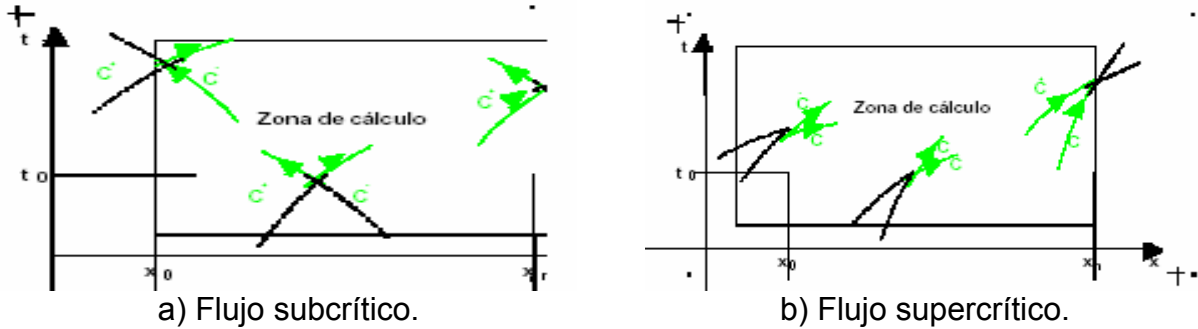


Figura 3.17. Condiciones de frontera.

Una condición de frontera es una ley de comportamiento del flujo en una sección, ya sea aguas arriba o aguas abajo del tramo de cauce en análisis. Cuando se tiene flujo supercrítico, se requiere conocer tanto los tirantes como las velocidades en la sección de aguas arriba; mientras que en flujo subcrítico se pueden requerir las velocidades aguas arriba y los tirantes aguas abajo.

Las condiciones de frontera se definen de acuerdo al tipo de fronteras que se consideran en el análisis. Los tipos de frontera más comunes en redes de alcantarillado son: almacenamientos, compuertas, curvas elevaciones - gastos y uniones de canales (Figura 3.18). Estas condiciones de frontera se complementan con la situación que provoca el cambio del flujo en el tiempo, conocida como transitorio, que puede ser el tránsito de un hidrograma desde aguas arriba de un canal o el cierre de una compuerta aguas abajo. El hidrograma corresponde a la gráfica del gasto contra el tiempo.

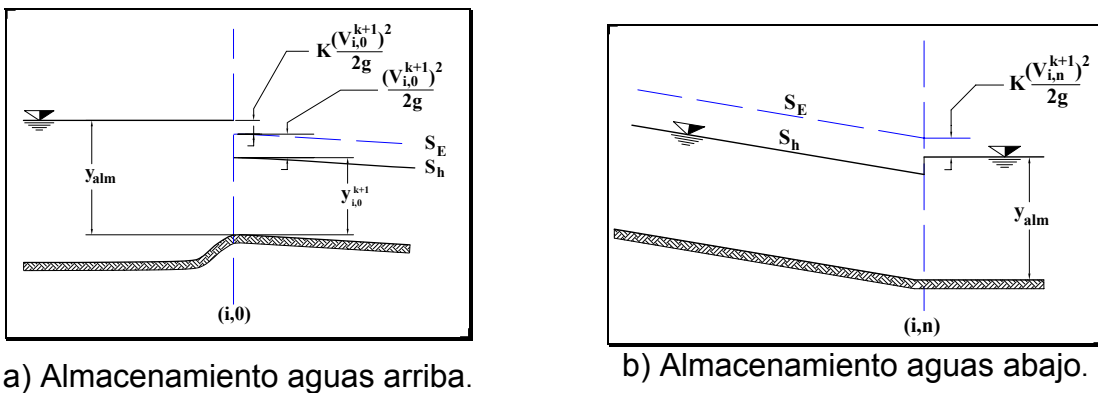
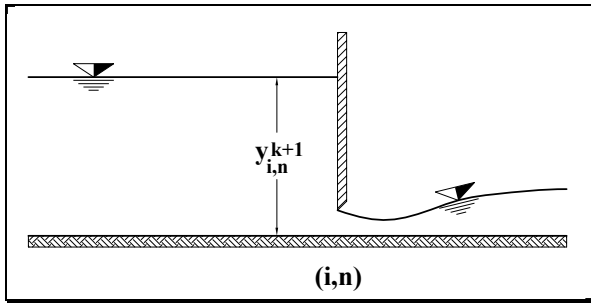
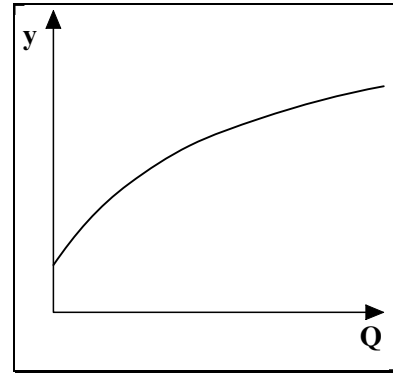


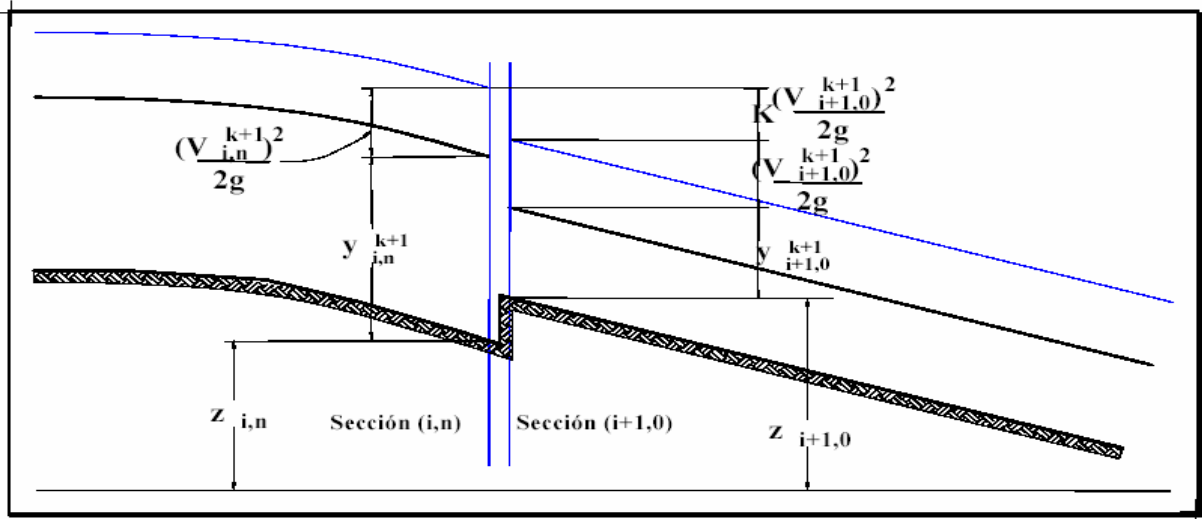
Figura 3.18. Condiciones típicas de frontera.



c) Compuerta aguas abajo.



d) Curva elevaciones - gastos.



e) Uniones de canales.

Figura 3.19. Condiciones típicas de frontera (continuación).

Los tipos de frontera indicados en la Figura anterior se expresan en el cálculo mediante ecuaciones complementarias de cálculo, definidas de acuerdo al tipo de frontera por medio de simplificaciones de las ecuaciones de continuidad y de energía. Así, según la Figura 3.19, se pueden obtener las expresiones de frontera siguientes:

a) Almacenamiento aguas arriba:

$$y_{i,0}^{k+1} = y_{alm} - (1 + K) \frac{(V_{i,0}^{k+1})^2}{2g} \quad (3.40)$$

b) Almacenamiento aguas abajo:

$$y_{i,n}^{k+1} = y_{alm} - (1 - K) \frac{(V_{i,n}^{k+1})^2}{2g} \quad (3.41)$$

c) Compuerta deslizante:

$$Q_{i,n}^{k+1} = C_d A_c \sqrt{2g} y_{i,n}^{k+1} \quad (3.42)$$

d) Curva elevaciones - gastos:

$$Q_{i,n}^{k+1} = f(y_{i,n}^{k+1}) \quad (3.43)$$

e) Uniones de canales:

$$A_{i,n}^{k+1} V_{i,n}^{k+1} = A_{i+1,0}^{k+1} V_{i+1,0}^{k+1} \quad (3.44)$$

$$z_{i,n} + y_{i,n}^{k+1} + \frac{(V_{i,n}^{k+1})^2}{2g} = z_{i+1,0} + y_{i+1,0}^{k+1} + (1 + k) \frac{(V_{i+1,0}^{k+1})^2}{2g} \quad (3.45)$$

donde

- $y_{i,j}$ tirante del agua en el canal i , en la sección j .
- $z_{i,j}$ elevación del nivel del fondo del canal i en la sección j .
- y_{alm} tirante en el almacenamiento.
- k coeficiente de pérdida (por entrada, salida o unión).
- $V_{i,j}$ velocidad media del flujo en el canal i , en la sección j .
- g aceleración de la gravedad.
- $Q_{i,j}$ gasto en el canal i , en la sección j .
- C_d coeficiente de descarga de la compuerta.
- A_c área de descarga de la compuerta.

En las ecuaciones anteriores, los subíndices indican el número de canal (i) y el número de sección en análisis (j), y los superíndices se refieren al tiempo de cálculo (k). La notación anterior es empleada en los métodos de diferencias finitas donde se definen intervalos fijos de distancia (Δx) y de tiempo (Δt), con lo cual cada sección puede ubicarse a ($j\Delta x$), donde j varía desde 0 (sección inicial) hasta el número total de secciones (n), y el tiempo k varía desde 0 (tiempo inicial) hasta el tiempo deseado de cálculo ($k\Delta t$).

3.7. DRENAJE PLUVIAL EN CAMINOS

Las estructuras de captación y conducción empleadas en el diseño y construcción de alcantarillados pluviales se desarrollaron a partir del mejoramiento del drenaje pluvial en caminos. Por ello, conviene tratar desde el punto de vista hidráulico algunas de las estructuras originales utilizadas en el drenaje en caminos.

El drenaje en caminos se compone de estructuras superficiales y subterráneas, que se clasifican según la posición que tienen con respecto al eje del camino. Así, se tienen estructuras de drenaje longitudinal y transversal.

El drenaje longitudinal tiene un trazo paralelo al eje del camino y tiene como objetivo captar los escurrimientos que fluyen hacia o desde el camino en forma transversal al mismo. Entre las estructuras que forman este tipo de drenaje se encuentran: cunetas, contracunetas, bordillos y canales de encauzamiento.

El drenaje transversal por su parte, da cauce al agua que cae sobre la corona del camino, así como a aquellas corrientes naturales que cruzan de un lado a otro del mismo. En este tipo de estructuras se encuentran: alcantarillas (tubos, cajones y bóvedas), lavaderos, vados, sifones invertidos, puentes y el propio bombeo de la corona.

Varias de las estructuras mencionadas anteriormente son utilizadas, en menor o mayor grado, para dar drenaje a caminos urbanos, rurales y semiurbanos, así como en autopistas y carreteras.

Para fines de este manual, las estructuras de drenaje en caminos que conviene analizar desde el punto de vista hidráulico, son las cunetas y las alcantarillas, tratando además las coladeras pluviales cuyo uso es común como estructuras de captación en calles y avenidas.

3.7.1. Flujo en cunetas

Las cunetas son pequeños canales cuyo trazo es paralelo al eje del camino. Se ubican a los lados del camino y permiten captar y conducir el agua que fluye sobre el camino hacia las orillas del mismo (debido al bombeo o ligera pendiente que existe desde el centro y hacia los lados del camino). En la Figura 3.20 se muestra una sección transversal (con escala vertical exagerada) de una cuneta típica, mostrada a partir del centro de la calle (eje de la calle).

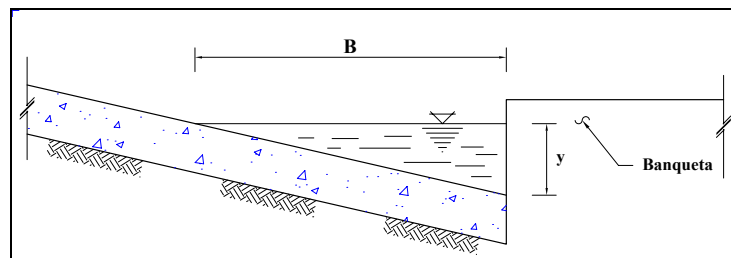


Figura 3.20. Sección transversal de una cuneta típica en una calle.

Para calcular la capacidad de conducción de una cuneta se aplican las ecuaciones de flujo uniforme en canales. De esta forma, dada una geometría de la cuneta, se puede hacer una relación tal como la indicada en la Tabla 3.8 En ella se anotan las velocidades esperadas del flujo (V_i), así como los gastos máximos correspondientes (Q_i); esto se hace de acuerdo a la geometría definida por el área transversal del flujo, A , el tirante máximo permisible ($y_{máx}$) y varias posibles pendientes de la calle (S_i).

El mismo análisis se puede aplicar a cunetas con otro tipo de sección transversal, como las que se muestran en la Figura 3.21.

Tabla 3.8. Velocidad y gasto en cunetas según diferentes pendientes longitudinales de la calle.

		<i>Pendiente longitudinal de la calle</i>											
$y_{máx}$	A	S_1		S_2		S_3		S_4		S_5		S_6	
		V_1	Q_1	V_2	Q_2	V_3	Q_3	V_4	Q_4	V_5	Q_5	V_6	Q_6

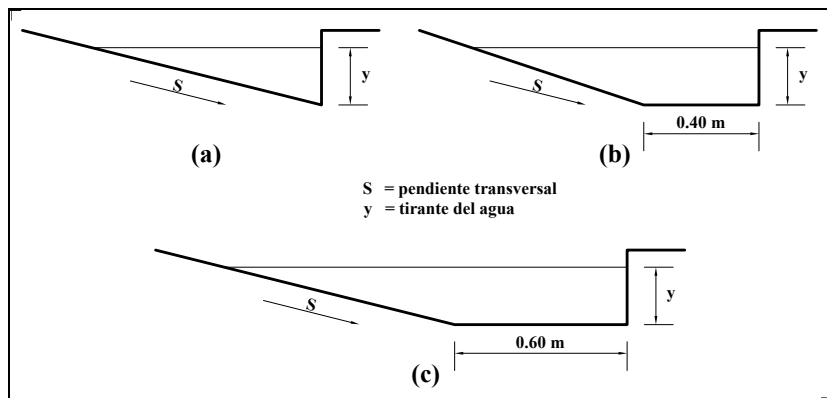


Figura 3.21. Otras secciones transversales de cunetas.

3.7.2. Sumideros o coladeras pluviales

Las coladeras pluviales tienen como objetivo captar los escurrimientos superficiales debidos a la lluvia y conducirlos a la red de alcantarillado. Su dimensionamiento y ubicación dependen básicamente de dos factores: el tamaño y tipo de área a la que sirven y la capacidad de las mismas.

Del primer factor depende la cantidad de agua que llegará a la alcantarilla, ya que el flujo de agua es proporcional al área de servicio y al tipo de superficie de dicha área según su permeabilidad. La forma de cuantificar dicho flujo es mediante relaciones lluvia - escurrimiento, tal como se muestra en el capítulo siguiente.

Por otra parte, la capacidad de una alcantarilla puede ser estimada en forma aproximada mediante algunos principios de Hidráulica. Para ello, supóngase que se

tiene una coladera pluvial como la mostrada en la Figura 3.22.

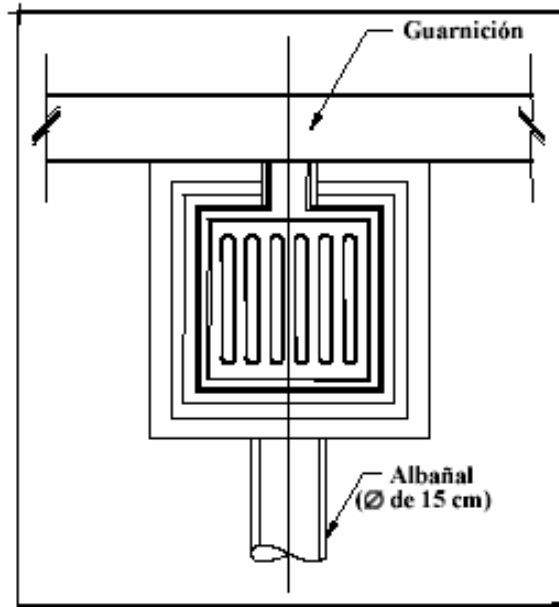


Figura 3.22. Coladera de piso.

Para analizar la capacidad de la coladera se considera que ella funcionará como un orificio, por lo que empleando la fórmula de orificios se puede estimar el gasto que puede fluir a través de las aberturas como

$$Q = 1,000 C_d A \sqrt{2gb} \quad (3.46)$$

donde

- Q Capacidad de la coladera [l/s].
- C_d Coeficiente de descarga, se recomienda $C_d = 0.6$.
- A Área neta de entrada a la coladera, es decir, el área libre total entre las rejillas [m²].
- g Aceleración de la gravedad [m/s²].
- b Tirante del agua sobre la coladera [m].

Es conveniente aplicar un factor de reducción, por obstrucción de basura, que puede ser de 2; por lo que la capacidad de la coladera se multiplica por 0.5.

El tipo de coladeras mostradas en la Figura 3.22 es usualmente estándar, es decir, tienen dimensiones prefijadas. Dado que no es posible dimensionar cada coladera según su gasto de diseño, se dispone de coladeras tipo que tienen cierta capacidad estándar (ver capítulo 9). Su uso implica la colocación de tantas coladeras como sea necesario para captar el gasto de diseño, o la partición del área de aportación (definiendo subcuencas), colocando otras coladeras hasta que ellas sean suficientes para captar el gasto de diseño.

En la ecuación 3.46 se observa que la capacidad de la coladera es directamente proporcional al tirante de agua sobre la misma, por lo que para aumentar su confiabilidad en ocasiones se hacen arreglos al pavimento, tales como los mostrados en la Figura 3.23, considerando pendientes transversales y longitudinales a la calle.

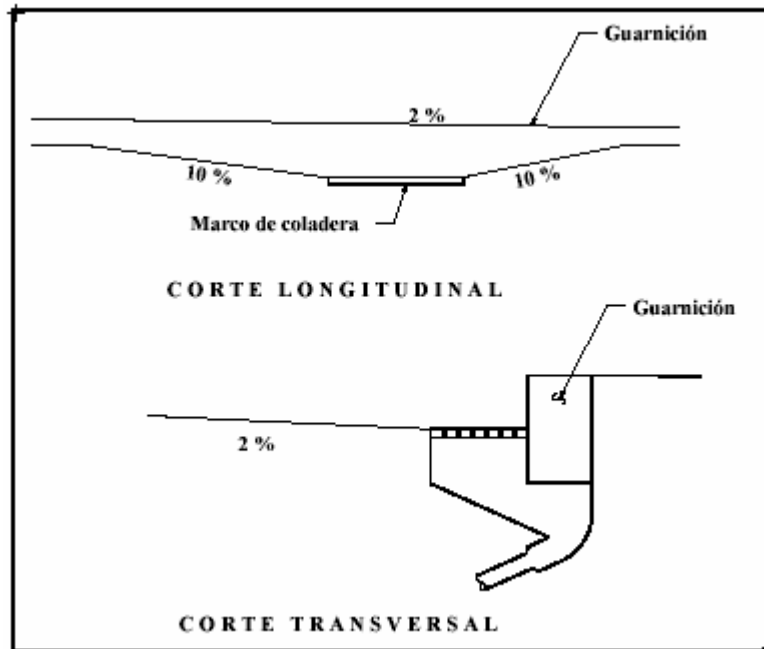


Figura 3.23. Cortes longitudinal y transversal de un pavimento con pendientes hacia la coladera de piso.

3.7.3. Alcantarillas pluviales

Este tipo de alcantarillas pluviales sirve para dar paso a una corriente a través del terraplén de un camino. Son más utilizadas en carreteras y autopistas, aunque pueden requerirse algunas de ellas aún en localidades urbanas.

Para dimensionar una se requiere hacer un estudio previo que abarque, principalmente los aspectos siguientes: análisis de la precipitación pluvial, tamaño y tipo de área a servir, pendiente y formación geológica de la cuenca, además del uso que tendrá el terreno aguas arriba de la misma.

Una vez establecido lo anterior, se calcula el gasto máximo que deberá conducir la alcantarilla y se propone una geometría de la misma. Cada caso es diferente, por lo que suele complementarse el diseño al analizar el funcionamiento hidráulico de la estructura mediante curvas de funcionamiento, con lo cual se obtiene su capacidad.

En la práctica, suelen emplearse diversos métodos para predimensionar una alcantarilla, pero generalmente se utiliza la fórmula de Talbot para alcantarillas y el método de sección pendiente, con la fórmula de Manning, en puentes.

La fórmula de Talbot se determinó empíricamente a partir de múltiples observaciones en zonas de alta precipitación pluvial en Estados Unidos. Se escribe como

$$a = 0.183 C A^{3/4} \quad (3.47)$$

donde

a área hidráulica necesaria en la alcantarilla [m^2].

A área de la cuenca [ha].

C coeficiente que varía de acuerdo a las características del terreno:

$C = 1$ para terrenos montañosos con suelos de roca y pendientes pronunciadas; $C = 0.65$ para terrenos accidentados con pendientes moderadas; $C = 0.50$ para cuencas irregulares, muy largas, $C = 0.33$ para terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo de la cuenca es de tres a cuatro veces el ancho; $C = 0.20$ para terrenos llanos, sensiblemente horizontales, no afectados por inundaciones fuertes.

En terrenos permeables, estos valores de C , deben disminuirse en 50%, por lo que además de la formación geológica de la zona, debe conocerse el tipo de cubierta vegetal y el futuro uso del terreno.

Conociendo el área a servir y el coeficiente C , puede emplearse la Figura 3.24 para obtener el área hidráulica necesaria en la alcantarilla y si se trata de un tubo, puede calcularse su diámetro.

FÓRMULA DE TALBOT

$$a = 0.1832 CA^{3/4}$$

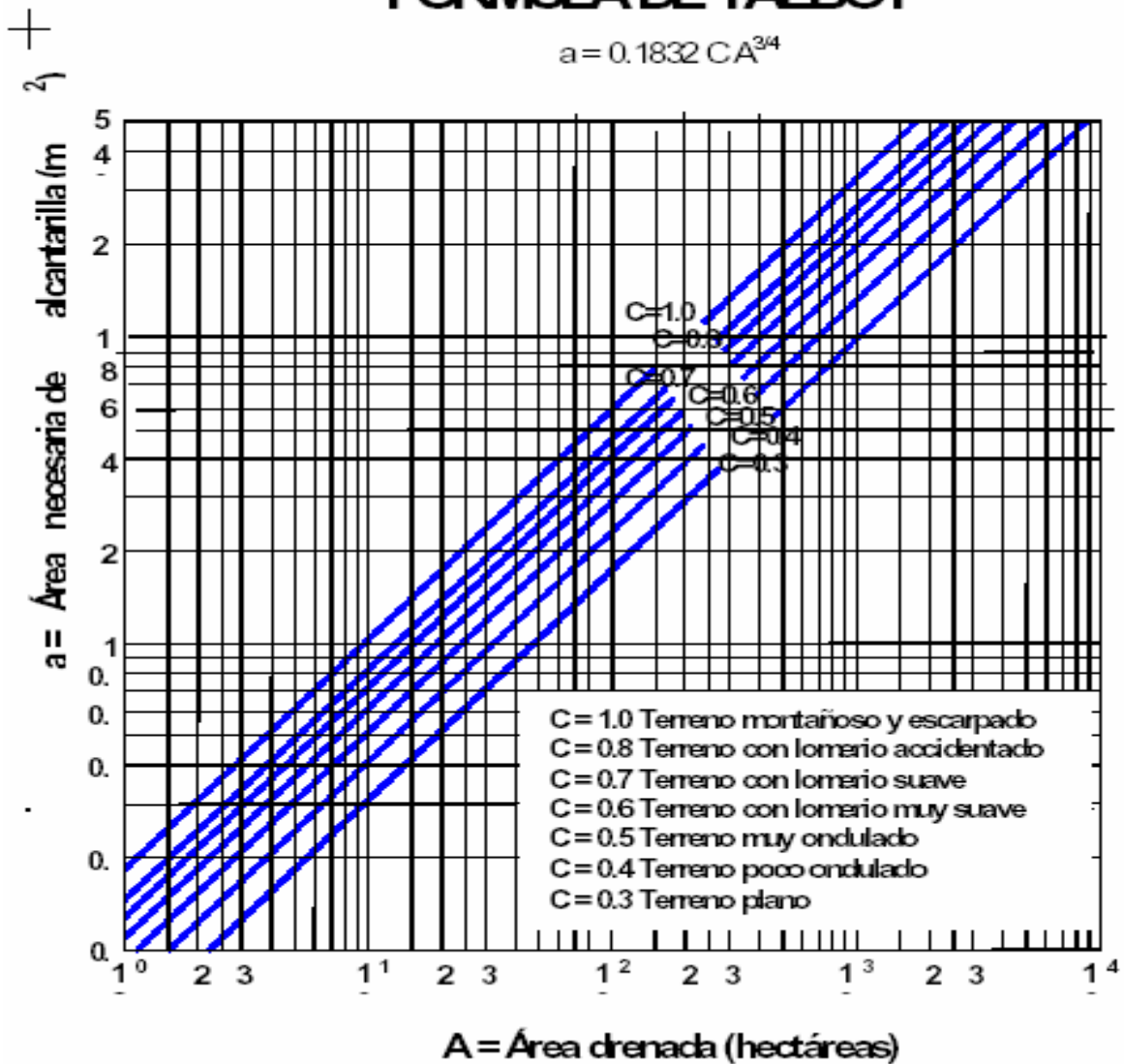


Figura 3.24. Diseño de alcantarillas pluviales según la fórmula de Talbot.

Existen otros métodos empíricos y racionales para el cálculo del área hidráulica en alcantarillas. Entre los primeros se encuentran el de Jewis - Meyers y el de Dickens..

4. ASPECTOS DE HIDROLOGÍA

Se llama Hidrología a la rama de la Hidráulica encargada del estudio de los procesos de circulación, ocurrencia y distribución del agua sobre la superficie terrestre, así como su interacción con el medio ambiente.

A continuación se presentan algunos conceptos básicos relativos a la cuenca, el parteaguas y el sistema hidrológico.

Una cuenca es la unidad básica en un estudio Hidrológico y se define como aquella 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 remarcar 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. Por otra parte, el parteaguas es el límite de la cuenca, de modo que los puntos de mayor elevación topográfica señalan la zona hacia donde escurren las gotas (Figura 4.1).

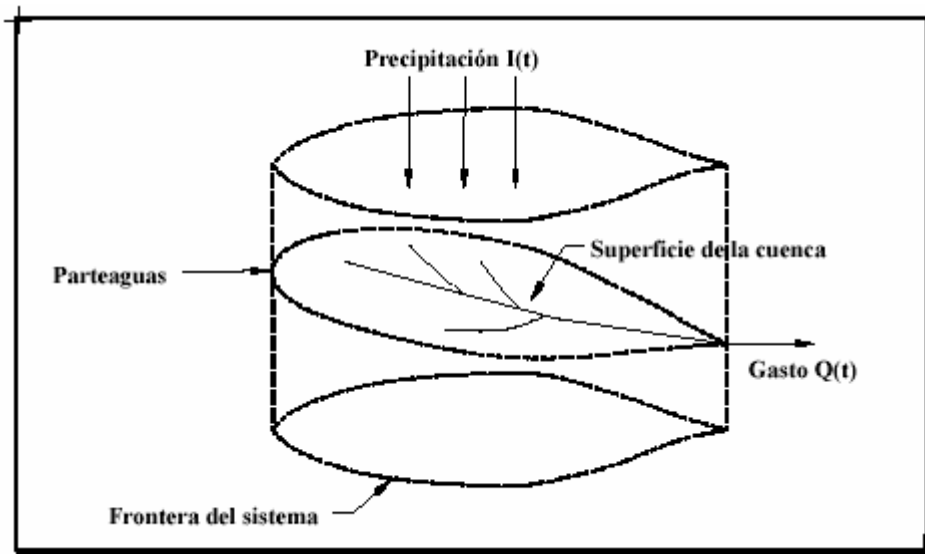


Figura 4.1. Representación esquemática de una cuenca.

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

Por otra parte, se le denomina Drenaje a la forma de desalojo del agua en una cuenca. Es toda estructura, natural o artificial, que facilitan el escurrimiento y evita el almacenamiento del agua en una zona particular. Además, existen dos tipos de

drenaje: el natural, formado por las corrientes superficiales y subterráneas, y el artificial, el cual está integrado por aquellas conducciones construidas por el hombre.

De acuerdo a su importancia, también se definen dos sistemas de drenaje en una cuenca: el mayor o principal o primario y el menor o secundario. Aunque es difícil establecer una división entre ambos, el primario corresponde a la corriente principal y a algunos de sus afluentes, y el secundario es entonces la red de corrientes secundarias naturales y conducciones hechas por el hombre que transportan el agua hacia el sistema de drenaje mayor (Figura 4.2).

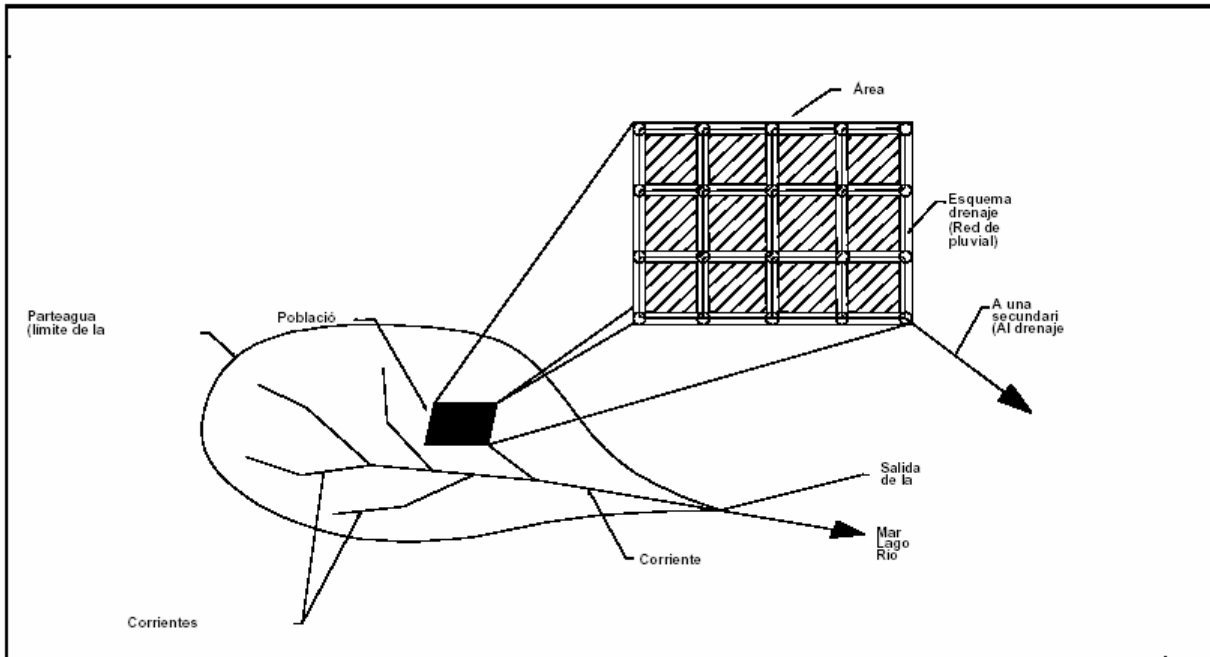


Figura 4.2. Sistemas de drenaje mayor y menor.

4.1. 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 (Figura 4.3). El ciclo hidrológico puede comenzar desde cualquiera de estos aunque la explicación de él suele hacerse de la manera siguiente:

La evaporación del agua de la superficie de los océanos forma grandes masas de vapor de agua que al condensarse forman las nubes. Estas viajan por la atmósfera impulsadas por los vientos y, cuando algún mecanismo climático ocurre provocan las. De esta una parte del agua puede ser interceptada por la vegetación y regresar a la atmósfera al evaporarse; otra parte se infiltra en la tierra o escurre superficialmente hacia ríos, lagos o depresiones del terreno, donde puede ingresar al terreno o evaporarse. El agua infiltrada 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. Además, el agua que escurre superficialmente puede ser conducida hacia corrientes mayores o ríos que desemboquen al mar (Chow, 1994).

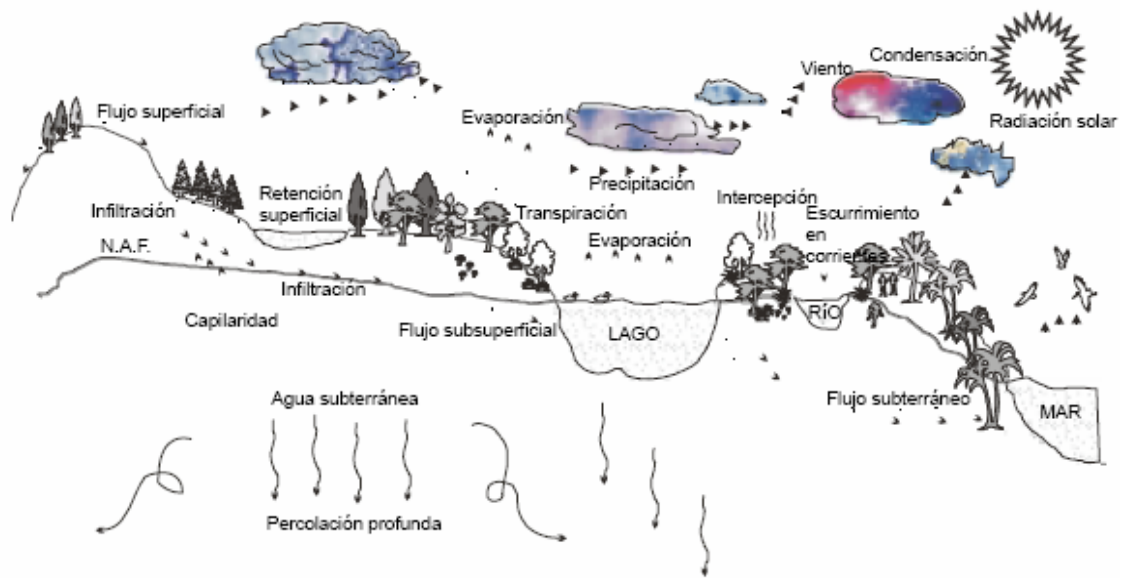


Figura 4.3. El ciclo hidrológico.

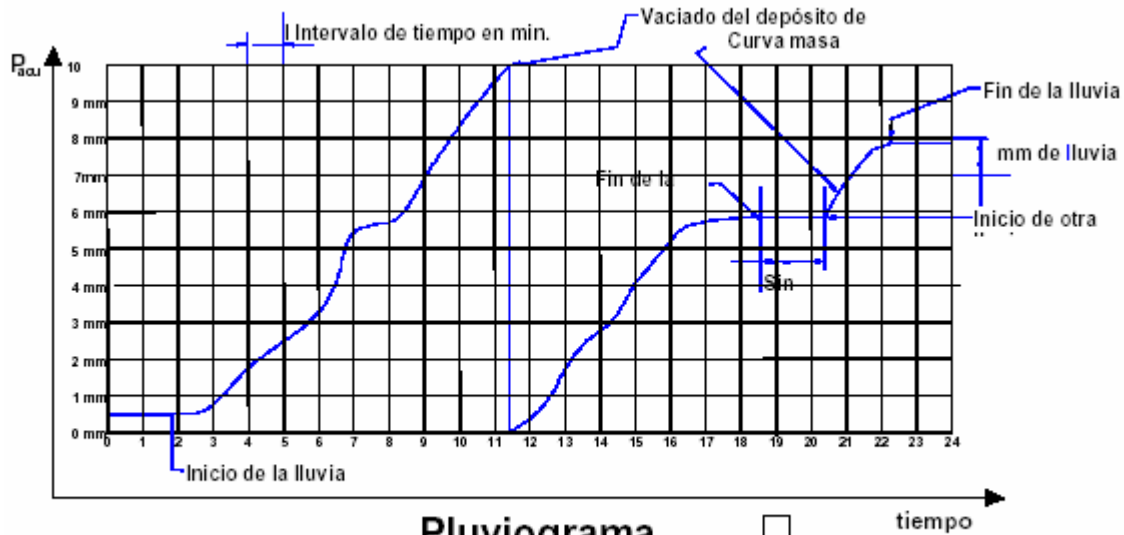
Las fases del ciclo hidrológico que interesa para fines de este Manual son la precipitación y el escurrimiento superficial, pues sus efectos pueden llegar a provocar graves daños a las poblaciones que no están preparadas para tales eventos. En la literatura técnica, la cuantificación de la lluvia y del escurrimiento superficial y las técnicas para su control y manejo son temas de la Hidrología.

4.2. 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 aquellos escurrimientos superficiales que interesa controlar para fines de este 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 que permiten dimensionar las obras de drenaje.

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. La diferencia entre los dispositivos de medición consiste que el primero mide la precipitación acumulada entre un cierto intervalo de tiempo de lectura (usualmente de 24 h), y el segundo registra en una gráfica (pluviograma) la altura de lluvia acumulada de acuerdo al tiempo (Figura 4.4), esto último resulta más útil para el ingeniero encargado de diseñar las obras de drenaje.

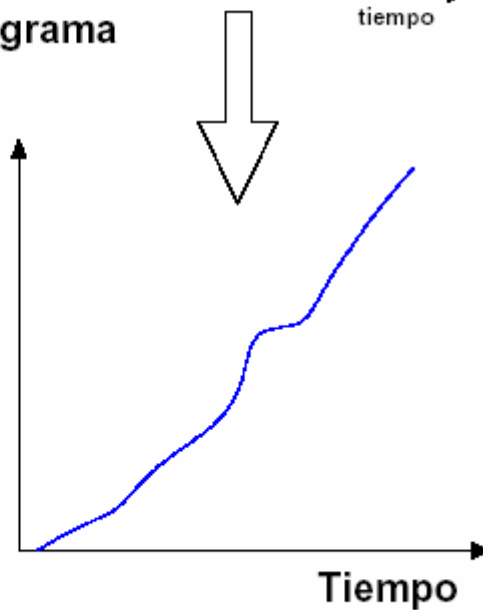


Pluviograma

Tiempo	P _i
0:00	0
0:05	0
0:10	0.15
.	.
.	.
1:10	3.15
1:15	3.20
1:20	3.30
.	0
.	0
.	0
23:45	17.10
23:50	17.10
24:00	17.10

Hietograma

P acumulada



Pluviograma - Lluvia acumulada

Figura 4.4. Registro de pluviógrafo.

La ventaja de usar los registros de los pluviógrafos con respecto a los de los pluviómetros radica en que se pueden calcular intensidades máximas de lluvia para duraciones predeterminadas, que posteriormente pueden ser transformadas a gastos de diseño para estructuras de drenaje.

4.2.1. 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 se especifica en mm/h) y la segunda es simplemente un intervalo de tiempo (en minutos).

Dado que la lluvia varía con el tiempo, la intensidad de lluvia depende del intervalo de tiempo considerado o duración (min). Para calcular la intensidad de lluvia es preciso conocer el pluviograma de una tormenta (Figura 4.4). A partir de éste, se define una duración, por ejemplo de 10 minutos, para ubicar en él algún segmento de curva con dicha duración. La magnitud del desnivel del segmento de curva (mm) dividida entre la duración predefinida convertida en horas dará como resultado la intensidad de lluvia (mm/h) para dicha duración en particular. En nuestro caso interesa localizar el segmento de curva con mayor desnivel o pendiente, con lo cual se podrá obtener la intensidad máxima de lluvia para la duración seleccionada en una tormenta en particular.

4.2.2. 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.

4.3. 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 varios métodos para determinar las características principales de una tormenta sobre una zona de interés.

4.3.1. Precipitación media

La precipitación media es el cociente 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.

$$\bar{P} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \quad (4.1)$$

donde

\bar{P} altura de precipitación media (mm).

P_i altura de precipitación registrada en la estación i .

n número de estaciones en análisis.

- 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:
- b.1) 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 pluviográfica (líneas rectas discontinuas en la Figura 4.5).
- b.2) Trazar perpendiculares 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 Figura 4.5).
- b.3) 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.
- b.4) 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:

$$\bar{P} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i P_i \quad (4.2)$$

donde

\bar{P} altura de precipitación media (mm).

A_i área de influencia de la estación i (km²).

P_i altura de precipitación registrada en la estación i (mm).

A_T área total de la cuenca (km²), igual a $\sum_{i=1}^n A_i$.

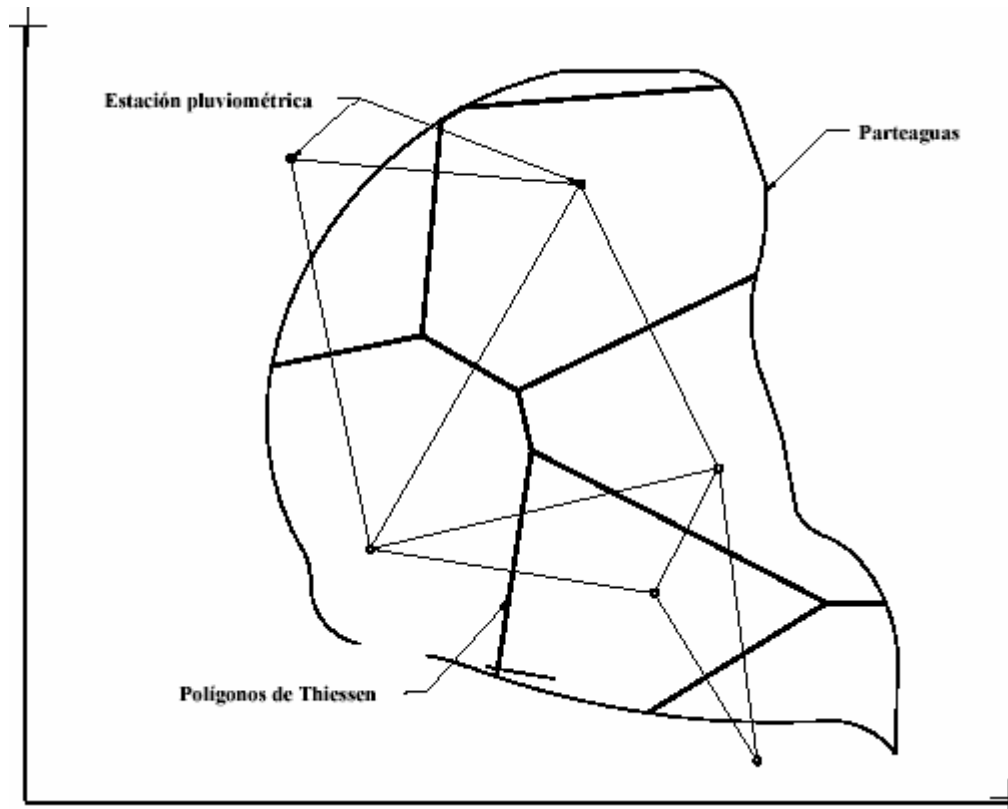


Figura 4.5. Descripción de la aplicación del método de los polígonos de Thiessen.

- 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, y se dibujan forma semejante a como se hace las curvas de nivel en topografía, esto se muestra en la Figura 4.6.
- d) 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:

$$\bar{P} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i P_i \quad (4.3)$$

donde

- \bar{P} altura de precipitación media (mm).
- P_i altura media de precipitación entre dos isoyetas consecutivas i (mm).
- A_i área entre las dos isoyetas consecutivas i (km²).
- A_T área total de la cuenca (km²), igual a $\sum_{i=1}^n A_i$.

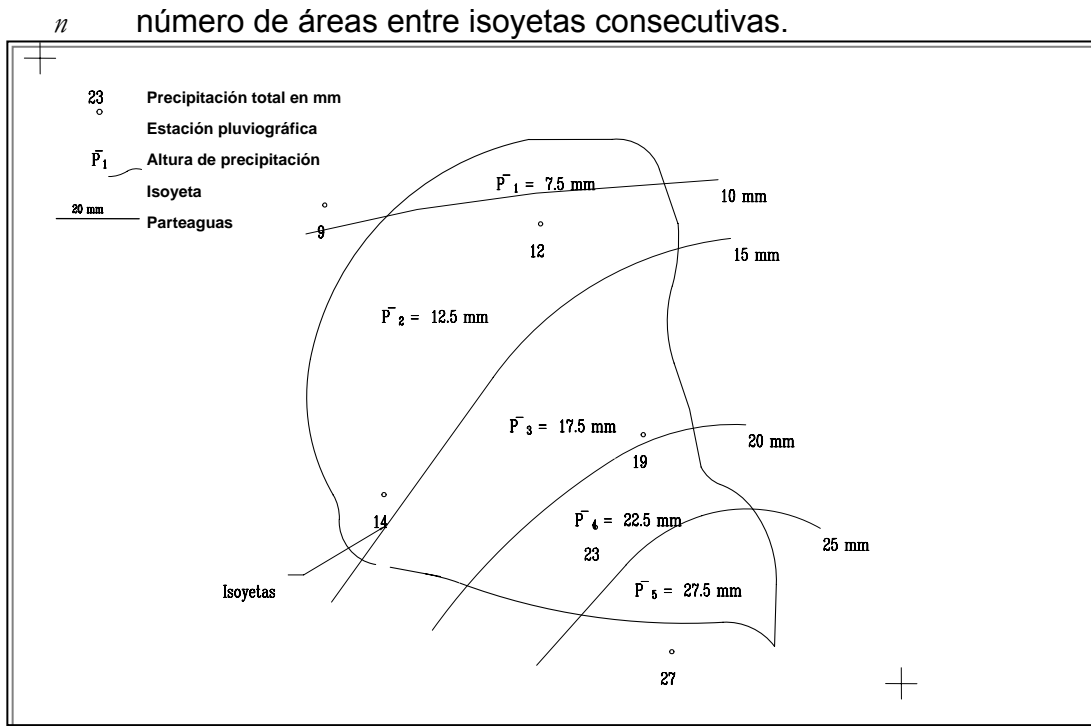


Figura 4.6. Descripción de la aplicación del método de las isoyetas.

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.

4.3.2. Curva masa media.

Cuando se requiere conocer la variación en el tiempo de la precipitación media sobre la cuenca, es necesario determinar una curva masa media de precipitación.

Dicha curva se construye aplicando en forma similar, ya sea el método aritmético o el de los polígonos de Thiessen, a las alturas de precipitación acumuladas en cada estación para diferentes tiempos. El resultado obtenido es una curva masa media que se debe ajustar para ello se calcula la precipitación media de toda la tormenta con el método de las isoyetas y el de Thiessen, se obtiene un factor de ajuste igual al cociente de los anteriores valores:

$$F = \frac{\bar{P}_I}{\bar{P}_T} \quad (4.4)$$

donde

F factor de ajuste (adimensional).

\bar{P}_I altura de precipitación media de la tormenta calculada con el Método de las Isoyetas (mm).

\bar{P}_T altura de precipitación media de la tormenta calculada con el Método Aritmético o el de polígonos de Thiessen.

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.

4.3.3. 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 (véase Figura 4.7). Estos diagramas de barras se llaman hietogramas.

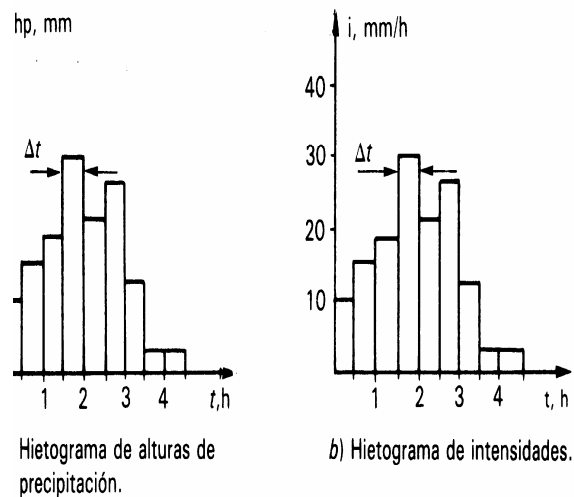


Figura 4.7. Hietogramas.

El hietograma de la Figura 4.7a se construye 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 Figura 4.7b puede obtenerse a partir del de la Figura 4.7a, dividiendo la altura de precipitación de cada barra entre el tiempo Δt que dura la misma. Ambos tipos de hietogramas son equivalentes, pero uno puede ser más útil que el otro dependiendo del tipo de análisis, como se verá más adelante.

El intervalo Δt seleccionado es importante en cuanto a la información que proporciona el hietograma; un valor de Δt demasiado grande arrojaría muy poca información y uno muy pequeño la daría excesiva y difícil de manejar.

4.3.4. 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 otro método, basado en la precipitación media anual, de acuerdo a uno de los dos criterios siguientes:

- a) Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones circundantes difiere en menos del 10% 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%, se utiliza la expresión:

$$P_x = \frac{1}{n} \left[\frac{\bar{P}_x}{\bar{P}_1} P_1 + \frac{\bar{P}_x}{\bar{P}_2} P_2 + \dots + \frac{\bar{P}_x}{\bar{P}_n} P_n \right] \quad (4.5)$$

donde

- P_x altura de precipitación faltante en la estación x en estudio (mm).
- P_i altura de precipitación registrada en la estación auxiliar i ($i = 1, 2, \dots, n$), el día que faltan datos en la estación x en estudio (mm).
- \bar{P}_x precipitación media anual en la estación x en estudio (mm).
- \bar{P}_i precipitación media anual en la estación auxiliar i (mm).
- n número de estaciones auxiliares.

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.

4.3.5. Ajuste de registros

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 no homogeneidad.

Para conocer cuanto 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.

Así, 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 modificaciones o no sean importantes; en caso contrario la línea altera la pendiente en el año a partir del cual la estación comenzó a operar en condiciones diferentes.

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.

Conviene que para que el ajuste sea confiable se cuente con registros de cuando menos diez estaciones y se puede hacer, si se considera adecuado, un ajuste para la época de lluvias y otro para el estiaje.

4.3.6. 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 conocer esto es necesario contar, dentro de la cuenca o cerca de ella, con un número adecuado de estaciones que cuenten con pluviógrafo y como apoyo se pueden utilizar las estaciones pluviométricas. El análisis de la información para diferentes tormentas permite calcular las combinaciones 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 puede resumirse en los pasos siguientes:

- a) Dibujar 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 de la tormenta, 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 encerrada por cada isoyeta y el parteaguas, partiendo de la de mayor precipitación, como si ésta fuera una cuenca.
- g) Seleccionar diferentes duraciones que en, general, pueden ser múltiplos de 6 h, aunque este intervalo puede variar en función del área de la cuenca.
- h) Para cada duración, seleccionar los máximos incrementos de precipitación de las curvas masa calculadas en el inciso f), de manera que estén situados en intervalos de tiempos contiguos.
- g) Se dibujan 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.

Ejemplo 4.1

Construir las curvas altura de precipitación-área-duración para la tormenta de la Figura 4.8 que se presentó en la cuenca de la Figura 4.9.

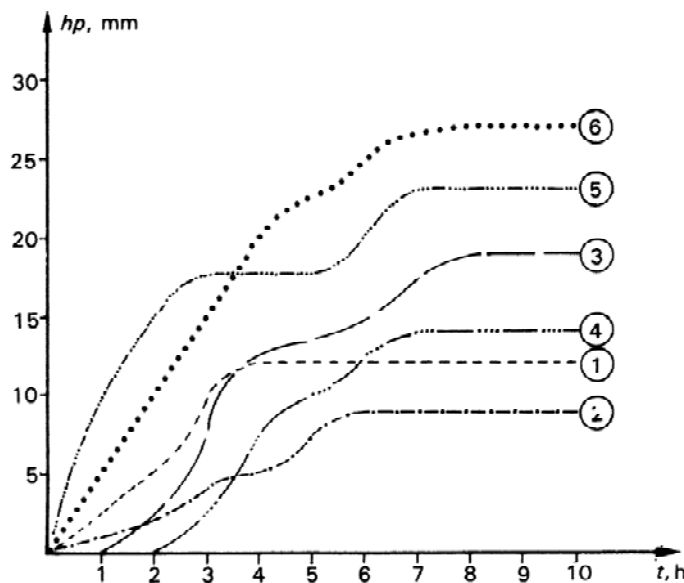


Figura 4.8. Tormenta presentada.

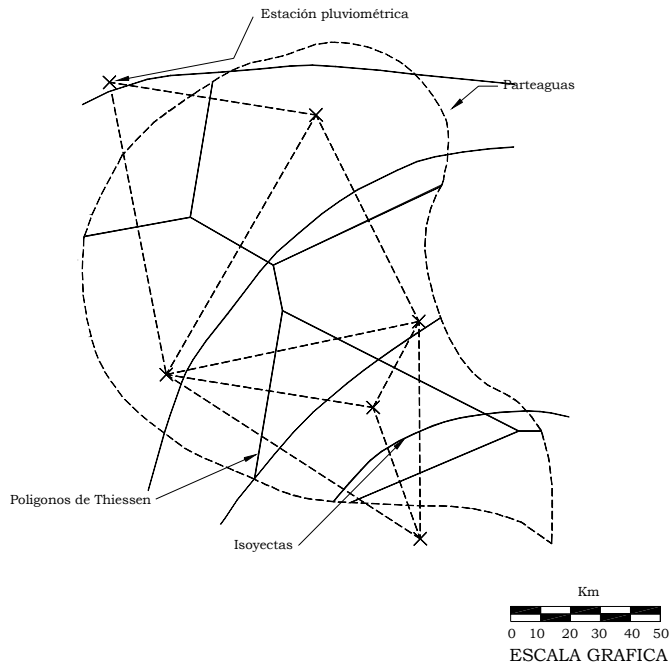


Figura 4.9. Cuenca con polígonos de Thiessen.

Solución:

- a) Las curvas masa de encuentran en la Figura 4.8
- b) En este caso, todas las estaciones son pluviográficas. En la Figura 4.10 se muestran los polígonos de Thiessen.

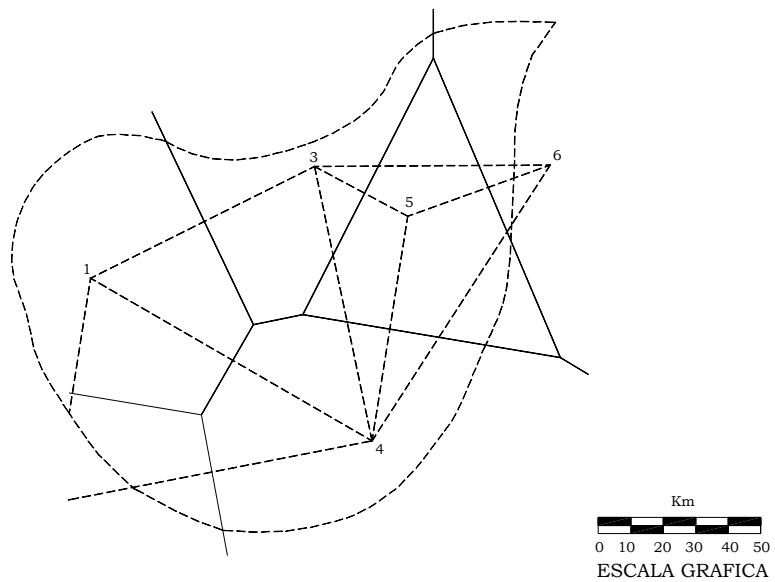


Figura 4.10. División en áreas de influencia de la cuenca.

c) Las isoyetas se han dibujado en la Figura 4.11.

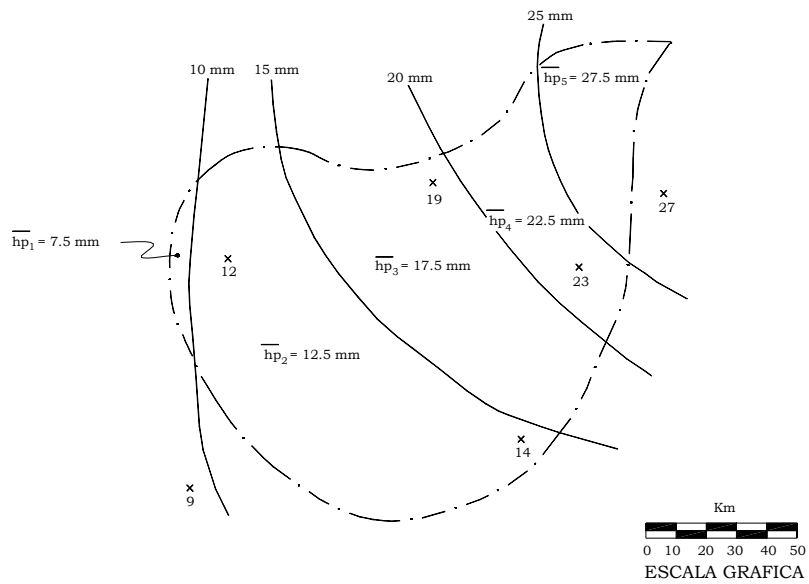


Figura 4.11. Trazo de Isoyetas.

d) Las áreas encerradas entre cada dos isoyetas, así como la precipitación media en esas áreas son:

i	Área, A_i Km²	Precipitación Media h_{pi}, mm
1	368	7.5
2	7 295	12.5
3	5 452	17.5
4	2 237	22.5
5	1 998	27.5

e) En la Figura 4.12 se muestra la superposición de los planos de isoyetas y polígonos y las porciones de las áreas de influencia correspondientes.

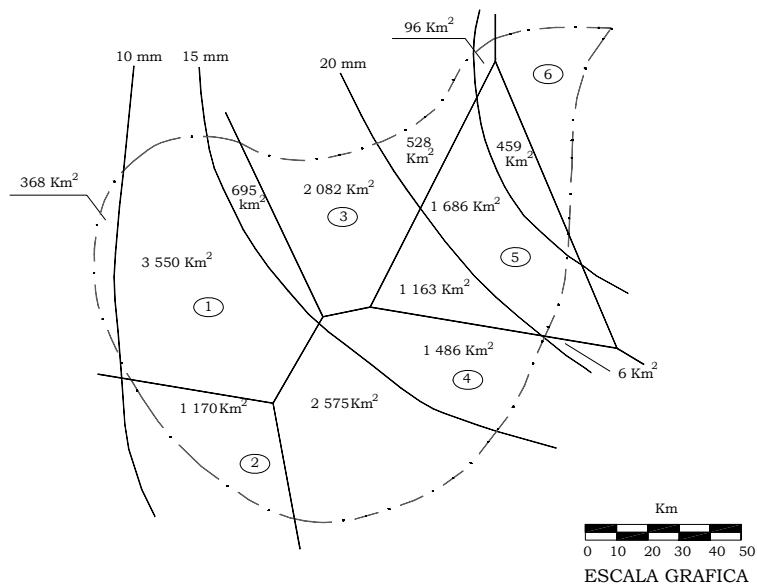


Figura 4.12. Plano de isoyetas, polígonos, y áreas de influencia.

f) Enseguida se calculan las curvas masa medias.

ISOYETA DE 25 mm	
Estación	Área (km ²)
3	96
5	459
6	1 443
	Total = 1 998
Factor de ajuste: 27.5/25.70=1.07	

Hora	$h_{p3}A_3$ mm . km ²	$h_{p5}A_5$ mm . km ²	$h_{p6}A_6$ mm . km ²	h_p mm	h_{paj} mm	Incremento mm
0	0	0	0	0	0	-
1	0	4 590	7215	5.91	6.33	6.33
2	240	6 885	14 430	10.79	11.55	5.25
3	720	8 033	21 645	15.21	16.28	4.73
4	1200	8 033	28 860	19.07	20.41	4.13
5	1320	8 033	32 468	20.93	22.40	1.99
6	1440	9 180	36 075	23.37	25.01	2.61
7	1680	10 557	38 240	25.26	27.03	2.02
8	1824	10 557	38 961	25.70	27.50	0.47
9	1824	10 557	38 961	25.70	27.50	-

ISOYETA DE 20 mm	
Estación	(km ²)
3	624
4	6
5	2 145
6	1 443
Total	4 218
Factor de ajuste: 24.87/23.76 = 1.05	

hora	$h_{p3}A_3$ mm . km ²	$h_{p4}A_4$ mm . km ²	$h_{p5}A_5$ mm . km ²	$h_{p6}A_6$ mm . km ²	h_p mm	h_{paj} mm	Incremento mm
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	21 450	7 215	6.80	7.12	7.12
2	1560	0	32 175	14 430	11.42	11.95	4.83
3	4680	15	37 538	21 645	15.14	15.85	3.90
4	7800	45	37 538	28 865	17.60	18.42	2.57
5	8580	60	37 538	32 468	18.65	19.52	1.10
6	9360	75	42 960	36 075	20.96	21.94	2.42
7	10920	84	49 335	38 240	23.37	24.46	2.52
8	11856	84	49 335	38 961	23.76	24.87	0.41
9	11856	84	49 335	38 961	23.76	24.87	-

ISOYETA DE 15 mm	
Estación	(km ²)
1	695
3	2 706
4	1 486
5	3 308
6	1 443
Total	9 638
Factor de ajuste: 20.91/20.30 = 1.03	

Hora	$h_{p1}A_1$ mm . km ²	$h_{p3}A_3$ mm . km ²	$h_{p4}A_4$ mm . km ²	$h_{p5}A_5$ mm . km ²	$h_{p6}A_6$ mm . km ²	h_p mm	h_{paj} mm	Incremento mm
0	0	0	0	0	0	0	0	-
1	1 738	0	0	33 080	7215	4.36	4.49	4.49
2	3 475	6 765	0	49 620	14430	7.71	7.94	3.45
3	6 950	20 295	3 715	57 890	21645	11.47	11.82	3.88
4	8 340	33 825	11 145	57 890	28860	14.53	14.97	3.15
5	8 340	37 208	14 860	57 890	32468	15.64	16.11	1.14
6	8 340	40 590	18 575	66 160	36075	17.61	18.14	2.03
7	8 340	47 355	20 804	76084	38240	19.80	20.40	2.26
8	8 340	51 414	20 804	76084	38961	20.30	20.91	0.51
9	8 340	51 414	20 804	76084	38961	20.30	20.91	-

ISOYETA DE 10 mm	
Estación	(km ²)
1	4 245
2	1 170
3	2 706
4	4 067
5	3 308
6	1 443
Total	16 939
Factor de ajuste: 17.18/16.81 = 1.022	

Hor a	$h_{p1}A_1$ mm . km ²	$h_{p2}A_2$ mm . km ²	$h_{p3}A_3$ mm . km ²	$H_{p4}A_4$ Mm . km ²	$h_{p5}A_5$ mm . km ²	$h_{p6}A_6$ mm . km ²	h_p mm	h_{paj} mm	Increment o Mm
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
1	10613	1170	0	0	33080	7215	3.07	3.14	3.14
2	21225	2340	6765	0	49620	14430	5.57	5.69	2.55
3	42450	4680	20295	10167	57890	21645	9.28	9.49	3.80
4	50940	5850	33825	30502.5	57890	28860	12.27	12.54	3.05
5	50940	8775	37208	40670	57890	32468	13.46	13.76	1.22
6	50940	10530	40590	50837	66160	36075	15.06	15.39	1.63
7	50940	10530	47355	56938	76084	38240	16.54	16.91	1.52
8	50940	10530	51414	56854	76084	38961	16.81	17.18	0.27
9	50940	10530	51414	56854	76084	38961	16.81	17.18	-

Cuenca completa. Este cálculo ya se hizo. Los resultados son:

Hora	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
h_{paj} Mm	0	3.10	5.63	9.44	12.47	13.64	15.24	16.72	17.00	17.00
Incremento	-	3.10	2.53	3.81	3.03	1.17	1.60	1.48	0.28	-

Tabla 4.1. Cálculo de los incrementos máximos.

Área Km ²	Incremento máximo, mm.				
	1h	2h	4h	6h	8h
1998	6.33	11.58	20.41	25.01	27.5
4218	7.12	11.95	18.42	21.94	24.87
9638	4.49	7.94	14.97	18.14	20.91
16933	3.80	6.86	12.57	15.43	17.24
17350	3.81	6.84	12.47	15.24	17.00

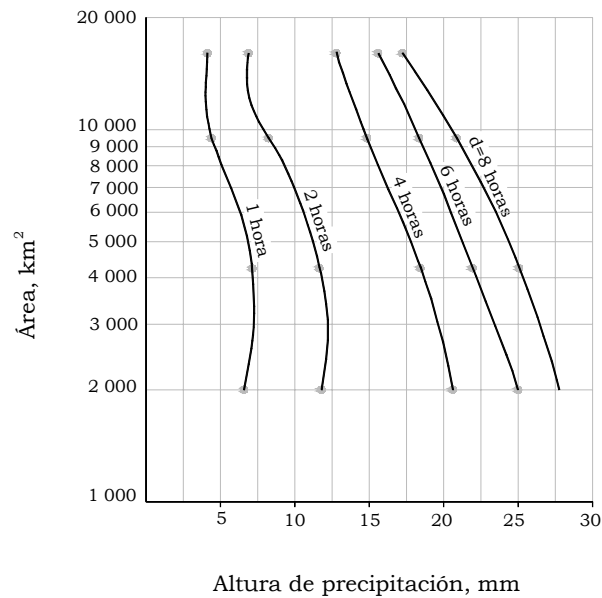


Figura 4.13. Gráficas de los datos de la Tabla 4.1.

- g) Se seleccionaron para este caso duraciones de 1, 2, 4, 6 y 8 h.
- h) En la Tabla 4.1 se muestra el cálculo de los incrementos máximos.
- i) En la Figura 4.13 se muestran las gráficas de los datos de la Tabla 4.1

4.3.7. Transposición de tormenta

Cuando no se cuenta con información suficiente o confiable o cuando se desea ampliar ésta sobre tormentas extremas ocurridas en la cuenca, puede resultar conveniente transponer, a la cuenca en estudio, tormentas ocurridas en diferentes sitios. Esto tiene desde luego limitaciones meteorológicas, ya que no es válido transponer una tormenta ciclónica a una zona donde sólo se presentan tormentas convectivas.

Al transponer una tormenta de un sitio a otro, se plantea la hipótesis de que no hay cambios en la estratificación de su humedad, en sus dimensiones espaciales, ni en la magnitud y distribución de los vientos de entrada y salida.

La infiltración de la tormenta que se desea transponer debe presentarse en la forma de curvas $P-d-A$. La transposición consiste simplemente en multiplicar los valores de la precipitación por el factor de ajuste

$$K = \frac{P_p}{P_t} \tag{4.6}$$

donde:

K factor de ajuste.

P_p agua precipitable en la cuenca en estudio, para el punto de rocío persistente durante 12 horas en el lapso de duración de la tormenta (mm).

P_t agua precipitable en el punto de ocurrencia de la tormenta por transponer, para el mismo punto de rocío (mm).

Los valores de P_p y P_t se determinan mediante las Figuras 4.7 y 4.8. Con el área de la cuenca, se establecen alturas de precipitación para diferentes duraciones de las curvas P-d-A, ajustadas con el factor K, con lo que se obtiene una curva masa, con la que se calculan las alturas de precipitación en intervalos de tiempo Δt previamente seleccionados y, por último, se conforman diferentes hietogramas, colocando dichas alturas en diferentes posiciones, respetando las alturas de precipitación acumulada hasta obtener la condición más desfavorable.

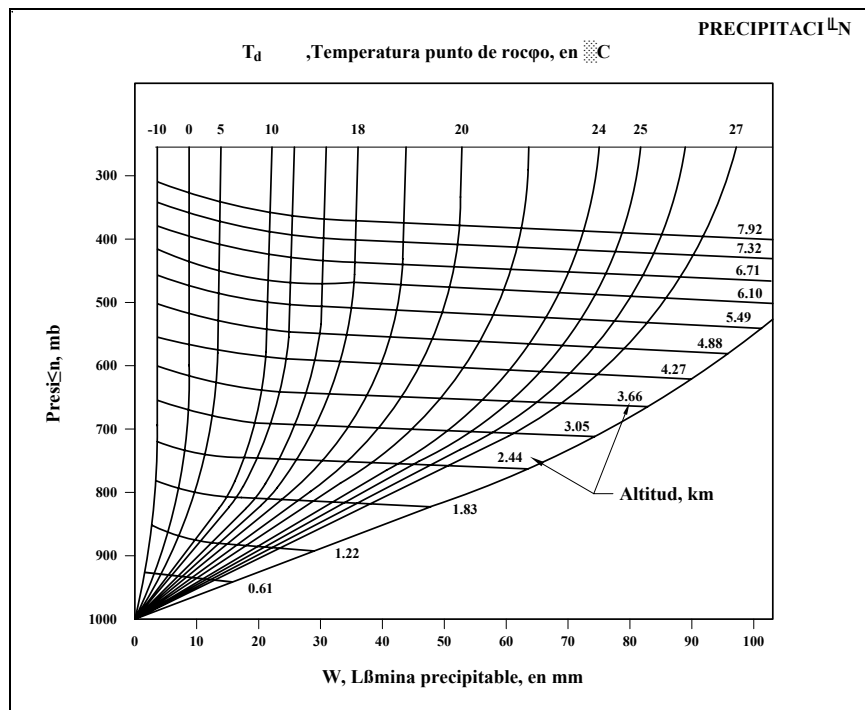


Figura 4.14. Gráfica para punto de rocío.

La tormenta se puede maximizar multiplicando sus áreas de precipitación por el factor de maximización

$$K_m = \frac{P_m}{P_p} \quad (4.7)$$

donde:

K_m factor de maximización.

P_m agua precipitable, correspondiente a la temperatura de rocío máxima

persistente durante 12 horas en el sitio de estudio (mm).

P_p agua precipitable en la cuenca en estudio, para el punto de rocío persistente durante 12 horas en el lapso de duración de la tormenta.

4.3.8. Curvas intensidad de la lluvia-duración-período de retorno ($i-d-T_r$)

Los valores de lluvia que se miden en una estación son de tipo puntual y permiten conocer la variación de la misma con respecto al tiempo. Al realizar el análisis de la información también se puede determinar el período de retorno que tiene cada una de las lluvias registradas. El proceso de cálculo de las curvas $i-d-T_r$ es el siguiente:

- a) Se define una duración.

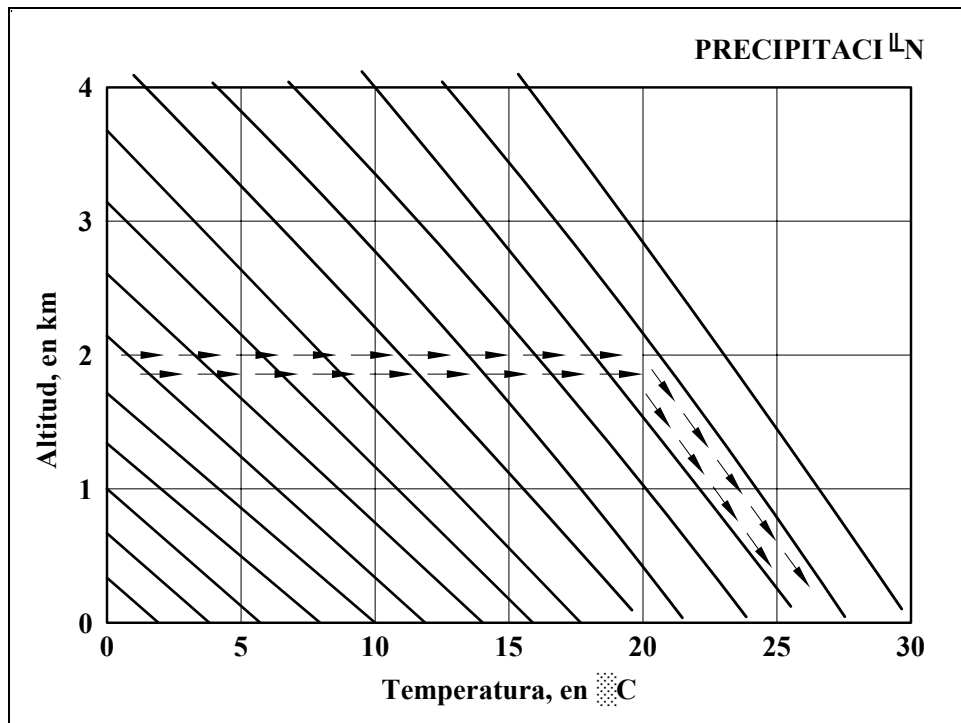


Figura 4.15. Diagrama para ajustar los valores de punto de rocío, referidos al nivel medio del mar (1000mb).

- b) De cada tormenta registrada se obtiene la máxima intensidad de la lluvia para la duración definida en el inciso a).
- c) Se obtiene, para cada año de registro, el máximo de los valores obtenidos en el punto b).
- d) Se regresa al primer punto tantas veces como duraciones se definieron.
- e) Con los valores obtenidos en los primeros cuatro pasos se forma una Tabla, tal como la que se muestra en la Tabla 4.2.

$$i = \frac{kT^m}{d^n} \quad (4.9)$$

La desventaja al utilizar estas curvas es que para áreas grandes, mayores de 10 km², 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.

Como dato adicional, cabe destacar que existen mapas de cada estado de la república donde, con base en análisis semejantes al anterior, se han dibujado las isoyetas correspondientes a diferentes duraciones y períodos de retorno (SCT, 1990).

Ejemplo 4.2.

Obtener las curvas $i-d-T_r$; suponiendo que en una estación pluviográfica se han registrado las alturas de precipitación máxima (mm) para diferentes duraciones, mostradas en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Alturas de precipitación (mm).

FECHA			D U R A C I Ó N					
AÑO	MES	DÍA	5	10	20	45	80	120
1954	OCT	5	---	---	---	10.5	12.8	14.2
	OCT	8	8.0	9.0	9.3	---	---	---
1955	JUL	8	8.0	8.0	---	---	---	---
	NOV	2		8.0	14.5	20.5	34.0	48.0
1956	MAY	15	12.5	15.5	20.0	24.8	25.5	25.6
1957	SEP	21	7.5	11.0	14.3	19.0	25.7	29.0
1958			SIN DATOS					
1959	JUN	14	5.7		9.2	10.0	15.2	15.6
	AGO	13		6.8	---	---	---	---
1960	AGO	11	9.8	11.7	18.0	20.6	21.1	22.6
1961	JUL	10	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1
1962	SEP	10	13.5	18.5	20.7	38.5	60.0	80.0
1963	MAY	17	8.0	10.0	11.5	---	---	---
	JUN	16	---	---	---	20.3	23.1	30.0
1964	MAY	31	10.0	17.5	17.7	18.7	18.7	19.8

Solución

Primero se establece el sistema de ecuaciones que hay que resolver. Si se toman

logaritmos en la ecuación 4.8, se obtiene

$$\log i = \log k + m \log T - n \log (d + c) \quad (4.10)$$

ecuación que es de la forma

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (4.11)$$

donde

$$\begin{array}{lll} y = \log i & x_1 = \log T & x_2 = \log (d + c) \\ a_0 = \log k & a_1 = m & a_2 = -n \end{array}$$

La ecuación 4.11 define una familia de líneas rectas con pendiente a_2 , ordenada al origen a_0 y espaciamiento a_1 .

Al hacer un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, se obtiene un sistema de ecuaciones como el siguiente

$$\begin{aligned} \sum y &= N a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \\ \sum (x_1 y) &= a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum (x_1 x_2) \\ \sum (x_2 y) &= a_0 \sum x_2 + a_1 \sum (x_1 x_2) + a_2 \sum x_2^2 \end{aligned} \quad (4.12)$$

donde N es el número de datos; las incógnitas son a_0 , a_1 y a_2 ; x_1 , x_2 y y son los logaritmos del período de retorno, la duración (con el valor agregado de c si es necesario) y la intensidad, obtenidos de un registro de precipitación. Una vez calculados los coeficientes a_0 , a_1 y a_2 es posible valuar los parámetros k , m , y n para la ecuación 4.8.

En el Servicio Meteorológico Nacional y en otras dependencias se cuentan con tablas similares a la 4.3 para un gran número de estaciones en la República Mexicana. Es recomendable utilizar estaciones que cuenten con registros de más de 25 años, para que el análisis sea confiable, aunque puede hacerse con datos de 10 años.

El primer paso es transformar las alturas de precipitación de la Tabla 4.2 a intensidades, las cuales se indican en la Tabla 4.4. Para ello, se divide la altura de precipitación entre su respectiva duración. Un ejemplo numérico de este paso es el siguiente:

Para obtener el primer valor de la Tabla 4.4, se toman los primeros datos de la Tabla 4.3:

La altura de precipitación es de 8 mm, la duración es de 5 min; por lo tanto, la intensidad es

$$\frac{8 \text{ mm}}{5 \text{ min} \cdot \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}}} = 96 \text{ mm/h}$$

Los demás valores se obtienen de igual forma (Tabla 4.4).

Tabla 4.4. Intensidades (mm/h).

AÑO	D U R A C I Ó N (min)					
	5	10	20	45	80	120
1954	96	54	28	14	10	7
1955	96	48	44	27	26	24
1956	150	93	60	33	19	13
1957	90	66	43	25	19	15
1959	68	41	28	13	11	8
1960	118	70	54	27	16	11
1961	85	43	21	9	5	4
1962	162	111	62	51	45	40
1963	96	60	35	27	17	15
1964	120	105	53	25	14	10

Una vez transformados los datos a intensidades, es necesario asignar a cada uno de ellos un período de retorno. En la Tabla 4.5 se han ordenado los datos para cada duración, de mayor a menor, y se les ha asignado un período de retorno de acuerdo con la ecuación de Weibull:

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad (4.13)$$

donde

T_r período de retorno (años).

n número de datos.

m número de orden en una lista, de mayor a menor de los datos.

Tabla 4.5. Intensidades (mm/h).

NÚMERO DE ORDEN	T	D U R A C I O N (min)					
		5	10	20	45	80	120
1	11.00	162	111	62	51	45	40
2	5.50	150	105	60	33	26	24
3	3.67	120	93	54	27	19	15
4	2.75	118	70	53	27	19	15
5	2.20	96	66	44	27	17	13
6	1.83	96	60	43	25	16	11
7	1.57	96	54	35	25	14	10
8	1.38	90	48	28	14	11	8
9	1.22	85	43	28	13	10	7
10	1.10	68	41	21	9	5	4

En la Figura 4.16, se muestran los puntos correspondientes a los datos de la Tabla 4.5. Como se puede observar, los datos tienden a agruparse en torno a líneas rectas, salvo para períodos de retorno de 11 y 5.5 años, por lo que en este ejemplo se tomará $c = 0$.

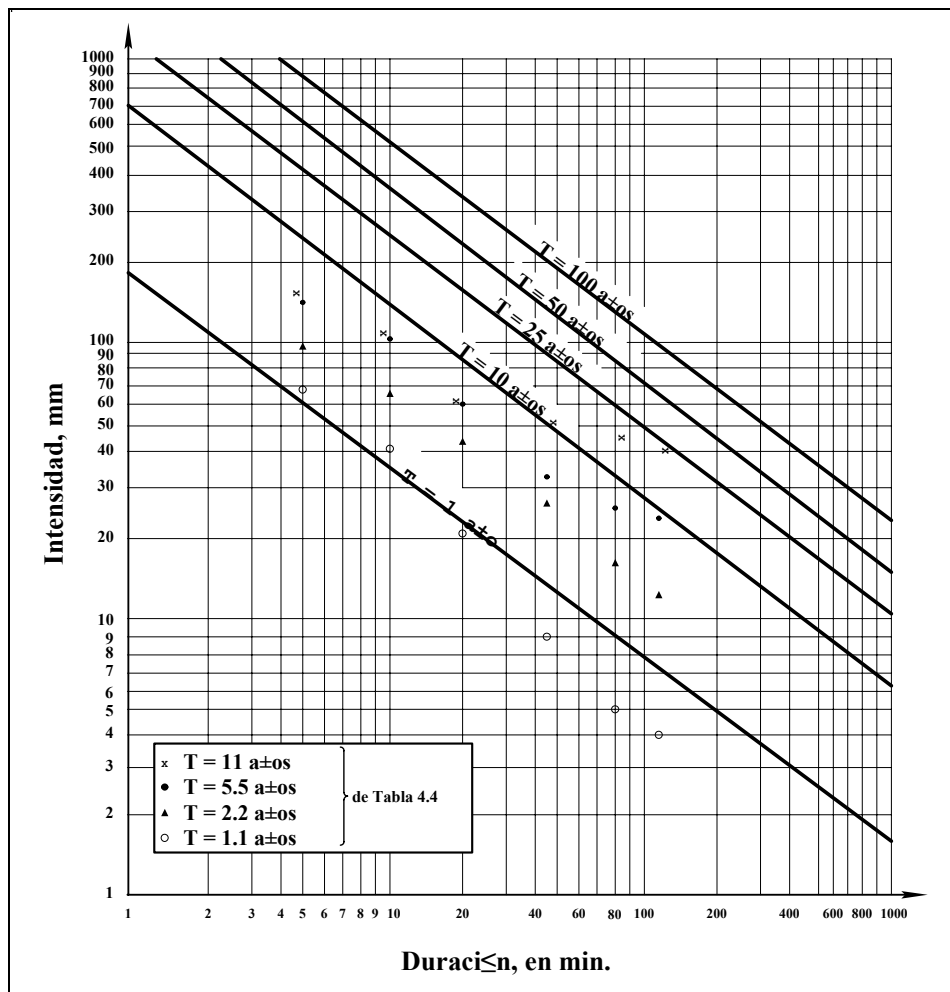


Figura 4.16. Curvas i-d-T.

En la Tabla 4.6 se han calculado los parámetros y , x_1 y x_2 , necesarios para resolver el sistema de ecuaciones. Los valores de estos parámetros, son calculados aplicando logaritmos a cada valor de la Tabla 4.5 de acuerdo al número de orden, para después efectuar los productos, cuadrados y sumas.

Sustituyendo los resultados de la Tabla 4.6 en el sistema de ecuaciones 4.12, resulta:

$$60 a_0 + 23.125 a_1 + 86.355 a_2 = 90.719$$

$$23.125 a_0 + 14.385 a_1 + 33.283 a_2 = 38.104$$

$$86.355 a_0 + 33.283 a_1 + 138.591 a_2 = 120.800$$

Tabla 4.6. Cálculo de parámetros.

N	x_2	x_1	y	x_1y	x_2y	$(x_1)^2$	$(x_2)^2$	x_1x_2
1	0.6990	1.0414	2.2095	2.3010	1.5444	1.0845	0.4886	0.7279
2	0.6990	0.7404	2.1761	1.6111	1.5210	0.5481	0.4886	0.5175
3	0.6990	0.5643	2.0792	1.1732	1.4533	0.3184	0.4886	0.3944
4	0.6990	0.4393	2.0719	0.9102	1.4482	0.1930	0.4886	0.3071
5	0.6990	0.3424	1.9823	0.6788	1.3855	0.1173	0.4886	0.2393
6	0.6990	0.2632	1.9823	0.5218	1.3855	0.0693	0.4886	0.1840
7	0.6990	0.1963	1.9823	0.3891	1.3855	0.0385	0.4886	0.1372
8	0.6990	0.1383	1.9542	0.2703	1.3660	0.0191	0.4886	0.0967
9	0.6990	0.0872	1.9294	0.1681	1.3486	0.0076	0.4886	0.0609
10	0.6990	0.0414	1.8325	0.0759	1.2809	0.0017	0.4886	0.0289
11	1.0000	1.0414	2.0453	2.1300	2.0453	1.0845	1.0000	1.0414
12	1.0000	0.7404	2.0212	1.4964	2.0212	0.5481	1.0000	0.7404
13	1.0000	0.5643	1.9685	1.1108	1.9685	0.3184	1.0000	0.5643
14	1.0000	0.4393	1.8451	0.8106	1.8451	0.1930	1.0000	0.4393
15	1.0000	0.3424	1.8195	0.6231	1.8195	0.1173	1.0000	0.3424
16	1.0000	0.2632	1.7782	0.4681	1.7782	0.0693	1.0000	0.2632
17	1.0000	0.1963	1.7324	0.3401	1.7324	0.0385	1.0000	0.1963
18	1.0000	0.1383	1.6812	0.2325	1.6812	0.0191	1.0000	0.1383
19	1.0000	0.0872	1.6335	0.1424	1.6335	0.0076	1.0000	0.0872
20	1.0000	0.0414	1.6128	0.0668	1.6128	0.0017	1.0000	0.0414
21	1.3010	1.0414	1.7924	1.8666	2.3320	1.0845	1.6927	1.3549
22	1.3010	0.7404	1.7782	1.3165	2.3134	0.5481	1.6927	0.9632
23	1.3010	0.5643	1.7324	0.9775	2.2539	0.3184	1.6927	0.7341
24	1.3010	0.4393	1.7243	0.7575	2.2433	0.1930	1.6927	0.5716
25	1.3010	0.3424	1.6435	0.5628	2.1382	0.1173	1.6927	0.4455
26	1.3010	0.2632	1.6335	0.4300	2.1252	0.0693	1.6927	0.3425
27	1.3010	0.1963	1.5441	0.3031	2.0089	0.0385	1.6927	0.2554
28	1.3010	0.1383	1.4472	0.2001	1.8828	0.0191	1.6927	0.1799
29	1.3010	0.0872	1.4472	0.1261	1.8828	0.0076	1.6927	0.1134
30	1.3010	0.0414	1.3222	0.0547	1.7202	0.0017	1.6927	0.0539
31	1.6532	1.0414	1.7076	1.7783	2.8230	1.0845	2.7331	1.7216
32	1.6532	0.7404	1.5185	1.1243	2.5104	0.5481	2.7331	1.2240
33	1.6532	0.5643	1.4314	0.8077	2.3663	0.3184	2.7331	0.9329
34	1.6532	0.4393	1.4314	0.6288	2.3663	0.1930	2.7331	0.7263
35	1.6532	0.3424	1.4314	0.4901	2.3663	0.1173	2.7331	0.5661
36	1.6532	0.2632	1.3979	0.3680	2.3111	0.0693	2.7331	0.4352
37	1.6532	0.1963	1.3979	0.2744	2.3111	0.0385	2.7331	0.3245
38	1.6532	0.1383	1.1461	0.1585	1.8948	0.0191	2.7331	0.2286
39	1.6532	0.0872	1.1139	0.0971	1.8416	0.0076	2.7331	0.1441
40	1.6532	0.0414	0.9542	0.0395	1.5776	0.0017	2.7331	0.0684
41	1.9031	1.0414	1.6532	1.7216	3.1462	1.0845	3.6218	1.9819
42	1.9031	0.7404	1.4150	1.0476	2.6928	0.5481	3.6218	1.4090
43	1.9031	0.5643	1.2788	0.7216	2.4336	0.3184	3.6218	1.0739
44	1.9031	0.4393	1.2788	0.5618	2.4336	0.1930	3.6218	0.8361
45	1.9031	0.3424	1.2304	0.4213	2.3417	0.1173	3.6218	0.6517
46	1.9031	0.2632	1.2041	0.3170	2.2915	0.0693	3.6218	0.5010
47	1.9031	0.1963	1.1461	0.2250	2.1812	0.0385	3.6218	0.3736
48	1.9031	0.1383	1.0414	0.1440	1.9819	0.0191	3.6218	0.2632
49	1.9031	0.0872	1.0000	0.0872	1.9031	0.0076	3.6218	0.1659
50	1.9031	0.0414	0.6990	0.0289	1.3302	0.0017	3.6218	0.0788
51	2.0792	1.0414	1.6021	1.6684	3.3310	1.0845	4.3230	2.1652
52	2.0792	0.7404	1.3802	1.0219	2.8697	0.5481	4.3230	1.5393
53	2.0792	0.5643	1.1761	0.6636	2.4453	0.3184	4.3230	1.1732
54	2.0792	0.4393	1.1761	0.5167	2.4453	0.1930	4.3230	0.9135
55	2.0792	0.3424	1.1139	0.3814	2.3161	0.1173	4.3230	0.7120
56	2.0792	0.2632	1.0414	0.2741	2.1652	0.0693	4.3230	0.5473
57	2.0792	0.1963	1.0000	0.1963	2.0792	0.0385	4.3230	0.4081
58	2.0792	0.1383	0.9031	0.1249	1.8777	0.0191	4.3230	0.2876
59	2.0792	0.0872	0.8451	0.0737	1.7571	0.0076	4.3230	0.1812
60	2.0792	0.0414	0.6021	0.0249	1.2518	0.0017	4.3230	0.0861
Sumas	86.3548	23.1250	90.7192	38.1036	120.8001	14.3854	138.5910	33.2826

Resolviendo el sistema de ecuaciones anterior se obtiene

$$a_0 = 2.274 \quad a_1 = 0.574 \quad a_2 = - 0.683$$

por lo que los valores de los parámetros de la ecuación 4.8, son

$$k = 187.759 \quad m = 0.574 \quad n = 0.683$$

quedando la ecuación 4.8, relativa a las curvas intensidad - duración - período de retorno, de la forma

$$i = \frac{187.76T_r^{0.574}}{d^{0.683}} \quad (4.14)$$

En la Figura 4.16 se muestran las curvas dibujadas según la ecuación 4.14. Cada una de las rectas, para un período de retorno dado, se interpreta como una curva masa de precipitación. Por ejemplo, si se tiene un período de retorno de 10 años, de la ecuación 4.14, tenemos

$$i = 704.05 d^{-0.683} \quad (4.15)$$

Si multiplicamos la ecuación 4.15 por la duración d se obtiene la altura de precipitación:

$$P = i \frac{d}{60} = 11.73 d^{0.317} \quad (4.16)$$

En la Figura 4.17 se muestra la gráfica de la ecuación 4.16 en forma de curva masa. De esa gráfica es posible obtener un hietograma, mismo que puede usarse como tormenta de diseño para alimentar a algún modelo de relación lluvia - escurrimiento.

4.3.9. Ajuste de precipitaciones diarias

Los boletines hidrológicos proporcionan registros de lluvia cada 24 horas, por lo que no se conoce la duración real de la tormenta. El problema se presenta 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.

Si se desea conocer la precipitación máxima en un intervalo de 24 horas y se tiene un registro de una tormenta que, se sabe, ha durado n días, esta puede calcularse usando la expresión siguiente:

$$P = P_a + \frac{1}{2} P_b \quad (4.17)$$



Figura 4.17. Curva masa de precipitación.

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).

4.3.10. 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 solo 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, aún 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 las no comunes.

Es necesario aclarar que la utilización de este método solo es aconsejable cuando se cuenta con suficientes estaciones que aporten información confiable; lo cual en la mayoría de los casos no se logra. Sin embargo, se considera de importancia plantear en este manual, en qué consiste el método y las consideraciones que el proyectista debe tomar en cuenta.

a) 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 ellos 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 período de retorno común, por ejemplo, en obras de drenaje urbano el período de retorno que generalmente, se elige es de 2 años, pero se puede escoger uno mayor si en todas las estaciones utilizadas en el dibujo de las isoyetas 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.

b) 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.

b.1) Plano de isoyetas para una duración de 30 min 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

$$i = \frac{\alpha}{d + \beta} \quad (4.18)$$

donde

- i intensidad de la lluvia (mm/h).
- d duración (min).
- α, β 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.

b.2) 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 describió en el inciso b.1), solo 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.

4.3.11. Factores de ajuste por duración, período de retorno y área

Para determinar el valor de la precipitación correspondiente a cualquier duración, período 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 se calcular cada uno de ellos, así como algunas observaciones sobre la obtención del factor de ajuste por área.

I. Factor de ajuste por duración

Este factor se obtiene de acuerdo al procedimiento siguiente:

- a) 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.1) Se establece una relación entre la intensidad de la lluvia y la duración, se puede usar la ecuación 4.18.
 - a.2) Se seleccionan dos valores de α y sus correspondientes β , los cuales deben corresponder al máximo y mínimo de los valores de dicha variable, exceptuando aquellos valores que estén fuera del orden.
 - a.3) Para cada condición de α y β , 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.
 - a.4) Se comparan los valores obtenidos para cada α y para duraciones comunes. Si en general, los valores calculados no difieren en 10% 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.
- b) Para cada estación se calcula la precipitación correspondiente a una duración de 24 horas utilizando la relación que se menciona en el paso a.1) 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.
- c) Se definen cuantos factores de ajuste por duración se necesitan.
 - c.1) Si la comparación de los resultados obtenidos en el paso b) tienen semejanza entre ellos, se calcula un factor único de ajuste.
 - c.2) 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.
- d) Dependiendo de la duración, se calculan los factores de ajuste de la manera siguiente:
 - d.1) Factor de ajuste para duraciones menores de 2 horas

- a) De la relación elegida en el paso a.1), 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.
- d.2) Factor de ajuste para duraciones entre 4 y 24 horas
- a) Se seleccionan las estaciones que tengan valores de precipitación registrados en pluviógrafos y pluviómetros.
 - b) Para un período 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 período de retorno.
 - c) Para cada estación se construye una Figura como la que se muestra en la Figura 4.18, con los valores calculados en el inciso b); las escalas de la Figura 4.18 son logarítmicas, ya que la precipitación y la duración están ligadas con una relación de la forma

$$P = ad^b \quad (4.19)$$

donde

- P altura de precipitación (mm).
- d duración (h).
- a, b parámetros que se obtienen del ajuste de los valores.

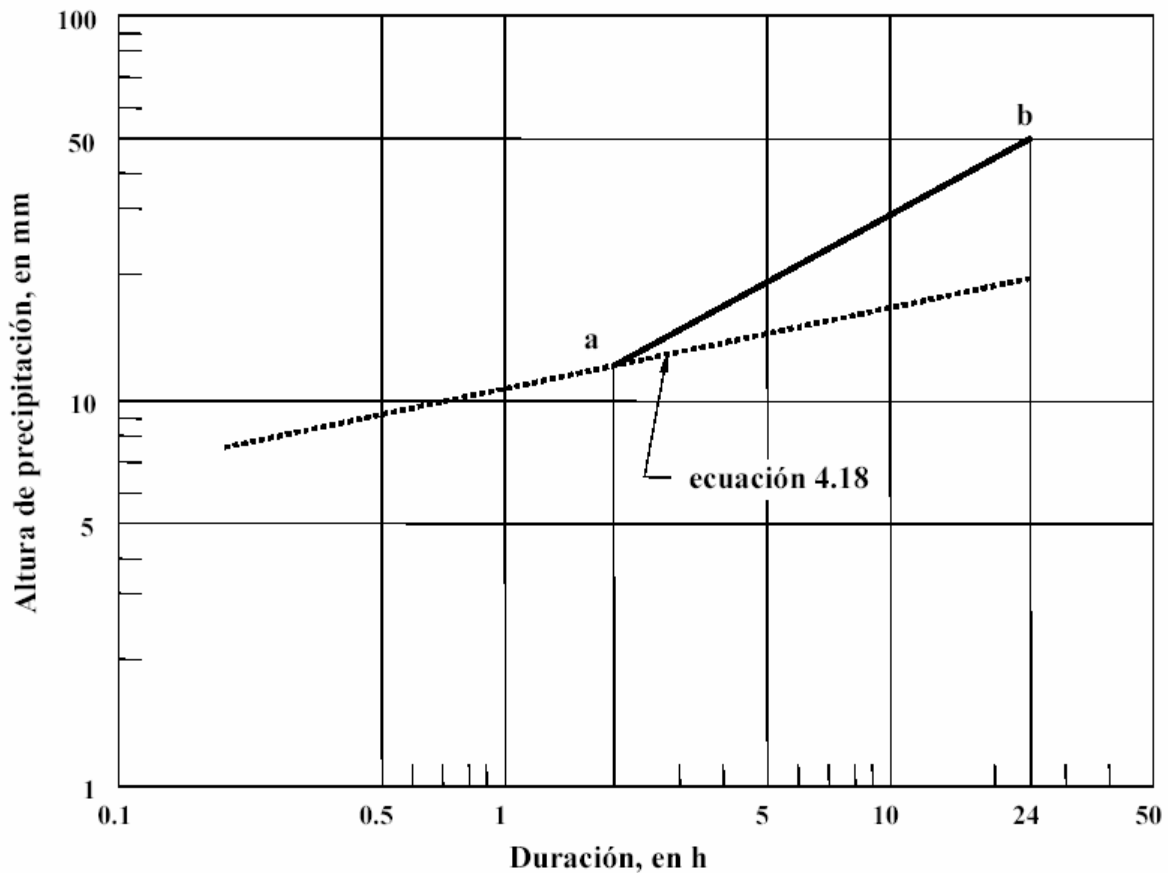


Figura 4.18. Recta para obtener el factor de ajuste.

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 4.18.

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 4 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

$$\ln P = a + b \ln d \quad (4.20)$$

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 4 y 24 horas.

- d) Se repite el paso c) tantas veces como estaciones se seleccionaron en el inciso a).
- e) Para cada estación, se dividen los valores de precipitación para diferentes

duraciones entre la de 24 horas.

- f) Se calcula el factor de ajuste, promediando los valores calculados en el inciso e) para duraciones comunes.

II. 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 de probabilidad, como son las del tipo exponencial, Gumbel, etc.
- 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.

III. 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.

III.1) 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

$$F_a = \frac{P_1}{P_2} \quad (4.21)$$

donde

F_a factor de reducción por área.

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 F_a se realizan los pasos siguientes:

- Se elige un conjunto de tormentas para una duración determinada, por ejemplo, de 24 horas.
- Se dibuja el plano de isoyetas para cada una de las tormentas.
- Se forma una gráfica, donde en las abcisas se colocan los valores de las áreas que forman las isoyetas y, en las ordenadas las alturas de precipitación correspondientes (Figura 4.19). Se obtienen tantas Figuras de este tipo como planos de isoyetas se tengan.

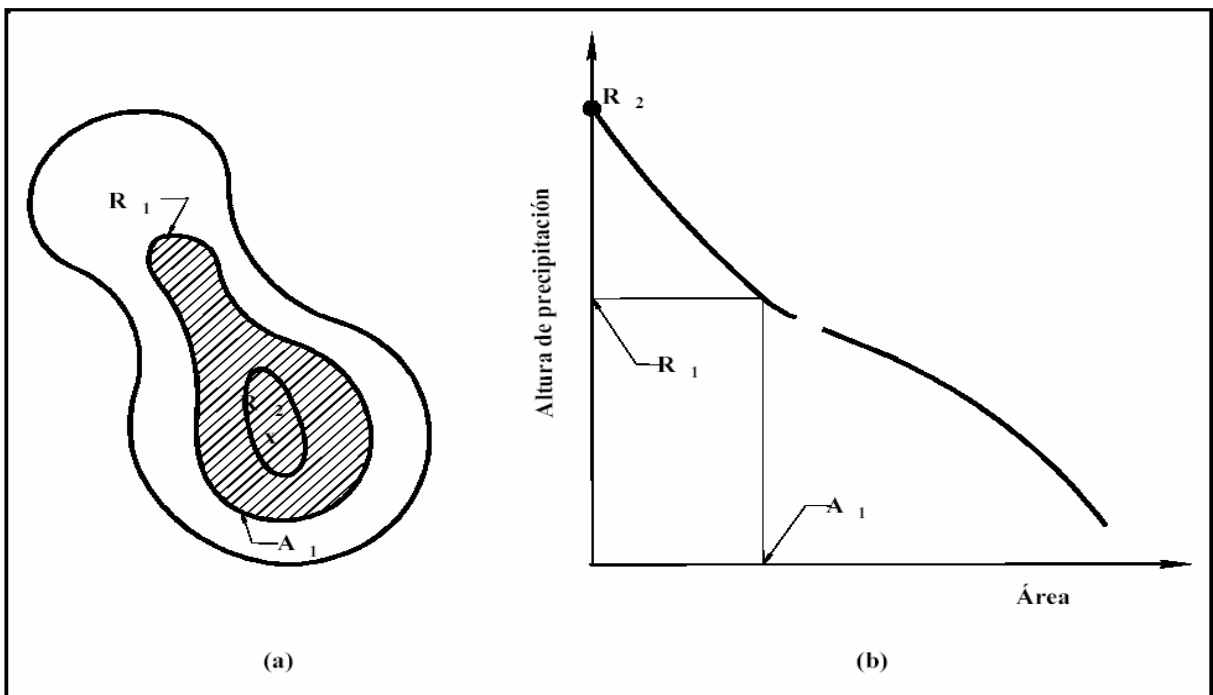


Figura 4.19. Obtención del factor de ajuste por área considerando tormentas centradas.

- De la Figura anterior, se obtiene la precipitación media (P_1) para el área que se

desea estudiar.

- e) El valor de P_2 , corresponde al máximo valor puntual que se tenga en el plano de isoyetas.
- f) Se calcula el cociente P_1/P_2 .
- g) Se calcula F_a como un promedio de todos los valores de P_1/P_2 calculados.
- h) El procedimiento descrito se aplica para diferentes áreas y se obtiene el F_a para cada una de ellas.

III.2) 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:

$$F_a = \frac{P_3}{P_4} \quad (4.22)$$

donde

F_a factor de reducción por área.

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 P_3 .

La manera de obtener F_a 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 el 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:

$$P_3 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P(i) \quad (4.23)$$

donde

P_3 precipitación media máxima anual para una duración y área dadas.

$P(i)$ 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 $P_j(1), P_j(2), \dots, P_j(n)$ en la estación j , para todas las estaciones.
- e) Se calcula la precipitación media máxima puntual para cada estación como

$$\bar{P}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_j(i) \quad (4.24)$$

donde

\bar{P}_j precipitación media máxima puntual.

$P_j(i)$ precipitación máxima registrada en la estación j para el año i .

n número de años.

- f) Se calcula la precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área, con la expresión

$$P_4 = \omega_1 \bar{P}_1 + \omega_2 \bar{P}_2 + \dots + \omega_j \bar{P}_j \quad (4.25)$$

donde

P_4 precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área para la misma duración para la cual se obtiene p_3 .

ω_j porcentaje del área de influencia de cada estación j dentro de la cuenca, calculado con el método de Thiessen.

\bar{P}_j precipitación media máxima puntual en la estación j .

- g) Se calcula el cociente P_3/P_4 .

- h) Se repite el procedimiento para otras duraciones.

III.3) 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 período de retorno y duración. El factor de ajuste se obtiene con la expresión:

$$F_a = \frac{P_5}{P_6} \quad (4.26)$$

donde

F_a factor de reducción por área.

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_j .

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 P .
- b) Se selecciona entre todos los valores de 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 a) a 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.

IV. 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 estas 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 de éstos, 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 en los apartados I a III 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.

IV.1) Plano de isoyetas circulares

Para construir el plano se utiliza la ecuación siguiente:

$$\bar{P} = P e^{-kA^n} \quad (4.27)$$

donde

\bar{P} precipitación media sobre la cuenca.

P 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:

$$\left(\frac{\bar{P}_1}{P}, A_1 \right) \quad \text{y} \quad \left(\frac{\bar{P}_2}{P}, A_2 \right)$$

\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

$$\left[\frac{A_1}{A_2} \right]^n = \frac{x_1}{x_2} \quad (4.28)$$

- d) El valor de k se calcula con la ecuación

$$k = \frac{x_1}{A_1^n} = \frac{x_2}{A_2^n} \quad (4.29)$$

- 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.

IV.2) Plano de isoyetas elípticas

Este método es más complicado de realizar y los resultados que arroja no son significativamente diferentes al de isoyetas circulares, por lo que solamente se hace mención de su existencia. Para aquel que desee profundizar sobre el tema, se

recomienda consultar (Court, A.; "Area - Rainfall Depth Formulas").

4.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO EN HIDROLOGÍA

En el diseño o planeación de ciertas obras hidráulicas se requiere de estimaciones de eventos futuros, ya sea extremos, como los gastos máximos o mínimos en un cauce, la precipitación máxima en un intervalo de tiempo, etc.; o acumulados en un intervalo de tiempo, como la precipitación anual, los volúmenes de escurrimiento anuales, etc. Dichas estimaciones de un evento futuro son útiles para determinar por ejemplo: la capacidad de almacenamiento de una presa, el dimensionamiento de un vertedor, la magnitud de una sequía, el diseño de un sistema de alcantarillado, etc.

Por la complicación de los procesos físicos que intervienen en 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 exageradamente grande y 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 llevan a cabo mediciones periódicas de procesos hidrológicos entre los que se encuentran: la precipitación, el escurrimiento en cauces naturales, volúmenes, etc. 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 en un año se encuentre en un rango, tal como menos de 250 mm, entre 300 y 400 mm, y así sucesivamente.

4.4.1. 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 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 (Figura 4.30).

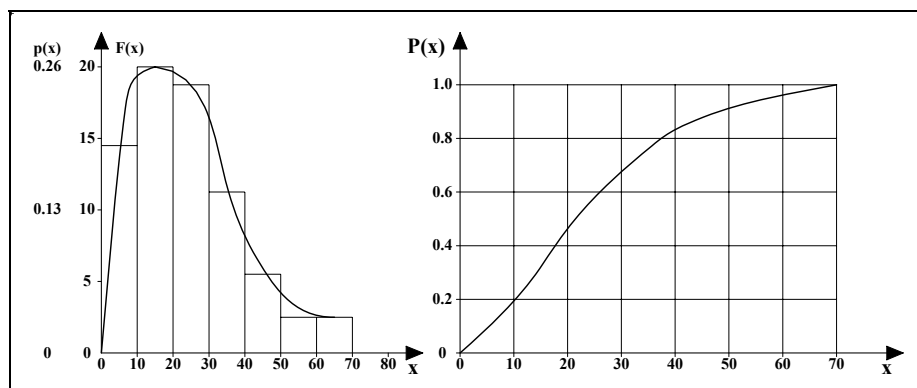


Figura 4.20. Funciones de densidad y distribución de probabilidad.

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

$$f_m(x_i) = \frac{n_i}{n} \quad (4.30)$$

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 y, 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 $F_m(x_i)$:

$$F_m(x_i) = \sum_{j=1}^i f_m(x_j) \quad (4.31)$$

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:

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{f_m(x)}{\Delta x} = \frac{dF(x)}{dx} \quad (4.32)$$

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 Δx 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

$$P(X \leq x) = F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (4.33)$$

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 $[0, 1]$:

$$0 \leq p(x) \leq 1 \quad (4.34)$$

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

$$\sum_{i=1}^n p(x \leq x_i) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1 \quad (4.35)$$

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.

$$P(X > x) = Q(x) = 1 - P(x) \quad (4.36)$$

d) La probabilidad de que una observación de X sea exactamente igual a un valor dado es igual a “cero”, es decir, $P(X = x) = 0$.

f) La probabilidad de que una observación de X se encuentre en un intervalo de valores $[a, b]$ es

$$P(a \leq X \leq b) = F(b) - F(a) = \int_{-\infty}^b f(x) dx - \int_{-\infty}^a f(x) dx = \int_a^b f(x) dx \quad (4.37)$$

d) 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

$$P(x_1 \cup x_2) = P(x_1) + P(x_2) - P(x_1 \cap x_2) \quad (4.38)$$

donde el primer término es la llamada “unión de probabilidades” (probabilidad de ocurrencia de dos eventos) y el último 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:

d.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:

$$P(x_1 \cap x_2) = P(x_1) \times P(x_2) \quad (4.39)$$

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

$$P(x_1 \cap x_2) = P(x_1) \times P(x_2 | x_1) \quad (4.40)$$

donde el último término se conoce como la probabilidad condicional de ocurrencia del evento x_2 , dado que ya ocurrió el evento x_1 .

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

$$P(x_1 \cap x_2) = 0 \quad (4.41)$$

4.4.2. Periodo de retorno y riesgo

En Hidrología es común tratar con los conceptos de período de retorno y probabilidad de riesgo. El período 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:

$$T_r = \frac{1}{P(x)} \quad (4.42)$$

donde $P(x)$ representa la probabilidad de ocurrencia de un evento mayor o igual a x . El período 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

$$P(x) = \frac{1}{T_r} \quad (4.43)$$

2) La probabilidad de que un evento x no ocurra en algún año

$$Q(x) = 1 - P(x) = 1 - \frac{1}{T_r} \quad (4.44)$$

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

$$Q_1(x) \times Q_2(x) \times \dots \times Q_n(x) = \{Q(x)\}^n = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (4.45)$$

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

$$R = 1 - \{Q(x)\}^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (4.46)$$

En la Tabla 4.7 se anotan los períodos de retorno asociados con diferentes niveles de riesgo.

Tabla 4.7. Periodos de retorno asociados con diferente 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	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
90	1.46	2.71	4.86	7.03	9.20	11.37	22.22	43.93
80	1.81	3.63	6.73	9.83	12.93	16.04	31.57	62.63
75	2.00	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	10.30	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	87.40	174.30	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	92.80	123.56	154.33	308.16	615.81
10	19.49	47.96	95.41	142.87	190.32	237.78	475.06	949.62
5	39.49	97.98	195.46	292.94	390.41	487.89	975.29	1950.07
2	99.50	247.99	495.48	742.97	990.47	1237.96	2475.42	4950.33
1	199.50	498.00	995.49	1492.99	1990.48	2487.98	4975.46	9950.42

Para mostrar como emplear esta Tabla, 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.

Otro ejemplo, con 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. Empleando la ecuación 4.46, se obtiene:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{20}\right)^{10} = 0.4013 = 40.13\%$$

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 4.13), la cual se escribe como

$$T_r = \frac{n+1}{m}$$

donde m es el número de orden en una lista (de mayor a menor en el caso de máximos anuales), y n es el número de datos de la muestra.

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

$$Q(x) = 1 - Q(x) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad (4.47)$$

4.4.3. Parámetros estadísticos

Los parámetros estadísticos son valores representativos de las características generales de una muestra de datos. Por otra 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 4.8 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 4.8. Algunos 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:	
$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
b) Mediana:	
x tal que $F(x)=0.5$	Valor de la información en el 50o. Percentil
c) Media geométrica:	
$x = \text{antilog} [E(\log x)]$	$\bar{x}_g = \left(\prod_{i=1}^n x_i \right)^{1/n}$
(2) Dispersión:	
a) Varianza:	
$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$
b) Desviación estándar:	
$\sigma = \left\{ E[(x - \mu)^2] \right\}^{1/2}$	$s = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2}$
c) Coeficiente de variación:	
$C_v = \frac{\sigma}{\mu}$	$C_v = \frac{s}{\bar{x}}$
(3) Simetría:	
a) Coeficiente de asimetría (oblicuidad):	
$\gamma = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3}$	$C_a = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

4.4.4. 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 α y β entre otros. En la Tabla 4.9 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 4.4.5).

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.

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 de alguna de ellas a la muestra.

4.4.5. Ajuste a una función de distribución de probabilidad

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

a) Método de los momentos.

Se basa en considerar que los mejores estimativos de los parámetros de una función de probabilidad son aquellos para los cuales los momentos de la función de densidad de probabilidad alrededor del origen son iguales a los momentos correspondientes a la información de la muestra.

Se considera como momentos de la función de densidad a: la media μ (1^{er} momento), la varianza σ^2 (2^o momento central) y el coeficiente de asimetría γ (3^{er} momento central estandarizado). Los momentos de la muestra, cuyo valor se estima igual a los anteriores, son respectivamente: la media \bar{x} , la varianza s^2 y el coeficiente de asimetría C_a .

Tabla 4.9. Función Distribución de probabilidad para el ajuste con datos hidrológicos.

Distribución	Función de distribución de probabilidad	Rango	Estimadores de los parámetros en términos de los momentos de la muestra
Normal	$F(x) = \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\alpha}{\beta} \right)^2 \right] dx$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\alpha = \bar{x} \quad y \quad \beta = s_x$
Log-normal	$F(x) = \frac{1}{\beta x \sqrt{2\pi}} \int_0^x \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta} \right)^2 \right] dx$	$x > 0$	$\alpha = \bar{y} \quad y \quad \beta = s_y, \quad \text{para } y = \ln x$
Normal estandarizada	$F(x) = F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp \left[-\frac{1}{2} z^2 \right] dz$	$-\infty \leq z \leq \infty$	$\alpha = \bar{x} \quad y \quad \beta = s_x, \quad \text{para } z = \frac{x-\alpha}{\beta}$
Exponencial	$F(x) = 1 - \exp \left[-\frac{x-\alpha}{\beta} \right]$	$x \geq \alpha$	$\beta = s_x \quad y \quad \alpha = \bar{x} - \beta$
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{x}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\frac{x}{\alpha} \right) dx$	$x \geq 0$	$\alpha = \frac{s_x^2}{\bar{x}} \quad y \quad \beta = \frac{(\bar{x})^2}{s_x^2} = \frac{1}{(C_v)^2}$
Pearson tipo III (Gamma de tres parámetros)	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\frac{x-\delta}{\alpha} \right) dx$	$x \geq \delta$	$\beta = \left(\frac{2}{C_a} \right)^2, \quad \alpha = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}} \quad y \quad \delta = \bar{x} - \alpha \beta$
Log Pearson tipo III	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{\ln x - \delta}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\frac{\ln x - \delta}{\alpha} \right) dx$	$\ln x > \delta$	$\beta = \left(\frac{2}{C_a(y)} \right)^2, \quad \alpha = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}} \quad y \quad \delta = \bar{y} - \alpha \beta,$ para $C_a(y) > 0$ y $y = \ln x$
Valores Extremo tipo I (Gumbel)	$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-\alpha}{\beta} \right) \right]$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\beta = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s_x \quad y \quad \alpha = \bar{x} - 0.5772 \beta$

b) 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:

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad (4.48)$$

Cuando se trabaja con funciones exponenciales de densidad de probabilidad, es más conveniente emplear la función logarítmica de verosimilitud:

$$\ln L = \sum_{i=1}^n \ln f(x_i) \quad (4.49)$$

El método de máxima verosimilitud es teóricamente el más apropiado para ajustar distribuciones de probabilidad, sin embargo, en ocasiones no se puede aplicar a todas ellas ya que la maximización debe hacerse numéricamente y no de forma analítica. Por ello, para propósitos prácticos, el método de los momentos es más fácil de aplicar y apropiado en análisis hidrológicos.

4.4.6. Observaciones sobre las funciones de distribución de probabilidad empleadas en Hidrología

Un primer método que se usa para seleccionar la función consiste simplemente en inspeccionar una gráfica donde se haya dibujado cada una de las diferentes funciones junto con los puntos medidos. La función de distribución de probabilidad que se selecciona será la que se apegue visualmente mejor a los datos medidos.

Este método se usa a veces, incluso, para ajustar las funciones de distribución de probabilidad a los datos medidos, dibujando en un papel especial para cada función dichos datos, escogiendo la función para la que el conjunto de puntos sea semejante a una línea recta y finalmente trazando a ojo dicha línea recta para poder hacer las extrapolaciones necesarias.

Este es un método con alto grado de subjetividad y, usado aisladamente, puede ser un tanto peligroso. Sin embargo, es muy ilustrativo y recomendable para ser usado con otros métodos. Si lo aplica un ingeniero con experiencia, puede resultar el mejor de todos.

4.4.6.1. Distribución Normal (o de Gauss)

La curva de campana definida por esta distribución es de las más conocidas, y tiene por ecuación

$$f(x) = \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \alpha}{\beta} \right)^2 \right] \quad (4.50)$$

donde α y β son los parámetros de esta distribución, los cuales corresponden a la media (μ) y a la desviación estándar (σ), respectivamente. Estos parámetros pueden sustituirse por los estadísticos muestrales correspondientes: $\mu = \bar{x}$ y $\sigma = s$ tal como se muestra en la Tabla 4.9.

La función anterior puede simplificarse definiendo la variable normal estándar z como

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (4.51)$$

Resultando entonces la función de densidad normal estandarizada

$$f(x) = f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{z^2}{2} \right] \quad (4.52)$$

a la función de distribución normal estandarizada de la forma

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp \left[-\frac{z^2}{2} \right] dz \quad (4.53)$$

Los valores que toma la función anterior se pueden tomar de la Tabla 4.10, o pueden aproximarse mediante la expresión (Abramowitz y Stegun, 1965):

$$B = \frac{1}{2} \left[1 + 0.196854 |z| + 0.115194 |z|^2 + 0.000344 |z|^3 + 0.019527 |z|^4 \right]^{-4} \quad (4.54)$$

donde $|z|$ es el valor absoluto de z y la distribución normal estándar tiene los valores:

$$F(z) = B \quad \text{para } z > 0 \quad \text{y} \quad F(z) = 1 - B \quad \text{para } z \leq 0 \quad (4.55)$$

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, y (b) Es simétrica con respecto a la media, mientras que la información hidrológica tiende a ser asimétrica.

Tabla 4.10. 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

* En la Tabla se anotan los valores correspondientes a $F(|z|)$. Cuando se requiere un valor de $z < 0$, $F(z)$ se obtiene como $F(z) = 1 - F(|z|)$.

4.4.6.2. 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.

4.4.6.3. Distribución Exponencial

Cuando una secuencia de eventos hidrológicos es considerada como un proceso de Poisson, donde los eventos suceden instantánea e independientemente a lo largo del tiempo, puede aplicarse la distribución exponencial. En ésta, el tiempo entre cada evento (tiempo de interarribo) está descrito por una distribución exponencial cuyo parámetro $1/\beta$ es la tasa media de ocurrencia de los eventos.

La ventaja de la distribución exponencial consiste en la facilidad de estimar el parámetro β a partir de la información observada. Por otra parte, su desventaja es que considera la ocurrencia de cada evento como completamente independiente de sus vecinos, lo cual puede no ser cierto según sea el evento y fenómeno de que se trate.

4.4.6.4. 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 β 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

$$\Gamma(\beta) = (\beta - 1)! = (\beta - 1)(\beta - 2) \dots 3 \cdot 2 \cdot 1 \quad (4.56)$$

para un entero positivo β , y en general por (Abramowitz y Stegun, 1965):

$$\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} u^{\beta-1} e^{-u} du \quad (4.57)$$

La distribución Gamma de dos parámetros (β y α) tiene como límite inferior a “cero”, lo cual es una desventaja para la aplicación a variables hidrológicas con límite inferior mayor a cero.

4.4.6.5. Distribución Pearson tipo III

Esta distribución introduce un tercer parámetro, el límite inferior δ , 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 α , β y δ de la distribución de probabilidad. Esta distribución es muy flexible, puesto que puede tomar diferentes formas a medida que varían sus parámetros.

4.4.6.6. Distribución Log Pearson tipo III (Gamma de tres parámetros)

Esta distribución es una variante de la distribución anterior, donde se aplica la transformación log a cada uno de los valores de la muestra. Esto trae como ventaja la reducción de la asimetría de la muestra.

4.4.6.7. 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

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - k \frac{x - \alpha}{\beta} \right)^{1/k} \right] \quad (4.58)$$

donde k , α y β son parámetros a determinar.

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 4.8.
- 2) Para $k < 0$, la distribución de valor extremo tipo II (Frechet), para la cual la expresión general se aplica con $(\alpha + \beta/k) \leq x \leq \infty$, y
- 3) Para $k > 0$, la distribución de valor extremo tipo III (Weibull), la cual se aplica con la expresión general siendo $-\infty \leq x \leq (\alpha + \beta/k)$.

En los tres casos anteriores β 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.

4.4.6.8. 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 estudio 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:

$$F(x) = p F_1(x) + (1 - p) F_2(x) \quad (4.59)$$

donde $F_1(x)$ y $F_2(x)$ son, respectivamente, las funciones de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales no producidos por tormentas ciclónicas y de los producidos por ellas, y 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:

$$n = n_1 + n_2 + 1 \quad (4.60)$$

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 entonces:

$$p = \frac{n_{nc}}{n} \quad (4.61)$$

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

$$F(x) = p \exp \left[- \exp \left(- \frac{x - \alpha_1}{\beta_1} \right) \right] + (1 - p) \exp \left[- \exp \left(- \frac{x - \alpha_2}{\beta_2} \right) \right] \quad (4.62)$$

donde:

parámetros α_1, β_1 correspondientes a la población no ciclónica.

parámetros α_2, β_2 correspondientes a la población ciclónica.

4.4.7. 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 sobrediseñada 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.

4.4.7.1. 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 recomendable para ser usado en conjunto con otros métodos.

4.4.7.2. Método del error cuadrático mínimo

Consiste en calcular para cada función de distribución, el error cuadrático como:

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\hat{x}_i - x_i)^2} \quad (4.63)$$

donde:

\hat{x}_i i-ésimo dato estimado con la función de distribución en análisis.

x_i i-ésimo dato medido u observado.

La función de distribución con menor error cuadrático es la que mejor se ajusta para el conjunto dado de datos.

4.4.7.3. Pruebas de bondad del ajuste

Entre las pruebas de bondad de ajuste más conocidas está la χ^2 ; la cual fue propuesta por Karl Pearson en 1900. Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Posteriormente, se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i} \quad (4.64)$$

donde:

θ_i número observado de eventos en el intervalo i .

ε_i número esperado de eventos en el mismo intervalo, que se calcula como

$$\varepsilon_i = n [F(S_i) - F(I_i)] \quad \text{siendo } i = 1, 2, \dots, k. \quad (4.65)$$

siendo $F(S_i)$ la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ la misma función en el límite inferior del intervalo, y n es el número total de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir que:

$$D \leq \chi_{1-\alpha, k-1-m}^2 \quad (4.66)$$

El valor de $\chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$ se obtiene de las tablas de la función de distribución χ^2 (que esta contenida en textos de Estadística y Probabilidad, por ejemplo; Waypole y Myers, 1986), o calculándola en computadora.

Esta prueba es en sí una prueba de hipótesis, donde los valores de α que se emplean normalmente son del 10, 5 y 1%. Estos valores representan la probabilidad de rechazar la hipótesis nula cuando en realidad es cierta (error tipo I).

La hipótesis nula es entonces:

$$H_0: \text{La función de distribución de probabilidad es } F_1(\alpha, \beta, \dots) \quad (4.67)$$

donde F_1 es la función de distribución de probabilidad considerada y α, β , etc. son

sus parámetros.

Los valores de α 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 α es del 5%, 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 de 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 solo para compararlas.

Ejemplo 4.3.

Para los datos de lluvias máximas en 24 h en la estación climatológica Acayucán, mostrados en la Tabla 4.11, se desea obtener la precipitación máxima esperada para un periodo de retorno de 50 años.

Solución

De acuerdo a lo expuesto en este subcapítulo, un procedimiento sencillo de ajuste podría consistir en:

- a) Ordenar los datos de mayor a menor.
- b) Obtener el periodo de retorno y la probabilidad de excedencia.
- c) Calcular los estadísticos de la muestra.
- d) Determinar los parámetros de cada una de las funciones a las que se desea ajustar los datos.
- e) Calcular para cada una de las funciones el error cuadrático, y buscar aquella para el cual, este mínimo.
- f) Obtener con la función de ajuste seleccionada, mediante el criterio propuesto, la precipitación máxima esperada para 50 años.

Tabla 4.11. Registros de lluvias máximas en 24 h en la estación Acayucán.

Año	$P_{24\text{ h}}$ (mm)	Año	$P_{24\text{ h}}$ (mm)
1950	69.1	1963	166.5
1951	78.0	1964	86.5
1952	73.0	1965	95.0
1953	141.3	1966	125.0
1954	100.0	1967	168.0
1955	88.0	1968	123.0
1956	135.0	1969	124.3
1957	98.5	1970	115.7
1958	70.5	1971	89.0
1959	108.0	1972	121.4
1960	84.0	1973	154.0
1961	57.5	1974	67.5
1962	112.7	1975	107.3

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, y sin mostrar todos los cálculos (a fin de que el lector los compruebe), pueden obtenerse los resultados siguientes:

Los estadísticos de la muestra son: media $\bar{x} = 106.108$ mm, desviación estándar $s_x = 30.517$ mm y el coeficiente de asimetría $C_a = 0.456$.

Con las expresiones mostradas en la Tabla 4.9, es posible obtener los parámetros de algunas de las funciones de distribución de probabilidad, sus errores cuadráticos totales en comparación con los datos y una estimación de la precipitación en 24 h para 50 años de período de retorno (Tabla 4.13). Los resultados mencionados se obtuvieron empleando un programa de hoja de cálculo, pues en ellos se incluyen dentro funciones de distribución de probabilidad.

Tabla 4.12. Cálculo del periodo de retorno y probabilidad de excedencia.

No. de orden	P _{24 h} (mm)	T _r (años)	Q(x) = 1 - P(x)
1	168.00	27.00	0.9630
2	166.50	13.50	0.9259
3	154.00	9.00	0.8889
4	141.30	6.75	0.8519
5	135.00	5.40	0.8148
6	125.00	4.50	0.7778
7	124.30	3.86	0.7407
8	123.00	3.38	0.7037
9	121.40	3.00	0.6667
10	115.70	2.70	0.6296
11	112.70	2.45	0.5926
12	108.00	2.25	0.5556
13	107.30	2.08	0.5185
14	100.00	1.93	0.4815
15	98.50	1.80	0.4444
16	95.00	1.69	0.4074
17	89.00	1.59	0.3704
18	88.00	1.50	0.3333
19	86.50	1.42	0.2963
20	84.00	1.35	0.2593
21	78.00	1.29	0.2222
22	73.00	1.23	0.1852
23	70.50	1.17	0.1481
24	69.10	1.13	0.1111
25	67.50	1.08	0.0741
26	57.50	1.04	0.0370

Tabla 4.13. Resumen de parámetros, errores cuadráticos y estimaciones para algunas funciones de distribución de probabilidad de la Tabla 4.8.

Distribución	Parámetro 1 (α)	Parámetro 2 (β)	Error cuadrático	Estimación P _{24 h, 50 años}
Normal	106.1077	30.5166	27.45	168.78
Log-normal	4.6245	0.2901	20.96	184.98
Exponencial	75.5911	30.5166	44.18	194.97
Gamma	8.7766	12.0898	18.82	191.89
Gumbel	92.3740	23.7937	27.00	185.22

Se aprecia en la Tabla anterior que la distribución con el error cuadrático mínimo es la Gamma (18.82), y que el valor estimado de la precipitación es de 191.89 mm.

Con la asimetría se puede definir si la función de densidad de probabilidad está cargada a la derecha o izquierda.

Muchas de las funciones no son invertibles, pues para determinar la lluvia de 50 años de periodo de retorno deberán hacerse tanteos o buscar algún método alternativo hasta determinar la lluvia con el periodo deseado. En el caso de una función invertible, por ejemplo la distribución Gumbel, se tiene la expresión

$$F(x) = \exp \left[- \exp \left(- \frac{x - \alpha}{\beta} \right) \right]$$

donde α y β son los parámetros de la función, y $F(x)$ es la probabilidad de no ocurrencia del evento x .

Según la ecuación 4.44 se tiene que

$$F(x) = Q(x) = 1 - \frac{1}{T_r}$$

Sustituyendo la expresión anterior en la ecuación de la función de distribución de Gumbel, y despejando se puede obtener el valor esperado de la precipitación para el período de retorno deseado:

$$x = \alpha - \beta \ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right)$$

Haciendo cálculos, para $T_r = 50$ años, se obtiene que $x = 185.22$ mm, que es el valor estimado para la precipitación con el periodo pedido.

Finalmente, en las Figuras 4.21 a 4.24 se muestran los diferentes ajustes de los datos a algunas de las distribuciones (indicadas por líneas recta), así como los datos considerados para el ajuste.

4.5. ESCURRIMIENTO E HIDROGRAMAS

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que fluye sobre la superficie del terreno natural, y que conforme pasa el tiempo, se integra a las corrientes para ser conducida hacia ríos, lagos y en la mayoría de las ocasiones hasta el mar (Inciso 4.1, "Ciclo hidrológico").

El propósito de los sistemas de alcantarillado pluvial 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 y económica, es preciso cuantificar el escurrimiento. Para ello se utilizan diversos métodos, con los cuales es posible proponer un hidrograma de diseño, aunque en ocasiones solo interesa determinar el gasto máximo para el diseño de una estructura.

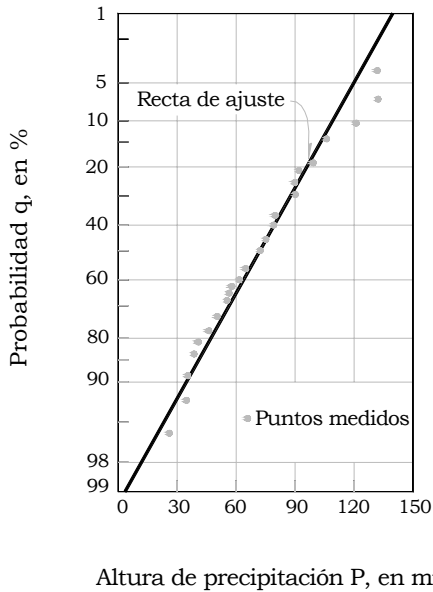


Figura 4.21. Distribución normal.

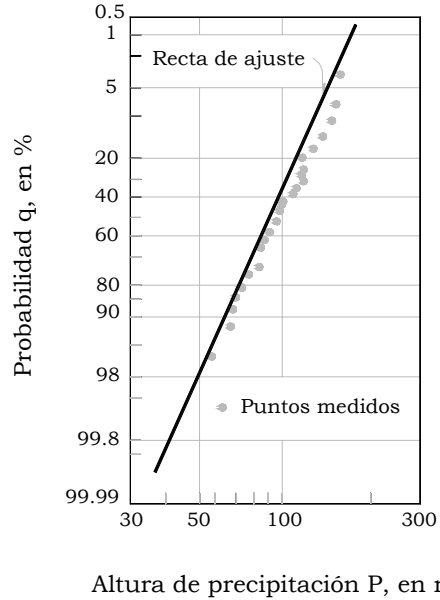


Figura 4.22. Distribución log – normal.

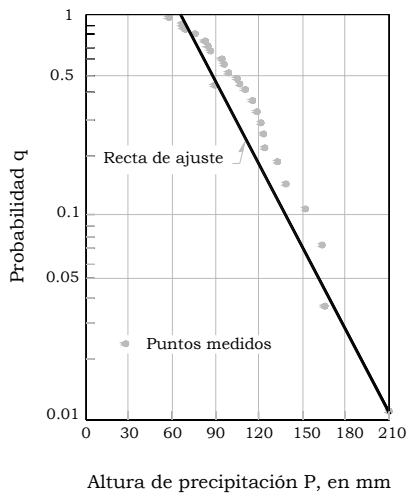


Figura 4.23. Distribución exponencial.

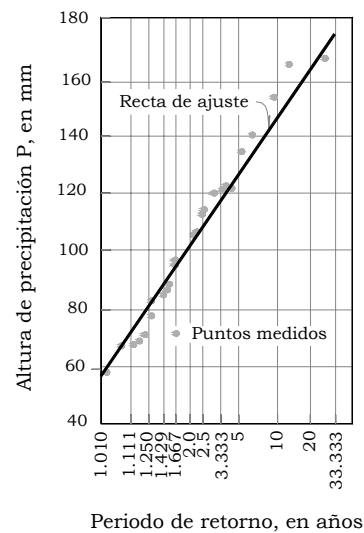


Figura 4.24. Distribución Gumbel.

Un hidrograma es la variación del gasto (en cierta sección transversal de un cauce) 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, podría obtenerse una Figura como la 4.25. En ellas se aprecia 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.

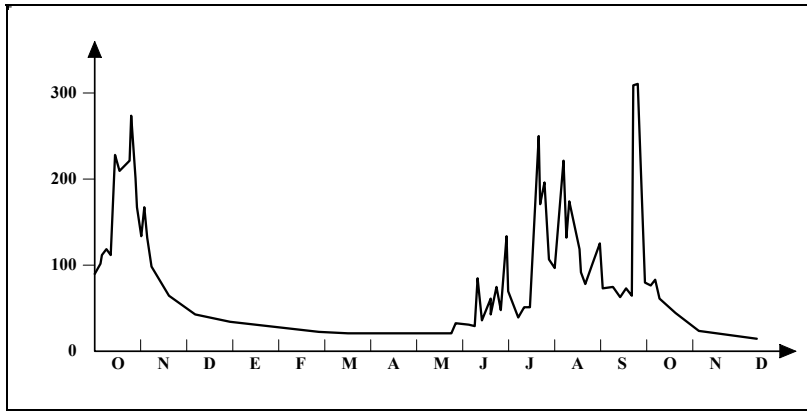


Figura 4.25. Hidrograma observado en un cauce.

Si a partir de la Figura anterior, se amplia la escala del tiempo para observar solo un evento de lluvia, el hidrograma tendría la forma indicada en la Figura 4.26.

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 para la cuenca: forma, tamaño, topografía, tipo de suelo y permeabilidad, vegetación existente, etc. En el caso de la lluvia, la magnitud y distribución de la misma tanto sobre el área de la cuenca como a través del tiempo.

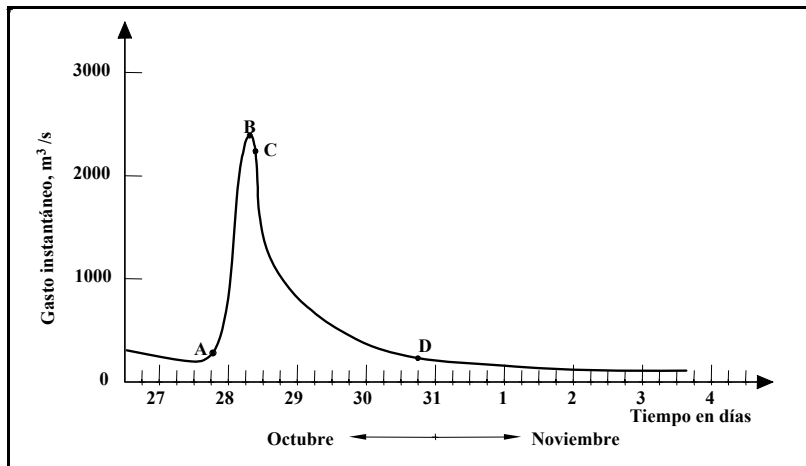


Figura 4.26. Hidrograma generado por una tormenta particular.

Aunque la forma de cada hidrograma producido cada tormenta varía, es posible identificar en el sus características principales de cada uno de ellos (Figura 4.26):

- 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 desde luego, del tiempo en que el escurrimiento generado por la lluvia alcanza la sección donde se registra el hidrograma en cuestión (Figura 4.26).

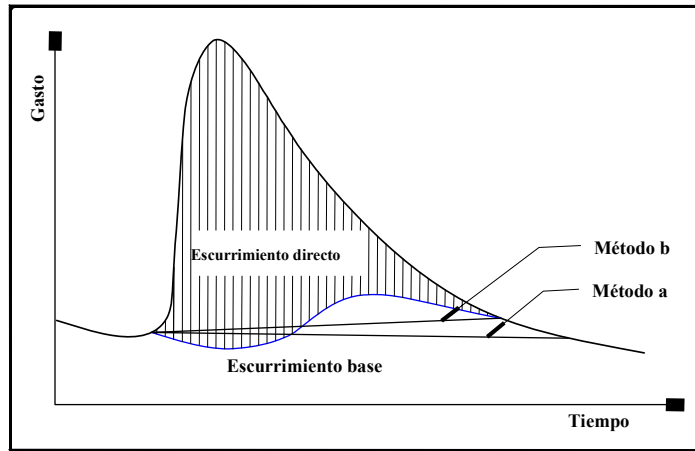


Figura 4.27. Puntos característicos de un hidrograma.

- b) Pico (B). Es el gasto máximo producido por la tormenta. En muchos casos, se requiere conocer este valor con fines de diseño (Figura 4.26).
- c) Punto de inflexión (C). Es donde termina de reflejarse el flujo superficial, y a partir de donde solo se registra el escurrimiento subterráneo, que tarda mayor tiempo en abandonar la cuenca (Figura 4.26).
- 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 (Figura 4.26).
- 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. Corresponde a la duración del escurrimiento directo (Figura 4.26).
- g) Rama ascendente. Es la curva de ascenso del hidrograma, comprendida entre el punto de levantamiento y el gasto máximo o pico (Figura 4.26).
- h) Rama descendente. Es la curva del hidrograma, que parte desde el pico hasta el final del escurrimiento directo (Figura 4.26).

En los hidrogramas observados en ríos y arroyos se aprecia que el tiempo base de los mismos varía desde minutos hasta días, y el pico desde algunos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos por segundo.

Los hidrogramas utilizados usualmente para el diseño de redes de alcantarillado poseen tiempos base desde 10 minutos hasta algunas horas, dependiendo del tamaño de la cuenca y de la duración de la lluvia. La duración considerada para una lluvia de diseño es usualmente corta ya que las lluvias de corta duración y alta intensidad generan hidrogramas con tiempos base cortos y picos grandes, más adecuados para el diseño de redes de alcantarillado.

Los hidrogramas que se utilizan en el diseño de redes de alcantarillado pluvial, se obtienen a partir de relaciones lluvia - escurrimiento, las cuales se han deducido al analizar registros simultáneos de precipitación y escurrimiento (hidrogramas).

Debido a que los hidrogramas registrados en un cauce se componen del escurrimiento directo generado por la tormenta, y por el escurrimiento base, formado normalmente por agua proveniente de otras tormentas y del flujo subsuperficial, es difícil definir cual es el escurrimiento generado por una tormenta particular. Por ello es necesario separar el escurrimiento directo del base. Lo anterior suele realizarse mediante los procedimientos siguientes (ver Figura 4.26):

- a) Método de la línea recta.
- b) Método de la curva de vaciado.
- c) Método de correlación del tiempo de vaciado.
- d) Método del punto de mayor curvatura de la curva de recesión del hidrograma.

Los métodos señalados se encuentran descritos en los textos de Hidrología, pero su mención en este documento resulta útil para señalar una de las etapas en la obtención de las relaciones lluvia - escurrimiento.

Ejemplo 4.4

Para entender mejor la forma del hidrograma, considérese la cuenca mostrada en la Figura 4.28, que ha sido dividida con isocronas. Una isocrona es una línea formada por los puntos de la cuenca que poseen igual tiempo de concentración, es decir, el agua que cae en cualquiera de dichos puntos tarda el mismo tiempo en fluir superficialmente hasta el punto de salida de la cuenca. Así, se tienen cuatro áreas con las características siguientes:

Área:	A	B	C	D
Área (km ²)	3.6	7.2	10.8	3.6
Tiempo de concentración (h)	1	2	3	4

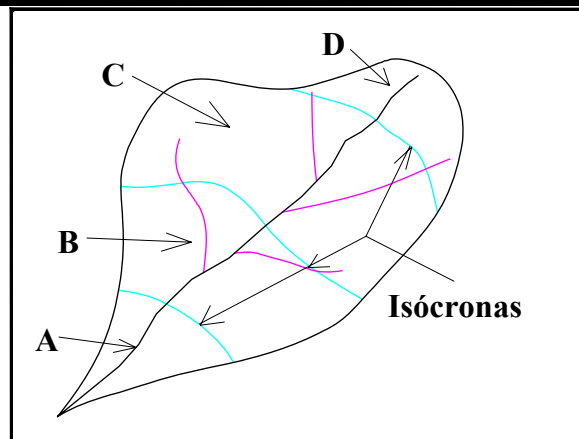


Figura 4.28. Isócronas en una cuenca típica.

Supóngase ahora que la cuenca es impermeable y que en ella se presenta una lluvia con intensidad constante de 1 mm/h, durante 5 horas. En dichas condiciones, durante la primera hora habrá escurrido por la sección de aforo a la salida de la

cuenca lo que llovió en el área A, esto es 1 mm por 3.6 km², lo que representa un gasto medio igual a

$$\bar{Q}_1 = \frac{1 \text{ mm} \times 3.6 \text{ km}^2}{3,600 \text{ s}} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

En la segunda hora escurrirán por la sección de aforo lo que llovió en A en esa segunda hora y lo que llovió en B en la primera, por lo que el gasto medio será

$$\bar{Q}_2 = 1 \text{ m}^3/\text{s} + \frac{1 \text{ mm} \times 7.2 \text{ km}^2}{3,600 \text{ s}} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Análogamente para las siguientes horas, los gastos medios que se tendrán en la sección de aforo serán: 6,7,7,6,4,1 y 0 m³/s de las horas 3 a la 9, respectivamente. Lo anterior se muestra en la Figura 4.29.

Si en este ejemplo se hubieran empleado curvas isocronas menos espaciadas en el tiempo se obtendría un hidrograma como el de la Figura 4.30. Sin embargo, debido a la infiltración, forma de la cuenca, características de la lluvia, etc., el hidrograma tendría la forma típica indicada en la Figura 4.31.

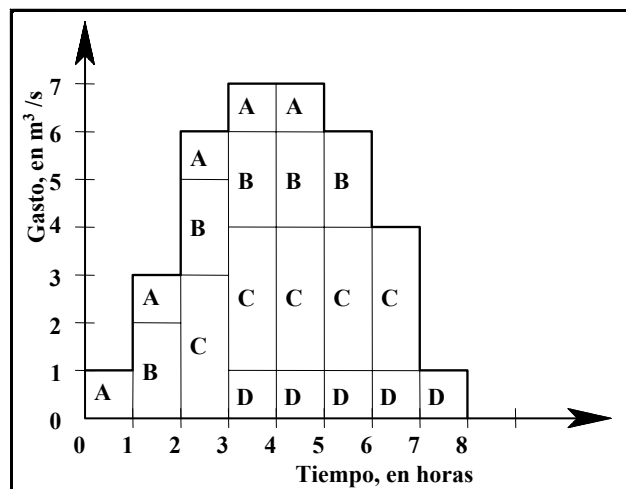


Figura 4.29. Hidrograma para intervalos de una hora.

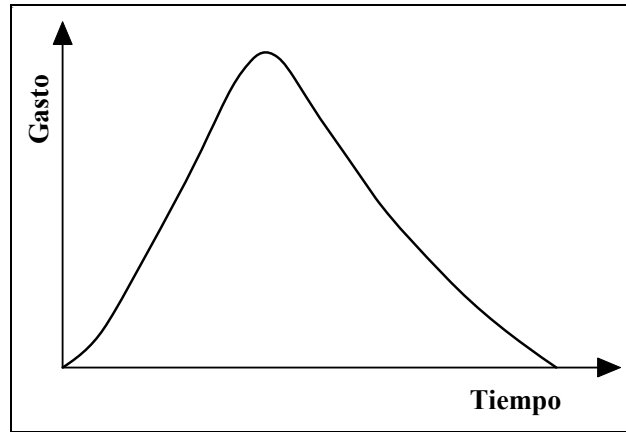


Figura 4.30. Hidrograma continuo.

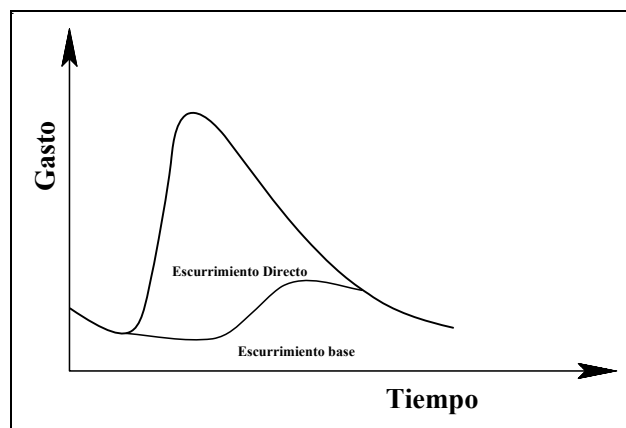


Figura 4.31. Hidrograma típico registrado en una corriente perenne.

4.6. INFILTRACIÓN Y OTRAS PÉRDIDAS

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, parte escurre superficialmente para alimentar los cauces por los que transita hasta llegar a la salida de la cuenca; otra parte es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones del terreno (forma charcos), o bien se infiltra en el suelo, satisfaciendo primero la capacidad de almacenamiento del terreno, para posteriormente alimentar los acuíferos. A la parte formada por la interceptación, retención e infiltración, se le denomina "pérdida".

En la práctica, los componentes de las pérdidas (intercepción, retención e infiltración), son difíciles de cuantificar por separado, por lo que, en general, se acostumbra calcularlos conjuntamente y considerarlos como infiltración, ya que este componente es el más importante.

Aún cuando las pérdidas son sólo una parte del proceso lluvia - escurrimiento, su importancia es de tal magnitud que se consideró necesario tratarlas por separado. Sin embargo, no debe perderse de vista que finalmente lo que interesa es el cálculo del escurrimiento.

En este apartado se discute inicialmente la forma de determinar las pérdidas y las

distintas maneras de expresarlas, cuando se dispone de información simultánea de lluvias y escurrimientos ocurridos durante algunas tormentas. En seguida se dan criterios para extrapolar esta información y utilizarla en problemas de diseño y predicción. Finalmente, se describen algunos métodos empíricos que permiten estimar las pérdidas, en cuencas no aforadas, a partir de sus características físicas.

4.6.1. Determinación de las pérdidas

Cuando durante una tormenta se han medido simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, la determinación de las pérdidas se hace a partir de su definición, es decir, restando al volumen llovido el volumen de escurrimiento directo:

$$V_p = V_{ll} - V_{ed} \quad (4.70)$$

donde:

- V_p volumen de pérdidas (m^3).
- V_{ll} volumen llovido (m^3).
- V_{ed} volumen de escurrimiento directo (m^3).

El volumen llovido se calcula multiplicando la precipitación media en la cuenca por su área, y se acostumbra representarlo en forma de un hietograma.

Para calcular el volumen de escurrimiento directo, es necesario analizar primero el hidrograma para separar el escurrimiento directo del base, utilizando para ello algunas de las técnicas convencionales mencionadas en el inciso 4.5, de esta forma, el volumen de escurrimiento directo será igual al área bajo la curva de su hidrograma.

Los criterios más comúnmente usados para calcular la distribución de las pérdidas en el tiempo son:

- a) Criterio de la capacidad de infiltración media.
- b) Criterio del coeficiente de escurrimiento.

4.6.1.1. Criterio de la capacidad de infiltración media

Este criterio parte de la suposición de que el suelo tiene una capacidad de infiltración constante durante toda la tormenta, de tal manera que, siempre que llueva con una intensidad menor que dicha capacidad, se infiltra todo lo que llueva, y cuando llueva con una intensidad mayor que la capacidad de infiltración, la diferencia escurre.

Para calcular la capacidad de infiltración correspondiente a una tormenta dada, se utiliza el procedimiento siguiente:

- 1) Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo.

- 2) Se calcula la "altura de la lámina de lluvia en exceso", dividiendo el volumen de escurrimiento directo entre el área de la cuenca.
- 3) Se supone un valor de ϕ (índice de infiltración) constante en el hietograma de la tormenta y se determina la "altura de la lámina de lluvia en exceso" con dicho hietograma. Si esta altura es igual a la calculada en el inciso 2), el valor de ϕ es el correcto; si no, se propone otro y se repite el cálculo hasta obtener el valor exacto.

4.6.1.2. Criterio del coeficiente de escurrimiento

En éste se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la precipitación, de tal manera que 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:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \quad (4.71)$$

donde:

- V_{ed} volumen de escurrimiento directo (m^3).
- V_{ll} volumen llovido (m^3), igual al producto del área de la cuenca por la altura de lluvia.
- C_e coeficiente de escurrimiento (adimensional).

Tabla 4.14. Valores del Coeficiente de Escurrimiento.

TIPO DE AREA DRENADA	COEFICIENTE. DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
Zonas Comerciales:		
Zona Comercial	0.75	0.95
Zonas mercantiles	0.70	0.90
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas Residenciales:		
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
Zonas Industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y Parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.20	0.40
Zonas Suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
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
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

El coeficiente de escurrimiento se puede conocer haciendo mediciones en la cuenca o relacionando los valores que aparecen en la Tabla 4.14, de acuerdo a las características de la superficie. Los valores de esa Tabla se obtuvieron para tormentas con 5 a 10 años de período de retorno.

Este criterio es totalmente empírico y para su aplicación se necesita tener una amplia experiencia y además, de ser posible, contar con mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento, que permitan tener una idea del valor del coeficiente para la zona en

estudio.

4.6.2. Criterios para diseño y predicción en cuencas aforadas

Las pérdidas varían con la magnitud de la tormenta y el estado de humedad del suelo al inicio de ésta, de tal forma que ni la capacidad de infiltración media ni el coeficiente de escurrimiento pueden considerarse constantes para una cuenca dada.

4.6.2.1. Criterios para diseño

Para el diseño en cuencas no aforadas, la principal variable es la magnitud de la lluvia, por lo que, en este caso es necesario establecer la relación entre dicha magnitud y las pérdidas. En el caso de cuencas aforadas, el procedimiento consiste en calcular el coeficiente de escurrimiento y la precipitación total, para las tormentas registradas en el pasado, y ajustar una función que relacione ambas variables.

Como función de ajuste, se recomienda utilizar alguna de las siguientes:

- a) Criterio del USSCS. Este considera que la relación entre el coeficiente de escurrimiento y la altura de precipitación total de una tormenta es de la forma:

$$C_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P^2 + 0.8SP} \quad (4.72)$$

donde:

- C_e coeficiente de escurrimiento (adimensional).
 P altura de la precipitación (mm).
 S parámetro de ajuste, dado en las mismas unidades que P (mm).

Para ajustar esta ecuación se prueban diferentes valores de S , hasta encontrar el que hace mínima la varianza del error en el cálculo del coeficiente de escurrimiento; dicha varianza puede calcularse mediante la técnica de mínimos cuadrados.

- b) Criterio utilizado en la Gran Bretaña. Según este criterio, la relación es de la forma

$$C_e = a_0 + a_1(P - \bar{P}) \quad (4.73)$$

donde:

- C_e coeficiente de escurrimiento (adimensional).
 \bar{P} promedio de las alturas de las lluvias máximas anuales registradas con una duración igual a la de la tormenta de diseño.
 a_0, a_1 parámetros que pueden ajustarse mediante la técnica de mínimos cuadrados.

En cualquiera de los dos casos (ecuaciones 4.72 ó 4.73), las pérdidas se determinan

utilizando la ecuación 4.70.

4.6.2.2. Criterios para predicción

En cuanto a los problemas de predicción, la variable más importante es generalmente el estado de humedad de la cuenca en el momento que se presenta la tormenta. Dicho estado de humedad se puede caracterizar con el índice de precipitación antecedente (*IPA*), el cual se define con la ecuación recursiva siguiente:

$$IPA_{j+1} = K \cdot IPA_j + P_j \quad (4.74)$$

donde:

- IPA* índice de precipitación antecedente al inicio del día *j*.
- K* constante que toma en cuenta la disminución de la humedad con el tiempo, puede tomarse como 0.85.
- P_j* precipitación promedio en la cuenca durante el día *j*.

Para definir la relación entre el índice de precipitación antecedente (*IPA*) y la capacidad de infiltración media (ϕ), se utiliza el procedimiento siguiente:

1. Se propone un valor de *IPA* = 10 mm para el inicio de la temporada de lluvias.
2. Se calcula el valor de *IPA*, para cada día de la estación de lluvias, utilizando la ecuación 4.74.
3. Se seleccionan las avenidas ocurridas durante la temporada de lluvias, procurando incluir sólo aquellas que tienen un solo pico, evitando con esto errores en la separación del gasto base.
4. Para cada avenida seleccionada en el paso anterior, se calcula la capacidad de infiltración media (ϕ), de acuerdo con el procedimiento descrito en el inciso 4.6.1.1, y se asocia su valor con el del *IPA* correspondiente al día en que se inició la avenida.
5. Los pasos 1 a 4 se repiten para todos los años de registro, para formar una serie de parejas de valores ϕ vs. *IPA*.
6. Las parejas de valores se dibujan en un plano coordenado y con ellas se traza una curva que los relacione (Figura 4.32).

Una vez encontrada dicha relación, ésta puede ser utilizada para predecir la infiltración media de cualquier tormenta posterior, y con ello deducir las pérdidas.

4.6.3. Métodos para estimar las pérdidas en cuencas no aforadas

Cuando no se tienen mediciones simultáneas de precipitación y escurrimiento, las pérdidas se estiman a partir de las características de la cuenca. A continuación se

presentan los métodos de uso más frecuente.

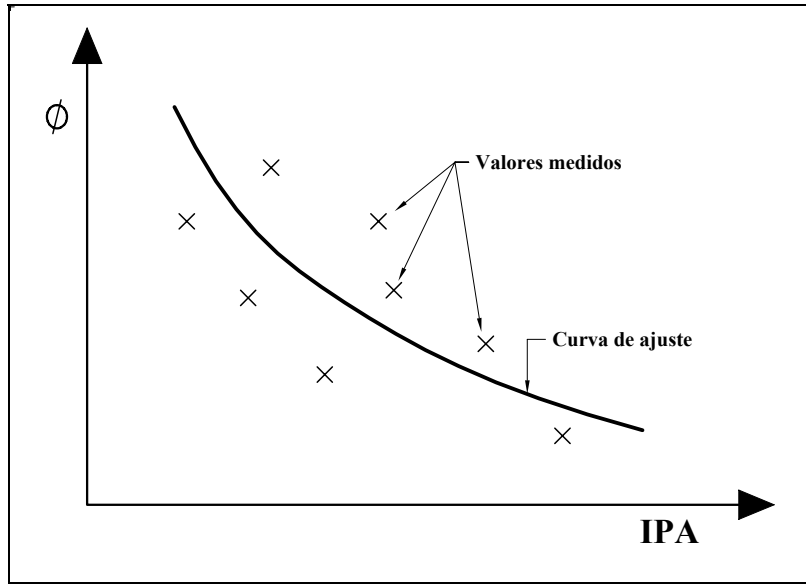


Figura 4.32. Relación entre la capacidad de infiltración media (ϕ) y el índice de precipitación antecedente (IPA).

4.6.3.1. Determinación de la capacidad de infiltración mediante infiltrómetros

Un infiltrómetro es un cilindro enterrado en el suelo, el cual al ser alimentado con agua y medir la variación del tirante a través del tiempo, permite determinar la velocidad de infiltración en ese punto.

Midiendo de esta manera, en puntos representativos de los diferentes suelos característicos de la cuenca, se obtiene la capacidad de infiltración media con

$$\bar{\phi} = \frac{1}{A_c} \sum_{i=1}^n v_i a_i \quad (4.75)$$

donde:

- $\bar{\phi}$ capacidad de infiltración media en la cuenca (mm/h).
- A_c área de la cuenca (m^2 , km^2).
- v_i velocidad de infiltración obtenida con un infiltrómetro (mm/h).
- a_i área de la subcuenca cuyas características son similares a las del punto en que se midió la velocidad (m^2 ó km^2).

4.6.3.2. Fórmula de Horton

Uno de los criterios más útiles para definir, a partir del hietograma de precipitación total, las pérdidas y en consecuencia el hietograma correspondiente a la lluvia efectiva, es el propuesto por Horton. En muchas ocasiones el proponer un índice de infiltración constante, no explica satisfactoriamente la forma de la avenida generada, siendo en estos casos donde el criterio de Horton mejora la aproximación requerida.

Para calcular la variación de la velocidad de infiltración en el tiempo, Horton propuso la ecuación siguiente:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad (4.76)$$

donde:

- f capacidad de infiltración en el instante t (mm/h).
- f_c capacidad de infiltración para t muy grande (mm/h).
- f_0 capacidad de infiltración para $t = 0$ (mm/h).
- k parámetro que depende del tipo de suelo (1/h).
- t tiempo (h).

La relación entre el tipo de suelo y los valores de f_0 , f_c y k se muestran en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15. Valores de f_0 , f_c y k .

Tipo de suelo	f_0 (mm/h)	f_c (mm/h)	k (1/min)
Agrícola normal			
- Desnudo	280	6 - 220	1.6
- Cubierto de vegetación	900	20 - 290	0.8
Turba	325	2 - 20	1.8
Areno - arcillosos:			
- Desnudos	210	2 - 25	2.0
- Cubiertos de vegetación	670	10 - 30	1.4

4.6.3.3. Cálculo de curvas de recuperación de la capacidad de infiltración

La ecuación de Horton (ecuación 4.76) supone que la intensidad de la lluvia es mayor que la capacidad de infiltración, y que durante los periodos donde no hay lluvia, la capacidad de infiltración se recupera. Aunque, no existen procedimientos ampliamente generalizados para estimar dicha recuperación, se considera razonable utilizar una función exponencial similar a la de Horton para cuantificar este proceso. Específicamente, se propone emplear la ecuación 4.77 para calcular, de manera aproximada, la velocidad de infiltración durante un período seco.

$$f = f_r + (f_0 - f_r) e^{-k_r t'} \quad (4.77)$$

en donde t' es el tiempo medido a partir del cese de la lluvia, k_r el coeficiente de recuperación, y f_r el valor de f en el tiempo t' . El coeficiente de recuperación k_r es

mucho menor que el valor de k de la fórmula de Horton ($k_r \approx 0.2k$).

Cálculo de la capacidad de infiltración en una recuperación incompleta. Cuando ocurren dos lluvias seguidas y la capacidad de infiltración no se recupera a su valor inicial f_0 , es posible utilizar la ecuación de Horton, pero es necesario modificar el valor de t .

La modificación se ilustra en la Figura 4.33 y consiste en una traslación de la curva original de infiltración. La primera tormenta termina en el tiempo t_1 , por lo que se puede emplear la ecuación de Horton desde $t = 0$ hasta $t = t_1$.

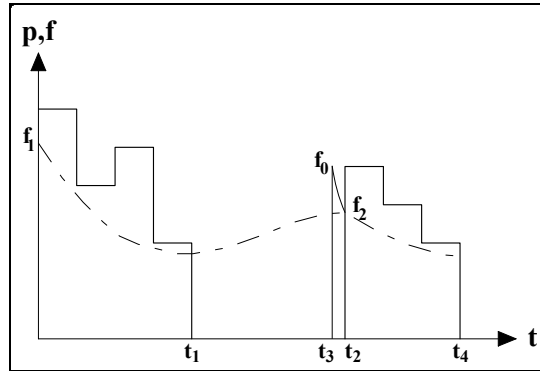


Figura 4.33. Determinación de la infiltración después de una recuperación incompleta.

El intervalo en que cesa la lluvia se inicia en el tiempo t_1 y continua hasta t_2 , que es el tiempo en que comienza la segunda lluvia. En esta etapa la infiltración puede calcularse con la ecuación 4.77, o sea, para $t_1 \leq t \leq t_2$.

En el instante t_2 la capacidad de infiltración es f_2 . Como $f_2 < f_0$, la recuperación no ha sido completa, por lo tanto la ecuación de Horton no puede aplicarse en su forma original. En este caso la curva original de infiltración se traslada hasta donde el valor de f_2 coincida con el de f ; esto también se ilustra en la Figura 4.33. Para ello será necesario encontrar el tiempo t_3 que permitirá determinar la infiltración en la curva original donde $f = f_2$ en $t = t_2$.

El valor de t_3 se puede determinar haciendo $f = f_2$ en la ecuación de Horton y resolviéndola para t denominada en la ecuación como Δt , obteniendo:

$$\Delta t = -\frac{1}{k} \ln \frac{f_2 - f_c}{f_0 - f_c} \quad (4.78)$$

por lo tanto la curva de capacidad de infiltración para el intervalo $t_2 \leq t \leq t_4$ está dada por

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{k(t-t_2+\Delta t)} \quad (4.79)$$

4.6.3.4. Cálculo de la infiltración usando el criterio de la curva masa

Cuando la intensidad de la lluvia es menor que la velocidad de infiltración del suelo, es necesario modificar la ecuación de Horton para tomar en cuenta que el suelo sólo se humedece parcialmente. El criterio para tomar en cuenta este efecto se denomina generalmente como el Método de la Infiltración Masa, dado por la ecuación siguiente:

$$F = f_c t + \frac{f_0 - f_c}{k} (1 - e^{-kt}) \quad (4.80)$$

donde F es la infiltración acumulada (en mm) y los otros parámetros son iguales que en el criterio de Horton.

A la gráfica de los valores de f dados por la ecuación 4.76 contra los de F obtenidos con la expresión 4.80, se le llama Curva Masa de Infiltración y sirve para determinar cualquier valor de f conocido el de F . Esto, como se dijo al principio, sirve para calcular la infiltración f cuando la intensidad de la lluvia es menor que la capacidad de infiltración, considerando a F como la lámina acumulada de lluvia.

4.6.3.5. Criterio de Green y Ampt para calcular la velocidad de infiltración

Una alternativa para determinar la infiltración es el criterio propuesto por Green y Ampt; este tiene la ventaja de tomar en cuenta la humedad inicial del suelo y representar de mejor forma el fenómeno de infiltración. La manera práctica de utilizar este criterio consiste en:

a) Se calcula el volumen infiltrado en el tiempo de encharcamiento según

$$F_p = \frac{k_s S_w (\theta_s - \theta_i)}{(i - k_s)} \quad (4.81)$$

donde:

- F_p volumen infiltrado en el tiempo de encharcamiento (mm).
- k_s permeabilidad del suelo (mm/h).
- S_w succión en el frente húmedo (mm).
- θ_s humedad del suelo en saturación (porcentaje).
- θ_i humedad inicial del suelo (porcentaje).
- i intensidad de la lluvia (mm/h).

Los valores de k_s , S_w , θ_s y θ_i deben ser determinados con pruebas de campo. Sin embargo, como información auxiliar, en la Tabla 4.16 se anotan algunos valores promedio de los coeficientes anteriores para diferentes tipos de suelo. En la misma Tabla se han incluido los valores de la humedad en capacidad de campo (θ_{cc}) y en punto de marchitamiento permanente (θ_{pmp}) para facilitar la selección de la humedad inicial θ_i .

b) Se calcula el tiempo de encharcamiento (en h) con la expresión

$$t_p = \frac{F_p}{i} \quad (4.82)$$

c) Se calcula el tiempo equivalente (t_e , en h) para infiltrar el volumen F_p con

$$t_e = \frac{F_p}{k_s} - \frac{S_w(\theta_s - \theta_i)}{k_s} \ln \left[1 + \frac{F_p}{S_w(\theta_s - \theta_i)} \right] \quad (4.83)$$

d) Se resuelve la ecuación siguiente para calcular la relación entre F y t .

$$t = t_p - t_e + \frac{F}{k_s} - \frac{S_w(\theta_s - \theta_i)}{k_s} \ln \left[1 + \frac{F}{S_w(\theta_s - \theta_i)} \right] \quad (4.84)$$

Con ella se puede definir una Tabla de valores que asocien a F y t .

e) Para cada valor de F se puede calcular la velocidad de infiltración empleando:

$$f = k_s + \frac{k_s S_w (\theta_s - \theta_i)}{F} \quad (4.85)$$

f) Finalmente, con los resultados de los puntos d) y e) es posible definir la curva de infiltración en el tiempo.

Tabla 4.16. Parámetros que se usan en el criterio de Green y Ampt.

Tipo de suelo	k_s ($\times 10^{-6}$ m/s)	S_w ($\times 10^{-2}$ m)	θ_s	θ_{cc}	θ_{pmp}
Arena	176.00	4.66	0.395	0.175	0.068
Arena Migajonosa	156.33	2.38	0.410	0.180	0.075
Migajón arenoso	34.67	9.52	0.435	0.250	0.115
Migajón limoso	7.20	75.30	0.485	0.370	0.180
Franco	6.95	20.00	0.451	0.315	0.155
Migajón arcillo - arenoso	6.30	11.70	0.420	0.300	0.175
Migajón arcillo - limoso	1.70	19.70	0.477	0.358	0.219
Migajón arcilloso	2.45	48.10	0.476	0.392	0.250
Arcillo arenoso	2.17	8.18	0.426	0.317	0.220
Arcillo limoso	1.03	23.00	0.492	0.410	0.284
Arcilla	1.28	24.30	0.482	0.401	0.287

4.6.3.6. Método propuesto por el U.S. Soil Conservation Service

El USSCS ha propuesto un criterio para determinar la precipitación efectiva en función de la precipitación total, uso del suelo, tratamiento (surcos, terrazas, etc.), composición (arenas, arcillas, etc.), pendiente y estado de humedad inicial.

Descripción del método:

- 1) Utilizando las tablas 4.17 y 4.18 se determina el valor del factor N , el cual toma en cuenta el uso del suelo, tratamiento del terreno (surcos, terrazas, etc.), pendiente y el tipo de suelo (desde Arenoso A, hasta Arcilloso D).
- 2) Se corrige el valor de N multiplicándolo por el factor correspondiente a la precipitación antecedente que se muestra en la Tabla 4.19, de la manera siguiente:

Si 5 días antes hubo lluvia:

- | | |
|------------------------|----------------|
| a) De menos de 2.5 cm: | Corrección A |
| b) Entre 2.5 y 5 cm: | Sin corrección |
| c) Más de 5 cm: | Corrección B |

- 3) Se calcula el parámetro S con la ecuación siguiente

$$S = \frac{25400}{N} - 254 \quad (4.86)$$

- 4) Con el valor de S y la precipitación total P , en milímetros, y empleando la ecuación 4.87, se obtiene el valor de la lámina de escurrimiento directo Q , en milímetros:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (4.87)$$

donde:

- | | |
|-----|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Q | lámina de escurrimiento directo (mm). |
| P | precipitación (mm). |
| S | diferencia potencial máxima entre la lluvia y el escurrimiento (mm), empezando al iniciarse la tormenta. |

Un criterio alternativo al mostrado en la Tabla 4.18 para la clasificación de suelos, es el indicado en la Tabla 4.20, donde la clasificación depende de la velocidad de infiltración.

4.7. MODELOS LLUVIA - ESCURRIMIENTO EN ZONAS URBANAS

Las cuencas urbanas, son cuencas cuyas condiciones se modifican en el tiempo, 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 suponiendo que su probabilidad de ocurrencia es idéntica a la de la tormenta utilizada para

generarla.

Es común que no se cuente con registros adecuados 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 y derivación, talas, urbanización, etc.

Tabla 4.17. Selección de N.

Uso del suelo o cobertura	Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
	A	B	C	D
Áreas urbanas completamente desarrolladas (vegetación establecida) Césped, espacios abiertos, parques, campos de golf, panteones, etc.				
* Buena condición; cubierta de pasto el 75% o más del área	39	61	74	80
* Condición regular; cubierta de pasto de 50 al 75% del área	49	69	79	84
* Mala condición; cubierta de pasto menos del 50% del área	68	79	86	89
Lotes de estacionamiento pavimentados, techados, entrada de autos, etc.	98	98	98	98
Calles y caminos:				
* Pavimentados con banquetas y drenaje de aguas pluviales	98	98	98	98
* De grava	76	85	89	91
* De terracería	72	82	87	89
* Pavimentados con cunetas	83	89	92	93
Áreas comerciales y de negocios (85%)*	89	92	94	95
Zonas industriales (72%)*	81	88	91	93
Rancharías, pueblos y zonas urbanas (65%) Con lotes de 500 m ² o menos	77	85	90	92
Residencial: Tamaño promedio del lote:				
1000 m ² (38%)*	61	75	83	87
1300 m ² (30%)*	57	72	81	86
2000 m ² (25%)*	54	70	80	85
4000 m ² (20%)*	51	68	79	84
8000 m ² (12%)*	46	65	77	82
Áreas urbanas en desarrollo (vegetación no establecida)	77	86	91	94

* Porcentaje promedio de impermeabilidad considerado.

continuación

Uso de suelo o cobertura vegetal			Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
Uso del suelo	Práctica de tratamiento	Condición hidrológica	A	B	C	D
Suelo agrícola cultivado:						
* Barbechado	-Hileras rectas, Cultivo de conservación	Mala Buena	77 76 74	86 85 83	91 90 88	94 93 90
* Cultivos en Hileras	- Hileras en línea recta - Cultivo de conservación - En contorno - En contorno y cultivo. - En contorno y de conservación - En contorno y terrazas - En contorno y terrazas, cultivo - En contorno y de conservación	Mala Buena Mala Buena Mala Buena Mala Buena Mala Buena Mala Buena	72 67 71 64 70 65 69 64 66 62 65 61	81 78 80 75 79 75 78 74 74 71 73 70	88 85 87 82 84 82 83 81 80 78 79 77	91 89 90 85 88 86 87 85 82 81 81 80
* Granos pequeños	- Hileras en línea recta - Cultivo de conservación - En contorno - En contorno y cultivo. - En contorno y de conservación - En contorno y terrazas - En contorno y terrazas, cultivo - En contorno y de conservación	Mala Buena Mala Buena Mala Buena Mala Buena Mala Buena Mala Buena	65 63 64 60 63 61 62 60 61 59 60 58	76 75 75 72 74 73 73 72 72 70 71 69	84 83 83 80 82 81 81 80 79 78 78 77	88 87 86 84 85 84 84 83 82 81 81 80

continuación

Uso de suelo o cobertura vegetal			Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
Uso del suelo	Práctica de tratamiento	Condición hidrológica	A	B	C	D
Suelo agrícola cultivado:						
* Siembra densa, leguminosas o praderas con rotación	- Hileras en línea recta - Cultivo de conservación - En contorno	Mala Buena Mala Buena Mala Buena	66 58 64 55 63 51	77 72 75 69 73 67	85 81 83 78 80 76	89 85 85 83 83 80
* Hierba pasto	o Sin tratamiento mecánico	Mala Regular Buena	68 49 39	79 69 61	86 79 74	89 84 80
	En contorno	Mala Regular Buena	47 25 6	67 59 35	81 75 70	88 83 79
* Praderas			30	58	71	78
* Áreas forestales, pastos huertos, perennes caducifolios	o o	Mala Regular Buena	55 44 32	73 65 58	82 76 72	86 82 79
* Matorral, maleza		Mala Buena	48 20	67 48	77 65	83 73
* Bosques		Mala Regular Buena	45 36 25	66 60 55	77 73 70	83 79 77
* Granjas			59	74	82	86
* Forestal pasto, Herbáceas	-	Mala Regular Buena		79 71 61	86 80 74	92 89 84
* Robles álamos	-	Mala Regular Buena		65 47 30	74 57 41	
* Enebro pasto	-	Mala Regular Buena		72 58 41	83 73 61	

Para suelos agrícolas:

- Condición hidrológica mala: Tiene menos del 25% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica regular: Tiene entre 25 y 50% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica buena: Tiene más del 50% del terreno cubierto.

Para uso forestal:

- Condición hidrológica mala: Tiene menos del 30% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica regular: Tiene entre 30 y 70% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica buena: Tiene más del 70% del terreno cubierto.

Tabla 4.18. Clasificación de suelos.

Tipo de suelo	Descripción
A	Arenas con poco limo y arcilla (escurrimiento mínimo)
B	Arenas finas y limos
C	Arenas muy finas, limos y bastante arcilla
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo)

Tabla 4.19. Factores de corrección del número de escurrimiento N , según la precipitación antecedente.

N	Corrección A	Corrección B
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. 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 el caso de predicción de avenidas frecuentes.

Tabla 4.20. Clasificación de suelos.

Tipo de suelo	Infiltración mínima (mm/h)
A	7.62 - 11.43
B	3.81 - 7.62
C	1.27 - 3.81
D	0.00 - 1.27

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.

Debido a que la cantidad y la calidad de la información disponible varían en gran forma 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 una lluvia sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican en:

- a) **Métodos directos o empíricos.**- Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta es función, principalmente, de las características físicas de la cuenca; ejemplo de estos métodos, son: el racional y 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 Road Research Laboratory y el del hidrograma unitario.
- 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. Ejemplo de este método es el de Chicago.

5. ESTIMACIÓN DE GASTOS PLUVIALES

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

- La cuenca en estudio está urbanizada y es relativamente chica; de manera que se considera que no es necesaria la simulación detallada de su funcionamiento mediante modelos matemáticos. Este caso incluye a subcuencas asociadas a un sistema principal de drenaje, aunque en el diseño de este último se requiere de una simulación como la mencionada.
- La cuenca se drena en forma natural; es decir, no existen drenes artificiales que determinen 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, los más importantes son:

- 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).

La determinación de la función compleja $Q = F(A, f, S, i, k)$, condujo a los investigadores sobre este tema, a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionaran a todos los factores que intervienen en ella. De las primeras investigaciones se obtuvieron el método racional y el de Burkli - Ziegler. Posteriormente se han desarrollado otros métodos.

5.1. MÉTODO RACIONAL

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escurrimiento, su origen se remonta a 1851 ó 1889; debido a su sencillez es uno de los más utilizados. Está basado en considerar que, sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un cierto tiempo, de manera que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que esto se alcanza cuando la intensidad de lluvia es aproximadamente constante durante una cierta duración, que se considera es igual al tiempo de concentración de la cuenca (Figura 5.1). La fórmula racional se plantea como:

$$Q_p = 0.278 CiA \quad (5.1)$$

donde:

- Q_p gasto de pico (m^3/s).
- C coeficiente de escurrimiento (Tabla 4.13).
- i intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h).
- A área de la cuenca (km^2).
- 0.278 factor de conversión de unidades.

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:

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad (5.2)$$

donde:

- t_c tiempo de concentración.
- t_{cs} tiempo de concentración sobre la superficie.
- t_t tiempo de traslado a través de los colectores.

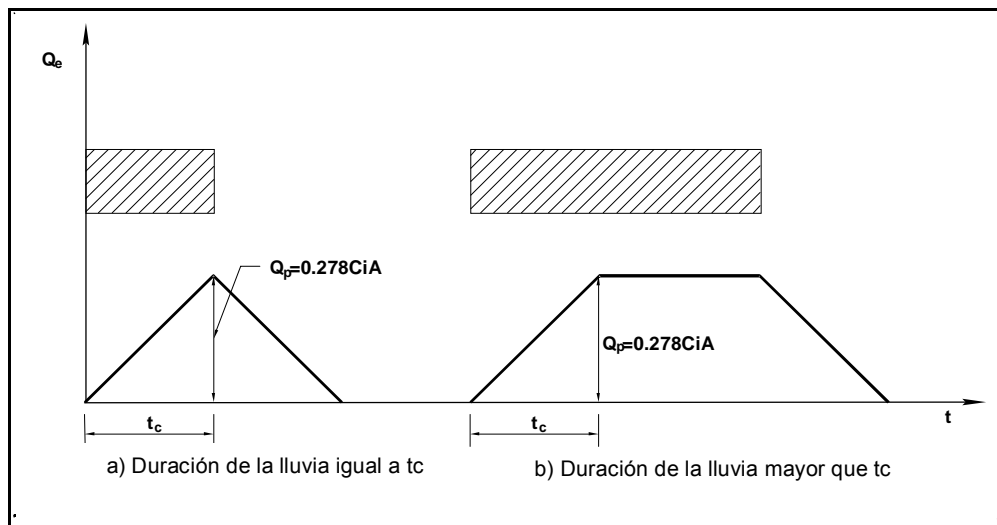


Figura 5.1. Representación gráfica del método racional.

Para estimar el tiempo de concentración a través de la superficie, se utiliza la fórmula propuesta por Kirpich, que se define como:

$$t_{cs} = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (5.3)$$

donde:

- t_{cs} tiempo de concentración sobre la superficie (h).
- L longitud del cauce principal (m).

S pendiente media del cauce principal (decimal).

Algunos autores proponen otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración a través de la superficie. Sin embargo, la ecuación 5.3 es la más utilizada en México. Para calcular la pendiente media del cauce principal existen también varios criterios; la selección del más adecuado depende de la precisión de los datos de que se disponga sobre el perfil del cauce principal.

Para determinar el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (5.4)$$

donde:

- V velocidad media de traslado (m/s).
- n coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional).
- R radio hidráulico (m).
- S pendiente hidráulica del tramo (adimensional).

Para mayor información sobre esta fórmula recurrir al inciso 3.4.2 de este manual.

El tiempo de traslado resulta entonces:

$$t_t = \frac{\ell}{V} \quad (5.5)$$

donde:

- t_t tiempo de traslado, (s).
- ℓ longitud del tramo en el cual escurre el agua, (m).
- V velocidad media de traslado, (m/s).

5.2. MÉTODO GRÁFICO ALEMÁN

Este método sirve para calcular avenidas de diseño en colectores. 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 les corresponde, utilizando la ecuación 5.2.
- 3) Se calcula el tiempo de concentración asociado a la cuenca (t_c) y se considera que la lluvia tiene la misma duración; es decir:

$$d = t_c \quad (5.7)$$

donde:

d duración de la lluvia, (min).

t_c tiempo de concentración en toda la cuenca, (min).

- 4) Se determina el período de retorno, T_r , con alguno de los criterios descritos en el siguiente capítulo.
- 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. Si no se de las curvas, se obtiene la precipitación P , como se menciona en el inciso 4.3.1, y se divide entre la duración para obtener la intensidad de la lluvia correspondiente i .
- 6) Con la fórmula racional (ecuación 5.1), se estima el escurrimiento 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 linealmente en un tiempo igual al 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 (d) y por último, la recesión también se realiza en un tiempo igual al de concentración, como se muestra en la Figura 5.2.
- 8) Se calcula el hidrograma de escurrimiento total, para lo cual se procede de la manera siguiente:
 - 8.1) 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.
 - 8.2) 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. En la Figura 5.3 se muestra gráficamente este proceso.

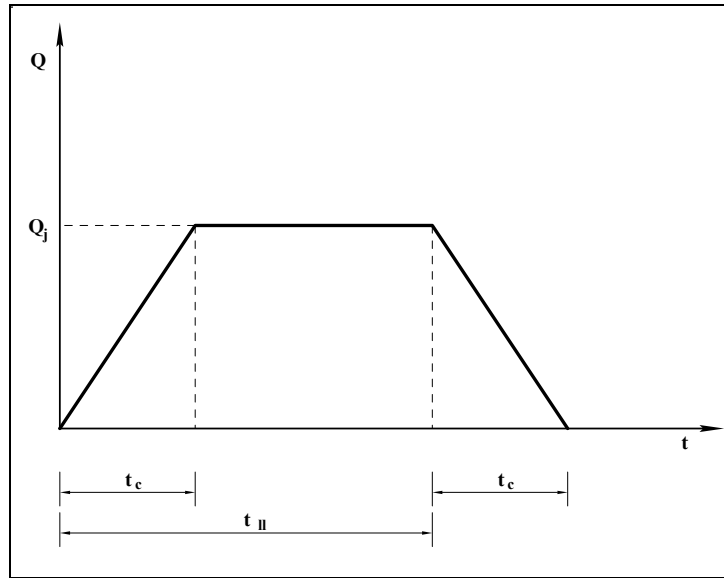


Figura 5.2. Hidrograma de escurrimiento.

8.3) 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 Figura 5.4 se indica la manera de hacerlo.

El tiempo de concentración, t_c , se calcula con la ecuación 5.2, el tiempo de traslado, t_t , definido por la ecuación 5.5, 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 gráfico alemán 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.

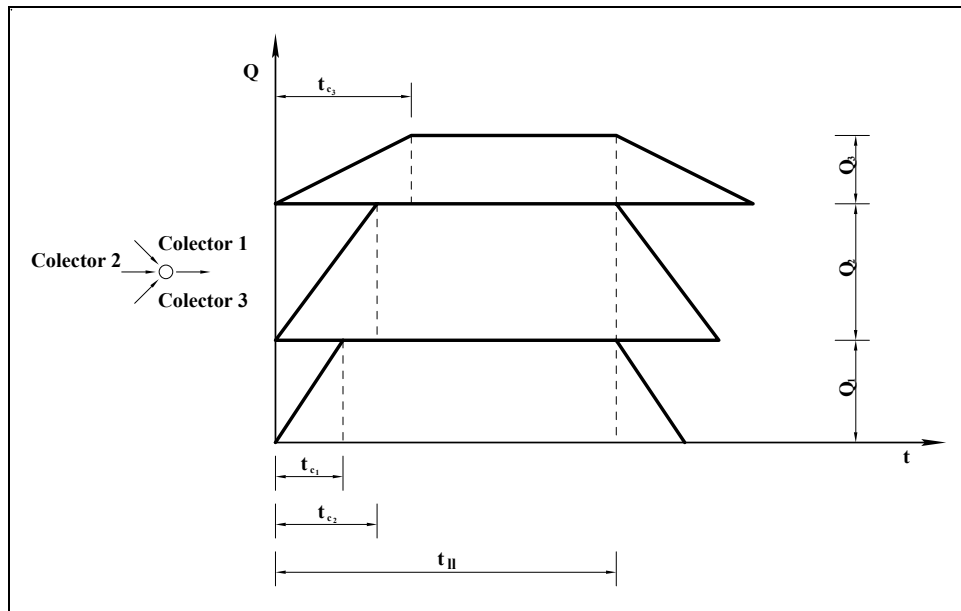


Figura 5.3. Suma de hidrogramas de colectores concurrentes.

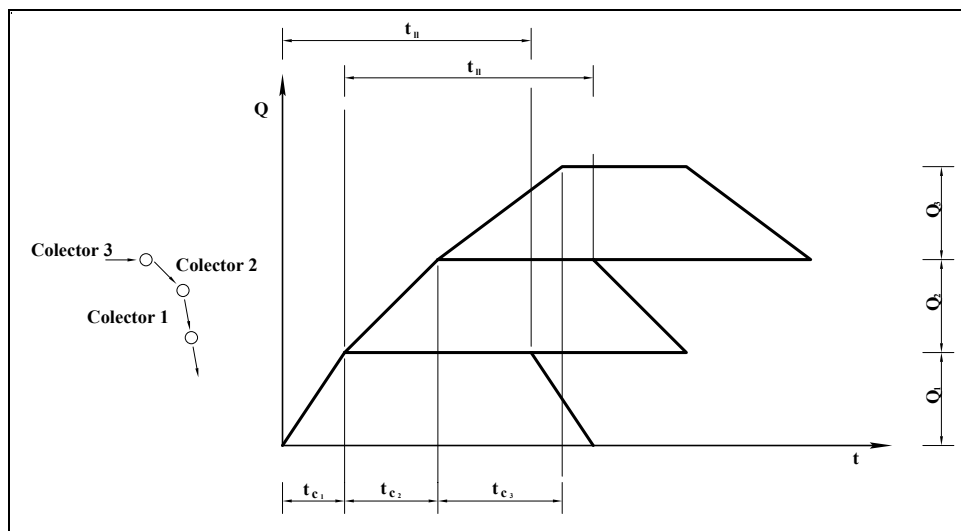


Figura 5.4. Suma de hidrogramas de colectores consecutivos.

5.3. 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 como sigue:

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.

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

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 isocronas (líneas de igual tiempo de traslado).

El tiempo de traslado se calcula con la ecuación:

$$t_t = t_{ts} + t_{ta} \quad (5.8)$$

donde:

- t_t tiempo de traslado (min).
- t_{ts} tiempo de traslado sobre la superficie (min).
- t_{ta} tiempo de traslado a través de las alcantarillas (min).

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

$$t_{ts} = \frac{k\ell^a}{i^b S^c} \quad (5.9)$$

donde:

- t_{ts} tiempo de traslado sobre la superficie (min).
- ℓ longitud del cauce principal sobre la superficie (m).
- S pendiente media de la superficie (porcentaje).
- i intensidad de la lluvia (mm/h).

k, a, b, c coeficientes que se obtienen de la Tabla 5.1, en función del tipo de superficie.

Tabla 5.1. 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
Pastos recortados	168.60	0.298	0.785	0.307

La ecuación 5.9 se calibró en elementos cuyas longitudes varían entre 3 y 31 m, con pendiente de 0 a 7% 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 alcantarillado se utilizan las ecuaciones 5.4 y 5.5.

Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento se anotan en el plano y se dibujan las curvas isocronas (Figura 5.5a). Se recomienda definir de 3 a 6 isocronas, para incrementos de tiempo Δt constantes.

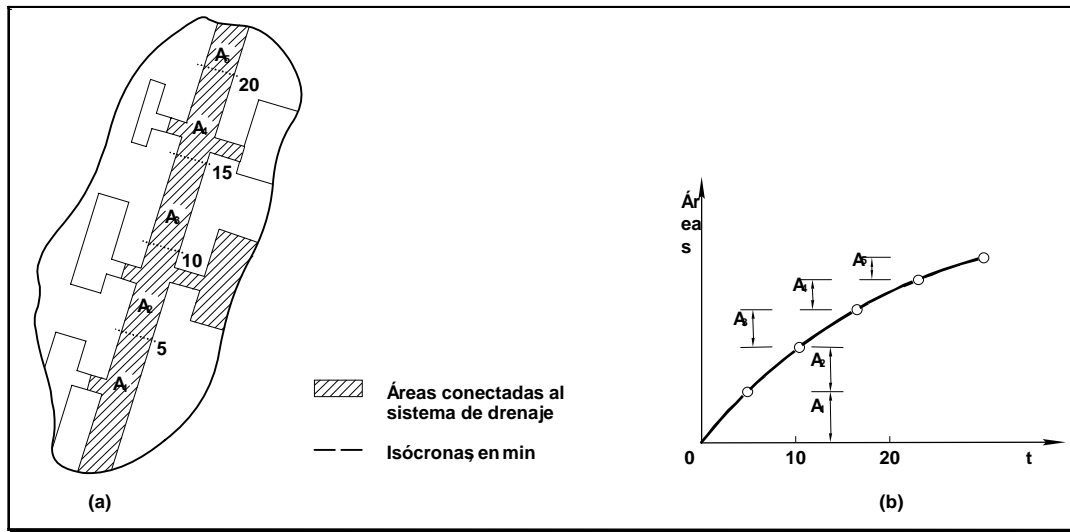


Figura 5.5. Curva áreas - tiempo.

3) Hidrograma virtual de entrada

Se calcula el hidrograma virtual de entrada al sistema de alcantarillado como sigue:

- 3.1) 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 comprendida 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 dibujan estos valores como se muestra en la Figura 5.5b.
- 3.2) Se construye un hidrograma de precipitación para un intervalo de tiempo Δt igual al de la separación entre isocronas. Los valores de precipitación en cada intervalo de tiempo se designan como P_1, P_2, P_n .
- 3.3) Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned}
q_1 &= 0 \\
q_2 &= A_1 P_1 \\
q_3 &= A_1 P_2 + A_2 P_1 \\
q_4 &= A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1 \\
&\vdots \\
q_n &= A_1 P_{n-1} + A_2 P_{n-2} + \dots + A_{n-1} P_1
\end{aligned}
\tag{5.10}$$

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada, dado por las ecuaciones 5.10, estarán separadas entre sí un intervalo de tiempo Δt . Los valores de A_1, A_2, \dots, A_{n-1} se obtienen a partir de la Figura 5.5b.

4) Regulación en las atarjeas

La regulación en las atarjeas del hidrograma virtual de entrada (Figura 5.6a) se calcula de la forma siguiente:

4.1) Se obtiene la relación almacenamiento - descarga (Figura 5.6b).

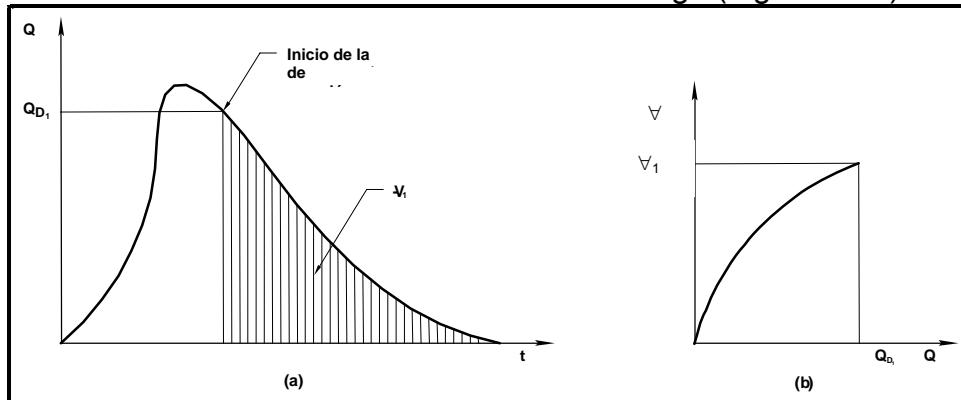


Figura 5.6. Curva gasto de descarga - volúmenes de almacenamiento.

Para determinar el almacenamiento ∇ 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 4; para condiciones que van desde que el tramo conectado al punto de estudio está prácticamente vacío, hasta que está completamente lleno.

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: $Y_i/D_i = 1/4, Y_i/D_i = 1/2, \dots, Y_i/D_i = 1$; donde Y_i y D_i significan el tirante y el diámetro en el tramo i .

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 3.6, 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 ∇ . El valor de Q_D se calcula a partir de la ecuación de continuidad ($Q = AV$); donde A es el 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/D , escogida para obtener el valor de ∇ ; V es la velocidad media del flujo y su valor se obtiene con la ecuación 5.4. Se dibujan los valores de Q_D y ∇ y se obtiene la curva mostrada en la Figura 5.6b.

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

- 4.1.1) 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.
- 4.1.2) 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.
- 4.1.3) A partir del punto donde se inicia la recesión se toma otro punto, diferente del indicado en el paso 4.1.1, y se vuelve a calcular el área bajo la curva para obtener otro volumen de almacenamiento y el gasto correspondiente (Figura 5.6a).
- 4.1.4) Se repite el paso 4.1.3 tantas veces como sea necesario.
- 4.1.5) Se dibujan las parejas de valores obtenidos y se unen, formando la curva gasto de descarga - volumen de almacenamiento, como se observa en la Figura 5.6b.

Si se cuenta con varios hidrogramas la curva de gastos de descarga contra tiempo se define de manera más precisa.

- 4.2) Se hace el tránsito del hidrograma virtual de entrada. La Figura 5.7 muestra las curvas $\overline{Oq_1q_2}$ que representa un tramo del hidrograma virtual de entradas y $\overline{OQ_1Q_2}$ que representa un tramo del hidrograma de salidas en el punto de interés. Expresando la ecuación de continuidad en incrementos finitos, se tiene que:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2) = \frac{\Delta t}{2}(Q_1 + Q_2) + S_2 - S_1 \quad (5.11)$$

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 5.11, esta puede escribirse:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2 - Q_1) + S_1 = \frac{\Delta t}{2} Q_2 + S_2 \quad (5.12)$$

Conocido el valor del lado izquierdo de la ecuación 5.12 y asignándole un valor K , la ecuación puede resolverse por tanteos encontrando una pareja de valores Q_2 y S_2 en la curva de gastos de descarga contra volúmenes almacenados definida en el paso 4.1, tal que cumpla con la igualdad:

$$K = \frac{\Delta t}{2} Q_2 + S_2 \quad (5.13)$$

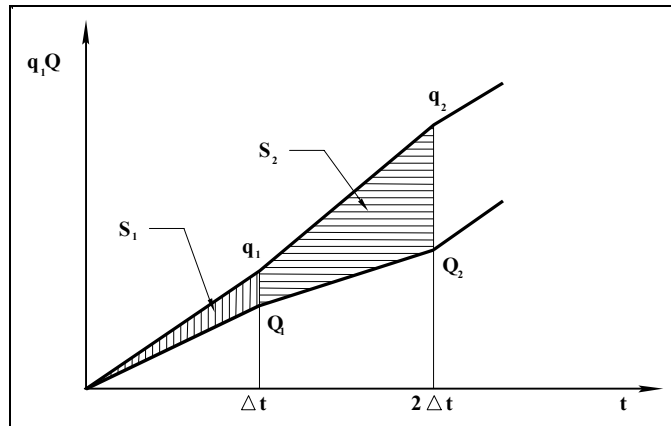


Figura 5.7. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

Para que el lado izquierdo de la ecuación 5.12 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.

5.4. MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

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 (Figura 5.8).

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 (Figura 5.9).

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 (Figura 5.10).

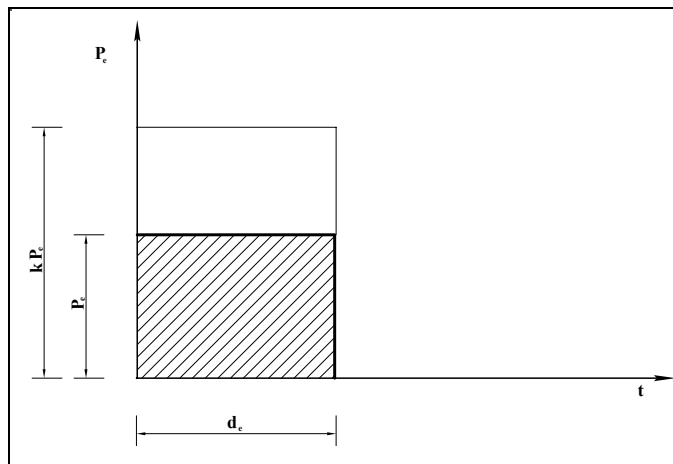


Figura 5.8. Tiempo base de un hidrograma.

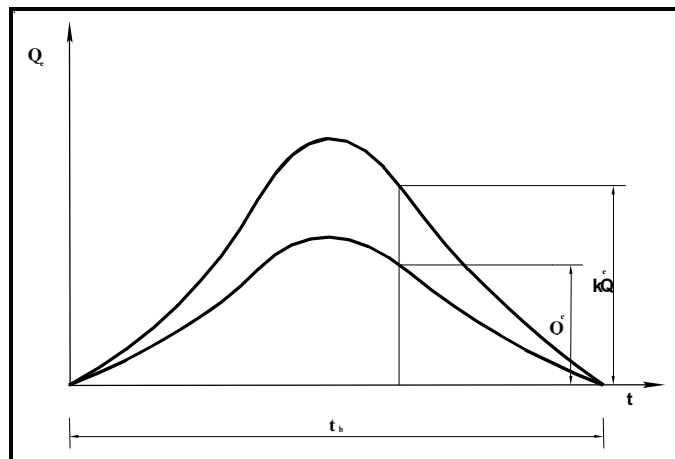


Figura 5.9. Ordenadas proporcionales del hidrograma.

Un ejemplo para aplicar el concepto del hidrograma unitario es el siguiente:

Supóngase que en una cuenca con área de 1,080 km², se conoce un hidrograma de escurrimiento total y el hidrograma que lo produjo (Figura 5.11).

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 punteada de la Figura 5.11b), 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 (Figura 5.11b).

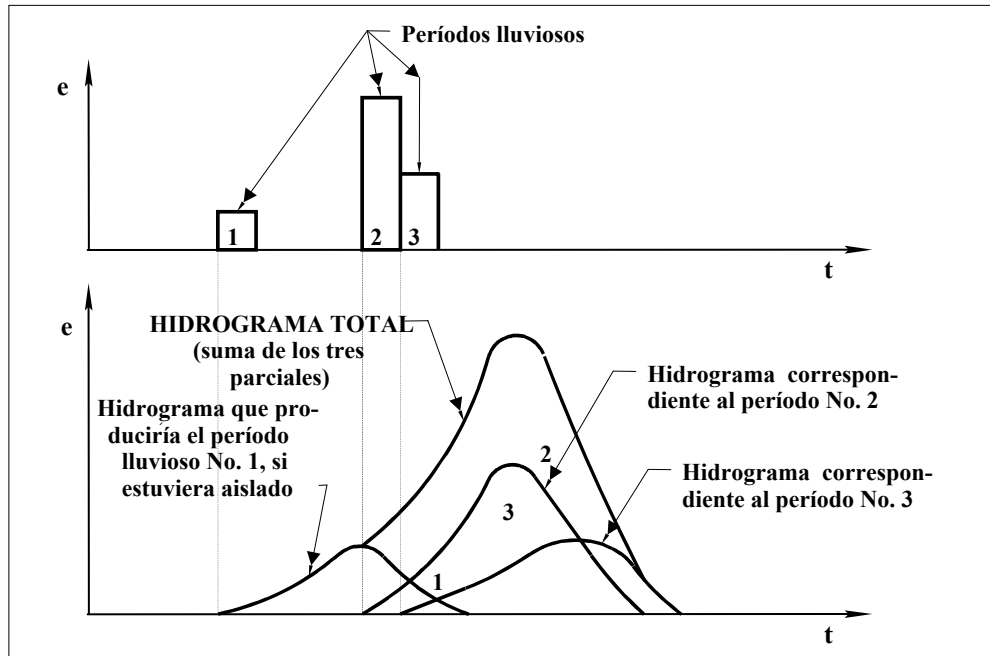


Figura 5.10. Superposición de hidrogramas.

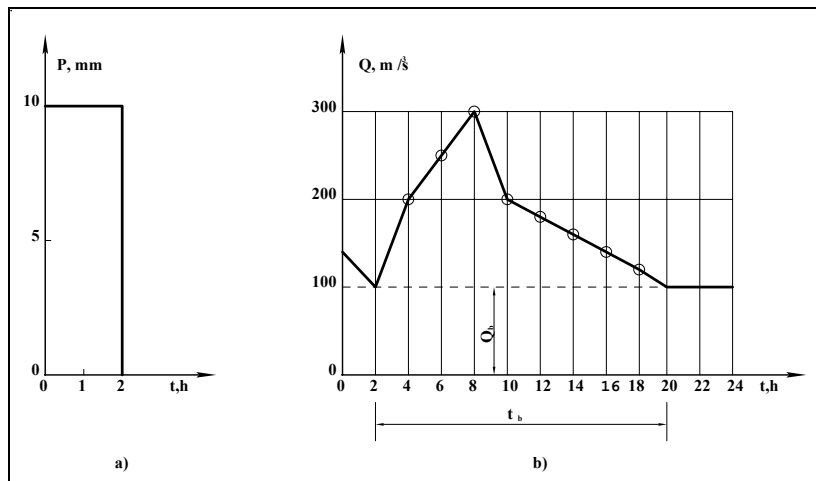


Figura 5.11. Hietograma e hidrograma total de una cuenca.

Con lo anterior se puede conocer, en primer lugar, el volumen de escurrimiento directo, y, en segundo, el tiempo base t_b . Por lo que en este ejemplo el volumen de escurrimiento directo resulta ser de:

$$\Delta t \sum_{i=1}^8 Q_i =$$

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

y el tiempo base es de 18 h, como se observa en la Figura 5.11b.

Una vez calculado el volumen de escurrimiento directo, se determina la altura de lluvia efectiva, que para este ejemplo es de:

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

y la duración en exceso, como se puede apreciar en la Figura 5.11a, es de 2 h.

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 Figura 5.11a, pero con sus ordenadas reducidas a una quinta parte, ya que la altura de la lluvia efectiva fue de 5 mm. Entonces, dividiendo las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo de la Figura 5.11a entre 5 se obtiene el hidrograma unitario de la Figura 5.12.

Con este hidrograma unitario es posible determinar hidrogramas de escurrimiento directo para cualquier tormenta cuya duración de lluvia en exceso sea de 2 h. Supongamos que la tormenta representada por el hietograma de la Figura 5.13a, tiene una duración en exceso de 2 h y una altura de precipitación efectiva de 10 mm: el hidrograma de escurrimiento directo que se producirá con esta tormenta se obtiene multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario de la Figura 5.12 por 10 mm.

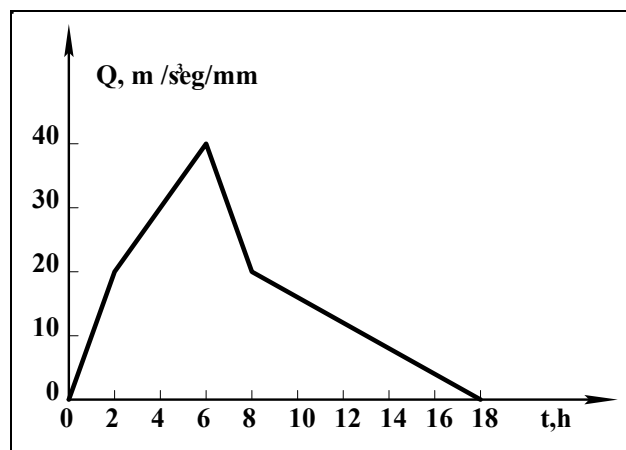


Figura 5.12. Hidrograma unitario para $d_e = 2$ h.

Como es aceptado el principio de superposición de causas y efectos, el hidrograma unitario de la Figura 5.12 sirve para tormentas cuya duración en exceso sea múltiplo de 2 h. Supóngase que la tormenta de la Figura 5.14a, 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 Figura 5.12 a cada una de estas dos tormentas, sumando las ordenadas y, obviamente, defasando el segundo hidrograma 2 h del primero, se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo producido por la tormenta completa, el cual se presenta en la Figura 5.14b.

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

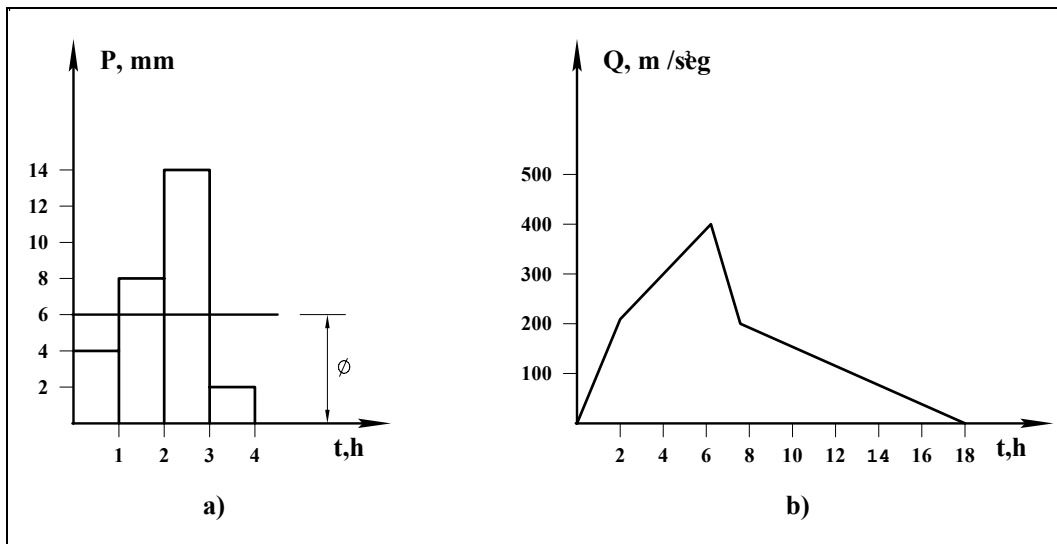


Figura 5.13. Hietograma e hidrograma.

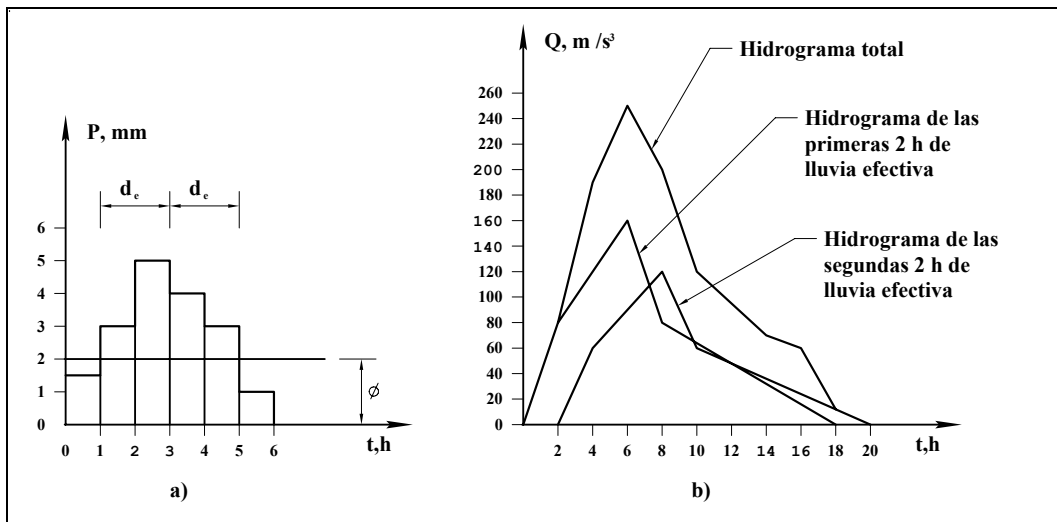


Figura 5.14. Hietograma e hidrograma.

5.5. 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 esta formado por un número muy grande barras cada una con duración d_e y altura efectiva de precipitación de 1 mm (Figura 5.15a). De acuerdo con el principio de superposición de causas y efectos, se tendrá un hidrograma de escurrimiento directo similar al de la Figura 5.16.

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

$$i = \frac{1 \text{ mm}}{d_e} \quad (5.14)$$

entonces, el gasto de equilibrio, Q_e , resulta:

$$Q_e = A i = A \frac{1 \text{ mm}}{d_e} \quad (5.15)$$

Nótese que la ecuación 5.15 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 ec. 5.14 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 (Figura 5.15b).

Es común que al sumar las ordenadas de los hidrogramas unitarios no se llegue al gasto de equilibrio definido por la ecuación 5.15, sino que se presentan oscilaciones en la parte superior de la curva S, como se muestra en la Figura 5.17.

Esto ocurre para duraciones en exceso grandes, 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 se sale 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:

$$t_c = t_b - d_e \quad (5.16)$$

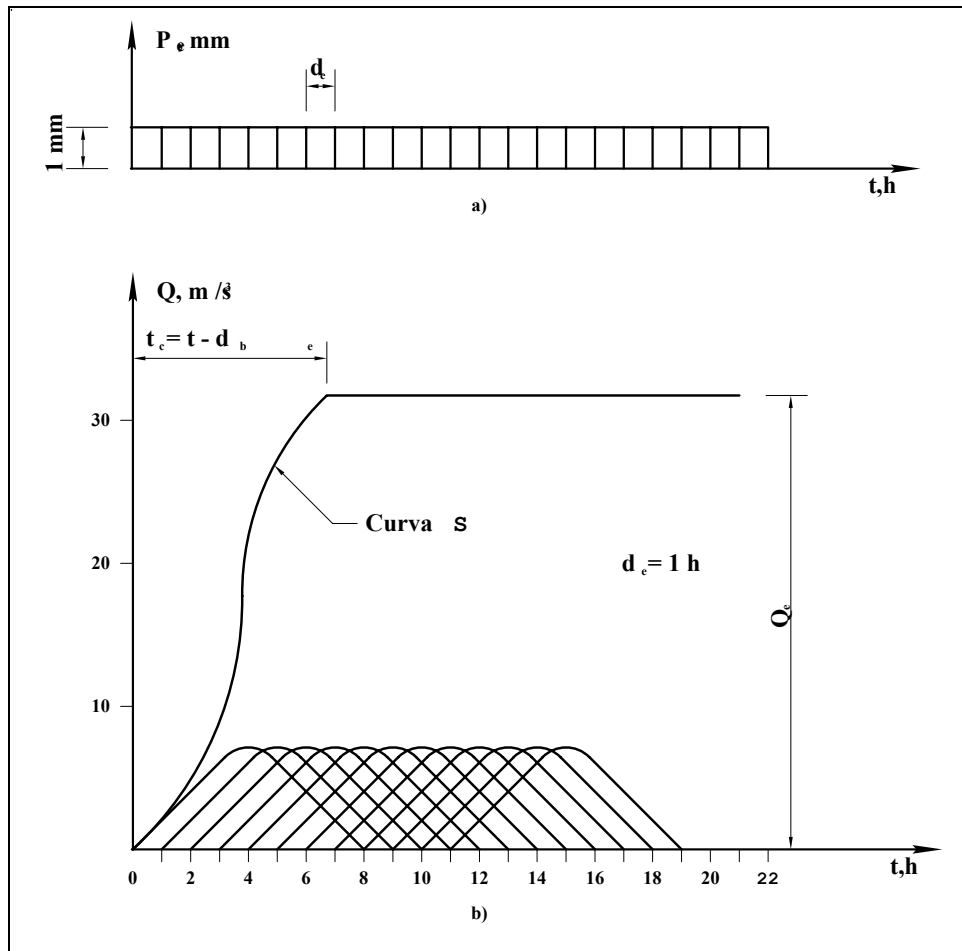


Figura 5.15. Curva S.

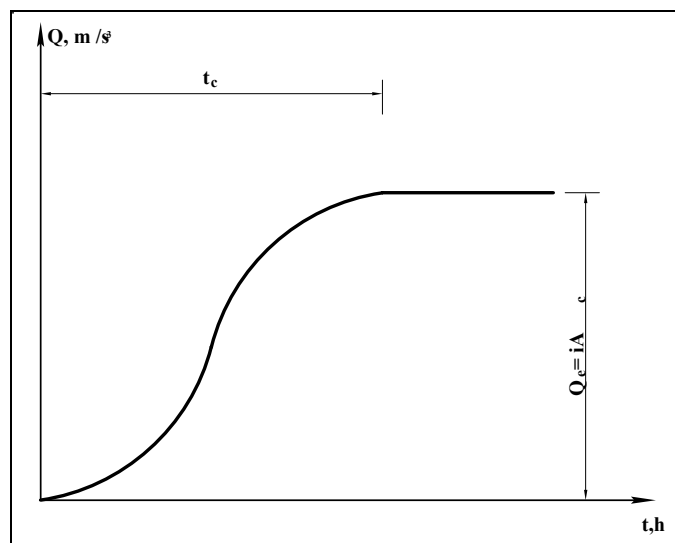


Figura 5.16. Tiempo de concentración t_c en la curva $Q - t$.

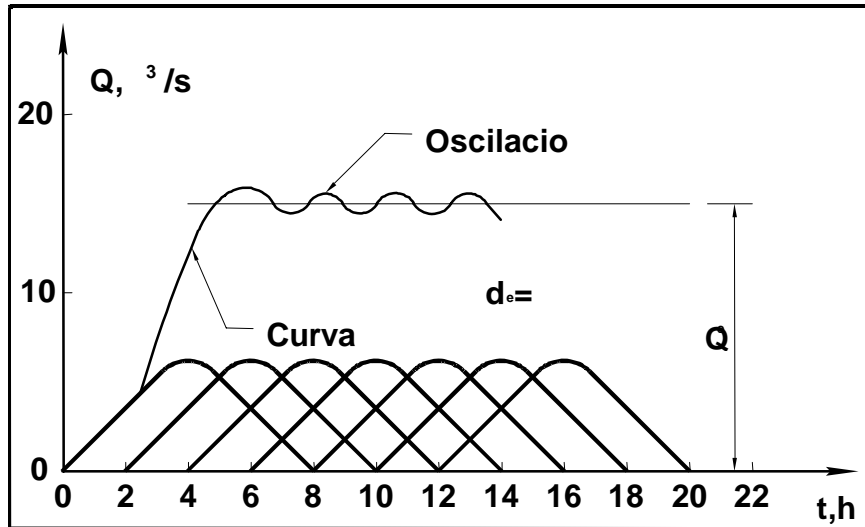


Figura 5.17. Oscilaciones en la curva S.

Donde:

- t_c tiempo de concentración (min).
- t_b tiempo base del hidrograma unitario (min).
- d_e duración en exceso (min).

El gasto de equilibrio es el dado por la ecuación 5.15.

Si la curva S de la Figura 5.15b se desplaza d_e horas en el tiempo y las ordenadas de la curva desplazada se restan de la original, el resultado 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 (Figura 5.18). 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 .

5.6. MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTÁNEO

El hidrograma unitario obtenido en el subcapítulo 5.4 no toma en cuenta la variación temporal de la precipitación en el lapso igual a la duración de la lluvia efectiva. Para superar esta limitación, se han desarrollado métodos que, apoyados en el principio del hidrograma unitario, permiten que la variación de la precipitación sea tomada en cuenta para cualquier intervalo de tiempo. A estos métodos se les llama del hidrograma unitario instantáneo.

Considérense los hietogramas de lluvia efectiva mostrados en la Figura 5.19. Se observa que tanto la altura total de la lluvia efectiva como la duración en exceso, en este caso $d_e = 14 \text{ h}$, es igual en los tres hietogramas; por lo tanto, si se tiene un hidrograma unitario para esta duración en exceso, se obtendrían los respectivos hidrogramas unitarios de escurrimiento directo. Sin embargo, en este caso los tres

hidrogramas resultarían exactamente iguales, lo que no sucede en la realidad.

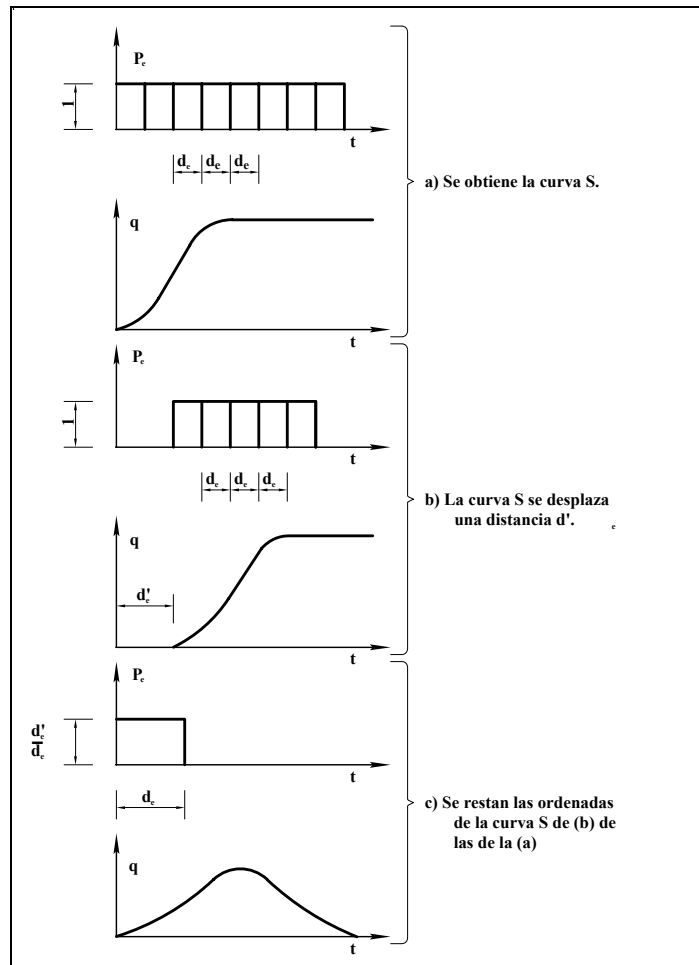


Figura 5.18. Defasamiento de la curva S.

Sea el hidrograma unitario para duración en exceso d_e mostrado en la Figura 5.20a. Si se presenta una tormenta, como la de la Figura 5.20b, con varios períodos lluviosos, cada uno de ellos de duración en exceso d_e , entonces, de acuerdo con el principio de superposición de causas y efectos, los hidrogramas producidos por cada barra del hidrograma serán los mostrados en las Figuras 5.20c, d y e; entonces el hidrograma de la tormenta completa será el mostrado en la Figura 5.20f.

Si U_i es la i -ésima ordenada del hidrograma unitario (Figura 5.20a), y P_j es la j -ésima lluvia del hidrograma (Figura 5.20b), las ordenadas Q_i del hidrograma (Figura 5.20f), son en este caso:

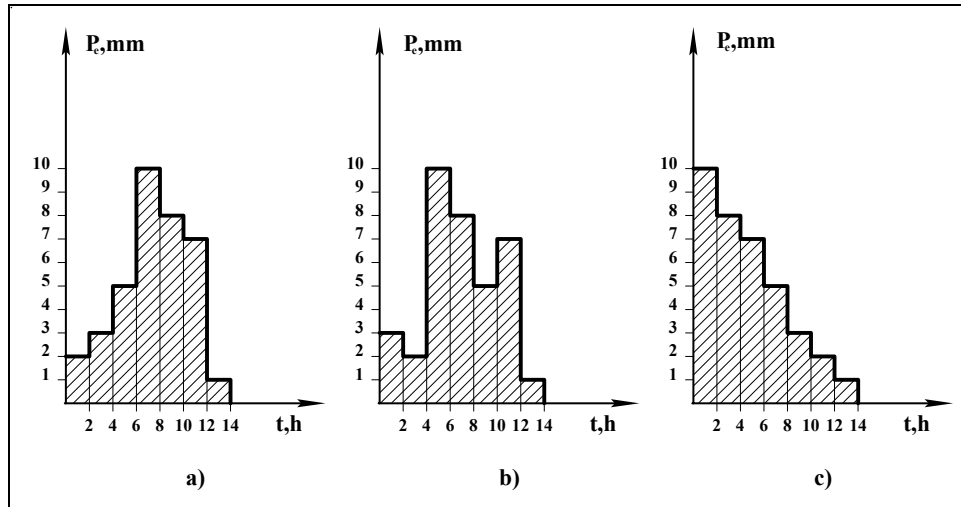


Figura 5.19. Hietogramas de lluvia efectiva.

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= P_1 U_1 \\
 Q_2 &= P_1 U_2 + P_2 U_1 \\
 Q_3 &= P_2 U_3 + P_3 U_1 \\
 Q_4 &= P_2 U_3 + P_3 U_2 \\
 Q_5 &= P_3 U_3
 \end{aligned}
 \tag{5.17}$$

En general, la k-ésima ordenada del hidrograma, Q_k , es:

$$Q_k = \sum_{j=1}^k P_j U_{k-j+1}
 \tag{5.18}$$

Considérese el problema inverso, es decir, en el que se conoce el hidrograma (Figura 5.20f) y la precipitación (Figura 5.20b), se desea obtener un hidrograma unitario como el de la Figura 5.20a. El sistema de ecuaciones 5.17 sigue siendo válido; este sistema se puede escribir como:

$$P \{U\} = \{Q\}
 \tag{5.19}$$

donde:

$$P = \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 \\ P_2 & P_1 & 0 \\ P_3 & P_2 & P_1 \\ 0 & P_3 & P_2 \\ 0 & 0 & P_3 \end{bmatrix} \quad \{U\} = \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} \quad \{Q\} = \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{Bmatrix}$$

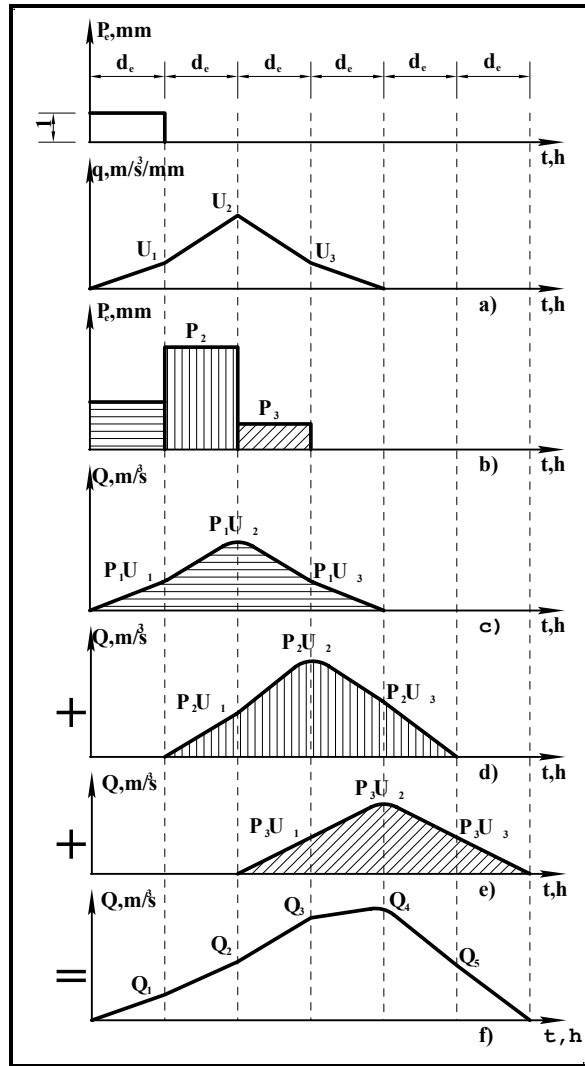


Figura 5.20. Hidrograma unitario instantáneo.

La incógnita es entonces el vector $\{U\}$; sin embargo, en el sistema 5.17 se tienen cinco ecuaciones con tres incógnitas, por lo que el sistema es indeterminado y no existen valores de $\{U\}$ que satisfagan simultáneamente las cinco ecuaciones. Así, para tener una solución del sistema 5.19 es necesario aceptar un cierto error en cada una de los componentes de $\{U\}$; naturalmente, es deseable que dicho error sea el mínimo posible. Se puede demostrar que el mínimo error en los valores de $\{U\}$ ocurre, si la ecuación 5.19 se premultiplica por la matriz transpuesta de P :

$$P^T P \{U\} = P^T \{Q\} \quad (5.20)$$

Lo que en este caso resultaría:

$$\begin{bmatrix} P_1^2 + P_2^2 + P_3^2 & P_1P_2 + P_2P_3 & P_1P_3 \\ P_1P_2 + P_2P_3 & P_1^2 + P_2^2 + P_3^2 & P_1P_2 + P_2P_3 \\ P_1P_3 & P_1P_2 + P_2P_3 & P_1^2 + P_2^2 + P_3^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1Q_1 + P_2Q_2 + P_3Q_3 \\ P_1Q_2 + P_2Q_3 + P_3Q_4 \\ P_1Q_3 + P_2Q_4 + P_3Q_5 \end{Bmatrix} \quad (5.21)$$

El sistema de ecuaciones 5.20 es ya un sistema determinado, con una solución única. Esta solución proporciona el valor del vector $\{U\}$. Nótese que en el caso del hidrograma unitario instantáneo, siempre debe especificarse la duración en exceso, que es la duración de las barras del hidrograma de la Figura 5.20b. También al calcular el área bajo la curva del hidrograma unitario debe ser igual al área de la cuenca.

Asimismo, véase por ejemplo la ecuación 5.17, en todos los casos el número de ordenadas del hidrograma final N_Q está ligado con el número de barras del hidrograma N_P y al número de ordenadas del hidrograma unitario N_U por medio de la ecuación

$$N_Q = N_P + N_U - 1 \quad (5.22)$$

Con esta ecuación es posible saber de antemano el número de ordenadas que tendrá el hidrograma unitario y, por lo tanto, el orden de la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones 5.20.

También conviene hacer notar que, bajo ciertas circunstancias, la solución de sistemas como el 5.21 produce algunas ordenadas negativas del hidrograma unitario en la curva de reacción. Aunque existen procedimientos de optimación que evitan este tipo de problemas, desde el punto de vista práctico es suficiente obligar a que dichas ordenadas sean nulas, corrigiendo en consecuencia el volumen del hidrograma unitario pero respetando el valor del pico.

5.7. HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO

El cálculo de un hidrograma con el procedimiento que se mencionó en el inciso anterior requiere de datos de lluvia y escurrimiento, cuando no se tienen estas, se pueden recurrir a usar hidrogramas unitarios sintéticos. Ellos se definen con datos de las características físicas de la cuenca, como longitud, área y pendiente

5.7.1. Método de Chow

Chow desarrolló un método para el cálculo del gasto de pico de hidrogramas para diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método solo proporciona el gasto de pico y es aplicable a cuencas no urbanas con una superficie menor de 25 km².

El gasto de 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 de pico de un hidrograma unitario, q_p :

$$Q_p = q_p P_e \quad (5.23)$$

El gasto de 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 5.15).

$$q_p = \frac{1 \text{ mm}}{d_e} A Z \quad (5.24)$$

donde Z es la fracción mencionada, que se denomina *factor de reducción de pico*. Si A se expresa en km^2 y d_e en h, la ecuación 5.24 se escribe como

$$q_p = \frac{0.278 A}{d_e} Z \quad (5.25)$$

donde q_p está en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$. Finalmente, de las ecuaciones anteriores se obtiene

$$Q_p = \frac{0.278 P_e A}{d_e} Z \quad (5.26)$$

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 de los números de escurrimiento (referencia). 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 (Figura 5.21). Dicha Figura se obtuvo a partir de un dato de 60 hidrogramas en 20 cuencas pequeñas, con áreas entre 0.01 a 20 km^2 del medio oeste estadounidense.

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

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (5.27)$$

donde:

- t_r tiempo de retraso (h).
- L longitud del cauce principal (m).
- S pendiente (porcentaje).

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

5.7.2. Hidrograma unitario triangular

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, como se muestra en la Figura 5.22.

De la geometría del hidrograma unitario, el gasto de pico se obtiene como:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_p} \quad (5.28)$$

donde:

- q_p gasto de pico, ($m^3/s/mm$).
- A área de la cuenca, (km^2).
- t_p tiempo de pico, (h).

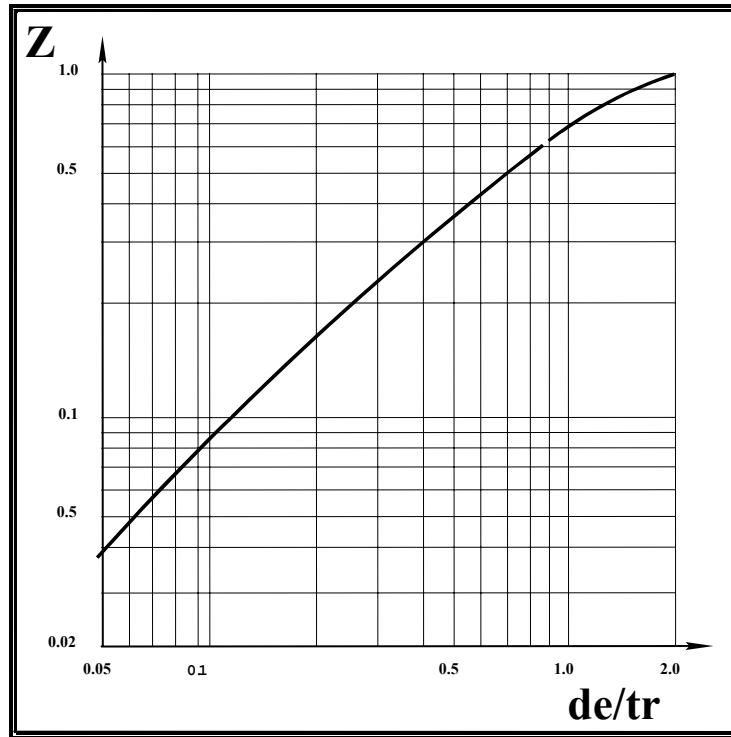


Figura 5.21. Factor de reducción de pico.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base t_b y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (5.29)$$

De la Figura 5.22, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (5.30)$$

donde:

- t_p tiempo de 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 (usando

alguna de las ecuaciones 5.2 ó 5.3) como:

$$t_r = 0.6 t_c \quad (5.31)$$

o bien con la ecuación 5.27.

Además, la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, se puede calcular aproximadamente como

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad (5.32)$$

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

$$q_p = \frac{0.208 A}{t_p} \quad (5.33)$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad (5.34)$$

Con las ecuaciones 5.29, 5.30 y 5.34 se calculan las características del hidrograma unitario triangular.

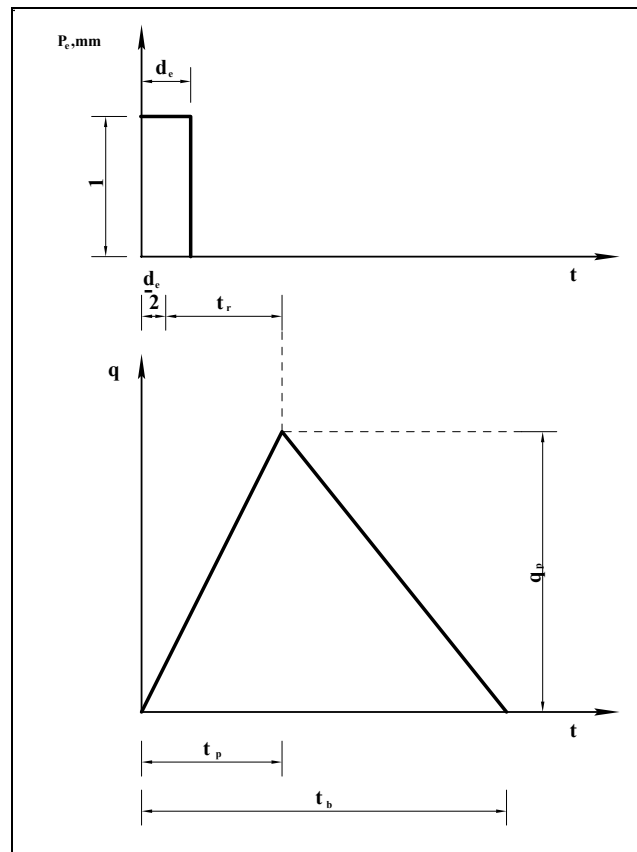


Figura 5.22. Hidrograma unitario triangular.

5.7.3. Hidrograma unitario adimensional

Para propósitos prácticos es suficiente con las características de un hidrograma unitario triangular; sin embargo, si la extensión de la 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 Figura 5.23. Para aplicar el método solo se necesita calcular el gasto y el tiempo pico. El gasto pico se obtiene con la ecuación 5.33.

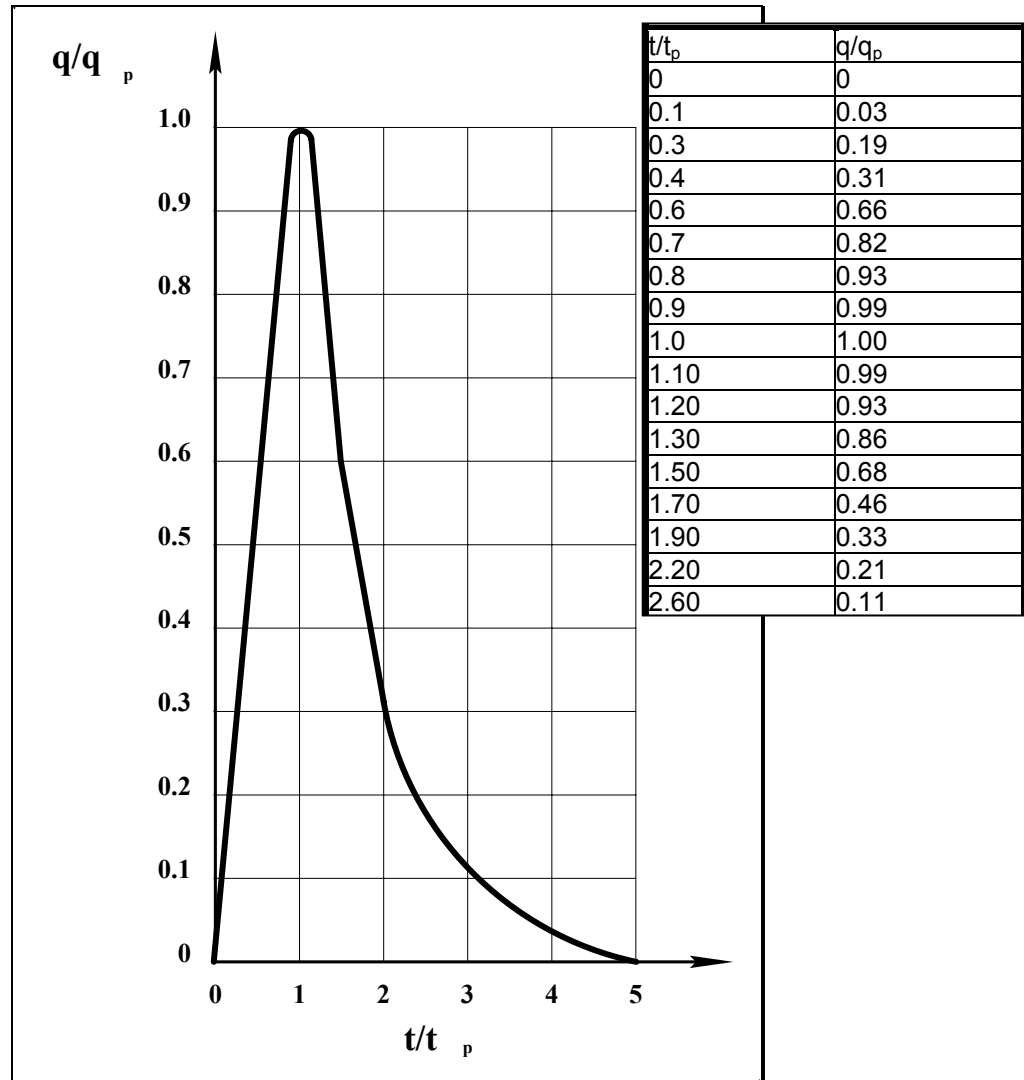


Figura 5.23. Hidrograma unitario adimensional.

Para obtener un hidrograma unitario a partir de la Figura 5.23 para una cuenca en particular, basta multiplicar las ordenadas por el gasto de pico q_p de la ecuación 5.33 y las abscisas por el tiempo de pico de la ecuación 5.30. Por otra parte 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.

5.7.4. Hidrograma unitario a la salida de la red de atarjeas

En el caso de que se pretenda estimar el hidrograma que se produce a la salida de una red de atarjeas, pueden utilizarse hidrogramas triangulares o trapezoidales, de acuerdo con los lineamientos siguientes:

- 1) Se selecciona un periodo de retorno y se calcula la precipitación.
- 2) Se calcula el volumen de la avenida, éste es igual al producto del gasto por el área de la cuenca.
- 3) Se estima el tiempo de concentración en la cuenca, utilizando la fórmula de Manning para calcular el tiempo de traslado dentro de las atarjeas.
- 4) Se supone un hidrograma triangular con un tiempo de pico igual al calculado en el paso anterior y un tiempo base igual a 2.4 veces el tiempo de concentración. En la Figura 5.24 se muestra el hidrograma.
- 5) Se obtiene el gasto de pico q_p dividiendo el volumen calculado entre 1.2 veces el tiempo de concentración.
- 6) Se calcula la capacidad máxima del sistema de atarjeas q_s , lo cual se puede hacer en dos formas; una, utilizando la fórmula de Manning, y dos, cuando se desconoce el perfil de la conducción, se calcula el gasto de pico q_p y el período de retorno que se considera es de 3 años.

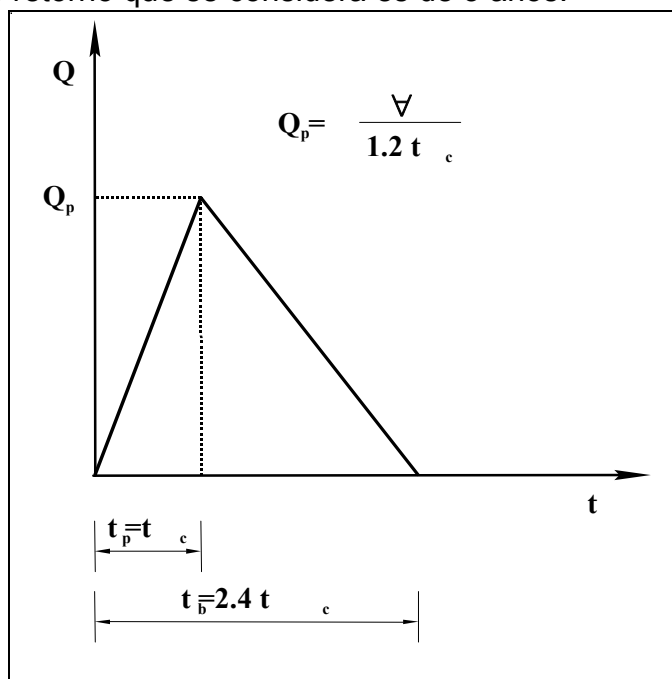


Figura 5.24. Hidrograma a la salida de un sistema de atarjeas.

- 7) Se comparan el valor de Q_p con el de Q_s , resultando de esta comparación dos opciones:

En la primera resulta que Q_p es menor o igual que Q_s , el gasto de pico es el correcto y la forma del hidrograma es triangular, como la mostrada en la

Figura 5.24.

En la segunda Q_p es mayor que Q_s , el gasto máximo se reduce por un factor para que este nuevo gasto se ajuste a la capacidad del sistema Q'_p , el hidrograma adopta la forma que aparece en la Figura 5.25. El factor de ajuste se calibra de acuerdo a la cuenca en estudio (Figura 5.26).

En la Figura 5.25, el valor de ∇ corresponde al volumen calculado en el segundo paso; el valor de B , es el tiempo que permanece escurriendo el gasto Q'_p a través del sistema de atarjeas.

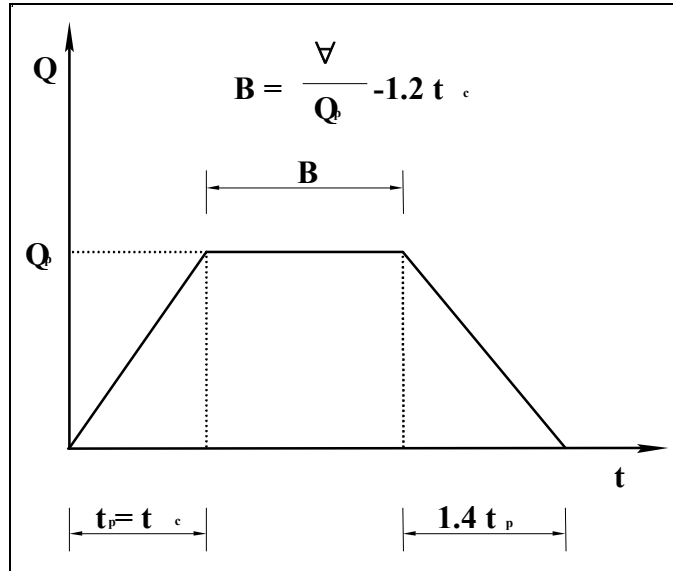


Figura 5.25. Hidrograma sintético, con $q_p < q_s$.

5.8. MÉTODO DE CHICAGO

Con el llamado Método de Chicago, se reproducen cada uno de los componentes del proceso de transformación de lluvia en escurrimiento, calibrado para condiciones específicas de la ciudad mencionada, lo cual es una desventaja, esto origina que para la ciudad en estudio se calibren los parámetros que se utilizan en el método.

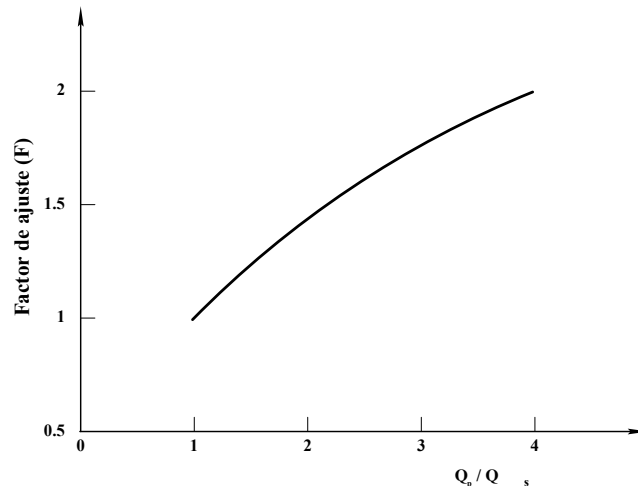


Figura 5.26. Factor de ajuste, de acuerdo a la relación Q_p/Q_s .

5.9. RECOMENDACIONES PARA LA SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS

La simulación de las partes principales de un sistema de drenaje pluvial, debe realizarse con métodos con los que se considere que proporcionen los mejores resultados, simulando de la manera más apegada, el carácter dinámico de la evolución de la onda de la avenida en el sistema de drenaje.

La selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas es un problema más complejo, cuya solución depende de las características específicas del sistema que se esté estudiando.

a) Selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas

Los problemas principales asociados al análisis de una red de atarjeas son:

- Diseños a nivel de esquemas de proyecto o anteproyecto, en los que sólo se requiere tener una primera idea de la magnitud de los gastos máximos que se manejarán.
- Diseños a nivel de anteproyecto, en los que se requiere estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descargas, no requiriéndose un análisis del funcionamiento individual de cada uno de los colectores del sistema.
- Diseños a nivel de proyecto ejecutivo, en los que se requiere, además de estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descarga, profundizar analizando el funcionamiento de los colectores.

Para el diseño indicado a nivel de esquemas de proyecto se recomienda utilizar la fórmula racional, dado que su sencillez permite obtener resultados aproximados, considerando solamente las características principales de la cuenca en estudio, como el tipo de suelo, longitud y pendiente del colector y comportamiento de la lluvia.

Para el diseño de anteproyecto se recomienda utilizar hidrogramas triangulares para determinar los caudales y volúmenes de salida del sistema de atarjeas al de colectores principales.

Para el diseño de proyectos ejecutivos se recomienda utilizar el método del Road Research Laboratory. Si el área es menor a 0.2 km^2 puede usarse la fórmula racional.

b) Selección del método adecuado para el análisis del sistema de drenaje natural

En estos casos, debido a que es prácticamente imposible definir la geometría del sistema de drenaje pluvial, se recomienda utilizar hidrogramas unitarios.

Si se cuenta con algunas mediciones simultáneas de gastos a la salida de la cuenca y lluvia en algunos puntos dentro de ella, es preferible utilizar el hidrograma unitario instantáneo ya que se puede hacer la calibración del mismo; en caso contrario pueden emplearse hidrogramas unitarios sintéticos.

6. DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO 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.

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.

De elaborar múltiples diseños y tal como se verá más adelante, se puede apreciar que el dimensionamiento de las tuberías depende principalmente del tamaño del área por servir y de su coeficiente de escurrimiento, de la intensidad de la lluvia de

diseño, y del periodo económico de diseño.

6.1. MANEJO DE CUENCAS

Los estudios de drenaje pluvial deben elaborarse de manera integral, es decir, considerando todos aquellos factores que producen cambios radicales en el funcionamiento de la red de alcantarillado.

De esta forma, conviene analizar la zona de proyecto y sus alrededores como cuencas. (Una cuenca es una zona de terreno cuyos escurrimientos fluyen hacia un mismo punto, ver capítulo 4). Al estudiar la zona de proyecto, pueden identificarse cuencas independientes y subcuencas dentro de una misma cuenca.

Los límites de una cuenca pueden ser alterados por las diferentes obras que realiza el hombre para sus actividades. Entre ellas se encuentran los bordos, un camino o carretera, vía de ferrocarril, canal de riego u obras de protección contra inundaciones.

Los bordos y estructuras tales como puentes y alcantarillas modifican la configuración del drenaje local, siendo en ocasiones causantes de inundaciones. Los puentes provocan remansos de importancia e inundaciones cuando se presentan avenidas extraordinarias para las cuales el claro del puente es insuficiente. Por otra parte, el azolvamiento de las alcantarillas pluviales o su insuficiencia puede también provocar inundaciones de importancia.

Por lo anterior, durante la planeación de un proyecto de drenaje pluvial, conviene analizar el “manejo de cuencas” que se hace de forma intrínseca. El agua que se capta en una cuenca y que se desvía mediante conducciones hacia alguna otra cuenca puede afectar a otras localidades originando inundaciones. También las obras que se hacen, tales como bordos, caminos y puentes, pueden provocar inundaciones cuando no se considera el drenaje pluvial de la zona.

6.2. CONTROL DE INUNDACIONES

Se le llama “control de inundaciones” a todas aquellas obras y acciones que tienen por objeto evitar las inundaciones en una zona predeterminada. Las inundaciones y los encharcamientos 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 alcantarillado 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 construidos alrededor de una zona particular y se utilizan para proteger pequeñas áreas.
- b) Bordos longitudinales. Son bordos construidos 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 construido 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. A este tipo de acciones se les llama “desvíos temporales”.
- 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 de 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) Limpia 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.

Por último, los obstáculos a las corrientes son todas aquellas obras y objetos que impiden o disminuyen el libre flujo en las corrientes. Entre ellos se pueden mencionar los bordos, puentes, vados, represas y presas de varios tipos (retención de azolves, derivadoras, almacenamiento y rompe picos). De los obstáculos mencionados, las presas derivadoras y los puentes pueden tener efectos notables al provocar remansos e inundaciones aguas arriba de su ubicación. La solución a este tipo de inundaciones se da con estudios y proyectos específicos de drenaje, tales como sifones, bombeos, desvíos, etc.

6.3. PLANEACIÓN DEL SISTEMA

La planeación de un sistema de alcantarillado 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:

6.3.1. Recopilación de información básica

A fin de definir los alcances y la magnitud de un proyecto de alcantarillado pluvial en una localidad, se debe contar con información consistente en:

- a) Datos generales. localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos.
- b) 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. Las escalas más usuales de los planos varían desde 1:2,000 hasta 1:5,000 en plantas, y en perfiles desde 1:2,000 hasta 1:5,000 en horizontal y de 1:200 a 1:500 en vertical. En la práctica, se recomienda obtener:
 - 1) 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.
 - 2) 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.
 - 3) 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:

- 4) Plano de la red existente de alcantarillado, donde se señale 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.
 - 5) Plano geológico, indicando clasificación y tipo del suelo, ubicación de sondeos y sus resultados, y profundidades del manto freático.
 - 6) Planos adicionales de instalaciones subterráneas (agua potable, gas, etc.).
- c) 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 $i-d-T_r$.

- d) En caso de existir, es útil considerar la información de operación de que se disponga sobre el sistema actual de desalajo de aguas pluviales y de los problemas de drenaje que se hayan presentado en la localidad, así como de sus causas y posibles soluciones.

6.3.2. Definición de cuencas

En los planos disponibles, se identificarán los parteaguas que definen las áreas de aportación a la localidad; además, se determinarán las superficies de esas áreas, y los puntos donde los escurrimientos ingresan a la localidad.

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.

6.3.3. Regionalización del sistema

Deberá dividirse la localidad en atención a la pendiente del terreno natural en zonas de terreno accidentado, de terreno de pendiente moderada y en terreno plano, definiendo con ello las zonas donde presentan transiciones en la pendiente del terreno y susceptibles de problemas localizados para la capacidad del sistema.

6.3.4. Definición de las estructuras del sistema

Se definirán en apego 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.

6.3.5. 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 desalajo del sistema interior.
- Tanques de tormenta en los cambios de pendiente significativos en el sistema de

drenaje, determinando para ello la necesidad 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.

6.3.6. 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.

6.3.7. Definición del desalojo de las aguas

Se buscará, en lo general, 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.

6.3.8. Ubicación de estructuras de descarga

Las estructuras de descarga deberán quedar por arriba de los niveles que tome el agua en condiciones extremas en el cauce donde se viertan las aguas. En el caso de descargas al mar, deberá prevenirse también un margen para evitar el taponamiento de la descarga por arena, producto del arrastre eólico en la costa.

6.3.9. Posibilidades de reuso

Debido al crecimiento de las poblaciones y de las industrias, se demandan caudales cada vez mayores para el suministro de agua potable, por lo que se debe contemplar la posibilidad de utilizar las aguas pluviales, bajo un estricto control técnico y sanitario, en ciertos usos industriales, en la agricultura y para recargar lagos y acuíferos subterráneos; disminuyendo el consumo de agua potable y permitiendo la recarga de los cuerpos de agua.

6.4. PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO

En el diseño de diversas obras de ingeniería, como es, por ejemplo, un sistema de alcantarillado pluvial, se manejan una serie de términos como: periodo de retorno, 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 construir una obra.

De acuerdo a lo expuesto en el capítulo 4, inciso 4.4.2, 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; algunos proyectistas le dan simplemente el nombre de frecuencia y se acostumbra denotarlo como T_0 simplemente T . Se le llama periodo de retorno de diseño cuando corresponde al periodo de retorno del evento de diseño con el cual se dimensionan las diversas estructuras de una obra.

No debe confundirse el término anterior con el periodo de diseño, que 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 antieconómico 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 esta relacionado con el costo accesible para los usuarios.

La elección del periodo de retorno de diseño, en un sistema de alcantarillado 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 (capítulo 4).

Cabe destacar que no es posible diseñar una obra de protección contra inundaciones cien por ciento segura, debido a que resultaría extremadamente costosa y por otra parte resultaría complejo definir la capacidad de la misma. 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.

6.4.1. Asignación del periodo de retorno de diseño

Cuando el sistema de alcantarillado pluvial se diseña para periodos de diseño grandes (mayores a 10 años), las obras resultantes son costosas y, además, el sistema estaría funcionando la mayor parte del tiempo muy por debajo de su capacidad.

Por razones de economía, se ha propuesto usar periodos de retorno de diseño pequeños (1.5 a 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.

El diseño del sistema con un evento de lluvia con magnitud correspondiente a cinco o diez años de periodo de retorno es un periodo económico de diseño porque la obra no es costosa y se tiene un nivel de protección adecuado en condiciones de lluvias ordinarias.

Cuando existe riesgo de pérdida de vidas humanas el periodo de diseño debe ser tal que la probabilidad de exceder el evento sea muy pequeño.

En las tablas 6.1 a 6.3, se anotan los periodos de retorno, recomendables en el diseño de alcantarillado pluvial para estructuras menores (Tabla 6.1), diferentes tipos de uso del suelo (Tabla 6.2) y tipos de vialidad (Tabla 6.3).

Tabla 6.1. Periodos de retorno para diseño de estructuras menores

TIPO DE ESTRUCTURA	T (años)
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 a 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 a 10

Tabla 6.2. Uso del suelo y periodos de retorno recomendados para diseño

TIPO DE USO DEL SUELO	T(años)
Zona de actividad comercial	5
Zona de actividad industrial	5
Zona de edificios públicos	5
Zona residencial multifamiliar de alta densidad*	3
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1

* Se consideran valores mayores de 100 hab/ha para alta densidad.

Tabla 6.3. Tipo de vialidad y periodo de retorno mínimo recomendable de diseño

TIPO DE VIALIDAD	T (años)
Arteria.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad	5
Distribuidora.- Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	3
Local.- Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
Especial.- Acceso e instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10

6.4.2. 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 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 eventos máximos en dos o más corrientes y el periodo de retorno de los mismos, se puede utilizar la expresión siguiente:

$$T_{xy} = \frac{T_{\bar{x}} P(x|y)}{P(x|\bar{x})} \quad (6.1)$$

donde:

T_{xy} periodo de retorno en conjunto considerando que x y y tengan eventos máximos simultáneos.

- T_{xz} periodo de retorno en conjunto considerando que x y z tengan eventos máximos simultáneos.
- $P(x|y)$ probabilidad de ocurrencia de eventos máximos simultáneos en las cuencas de las corrientes x y y.
- $P(x|z)$ probabilidad de ocurrencia de eventos máximos simultáneos en las cuencas de las corrientes x y z.

Por otra parte, si ocurren eventos máximos simultáneos, para las corrientes x y y, la unión de los mismos se puede expresar como:

$$R_{xy} = R_x + R_y \quad (6.2)$$

donde:

- R_{xy} unión de los eventos ocurridos en las cuencas de las corrientes x y y.
- R_x evento máximo originado en la cuenca de la corriente x, simultáneo al ocurrido en la cuenca de la corriente y.
- R_y Evento máximo originado en la cuenca de la corriente y, simultáneo al ocurrido en la cuenca de la corriente x.

$$T_{xy} = \frac{1}{R_{xy}} \quad (6.3)$$

De acuerdo a esto, el periodo de retorno, de que la unión de los eventos R_{xy} ocurran será T_{xy} . Análogamente se puede hablar de que ocurran los eventos x y z, R_{xz} estará ligado al periodo de retorno T_{xz} .

6.5. PERIODO ECONÓMICO

Es el periodo de retorno de un evento de diseño para el cual se tiene la mejor relación costo beneficio.

6.6. DATOS DE PROYECTO

Una vez que se ha decidido elaborar un proyecto de alcantarillado pluvial, es conveniente recabar la información siguiente:

6.6.1. 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.

6.6.2. 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.

6.6.2.1. 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.

6.6.2.2. Estructuras y obras accesorias existentes

Planos actualizados de las obras, tales como:

- Pozos de visita.
- Estructuras de vertido.
- Sifones invertidos.
- Cruces.
- Plantas de bombeo.

6.6.3. 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 son:

Tipo de plano	Orientación	Escalas
Planta		1:2,000 a 1:5,000
Perfil	Horizontal	1:2,000 a 1:5,000
	Vertical	1:200 a 1:500

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., existentes.

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.

6.6.4. Información adicional para el proyecto

6.6.4.1. 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, etc. 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

Son los existentes y en proceso de construcción (planes maestros).

- Agua potable.
- Alcantarillado sanitario.
- Gas.
- Teléfono.
- Luz.
- Plano de detalle de las estructuras y obras accesorias.

6.6.4.2. Estructuras y obras accesorias

Planos topográficos detallados de probables sitios para estaciones de bombeo, sifones invertidos, obras de vertido, etc.

6.6.5. Datos básicos

- a) Periodo de retorno años
- b) Área por drenar ha

c)	Sistema	aguas pluviales
d)	Coeficiente de escurrimiento	adimensional
e)	Intensidad de lluvia	mm/h
f)	Método de diseño	Racional, gráfico alemán, R. R. L., hidrograma unitario
g)	Fórmulas usadas	Manning, continuidad, y las propias empleadas para cada método
h)	Gasto de diseño	m ³ /s
i)	Velocidad mínima	m/s
j)	Velocidad máxima	m/s
k)	Sistema de eliminación	gravedad/bombeo
l)	Tipo de tubería	concreto, polietileno, etc.

6.7. TRAZO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Por razones de economía, el trazo de una red de alcantarillado debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde sea necesario el bombeo.

El trazo de una red de alcantarillado 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.

6.7.1. Configuraciones de un sistema de alcantarillado

Se denomina configuración de un sistema de alcantarillado 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 deposición final de las aguas.

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 (Figura 6.1).

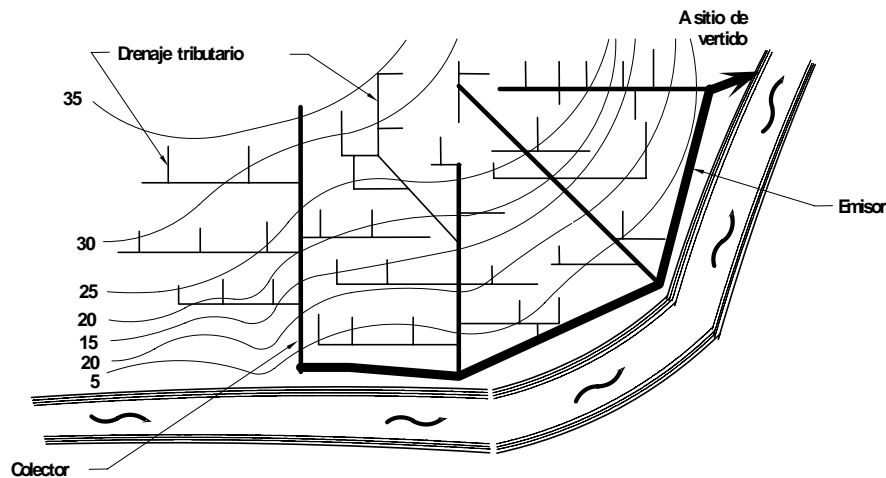


Figura 6.1. Modelo perpendicular

- 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 (Figura 6.2).

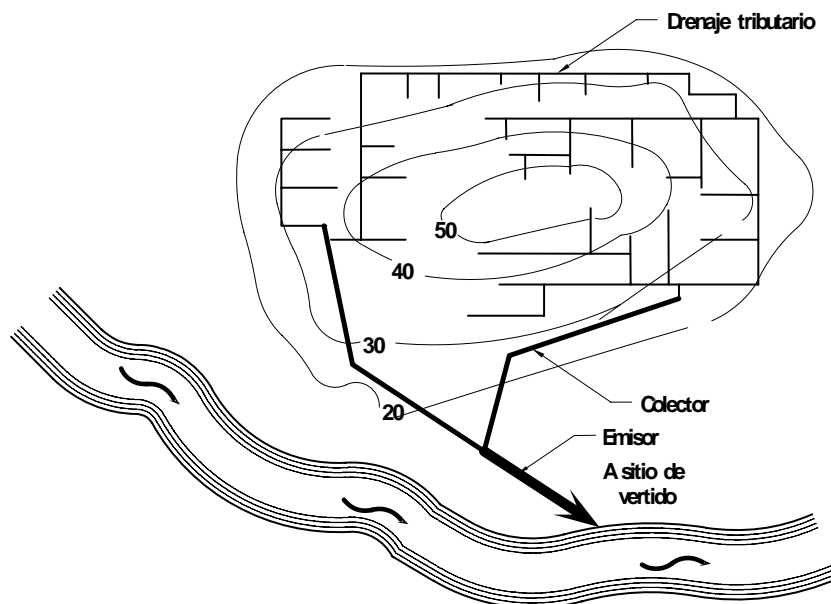


Figura 6.2. Modelo radial.

- 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 descargan a un interceptor o emisor que lleva el agua al sitio de vertido (Figura 6.3).

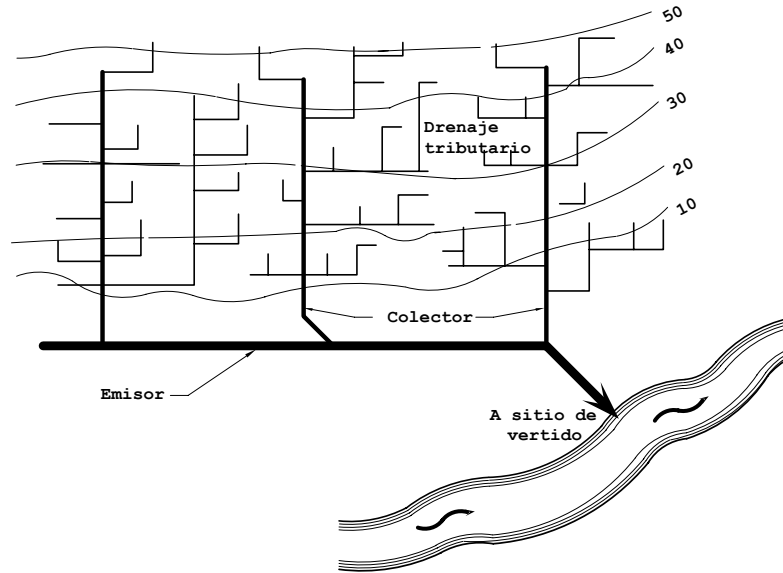


Figura 6.3. Modelo de interceptores.

- 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 (Figura 6.4).

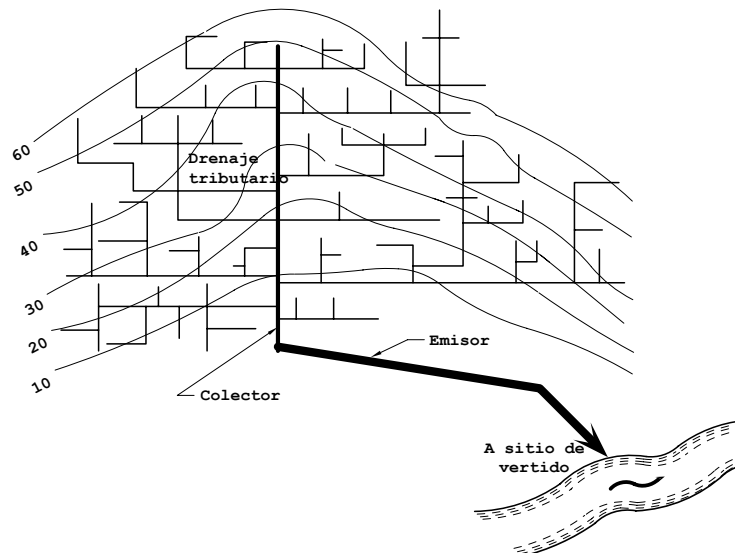


Figura 6.4. Modelo en abanico.

6.7.2. Configuraciones de la red de atarjeas

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y conducir las aguas pluviales captadas en los sumideros distribuidos 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.

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) Trazo 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, incrementando 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 (Figura 6.5).

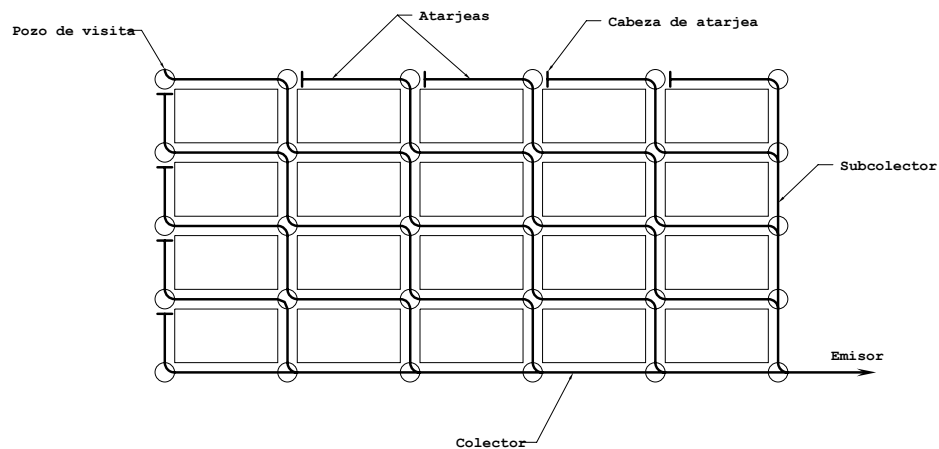


Figura 6.5. Trazo de la red de atarjeas en bayoneta.

- b) Trazo 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 perpendicular común de mayor diámetro a ellas, misma que a su vez descarga a otra atarjea o colector de mayor diámetro (Figura 6.6).

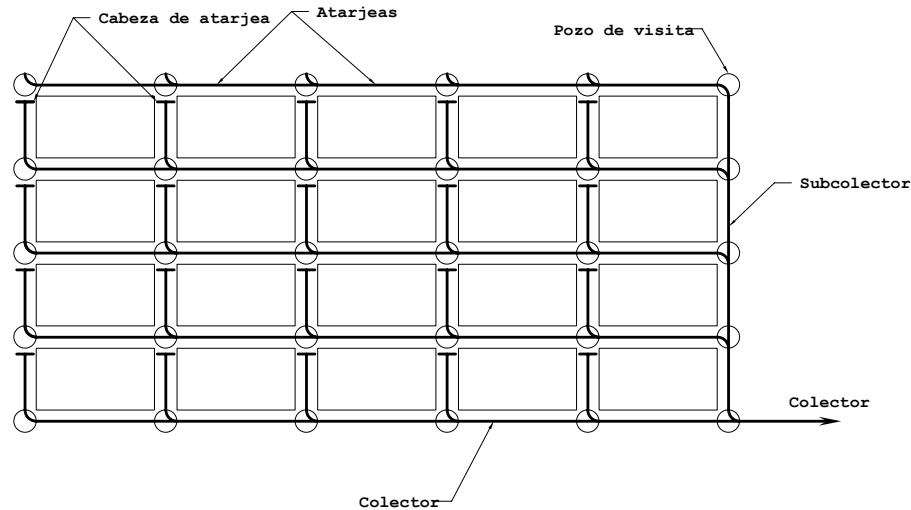


Figura 6.6. Trazo de una red de atarjeas en peine.

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.

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, lo cual eleva los costos de construcción.

- c) Trazo combinado. Como su nombre lo indica, es una combinación de los dos mencionados anteriormente. Se emplea de acuerdo a la topografía que se presente en el área de proyecto teniendo como objetivo el reducir los costos de construcción (Figura 6.7).

6.7.3. Ubicación de sumideros o coladeras pluviales

Como se señaló con anterioridad, existen varios tipos de bocas de tormenta o coladeras pluviales. De acuerdo a su diseño y ubicación en las calles, se clasifican en coladeras de: piso, banqueta, piso y banqueta, longitudinales de banqueta 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 coleccionar. Las coladeras de banqueta se instalan cuando la pendiente de la acera es menor del 2%; cuando se tienen pendientes entre 2 y 5% se instalan coladeras de piso y banqueta, y para pendientes mayores del 5% se instalan únicamente coladeras de piso. Las coladeras de tipo longitudinal de banqueta y transversales se instalan cuando las pendientes son mayores del 5% y los caudales por captar son grandes.

Si las pendientes de las calles son mayores del 3%, entonces es necesario que en las coladeras de piso y de banqueta o de piso solamente, se haga una depresión en la cuneta para obligar al agua a entrar 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.

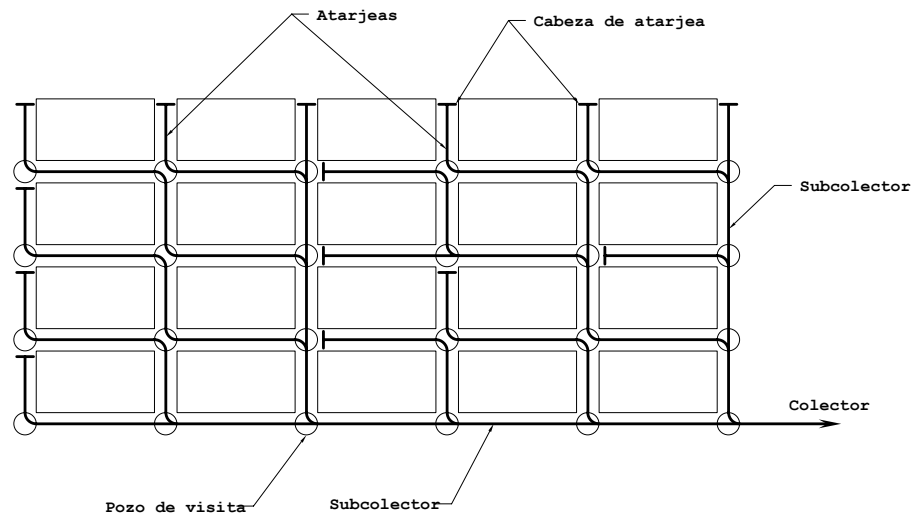


Figura 6.7. Trazo combinado de la red de atarjeas.

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%, se instalan coladeras de banqueta como se ilustra en la Figura 6.8; en calles con pendiente mayor al 5% se instalan coladeras de piso, ver Figura 6.9; en calles con pendiente entre 2 y 5% se instalan coladeras de piso y banqueta, ver Figura 6.10.

El tipo de coladera longitudinal de banqueta se instala cuando el caudal por coleccionar

es demasiado grande y se tiene una pendiente mayor al 5% (Figura 6.11); el tipo de coladera transversal de piso se instala en calles con anchos de 6 m y menores, ver Figura 6.12

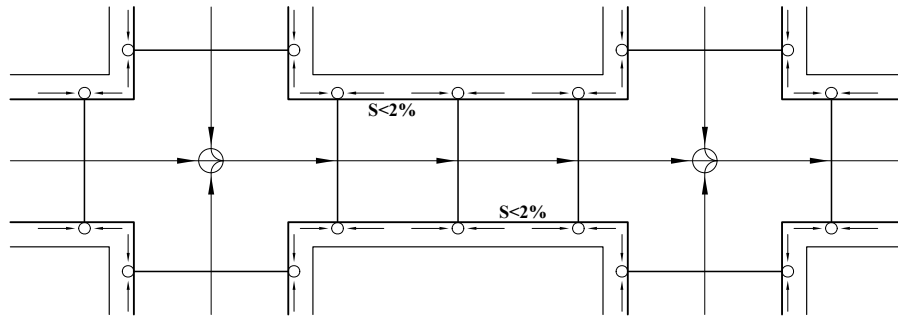


Figura 6.8. Ubicación de coladeras de banqueta.

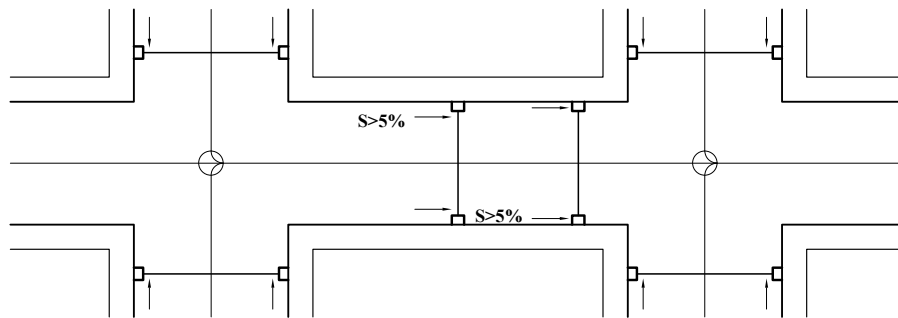


Figura 6.9. Ubicación de coladeras de piso.

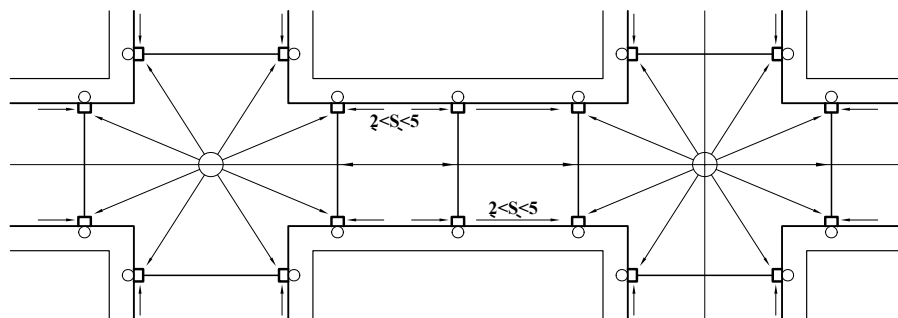


Figura 6.10. Ubicación de coladeras de piso y banqueta.

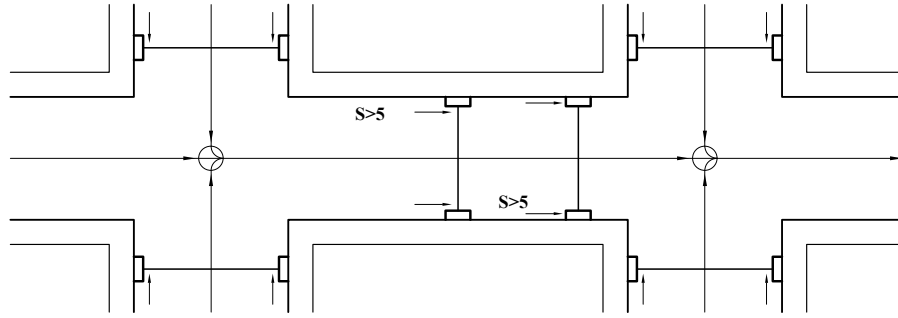


Figura 6.11. Ubicación de coladeras longitudinales de banqueta.

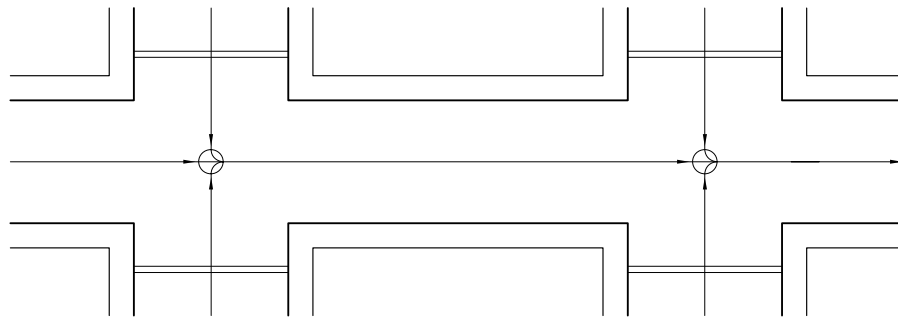


Figura 6.12. Ubicación de coladeras transversales de piso.

6.7.4. Colectores y emisores

Por razones de economía, los colectores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en condiciones particulares donde se requiera usar bombeo.

Se denomina modelo de configuración para colectores o emisores el trazo que seguirán estas tuberías, dependiendo, principalmente, de la topografía dominante, del trazo de las calles de la localidad, de él o los sitios de vertido y de la disposición final de las aguas pluviales.

Los modelos de configuración para colectores y emisores más son similares a los de los sistemas de alcantarillado en el subcapítulo 6.7.1.

6.8. CONDICIONES ÓPTIMAS DE DISEÑO Y DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

Durante el diseño de una red de alcantarillado, se pretende que los costos de construcción no sean elevados y, por otra parte, que la red sea funcional en aspectos relacionados con la operación y el mantenimiento de la misma.

Conviene que antes de abordar el procedimiento de diseño de una red de alcantarillado, se revisen las recomendaciones prácticas para lograr un diseño económico y eficiente. En general, puede afirmarse que una red de alcantarillado 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 dan 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 tienen volúmenes de excavación reducidos, procurando dar a las tuberías la profundidad mínima indispensable para resistir cargas vivas y evitar su 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 la construcción y operación de la misma.

A continuación se precisan los lineamientos de diseño:

6.8.1. Diámetro mínimo de diseño de las tuberías

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en alcantarillado pluvial es de 30 cm, con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema.

6.8.2. Velocidades permisibles de escurrimiento

Las velocidades límite del escurrimiento son aquellas para las cuales, 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 cm/s; cuando el flujo es a tubo lleno, es de 90 cm/s. La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso más dependiendo de la resistencia del material de la tubería (Tabla 6.4).

Tabla 6.4. 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
Fibro cemento	5.0
Poli (cloruro de vinilo) P V C	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

En casos excepcionales, en tramos aislados de tubería, se presentan velocidades de hasta 8 m/s, y se pueden aceptar con la debida autorización del proyecto, por lo que se tendrá que realizar un estudio del funcionamiento hidráulico y de la resistencia del material de las paredes del conducto.

6.8.3. Pendientes de diseño

La pendiente de las tuberías debe ser lo más semejante, como sea posible, a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

6.8.3.1. Pendientes mínimas

- Casos normales. Son en las que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima la que produce una velocidad de 90 cm/s a tubo lleno.
- Casos excepcionales. Se consideran aquellas pendientes en que 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.

6.8.3.2. Pendientes máximas

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente. Debido a que la topografía en ocasiones es muy abrupta, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios en tuberías de concreto reforzado, concluyendo que en casos excepcionales, para este material la velocidad máxima puede ser de hasta 8 m/s.

6.8.4. Zanjas para la instalación de tuberías

Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, tipo de tubería y características del terreno.

Normalmente las tuberías para drenaje pluvial se instalan enterradas. Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que ellas se coloquen en de zanjas, de acuerdo a lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o a lo que se menciona en los párrafos siguientes.

6.8.4.1. Anchos de zanjas

Tabla 6.5. 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

En la Tabla 6.5 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 para evitar el empleo del ademe, sí es indispensable el empleo de éste, el ancho debe ser igual al indicado en la Tabla 6.5 más el ancho que ocupe el ademe.

6.8.4.2. 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 máxima y mínima. Están relacionadas con las pendientes de proyecto.

- Existencia de conductos de otros servicios.
- Economía en las excavaciones.

a) Profundidad mínima

La profundidad mínima la determina el colchón mínimo necesario para la tubería, con el fin de evitar rupturas de ésta, ocasionadas por cargas vivas. En el capítulo correspondiente a aspectos constructivos se detalla el procedimiento del cálculo de cargas sobre tuberías.

En la práctica, se recomiendan los valores siguientes para establecer el colchón mínimo.

Tabla 6.6. Colchón mínimo para tuberías.

Diámetro del tubo	Colchón mínimo (cm)
Tuberías con diámetro hasta 45 cm	0.9
Tuberías con diámetros mayores a 45 y hasta 122 cm	1.0
Tuberías con diámetros mayores a 122 cm	1.3

Los colchones mínimos indicados anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificando para cada caso. Los factores principales que intervienen para modificar el colchón son el tipo de tubería a utilizar, el tipo de terreno en la zona de estudio y las cargas vivas que puedan presentarse.

b) Profundidad máxima

La profundidad es función de la topografía del lugar, evitando excavar demasiado. Si la topografía tiene pendientes fuertes, se debe hacer un estudio económico comparativo entre el costo de excavación contra el número de pozos de visita.

6.8.4.3. Plantilla o cama

Con el fin de satisfacer las condiciones de estabilidad y asiento de la tubería, es necesario la construcción de un encamado en toda la longitud de la misma. Deberá excavar cuidadosamente las cavidades 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.

El espesor de la plantilla o cama será de 10 cm, siendo el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería de 5 cm.

En el capítulo de aspectos constructivos se mencionan los tipos de plantillas empleados en la práctica.

6.8.5. Conexiones de tuberías

Debido a los cambios de diámetro que existen en una red de tuberías, resulta conveniente definir la forma correcta de conectar las tuberías en los pozos de visita. En la Figura 6.13 se indican los nombres que se les da a las partes de un tubo.

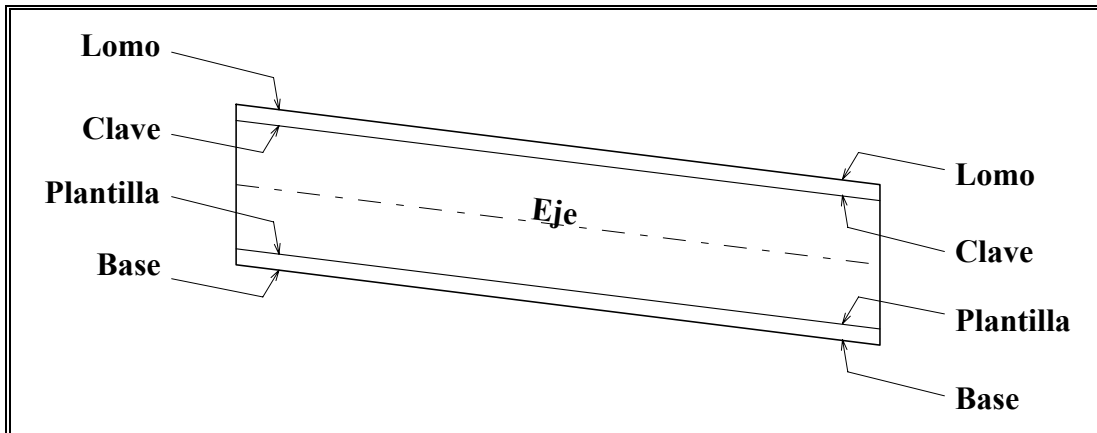


Figura 6.13. Partes de un tubo.

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 Figura 6.14.

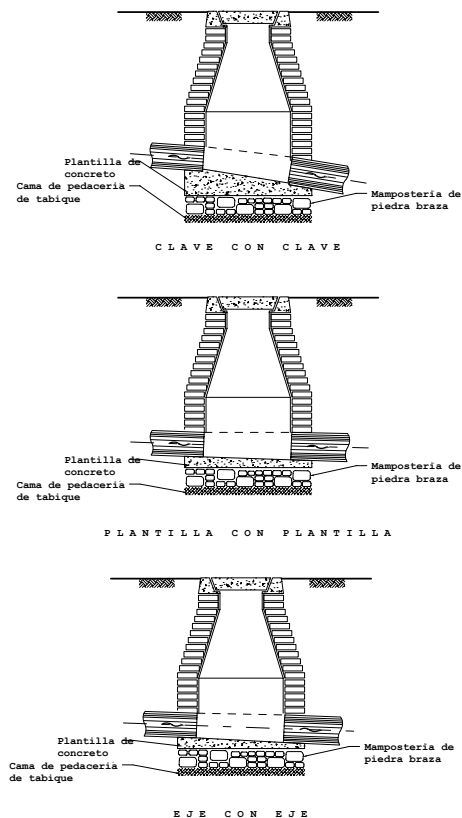


Figura 6.14. Conexión de tuberías.

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 utilice únicamente cuando sea indispensable y con las limitaciones que, para los diámetros más usuales, se indican en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7. Conexiones de tubos.

D\D	20	25	30	38	45	61	76	91	107	122	152	183	213	244
20	P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C
25		P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
30			P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C
38				P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C
45					P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C
61						P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C
76							P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C
91								P	PEC	PEC	EC	EC	C	C
107									P	PEC	PEC	EC	EC	C
112										P	PEC	PEC	EC	EC
152											P	PEC	PEC	C
183												P	PEC	PEC
213													P	PEC
244														P

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

6.9. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

La selección de método adecuado para diseñar obras de protección contra inundaciones depende, en principio, del tipo de problema por resolver (magnitud de la obra, precisión requerida, características de la cuenca etc.) y de la información disponible, de manera que el esfuerzo que se realice en el estudio debe corresponder a los beneficios que se esperan de la precisión en los resultados.

Por otra parte, existen factores de tipo subjetivo, como es la experiencia del diseñador en la aplicación de un método particular que influyen en la decisión adoptada.

Una vez definida la zona en 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 conducen a los colectores y éstos finalmente al emisor que descargará el gasto en el sitio de vertido; con base en la anterior el sistema de drenaje pluvial lo podemos 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 proyectos asociados a la clasificación anterior.

6.9.1. Diseño de la red de Atarjeas (red secundaria)

- a) Determine el periodo de retorno relacionado directamente con el uso del suelo en el área en estudio. Véanse Tablas 6.8 y 6.10

Tabla 6.8. Uso del suelo y periodos de retorno.

TIPO DE USO	T (años)
Zona de actividad comercial	5.0
Zona de actividad industrial	5.0
Zona de edificios públicos	5.0
Zona residencial multifamiliar de alta densidad (*)	3.0
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1.0

* En la Tabla 2.3, en alta densidad se consideran valores mayores de 100 hab / ha

- b) Estimas el tiempo de concentración de la cuenca, t_c , mediante la ecuación 5.2, que se presenta en el capítulo 5.1. Suponiendo un tiempo de escurrimiento superficial hasta los tramos de cabecera (tiempo de entrada) de 15 minutos.

Tabla 6.9. Tipo de vialidad y periodo de retorno mínimo.

TIPO DE VIALIDAD	T (años)
Artería.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad	5.0
Distribuidora.- Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	3.0
Local.- Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
Especial.- Acceso e instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10.0

- c) Calcular la lluvia de diseño asociada al periodo de retorno seleccionado en el paso a) y duración de 15 minutos entre el tiempo de escurrimiento y el de concentración t_c . Para esto, se utiliza el procedimiento seleccionado para determinar la tormenta de diseño, de acuerdo al capítulo 4.

- d) Calcular el coeficiente de escurrimiento asociado a la cuenca de cada tramo utilizando las tablas 6.10 y 6.11.
- e) Si el tiempo de concentración de la cuenca calculado en el paso b), es menor o igual a 30 minutos, se deberá utilizar la fórmula racional que aparece en el capítulo 5.1 como modelo de lluvia-escurrimiento, calculado el tiempo de concentración asociado a cada tramo con la ecuación utilizada en el paso b) y la precipitación de la cuenca mayor de 30 minutos, se recomienda utilizar el método RRL que se describe en el mismo capítulo.
- f) Si en el sistema existen elementos de regulación importantes (almacenamientos), será necesario dar la distribución en el tiempo de la tormenta de diseño, para lo cual se requiere hacer un modelo de simulación.

Tabla 6.10. Coeficiente de escurrimiento

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE "C"
Techos impermeables	0.75 a 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 a 0.90
Pavimentos empedrados o de adoquín junteados con cemento	0.75 a 0.85
Pavimentos de adoquín sin cemento	0.50 a 0.70
Pavimento de terracerías	0.25 a 0.60
Superficies sin pavimentar, como patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.10 a 0.30
Parques, jardines y prados, dependiendo de la superficie, pendiente y características del suelo	0.05 a 0.25
Áreas boscosas, dependiendo de la pendiente y del tipo de suelo	0.10 a 0.20
Zonas urbanas densamente pobladas	0.70 a 0.90

Tabla 6.11. Coeficientes de escurrimiento.

ZONA	COEFICIENTE "C"
Zonas mercantiles	0.70 a 0.90
Zonas comerciales	0.60 a 0.85
Zonas industriales	0.55 a 0.80
Zonas residenciales:	
Departamentos	0.50 a 0.70
Casas de tipo residencial	0.25 a 0.50
Parques	0.05 a 0.25
Áreas no desarrolladas	0.10 a 0.25

6.9.2. Diseño de colectores (red primaria)

- a) Determinar el periodo de retorno con el procedimiento descrito en el subcapítulo 6.9.1. Determinar los gastos correspondientes a cada alternativa. Si como es frecuente, solo se trata de revisar la red, se recomienda hacerlo para periodos de retorno de 3, 5, 10 y 20 años.
- b) Estimar el tiempo de concentración, la lluvia de diseño y el coeficiente de escurrimiento correspondiente a cada subcuenca de aportación. Si el área de la cuenca es mayor de 10 km², la lluvia de diseño se deberá afectar por el factor de reducción por área .
- c) Determinar los hidrogramas de ingreso a la red, utilizando, según la información disponible, cualquiera de los tipos de hidrograma unitario (sintético, triangular o

adimensional), correspondientes a la salida de los colectores secundarios, con el procedimiento descrito en el subcapítulo 5.1.

d) Transitar los hidrogramas por la red en estudio.

6.9.3. Diseño de emisores

- a) Si se estudian elementos de conducción solamente, puede utilizarse un procedimiento análogo, al descrito en el subcapítulo anterior, pero utilizando hidrogramas unitarios deducidos de simulaciones o mediciones en las descargas de la red primaria.
- b) Si el sistema en estudio está alimentado por una cuenca rural o poco urbanizada, y además, contiene vasos de regulación, los hidrogramas de ingreso se calculan con el hidrograma unitario adimensional, subcapítulo 5.1 y el tránsito de las avenidas por los elementos de regulación, se simula utilizando un método de tránsito de avenidas en sistemas de presas interconectadas.

6.9.4. Perdidas de lluvia

Las cuencas urbanas, son aquellas cuyas condiciones se modifican con el tiempo, 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, suponiendo que su probabilidad de ocurrencia es idéntica a la de la tormenta utilizada para generarla.

Es común que no se cuente con registros adecuados de escurrimientos en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para 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 y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso de suelo; la precipitación se conoce a través de mediciones directas, en el caso de la precipitación que provoca avenidas frecuentes.

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 son 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.

Debido a que la cantidad y calidad de la información disponible varía grandemente de un problema a otro y por otro lado, no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la

relación lluvia-escorrimento. La complejidad 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 lluvia sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican en:

- a) Métodos directos o empíricos: Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta es función, principalmente, de las características físicas de la cuenca; ejemplo de estos métodos son el de Burkli-Ziegler, racional y 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-escorrimentos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplo de estos métodos es el Roa Research Laboratory y el del Hidrograma Unitario.

Muchos de los métodos empíricos y prácticamente todos los hidrológicos, relacionan la lluvia efectiva con el escurrimiento directo, por lo que para su aplicación se requiere primero de la estimación de las pérdidas. Por esta razón, antes de describir los métodos para estimar la relación entre lluvia y escurrimiento, se mencionan algunas formas de calcular las pérdidas.

6.9.4.1. Determinación de la pérdida

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, una parte escurre superficialmente para alimentar a la corriente natural o al sistema de drenaje y la otra es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones de terreno o se infiltra; a estas últimas se le denomina pérdida. En esto se toma en cuenta la evaporación, ya que el agua no permanece indefinidamente sobre la superficie.

En la práctica los componentes de la pérdida son difíciles de separar; por lo que, para efectos de cálculo del escurrimiento en proyectos de diseño de alcantarillado pluvial, se acostumbra calcularla conjuntamente y llamar infiltración a la pérdida total. El cálculo de ella se hacen de la manera siguiente:

Si durante una tormenta, se miden simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, la pérdida se calcula como la diferencia entre el volumen que llovió y el que se convirtió en escurrimiento directo; el primer volumen se obtiene al multiplicar el área de la cuenca por la lámina de lluvia total de la tormenta y el segundo consiste en separar el escurrimiento base del hidrograma provocado por la tormenta y posteriormente calcular el volumen del escurrimiento directo. De la definición de pérdida se puede escribir que:

$$V_p = V_{LL} - V_{ED} \quad (6.4)$$

donde:

V_p volumen de pérdidas

V_{LL} volumen llovido

V_{ED} volumen de escurrimiento directo

Para estimar la forma en que se distribuyen las pérdidas en el tiempo, existen básicamente dos criterios que se describen a continuación:

Criterio del coeficiente de escurrimiento

Este criterio supone que las pérdidas en cada momento son proporcionales a la intensidad de la lluvia en el mismo momento. A la constante de proporcionalidad se le considera característica de cada cuenca y se le denomina coeficiente de escurrimiento. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$CE = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (6.5)$$

donde:

C_E coeficiente de escurrimiento

V_{ED} volumen de escurrimiento directo

V_{LL} volumen llovido

El coeficiente de escurrimiento se puede conocer haciendo mediciones en la cuenca o relacionando los valores que aparecen en la Tabla 6.12, de acuerdo a las características de la cuenca. Los valores de esta Tabla se obtuvieron para tormentas con 5 a 10 años de periodos de retorno.

Este criterio es totalmente empírico y para su aplicación se necesita tener una amplia experiencia y además, de ser posible, contar con mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento, que permitan tener una idea del valor del coeficiente para la zona en estudio.

Tabla 6.12. Valores del coeficiente de escurrimiento.

TIPO DE ÁREA DRENADA	COEF. DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
Zonas Comerciales:		
Zona Comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas Residenciales:		
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
Zonas Industriales		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y Parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas Suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De Concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (pendientes 0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (.0-07 ó más)	0.25	0.35

6.9.4.2. Criterio de la capacidad de infiltración media

En este criterio se supone que la cuenca tiene una capacidad de infiltración promedio constante durante toda la tormenta, de manera que, siempre que llueve con una intensidad menor que dicha capacidad, se infiltra todo lo que llueve y cuando llueve con una intensidad mayor que la capacidad de infiltración, la diferencia escurre.

Para determinar la capacidad de infiltración media, se resta a la altura de precipitación total una lámina constante de agua por unidad de tiempo, a la cual se le llama índice de infiltración. Según este criterio, el índice de infiltración es característico de cada cuenca e independiente de la intensidad de la lluvia y se mide en mm/h.

Aún cuando el criterio adolece de los mismos inconvenientes que el anterior, se han desarrollado metodologías más elaboradas para estimar con más precisión el índice

de infiltración.

6.10. OPTIMACIÓN DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL

Para encontrar el diseño óptimo (el diámetro menor) de una red de drenaje combinado se propone utilizar un método, el cual se divide en cuatro etapas

6.10.1. 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 aguas negras y 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. Se consideran los datos hidrológicos para el periodo de retorno T_r
2. Se proponen $2n$ 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 anteriores.
3. Se calcula la función objetivo para cada conjunto factible.
4. Se rechaza el conjunto factible que dio lugar al valor más grande de la función objetivo.

5. Se calcula el centroide a partir de los conjuntos factibles no rechazados y se encuentra el valor de la función objetivo para el centroide
6. Se propone 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. Se calcula 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 la paso 6.
8. Se continua 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. Se considera 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 óptimo del periodo de retorno T_{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.

6.10.2. 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 (Figura 6.15).

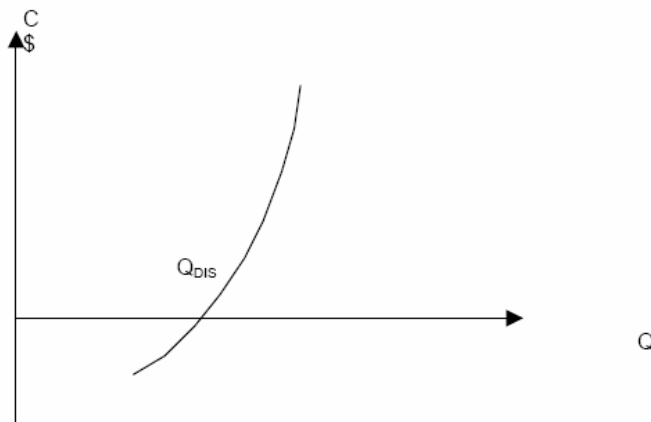


Figura 6.15. Costos por inundación contra gastos

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 en la inteligencia que será necesario revisar la bondad de este procedimiento para satisfacer este fin.

Por ejemplo sea una red diseñada para el periodo de retorno T_r 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 T_r

Calcular para el periodo de retorno T_r 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 cargas contra costos (Figura 6.16) 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 T_i , siempre y cuando la red se haya diseñado para el periodo de retorno T_r .

En caso de tener interés en conocer el costo de daños para otro periodo de retorno repetir la secuela anterior.

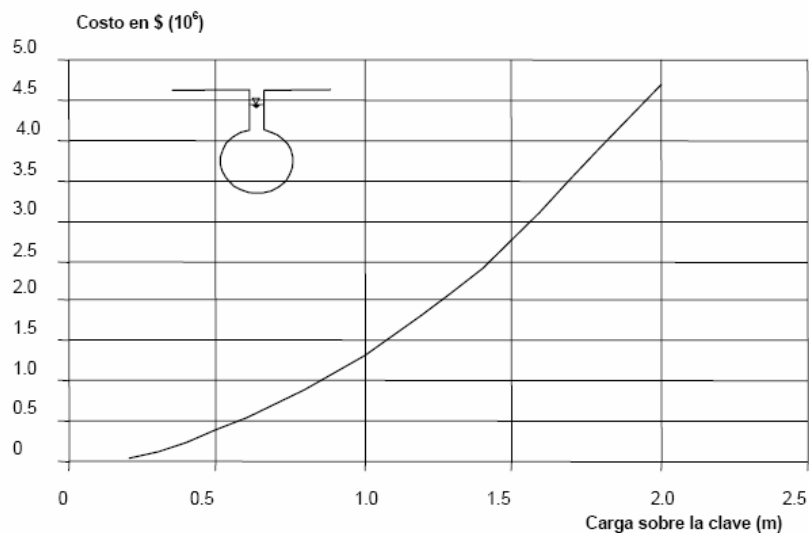


Figura 6.16. Costos por inundación contra carga.

6.10.3. Curva de costo total anual

Para cada periodo de retorno T_r el costo total anual C_T está dado por

$$C_T = C_I + C_M + \bar{C}_D \quad (6.6)$$

Donde C_T es el costo anual de la red, C_I costo anual de la red, C_M costo anual de mantenimiento de la red y \bar{C}_D costo esperado de daños.

Representar en un sistema de ejes T_r contra el costo anual, y se obtiene un punto y luego escoger otro periodos de retorno T_r y repetir el procedimiento lo cual hace posible dibujar una gráfica que muestra la variación de T_r contra C_T (Figura 6.17).

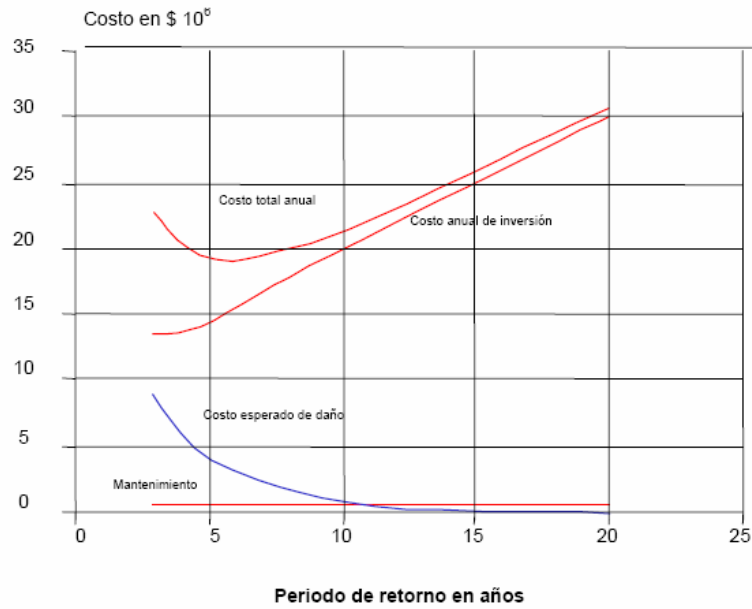


Figura 6.17. Costo total anual contra periodo de retorno

6.10.4. 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:

$$C_I = F \left(\frac{i}{1 - (1+i)^{-L}} \right) \quad (6.7)$$

donde F es el valor de la función objetivo obtenida para el periodo de retorno T_r ; L puede ser tomada como la vida útil en años.

6.10.5. Costo de mantenimiento

Se incluye en el costo anual por que hay que tomar en cuenta los costos por desazolve, reparaciones etc. Se ha considerado que este costo es igual para todos los periodos de retorno.

6.10.6. Costo esperado de daños

En el subinciso 6.10.2 se señaló que para cada periodo de retorno T_r 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 T_r contra C_{Di} .

Como la probabilidad P_i de excedencia es igual a $1/T_r$, es posible agregar a la colección de valores anteriores los de P_i .

Si se dibuja un sistema de ejes cartesianos, en las abscisas a la probabilidad de excedencia P_i y en las ordenadas al costo de daños C_{Di} , obteniéndose una Figura como la 6.18.

El área bajo la curva de la fig. 6.18 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 .

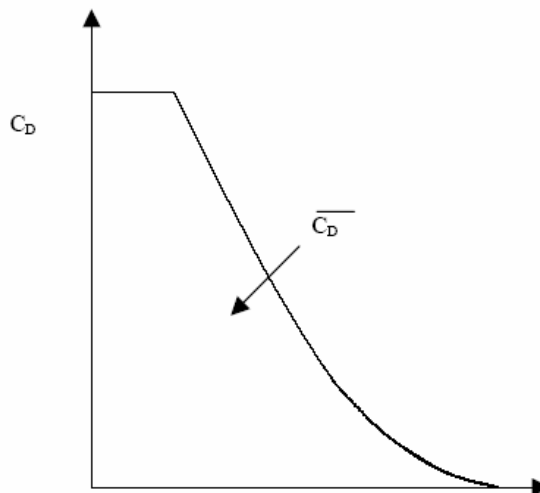


Figura 6.18. Costo de daño en función de la probabilidad de excedencia.

6.10.7. Selección de la red óptima

Para cada periodo de retorno T_r , considerado en el subinciso 6.10.1 se obtiene el costo total anual (ec 6.6). Para ello es necesario calcular el costo anual de la red (ec 6.7) a partir del valor del costo de la red más económico para el periodo de retorno T_r (subinciso 6.10.3).

También se requiere del costo esperado de daños, si la red se diseña para el periodo de retorno T_r , esto se obtiene de acuerdo con lo señalado en el subcapítulo 6.10.4. Por último, se toma en cuenta el costo anual por mantenimiento. Este proceso se repite para otros periodos de retorno T_r de interés.

Una vez que se dispone de la curva de costo total anual contra el periodo de retorno T_r 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. Defino el periodo de retorno de diseño se obtienen los diámetros de la red óptima.

6.11. DISEÑO DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES DE UNA RED.

Se lleva a cabo en forma aproximada, un funcionamiento hidráulico de una red. Con base en el se dice si es aceptable bajo ciertas condiciones y determinado conjunto de diámetros. Se utiliza el método conocido con el nombre de “Gráfico Alemán” con algunas modificaciones para imponer un flujo subcrítico.

Este método proporciona en forma aproximada el hidrograma a la salida de las tuberías tomando en cuenta tiempos de defasamiento en los hidrogramas de cada una de ellas.

Con el método racional se define para cada tramo el gasto máximo Q asociado a cierto periodo de retorno y luego se construyen sus hidrogramas a la entrada.

6.11.1. Tuberías

Conocido el gasto Q por conducir en cada tramo, puede encontrarse su diámetro D y su pendiente S aceptando que el flujo es uniforme y que tiene un tirante de 0.81D (porque para esta condición en una sección circular la velocidad es máxima). Para esto se utiliza el procedimiento siguiente

1. Se propone un diámetro comercial D
2. Se calcula la velocidad como:

$$v = \frac{Q}{0.6815 D^2} \quad (6.8)$$

3. Si la velocidad esta dentro del intervalo

$$V_{\min} \leq v \leq V_{\max}$$

se sigue con el paso 4. De otro modo va el paso 1. V_{\min} y V_{\max} son las velocidades permitidas mínima y máxima respectivamente

4. Se obtienen los tirantes normal (Y_n) y crítico (Y_c) con las ecuaciones

$$Y_n = 0.81D \quad (6.9)$$

$$Y_c = \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{g} D}} \quad (6.10)$$

5. Para asegurarse que el flujo sea subcrítico (con número de Froude del orden de 0.7) se establece que si $Y_n > 1.3Y_c$ se continua con el paso 6. De otro modo se va al paso 1.
6. Se obtiene la pendiente con la fórmula de Manning como

$$S = \left[\frac{Q_n}{0.3082 D^{8/3}} \right]^2 \quad (6.11)$$

7. Termina el proceso.

6.11.2. Ejemplo de diseño de una red de alcantarillado

Con la intención de mostrar una aplicación del método se pretende diseñar la red de drenaje urbano combinado que tiene la configuración mostrada en la Figura 6.19.

a) Datos

Los periodos de retorno T (años) de interés son 3, 5, 10 y 20.

Los diámetros (m) comerciales posibles son 0.2, 0.25, 0.30, 0.38, 0.45, 0.61, 0.76, 0.91, 1.07, 1.22, 1.52, 1.83, 2.13 y 2.44.

Las velocidades V (m/s) deben estar en el intervalo $0.5 \leq V \leq 3$

El colchón mínimo es de 0.9 m.

Para cada diámetro comercial se especifica el ancho de cepa y el espesor de cama. Se proporcionan gastos por unidad de longitud de las tuberías para cada diámetro, costo de excavación por m^3 y costo de arena colocada por m^3 . La topografía, coeficientes de escurrimiento y áreas de aportación aparecen en la Figura 6.19.

Para el cálculo de los gastos de aguas negras, la densidad de población fue de 0.15 hab/ m^3 , la dotación 350 t/hab/día y el coeficiente de retorno de 0.75.

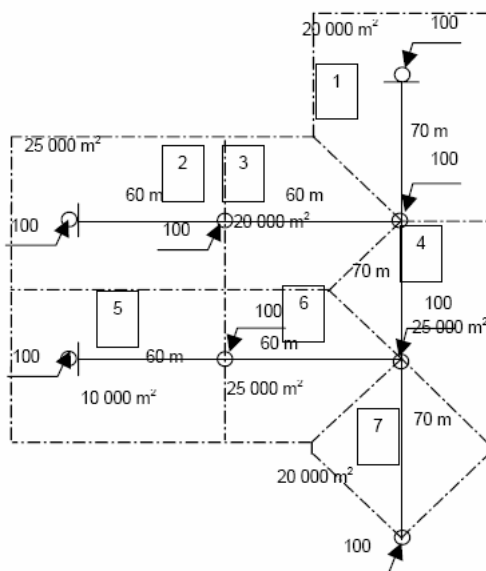


Figura 6.19. Red de drenaje.

b) Diseño de la red de drenaje para un periodo de retorno T_r .

Para cada periodo de retorno de interés se encontraron los valores de la Tabla 6.13.

c) Costo por insuficiencia de la red.

En la Tabla 6.14 se muestran las cargas piezométricas de la red diseñada para el periodo de retorno de 3 años cuando se presentan las condiciones de los periodos de retorno de 3, 5, 10 y 20 años. También se incluye en la Tabla 6.14 el costo por daño por cada pozo según su área de aportación.

En las tablas 6.15 a 6.17 se anota lo mismo que en la 6.14 pero para la red del periodo de retorno de 5, 10 y 20 años respectivamente.

d) Costo esperado de daños por año.

Para cada red óptima se dibujó la curva de costos de daños contra periodo de retorno de prueba. De las Figuras obtenidas se estimó el área bajo la curva asociada a cada periodo de retorno encontrándose que

$$(3 \text{ años}) \bar{c}_{T_1} = 8.885 ; \quad (5 \text{ años}) \bar{c}_{T_2} = 4.049 ; \\ (10 \text{ años}) \bar{c}_{T_3} = 0.893 ; \quad (20 \text{ años}) \bar{c}_{T_4} = 0.015$$

e) Costo anual de la red

Se considera que la tasa de interés es de 8 % y se pagará la red durante 20 años, por lo que el costo será

$$\frac{i}{1-(1+i)^{-L}} = 0.1018$$

En la Tabla 6.18 se consignan los valores de multiplicar el costo de la red F (aparece en la última columna de la Tabla 6.13) por el factor anterior. Este producto da como resultado el costo de la red anual.

f) Selección de la red óptima

Al sumar los costos anuales de la red con el costo esperado de daño y con el mantenimiento se obtiene el costo total anual. En la Tabla 6.18 aparecen los resultados encontrados, de los costos anotados en la columna 6 de la Tabla 6.18 se aprecia que el periodo de retorno 5 es el que tiene el costo total anual menor, por lo tanto, el diseño óptimo de la red es el correspondiente a 5 años.

En la Tabla 6.19 se anotan los valores de diseño óptimo.

Tabla 6.13. Diámetro de diseño para varios periodos de retorno.

Periodo de retorno en años	Diámetro (m) de tubería por tramo							Costo de construcción en millones de pesos. (C.I)
	1	2	3	4	5	6	7	
3	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.76	133.15
5	0.61	0.61	0.61	0.76	0.61	0.61	0.91	145.19
10	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.91	197.99
20	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	1.07	274.77

Tabla 6.14. Costos por insuficiencia para la conducción de gastos en la red óptima del periodo de retorno de 3 años.

Condiciones de diseño				Condiciones de revisión					
(T _r = 3 años)		(T _r =5 años)		(T _r = 10 años)			(T _r = 20 años)		
Pozo No	Elevación		Costo de daño (10 ⁴ *)	Elev. Pzmt. (m)	Costo de daño (10 ⁴ *)	Elev. Pzmt. (m)	Costo de daño (10 ⁴ *)	Elev. Pzmt. (m)	Costo de daño (10 ⁴ *)
	Clave (m)	Pzmt. (m)							
1	99.08	99.44	0.215	99.75	0.659	100.32	1.974	101.19	5.138
2	99.08	99.44	0.221	99.75	0.666	100.32	1.994	101.19	5.171
3	99.08	99.44	0.222	99.75	0.660	100.32	2.002	101.20	5.217
4	99.06	99.40	0.194	99.72	0.633	100.31	2.008	101.20	5.270
5	99.20	99.39	0.069	99.71	0.397	100.31	1.630	101.21	4.700
6	99.18	99.33	0.048	99.67	0.374	100.29	1.627	101.20	4.763
7	99.16	98.69	0.000	99.69	0.442	98.69	0.000	98.69	0.000
8	99.10	99.47	0.231	99.76	0.625	100.33	1.962	101.21	5.156
9	99.09	99.47	0.238	99.77	0.662	100.33	1.982	101.21	5.191
10	99.09	99.47	0.238	99.76	0.671	100.34	2.008	101.22	5.244
11	99.08	99.46	0.234	99.76	0.675	100.34	2.028	101.22	5.288
13	99.07	99.41	0.199	99.74	0.660	100.33	2.034	101.22	5.333
14	99.07	99.41	0.201	99.74	0.662	100.33	2.046	101.22	5.351
15	99.07	99.41	0.201	99.73	0.655	100.33	2.052	101.22	5.373
16	99.06	99.41	0.202	99.73	0.655	100.33	2.075	101.23	5.431
Sumas:			2.715		9.12		24.423		72.637

Tabla 6.15. Costo por insuficiencia para la conducción de gastos en la red óptima del periodo de retorno de 10 años.

Condiciones de diseño			Condiciones de revisión				
(T _r =5 años)			(T _r = 10 años)			(T _r = 20 años)	
Pozo No	elevación		Costo de daño (10 ⁴ *)	Elev. Pzmt. (m)	Costo de daño (10 ⁴ *)	Elev. Pzmt. (m)	Costo de daño (10 ⁴ *)
	Clave (m)	Pzmt. (m)					
1	99.07	99.42	0.201	99.89	0.946	100.64	3.001
2	99.06	99.42	0.210	99.89	0.962	100.64	4.042
3	99.20	99.42	0.085	99.89	0.694	100.69	2.567
4	99.19	99.38	0.069	99.86	0.650	100.62	2.567
5	99.33	99.33	0.000	99.85	0.463	100.63	2.146
6	99.30	99.32	0.001	99.80	0.338	100.59	2.125
7	99.26	99.72	0.000	99.72	0.000	99.72	0.000
8	99.10	99.45	0.212	99.92	0.956	100.67	3.015
9	99.09	99.46	0.224	99.92	0.977	100.67	3.074
10	99.08	99.45	0.228	99.92	0.990	100.67	3.102
11	99.06	99.44	0.228	99.91	0.963	100.66	3.120
13	99.05	99.39	0.187	99.88	0.950	100.65	3.130
14	99.05	99.39	0.190	99.88	0.954	100.65	3.137
15	99.05	99.39	0.192	99.87	0.952	100.65	3.297
16	99.04	99.38	0.199	99.87	0.962	100.65	3.161
Sumas:			2.228		11.816		40.357

Tabla 6.16. Costo por insuficiencia para la conducción de gastos en la red óptima del periodo de retorno de 10 años.

Condiciones de diseño			Condiciones de revisión		
(T _r = 10 años)			(T _r = 20 años)		
Pozo No	elevación		Costo de daño (10 ⁴ *)	Elev. Pzmt. (m)	Costo de daño (10 ⁴ *)
	Clave (m)	Pzmt. (m)			
1	99.06	99.37	0.170	99.79	0.772
2	99.04	99.37	0.179	99.79	0.789
3	99.03	99.36	0.181	99.78	0.793
4	99.01	99.27	0.120	99.69	0.669
5	99.133	99.24	0.025	99.66	0.424
6	99.070	99.08	0.001	99.48	0.269
7	99.008	99.69	0.000	99.69	0.000
8	99.100	99.41	0.168	99.83	0.772
9	99.085	99.41	0.182	99.83	0.798
10	99.071	99.40	0.187	99.82	0.808
11	99.054	99.38	0.187	99.80	0.806
13	99.019	99.25	0.101	99.68	0.643
14	99.017	99.25	0.103	99.68	0.640
15	99.014	99.25	0.106	99.68	1.648
16	98.999	99.25	0.111	99.67	0.662
Sumas:			1.822		11.060

Tabla 6.17. Costo por insuficiencia para la conducción de gastos en la red óptima del periodo de retorno de 20 años.

Condiciones de diseño			
(T _r = 20 años)			
Pozo No	elevación		Costo de daño (10 ⁴ *)
	Clave (m)	Pzmt. (m)	
1	99.03	99.07	0.004
2	99.02	99.07	0.007
3	99.00	99.06	0.008
4	98.96	98.95	0.000
5	99.07	98.94	0.000
6	98.975	98.85	0.000
7	98.874	98.40	0.000
8	99.100	99.13	0.030
9	99.077	99.13	0.007
10	99.054	99.11	0.010
11	99.028	99.09	0.010
13	98.973	99.15	0.065
14	98.696	99.15	0.067
15	98.965	99.14	0.064
16	98.941	99.12	0.068
Sumas:			0.311

Tabla 6.18. Cálculo del costo total anual.

Periodo de retorno (años)	Inversión 10 ⁴ *	Inversión anual	Costo esperado de año (10 ⁴ *)	Costo de mantenimiento (10 ⁴ *)	Costo total anual (10 ⁴ *)
3	133.15	13.600	8.885	0.50	22.990
5	145.19	14.781	4.079	0.50	19.360
10	197.39	20.095	0.893	0.50	11.490
20	294.77	30.010	0.015	0.50	30.525

Tabla 6.19. Diseño óptimo de la red.

Tubería	Diámetro (m)	Cota de la plantilla aguas arriba (m)	Cota de plantilla aguas abajo (m)	Pendiente de la plantilla (10 ⁻³)	Longitud (m)
1	0.61	98.463	98.448	0.2106	70
2	0.61	98.490	98.470	0.3293	60
3	0.61	98.470	98.448	0.3628	60
4	0.76	98.448	98.421	0.3908	70
5	0.61	98.445	98.441	0.0527	60
6	0.61	98.441	98.421	0.3459	60
7	0.91	98.421	98.358	0.8981	70

6.11.3. Cárcamos y estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo en sistemas de alcantarillado son utilizadas cuando no es posible realizar el desalojo de las aguas residuales y/o pluviales por gravedad.

6.11.3.1. Planeación y consideraciones del sitio

Algunos de los aspectos que se deben considerar en la selección del sitio de bombeo son: tener acceso adecuado para garantizar una operación segura, acciones de mantenimiento y de emergencia en cualquier momento. Las condiciones hidráulicas deben tener primordial importancia en la selección del sitio, también se debe tener en cuenta que no se inunde el sitio por efecto de los escurrimientos superficiales producidos durante las lluvias, así como contar con un área de estacionamiento y maniobras de maquinaria.

6.11.3.2. Tipos de estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo son necesarias para desalojar:

- a) Aguas residuales domésticas crudas
- b) Aguas pluviales
- c) Aguas residuales industriales
- d) Aguas residuales de redes de alcantarillado unitario
- e) Fangos producidos en las plantas de tratamiento
- f) Efluentes tratados
- g) Redes de agua en las plantas de tratamiento

Se recurre al uso de estaciones de bombeo en las redes alcantarillado por lo siguiente

- a) Si la cota de la zona a servir es demasiado baja para que sus aguas residuales puedan ser evacuadas por gravedad a los colectores existentes o en proyecto
- b) Se necesita dar servicio a zonas situadas en el exterior de la cuenca vertiente pero que pertenezca a la zona a sanear.
- c) Si la omisión de un bombeo, aún en el caso de que ello sea factible, supone un costo de construcción excesivo debido a la necesidad de efectuar grandes excavaciones para la construcción de la alcantarilla que preste servicio a una zona determinada.

6.11.3.3. Clasificación de las estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo se han clasificado de diferentes maneras, aunque ninguna de ellas es totalmente satisfactoria. Algunos de los sistemas normales de clasificación son los siguientes:

- a) Por capacidad (m^3/s)

- b) Por la fuente de energía (electricidad, motores diesel, etc.)
- c) Por el método de construcción empleado (in situ, prefabricadas, etc.)
- d) Por su función u objetivo específico.

En la Tabla 6.20 se presenta una clasificación de las estaciones de bombeo según su capacidad y el método constructivo normalmente utilizado. Como puede verse, hay una diferencia considerable en lo que se refiere al intervalo de capacidades entre las estaciones prefabricadas y las de construcción convencional.

Tabla 6.20. Clasificación de las estaciones de bombeo según su capacidad y método constructivo utilizado

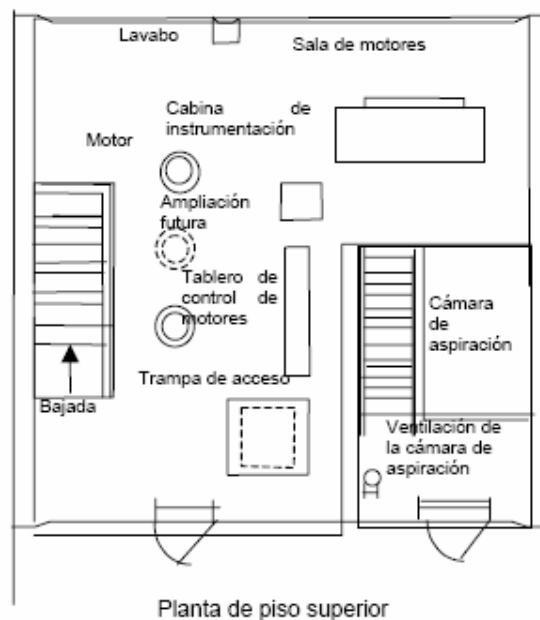
	Intervalo de capacidad	
	m ³ /s	gal/min
Clase/tipo	< 0.02	< 300
Eyectores neumáticos		
Prefabricadas		
Cámara de aspiración	0.006 - 0.03	100 – 500
Cámara seca	0.006 - > 0.1	100 - > 1600
Convencional		
Pequeña	0.2 – 0.09	300 – 1400
Mediana	0.06 – 0.65	1000 – 10000
Grande	> 0.65	> 15 Mgal/d

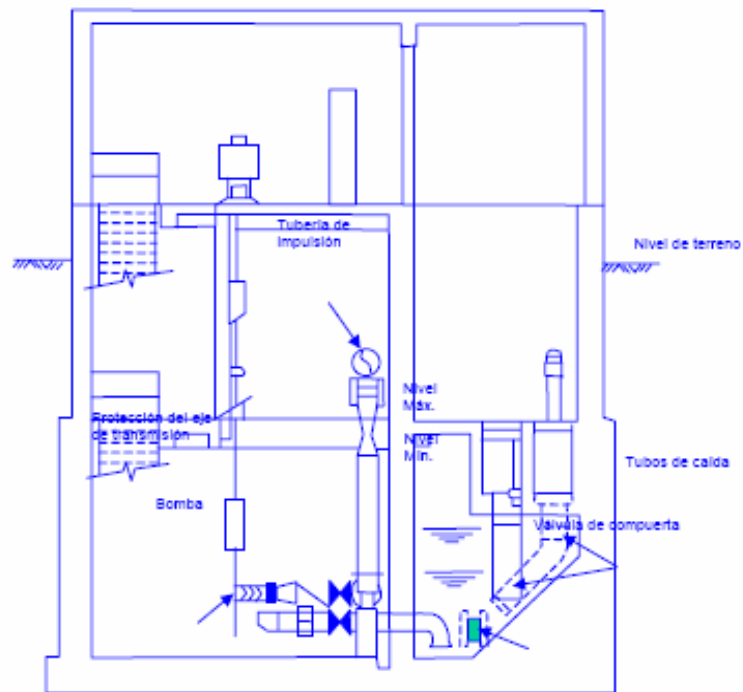
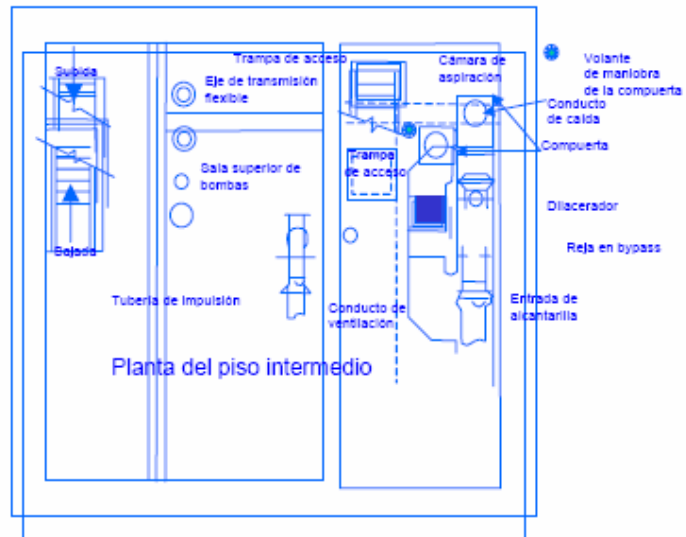
Las estaciones de bombeo prefabricadas son suministradas en módulos que incluyen todos los equipos y componentes ya montados. Normalmente, se encuentran disponibles en tres tipos de equipos de bombeo: eyectores neumáticos, bombas sumergidas y bombas de cámara seca. Los eyectores neumáticos se suelen emplear para caudales pequeños, ya que las bombas centrifugas cuya sección de paso sea de 75 mm, no puede funcionar a caudales menores de 0.006 m³/s. Para caudales pequeños también se puede emplear bombas sumergidas que pueden ser extraídas para su mantenimiento sin afectar el sistema de impulsión. Ambos tipos de bombas pueden utilizarse en instalaciones prefabricadas o convencionales. En el curso de los últimos años, la capacidad de las instalaciones prefabricadas se ha visto incrementada notablemente, pudiendo conseguirse, en la actualidad instalaciones de capacidades superiores a 0.3 m³/s.

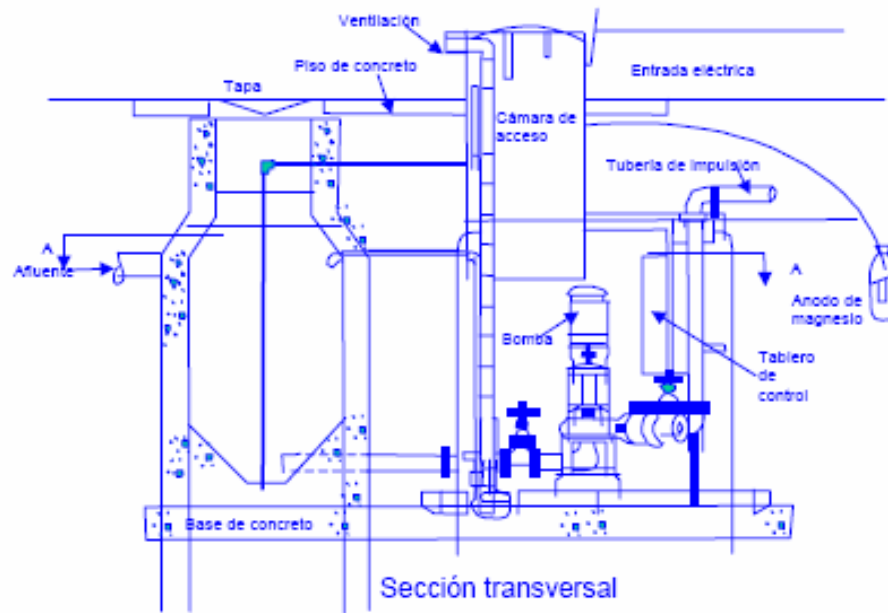
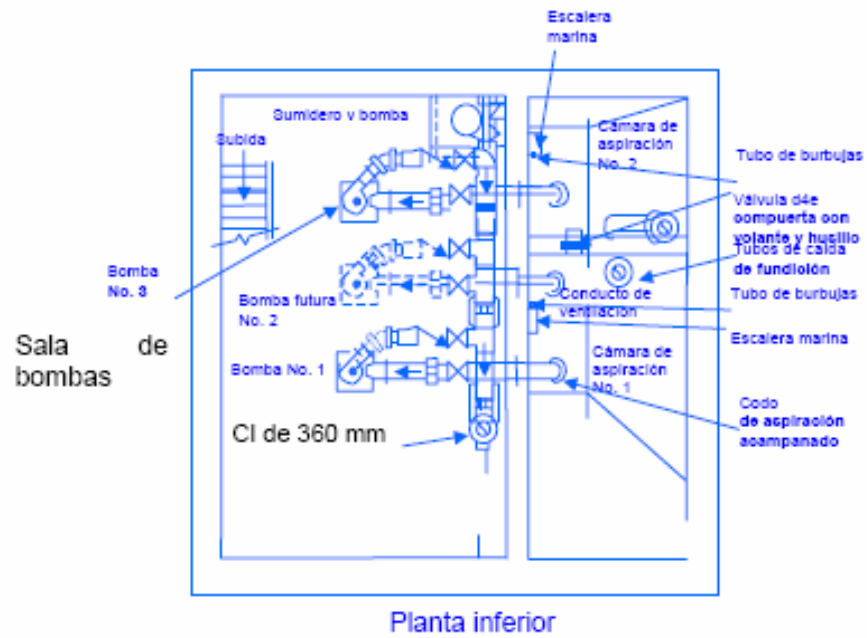
La capacidad de las estaciones de bombeo convencionales suelen oscilar entre 0.02 y 0.65 m³/s. Se emplean cuando: 1) las condiciones locales impiden el uso de estaciones prefabricadas, 2) la magnitud o la variación del caudal es tal que excede a las capacidades disponibles de las instalaciones prefabricadas. Aunque se emplea el término convencional para describir este tipo de estaciones, cada una de ellas se proyecta para adecuarla las condiciones locales.

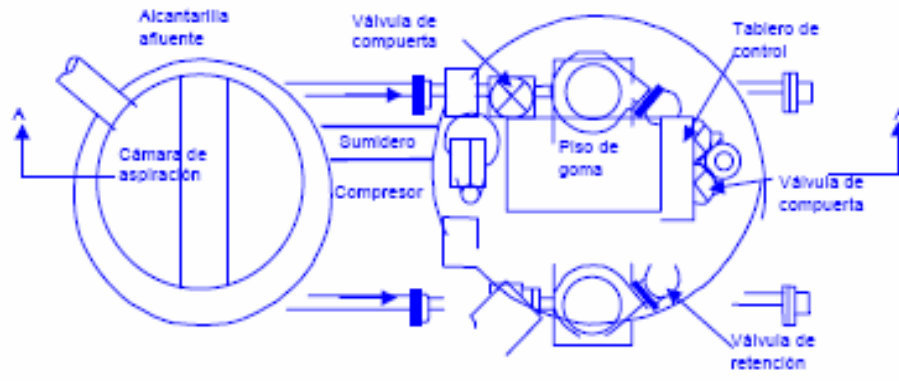
6.11.3.4. Características generales de las estaciones de bombeo

El objeto básico de una estación de bombeo es elevar el agua, por lo que dentro de una estación se incluyen, tanto las bombas como equipos auxiliares de las mismas. En consecuencia, las características de diseño de las estaciones de bombeo varían con la capacidad y el método constructivo a emplear. En la Figura 6.20 se muestra un diagrama esquemático de una moderna estación de bombeo convencional para aguas residuales y en la Figura 6.21 una estación de bombeo tipo prefabricada típica. Las características generales de ambos tipos de estaciones de bombeo se resumen en la Tabla 6.21.







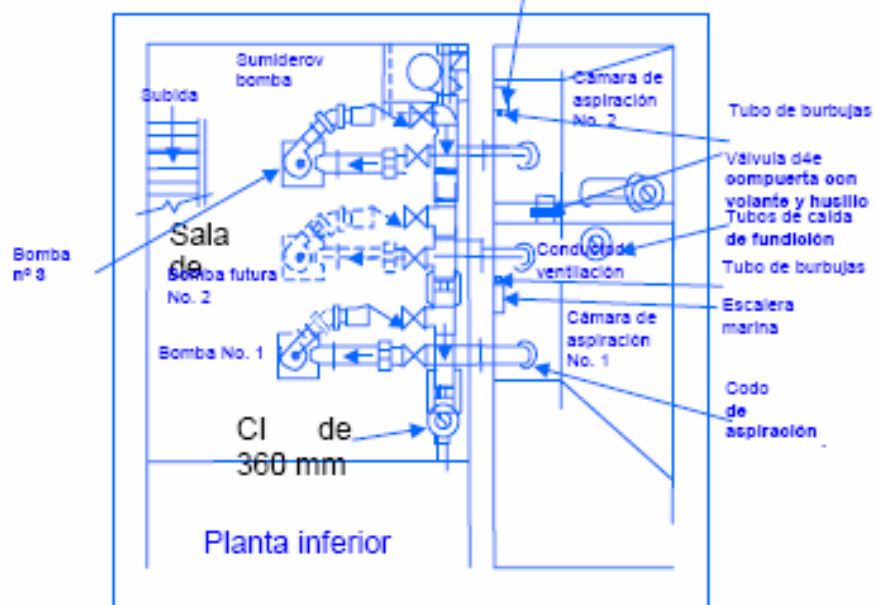
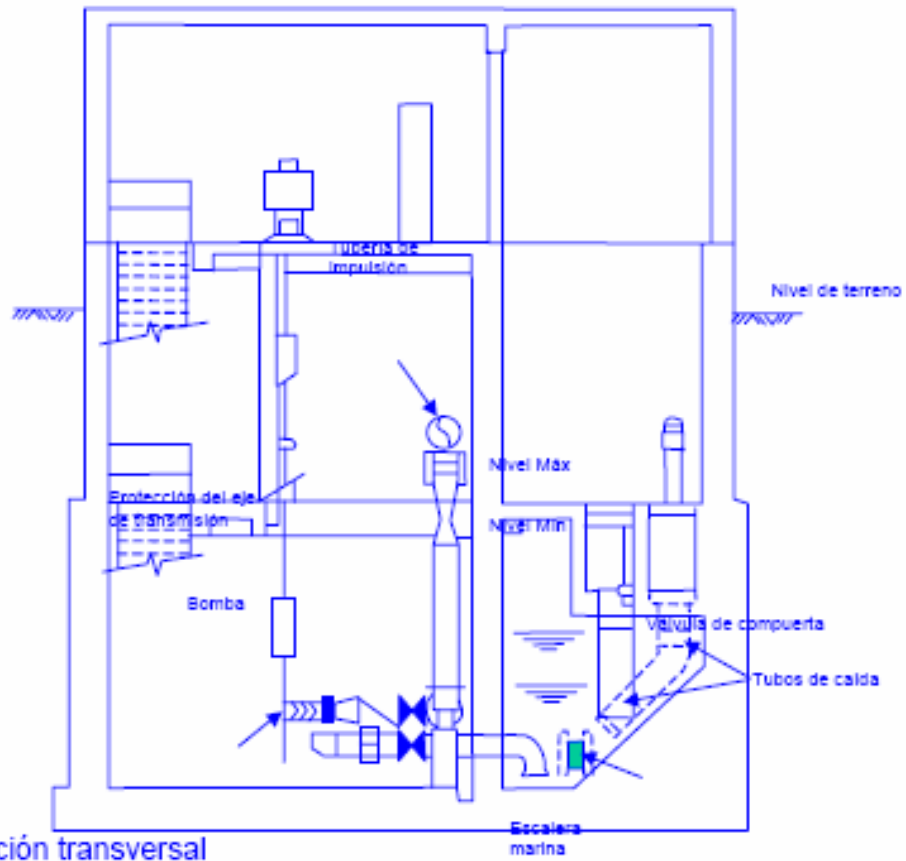


Planta corte A-A

Figura 6.20. Estación de bombeo convencional de aguas residuales.



Planta de piso superior



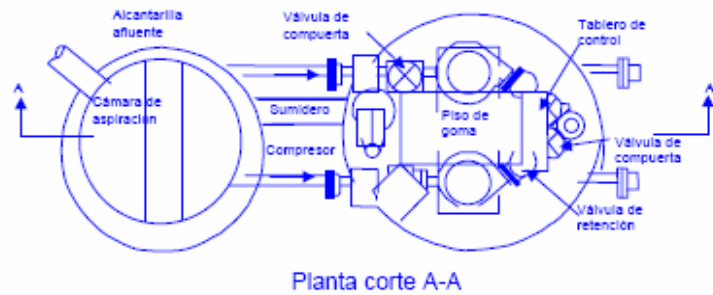
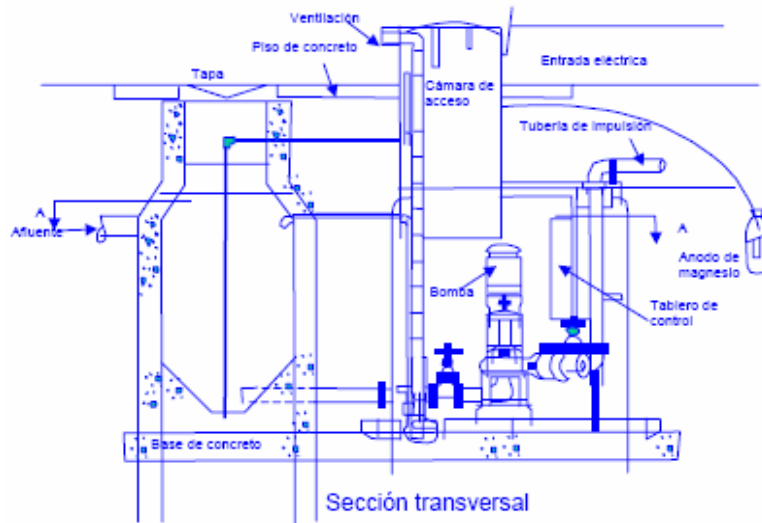
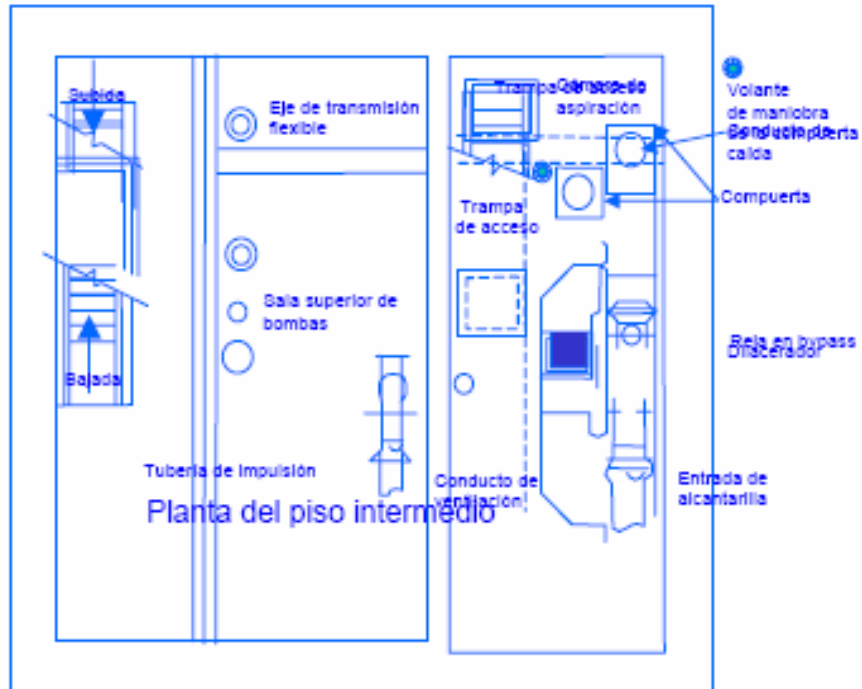


Figura 6.21. Estación de bombeo prefabricada.

Tabla 6.21. Características generales de las estaciones de bombeo convencionales y prefabricadas.

Características	Función normal	Convencional	Prefabricada
Construcción		Estructura de hormigón armado. La superestructura puede ser de fabrica de ladrillo, hormigón armado o paneles de madera o metálicos	Acero fibra de vidrio
Cámara de aspiración	Recepción del agua residual de la red de alcantarillado y en almacenamiento antes del bombeo	A menudo se instalan equipos de protección de las bombas tales como rejillas y dilaceradores. El acceso a la cámara de aspiración debe ser directo desde el exterior y por medio de una escalera	A menudo se emplean pozos de registro de hormigón como cámaras de aspiración en estaciones de pequeño tamaño
Cámara seca	Alojamiento de las bombas	Los motores y cuadros de control se instalan en el piso intermedio de la cámara seca o en el piso superior a nivel del terreno	Los motores suelen colocarse en la cámara seca junto con el cuadro de control; generalmente, hay que instalar un deshumidificador para proteger este último contra la corrosión
Bombas	Situadas en la solera de la cámara seca con la parte superior de la carcasa por debajo del nivel mínimo de agua en la cámara de aspiración		
Tuberías de aspiración y descarga	La tubería de aspiración conecta la cámara de aspiración con la bomba. La tubería de descarga conecta la bomba con la tubería de impulsión. Las válvulas suelen localizarse en las tuberías de aspiración y descarga para permitir el aislamiento de las bombas para su mantenimiento y limpieza		

Características	Función normal	Convencional	Prefabricada
Instrumentación	Incluye los controles automáticos y manual de las bombas, las alarmas de nivel máximo y mínimo y la media del caudal	El cuadro de control de motores se coloca en el piso a nivel del terreno en las estaciones de gran tamaño	El cuadro de control se coloca en la cámara seca
Equipo eléctrico	Los motores eléctricos son el sistema de accionamiento de uso común de las bombas	Los motores se colocan en el piso intermedio de la cámara seca o en el que esta a nivel del terreno. A veces se emplean motores duales en grandes estaciones para accionar las bombas	Los motores suelen acoplarse directamente a las bombas y el conjunto se coloca en la cámara seca
Fuente de Suministro de energía		Por razones de seguridad de funcionamiento, la estación de bombeo debe tener doble alimentación de energía. Ello puede conseguirse mediante dos líneas eléctricas o una línea y uno o más grupos electrógenos montados en la estación	Generalmente, sólo hay una línea de suministro eléctrico aunque puede instalarse un grupo electrógeno como fuente auxiliar
Calefacción y ventilación	Dependiendo de la temperatura, la cámara de aspiración puede precisar calefacción para evitar condensaciones y heladas. En climas fríos, se necesita calefacción en la cámara seca para evitar heladas. Ambas cámaras requieren ventilación para eliminar vapores peligrosos		
fontanería		La instalación de la fontanería de las instalaciones de gran tamaño consiste, normalmente, en una bomba de sumidero para el drenaje de la cámara seca.	

Características	Función normal	Convencional	Prefabricada
Varios		<p>Las trampas de acceso deben colocarse de modo que permitan la extracción de las bombas, motores y equipos auxiliares. Para facilitar el mantenimiento y extracción de elementos se suele utilizar pórticos o, preferiblemente, vigas carril con polipastos situadas sobre las trampas de acceso y sobre cada elemento pesado.</p> <p>En ocasiones se instalan elementos complementarios tales como lavabo, almacén y taller.</p> <p>En algunas estaciones, especialmente en climas cálidos, las aguas sépticas y el sulfuro de hidrógeno pueden originar olores y problemas de corrosión. En estos casos hay que instalar en la estación sistemas de cloración u otros tratamientos químicos para eliminar tales problemas</p>	

7. ELABORACIÓN DEL PROYECTO

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) Trazo de la red de alcantarillado pluvial
- e) Diseño hidráulico de la red de alcantarillado pluvial
- f) Planos de la red de alcantarillado pluvial
- g) Catalogo de conceptos y cantidades de obra y presupuesto

De los aspectos anteriores ya se han descrito algunos en los capítulos anteriores (a, c, d, e), a continuación se describen los restantes.

7.1. MEMORIA DESCRIPTIVA

Deberá 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 comprensión 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 has 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) Período 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. PLANOS CONSTRUCTIVOS

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 localización. En la Figura 7.1 se presenta la simbología convencional para proyectos de alcantarillado pluvial.

7.3. CATALOGO DE CONCEPTOS, CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Para tener un costo estimado del proyecto, se elaborará el catálogo de conceptos con precios unitarios vigentes de la CNA, indicando las cantidades de obra que estará de acuerdo con los planos constructivos y especificaciones del proyecto.

En el presupuesto se desglosaran los conceptos para la ejecución de la obra, como principales puntos los siguientes:

- a) Ruptura y reposición de pavimentos
- b) Terracerías
 - b.1) excavación en zanjas
 - b.2) plantilla
 - b.3) relleno de la excavación
- c) Acarreos
- d) Instalación de tuberías
- e) Suministro de tuberías
- f) Pozos de visita
- g) Brocales y tapas
- h) Coladeras
- i) Limpieza

Estos conceptos se realizarán de acuerdo a las especificaciones generales y particulares de construcción, las cuales debe observar el contratista.

En la Tabla 7.1 se presenta un formato para el catálogo de conceptos, cantidades de obra y presupuesto, en la que se consideran los conceptos principales de obra para un sistema de alcantarillado pluvial.

Tabla 7.1. Formato tipo del catálogo de conceptos de obra.

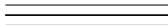
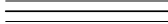
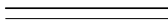
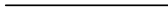



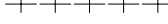

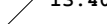




Nombre de proyecto: Contrato No. Sistema:					
Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U. \$	Importe \$
1000 **	Ruptura y demolición de pavimento	m ³			
1001 **	Construcción de pavimento de espesor	m ³			
1005 01	Limpieza y trazo en el área de trabajo	m ³			
10 ** **	Excavación a mano para zanjas en material común, en				
10 ** **	Hasta ... m de profundidad	m ³			
10 ** **	Excavación con uso de explosivos p/zanjas en material III, en ...				
10 ** **	Hasta ... m de profundidad	m ³			
1130 0*	Plantilla apisonada al ...% proctor en zanjas ... con materia producto de ...	m ³			
1131**	Relleno de zanjas a volteo con material producto de ...	m ³			
1131 **	Compactado al ... %, con material producto de ...	m ³			
30** **	Instalación de tubería de ..., de ..mm de diámetro	m			
30** **	Pozos de visita tipo "...", hasta ...m de profundidad.	pozo			

Nombre de proyecto:					
Contrato No.					
Sistema:					
Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U. \$	Importe \$
3110 00	Brocales y tapas para pozos de visita, ...				
3110 01	De concreto, fabricación e instalación	Pza.			
3110 0*	De fierro fundido, instalación... con tapa ciega (w = ...kg)	pza			
30 ** **	Incremento del precio del pozo de visita por cada 0.25 m de profundidad.	inc			
803* **	Suministro de tubería de ..., en fábrica, de diámetro de ... cm	m			
9000 **	Acareo primer km de materiales pétreos arena, grava, materiales producto de excavación en camión de volteo, descarga a volteo en camino	m ³			
9002 **	Acarreo km subsecuentes al primero, de materiales pétreos, acero, grava, materiales de excavación en camión de volteo, en camino	m ³ -km			
9030 00	Acarreos en carretilla ...				
9030 01	A 20 m, incluyendo carga de material producto de excavación.	m ³			

Nombre de proyecto:					
Contrato No.					
Sistema:					
Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U. \$	Importe \$
9030 02	En estaciones subsecuentes de 20 m, de material producto de excavación	m ³ -est			
**** **	Suministro e instalación de contra marco	Pza			
**** **	Suministro e instalación de marco con tapas de ...	Pza			

NOTA : en la Tabla anterior, se presentan los conceptos principales para un sistema de alcantarillado pluvial, aclarando que los asteriscos que aparecen en las claves respectivas, indican que deberán ser sustituidos por los dígitos correspondientes y completar el enunciado del concepto, para lo cual, se tienen puntos suspensivos señalando el llenado respectivo de acuerdo al Catálogo General de Precios Unitarios para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, vigente a la elaboración del proyecto; editado por la Comisión Nacional del Agua.

P R O Y E C T O

Emisor _____	
Colector _____	
Subcolector _____	
Atarjea _____	
Cabeza de atarjea _____	
Pozo de visita _____	
Estación de bombeo _____	
Línea a presión _____	
Elevación de terreno _____	
Elevación de plantilla _____	
Longitud-pendiente-diametro (m-miles.-cm) _____	120-2-30
Coladera de piso _____	
Coladera de banqueteta _____	
Coladera longitudinal de banqueteta _____	
Coladera transversal _____	

C O N S T R U C C I O N


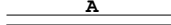
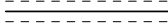
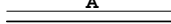
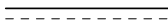
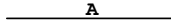
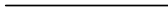
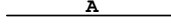










	FUTURA	ACTUAL
Emisor _____		
Colector _____		
Subcolector _____		
Atarjea _____		
Estación de bombeo _____		
Coladera de piso _____		
Coladera de banqueteta _____		
Coladera longitudinal de banqueteta _____		
Coladera transversal _____		

Figura 7.1. Simbología convencional para proyectos de alcantarillado pluvial.

8. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

8.1. CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

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.

Dada la complicación de los aspectos anteriores, para disponer de una metodología práctica para diseñar una red de drenaje se propone utilizar diferentes criterios.

Esto se lleva a cabo en forma aproximada para obtener, un funcionamiento hidráulico de una red. Con base en él se decide si es aceptable, bajo ciertas condiciones, determinado conjunto de diámetros. En esto se utiliza el método conocido con el nombre de gráfico alemán con algunas modificaciones para establecer flujo subcrítico.

8.2. INFORMACIÓN REQUERIDA

Para simular el movimiento del flujo en una red de alcantarillado es necesario contar con la configuración geométrica de la red, así como la intensidad de lluvia para el periodo de retorno de diseño y con esto estimar hidrogramas de entrada en cada uno de los puntos de ingreso a la red. Para obtener lo anterior se puede utilizar lo descrito en los capítulos cuatro y seis de este manual.

8.3. MÉTODO DE SIMULACIÓN DE FLUJO NO PERMANENTE EN REDES

8.3.1. Modelo matemático para flujo unidimensional

Cuando el flujo de agua se presenta en una red de drenaje urbano éste se lleva a cabo con tirantes pequeños y pendientes suaves y es similar al movimiento de una onda larga; el componente vertical de la velocidad del agua es pequeño en comparación con el horizontal, por lo cual el movimiento del agua puede ser tratado como unidimensional. Se emplea un criterio lagrangiano de cálculo, esto es, con volúmenes de control constantes en el espacio en los que solamente se modifica la profundidad hidráulica.

Las ecuaciones de movimiento del flujo no permanente a superficie libre son:

$$\frac{\partial (A v)}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (8.1)$$

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} + S_f = 0 \quad (8.2)$$

donde A es el área hidráulica (m^2); v la velocidad media (m/s); B el ancho de superficie libre (m); h es el tirante (m); g la aceleración de la gravedad (m/s^2); z la elevación de la plantilla; S_f la pendiente de la línea de energía (m/m); x representa la distancia (m); t al tiempo (s).

Se usa la suma del tirante con la elevación del fondo, por lo que se emplea $y = h + z$, dando lugar a las expresiones siguientes:

$$\frac{\partial (A v)}{\partial x} = B \frac{\partial y}{\partial t} \quad (8.1a)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = - \left(\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{I}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + S_f \right) \quad (8.2a)$$

En estas ecuaciones y representa a la elevación de la superficie libre del agua (m), medida con respecto a un plano horizontal de referencia.

Para la escritura en diferencias finitas de las ecs 8.1a y 8.2a se toma en cuenta a los volúmenes de control mostrados en la Figura 8.1. Se establece que las elevaciones del agua en la sección i y en la $i+1$ son respectivamente $Y_{i,j}$ y $Y_{i+1,j}$. Además, en la sección i la velocidad de ingreso a ella es $V_{i,j}$ y la de salida $U_{i,j}$ y se supone que en la misma puede entrar al cauce ó salir de él un gasto $G_{i,j}$ (es positivo cuando es gasto de entrada y negativo si es gasto de salida). Las variables del flujo de agua están referidas al instante $t = j \Delta t$, donde Δt es el intervalo de tiempo y a la distancia $x = i \Delta x$, donde Δx es la longitud entre las secciones i e $i+1$.

Como las velocidades, las áreas y elevaciones varían con el tiempo y la distancia, los distintos términos de las ecs. 8.1a y 8.2a se pueden escribir en diferencias finitas de la manera siguiente

$$\frac{\partial Y}{\partial x} \cong \frac{\theta}{\Delta X} (Y_{i+1, j+1} - Y_{i, j+1}) + \frac{1 - \theta}{\Delta X} (Y_{i+1, j} - Y_{i, j}) \quad (8.3)$$

$$\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} \cong \frac{V_{i+1, j+1} + U_{i, j+1}}{2 g \Delta X} (V_{i+1, j} - U_{i, j}) \quad (8.4)$$

$$\frac{I}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \cong \frac{I}{2 g \Delta t} [(U_{i, j+1} + V_{i+1, j+1}) - (U_{i, j} + V_{i+1, j})] \quad (8.5)$$

$$S_f \cong \frac{I}{4} \frac{n^2}{r_{i, j}^{4/3}} | U_{i, j} + V_{i+1, j} | (U_{i, j+1} + V_{i+1, j+1}) \quad (8.6)$$

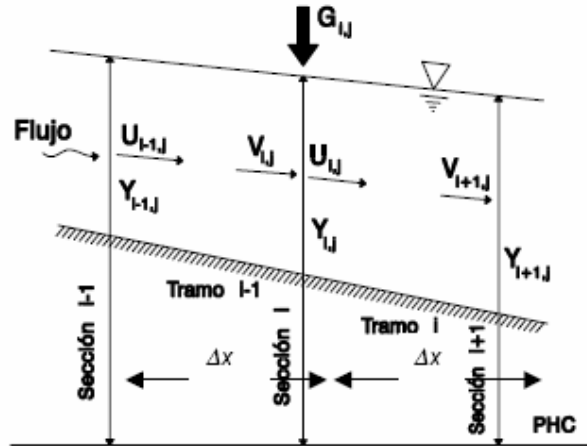


Figura 8.1. Volúmenes de control.

$$\frac{\partial A v}{\partial x} \cong \frac{A_{i+1,j} V_{i+1,j+1} - A_{i,j} U_{i,j+1}}{\Delta X} \quad (8.7)$$

$$B \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{B_{i+1,j} + B_{i,j}}{4 \Delta t} \left[(Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1}) - (Y_{i+1,j} + Y_{i,j}) \right] \quad (8.8)$$

donde θ es un factor de peso que sirve para calcular promedios ponderados en el tiempo con la finalidad de mejorar la aproximación de las derivadas temporales. Sustituyendo las ecuaciones 8.7 y 8.8 en la ec. 8.1 y las ecs. 8.3 a 8.8 en la 8.2 se obtiene

$$A_{i,j} U_{i,j+1} - A_{i+1,j} V_{i+1,j+1} = -\frac{\Delta X}{4 \Delta t} (B_{i+1,j} + B_{i,j}) (Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1} - Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \quad (8.9)$$

$$\begin{aligned} \frac{\theta}{\Delta X} (Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta X} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) &= \frac{V_{i+1,j+1} + U_{i,j+1}}{2g\Delta X} (U_{i,j} - V_{i+1,j}) + \\ \frac{1}{2 \Delta t} (U_{i,j} + V_{i+1,j} - U_{i,j+1} - V_{i+1,j+1}) - \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| (U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) & \end{aligned} \quad (8.10)$$

Esta última expresión se puede escribir como:

$$\begin{aligned} \left[\frac{U_{i,j} - V_{i+1,j}}{2g\Delta X} - \frac{1}{2g\Delta t} - \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \right] U_{i,j+1} + \\ \left[\frac{U_{i,j} - V_{i+1,j}}{2g\Delta X} - \frac{1}{2g\Delta t} - \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \right] V_{i+1,j+1} = \end{aligned}$$

$$\frac{\theta}{\Delta X} (Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta X} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) - \frac{I}{2g\Delta t} (V_{i,j} + V_{i+1,j}) \quad (8.11)$$

Las ecs. 8.9 y 8.11 forman un sistema lineal no homogéneo en $U_{i,j+1}$ y $V_{i+1,j+1}$, que puede ser escrito como

$$a_{11} U_{i,j+1} + a_{12} V_{i+1,j+1} = b_1 \quad (8.12)$$

$$a_{22} U_{i,j+1} + a_{22} V_{i+1,j+1} = b_2 \quad (8.13)$$

donde:

$$a_{11} = A_{i,j} \quad (8.14)$$

$$a_{12} = -A_{i+1,j} \quad (8.15)$$

$$a_{22} = \frac{U_{i,j} - V_{i+1,j}}{2g\Delta X} - \frac{I}{2g\Delta t} - \frac{I}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \quad (8.16)$$

$$b_1 = e_1 Y_{i+1,j+1} + e_1 Y_{i,j+1} + f_1 \quad (8.17)$$

$$b_2 = e_2 Y_{i+1,j+1} - e_2 Y_{i,j+1} + f_2 \quad (8.18)$$

$$e_1 = \frac{\Delta X}{4\Delta t} (B_{i+1,j} + B_{i,j}) \quad (8.19)$$

$$f_1 = e_1 (Y_{i+1,j} + Y_{i,j}) \quad (8.20)$$

$$e_2 = \frac{\theta}{\Delta X} \quad (8.21)$$

$$f_2 = \frac{1-\theta}{\Delta X} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) - \frac{I}{2g\Delta t} (U_{i,j} + V_{i+1,j}) \quad (8.22)$$

La solución del sistema de ecuaciones formado por las ecs. 8.12 y 8.13 es igual a:

$$U_{i,j+1} = \frac{b_1 a_{22} - b_2 a_{12}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} = \frac{I}{a_{11} - a_{12}} b_1 - \frac{a_{12}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} b_2 \quad (8.23)$$

$$V_{i+1,j+1} = \frac{b_2 a_{11} - b_1 a_{22}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} = \frac{I}{a_{11} - a_{12}} b_1 + \frac{a_{11}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} b_2 \quad (8.24)$$

Sustituyendo las ecs. 8.17 y 8.18 en las dos igualdades anteriores da lugar a dos expresiones fundamentales del método numérico que son:

$$U_{i,j+1} = P_{i,j} Y_{i+1,j+1} + Q_{i,j} Y_{i,j+1} + R_{i,j} \quad (8.25)$$

$$V_{i+1,j} = S_{i,j} Y_{i+1,j+1} - T_{i,j} Y_{i,j+1} + W_{i,j} \quad (8.26)$$

en las cuales:

$$P_{i,j} = \frac{e_1 a_{22} - e_2 a_{12}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} \quad (8.27)$$

$$Q_{i,j} = \frac{e_1 a_{22} + e_2 a_{12}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} \quad (8.28)$$

$$R_{i,j} = \frac{f_1 a_{22} - f_2 a_{12}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} \quad (8.29)$$

$$S_{i,j} = \frac{-e_1 a_{22} + e_2 a_{11}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} \quad (8.30)$$

$$T_{i,j} = \frac{e_1 a_{22} + e_2 a_{11}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} \quad (8.31)$$

$$W_{i,j} = \frac{-f_1 a_{22} + f_2 a_{11}}{a_{22} (a_{11} - a_{12})} \quad (8.32)$$

De acuerdo con la Figura 8.1 la ecuación de continuidad en la sección i para el gasto de entrada promedio en el tiempo

$$\bar{G} = \theta G_{i,j+1} + (1 - \theta) G_{i,j} \quad (8.33)$$

permite escribir:

$$A_{i,j} U_{i,j+1} + \theta G_{i,j+1} + (1 - \theta) G_{i,j} = A_{i,j} V_{i,j+1}$$

Al considerar las ecs. 3.25 y 3.26 se establece que

$$T_{i-1,j} Y_{i-1,j+1} + (Q_{i,j} - S_{i-1,j}) Y_{i,j+1} + P_{i,j} Y_{i+1,j+1} = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}} (\theta G_{i,j+1} + (1 - \theta) G_{i,j}) \quad (8.34)$$

La cual corresponde a una ecuación lineal con tres incógnitas planteada para la sección i localizada entre la segunda y penúltima sección del tramo en estudio que puede ser escrita como:

$$a_{i-1,i} = T_{i-1,j} \quad (8.35)$$

$$a_{i,i} = Q_{i,j} - S_{i-1,j} \quad (8.36)$$

$$a_{i+1,i} = P_{i,j} \quad (8.37)$$

$$b_i = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}} (\theta G_{i,j+1} + (1-\theta) G_{i,j}) \quad (8.38)$$

Se considera que la sección del conducto esta compuesta por un círculo y un rectángulo vertical de ancho muy pequeño unido a la parte superior del círculo y se puede tratar el flujo a presión con las ecs. 8.1 y 8.2.

Para una red de tuberías, el cálculo se realiza dividiendo a los conductos en dos categorías, de modo que primero se calculan los de uno de ellas suponiendo que los parámetros hidráulicos de los de la segunda categoría permanecen constantes, para después calcular los de la segunda categoría suponiendo lo mismo que en los de la primera. Este cálculo se hace en intervalos de tiempo sucesivos.

Al plantear la ec. 8.34 para las secciones intermedias en el cauce de interés se forma un sistema de ecuaciones lineales tridiagonal cuyas incógnitas son las elevaciones del agua $Y_{i,j+1}$. Una vez resuelto este sistema, con las ecs. 8.25 y 8.26 se obtienen las velocidades del flujo $U_{i,j+1}$ y $V_{i+1,j+1}$.

8.3.2. Condiciones de frontera

De acuerdo con el método de características para el cálculo del flujo no permanente a superficie libre cuando se tiene régimen subcrítico se requiere de una condición de frontera aguas arriba y otra aguas abajo.

8.3.2.1. Condición de frontera aguas arriba

En la primera sección ($i = 1$) el gasto de ingreso es conocido. De modo que el gasto promedio de entrada (ec. 3.33) es igual al de salida $A_{1,j} U_{1,j+1}$, esto es:

$$\theta G_{1,j+1} + (1 - \theta)G_{1,j} = A_{1,j}U_{1,j+1} \quad (8.39)$$

así, los coeficientes y término independiente de la primera ecuación del sistema de ecuaciones quedan como:

$$a_{11} = Q_{1,j} \quad (8.40)$$

$$a_{12} = P_{1,j} \quad (8.41)$$

$$b_1 = -R_{1,j} + \frac{1}{A_{1,j}} \left(\theta G_{1,j+1} + (1 - \theta) G_{1,j} \right) \quad (8.42)$$

8.3.2.2. Condición de frontera aguas abajo de

Se considera como condición de frontera una elevación de la superficie libre conocida, sea Y_F .

Las velocidades de flujo del último tramo son:

$$U_{M-1,j+1} = P_{M-1,j} Y_F - Q_{M-1,j} Y_{M-1,j} + R_{M-1,j} \quad (8.43)$$

$$V_{M-1,j+1} = S_{M-2,j} Y_{M-1,j+1} - T_{M-2,j} Y_{M-2,j+1} + W_{M-2,j} \quad (8.44)$$

Al proponer la ecuación de continuidad en la penúltima sección ($i = M - 1$) da lugar a:

$$T_{M-2,j} Y_{M-2,j+1} + (Q_{M-1,j} - S_{M-2,j}) Y_{M-1,j+1} = W_{M-2,j} - R_{M-1,j} - P_{M-1,j} Y_F$$

por lo que los coeficientes y término independiente de la ecuación $M - 1$ son:

$$a_{M-1,M-2} = T_{M-2,j} \quad (8.45)$$

$$a_{M-1,M-1} = Q_{M-1,j} - S_{M-2,j} \quad (8.46)$$

$$b_{M-1} = W_{M-2,j} - R_{M-1,j} - P_{M-1,j} Y_F \quad (8.47)$$

Para asegurarse que la descarga de esta sección sea con una elevación del agua mayor o igual a la mínima (la asociada al tirante crítico $h_{c,j}$, para el instante j), se emplea la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{c,j}}{B_{c,j}} = \frac{V_{M,j}}{g} \quad (8.48)$$

donde $A_{c,j}$ y $B_{c,j}$ son el área y ancho de superficie correspondientes al tirante crítico; $V_{M,j}$ es la velocidad de entrada a la sección M obtenida con el método propuesto para el instante j . De modo que Y_F será:

$$Y_F = \begin{cases} h_F + Z_F & \text{sí } h_F > h_{c,j} \\ h_{c,j} + Z_F & \text{sí } h_F \leq h_{c,j} \end{cases} \quad (8.49)$$

donde Z_F es la elevación del fondo de la sección $i = M$ y h_F es el tirante conocido en tal sección.

8.3.3. Sistema de ecuaciones lineales

De acuerdo con lo expuesto, el sistema de ecuaciones lineales tridiagonal a resolver es el siguiente:

Sección $i = 1$

$$a_{11} = Q_{1,j} \quad (8.50)$$

$$a_{12} = P_{1,j} \quad (8.51)$$

$$b_1 = -R_{1,j} + \frac{1}{A_{1,j}} \left(\theta G_{1,j+1} + (1 - \theta) G_{1,j} \right) \quad (8.52)$$

Secciones intermedias $i = 2, M - 2$

$$a_{i-1,i} = T_{i-1,j} \quad (8.53)$$

$$a_{i,i} = Q_{i,j} - S_{i-1,j} \quad (8.54)$$

$$a_{i+1,i} = P_{i,j} \quad (8.55)$$

$$b_i = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}} \left(\theta G_{i,j+1} + (1 - \theta) G_{i,j} \right) \quad (8.56)$$

Sección penúltima $i = M - 1$

$$a_{M-1, M-2} = T_{M-2, j} \quad (8.57)$$

$$a_{M-1, M-1} = Q_{M-1, j} - S_{M-2, j} \quad (8.58)$$

$$b_{M-1, M-2} = W_{M-2, j} - R_{M-1, j} - P_{M-1} - Y_F \quad (8.59)$$

8.3.4. Solución del sistema de ecuaciones lineales

Para resolver el sistema de ecuaciones lineales tridiagonal se puede utilizar el algoritmo de Thomas, para lo cual se tienen que seguir estos cuatro pasos

S1. Formación del sistema de ecuaciones lineales

Se considera que el sistema con N ecuaciones (en este caso, $N = M - 1$) está dado de la manera siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Para: } \quad i &= 1 \\ f_i &= a_{i,i} \\ g_i &= a_{i,i+1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para: } \quad i &= 2, N-1 \\ e_i &= a_{i,i-1} \\ f_i &= a_{i,i} \\ g_i &= a_{i,i+1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para: } \quad i &= N \\ e_i &= a_{i,i-1} \\ f_i &= a_{i,i} \end{aligned}$$

Los términos independientes se representan con b_i .

S2. Transformaciones hacia abajo de

$$\begin{aligned} \text{Para } \quad k &= 2, N \\ f_k &= f_k f_{k-1} - g_{k-1} e_k \\ g_k &= g_k - f_{k-1} \\ b_k &= b_k f_{k-1} - b_{k-1} e_k \end{aligned}$$

S3. Cálculo del valor de la incógnita N

$$X_N = b_N / f_N$$

S4. Cálculo de las otras incógnitas

Para $k = N - 1, 1$ (disminuyendo de 1 en 1)

$$X_k = (b_k - g_k X_{k+1}) / f_k$$

En el apéndice se incluye un listado en Quick Basic de un programa con una subrutina que utiliza este algoritmo.

8.3.5. Forma de utilizar el método de simulación de flujo

De acuerdo con las ideas expuestas el método propuesto consiste en los pasos siguientes:

1. Leer datos de las secciones transversales de fondo, coeficientes de rugosidad, distancia entre secciones, etc
2. Considerar Y_F
3. Hacer $j = 1$
4. Leer valores iniciales de elevaciones de agua y velocidades

$$Y_{i,1}, U_{i,1}, V_{i+1,1}$$

5. Leer los hidrogramas de entrada en cada sección

$$G_{i,1}, G_{i,2}, G_{i,3}, \dots, G_{i,m}$$

6. Desde $i = 1$ hasta $M - 1$ calcular con las ecs. 8.27 a 8.32

$$P_{i,j}, Q_{i,j}, R_{i,j}, S_{i,j}, T_{i,j} \text{ y } W_{i,j}$$

7. Definir los coeficientes a_{ij} y términos independientes b_j del sistema de ecuaciones lineales con ayuda de las ecs. 8.48 a 8.58.
8. Con las instrucciones S1 a S4 se resuelve el sistema de ecuaciones lineales.

9. Desde $i = 1$ hasta $M - 1$ hacer

$$Y_{i,j+1} = X_i$$

10. Considerar que: $Y_{M,j+1} = Y_F$

11. Desde $i = 1$ hasta $M - 2$ calcular

$$U_{i,j+1} \quad \text{con la ec 8.25}$$

$$V_{i+1,j+1} \quad \text{con la ec 8.26}$$

12. Para $i = M - 1$ calcular $U_{i, j+1}$ con la ec 8.25
13. Si se desea escribir los resultados ir al paso 14, de otro modo continuar con el paso 15
14. Escribir $j + 1$ y desde $i = 1$ hasta $M - 1$

$$Y_{i, j+1}, U_{i, j+1}, V_{i+1, j+1}$$

15. Hacer $j = j + 1$
16. Si $j > N$ ir al paso
17. Ir al paso 4
18. Fin

8.4. EJEMPLO DE SIMULACIÓN DE FLUJO EN UNA RED DE ALCANTARILLADO

Para ejemplificar la metodología descrita se resolverá la red mostrada en la Figura 8.2, en esta se indica en cada sección la cota topográfica de la misma, cada sección es equidistante a 100 m, esto se logró después de que del trazo que se realizó en el plano planimétrico se esquematizó la red como se muestra, también para cada inicio de sección o tramo se determinó su área tributaria para poder estimar gastos de ingreso y tiempos de concentración, ya que con estos se construirán sus correspondientes hidrogramas, en la Tabla 8.1 se presentan los diámetros, gastos pico (Q_p), y tiempos pico (T_p) en cada sección.

Tabla 8.1. Diámetros, gastos y tiempos pico en cada sección de la red a analizar.

Sección	Diám. (m)	Q_p (m^3/s)	T_p (s)	Sección	Diám. (m)	Q_p (m^3/s)	T_p (s)
1	0.45	0.0078	6.40	17	2.13	0.1542	4.67
2	0.61	0.0294	8.13	18	2.13	0.2398	4.60
3	0.76	0.1799	2.20	19	2.13	0.2570	4.86
4	0.91	0.1762	2.58	20	2.13	0.0184	5.04
5	1.22	0.1395	2.81	21	0.45	0.0538	7.35
6	1.52	0.4038	3.32	22	0.61	0.2203	8.80
7	1.52	0.4038	3.85	23	0.76	0.2166	2.19
8	1.52	0.2276	4.26	24	0.91	0.1028	2.19
9	1.52	0.1799	4.66	25	0.91	0.1028	3.10
10	1.83	0.0624	3.11	26	1.07	0.3451	2.53
11	1.83	0.0330	2.67	27	0.76	0.3451	3.12
12	2.13	0.1432	2.87	28	1.07	0.3451	3.05
13	2.13	0.3010	3.57	29	1.22	0.3451	3.42
14	2.13	0.1542	2.62	30	1.22	0.2019	3.05
15	2.13	0.0587	2.31	31	1.22	0.1395	2.45
16	2.13	0.1211	4.13				

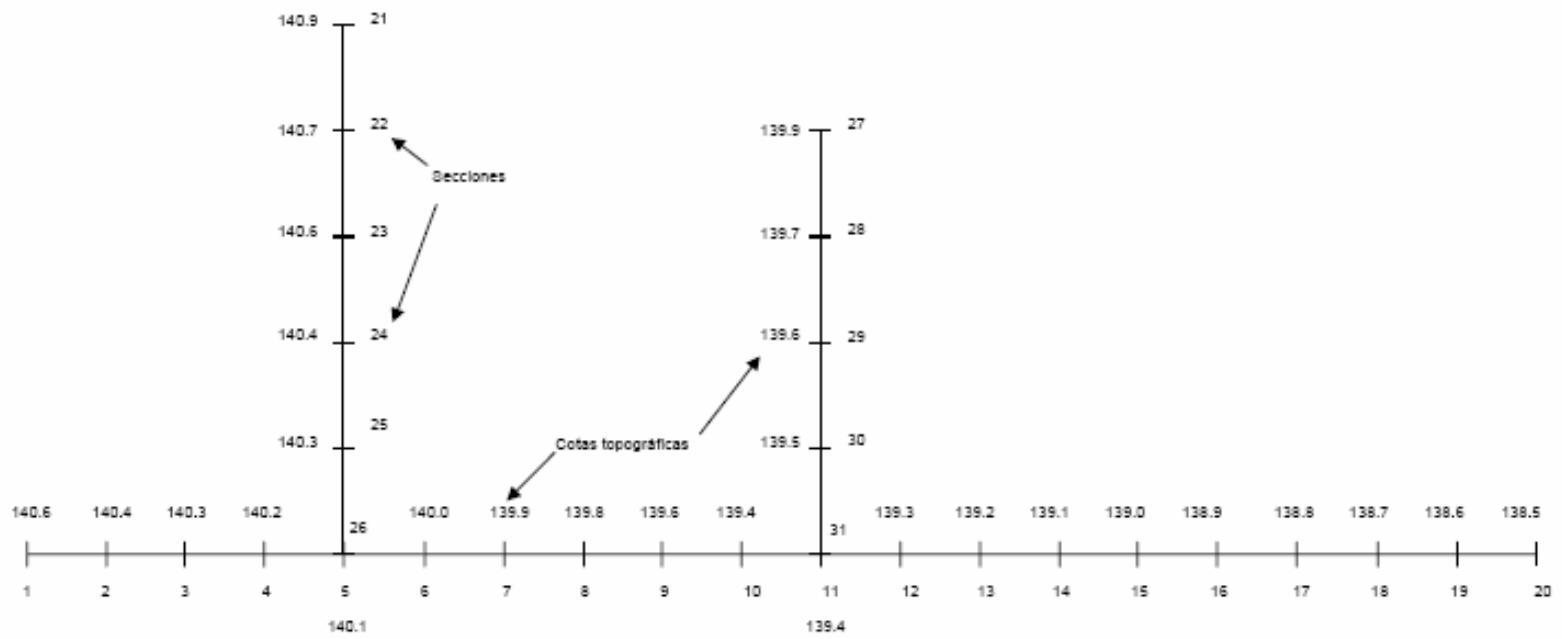


Figura 8.2. Esquema de la red a analizar.

8.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL FLUJO EN REDES

Para conocer el funcionamiento hidráulico de la red es necesario llevar a cabo una simulación de flujo mediante un modelo matemático, utilizando la información anterior y el programa de cómputo TRAVE del apéndice C, se obtienen las características hidráulicas de cada una de las secciones que conforman la red analizada, estos resultados se muestran en las tablas siguientes.

Tabla 8.2. Elevaciones, gastos y tirantes en el tubo 3.

Tubo No. 3	ITERACIÓN 439		TIEMPO 1920 s		GASTO ING (m ³ /s)	Y/D	Fr
	SEC	ELEVACIÓN (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)			
1	141.29	0.68	0.39	0.107	0.007	1.52	0.17
2	141.27	0.85	0.32	0.132	0.026	1.40	0.11
3	141.23	0.88	0.50	0.256	0.098	1.16	0.16
4	141.20	0.95	0.61	0.411	0.108	1.05	0.17
5	141.19	1.04	1.18	1.247	0.090	0.85	0.34
6	141.15	1.15	1.09	1.601	0.282	0.76	0.33
7	141.08	1.16	1.33	1.972	0.299	0.76	0.40
8	140.98	1.17	1.46	2.194	0.174	0.77	0.43
9	140.87	1.20	1.53	2.345	0.141	0.79	0.44
10	140.83	1.33	1.16	2.367	0.042	0.73	0.33
11	140.76	1.33	1.80	3.684	0.021	0.73	0.51
12	140.71	1.43	1.48	3.757	0.093	0.67	0.42
13	140.62	1.42	1.57	3.942	0.217	0.66	0.45
14	140.52	1.40	1.61	4.004	0.095	0.66	0.47
15	140.41	1.38	1.63	3.981	0.033	0.65	0.47
16	140.31	1.37	1.66	3.994	0.092	0.64	0.49
17	140.19	1.35	1.70	4.031	0.121	0.63	0.50
18	140.06	1.33	1.78	4.140	0.188	0.62	0.53
19	139.92	1.30	1.88	4.265	0.190	0.61	0.58
20	139.46	0.96	2.74	4.253	0.206	0.45	1.02

Fr – Número de Froude

Tabla 8.3. Elevaciones, gastos y tirantes en el tubo 2.

Tubo No.2	ITERACIÓN 438		TIEMPO 1890				
SEC	ELEVACIÓN	TIRANTE	VELOCIDAD	GASTO	GASTO ING	Y/D	Fr
	(m)	(m)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)		
21	141.50	0.51	0.632	0.120	0.017	1.136	0.33
22	141.45	0.70	0.471	0.158	0.051	1.139	0.18
23	141.41	0.75	0.736	0.333	0.170	0.990	0.14
24	141.36	0.86	0.818	0.521	0.167	0.946	0.21
25	141.27	0.92	0.950	0.623	0.086	1.010	0.27
26	141.19	1.04	0.696	0.620	0.082	0.967	0.15

Fr – Número de Froude

Tabla 8.4. Elevaciones, gastos y tirantes en el tubo 3.

Tubo No.3	ITERACIÓN 438		TIEMPO 1890				
SEC	ELEVACIÓN	TIRANTE	VELOCIDAD	GASTO	GASTO ING	Y/D	Fr
	(m)	(m)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)		
27	141.00	1.01	0.669	0.386	0.290	1.32	0.20
28	140.98	1.19	0.750	0.720	0.289	1.11	0.17
29	140.94	1.26	0.875	1.038	0.295	1.03	0.18
30	140.86	1.28	1.015	1.218	0.169	1.05	0.21
31	140.76	1.33	0.994	1.218	0.111	1.09	0.20

Fr – Número de Froude

De los resultados que se presentan en las tablas anteriores se puede observar que se tienen 8 columnas, en la primera se anota el número de sección; en la segunda la elevación del fondo de la tubería más el tirante; en la tercera se encuentra el tirante; en la cuarta esta la velocidad, en esta columna se podrá observar que no se presenten velocidades menores a la mínima o mayores a la máxima, ya que en el primer caso se tendrán zonas de acumulación de sedimento y en el segundo caso se presentará erosión de los conductos; la quinta es el gasto en la sección; en la sexta el gasto que ingresa en la sección indicada; en la séptima se indica la relación de tirante y diámetro de la tubería, por lo que para valores mayores a 1 se tiene que en esa sección el conducto se encuentra trabajando a presión, por lo que será necesario evaluar los daños que se producirán bajo estas condiciones y decidir la conveniencia de cambiar la

tubería por un diámetro mayor o aceptar que trabaje a presión.

Por lo que respecta a la velocidad sí en algunas secciones es menor a 0.60 m/s, es decir inferior a la mínima permisible, por lo que en este caso se podría presentar sedimentación, sin embargo como estas condiciones ocurren en periodos muy cortos, cada que se presente el gasto de diseño, y cuando se encuentra trabajando en condiciones de gasto base las velocidades son mayores a la mínima permisible (tablas 8.5 a 8.7) el sedimento puede ser removido con lo que el problema se elimina.

8.6. INFORME TÉCNICO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED

Una vez que se ha realizado la simulación matemática del flujo en la red y se han interpretado los resultados en necesario realizar un informe técnico en el cual se concentren los puntos más importantes del funcionamiento de la red. Este informe debe contener lo siguiente:

- Localización de la red analizada
- Población a la que dará servicio la red
- Plano de la red analizada indicando diámetros, longitudes, cotas de terreno, en cada sección
- Intensidad de lluvia analizada
- Periodo de retorno analizado
- Gasto base considerado en cada sección
- Descripción del funcionamiento de la red, indicando los sitios en los se presentarán problemas de inundación
- Tirantes que se presenten en cada sección

Tabla 8.5. Elevaciones, gastos y tirantes en el tubo 1.

Tubo No. 1	ITERACIÓN 375		TIEMPO 0 s				
SEC	ELEVACIÓN	TIRANTE	VELOCIDAD	GASTO	GASTO ING	Y/D	Fr
	(m)	(m)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)		
1	140.86	0.25	0.90	0.100	0.000	0.40	0.67
2	140.72	0.31	0.59	0.100	0.000	0.40	0.39
3	140.62	0.27	0.62	0.100	0.000	0.30	0.45
4	140.52	0.27	0.63	0.100	0.000	0.29	0.46
5	140.45	0.30	0.90	0.200	0.000	0.24	0.63
6	140.34	0.34	0.66	0.200	0.000	0.22	0.43
7	140.24	0.31	0.75	0.200	0.000	0.21	0.51
8	140.11	0.31	0.77	0.200	0.000	0.20	0.53
9	139.93	0.27	0.92	0.200	0.000	0.18	0.68
10	139.83	0.34	0.61	0.200	0.000	0.18	0.40
11	139.76	0.32	0.96	0.300	0.000	0.18	0.64
12	139.66	0.38	0.70	0.300	0.000	0.18	0.43
13	139.58	0.37	0.72	0.300	0.000	0.17	0.46
14	139.49	0.37	0.74	0.300	0.000	0.17	0.47
15	139.39	0.36	0.75	0.300	0.000	0.17	0.48
16	139.30	0.36	0.76	0.300	0.000	0.17	0.49
17	139.19	0.35	0.78	0.300	0.000	0.17	0.50
18	139.09	0.35	0.79	0.300	0.000	0.16	0.51
19	139.00	0.37	0.72	0.300	0.000	0.18	0.45
20	138.76	0.26	1.24	0.300	0.000	0.12	0.94

Fr – Número de Froude

Tabla 8.6. Elevaciones, gastos y tirantes en el tubo 2.

TUBO NO. 2	ITERACION 376		TIEMPO 0				
SECC.	ELEVACION	TIRANTE	VELOCIDAD	GASTO	GASTO ING.	Y/D	FR
	(m)	(m)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)		
21	141.26	0.27	1.02	0.100	0.000	0.59	0.69
22	141.06	0.31	0.67	0.100	0.000	0.51	0.43
23	140.90	0.25	0.79	0.100	0.000	0.32	0.59
24	140.76	0.27	0.63	0.100	0.000	0.29	0.46
25	140.56	0.21	0.89	0.100	0.000	0.23	0.74
26	140.45	0.30	0.49	0.100	0.000	0.28	0.34

Fr – Número de Froude

Tabla 8.7. Elevaciones, gastos y tirantes en el tubo 3.

TUBO NO. 3	ITERACIÓN 376		TIEMPO 0				
SEC	ELEVACIÓN	TIRANTE	VELOCIDAD	GASTO	GASTO ING	Y/D	FR
	(m)	(m)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)		
27	140.21	0.22	0.93	0.100	0.000	0.29	0.75
28	140.04	0.25	0.63	0.100	0.000	0.23	0.48
29	139.93	0.25	0.60	0.100	0.000	0.20	0.46
30	139.81	0.23	0.65	0.100	0.000	0.19	0.51
31	139.76	0.32	0.40	0.100	0.000	0.27	0.27

Fr – Número de Froude

9. ASPECTOS RELATIVOS A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA RED DE ALCANTARILLADO.

En este capítulo se han reunido la mayor parte de las indicaciones para definir la construcción de los principales elementos de una red de alcantarillado pluvial. La mayoría de las indicaciones se encuentran contenidas en normas de fabricación y de construcción, especificadas en ocasiones en planos cuyo empleo en nuestro país es común en la práctica.

9.1. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

La construcción de un sistema de alcantarillado se lleva a cabo mediante una serie de actividades, las cuales se pueden describir en el siguiente orden:

1. Limpieza y trazo de la red. El trazo de la red se realiza con cal de acuerdo al ancho de la zanja y de acuerdo a los planos del proyecto. Durante esta actividad deberán removerse todos aquellos obstáculos tales como piedras, árboles, etc. que pudieran dificultar la construcción de la red, especialmente en aquellas poblaciones donde no existe pavimento en las calles.
2. Ruptura de pavimento. Esta actividad se realiza en aquellos casos en que deben hacerse ampliaciones o la instalación de la red por primera vez en aquellas poblaciones cuyas calles ya cuentan con pavimento.
3. Excavación de la zanja. Se efectúa empleando maquinaria o a mano según el tipo de suelo y la disposición de mano de obra de la localidad. La maquinaria puede consistir en retroexcavadoras, dragas o zanjadoras según el tipo de zanja por excavar.

Las retroexcavadoras se emplean para zanjas de 60 cm de ancho como mínimo y con profundidades hasta de 8 metros. Por otra parte, las dragas poseen mayor alcance pues hacen zanjas de hasta 12 metros de profundidad y por último, las zanjadoras sólo pueden excavar hasta un metro de profundidad, pero son muy rápidas.

En los puntos donde se construirán pozos de visita se suele hacer la excavación un poco más amplia, de acuerdo con las dimensiones del pozo y se coloca una plantilla de concreto de acuerdo con los niveles de proyecto.

4. Protección de las paredes de la zanja. En algunos casos se requiere el uso de ademes pues el material de los costados de la zanja no resiste los taludes de excavación.
5. Extracción del agua de las zanjas. Puede llevarse a cabo con bombas en aquellos lugares en que el nivel freático sea somero y dificulte la excavación de las zanjas.
6. Instalación de la tubería. Cuando la excavación de las zanjas ha avanzado lo suficiente, se realiza una nivelación con teodolito de la plantilla de la zanja y se coloca la cama de arena según las especificaciones de la misma. Posteriormente se instala cuidadosamente la tubería de acuerdo a las cotas y pendientes de proyecto.

La unión de las tuberías se realiza tal como lo recomienda el fabricante de la tubería

y en aquellos espacios donde se ubicarán los pozos de visita se suelen dejar los huecos durante la instalación de la tubería, para que una vez colocada la tubería se construyan los pozos.

7. Relleno de la zanja. Cuando ya ha sido instalada la tubería y se han hecho los pozos necesarios, se inicia el relleno de la zanja de acuerdo a las especificaciones del relleno de la zanja. Usualmente se apisona el relleno en capas de 10 cm de espesor hasta cubrir el lomo de la tubería. Posteriormente pueden apisonarse capas de mayor espesor (15 a 25 cm) hasta alcanzar la superficie del terreno.

Antes de pavimentar deberá esperarse de tres días a una semana para que el terreno alcance su compactación natural y se eviten asentamientos posteriores.

8. Reconstrucción del pavimento. Finalmente, se reconstruye el pavimento faltante o se pavimenta toda la calle según lo especifique el proyecto.

La instalación de las estructuras de captación se realiza siguiendo los mismos pasos anteriores, pero complementando la instalación de las tuberías con las estructuras de captación.

Cuando se requiere la construcción de conductos in situ, después de la excavación de las zanjas se lleva a cabo un procedimiento constructivo que permite la construcción de los conductos en dos o tres partes según los siguientes pasos:

1. Preparación de la cimentación del conducto. Si el terreno de la zanja es consistente, se le da al fondo de la zanja la forma exterior del conducto. Por otra parte, si el terreno es blando, se coloca una plantilla de concreto pobre en el fondo de la zanja.
2. Construcción de la losa de fondo. Con el terreno preparado, se coloca un armado que permita en primer término colar la losa de fondo y que ya incluya el armado de los muros.
3. Construcción de los muros. Una vez que ya se tiene la losa de fondo se pueden colar los muros y en ocasiones hasta el techo del conducto empleando cimbras especiales.
4. Construcción del techo del conducto. Si la sección del conducto es rectangular, se cuela el techo del conducto una vez que los muros están listos.

Durante la colada de las diferentes partes del conducto deberán tenerse los cuidados necesarios para que el concreto llene todos los huecos, generalmente se utiliza un vibrador.

9.2. ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS PARA COLADERAS PLUVIALES

Las coladeras pluviales, bocas de tormenta o sumideros son las estructuras de captación de un sistema de alcantarillado pluvial. Existen coladeras de: banquetas, piso, piso y banquetas, longitudinales de banquetas y transversales de piso.

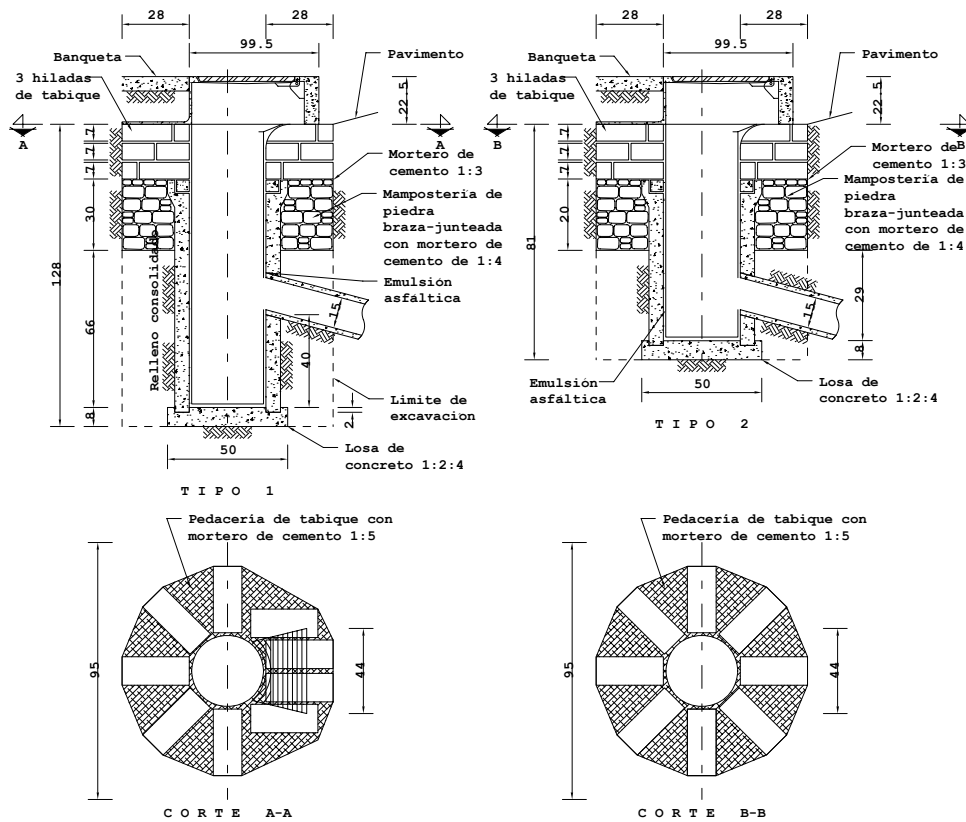
En el capítulo 3 se mencionaron algunos conceptos para su diseño y, el capítulo 6 trata sobre su empleo y ubicación en las calles. De acuerdo a la capacidad y tipo de

alcantarilla se pueden definir las siguientes características constructivas para cada una de ellas:

- a) Coladeras de banqueteta. Son las de menor capacidad, por lo que el albañal de conexión con las atarjeas es de 15 cm de diámetro. En la Figura 9.1 se muestran los detalles constructivos de dos tipos de coladeras de banqueteta y se indica cuando se utilizan cada uno de ellos.
- b) Coladeras de piso. Poseen mayor capacidad que las de banqueteta, sin embargo, el albañal de conexión con las atarjeas también es de 15 cm de diámetro (Figura 9.2).
- c) Coladeras de piso y banqueteta. Es una combinación de las dos anteriores, por lo que posee mayor capacidad. El diámetro del albañal de conexión en este caso es de 20 cm (Figura 9.3).
- d) Coladeras longitudinales de banqueteta. Se construyen de manera similar a las coladeras de banqueteta, pero su tanque decantador es mayor. Posee el ancho necesario como para albergar tres o más tramos de albañal de conexión con las atarjeas. Cuando son tres o cuatro, el diámetro de cada albañal es de 38 cm y, cuando se tienen cinco o seis tramos, el diámetro de cada albañal es de 45 cm.
- e) Coladeras transversales de piso. Este tipo de coladeras se construyen como canales con rejillas o en ocasiones con varios marcos y rejillas de hierro fundido como los que se emplean en las coladeras de piso. En calles cuyo ancho es menor a 6 m, el diámetro del albañal de conexión con las atarjeas es de 61 cm de diámetro, y cuando es mayor a 6 m, se instalan albañales de 76 cm de diámetro.

También, según los materiales que se empleen en las coladeras, pueden ser de los siguientes tipos:

- | | |
|--------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tipo A | Coladera de piso y banqueteta, con brocal de hierro fundido en banqueteta y rejillas de hierro fundido en banqueteta y piso (Figura 9.3). |
| Tipo B | Coladera de piso y banqueteta, con brocal de concreto y rejillas frontal y de piso hechas de hierro fundido (Figura 9.3). |
| Tipo C | Coladera de piso con rejilla de hierro fundido. Esta coladera es igual a las de los tipos A y B, suprimiéndoles por completo la coladera de banqueteta. |
| Tipo D | Coladera de banqueteta, con brocal de hierro fundido o concreto y rejilla frontal de hierro fundido (Figura 9.1). |



N O T A S:

Acotaciones en cm

LA COLADERA "TIPO 1" SE EMPLEARA EN:

Calles empedradas o con pavimentos del tipo macedón o similares y en lugares donde existan probabilidades de arrastre de basura u otro material que puede provocar azolve.

LA COLADERA "TIPO 2" SE EMPLEARA EN:

Pavimentos de asfalto o concreto.- Suprimiendo en mercados y parques y las calles a estos inmediatos.

Figura 9.1. Coladeras de banqueta.

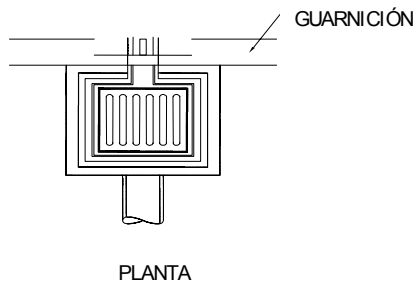


Figura 9.2. Coladera de piso.

9.3. TUBERÍAS

Las tuberías comerciales más usuales, se fabrican de los siguientes materiales y diámetros:

- Tuberías de concreto simple, en diámetros de 30, 38 y 45 cm.
- Tuberías de concreto reforzado, con diámetros de 61, 76, 91, 107, 122, 152, 183, 213 y 244 cm.

La unión que se emplea para los dos tipos de tubería mencionados es por medio de espiga y campana, o de espiga y caja.

- Tuberías de fibro-cemento. Se fabrican en longitudes de 5 m, en clases B-6, B-7.5, B-9 y B-12.5, de acuerdo a las Normas Mexicanas. El dígito indica la relación entre la carga y el diámetro de la tubería, la primera en kg/m y la segunda en mm. Se fabrican en diámetros de 30, 35, 40, 45, 50, 60, 75, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190 y 200 cm.
- Tuberías de poli(cloruro de vinilo) o PVC. Se fabrican en diámetros de 20, 25 y 30 cm. Este tipo de tubería posee alta resistencia a la corrosión, es flexible y su coeficiente de rugosidad es bajo.
- Tuberías de polietileno de alta densidad. Se fabrican en clases RD-9, RD-11, RD-13.5, RD-17, RD-21, RD-32.5 y RD-41 mencionándose de la tubería más gruesa a la más delgada. El término RD, es la abreviatura de "Relación de Dimensiones", refiriéndose a la proporción que existe entre el diámetro exterior y el espesor mínimo de pared del tubo. Se fabrican en diámetros de 32.4, 35.6, 40.6, 45.7, 50.8, 55.9, 61.0.0, 66.2, 71.1, 76.2, 80.0, 81.2, 86.3, y 91.4 cm.

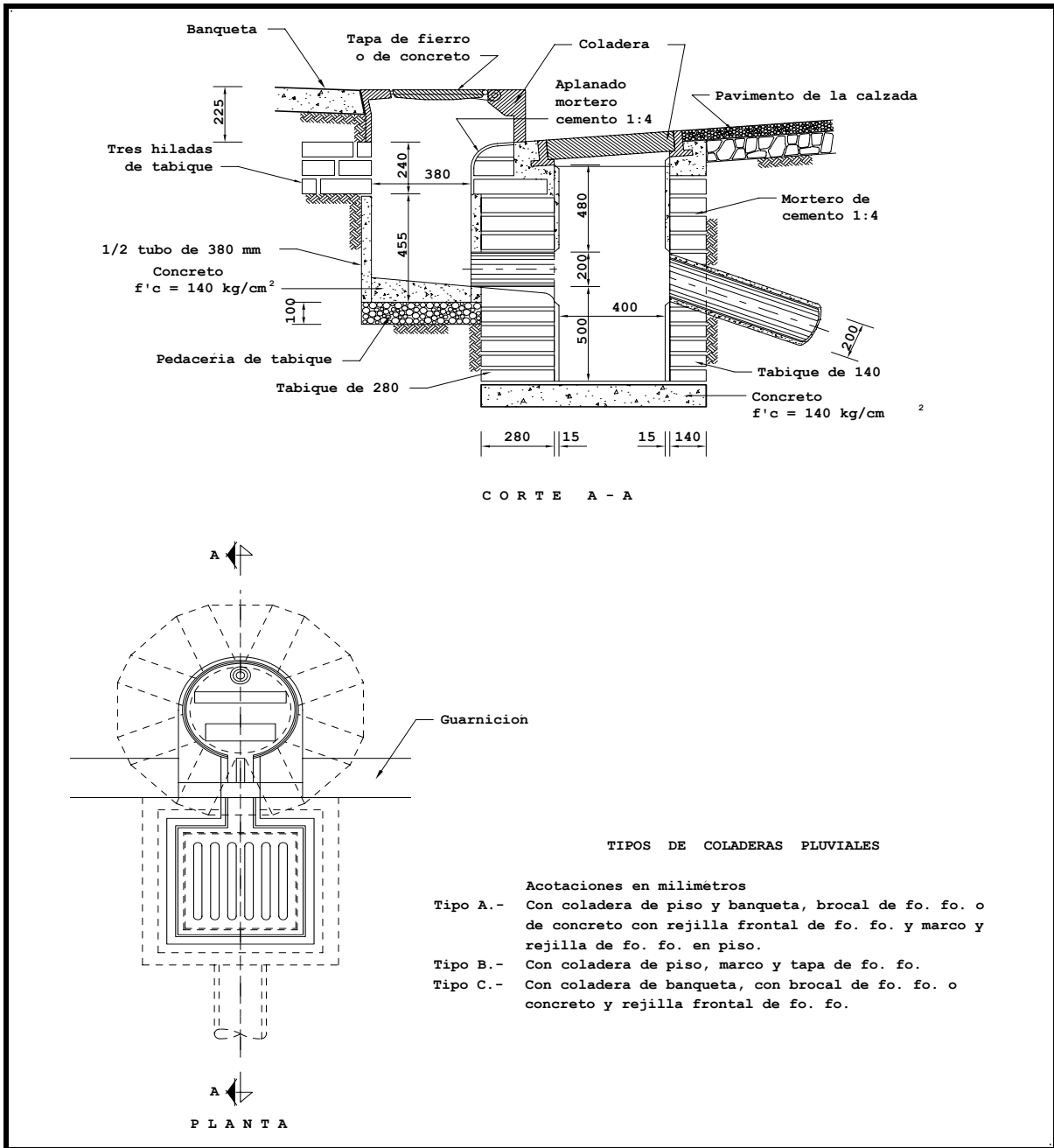


Figura 9.3. Coladeras de piso y banquetta.

Las especificaciones y detalles constructivos se deberán incluir como parte del proyecto y deberán cumplir las normas establecidas en cuanto a diseño estructural, tal como se indica en el volumen "Estructuras", contenido en este mismo Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, editado por la C.N.A.

9.3.1. Cargas sobre las tuberías

Las cargas o condiciones que determinan los esfuerzos en las tuberías de los sistemas de alcantarillado son; cargas externas, temperatura y las presiones

internas. La primera es la más importante y puede ser el único esfuerzo que tenga en cuenta en los proyectos, pues suelen regular el diseño de las tuberías.

Existen ciertos factores que influyen en las cargas que actúan en las tuberías y son los siguientes:

- a) ancho de la zanja en el nivel de la parte superior del tubo
- b) peso del relleno
- c) profundidad de instalación del conducto

Para calcular la carga que soportan las tuberías debido al peso del material de relleno, se utilizará la fórmula general de Marston:

$$W = C_1 \omega B^2 \quad (9.1)$$

Donde:

W carga vertical total sobre el tubo, (kg/m)

ω peso volumétrico del material de relleno, (kg/m³, Tabla 9.1)

C₁ Coeficiente que varía de acuerdo al material de relleno, (Tabla 9.2)

B ancho de la zanja, (m)

El coeficiente C₁, varía de acuerdo al material de relleno y con la relación h/B, siendo h la profundidad de la zanja.

El ancho de la zanja B, no debe ser mayor de una y media veces el diámetro del tubo.

Tabla 9.1. Peso Volumétrico del material de relleno.

Tipo de material	Peso volumétrico (kg/m ³)
Arena seca	1,600
Arena húmeda	1,840
Arcilla húmeda	1,920
Arcilla saturada	2,080
Tierra vegetal húmeda	1,600
Tierra vegetal saturada	1,840

Tabla 9.2. Valores del coeficiente C_1

H/B	Arena seca o tierra húmeda	Arena húmeda o tierra vegetal saturada	Arcilla húmeda	Arcilla saturada
0.5	0.46	0.47	0.47	0.48
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.25	1.27
2.0	1.47	1.51	1.56	1.62
2.5	1.70	1.77	1.83	1.91
3.0	1.90	1.99	2.08	2.19
3.5	2.08	2.18	2.28	2.43
4.0	2.22	2.35	2.47	2.65
4.5	2.34	2.49	2.63	2.85
5.0	2.45	2.61	2.78	3.02
5.5	2.54	2.72	2.90	3.18
6.0	2.61	2.81	3.01	3.32
6.5	2.68	2.89	3.11	3.44
7.0	2.73	2.95	3.19	3.55
7.5	2.78	3.01	3.27	3.65
8.0	2.82	3.06	3.33	3.74
8.5	2.85	3.10	3.39	3.82
9.0	2.88	3.14	3.44	3.89
9.5	2.90	3.18	3.48	3.96
10.0	2.90	3.20	3.52	4.01
11.0	2.95	3.25	3.58	4.11
12.0	2.97	3.28	3.63	4.19
13.0	2.99	3.31	3.67	4.25
14.0	3.00	3.33	3.70	4.30
15.0	3.01	3.34	3.72	4.34

El coeficiente C_1 , también puede calcularse mediante la fórmula:

$$C_1 = \frac{1 - e^{-2KuH/B}}{2K\mu'} \quad (9.2)$$

K relación entre el empuje lateral activo y la presión vertical

μ' coeficiente de rozamiento entre el material de relleno y el de la zanja

Para la mayor parte de los suelos, el producto $K\mu'$ varía entre 0.1 a 0.19, ver Tabla 9.3

Tabla 9.3. Valores de $K \mu'$

Tipo de suelo	$K \mu'$
Material granular sin cohesión	0.192
Arena y grava	0.165
Tierra vegetal saturada	0.150
Arcilla	0.130
Arcilla saturada	0.110

9.4. ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS PARA POZOS DE VISITA

Los pozos de visita se construyen en las redes de alcantarillado con el fin de permitir el mantenimiento y limpieza de los conductos de la red, también sirven para conectar tuberías de diferentes diámetros o para efectuar cambios de pendiente o de dirección (capítulo 2).

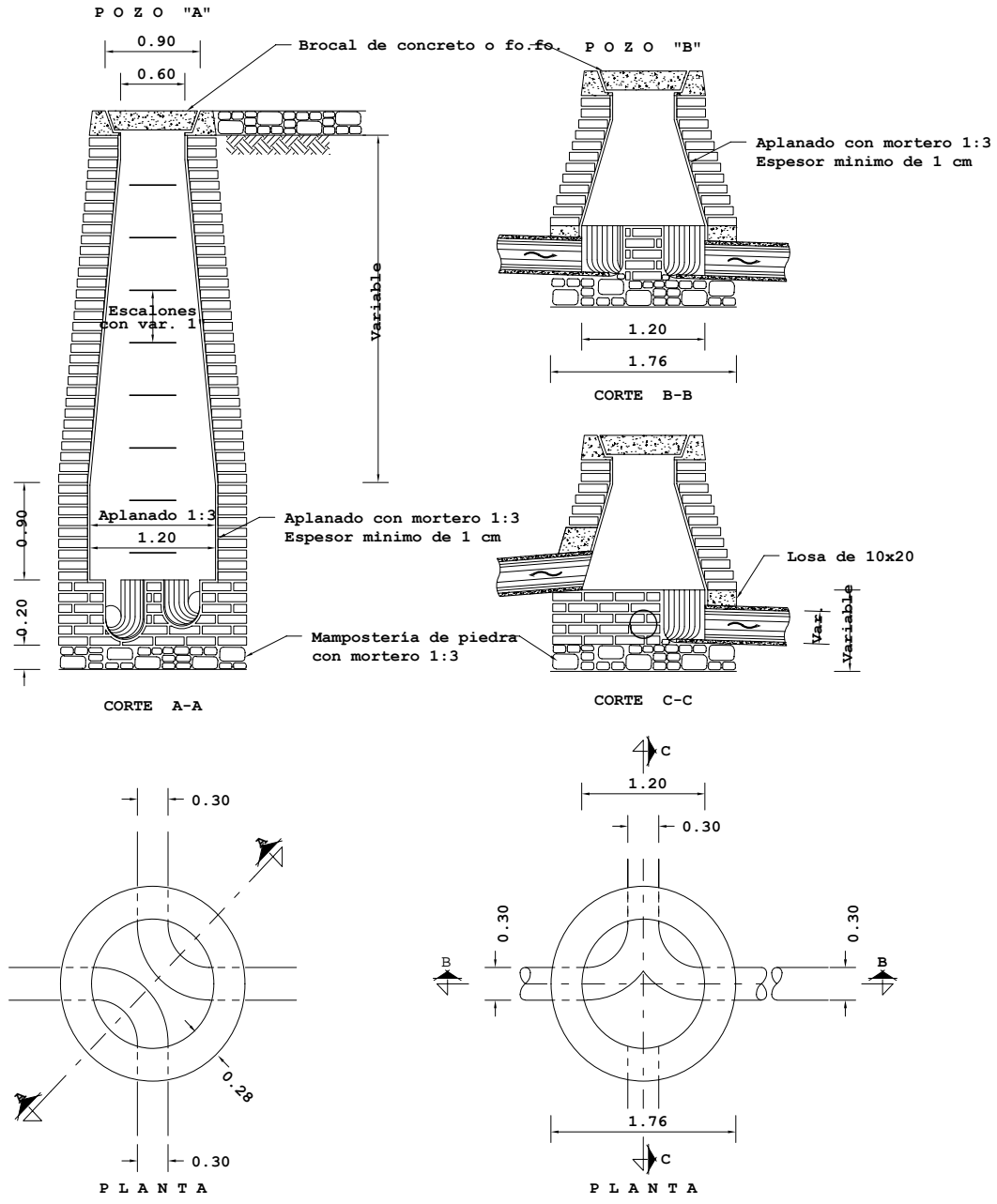
Los pozos de visita tienen las siguientes características constructivas:

- a) Pozo de visita común. Se utilizan para unir tuberías de 30 a 61 cm de diámetro, la base del pozo es de 1.20 m de diámetro interior como mínimo (Figura 9.4).
- b) Pozo de visita especial. Se emplean con tuberías de 76 a 107 cm de diámetro, teniendo un diámetro de 1.50 m en la base del pozo como mínimo. Con tuberías de 122 cm de diámetro o mayores también se utilizan pozos de visita especiales, con diámetro mínimo en la base del pozo de 2.0 m (Figura 9.5).
- c) Pozo para conexiones oblicuas. Estas estructuras son idénticas en forma y dimensiones a los comunes y su empleo se hace necesario por razones económicas, en la conexión de un conducto de hasta 61 cm de diámetro a un subcolector o colector cuyo diámetro sea igual o mayor de 122 cm (Figura 9.6).

El empleo de esta clase de pozos de visita evita la construcción de una caja de visita sobre el colector, que es mucho más costosa que el pozo para conexiones oblicuas.

- d) Pozo caja. Estas estructuras están constituidas por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos de visita; su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular y la vertical es rectangular.

Sus muros, la losa de piso y de techo son de concreto reforzado. Sobre la losa de techo se apoya la chimenea que llega al nivel de la superficie del terreno donde remata con el brocal y la tapa, ambos de hierro fundido o de concreto reforzado.



N O T A S:

Acotaciones en metros
 El pozo tipo "A" se usara para profundidades mayores de 2.50 m.
 El pozo tipo "B" se usara para profundidades menores de 2.50 m y mayores e iguales a 1.10 m.

Esta figura es copia del plano V.C. 1985 de las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en localidades Urbanas la Republica Mexicana, de la extinta S.A.H.O.F

Figura 9.4. Pozo de visita común.

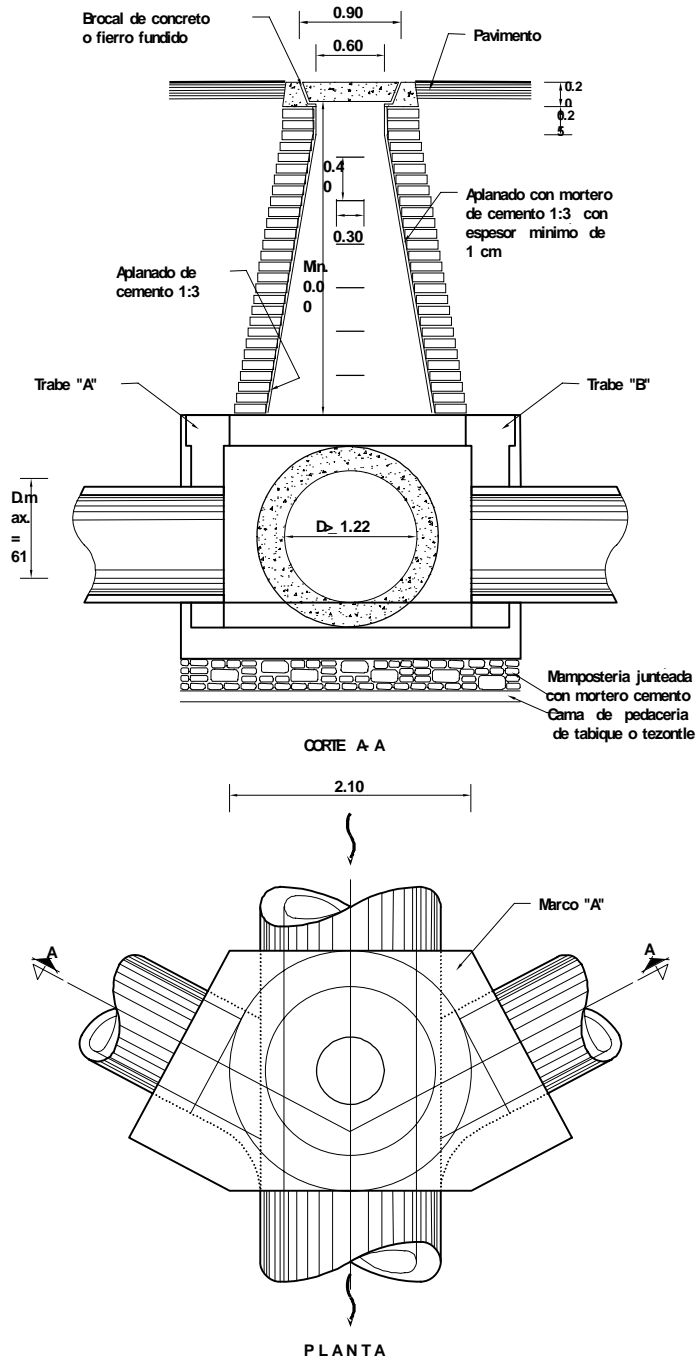
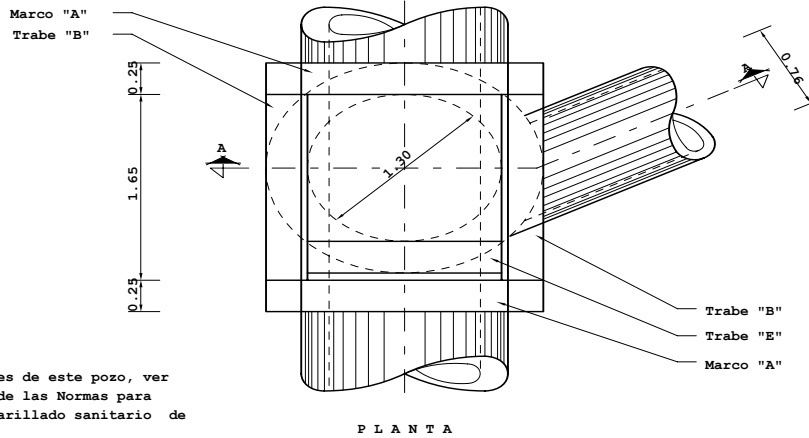
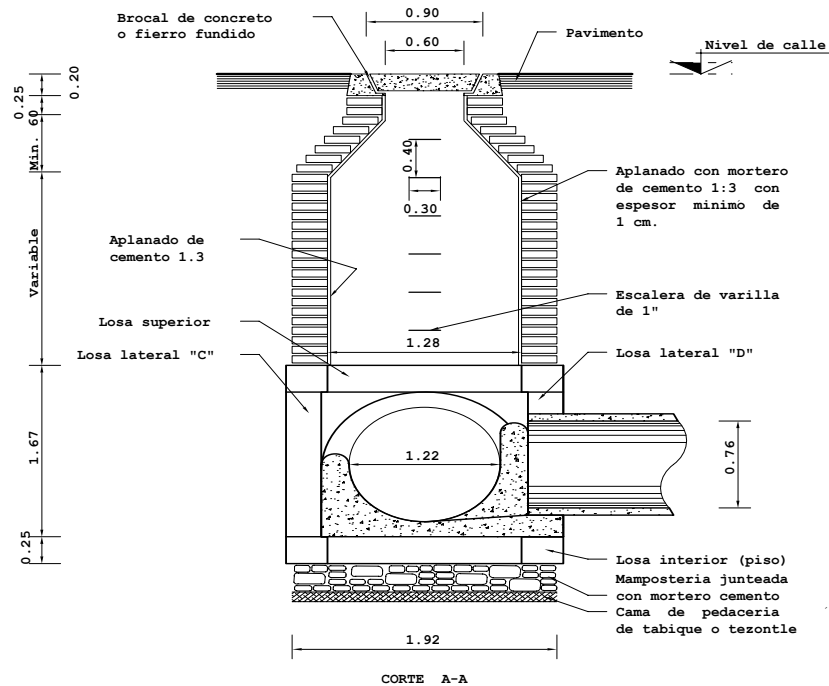


Figura 9.6. Pozo para conexiones oblicuas.

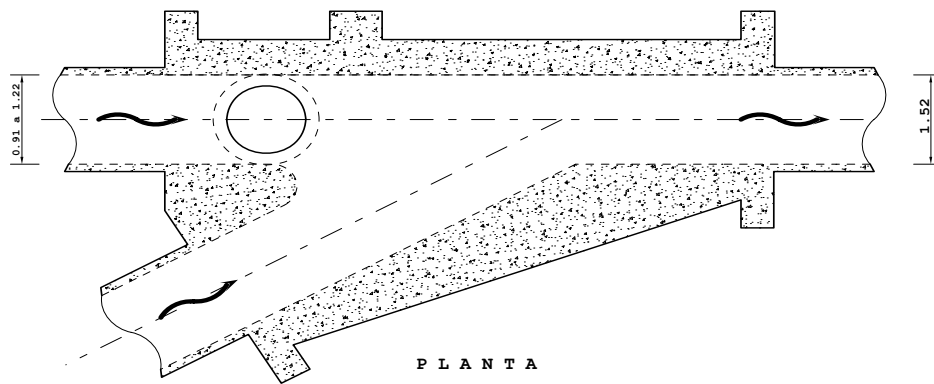
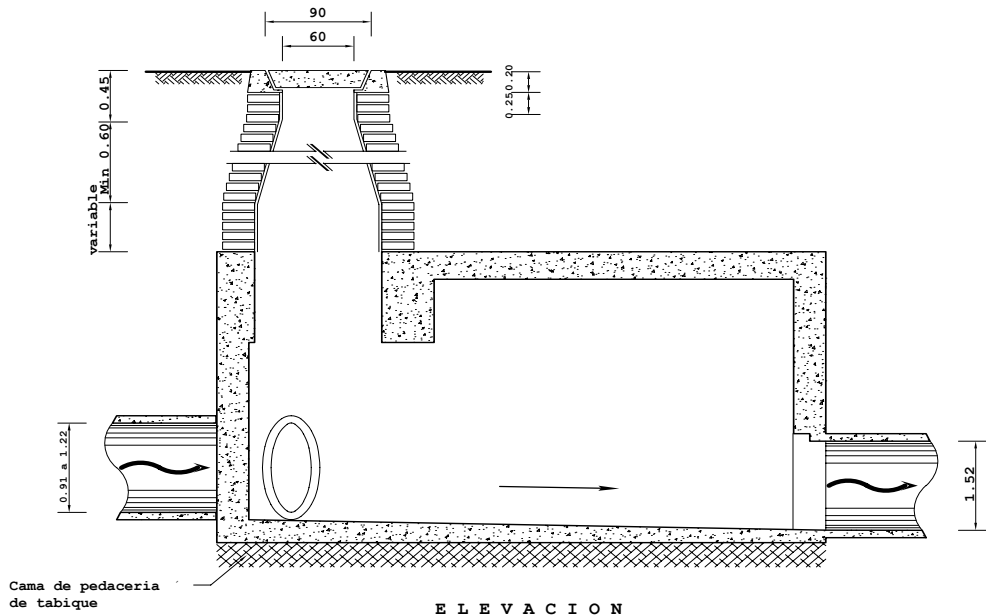


NOTAS:
 Acotaciones en m.
 Para mayores detalles de este pozo, ver el plano V.C. 1987 de las Normas para Proyectos de Alcantarillado sanitario de la extinta SAHOP.

Figura 9.7. Pozo caja.

A los pozos cuya sección horizontal es rectangular se les llama pozos caja, se construyen para tuberías de 76 a 122 cm y entronques de 38 a 76 cm (Figura 9.7).

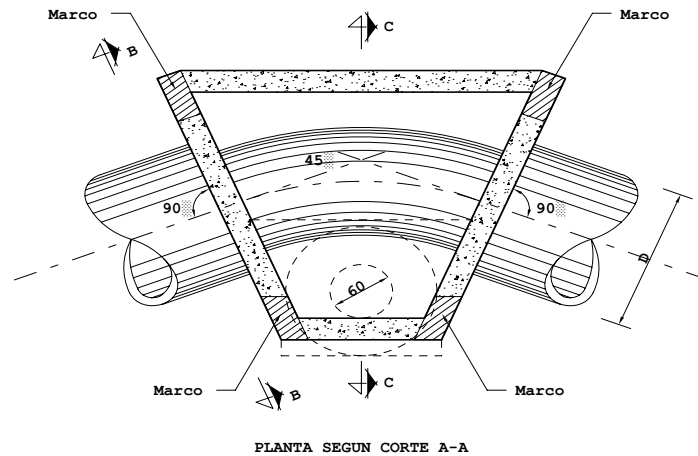
e) Pozo caja unión. La diferencia de este tipo de pozo con el de caja consiste en que la sección horizontal es de forma irregular, se utilizan para tuberías de 152 cm y entronque de 91 cm a 122 cm (Figura 9.8).



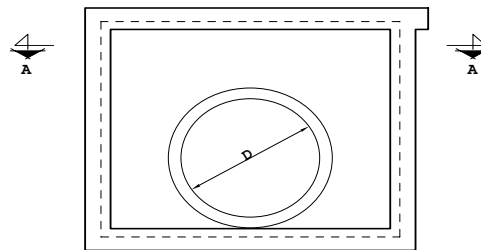
NOTAS :
 Acotaciones en metros.
 Para mayores detalles de este pozo ver el plano
 V.C. 1989 de las normas de proyecto para obras
 de alcantarillado, de la extinta SAHOP.

Figura 9.8. Pozo caja unión.

- f) Pozo caja de deflexión. Son semejantes a los pozos caja, la diferencia estriba en que concurre al pozo una tubería de entrada y solo tienen una de salida con una deflexión máxima de 45° , se utilizan para tuberías de 122 a 300 cm (Figura 9.9).

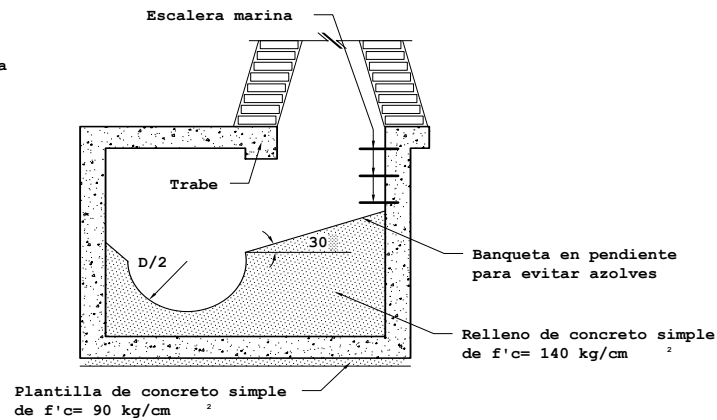


PLANTA SEGUN CORTE A-A



PLANTA SEGUN CORTE B-B

NOTAS :
 Para mayores detalles de este pozo, ver el plano V.C. 1988 de las Normas para proyecto de alcantarillado, de la extinta SAHOP.



ELEVACION SEGUN CORTE C-C

Figura 9.9. Pozo caja de deflexión.

g) Pozos con caída. Son pozos de visita en los que se admite la entrada de agua en la parte superior del pozo y permite el cambio brusco de nivel por medio de una caída, ya sea directamente al pozo (libre) o conducida por un tubo hasta la base del pozo.

Se instalan entre tramos en los que los tubos tendrían pendientes muy fuertes, las que ocasionarían velocidades mayores a las permitidas y costos de excavación elevados.

De acuerdo al diámetro de las tuberías, los pozos de caída se clasifican en:

g-1) Pozo de caída adosada. Son pozos de visita comunes que cuentan con una estructura menor, que consiste en una tubería de 20 o 25 cm, ubicada lateralmente que permite una caída del agua hasta de 2.00 m. Para tuberías de 30 a 61 cm, el diámetro de la base del pozo es de 1.20 m, para tuberías de 76 cm a 107 cm el diámetro del pozo es de 1.50 m (Figura 9.10).

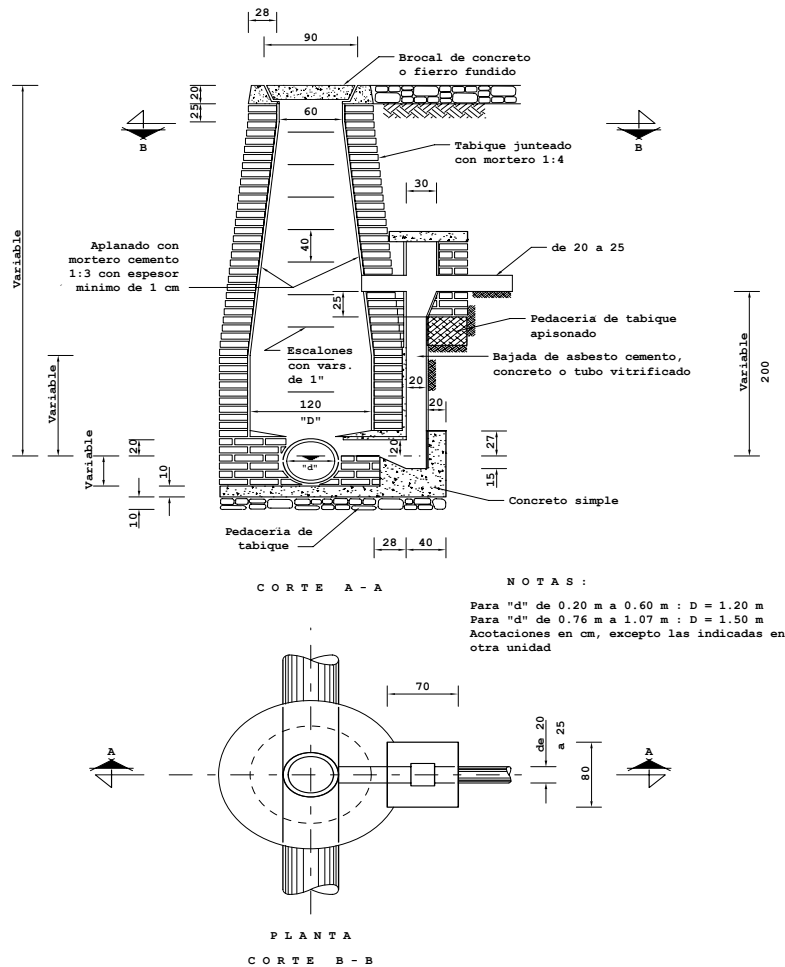


Figura 9.10. Pozo con caída adosada.

g-2) Pozos de caída. Son pozos de visita comunes y especiales, en los cuales, en el interior de la caja se construye una pantalla de concreto armado que funciona como deflector del caudal que cae del tubo más elevado, disminuyendo así la velocidad del agua. Se construyen para tuberías de 30 a 76 cm de diámetro y con un desnivel máximo de 1.50 m (Figura 9.11).

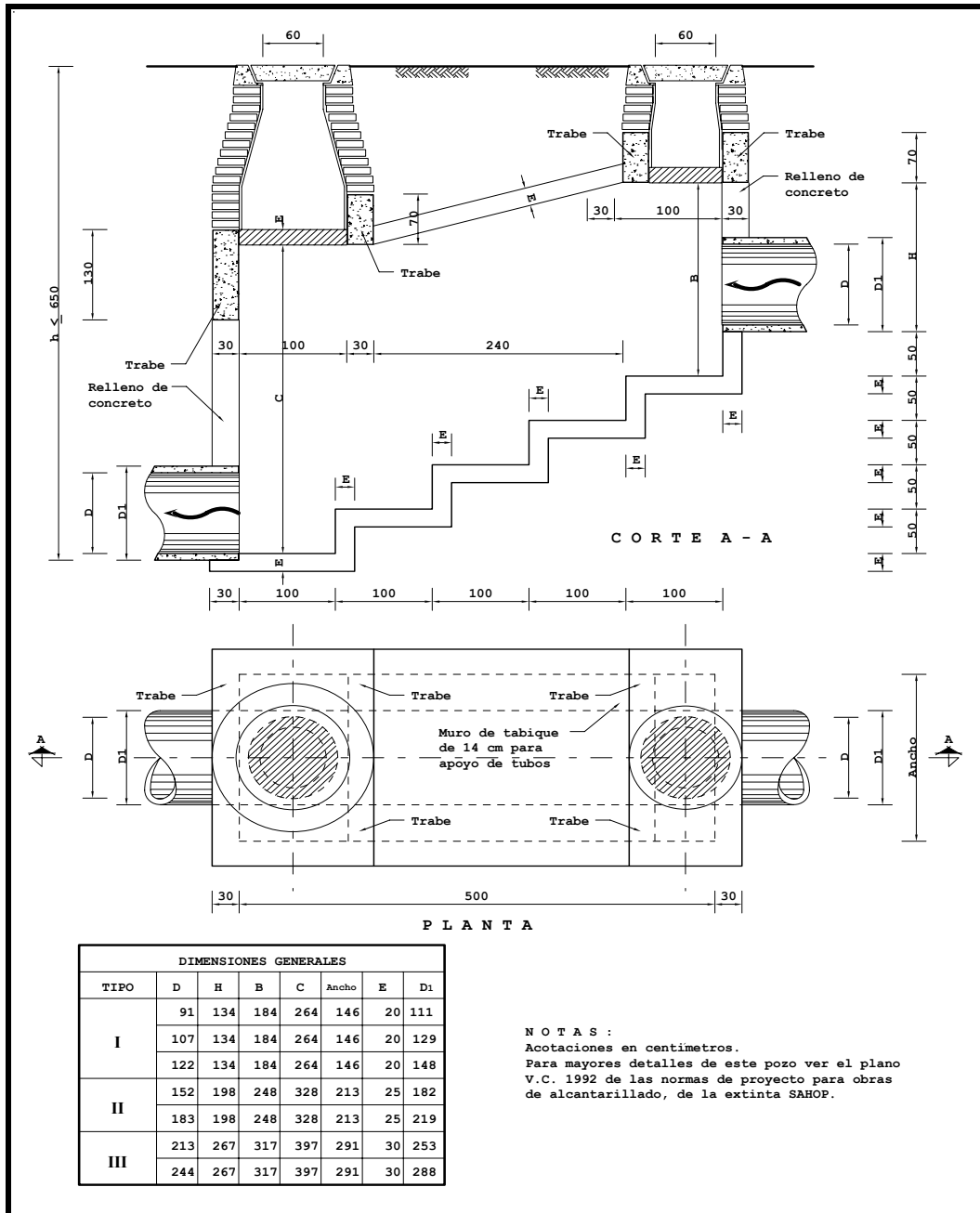


Figura 9.12. Pozo con estructura de caída escalonada.

9.5. ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS PARA OBRAS DE VERTIDO

Las estructuras de vertido permiten una descarga continua a una corriente receptora. Estas estructuras pueden ser de dos tipos: en conducto cerrado o a cielo abierto, y pueden ser normales a la corriente o esviadas (ver Figuras 9.13 A 9.15).

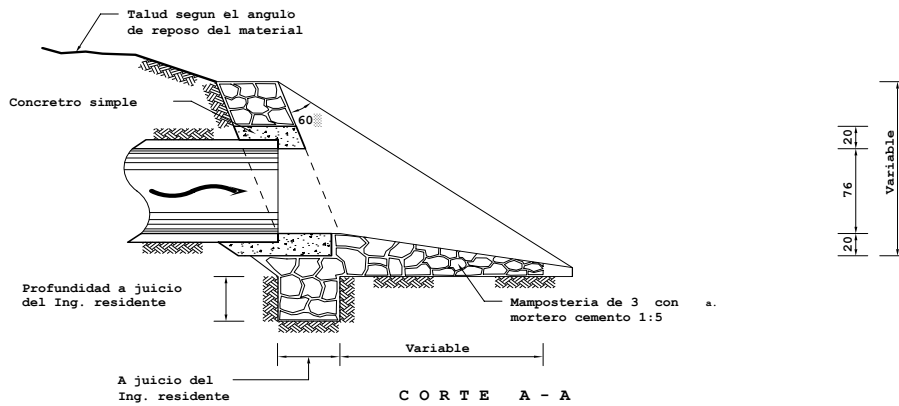
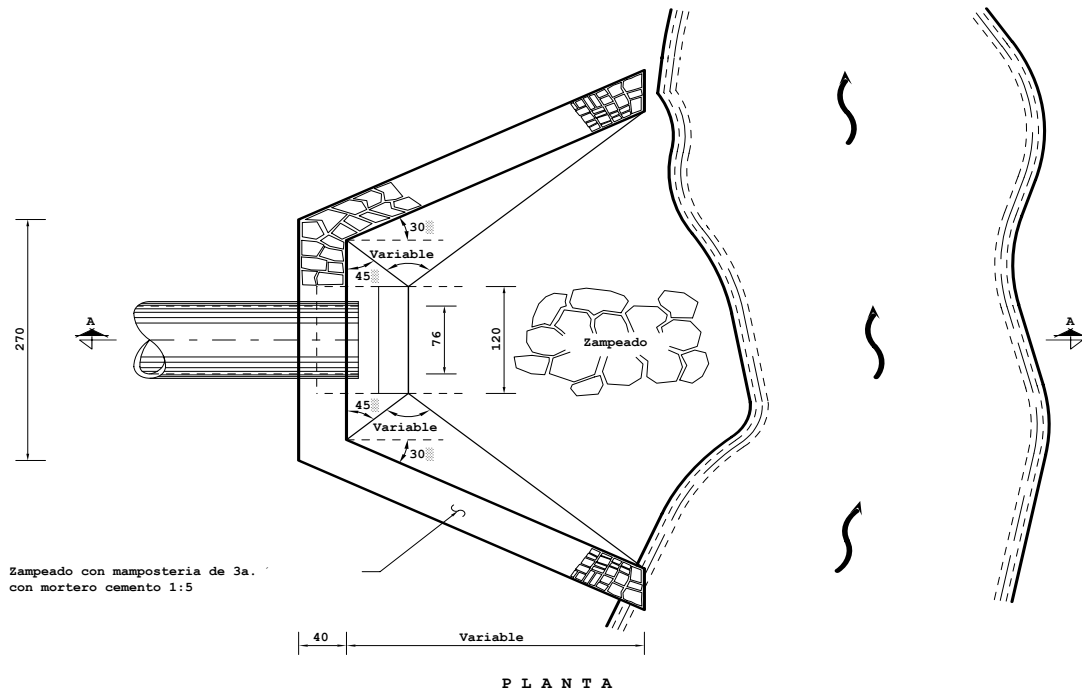
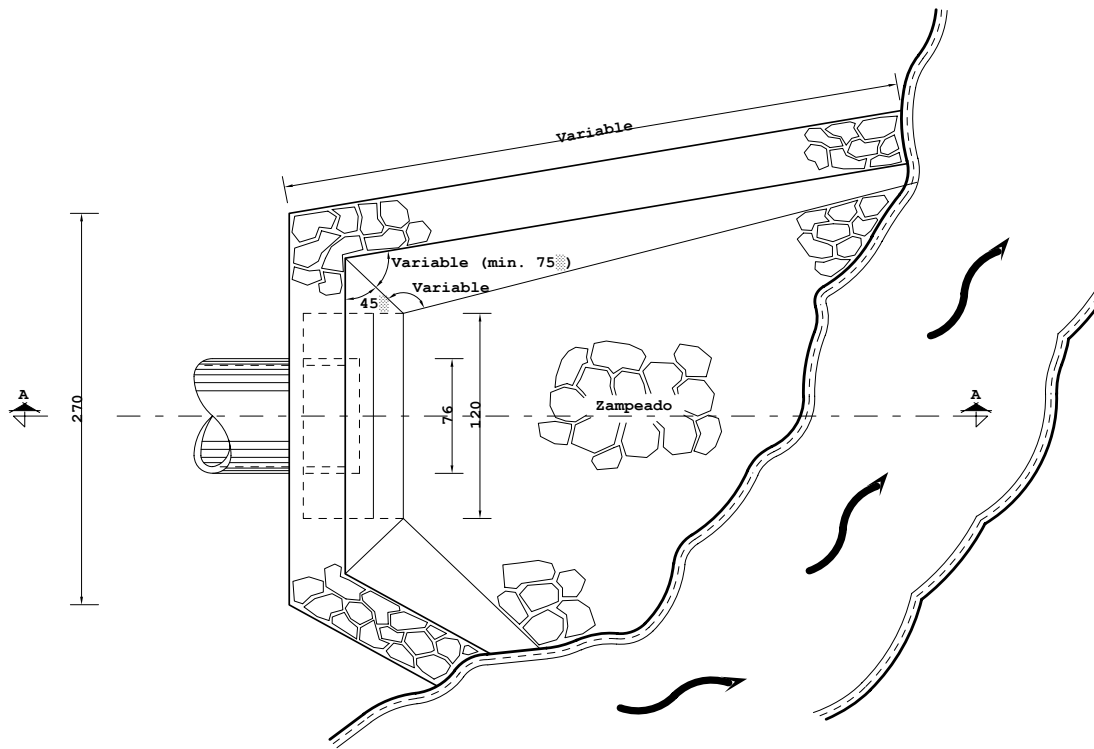


Figura 9.13. Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo normal a la corriente).



PLANTA

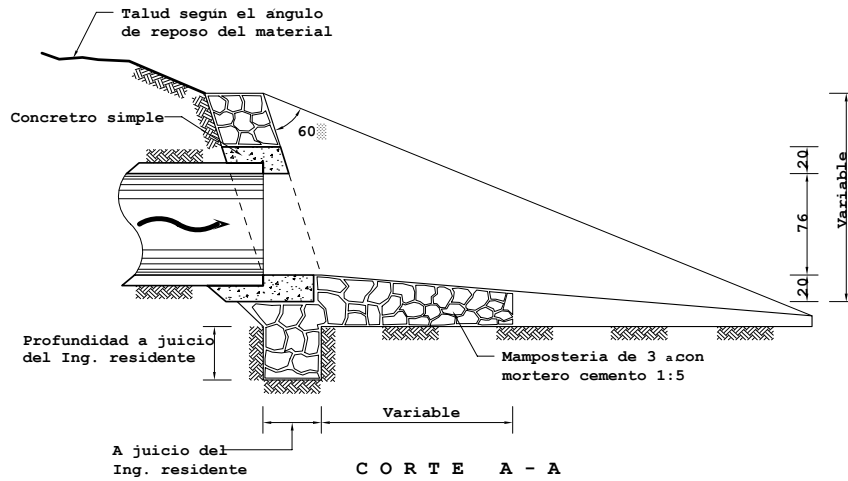


Figura 9.14. Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo esviado).

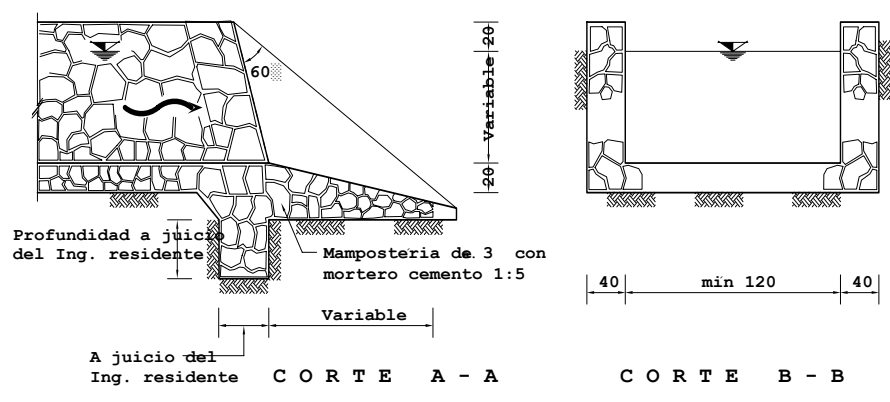
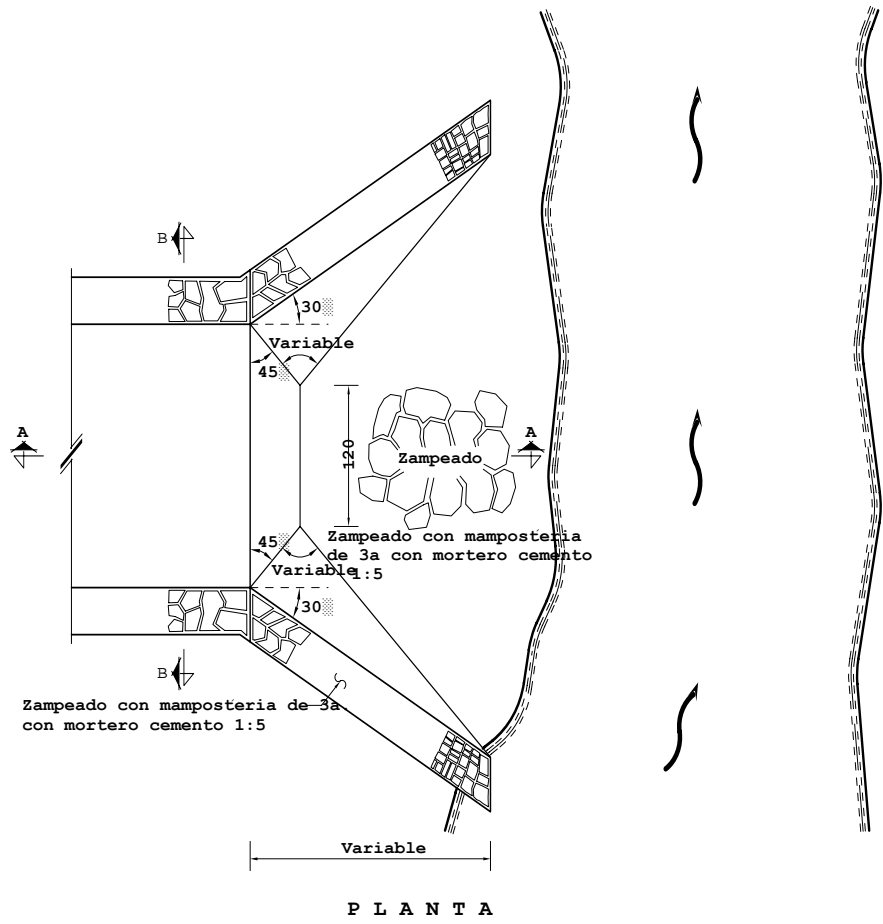


Figura 9.15. Estructura de vertido a cielo abierto.

9.6. OBRAS COMPLEMENTARIAS.

9.6.1. Sifones invertidos

En ocasiones a lo largo del trazo de un colector o emisor se presentan obstrucciones como pueden ser arroyos, ríos, otros ductos, vías de comunicación, etc., los cuales, se salvan pasando la tubería por debajo de los obstáculos, por medio de cambio de dirección en el sentido vertical, de tal manera que la tubería vuelva a alcanzar el obstáculo el nivel que tenía anteriormente, a este tipo de estructuras se les denomina sifones invertidos.

9.6.2. Cruces elevados

Cuando por necesidad de un trazo se tiene que cruzar una depresión profunda, se utilizan estructuras ligeras como son puentes de acero, concreto o madera, las cuales soportan la tubería que lleva el agua pluvial, en ocasiones se utilizan puentes carreteros existentes, colocando la tubería debajo de la superestructura.

10. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

10.1. MANIOBRAS DE OPERACIÓN

Todo sistema de alcantarillado para que opere de manera eficiente debe contar con una política de operación, la cual debe estar acorde con el diseño del sistema para que el funcionamiento de él sea adecuado y evitar daños tanto a la red como reducir las molestias a los usuarios.

Dentro de las políticas de operación de la red deben estar contemplados programas de mantenimiento preventivo y correctivo, así como maniobras de compuertas y bombeos en determinados sitios y horarios, esto con el propósito de lograr que el sistema funcione de manera óptima. Los programas tienen por objeto mantener en buenas condiciones a todas las tuberías y todas las estructuras que conforman el sistema.

En todo momento se tratará que las tuberías de la red trabajen a superficie libre; sin embargo, cuando se presenten lluvias mayores a la que corresponde al período de diseño es de esperarse que trabajen a presión y como correspondencia se produzcan inundaciones en la zona, por ello se debe contar con las medidas necesarias para aminorar los daños y molestias que se ocasionan.

10.2. MEDIDAS DE CONSERVACIÓN Y LIMPIEZA

Todo sistema de alcantarillado debe contar con un mantenimiento en menor o mayor grado, esto con el propósito de que el sistema funcione adecuadamente y se eviten anomalías en la época de lluvias. Además, ello ayuda a prolongar la vida útil del sistema.

Esta actividad debe programarse para llevarse a cabo en la época de estiaje, que es cuando los sistemas conducen caudales pequeños y es posible revisarlos con relativa facilidad, así como detectar los daños. En este periodo es de esperarse que se tenga la presencia de sedimentos en el sistema debido a que las velocidades son bajas y no es posible que ellos sean arrastrados. Por esto es necesario hacer actividades de limpieza en el sistema, para lo cual se requiere de equipo apropiado para llevar a cabo esta actividad, ya que existen tanto conducciones a cielo abierto como cerrada, estas últimas son la mayoría.

Para la limpieza de las conducciones cerradas se deberán emplear equipos apropiados para arrastrar las sustancias sedimentadas. Una forma de hacerlo es remansando el agua dentro de la alcantarilla y después liberándola de manera súbita, esto se logra colocando una compuerta en un extremo de la alcantarilla y al liberar el volumen remansado, éste arrastrará el material sedimentado hacia aguas abajo, esta onda de agua se recomienda se presente en longitudes de tuberías no mayores a 150 a 200 m.

Otro sistema de limpieza es el que utiliza inyección de agua a presión (750 kg/cm^2), que es introducida a través de una manguera en cuyo extremo lleva una tobera,

estas llevan en su parte posterior y en forma de anillo una serie de orificios con cierto grado de inclinación (35° y 45°) para poder ir lanzando el agua y a la vez poder ir avanzando. Este sistema se utiliza en conductos con diámetro interior mayor de 23 mm.

La operación de limpieza de una tubería con este último tipo de sistema es sencilla, ya que basta introducir por el pozo de registro el extremo de la manguera, una vez colocada la tobera adecuada, se pone en funcionamiento la bomba y comienza a avanzar a partir de este momento la manguera, a través de la tubería, empujada por la reacción del agua que sale a través de los orificios de la tubería (Figura 10.1).

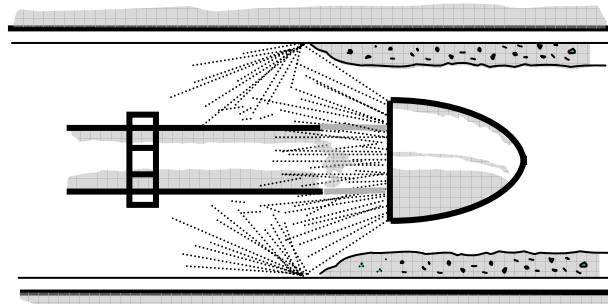


Figura 10.1. Tobera para limpieza hidrodinámica.

10.2.1. Accesorios de limpieza

Además de la limpieza de conductos utilizando agua a presión, también se hace por medio de procedimientos manuales, los cuales consisten en el retiro de la basura o sedimento mediante dispositivos como son, por ejemplo, cepillos o palas que se arrastran en el interior de la tubería en forma manual o mecánica. En las Figuras 10.2 a la 10.8 se muestran algunos de cepillos y palas.

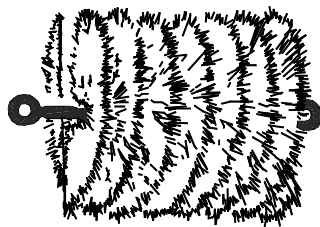


Figura 10.2. Cepillo espiral.

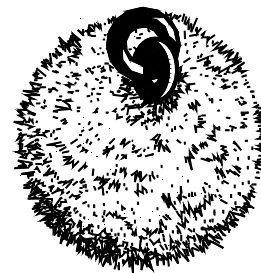


Figura 10.3. Cepillo esférico.

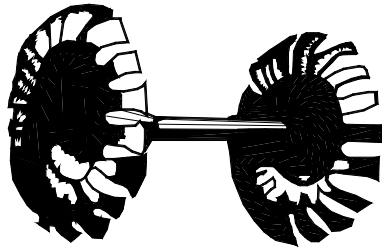


Figura 10.4. Rastrillo de hierro forjado para limpieza de musgo.

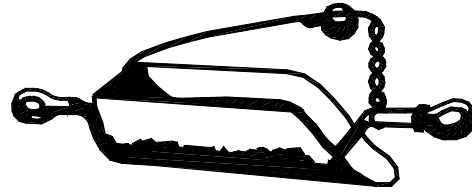


Figura 10.5. Pala depósito para limpieza de arena y fango.

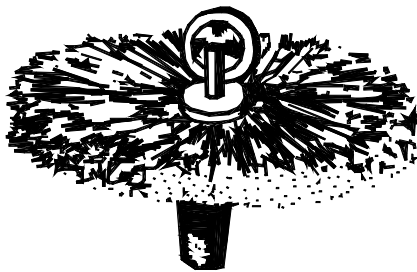


Figura 10.6. Cepillo Circular.

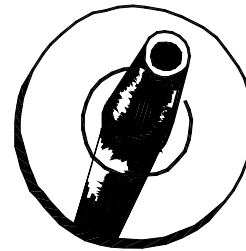
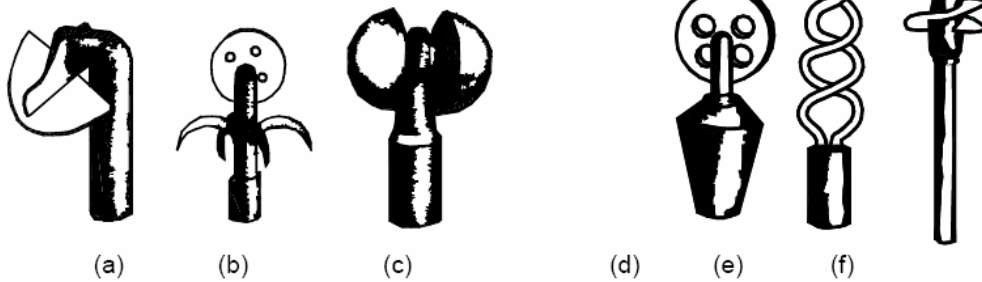


Figura 10.7. Enjuagadotes de caucho.



- a) Faederas, fijas o móviles
- c) Ruedas limpiadoras universales
- e) Sacatrapos de doble gancho

- b) Ruedas limpiadoras simples con arpón
- d) Ruedas limpiadoras simples
- f) Llaves de Arquímedes

Figura 10.8.

Todos estos dispositivos se emplean, usando varillas de 0.90 m en cuyos extremos tienen rosca y palanca para asegurar la sujeción, y, dada la flexibilidad del dispositivo puede llegarse a conseguir limpiar longitudes de hasta 50 m, que es la distancia normal que se tiene entre pozos.

Se usan también los platillos dragadores, ver Figuras 10.9a y 10.9b, que se introducen en el registro de aguas abajo y son arrastrados hacia aguas arriba la

cuera en posición horizontal. Tirando luego hacia delante se levanta el platillo con ello se logra arrastrar a sedimentos.

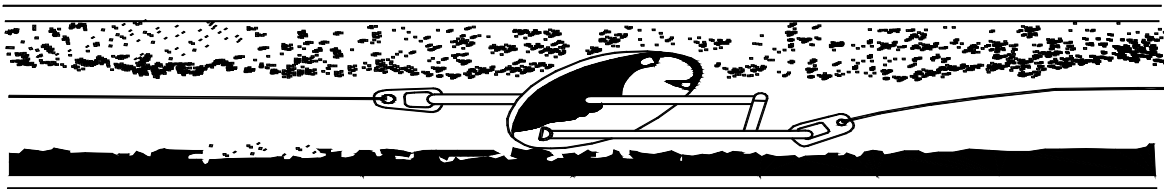


Figura 10.9.a. Platillos dragadores.



Figura 10.9.b. Platillos dragadores.

Se recomienda hacer la limpieza por tramos cortos, según sea la cantidad de sedimento, para no tener que retirar cargas demasiado grandes; sin embargo, cuando esto último llega a suceder existen equipos mecánicos como los de la Figura 10.10, el cual esta formado por dos dispositivos mecánicos que arrastran dentro de la tubería, una pala que va recolectando la basura, la cual es extraída al final. Otros equipos de sondas y su correspondiente sistema de trabajo pueden verse en las Figuras 10.11 y 10.12

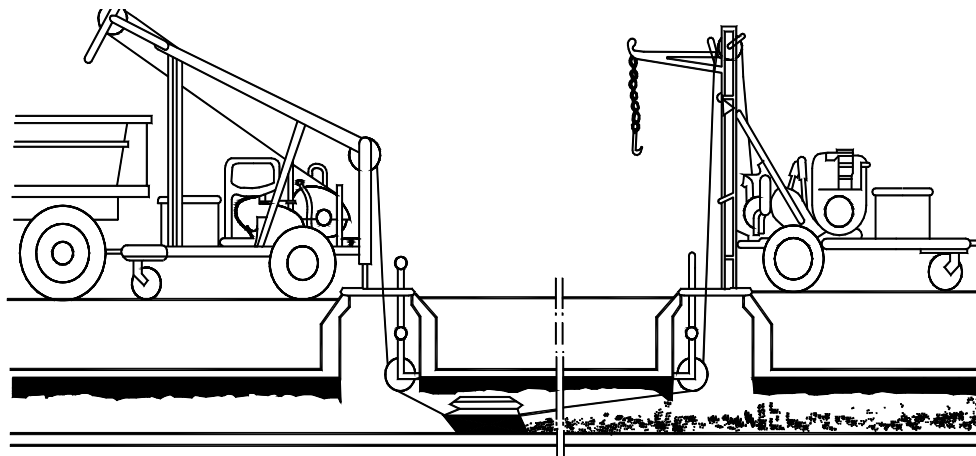


Figura 10.10. Extracción de sedimentos en una tubería.

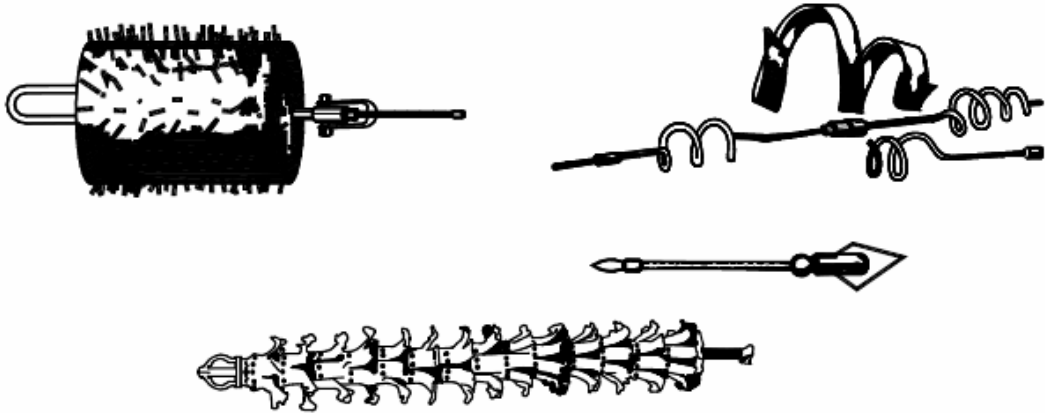


Figura 10.11. Tipos de sondas.

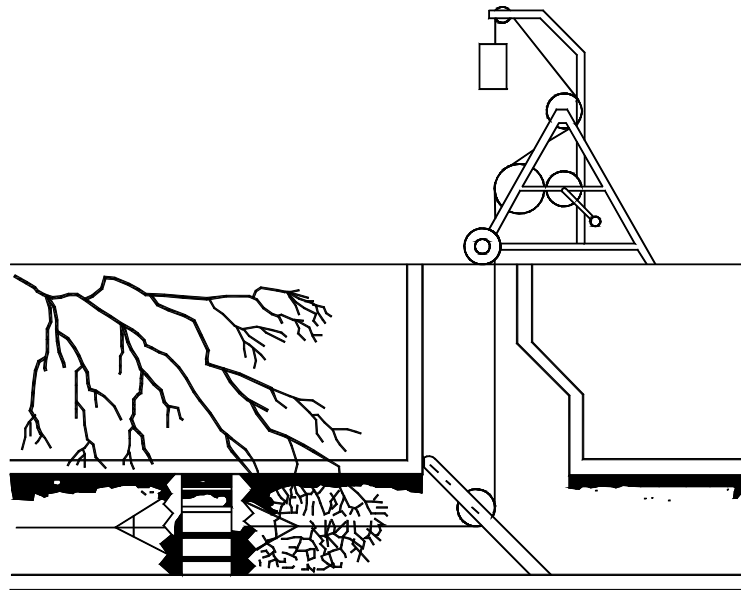


Figura 10.12. Aparatos corta raíces.

Si la forma de conducción lo permite, pueden emplearse rastrillos, escobas de fibras metálicas y compuertas móviles en las que la presión del agua remansada actúa de motor y el estrechamiento regulable, situado aguas abajo, permite producir un chorro suficiente para provocar el arrastre de sedimento.

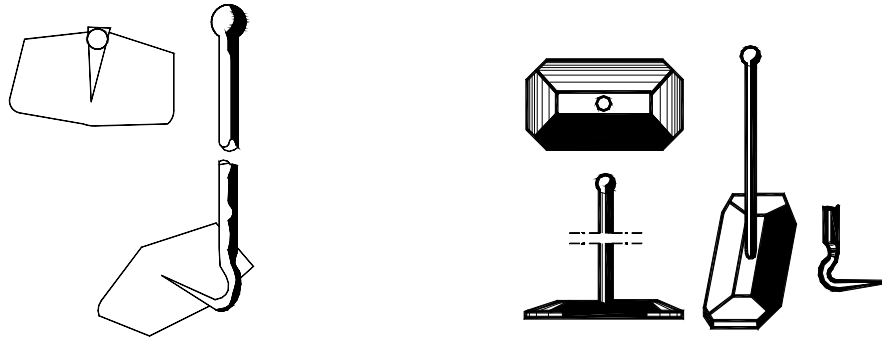


Figura 10.13. Rastrillos metálicos y de madera.

Limpieza de coladeras

Si las coladeras están comunicadas con el alcantarillado y no tienen cámaras de arena no es necesario limpiarlas; cuando se cuenta con estos últimos es necesario revisarla en forma periódica, y retirar la arena, esto se puede hacer en forma manual utilizando cucharas de varios tipos y añadiendo agua para la remoción de los sedimentos. Sin embargo la tendencia actual es hacerlo con máquinas provistas de dispositivos de absorción, previa inyección de agua, y mediante bombeo de vacío.

Los aparatos modernos más usados para esta clase de operaciones son los camiones de operación con alto poder de succión, capaces de retirar adoquines y elementos similares en volumen y peso. En general, el material retirado de las alcantarillas deberá ser depositado en un lugar donde no provoque problemas o bien ser tratado para su deposición final.

Sistema de control

Para conocer el estado que guarda una tubería, en la cual no se puede hacer una inspección visual directa, se utilizan sistemas de televisión con circuito cerrado. De esta manera es posible dar un diagnóstico acerca de la situación del alcantarillado.

Conservación y reparación del sistema

Es difícil establecer lineamientos que indiquen cuando efectuar reparaciones en un sistema, ya que estas pueden ir desde la simple reposición de una tapa de pozo de visita hasta la reconstrucción de un tramo de alcantarilla, en esta última situación el daño puede haber sido producido por algún sismo o avenidas extraordinarias.

Para hacer la reparación de las tuberías rotas es necesario levantar el pavimento para sustituir los tramos dañados, en el caso en que sólo se tengan agrietamientos estos pueden ser reparados utilizando equipo especial que inyecte concreto o alguna resina en la zona dañada.

10.2.2. Problemas más importantes en la operación de un sistema

Los problemas de mantenimiento de la red son numerosos. Entre ellos pueden citarse los que se mencionan a continuación.

10.2.2.1. Problemas imputables a la red

- Corrosión en los elementos metálicos dentro de la red como son, por ejemplo, los equipos de bombeo, compuertas, peldaños de los pozos de registro, etc. La falla de estos últimos son la causa de accidentes graves para el personal que hace labores de inspección.
- Insuficiencia de la capacidad del colector o del alcantarillado. La puesta en carga hace trabajar las juntas en condiciones superiores a las normales provocando fugas de agua hacia el exterior. A veces, llegan a provocar que las tapas salten de los registros, generando un serio problema. Igualmente si los conductos entran en carga se puede producir la rotura de bóvedas y dar origen a la formación de socavones bajo el pavimento.
- Los cierres hidráulicos originados en cambios de sección con disposición errónea, así como en la intersección de dos alcantarillas. Estos cierres hidráulicos generan sobreelevaciones de agua, aguas arriba, y llegan a producir inundaciones.
- Erosiones en tramos porque el flujo lleva una excesiva velocidad del agua producida por el empleo de una pendiente inadecuada.
- Sedimentaciones importantes, que obligan a realizar limpiezas más periódicas, esto es debido por el empleo de pendientes muy bajas.
- Pérdida de agua por usar juntas inadecuadas.
- Filtración de agua exterior a través de juntas inadecuadas.

10.2.2.2. Causas externas

- Rotura de los conductos por la penetración de raíces.
- Rotura de los conductos por sobrecargas excesivas, mala colocación del conducto o paso de maquinaria o equipo pesado sobre ellas.
- Asentamientos provocados por otras construcciones próximas.
- Perforación por pilotajes o roturas producidas por excavaciones para otro tipo de obras.
- Utilización de pozos de registros como vertedores de residuos sólidos. Generándose con ello obstrucciones y sedimentaciones como consecuencia se disminuye la capacidad de los conductos.
- Acción sobre los colectores de otros servicios integrados en el subsuelo, como son, por ejemplo, los servicios de abastecimiento de agua potable, gas, electricidad, teléfono, etc., que muchas veces llegan a cruzar los colectores disminuyendo su sección real.
- La interferencia de los colectores con tuberías de gas o cables de alta tensión constituyen un serio problema para el personal de inspección de la red de saneamiento, habiendo sido ello origen de importantes accidentes.
- Ataque exterior hacia la tubería por agresividad del terreno o existencia de corrientes.
- Ataque interior hacia los conductos por vertidos de ácidos, gases, productos corrosivos o diferentes elementos que por reacción se transforman en sustancias corrosivas a los conductos. Debe prestarse atención a las descargas de las industrias químicas, fotográficas, de recubrimiento metálicos, garajes, estaciones de servicio, etc.

- Agresividad bacteriana sobre los hormigones, como es el caso de la formación de sulfuro de hidrógeno.
- Conexiones defectuosas de las acometidas, que muchas veces obstruyen la red municipal, disminuyendo la capacidad, y por tanto impiden el desarrollo satisfactorio de un mantenimiento normal.

10.2.2.3. Acciones preventivas

La solución a los problemas anteriores está en la adopción de acciones como las siguientes:

- Control de construcción
- Control de vertidos o descargas
- Seguridad del personal
- En la construcción de redes de alcantarillado se deberá cumplir con la norma oficial mexicana NOM-001-CNA-1996
- El control de vertidos quedará garantizado con la implantación y un cumplimiento adecuado de un reglamento de ellos, que facilitará la operación de la red, la seguridad del personal, la garantía de funcionamiento correcto de la depuradora final, y la garantía de que se limpiará y se dará mantenimiento a toda la red. El problema de los vertidos industriales es muy grave, teniendo en cuenta sus efectos sobre el personal, y considerando, por otro lado, que se trata de personal experimentado no fácil de sustituir.
- La seguridad del personal y la comodidad para realizar su trabajo son premisas imprescindibles en todo proyecto y funcionamiento de una red de saneamiento. No puede admitirse, como actualmente se hace, que el personal vaya sin caretas antigás, equipos de submarinismo, etc.

10.2.2.4. Renovación de redes

Otra de las operaciones consiste en el mantenimiento preventivo, en la renovación de la red o en la reconstrucción parcial.

- a) Revestimiento interior de las tuberías por diferentes tipos de material a fin de reconstruir parte de las tuberías.

Los sistemas igualmente son múltiples, pero pueden indicarse lo siguientes

- b) Cloruro de polivinilo

Revestimiento de cloruro de polivinilo, pero existen problemas de inter-unión con el hormigón.

- c) Resinas especiales

Pintura con resinas especiales sobre el hormigón. Tampoco ha dado resultado satisfactorio, porque este tipo de pintura necesita una sequedad absoluta de la

superficie sobre la cual se aplica. Lograr la sequedad es imposible de alcanzar en la práctica cuando se construyen este tipo de obras.

d) Tubulares de polietileno

El Water Research Center ha obtenido resultados muy alentadores, empleando tubulares de polietileno que contienen resinas para alcanzar una mayor adherencia, como recubrimiento de conductos existentes. Se logra con este tipo de material una buena adherencia, facilidad de instalación, impermeabilidad absoluta y gran lisura.

e) Morteros diversos

Revestimiento interior de tuberías, aplicando morteros de cemento puros, así como materias plásticas y combinaciones entre los dos. La selección de los materiales depende del material del conducto y de la calidad del agua a transportar.

10.2.2.5. Razones para un revestimiento interior

Las razones para usar un revestimiento interior puede ser

- Las tuberías de agua residual tienen que ser saneadas, muchas veces debido a la presencia en ellos de corrosiones fuertes, provocadas por la existencia de aguas agresivas.
- Al cerrar herméticamente las grietas y uniones en las tuberías se impide la salida y filtración de sustancias nocivas hacia el subsuelo y la contaminación peligrosa del agua subterránea.
- Las tuberías de hormigón son frecuentemente permeables, sobre todo en las zonas de acoplamiento de tuberías por medio de coples o por formación de grietas.
- La entrada de agua subterránea puede provocar una sobrecarga de la capacidad de la tubería, por la incorporación de aguas parásitas. La corrosión interior produce eventualmente un debilitamiento de las tuberías hasta alcanzar la rotura.
- Con el revestimiento interior con mortero de cemento se consigue un cierre hermético, removiendo al mismo tiempo la corrosión de los tubos dañados.
- La alta calidad del mortero asegura la estabilidad primordial de la tubería y aumenta la capacidad de la misma.
- Se aplica a conductos de hormigón, de fibrocemento y de fundición, siempre y cuando su diámetro nominal sea mayor de 80 mm.
- Para revestimientos interiores de mortero de cemento, la limpieza de corrosiones e incrustaciones adheridas firmemente a las paredes se efectúa mecánicamente con raspadores de acero con resortes, tirados por un cable de acero. Suciedades sueltas pueden ser desprendidas y arrastradas hidráulicamente por agua a presión.
- Después de la limpieza equipos especiales, con accionamiento aerohidráulico o eléctrico, proyectan el material de revestimiento a la pared interior del tubo. Los morteros de cemento se alisan simultáneamente a medida del avance que se tenga.

- El espesor del revestimiento se determina por la velocidad de avance del equipo y de proyección.

10.3. ACCIONES PARA UNA OPERACIÓN EFICIENTE

Para que un sistema de alcantarillado funcione de manera eficiente se deben tomar en cuenta las acciones siguientes:

- Que la velocidad del flujo en las tuberías se encuentre dentro del rango de velocidad mínima y máxima permisibles.
- Que el sistema tenga un programa de mantenimiento preventivo y correctivo a fin de mantener las tuberías libres de basura o roturas.
- Contar con políticas de operación para el gasto base.
- Contar con políticas de operación para un gasto mayor al de diseño.
- Respetar las políticas de operación.

APÉNDICE A

“Glosario”

Aguas pluviales: Son las aguas producto de la lluvia o precipitación que escurren sobre la superficie del terreno.

Alcantarilla: Estructura que conduce una corriente a través del terraplén de un camino o vialidad. También se le llama así a los sumideros o bocas de tormenta y a las tuberías que conforman una red para evacuar aguas residuales y pluviales.

Área de aportación: Superficie de la cuenca o parte de la misma que aporta cierto volumen de aguas pluviales hacia una estructura o conducto.

Área propia: Superficie inmediata al tramo de una tubería o estructura de la red donde se captan las aguas pluviales que llegan por escurrimiento sobre la superficie al correspondiente tramo o estructura.

Área tributaria: Es donde se capta el escurrimiento de aguas pluviales que es conducido por tuberías hasta un tramo de tubería o estructura que recibe, además, su propio volumen de aguas pluviales del área propia a través de estructuras de captación.

Atarjea: Tubería o conducto normalmente cerrado, que funciona usualmente con sección parcialmente llena, es decir, a superficie libre, y se destina a la conducción de las aguas residuales, pluviales o ambas.

Boca de tormenta: Estructuras que captan el agua pluvial que escurre en la superficie del terreno y la conducen al interior del sistema de drenaje, estas se clasifican en coladeras de: piso, banquetas, piso y banquetas, longitudinales de banquetas y transversales de piso.

Cabeza de atarjea: Es un pozo de visita donde se inicia un conducto o atarjea y que no posee algún otro que descargue a él.

Colector: Conducto que recibe la aportación de uno o más subcolectores.

Cuenca: Extensión de tierra donde la lluvia que cae sobre la misma escurre y se drena hacia un mismo punto de salida.

Cuneta: Canalización hecha en forma longitudinal a las calles y caminos en la parte extrema de su sección con el fin de captar y conducir las aguas que escurren superficialmente en calles y caminos hacia conductos o estructuras destinados a su desalajo.

Desarenador: Depósito construido en canales y otras estructuras hidráulicas que retiene el agua durante un breve período de tiempo al reducir su velocidad, con objeto de que se depositen la mayor parte de los sólidos suspendidos que contiene el

agua.

Emisor: Conducto que recibe las aguas pluviales de la red de colectores y las lleva al punto de descarga o vertido. Se caracteriza por no tener otras conexiones durante su trayecto.

Pendiente transversal: Inclinación que se les da a las vialidades hacia sus costados para facilitar el escurrimiento del agua de lluvia hacia las cunetas y estructuras de captación.

Pluviógrafo: Aparato o dispositivo que permite registrar la variación de las cantidades de lluvia con respecto al tiempo. Está formado por un recipiente cilíndrico, un embudo, un cilindro equipado con un flotador y una plumilla que registra la altura del agua caída en el recipiente sobre una hoja de papel que gira mediante un mecanismo de relojería.

Pozo caja: Estructura especial de concreto reforzado, que se coloca en las tuberías cuando su diámetro es mayor de 91 cm, su chimenea es igual a la de los pozos de visita.

Pozo con caída: Estructura que permite efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel del agua conducida por las tuberías de la red. Se construye en terrenos con altas pendientes a fin de no sobrepasar las velocidades máximas y, también en el caso de realizar descargas a subcolectores o colectores profundos.

Pozo de visita: Estructura que se emplea como medio de acceso para la inspección y limpieza de las atarjeas y colectores. Además se utiliza para hacer cambios en la dirección del flujo, en el diámetro de las tuberías y en su pendiente, así como para la conexión de atarjeas y colectores.

Presa rompepicos: Estructura hidráulica diseñada para suavizar el pico de las avenidas, almacenando por un tiempo cierto volumen de escurrimiento y permitiendo su salida gradualmente.

Regulador de caudal: Dispositivo hidráulico cuya función es regular el gasto total o parcial de las aguas vertidas de una tubería a otra.

Sifón invertido: Se le denomina así a un arreglo de pozos y tuberías que trabajan a presión para conducir el agua vertida por uno de los pozos, denominado como de descenso hacia el otro pozo también llamado como de ascenso. El arreglo así formado hace posible la conducción del agua por debajo de obstáculos para continuar con la conducción como si no existiera el obstáculo, manteniendo los niveles y las velocidades existentes en la tubería antes del sifón.

Sistema de alcantarillado pluvial: Es el conjunto de conductos y estructuras complementarias de conexión, operación y mantenimiento que permiten desalojar las aguas de lluvia desde su captación en las calles, patios y otras superficies impermeables, hasta su descarga a las corrientes naturales.

Subcolector: Es el conducto que recibe las aguas provenientes de las tuberías denominadas como red de atarjeas.

APÉNDICE B

TABLA DE CONVERSIÓN

SISTEMA INTERNACIONAL (MÉTRICO) A INGLÉS E INGLÉS A SISTEMA INTERNACIONAL

UNIDAD	SÍMBOLO	MULTIPLICADO POR	SE CONVIERTE A:	
			UNIDAD	SÍMBOLO
ÁREA				
acre	acre	0.4047	hectárea	ha
metro cuadrado	m ²	10.76392	pie cuad	pie ² , ft ²
milímetro cuadrado	mm ²	0.001550	pulgada cuad.	plg ² , in ²
pie cuadrado	pie ² , ft ²	0.092903	metro cuad.	m ²
pulgada cuadrada	plg ² , in ²	645.16	milíme. cuad.	mm ²
yarda cuadrada	yd ²	0.8361	metro cuad.	m ²
ENERGÍA O TRABAJO				
British Thermal Unit	BTU	1055.056	Joule	J
caloría	cal	4.1868	Joule	J
Joule	J	0.000278	Watt-hora	Wh
kiloWatt-hora	kWh	3.600000	Joule	J
pie-libra	pie.lb, ft-lb	1.355818	Joule	J
Watt-hora	Wh	3600	Joule	J
ESFUERZO (FUERZA/ÁREA)				
kilogramo fuerza/cm ²	kgf/cm ²	0.09806650	Newton/milímetro ²	N/mm ²
kilogramo fuerza/cm ²	kgf/cm ²	98066.5	Pascal	Pa
libra/pulgada ²	lb/plg ² , lb/in ² , PSI	0.066894757	Newton/milímetro ²	N/mm ²
libra/pulgada ²	lb/plg ² , lb/in ² , PSI	0.0723	kilogramo fuerza/cm ²	kgf/cm ²
libra/pulgada ²	lb/plg ² , lb/in ²	6894.0757	Pascal	Pa
MegaPascal	MPa	0.101972	kilogramo fuerza/mm ²	kgf/mm ²
FUERZA				
kilogramo-fuerza	kgf	9.806650	Newton	N
libra	lb	4.448222	Newton	N
Newton	N	0.101972	kilogramo-fuerza	kgf

continuación

UNIDAD	SÍMBOLO	MULTIPLICADO POR	SE CONVIERTE A:	
			UNIDAD	SÍMBOLO
Newton	N	0.224809	libra	lb
LONGITUD				
Kilómetro	km	0.621	milla	mi
milímetro	mm	0.03937	pulgada	plg, in
metro	m	3.281	pie	pie, ft
milla	mi	1.60934	kilómetro	km
pie	pie, ft	0.3048	metro	m
pulgada	plg, in	25.40	milímetro	mm
yarda	yd	0.9144	metro	m
MASA, PESO*				
kilogramo	kg	2.2046	libra	lb
POTENCIA				
Caballo de potencia**	HP, cp	0.745699	kiloWatt	kW
kiloWatt	kW	1.341	caballo de potencia	HP, cp
kiloWatt	kW	1.355	caballo de vapor (métrico)	CV
Watt	W	3.41214	British Thermal Unit/hora	BTU/h

* Mal nombrado peso. No se recomienda el uso de este nombre en comunicación técnica. El peso, técnicamente, se mide en Newton.

** Mal nombrado caballo de fuerza.

UNIDAD	SÍMBOLO	MULTIPLICADO POR	SE CONVIERTE A:	
			UNIDAD	SÍMBOLO
PRESIÓN (FUERZA/ÁREA)				
atmósfera	atm	0.980655	bar	bar
kilogramo fuerza/cm ²	kgf/cm ²	0.980655	bar	bar
milímetro de agua	mm H ₂ O	0.098	milibar	mbar
milímetro de mercurio	mm Hg	1.33	milibar	mbar
Pascal (N/m ²)	Pa	0.00001	bar	bar
pulgada de agua	plg H ₂ O, in H ₂ O	2.488	milibar	mbar
libra/pulgada ²	lb/plg ² , PSI	0.068947	bar	bar

continuación

UNIDAD	SÍMBOLO	MULTIPLICADO POR	SE CONVIERTE A:	
			UNIDAD	SÍMBOLO
pulgada de mercurio	plg Hg, in Hg	33.77	milibar	mbar
bar	bar	0.1	MegaPascal	MPa
kilogramo fuerza/cm ²	kgf/cm ²	0.098066	MegaPascal	MPa
libra/pulgada ²	lb/plg ² , PSI	0.006894	MegaPascal	MPa
milímetro de agua	mm H ₂ O	9.8	Pascal	Pa
milímetro de mercurio	mm Hg	133.3	Pascal	Pa
TEMPERATURA				
grado Celsius	°C	$t_f = 1.8t_c + 32$	grado Farenheit	°F
grado Celsius	°C	$t_k = t_c + 273.15$	Kelvin	K
grado Farenheit	°F	$t_c = (t_f - 32) / 1.8$	grado Celsius	°C
TORSIÓN O MOMENTO DE FLEXIÓN				
kilogramo-fza-metro	kgfm	9.806650	Newton-metro	Nm
libra-pie	lb-pie, lb-ft	1.355818	Newton-metro	Nm
libra-pulgada	lb-plg, lb-in	0.11298	Newton-metro	Nm
Newton-metro	Nm	0.101972	kilogramo-fza-metro	kgfm
Newton-metro	Nm	0.737562	libra-pie	lb-pie, lb-ft
Newton-metro	Nm	8.8507	libra-pulgada	lb-plg, lb-in
VELOCIDAD				
kilómetro/hora	km/h	0.6214	milla/hora	mi/h
metro/segundo	m/s	3.2803	pie/segundo	pie/s, ft/s
milla/hora	mi/h	1.6093	kilómetro/hora	km/h
pie/segundo	pie/s, ft/s	0.3048	metro/segundo	m/s
pulgada/segundo	plg/s, in/s	0.0254	metro/segundo	m/s
VOLUMEN				
cuarto (quart, U.S.)	qt	0.9463529	litro	l
galón (U.S.)	gal	3.785412	litro	l
metro cúbico	m ³	1.307950	yarda cúbica	yd ³
pie cúbico	pie ³ , ft ³	0.0283168	metro cúbico	m ³
pulgada cúbica	plg ³ , in ³	16.387	centímetro cúbico	cm ³
yarda cúbica	yd ³	0.764555	metro cúbico	m ³

UNIDADES CUYO USO DEBE SER EVITADO

NOMBRE		VALOR EN UNIDADES SI			
kilogramo-fuerza	(kgf)	1 kgf	=	9.80665 N	
caloría	(cal)	1 cal	=	4.1868 J	
Micrón	(μ)	1 μ	=	1 μ	= 10^{-6} m

APÉNDICE C

PROGRAMAS DE CÓMPUTO

```
10 REM          PROGRAMA I-TR-D
20 REM          EL PROGRAMA CALCULA CURVAS I-TR-D
30 REM
40 REM          Manual de Alcantarillado Pluvial, CNA
50 REM
60 REM          Oscar A. Fuentes Mariles
70 REM
80 REM          VARIABLES DE ENTRADA
90 REM
100 REM N       Número de datos por cada intervalo de duración
110 REM ND      Número total de intervalos de duración
120 REM D(K)    Duración para cada intervalo en horas
130 REM I(J,K)  Intensidad de lluvia en mm
140 REM
150 REM          VARIABLES DE SALIDA
160 REM
170 REM A,B,H   Variables de ajuste para el calculo de la intensidad
180 REM IE      Intensidad [mm]
190 REM TR(J)   Periodo de retorno [años]
200 REM D(K)    Duración [horas]
220 REM
230 DIM TR(25), D(20), X1(25), X2(25), Y(25, 25), I(25, 25)
240 REM -----
250 REM (1) ***LEE DATOS ***
260 INPUT "NÚMERO DE DATOS POR DURACION"; N
270 INPUT "NÚMERO DE DURACIONES"; ND
280 NK = N * ND
290 FOR K = 1 TO ND
295 PRINT "DURACION D("; K; ")"; : INPUT D(K)
296 PRINT "INTENCIDADES PARA LA DURACION D="; D(K)
310 FOR J = 1 TO N
315 PRINT "I("; J; " "; K; ")"; : INPUT I(J, K)
330 NEXT J
340 NEXT K
390 N1 = N + 1
400 REM -----
410 REM (2) *** ORDENA DE MAYOR A MENOR LAS INTENSIDADES ***
420 FOR K = 1 TO ND
430 FOR JJ = 1 TO N
440 IM = 0
450 FOR J = JJ TO N
460 IF I(J, K) < IM THEN 490
470 JM = J
```

```

480 IM = I(J, K)
490 NEXT J
500 AU = I(JJ, K)
510 I(JJ, K) = IM
520 I(JM, K) = AU
530 NEXT JJ
540 NEXT K
550 REM -----
560 REM (3) *** DETERMINA EL PERIODO DE RETORNO ***
570 FOR J = 1 TO N
580 TR(J) = N1 / J
590 NEXT J
600 REM -----
610 REM (4) *** TRANSFORMACION DE VARIABLES ***
620 FOR K = 1 TO ND
630 FOR J = 1 TO N
640 X2(K) = LOG(D(K))
650 X1(J) = LOG(TR(J))
660 Y(J, K) = LOG(I(J, K))
670 NEXT J
680 NEXT K
690 FOR J = 1 TO N
700 X1(J) = LOG(TR(J))
710 NEXT J
720 REM -----
730 REM (5) *** SUMA DE TRANSFORMACIONES ***
740 SI = 0: ST = 0: SD = 0: TI = 0: TT = 0: TD = 0: DI = 0: DD = 0: II = 0
750 FOR K = 1 TO ND
760 FOR J = 1 TO N
770 SI = SI + Y(J, K)
780 ST = ST + X1(J)
790 SD = SD + X2(K)
800 TI = TI + X1(J) * Y(J, K)
810 TT = TT + X1(J) * X1(J)
820 TD = TD + X1(J) * X2(K)
830 DI = DI + X2(K) * Y(J, K)
840 DD = DD + X2(K) * X2(K)
850 II = II + Y(J, K) * Y(J, K)
860 NEXT J
870 NEXT K
880 REM -----
890 REM *** (6) SOLUCION DEL SISTEMA ***
900 RD = 1 / (NK * (TT * DD - TD * TD) - ST * (ST * DD - SD * TD) + SD * (ST * TD - TT * SD))
910 A0 = (SI * (TT * DD - TD * TD) - TI * (ST * DD - TD * SD) + DI * (ST * TD - TT * SD)) * RD

```

```

920 A1 = (-SI * (ST * DD - SD * TD) + TI * (NK * DD - SD * SD) - DI * (NK * TD - ST *
SD)) * RD
930 A2 = (SI * (ST * TD - SD * TT) - TI * (NK * TD - SD * ST) + DI * (NK * TT - ST *
ST)) * RD
940 REM -----
950 REM *** (7) TRANSFORMACION A LAS VARIABLES DE INTERES ***
960 A = EXP(A0)
970 H = A1
980 B = -A2
990 REM -----
1000 REM *** (8) IMPRESION DE LAS VARIABLES DE INTERES ***
1010 PRINT "A="; A, "H="; H, "B="; B
1020 PRINT
1030 REM -----
1040 REM *** (9) CALCULA EL COEFICIENTE DE CORRELACION ***
1050 NE = 0
1060 PRINT " i [mm]    Tr [ajos]    D [hr]"
1070 PRINT
1080 FOR K = 1 TO ND
1090 FOR J = 1 TO N
1100 IE = A * (TR(J)) ^ H / (D(K)) ^ B
1110 PRINT IE, TR(J), D(K)
1120 NE = NE + (I(J, K) - IE) ^ 2
1130 NEXT J
1140 NEXT K
1200 REM -----
1210 REM *** (10) TERMINA ***
1220 END

```

```

10 REM          PROGRAMA NORMAL
20 REM  Ajusta los parámetros de una función de distribución
30 REM          normal
40 REM
50 REM          Manual de Alcantarilla Pluvial, CNA
60 REM
70 REM          Oscar A. Fuentes Mariles
80 REM
90 REM          VARIABLES DE ENTRADA
100 REM
110 REM  N  Número de datos
120 REM  NP Número máximo que puede realizar en el método iterativo
130 REM  X(I) valor del evento I
140 REM
150 REM
160 DIM X(70), Y(70), Z(70), MA(70), B(70), T(70), PR(70), N(21), MC(21)
170 REM
180 REM ***** (1) LEE DATOS
190 REM
200 READ N, NP
210 DATA 59,20
220 FOR I = 1 TO N
230  READ X(I)
240 NEXT I
250 REM
260 REM ***** (2) IMPRIME DATOS CON LOS QUE SE HACE EL AJUSTE
270 REM
280 PRINT
290 PRINT "LOS DATOS A LOS QUE SE AJUSTARA UNA DISTRIBUCION DE
PROBABILIDAD"
300 PRINT
310 PRINT "          NORMAL"
320 PRINT
330 FOR I = 1 TO N
340  PRINT X(I),
350 NEXT I
360 PRINT
370 PRINT
380 REM
390 REM ***** (3) CALCULA PARAMETROS ESTADISTICOS DE LOS DATOS
400 REM
410 S1 = 0
420 S2 = 0
430 S3 = 0
440 FOR I = 1 TO N
450  S1 = S1 + X(I)
460  X2 = X(I) * X(I)

```

```

470 S2 = S2 + X2
480 S3 = S3 + X2 * X(I)
490 NEXT I
500 XT = S1 / N
510 S = SQR((S2 / N - XT ^ 2) * (N / (N - 1)))
520 A = (S3 - 3 * XT * S2 + 2 * N * XT ^ 3) * N / ((N - 1) * (N - 2))
530 G = A / S ^ 3
540 PRINT "LOS DATOS TIENEN ESTOS PARAMETROS ESTADISTICOS:"
550 PRINT
560 PRINT " MEDIA "; XT
570 PRINT " DESVIACION ESTANDAR "; S
580 PRINT " COEFICIENTE DE ASIMETRIA "; G
590 PRINT
600 PRINT
610 REM
620 REM ***** (4) AJUSTA LOS PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION
630 REM     POR EL METODO DE MOMENTOS
640 REM
650 CP = S / XT
660 B = S
670 A = XT
680 PRINT "***** AJUSTE POR EL METODO DE MAXIMO VEROSIMILITUD
*****"
690 REM
700 REM ***** (7) IMPRIME LOS PARAMETROS AJUSTADOS
710 REM
720 PRINT
730 PRINT
740 PRINT " A = "; A
750 PRINT " B = "; B
760 PRINT
770 REM
780 REM ***** (8) CON LOS PARAMETROS AJUSTADOS CALCULA LOS
ESTADISTICOS
790 REM
800 XT = A
810 S = B
820 G = 0
830 PRINT
840 REM ***** (9) ORDENA LOS DATOS Y ESTIMA EVENTOS Y
PROBABILIDADES
850 PRINT " Con los parámetros ajustados por máximo verosimilitud resulta"
860 PRINT
870 PRINT " media "; XT
880 PRINT " desviación estándar "; S
890 PRINT " coeficiente de asimetría "; G
900 PRINT

```

```

910 REM
920 REM ***** (9) ORDENA LOS DATOS Y ESTIMA EVENTOS Y
PROBABILIDADES
930 REM
940 PRINT " ***** DATOS ORDENADOS Y ESTIMACIONES
*****"
950 PRINT
960 PRINT " i   TR      XO      XE      XO-XE      PO      PE      PO-PE"
970 PRINT "          observado esperado          observada esperada "
980 PRINT
990 GOSUB 1750
1000 S1 = 0
1010 S2 = 0
1020 FOR I = 1 TO N
1030  X = (X(I) - A) / B
1040  GOSUB 1460
1050  PE = PR
1060  P = PR(I)
1070  GOSUB 1620
1080  XE = XP * B + A
1090  D1 = X(I) - XE
1100  D2 = PR(I) - PE
1110 REM
1120 REM ***** (10) CALCULA ERRORES ESTANDAR Y ENCUENTRA
DIFERENCIAS MAXIMAS
1130 REM
1140  IF ABS(D1) > ABS(M1) THEN M1 = D1
1150    IF ABS(D2) > ABS(M2) THEN M2 = D2
1160      S1 = S1 + D1 * D1
1170      S2 = S2 + D2 * D2
1180      PRINT USING "###"; I; : PRINT USING "#####.###"; T(I); : PRINT USING
"#####.#"; X(I); XE; D1; : PRINT USING "#####.###"; 1 - PR(I); 1 - PE; D2
1190 NEXT I
1200 S1 = SQR(S1 / N)
1210 S2 = SQR(S2 / N)
1220 PRINT
1230 PRINT
1240 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LOS VALORES DEL EVENTO (X) "; S1
1250 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LAS PROBABILIDADES (P) "; S2
1260 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LOS VALORES DEL EVENTO (XO-XE) ";
M1
1270 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LAS PROBABILIDADES (PO-PE) "; M2
1280 PRINT
1290 REM
1300 REM ***** (11) ESTIMA 6 VALORES DEL EVENTO Y EL ERROR ESTANDAR
ASOCIADO
1310 REM

```

```

1320 GOSUB 2000
1330 REM
1340 REM ***** (12) OBTIENE 2 TIPOS DE HISTOGRAMAS Y EL VALOR DE JI-
CUADRADA
1350 REM          PARA LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE ESTE
NOMBRE
1360 REM
1370 GOSUB 2250
1380 REM
1390 REM ***** (13) TERMINA
1400 REM
1410 END
1420 REM
1430 REM SUBROUTINA Obtiene la probabilidad de excedencia de una distribución
1440 REM          normal estándar asociada al valor x
1450 REM
1460 SI = 1
1470 IF X > 0 THEN 1500
1480 X = -X
1490 SI = -1
1500 F1 = .2316419
1510 T = 1 / (1 + F1 * X)
1520 T2 = T * T
1530 T4 = T2 * T2
1540 BT = (.31938153# + 1.781477937# * T2 + 1.330274429# * T4) * T -
.356563782# * T2 - 1.821255978# * T4
1550 PR = 1 - BT * EXP(-X * X / 2) * .3989422
1560 IF SI < 0 THEN 1580
1570 PR = 1 - PR
1580 RETURN
1590 REM
1600 REM SUBROUTINA Obtiene el valor x asociado a una distribución normal
1610 REM          estándar cuando se conoce una probabilidad de no excedencia
1620 SI = 1
1630 IF P < .5 THEN 1660
1640 SI = -1
1650 P = 1 - P
1660 T = SQR(LOG(1 / (P * P)))
1670 T2 = T * T
1680 XP = T - (2.515517 + .802853 * T + .010328 * T2) / (1 + (1.432788 + .189269 *
T + .001308 * T2) * T)
1690 XP = XP * SI
1700 RETURN
1710 REM
1720 REM SUBROUTINA Ordena de mayor a menor un conjunto de datos y estima
1730 REM          periodos de retorno y probabilidades de excedencia
1740 REM

```

```

1750 FOR I = 1 TO N
1760 MA(I) = 1
1770 NEXT I
1780 N1 = N + 1
1790 FOR I = 1 TO N
1800 AX = -1E+10
1810 FOR J = 1 TO N
1820 IF MA(J) = 0 THEN 1870
1830 IF X(J) > AX THEN 1850
1840 GOTO 1870
1850 AX = X(J)
1860 JX = J
1870 NEXT J
1880 MA(JX) = 0
1890 B(I) = AX
1900 T(I) = N1 / I
1910 PR(I) = I / N1
1920 NEXT I
1930 FOR I = 1 TO N
1940 X(I) = B(I)
1950 NEXT I
1960 RETURN
1970 REM
1980 REM SUBROUTINA Calcula 6 valores del evento y el error estándar asociado
1990 REM
2000 SY = SL * SL
2010 SD(1) = 0: SD(2) = .8416: SD(3) = 1.2816
2020 SD(4) = 1.6449: SD(5) = 2.0538: SD(6) = 2.3264
2030 PR(1) = .5: PR(2) = .2: PR(3) = .1
2040 PR(4) = .05: PR(5) = .02: PR(6) = .01
2050 FOR J = 1 TO 6
2060 P = PR(J)
2070 GOSUB 1620
2080 XT(J) = XP * B + A
2090 T = SD(J)
2100 ST(J) = B * SQR((1 + T * T / 2) / N)
2110 NEXT J
2120 PRINT " ***** ALGUNAS ESTIMACIONES Y ERROR ESTANDAR *****"
2130 PRINT
2140 PRINT "periodo de 2 5 10 20 50 100"
2150 PRINT "retorno (años)"
2160 PRINT
2170 PRINT "evento estimado "; : PRINT USING "#####.#"; XT(1); XT(2); XT(3);
XT(4); XT(5); XT(6)
2180 PRINT "error estándar "; : PRINT USING "#####.#"; ST(1); ST(2); ST(3);
ST(4); ST(5); ST(6)
2190 PRINT

```

```

2200 RETURN
2210 REM
2220 REM SUBROUTINA Obtiene dos tipos de histograma y el valor de Ji-cuadrada
2230 REM      para la prueba de bondad de ajuste de este nombre
2240 REM
2250 IF N > 10 THEN 2270
2260  GOTO 3150
2270 IF N > 20 THEN 2300
2280  NI = 5
2290  GOTO 2340
2300 IF N > 30 THEN 2330
2310  NI = 10
2320  GOTO 2340
2330 NI = 15
2340 N2 = NI + 1
2350 XG = 0
2360 XC = 1E+11
2370 FOR I = 1 TO N
2380  IF X(I) > XG THEN XG = X(I)
2390  IF X(I) < XC THEN XC = X(I)
2400 NEXT I
2410 RA = XG - XC
2420 DI = RA * 1.1 / NI
2430 Y(1) = XC - RA * .05
2440 IF Y(1) < 0 THEN Y(1) = 0
2450 N(1) = 0
2460 FOR J = 2 TO N2
2470  N(J) = 0
2480  Y(J) = Y(J - 1) + DI
2490 NEXT J
2500 FOR I = 1 TO N
2510  FOR J = N2 TO 1 STEP -1
2520    IF X(I) >= Y(J) THEN 2540
2530  NEXT J
2540 N(J) = N(J) + 1
2550 NEXT I
2560 S = 0
2570 S1 = 0
2580 X = (Y(1) - A) / B
2590 GOSUB 1460
2600 P1 = PR
2610 PRINT
2620 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase de la misma longitud) *****"
2630 PRINT
2640 PRINT "      Intervalo de clase  marca de  Número  Número"
2650 PRINT "                      clase  observado  esperado"
2660 PRINT

```

```

2670 FOR J = 1 TO NI
2680 MC(J) = (Y(J) + Y(J + 1)) * .5
2690 X = (Y(J + 1) - A) / B
2700 GOSUB 1460
2710 NE = (P1 - PR) * N
2720 P1 = PR
2730 PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); MC(J); : PRINT USING "#####"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE
2740 S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
2750 S1 = S1 + NE
2760 NEXT J
2770 PRINT
2780 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
2790 PRINT "LA SUMA DE LOS NÚMEROS ESPERADOS ES "; S1
2800 Y(1) = -999999.9#
2810 Y(N2) = 9999999.9#
2820 N(1) = 0
2830 SP = 1
2840 PI = 1 / NI
2850 NE = N / NI
2860 FOR J = 2 TO NI
2870 SP = SP - PI
2880 P = SP
2890 GOSUB 1620
2900 XE = XP * B + A
2910 Y(J) = XE
2920 N(J) = 0
2930 NEXT J
2940 FOR I = 1 TO N
2950 FOR J = N2 TO 1 STEP -1
2960 IF X(I) >= Y(J) THEN 2980
2970 NEXT J
2980 N(J) = N(J) + 1
2990 NEXT I
3000 PRINT
3010 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase con el mismo *****"
3020 PRINT " número esperado )"
3030 PRINT
3040 PRINT " Intervalo de clase número número"
3050 PRINT " observado esperado"
3060 PRINT
3070 S = 0
3080 FOR J = 1 TO NI
3090 PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); : PRINT USING "#####"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE

```

```
3100 S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
3110 NEXT J
3120 PRINT
3130 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
3140 GOTO 3160
3150 PRINT "NO SE OBTUVO EL HISTOGRAMA POR QUE EL NÚMERO DE
DATOS ES MENOR A 10"
3160 RETURN
3170 DATA 10400,10700,20100,8210,14300,8040,8210,13900,8390,18500
3180 DATA 13000,16400,14500,13000,17200,13900,11900,13600,12400,18300
3190 DATA 12900,18200,9900,10200,9020,11800,16100,16900,11800,13900
3200 DATA 12300,15100,11900,11000,16000,11600,19900,18600,18000,13100
3210 DATA 29100,10300,12200,15600,12700,13100,19200,19500,23000,6700
3220 DATA 7130,14300,20600,25600,8180,34400,16100,10200,12300
```

```

10 REM          PROGRAMA EXPON
20 REM          Ajusta los parámetros de una función de distribución
30 REM          exponencial
40 REM
50 REM          Manual de Alcantarillado Pluvial, CAN
60 REM
70 REM          Oscar A. Fuentes Mariles
80 REM
90 REM          VARIABLES DE ENTRADA
100 REM
110 REM          N  Número de datos
130 REM          NP Número máximo que puede realizar en el método iterativo
140 REM          X(I) valor del evento I
150 REM
160 REM
170 DIM X(70), Y(70), Z(70), MA(70), B(70), T(70), PR(70), N(21), MC(21)
180 REM
190 REM ***** (1) LEE DATOS
200 REM
210 READ N, NP
230 FOR I = 1 TO N
240  READ X(I)
250 NEXT I
320 REM
330 REM ***** (2) IMPRIME DATOS CON LOS QUE SE HACE EL AJUSTE
340 REM
350 PRINT
360 PRINT "LOS DATOS A LOS QUE SE AJUSTARA UNA DISTRIBUCION DE
PROBABILIDAD"
370 PRINT
380 PRINT "          EXPONENCIAL"
390 PRINT
400 FOR I = 1 TO N
410  PRINT X(I),
420 NEXT I
430 PRINT
440 PRINT
450 REM
460 REM ***** (3) CALCULA PARAMETROS ESTADISTICOS DE LOS DATOS
470 REM
480 S1 = 0
490 S2 = 0
500 S3 = 0
510 FOR I = 1 TO N
520  S1 = S1 + X(I)
530  X2 = X(I) * X(I)

```

```

540 S2 = S2 + X2
550 S3 = S3 + X2 * X(I)
560 NEXT I
570 XT = S1 / N
580 S = SQR((S2 / N - XT ^ 2) * (N / (N - 1)))
590 A = (S3 - 3 * XT * S2 + 2 * N * XT ^ 3) * N / ((N - 1) * (N - 2))
600 G = A / S ^ 3
610 PRINT "LOS DATOS TIENEN ESTOS PARAMETROS ESTADISTICOS:"
620 PRINT
630 PRINT " MEDIA "; XT
640 PRINT " DESVIACION ESTANDAR "; S
650 PRINT " COEFICIENTE DE ASIMETRIA "; G
660 PRINT
670 PRINT
680 REM
690 REM ***** (4) AJUSTA LOS PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION
700 REM     POR EL METODO DE MOMENTOS
710 REM
750 B = S
760 A = XT - S
830 PRINT " ***** AJUSTE POR EL METODO DE MOMENTOS *****"
1080 REM
1090 REM ***** (7) IMPRIME LOS PARAMETROS AJUSTADOS
1100 REM
1110 PRINT
1120 PRINT
1130 PRINT " A = "; A
1140 PRINT " B = "; B
1160 PRINT
1170 REM
1180 REM ***** (8) CON LOS PARAMETROS AJUSTADOS CALCULA LOS
ESTADISTICOS
1190 REM
1200 XT = A + B
1210 S = B
1230 G = 2
1240 PRINT
1260 REM ***** (9) ORDENA LOS DATOS Y ESTIMA EVENTOS Y
PROBABILIDADES
1280 PRINT " Con los parámetros ajustados por el método de momentos resulta"
1290 PRINT
1300 PRINT " media "; XT
1310 PRINT " desviación estándar "; S
1320 PRINT " coeficiente de asimetría "; G
1330 PRINT
1370 REM

```

```

1372 REM ***** (9) ORDENA LOS DATOS Y ESTIMA EVENTOS Y
PROBABILIDADES
1374 REM
1380 PRINT " ***** DATOS ORDENADOS Y ESTIMACIONES
*****"
1390 PRINT
1400 PRINT " i   TR      XO      XE      XO-XE      PO      PE      PO-PE"
1410 PRINT "          observado esperado          observada esperada "
1420 PRINT
1430 GOSUB 2420
1432 S1 = 0
1434 S2 = 0
1440 FOR I = 1 TO N
1450 IF X(I) > A THEN 1490
1460 PE = 1
1462 GOTO 1520
1490  X = (X(I) - A) / B
1510  PE = EXP(-X)
1520  P = PR(I)
1540  XE = A - B * LOG(PR(I))
1550  D1 = X(I) - XE
1560  D2 = PR(I) - PE
1570 REM
1580 REM ***** (10) CALCULA ERRORES ESTANDAR Y ENCUENTRA
DIFERENCIAS MAXIMAS
1590 REM
1600  IF ABS(D1) > ABS(M1) THEN M1 = D1
1610  IF ABS(D2) > ABS(M2) THEN M2 = D2
1620  S1 = S1 + D1 * D1
1630  S2 = S2 + D2 * D2
1640  PRINT USING "###"; I; : PRINT USING "#####.###"; T(I); : PRINT USING
"#####.#"; X(I); XE; D1; : PRINT USING "#####.###"; 1 - PR(I); 1 - PE; D2
1650 NEXT I
1660 S1 = SQR(S1 / N)
1670 S2 = SQR(S2 / N)
1680 PRINT
1690 PRINT
1700 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LOS VALORES DEL EVENTO (X) "; S1
1710 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LAS PROBABILIDADES (P) "; S2
1720 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LOS VALORES DEL EVENTO (XO-XE) ";
M1
1730 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LAS PROBABILIDADES (PO-PE) "; M2
1740 PRINT
1750 REM
1760 REM ***** (11) ESTIMA 6 VALORES DEL EVENTO Y EL ERROR ESTANDAR
ASOCIADO
1770 REM

```

```

1780 GOSUB 2670
1790 REM
1800 REM ***** (12) OBTIENE 2 TIPOS DE HISTOGRAMAS Y EL VALOR DE JI-
CUADRADA
1810 REM          PARA LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE ESTE
NOMBRE
1820 REM
1830 GOSUB 3030
1840 REM
1850 REM ***** (13) TERMINA
1860 REM
1870 END
2380 REM
2390 REM SUBROUTINA Ordena de mayor a menor un conjunto de datos y estima
2400 REM          periodos de retorno y probabilidades de excedencia
2410 REM
2420 FOR I = 1 TO N
2430   MA(I) = 1
2440 NEXT I
2450 N1 = N + 1
2460 FOR I = 1 TO N
2470   AX = -1E+10
2480   FOR J = 1 TO N
2490     IF MA(J) = 0 THEN 2540
2500     IF X(J) > AX THEN 2520
2510     GOTO 2540
2520     AX = X(J)
2530     JX = J
2540   NEXT J
2550   MA(JX) = 0
2560   B(I) = AX
2570   T(I) = N1 / I
2580   PR(I) = I / N1
2590 NEXT I
2600 FOR I = 1 TO N
2610   X(I) = B(I)
2620 NEXT I
2630 RETURN
2640 REM
2650 REM SUBROUTINA Calcula 6 valores del evento y el error estándar asociado
2660 REM
2670 SD(1) = -.3069: SD(2) = .6094: SD(3) = 1.3026
2690 SD(4) = 1.9957: SD(5) = 2.912: SD(6) = 3.6052
2700 PR(1) = .5: PR(2) = .2: PR(3) = .1
2710 PR(4) = .05: PR(5) = .02: PR(6) = .01
2820 FOR J = 1 TO 6
2850   XT(J) = A - B * LOG(PR(J))

```

```

2860 T = SD(J)
2880 ST(J) = B * SQR((1 + 2 * T + 1.25 * T * T) / N)
2890 NEXT J
2900 PRINT "      ***** ALGUNAS ESTIMACIONES Y ERROR ESTANDAR *****"
2910 PRINT
2920 PRINT "periodo de      2      5      10      20      50      100"
2930 PRINT "retorno (años)"
2940 PRINT
2950 PRINT "evento estimado "; : PRINT USING "#####.#"; XT(1); XT(2); XT(3);
XT(4); XT(5); XT(6)
2960 PRINT "error estándar "; : PRINT USING "#####.#"; ST(1); ST(2); ST(3);
ST(4); ST(5); ST(6)
2970 PRINT
2980 RETURN
2990 REM
3000 REM SUBROUTINA Obtiene dos tipos de histograma y el valor de Ji-cuadrada
3010 REM      para la prueba de bondad de ajuste de este nombre
3020 REM
3030 IF N > 10 THEN 3050
3040 GOTO 3930
3050 IF N > 20 THEN 3080
3060 NI = 5
3070 GOTO 3120
3080 IF N > 30 THEN 3110
3090 NI = 10
3100 GOTO 3120
3110 NI = 15
3120 N2 = NI + 1
3130 XG = 0
3140 XC = 1E+11
3150 FOR I = 1 TO N
3160 IF X(I) > XG THEN XG = X(I)
3170 IF X(I) < XC THEN XC = X(I)
3180 NEXT I
3190 RA = XG - XC
3200 DI = RA * 1.1 / NI
3210 Y(1) = XC - RA * .05
3220 IF Y(1) < 0 THEN Y(1) = 0
3230 N(1) = 0
3240 FOR J = 2 TO N2
3250 N(J) = 0
3260 Y(J) = Y(J - 1) + DI
3270 NEXT J
3280 FOR I = 1 TO N
3290 FOR J = N2 TO 1 STEP -1
3300 IF X(I) >= Y(J) THEN 3320
3310 NEXT J

```

```

3320 N(J) = N(J) + 1
3330 NEXT I
3340 S = 0
3350 S1 = 0
3360 X = (Y(1) - A) / B
3361 IF X > 0 THEN 3375
3362 PR = 1
3370 GOTO 3380
3375 PR = EXP(-X)
3380 P1 = PR
3390 PRINT
3400 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase de la misma longitud) *****"
3410 PRINT
3420 PRINT " Intervalo de clase  marca de  Número  Número"
3430 PRINT "          clase observado esperado"
3440 PRINT
3450 FOR J = 1 TO NI
3460 MC(J) = (Y(J) + Y(J + 1)) * .5
3470 X = (Y(J + 1) - A) / B
3472 IF X > 0 THEN 3480
3473 PR = 1
3474 GOTO 3490
3480 PR = EXP(-X)
3490 NE = (P1 - PR) * N
3491 P1 = PR
3492 IF NE <> 0 THEN 3510
3493 GOTO 3540
3510 PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); MC(J); : PRINT USING "#####"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE
3520 S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
3530 S1 = S1 + NE
3540 NEXT J
3550 PRINT
3560 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
3570 PRINT "LA SUMA DE LOS NÚMEROS ESPERADOS ES "; S1
3580 Y(1) = -999999.9#
3590 Y(N2) = 9999999.9#
3600 N(1) = 0
3610 SP = 1
3620 PI = 1 / NI
3630 NE = N / NI
3640 FOR J = 2 TO NI
3650 SP = SP - PI
3660 P = SP
3680 XE = A - B * LOG(P)
3690 Y(J) = XE

```

```

3700 N(J) = 0
3710 NEXT J
3720 FOR I = 1 TO N
3730   FOR J = N2 TO 1 STEP -1
3740     IF X(I) >= Y(J) THEN 3760
3750   NEXT J
3760   N(J) = N(J) + 1
3770 NEXT I
3780 PRINT
3790 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase con el mismo *****"
3800 PRINT "          número esperado )"
3810 PRINT
3820 PRINT "   Intervalo de clase   número   número"
3830 PRINT "          observado esperado"
3840 PRINT
3850 S = 0
3860 FOR J = 1 TO NI
3870   PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); : PRINT USING "#####.#"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE
3880   S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
3890 NEXT J
3900 PRINT
3910 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
3920 GOTO 3940
3930 PRINT "NO SE OBTUVO EL HISTOGRAMA POR QUE EL NÚMERO DE
DATOS ES MENOR A 10"
3940 RETURN

```

```

10 REM          PROGRAMA GAMMA
20 REM          Ajusta los parámetros de una función de distribución
30 REM          Gamma de tres parámetros
40 REM
50 REM          Manual de Alcantarillado fluvial, CNA
60 REM
70 REM          Oscar A. Fuentes Mariles
80 REM
90 REM          VARIABLES DE ENTRADA
100 REM
110 REM          N  Número de datos
120 REM          TL  tolerancia en el método iterativo para encontrar DELTA
130 REM          NP  Número máximo que puede realizar en el método iterativo
140 REM          X(I) valor del evento I
150 REM
160 REM
170 DIM X(70), Y(70), Z(70), MA(70), B(70), T(70), PR(70), N(21), MC(21)
180 REM
190 REM ***** (1) LEE DATOS
200 REM
210 READ N, TL, NP
230 FOR I = 1 TO N
240  READ X(I)
250 NEXT I
320 REM
330 REM ***** (2) IMPRIME DATOS CON LOS QUE SE HACE EL AJUSTE
340 REM
350 PRINT
360 PRINT "LOS DATOS A LOS QUE SE AJUSTARA UNA DISTRIBUCION DE
PROBABILIDAD"
370 PRINT
380 PRINT "          GAMMA DE TRES PARAMETROS"
390 PRINT
400 FOR I = 1 TO N
410  PRINT X(I),
420 NEXT I
430 PRINT
440 PRINT
450 REM
460 REM ***** (3) CALCULA PARAMETROS ESTADISTICOS DE LOS DATOS
470 REM
480 S1 = 0
490 S2 = 0
500 S3 = 0
510 FOR I = 1 TO N
520  S1 = S1 + X(I)
530  X2 = X(I) * X(I)

```

```

540 S2 = S2 + X2
550 S3 = S3 + X2 * X(I)
560 NEXT I
570 XT = S1 / N
580 S = SQR((S2 / N - XT ^ 2) * (N / (N - 1)))
590 A = (S3 - 3 * XT * S2 + 2 * N * XT ^ 3) * N / ((N - 1) * (N - 2))
600 G = A / S ^ 3
610 PRINT "LOS DATOS TIENEN ESTOS PARAMETROS ESTADISTICOS:"
620 PRINT
630 PRINT " MEDIA "; XT
640 PRINT " DESVIACION ESTANDAR "; S
650 PRINT " COEFICIENTE DE ASIMETRIA "; G
660 PRINT
670 PRINT
680 REM
690 REM ***** (4) AJUSTA LOS PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION
700 REM     POR EL METODO DE MOMENTOS
710 REM
720 B = (2 / G) ^ 2
730 A = S / SQR(B)
740 D = XT - S * SQR(B)
750 PRINT "***** AJUSTE POR EL METODO DE MOMENTOS
*****"
760 PRINT
770 PRINT " A = "; A
780 PRINT " D = "; D
790 PRINT
800 PRINT "***** AJUSTE POR EL METODO DE MAXIMO VEROSIMILITUD
*****"
810 PRINT
820 GOSUB 1700
830 A1 = AL * 2!
840 REM
850 REM ***** (7) IMPRIME LOS PARAMETROS AJUSTADOS
860 REM
870 PRINT
880 PRINT
890 PRINT " A = "; A
900 PRINT " B = "; B
910 PRINT " D = "; D
920 PRINT
930 REM
940 REM ***** (8) CON LOS PARAMETROS AJUSTADOS CALCULA LOS
ESTADISTICOS
950 REM
960 XM = A * B + D
970 SM = A * SQR(B)

```

```

980 Z2 = S / (XT - AL)
990 GM = 2 / SQR(B)
1000 PRINT
1010 REM
1020 REM ***** (9) ORDENA LOS DATOS Y ESTIMA EVENTOS Y
PROBABILIDADES
1030 REM
1040 PRINT " Con los parámetros ajustados por máximo verosimilitud resulta"
1050 PRINT
1060 PRINT " media "; XM
1070 PRINT " desviación estándar "; SM
1080 PRINT " coeficiente de asimetría "; GM
1090 PRINT
1100 GOTO 1140
1110 PRINT "PARA ENCONTRAR LOS PARAMETROS HACEN FALTA MAS
ITERACIONES "
1120 PRINT
1130 GOTO 1640
1140 PRINT " ***** DATOS ORDENADOS Y ESTIMACIONES
*****"
1150 PRINT
1160 PRINT " i TR XO XE XO-XE PO PE PO-PE"
1170 PRINT " observado esperado observada esperada "
1180 PRINT
1190 GOSUB 2130
1200 FOR I = 1 TO N
1210 XMA = X(I)
1220 GOSUB 3930
1230 PE = P
1240 PQ = PR(I)
1250 GOSUB 3690
1260 XE = XMA
1270 REM TRON
1280 REM PE=PR
1290 REM P=PR(I)
1300 REM GOSUB 2290
1310 REM XE=AL+EXP(XP*SL+ML)
1320 D1 = X(I) - XE
1330 D2 = PR(I) - PE
1340 REM
1350 REM ***** (10) CALCULA ERRORES ESTANDAR Y ENCUENTRA
DIFERENCIAS MAXIMAS
1360 REM
1370 IF ABS(D1) > ABS(M1) THEN M1 = D1
1380 IF ABS(D2) > ABS(M2) THEN M2 = D2
1390 S1 = S1 + D1 * D1
1400 S2 = S2 + D2 * D2

```

```

1410      PRINT USING "###"; I; : PRINT USING "#####.###"; T(I); : PRINT USING
"#####.#"; X(I); XE; D1; : PRINT USING "#####.###"; 1 - PR(I); 1 - PE; D2
1420 NEXT I
1430 S1 = SQR(S1 / N)
1440 S2 = SQR(S2 / N)
1450 PRINT
1460 PRINT
1470 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LOS VALORES DEL EVENTO (X) "; S1
1480 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LAS PROBABILIDADES (P) "; S2
1490 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LOS VALORES DEL EVENTO (XO-XE) ";
M1
1500 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LAS PROBABILIDADES (PO-PE) "; M2
1510 PRINT
1520 REM
1530 REM ***** (11) ESTIMA 6 VALORES DEL EVENTO Y EL ERROR ESTANDAR
ASOCIADO
1540 REM
1550 GOSUB 2380
1560 REM
1570 REM ***** (12) OBTIENE 2 TIPOS DE HISTOGRAMAS Y EL VALOR DE JI-
CUADRADA
1580 REM      PARA LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE ESTE
NOMBRE
1590 REM
1600 GOSUB 2740
1610 REM
1620 REM ***** (13) TERMINA
1630 REM
1640 END
1650 REM
1660 REM SUBROUTINA Encuentra el valor de la función de la que se quiere
1670 REM      encontrar su raíz. Ella se planteo en el método de
1680 REM      máximo verosimilitud
1690 REM
1700 N2 = N * N
1710 N3 = N2 * N
1720 D = D * .9
1730 NI = 1
1740 S1 = 0
1750 S2 = 0
1760 S3 = 0
1770 S4 = 0
1780 FOR I = 1 TO N
1790 AU = X(I) - D
1800 S1 = S1 + AU
1810 S2 = S2 + 1 / AU
1820 S3 = S3 + 1 / (AU * AU)

```

```

1830 S4 = S4 + LOG(AU)
1840 NEXT I
1850 B1 = S2 / (S2 - N2 / S1)
1860 A1 = S1 / (N * B1)
1870 C1 = 1 / (B1 + 2)
1880 C2 = C1 * C1: C3 = C2 * C1: C4 = C3 * C1: C6 = C5 * C1: C7 = C6 * C1: C9 =
C7 * C2
1890 DG = -LOG(C1) - .5 * C1 - .0833333 * C2 + .0083333 * C4 - 3.968254E-03 * C6
- 1 / (B1 + 1) - 1 / B1
1900 F = -N * DG + S4 - N * LOG(A1)
1910 PRINT USING "#####.##### "; NI; D; F; A1; B1
1920 IF ABS(F) < TL THEN 2080
1930 W = S1 / N - N / S2
1940 V = S2 - N2 / S1
1950 DV = S3 - N3 / (S1 * S1)
1960 U = S2
1970 DU = S3
1980 DW = -1 + N * S3 / (S2 * S2)
1990 DB = (V * DU - U * DV) / (V * V)
2000 DA = -S2 / N
2010 TG = C1 + .5 * C2 + .1666667 * C3 - .0333333 * C5 + .0238095238# * C7 -
.0333333 * C9
2020 TG = TG + 1 / (B1 + 1) ^ 2 + 1 / (B1 * B1)
2030 DF = -N * TG * DB - S2 - N * DW / W
2040 D = D - F / DF
2050 NI = NI + 1
2060 IF NI > NP THEN 2080
2070 GOTO 1740
2080 RETURN
2090 REM
2100 REM SUBROUTINA Ordena de mayor a menor un conjunto de datos y estima
2110 REM      periodos de retorno y probabilidades de excedencia
2120 REM
2130 FOR I = 1 TO N
2140   MA(I) = 1
2150 NEXT I
2160 N1 = N + 1
2170 FOR I = 1 TO N
2180   AX = -1E+10
2190   FOR J = 1 TO N
2200     IF MA(J) = 0 THEN 2250
2210     IF X(J) > AX THEN 2230
2220     GOTO 2250
2230     AX = X(J)
2240     JX = J
2250   NEXT J
2260   MA(JX) = 0

```

```

2270 B(I) = AX
2280 T(I) = N1 / I
2290 PR(I) = I / N1
2300 NEXT I
2310 FOR I = 1 TO N
2320 X(I) = B(I)
2330 NEXT I
2340 RETURN
2350 REM
2360 REM SUBROUTINA Calcula 6 valores del evento y el error estándar asociado
2370 REM
2380 REM
2390 SD(1) = 0: SD(2) = .8416: SD(3) = 1.2816
2400 SD(4) = 1.6449: SD(5) = 2.0538: SD(6) = 2.3264
2410 PR(1) = .5: PR(2) = .2: PR(3) = .1
2420 PR(4) = .05: PR(5) = .02: PR(6) = .01
2430 FOR J = 1 TO 6
2440 T = SD(J)
2450 FI = 1 / (B + 2) + 1 / ((B + 2) ^ 2 * 2) + 1 / ((B + 2) ^ 3 * 6) - 1 / ((B + 2) ^ 5 * 30)
+ 1 / ((B + 2) ^ 7 * 42) - 1 / ((B + 2) ^ 9 * 30) + 1 / ((B + 1) ^ 2) + 1 / B ^ 2
2460 PXA = (B ^ (1 / 3) - 1 / (B ^ (2 / 3) * 9) + T / (B ^ (1 / 6) * 3)) ^ 3
2470 PXB = (B ^ (1 / 3) - 1 / (B ^ (2 / 3) * 9) + T / (B ^ (1 / 6) * 3)) ^ 3 * (1 / (B ^ 2 / 3) *
0) + 2 / (B ^ (5 / 3) * 27) - T / (B ^ (7 / 6) * 18)) * 3 * A
2480 D1 = (1 / ((B - 2) * A ^ 4)) * (2 * FI * B - ((2 * B - 3) / (B - 1) ^ 2))
2490 VA = (1 / (N * A ^ 2 * D1)) * ((FI * B) / (B - 2) - 1 / (B - 1) ^ 2)
2500 VB = 2 / (N * D1 * A ^ 4 * (B - 2))
2510 VD = (B * FI * B - 1) / (N * A ^ 2 * D1)
2520 CAB = -1 / (N * A ^ 3 * D1) * (1 / (B - 2) - (1 / (B - 1)))
2530 CAD = 1 / (N * A ^ 2 * D1) * (1 / (B - 1) - FI * B)
2540 CBD = -1 / (N * A ^ 3 * D1) * (B / (B - 1) - 1)
2550 ST2 = PXA ^ 2 * VA + PXB ^ 2 * VB + VD + 2 * PXA * PXB * CAB + 2 * PXA *
CAD + S * PXB * CBD
2560 ST(J) = SQR(ST2)
2570 PQ = PR(J)
2580 GOSUB 3690
2590 XT(J) = XMA
2600 NEXT J
2610 PRINT "          ***** ALGUNAS ESTIMACIONES Y ERROR ESTANDAR *****"
2620 PRINT
2630 PRINT "periodo de      2      5      10      20      50      100"
2640 PRINT "retorno (años)"
2650 PRINT
2660 PRINT "evento estimado "; : PRINT USING "#####.#"; XT(1); XT(2); XT(3);
XT(4); XT(5); XT(6)
2670 PRINT "error estándar "; : PRINT USING "#####.#"; ST(1); ST(2); ST(3);
ST(4); ST(5); ST(6)
2680 PRINT

```

```

2690 RETURN
2700 REM
2710 REM SUBROUTINA Obtiene dos tipos de histograma y el valor de Ji-cuadrada
2720 REM      para la prueba de bondad de ajuste de este nombre
2730 REM
2740 IF N > 10 THEN 2760
2750  GOTO 3640
2760 IF N > 20 THEN 2790
2770  NI = 5
2780  GOTO 2830
2790 IF N > 30 THEN 2820
2800  NI = 10
2810  GOTO 2830
2820 NI = 15
2830 N2 = NI + 1
2840 XG = 0
2850 XC = 1E+11
2860 FOR I = 1 TO N
2870  IF X(I) > XG THEN XG = X(I)
2880  IF X(I) < XC THEN XC = X(I)
2890 NEXT I
2900 RA = XG - XC
2910 DI = RA * 1.1 / NI
2920 Y(1) = XC - RA * .05
2930 IF Y(1) < 0 THEN Y(1) = 0
2940 N(1) = 0
2950 FOR J = 2 TO N2
2960  N(J) = 0
2970  Y(J) = Y(J - 1) + DI
2980 NEXT J
2990 FOR I = 1 TO N
3000  FOR J = N2 TO 1 STEP -1
3010    IF X(I) >= Y(J) THEN 3030
3020  NEXT J
3030 N(J) = N(J) + 1
3040 NEXT I
3050 S = 0
3060 S1 = 0
3070 XMA = Y(1)
3080 GOSUB 3930
3090 P1 = P
3100 PRINT
3110 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase de la misma longitud) *****"
3120 PRINT
3130 PRINT "  Intervalo de clase  marca de número  número"
3140 PRINT "                clase observado esperado"
3150 PRINT

```

```

3160 FOR J = 1 TO NI
3170  MC(J) = (Y(J) + Y(J + 1)) * .5
3180  XMA = Y(J + 1)
3190  GOSUB 3930
3200  NE = (P1 - P) * N
3210  P1 = P
3220  PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); MC(J); : PRINT USING "#####"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE
3230  S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
3240  S1 = S1 + NE
3250 NEXT J
3260 PRINT
3270 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
3280 PRINT "LA SUMA DE LOS NÚMEROS ESPERADOS ES "; S1
3290 Y(1) = -999999.9#
3300 Y(N2) = 9999999.9#
3310 N(1) = 0
3320 SP = 1
3330 PI = 1 / NI
3340 NE = N / NI
3350 FOR J = 2 TO NI
3360  SP = SP - PI
3370  PQ = SP
3380  GOSUB 3690
3390  XE = XMA
3400  Y(J) = XE
3410  N(J) = 0
3420 NEXT J
3430 FOR I = 1 TO N
3440  FOR J = N2 TO 1 STEP -1
3450    IF X(I) >= Y(J) THEN 3470
3460  NEXT J
3470  N(J) = N(J) + 1
3480 NEXT I
3490 PRINT
3500 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase con el mismo *****"
3510 PRINT "          Número esperado )"
3520 PRINT
3530 PRINT "   Intervalo de clase   Número   Número"
3540 PRINT "          observado   esperado"
3550 PRINT
3560 S = 0
3570 FOR J = 1 TO NI
3580  PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); : PRINT USING "#####"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE

```

```

3590 S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
3600 NEXT J
3610 PRINT
3620 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
3630 GOTO 3650
3640 PRINT "NO SE OBTUVO EL HISTOGRAMA POR QUE EL NÚMERO DE
DATOS ES MENOR A 10"
3650 RETURN
3660 REM
3670 REM SUBROUTINA Obtiene el valor x asociado a una distribución Gamma de
3680 REM tres parámetros cuando se conoce una probabilidad de no
excedencia
3690 XMA = 0
3700 DQ = 5700
3710 XMA = XMA + DQ
3720 GOSUB 3930
3730 IF P < PQ THEN 3760
3740 XMA = XMA + DQ
3750 GOTO 3720
3760 LI = XMA - DQ
3770 LD = XMA
3780 XMA = (LI + LD) / 2
3790 GOSUB 3930
3800 DIF = P - PQ
3810 IF ABS(DIF) <= .001 THEN 3880
3820 IF DIF < 0 THEN 3850
3830 LI = XMA
3840 GOTO 3780
3850 LD = XMA
3860 GOTO 3780
3880 RETURN
3890 REM
3900 REM SUBROUTINA Obtiene la probabilidad de excedencia de una distribución
3910 REM Gamma de tres parámetros asociada al valor x
3920 REM
3930 A1 = -.5748646: A2 = .9512363: A3 = -.6998555: A4 = .4245549: A5 = -
.1010678
3940 A(1) = 6.667135E-02: A(3) = .14945135#: A(5) = .21908636#: A(7) =
.26926672#: A(9) = .29552422#
3950 A(2) = A(1): A(4) = A(3): A(6) = A(5): A(8) = A(7): A(10) = A(9)
3960 R(1) = .97390653#: R(3) = .86506337#: R(5) = .67940957#: R(7) = .43339539#
3970 R(9) = .14887434#
3980 R(2) = -R(1): R(4) = -R(3): R(6) = -R(5): R(8) = -R(7): R(10) = -R(9)
3990 X = 2 * (XMA - D) / A: REM PRINT"X"X
4000 IF X <= 0 THEN 4110
4010 BE = 2 * B
4020 GOSUB 4400

```

```

4030 G = GA
4040 IF BE > 2.5 THEN 4090
4050 BE = BE + 5
4060 GOSUB 4200
4070 GOSUB 4320
4080 GOTO 4130
4090 GOSUB 4200
4100 GOTO 4130
4110 P = 1
4120 GOTO 4130
4130 REM PRINT X;B;2*X;2*B;P
4140 RETURN
4150 END
4160 R1 = R + 1
4170 R2 = X2 * R1
4180 Y = EXP(-R2) * R1 ^ B1
4190 RETURN
4200 X2 = X / 2
4210 B1 = BE - 1
4220 S = 0
4230 FOR JS = 1 TO 10
4240 R = R(JS)
4250 GOSUB 4160
4260 S = S + A(JS) * Y
4270 NEXT JS
4280 S = S * X2 ^ BE
4290 P = S / GA
4300 P = 1 - P
4310 RETURN
4320 F1 = (BE - 1) * (BE - 2) * (BE - 3) * (BE - 4) * (BE - 5)
4330 F2 = X ^ (BE - 1) + ((BE - 1) * X ^ (BE - 2)) + ((BE - 1) * (BE - 2) * X ^ (BE - 3)) +
((BE - 1) * (BE - 2) * (BE - 3) * X ^ (BE - 4))
4340 F2 = F2 + ((BE - 1) * (BE - 2) * (BE - 3) * (BE - 4) * X ^ (BE - 5))
4350 P = 1 - ((EXP(-X) * F2 + S) / F1) / G
4360 BE = BE - 5
4370 RETURN
4380 REM SUBROUTINA Obtiene el valor de la función matemática Gamma
4390 REM      asociada al valor de B
4400 BB = 1: H = BE
4410 IF BE >= 1 THEN 4440
4420 BB = 1 / BE
4430 GOTO 4490
4440 IF H <= 2 THEN 4480
4450 H = H - 1
4460 BB = BB * H
4470 GOTO 4440
4480 H = H - 1

```

```
4490 H2 = H * H: H3 = H2 * H: H4 = H2 * H2: H5 = H4 * H
4500 GA = (1 + A1 * H + A2 * H2 + A3 * H3 + A4 * H4 + A5 * H5) * BB
4510 REM LPRINT "GAMMA ("BE")="GA
4520 REM PRINT "GAMMA ("BE")="GA
4530 RETURN
4540 RETURN
4550 END
```

```

10 REM          PROGRAMA GUMBEL
20 REM  Ajusta los parámetros de una función de distribución
30 REM          Gumbel
35 REM          (método de máximo verosimilitud)
40 REM
50 REM          Manual de Alcantarillado Pluvial, CNA
60 REM
70 REM          Oscar Fuentes Mariles
80 REM
90 REM          VARIABLES DE ENTRADA
100 REM
110 REM  N  Número de datos
120 REM  TL  tolerancia en el método iterativo para encontrar a y c
130 REM  NP  Número máximo que puede realizar en el método iterativo
140 REM  X(I) valor del evento I
150 REM
160 REM
170 DIM X(70), Y(70), Z(70), MA(70), B(70), T(70), PR(70), N(21), MC(21)
180 REM
190 REM ***** (1) LEE DATOS
200 REM
210 READ N, TL, NP
230 FOR I = 1 TO N
240  READ X(I)
250 NEXT I
320 REM
330 REM ***** (2) IMPRIME DATOS CON LOS QUE SE HACE EL AJUSTE
340 REM
350 PRINT
360 PRINT "LOS DATOS A LOS QUE SE AJUSTARA UNA DISTRIBUCION DE
PROBABILIDAD"
370 PRINT
380 PRINT "          GUMBEL"
390 PRINT
400 FOR I = 1 TO N
410  PRINT X(I),
420 NEXT I
430 PRINT
440 PRINT
450 REM
460 REM ***** (3) CALCULA PARAMETROS ESTADISTICOS DE LOS DATOS
470 REM
480 S1 = 0
490 S2 = 0
500 S3 = 0
510 FOR I = 1 TO N
520  S1 = S1 + X(I)

```

```

530 X2 = X(I) * X(I)
540 S2 = S2 + X2
550 S3 = S3 + X2 * X(I)
560 NEXT I
570 XT = S1 / N
580 S = SQR((S2 / N - XT ^ 2) * (N / (N - 1)))
590 A = (S3 - 3 * XT * S2 + 2 * N * XT ^ 3) * N / ((N - 1) * (N - 2))
600 G = A / S ^ 3
610 PRINT "LOS DATOS TIENEN ESTOS PARAMETROS ESTADISTICOS:"
620 PRINT
630 PRINT " MEDIA "; XT
640 PRINT " DESVIACION ESTANDAR "; S
650 PRINT " COEFICIENTE DE ASIMETRIA "; G
660 PRINT
670 PRINT
680 REM
690 REM ***** (4) AJUSTA LOS PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION
700 REM     POR EL METODO DE MOMENTOS
710 REM
730 A = 1.2825 / S
740 B = XT - .45 * S
750 PRINT "***** AJUSTE POR EL METODO DE MOMENTOS
*****"
780 PRINT
790 PRINT " A = "; A
800 PRINT " B = "; B
820 PRINT
830 PRINT "***** AJUSTE POR EL METODO DE MAXIMO VEROSIMILITUD
*****"
840 PRINT
873 PRINT
874 PRINT " Iteración      A      f(A)"
875 PRINT
910 GOSUB 1930
1010 IF NI > NP THEN 1350
1080 REM
1090 REM ***** (7) IMPRIME LOS PARAMETROS AJUSTADOS
1100 REM
1110 PRINT
1115 PRINT " LOS PARAMETROS AJUSTADOS SON: "
1120 PRINT
1130 PRINT " A = "; A
1140 PRINT " B = "; B
1160 PRINT
1170 REM
1180 REM ***** (8) CON LOS PARAMETROS AJUSTADOS CALCULA LOS
ESTADISTICOS

```

```

1190 REM
1200 XT = B + .5772157 / A
1210 S = 1.2825 / A
1230 G = 1.14
1240 PRINT
1250 REM
1260 REM ***** (9) ORDENA LOS DATOS Y ESTIMA EVENTOS Y
PROBABILIDADES
1270 REM
1280 PRINT " Con los parámetros ajustados por máximo verosimilitud resulta"
1290 PRINT
1300 PRINT " media "; XT
1310 PRINT " desviación estándar "; S
1320 PRINT " coeficiente de asimetría "; G
1330 PRINT
1340 GOTO 1380
1350 PRINT "PARA ENCONTRAR LOS PARAMETROS HACEN FALTA MAS
ITERACIONES "
1360 PRINT
1370 GOTO 1870
1380 PRINT " ***** DATOS ORDENADOS Y ESTIMACIONES
*****"
1390 PRINT
1400 PRINT " i TR XO XE XO-XE PO PE PO-PE"
1410 PRINT " observado esperado observada esperada "
1420 PRINT
1430 GOSUB 2420
1440 FOR I = 1 TO N
1510 PE = 1 - EXP(-EXP(-A * (X(I) - B)))
1540 XE = B - LOG(-LOG(1 - PR(I))) / A
1550 D1 = X(I) - XE
1560 D2 = PR(I) - PE
1570 REM
1580 REM ***** (10) CALCULA ERRORES ESTANDAR Y ENCUENTRA
DIFERENCIAS MAXIMAS
1590 REM
1600 IF ABS(D1) > ABS(M1) THEN M1 = D1
1610 IF ABS(D2) > ABS(M2) THEN M2 = D2
1620 S1 = S1 + D1 * D1
1630 S2 = S2 + D2 * D2
1640 PRINT USING "###"; I; : PRINT USING "#####.###"; T(I); : PRINT USING
"#####.#"; X(I); XE; D1; : PRINT USING "#####.###"; 1 - PR(I); 1 - PE; D2
1650 NEXT I
1660 S1 = SQR(S1 / N)
1670 S2 = SQR(S2 / N)
1680 PRINT
1690 PRINT

```

```

1700 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LOS VALORES DEL EVENTO (X) "; S1
1710 PRINT "ERROR ESTANDAR EN LAS PROBABILIDADES (P) "; S2
1720 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LOS VALORES DEL EVENTO (XO-XE) ";
M1
1730 PRINT "DIFERENCIA MAYOR EN LAS PROBABILIDADES (PO-PE) "; M2
1740 PRINT
1750 REM
1760 REM ***** (11) ESTIMA 6 VALORES DEL EVENTO Y EL ERROR ESTANDAR
ASOCIADO
1770 REM
1780 GOSUB 2670
1790 REM
1800 REM ***** (12) OBTIENE 2 TIPOS DE HISTOGRAMAS Y EL VALOR DE JI-
CUADRADA
1810 REM          PARA LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE ESTE
NOMBRE
1820 REM
1830 GOSUB 3030
1840 REM
1850 REM ***** (13) TERMINA
1860 REM
1870 END
1880 REM
1890 REM SUBROUTINA Encuentra el valor de la función de la que se quiere
1900 REM          encontrar su raíz. Ella se planteo en el método de
1910 REM          máximo verosimilitud. Método de Newton-Raphson.
1920 REM
1921 PRINT
1922 PRINT "***** AJUSTE POR EL METODO DE MAXIMO VEROSIMILITUD
*****"
1923 PRINT
1924 PRINT "Iteración      A-L      f(A-L)"
1925 PRINT
1930 NI = 0
1940 S1 = 0
1950 S2 = 0
1960 S3 = 0
1970 FOR I = 1 TO N
1980  Y = EXP(-A * X(I))
1990  Z = Y * X(I)
2000  S1 = S1 + Y
2010  S2 = S2 + Z
2020  S3 = S3 + X(I) * Z
2040 NEXT I
2045 NI = NI + 1
2050 F = S2 - (XT - 1 / A) * S1
2055 PRINT " "; NI, A, F

```

```

2060 IF ABS(F) <= TL OR NI > NP THEN 2075
2070 DF = (XT - 1 / A) * S2 - (1 / (A * A)) * S1 - S3
2071 A = A - F / DF
2072 GOTO 1940
2075 B = LOG(N / S1) / A
2080 RETURN
2380 REM
2390 REM SUBROUTINA Ordena de mayor a menor un conjunto de datos y estima
2400 REM     periodos de retorno y probabilidades de excedencia
2410 REM
2420 FOR I = 1 TO N
2430 MA(I) = 1
2440 NEXT I
2450 N1 = N + 1
2460 FOR I = 1 TO N
2470 AX = -1E+10
2480 FOR J = 1 TO N
2490 IF MA(J) = 0 THEN 2540
2500 IF X(J) > AX THEN 2520
2510 GOTO 2540
2520 AX = X(J)
2530 JX = J
2540 NEXT J
2550 MA(JX) = 0
2560 B(I) = AX
2570 T(I) = N1 / I
2580 PR(I) = I / N1
2590 NEXT I
2600 FOR I = 1 TO N
2610 X(I) = B(I)
2620 NEXT I
2630 RETURN
2640 REM
2650 REM SUBROUTINA Calcula 6 valores del evento y el error estándar asociado
2660 REM
2670 REM
2680 SD(1) = 1.1742: SD(2) = 1.802: SD(3) = 2.3118
2690 SD(4) = 2.8282: SD(5) = 3.5171: SD(6) = 4.042
2700 PR(1) = .5: PR(2) = .2: PR(3) = .1
2710 PR(4) = .05: PR(5) = .02: PR(6) = .01
2810 ND = 1 / (A * SQR(N))
2820 FOR J = 1 TO 6
2850 XT(J) = B - LOG(-LOG(PR(J))) / A
2880 ST(J) = SD * ND
2890 NEXT J
2900 PRINT "     ***** ALGUNAS ESTIMACIONES Y ERROR ESTANDAR *****"
2910 PRINT

```

```

2920 PRINT "periodo de      2      5      10      20      50      100"
2930 PRINT "retorno (años)"
2940 PRINT
2950 PRINT "evento estimado "; : PRINT USING "#####.#"; XT(1); XT(2); XT(3);
XT(4); XT(5); XT(6)
2960 PRINT "error estándar "; : PRINT USING "#####.#"; ST(1); ST(2); ST(3);
ST(4); ST(5); ST(6)
2970 PRINT
2980 RETURN
2990 REM
3000 REM SUBROUTINA Obtiene dos tipos de histograma y el valor de Ji-cuadrada
3010 REM      para la prueba de bondad de ajuste de este nombre
3020 REM
3030 IF N > 10 THEN 3050
3040  GOTO 3930
3050 IF N > 20 THEN 3080
3060  NI = 5
3070  GOTO 3120
3080 IF N > 30 THEN 3110
3090  NI = 10
3100  GOTO 3120
3110 NI = 15
3120 N2 = NI + 1
3130 XG = 0
3140 XC = 1E+11
3150 FOR I = 1 TO N
3160  IF X(I) > XG THEN XG = X(I)
3170  IF X(I) < XC THEN XC = X(I)
3180 NEXT I
3190 RA = XG - XC
3200 DI = RA * 1.1 / NI
3210 Y(1) = XC - RA * .05
3220 IF Y(1) < 0 THEN Y(1) = 0
3230 N(1) = 0
3240 FOR J = 2 TO N2
3250  N(J) = 0
3260  Y(J) = Y(J - 1) + DI
3270 NEXT J
3280 FOR I = 1 TO N
3290  FOR J = N2 TO 1 STEP -1
3300   IF X(I) >= Y(J) THEN 3320
3310  NEXT J
3320 N(J) = N(J) + 1
3330 NEXT I
3340 S = 0
3350 S1 = 0
3380 P1 = 1 - EXP(-EXP(-A * (Y(1) - B)))

```

```

3390 PRINT
3400 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase de la misma longitud) *****"
3410 PRINT
3420 PRINT "   Intervalo de clase   marca de número   número"
3430 PRINT "                   clase observado esperado"
3440 PRINT
3450 FOR J = 1 TO NI
3460   MC(J) = (Y(J) + Y(J + 1)) * .5
3480 PR = 1 - EXP(-EXP(-A * (Y(J + 1) - B)))
3490   NE = (P1 - PR) * N
3500   P1 = PR
3510   PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); MC(J); : PRINT USING "#####"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE
3520   S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
3530   S1 = S1 + NE
3540 NEXT J
3550 PRINT
3560 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
3570 PRINT "LA SUMA DE LOS NÚMEROS ESPERADOS ES "; S1
3580 Y(1) = -999999.9#
3590 Y(N2) = 9999999.9#
3600 N(1) = 0
3610 SP = 1
3620 PI = 1 / NI
3630 NE = N / NI
3640 FOR J = 2 TO NI
3650   SP = SP - PI
3660   P = SP
3680   XE = B - LOG(-LOG(1 - P)) / A
3690   Y(J) = XE
3700   N(J) = 0
3710 NEXT J
3720 FOR I = 1 TO N
3730   FOR J = N2 TO 1 STEP -1
3740     IF X(I) >= Y(J) THEN 3760
3750   NEXT J
3760   N(J) = N(J) + 1
3770 NEXT I
3780 PRINT
3790 PRINT "***** HISTOGRAMA (intervalos de clase con el mismo *****"
3800 PRINT "                   Número esperado )"
3810 PRINT
3820 PRINT "   Intervalo de clase   número   número"
3830 PRINT "                   observado esperado"
3840 PRINT
3850 S = 0

```

```
3860 FOR J = 1 TO NI
3870 PRINT USING "#####.#"; Y(J); : PRINT " - "; : PRINT USING
"#####.#"; Y(J + 1); : PRINT USING "#####"; N(J); : PRINT USING
"#####.##"; NE
3880 S = S + (N(J) - NE) ^ 2 / NE
3890 NEXT J
3900 PRINT
3910 PRINT "JI CUADRADA CALCULADA ES "; S
3920 GOTO 3940
3930 PRINT "NO SE OBTUVO EL HISTOGRAMA POR QUE EL NÚMERO DE
DATOS ES MENOR A 10"
3940 RETURN
```

```

'-----
'
'          PROGRAMA AVEHID
'    ESTIMACION DE HIDROGRAMAS DE ENTRADA A LA RED DE
ALCANTARILLADO
'          OAFM
'-----
' VARIABLES DE ENTRADA
QM = 5:          'QM  Gasto maximo (m3/s)
TLL = 300:       'TLL  Duraci3n de la lluvia (s)
TC = 300:        'TC  Tiempo de concentracion (s)
DT = 1:          'DT  Incremento de tiempo (1 s)
'-----
' VARIABLES DE SALIDA
'          'KT  Tiempo (s)
'          'QE  Gasto del hidrograma (m3/s)
'          'Grafico que muestra la forma del hidrograma
'-----
QMAX = QM * 1.5
QMY = QM * 1.25
KTM = TLL + (TC * 1.5)
CTIZ = TC * .5
SCREEN 12
VIEW (150, 10)-(625, 425), 0, 2
WINDOW (-CTIZ, -2)-(KTM, QMAX)
KT = -1
KTA = 1
LOCATE 3, 3
    PRINT "Tiempo Gasto"
    PRINT " (s) (m3/s)"
LINE (0, 0)-(0, QMY), 15
LINE (0, 0)-(KTM, 0), 15
FOR J = 1 TO KTM
KT = DT + KT
    IF TC < TLL THEN
        IF KT <= TC THEN
            QE = QM * KT / TC
        ELSE
            IF KT <= TLL THEN
                QE = QM
            ELSE
                IF KT < TLL + TC THEN
                    QE = QM * (1 - (KT - TLL) / TC)
                ELSE
                    QE = 0
                END IF
            END IF
        END IF
    END IF
END IF

```

```

SELECT CASE KT
  CASE 0
    KTA = 1
  CASE TC
    KTA = 1
  CASE TLL
    KTA = 1
  CASE TLL + TC
    KTA = 1
END SELECT
ELSE
  IF KT <= TLL THEN
    QE = QM * KT / TLL
  ELSE
    IF KT < 2 * TLL THEN
      QE = QM * (1 - (KT - TLL) / TLL)
    ELSE
      QE = 0
    END IF
  END IF
  SELECT CASE KT
    CASE 0
      KTA = 1
    CASE TLL
      KTA = 1
    CASE TLL * 2
      KTA = 1
  END SELECT

END IF
IF KTA = 1 THEN
  PRINT USING "##### ###.##"; KT; QE
  KTA = 0
END IF
CIRCLE (KT, QE), .1, 15
NEXT J

```

```

'-----
'
'          PROGRAMA AVERED
' TRANSITO DE AVENIDAS EN UNA RED DE ALCANTARILLADO EN REGIMEN
SUBCRITICO
'
'          OAFM
'-----
M = 70: M1 = M + 1
DIM A(M1), B(M1), D(M1), Z(M1), U(M1), V(M1), Y(M1), RM(M1), L(M1), C(M1)
DIM P(M), Q(M), R(M), s(M), T(M), W(M), F(M, 4), EBI(M1), EBD(M1), GA(580),
GB(580)
DIM QE(M1), QEV(M1), QBASE(8), QM(M1), TC(M1), NEN(8), NURE(8, 7), NUDA(8,
7)
'-----
' *** VARIABLES DE ENTRADA ***
'FR  FRECUENCIA DE IMPRESION DE RESULTADOS No. DE DELTA T
'TH  FACTOR DE PESO USAR 0.9
'G   ACELERACION DE LA GRAVEDAD (9.81m/s2)
'N   COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING
'DT  INTERVALO DE TIEMPO DT (s)
'IT  No. DE ITERACIONES DE CALENTAMIENTO
'NRP NUMERO DE RIOS PARES
'NRIOS NUMERO TOTAL DE RIOS
'E   ANCHO DE RANURA SOBRE TUBO (0.5m)
'TLL DURACION DE LA LLUVIA (s)
'ACHE$ ARCHIVO DE DATOS DE ENTRADA
'ACHR$ ARCHIVO DE RESULTADOS
' *** LEE DATOS ***
READ FR, TH, G, N, DT, IC, NRP, NRIOS, TLL, E
DATA 1, .9, 9.81, .015, 30, 375, 1, 3, 1800, .5
ACHR$ = "C:\manual\MANUA1\RESEJEM.RES"
ACHE$ = "C:\MANUAL\DIACMAN.DAT"
ACHIS$ = "C:\MANUAL\HIDROG.DAT"
OPEN "O", #3, ACHR$
'
FOR J = 1 TO NRIOS
  READ NW(J): 'Numero de rio
NEXT J
DATA 1, 2, 3
'
FOR J = 1 TO NRIOS
  READ SI(J), SF(J), SC(J): 'SI(J) Seccion inicial de rio j
                        'SF(J) Seccion final del rio j
                        'SC(J) Seccion de coneccion con el rio principal
  READ NEN(J)           'NEN(J) Numero de rios que se conectan al rio j
  IF NEN(J) > 0 THEN
    FOR K = 1 TO NEN(J)
      READ NURE(K, J), NUDA(K, J)
    
```

```

                'NURE(K,J) Nudo del rio j que recibe al rio k
                'NUDA(K,J) Nudo del rio k que ingresa al rio j
    NEXT K
END IF
NI = SI(J)
NF = SF(J)
PRINT "RIO No. "; J; "NI="; NI; "NF="; NF; "SC="; SC(J)
PRINT "GASTO BASE"
READ QBASE(J)      'Gasto base del rio j
PRINT QBASE(J)
PRINT "HIDROGRAMAS"
FOR I = NI TO NF
    READ QM(I), TC(I)
        'QM(I) Gasto pico que ingresa en el nudo I (m3/s)
        'TC(I) Tiempo pico del gasto que ingresa en el nudo I (min)
    TC(I) = TC(I) * 60
    PRINT I; QM(I); TC(I)
NEXT I
PRINT "DIAMETROS"
FOR I = NI TO NF
    READ D(I)      'Diametros propuestos de cada tuberia (logicos)
    PRINT I; D(I)
NEXT I
PRINT " ELEVACIONES Y LONGITUDES"
FOR I = NI TO NF
    READ Z(I)      'Elevaciones de terreno en cada seccion
    L(I) = 100     'Longitud del tramo segun se haya seleccionado
NEXT I
PRINT "TIRANTES Y VELOCIDADES INICIALES"
PI = 3.14159
FOR I = NI TO NF
    Y(I) = .25 * D(I)
    IF Y(I) < D(I) THEN
        s = 2 * SQR(Y(I) * (D(I) - Y(I)))
        B(I) = s
        A2 = 2 * Y(I) - D(I)
        IF A2 <> 0 THEN
            A1 = ATN(s / A2)
            IF A2 < 0 THEN A1 = A1 + PI
            O = 2 * (PI - A1)
        ELSE
            O = PI
        END IF
        A(I) = .125 * (O - SIN(O)) * D(I) * D(I)
    END IF
    U(I) = QBASE(J) / A(I)
    PRINT I; Y(I); U(I)

```

```

    V(I) = U(I)
  NEXT I
  V(NI) = 0
  IF J = 1 THEN NG = NF
NEXT J
'
OPEN "I", #1, ACHE$
FOR I = 1 TO 0
INPUT #1, AQW$
NEXT I
  FOR I = 1 TO 31
    INPUT #1, D(I), Z(I)
      'D(I) Diametro de cada tramo
      'Z(I) Cota del terreno al inicio de cada tramo
    EBI(I) = Z(I) + D(I)
    EBD(I) = Z(I) + D(I) + 2
    PRINT I; D(I); Z(I)
  NEXT I
CLOSE #1
'
FOR J = 1 TO NRIOS
  NI = SI(J)
  NF = SF(J)
  FOR I = NI TO NF
    'READ Y(I), U(I)
    Y(I) = .5 * D(I)
    IF Y(I) < D(I) THEN
      s = 2 * SQR(Y(I) * (D(I) - Y(I)))
      B(I) = s
      A2 = 2 * Y(I) - D(I)
      IF A2 <> 0 THEN
        A1 = ATN(s / A2)
        IF A2 < 0 THEN A1 = A1 + PI
        O = 2 * (PI - A1)
      ELSE
        O = PI
      END IF
      A(I) = .125 * (O - SIN(O)) * D(I) * D(I)
    END IF
    U(I) = QBASE(J) / A(I)
    PRINT I; Y(I); U(I)
    V(I) = U(I)
  NEXT I
  V(NI) = 0
  IF J = 1 THEN NG = NF
NEXT J
'RIO 1

```

```
DATA 1,20,20
DATA 2,5,26,11,31
' GASTO DE ENTRADA
DATA .1
' HIDROGRAMAS
DATA 0.0078,6.40,0.0294,8.13,0.1799,2.20,0.1762,2.58,0.1395,2.81,0.4038,3.32
DATA 0.4038,3.85,0.2276,4.26,0.1799,4.66,0.0624,3.11,0.0330,2.67,0.1432,2.87
DATA 0.3010,3.57,0.1542,2.62,0.0587,2.31,0.1211,4.13,0.1542,4.67,0.2398,4.60
DATA 0.2398,4.86,0.2570,5.04
```

```
'DIAMETROS
DATA 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,19,20
'ELEVACIONES
DATA 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,19,20
```

```
'RIO 2
```

```
DATA 21,26,5
```

```
DATA 0
```

```
' GASTO DE ENTRADA
```

```
DATA .1
```

```
' HIDROGRAMAS
```

```
DATA 0.0184,7.35,0.0538,8.80,0.2203,2.19,0.2166,2.19,0.1028,3.10,0.1028,2.53
```

```
'DIAMETROS
```

```
DATA 1,2,3,4,5,6
```

```
'ELEVACIONES
```

```
DATA 1,2,3,4,5,6
```

```
'RIO 3
```

```
DATA 27,31,11
```

```
DATA 0
```

```
' GASTO DE ENTRADA
```

```
DATA .1
```

```
' HIDROGRAMAS
```

```
DATA 0.3451,3.12,0.3451,3.05,0.3451,3.42,0.2019,3.05,0.1395,2.45
```

```
'DIAMETROS
```

```
DATA 1,2,3,4,5
```

```
'ELEVACIONES
```

```
DATA 1,2,3,4,5
```

```
'-----
' *** CALCULA CONSTANTES Y DEFINE VARIABLES ***
```

```
KM = FR
```

```
KT = 0
```

```
C1 = 1 / TH
```

```
C2 = (1 - TH) / TH
```

```
C4 = 1 / (2 * TH * G)
```

```
C0 = 1 / DT
```

```
C3 = 1 / (4 * DT)
```

```
C5 = 1 / (2 * TH * G * DT)
```

```
C6 = N * N / (4 * TH)
```

```

D1 = TH
D2 = 1 - TH
NRP1 = NRP + 1
'-----
SCREEN 12
VIEW PRINT 1 TO 25
'-----
'EMPIEZA PROCESO ITERATIVO ***
KK = 0
DO
  KK = KK + 1
  'RIOS PARES
  FOR JK = 1 TO NRP
    J = NW(JK)
    NI = SI(J)
    NF = SF(J)
    NF2 = NF - 1
    NF3 = NF - 2
    M = NF - NI
    M1 = M + 1
    M2 = M - 1
    NC = SC(J)
    IF J = 8 THEN
      YF = Y(NC)
    ELSE
      YF = SQR(A(NC) * V(NC) / SQR(9.81 * D(NC)))
    END IF
    Y(NC) = YF
  ' *** REvisa si termino el calculo de " CALENTAMIENTO " ***
  IF KK >= IC THEN
  ' *** SE DA EL GASTO EN LA SECCION INICIAL ***
    KT = (KK - IC) * DT
    GOSUB 8000
  END IF
'-----
' CALCULA CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
GOSUB 5000
'-----
'IMPRIME RESULTADOS
IF KM = FR THEN GOSUB 6000
'-----
' *** CALCULA PARAMETROS DE VELOCIDADES U & V ***
FOR I = NI TO NF2
  I1 = I + 1
  C8 = L(I) * C5
  CA = -C8 - C4 * (V(I1) - U(I)) - C6 * L(I) * ABS(U(I) + V(I1)) * RM(I)
  CC = C1 * (Z(I1) - Z(I)) + C2 * (Y(I1) - Y(I)) - C8 * (U(I) + V(I1))

```

```

DE = 1 / (CA * (A(I) + A(I1)))
CD = A(I) * DE
CI = A(I1) * DE
CG = B(I) / (A(I) + A(I1))
CH = Y(I1) + Y(I)
CF = CG * CH
P(I) = CI + CG
Q(I) = -CI + CG
R(I) = CC * CI - CF
s(I) = CD - CG
T(I) = CD + CG
W(I) = CC * CD + CF
NEXT I
'-----
' *** FORMA EL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES ***
IF M = 1 THEN
  Y(NI) = ((QBASE(J) + D1 * QE(NI) + D2 * QEV(NI)) / A(NI) - R(NI) - P(NI) * YF) /
Q(NI)
ELSE
  F(1, 2) = Q(NI)
  F(1, 3) = P(NI)
  F(1, 4) = (QBASE(J) + D1 * QE(NI) + D2 * QEV(NI)) / A(NI) - R(NI)
  F(M, 1) = T(NF3)
  F(M, 2) = Q(NF2) - s(NF3)
  F(M, 4) = W(NF3) - R(NF2) - P(NF2) * YF + (D1 * QE(NF2) + D2 * QEV(NF2)) /
A(NF2)
  N4 = NI - 1
  FOR I = 2 TO M2
    II = N4 + I
    II2 = II - 1
    F(I, 1) = T(II2)
    F(I, 2) = Q(II) - s(II2)
    F(I, 3) = P(II)
    F(I, 4) = W(II2) - R(II) + (D1 * QE(II) + D2 * QEV(II)) / A(II)
  NEXT I
  FOR JJ = 1 TO NEN(J)
    NRR = NURE(JJ, J)
    NDD = NUDA(JJ, J)
    II = NRR - NI + 1
    F(II, 4) = F(II, 4) + (D1 * QE(NDD) + D2 * QEV(NDD) + V(NDD) * A(NDD)) /
A(NRR)
  NEXT JJ
'-----
' *** RESUELVE EL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES ***
GOSUB 1390
'-----
END IF

```

```

' *** CALCULA VELOCIDADES U & V ***
FOR I = NI TO NF2
  I1 = I + 1
  U(I) = P(I) * Y(I1) + Q(I) * Y(I) + R(I)
  V(I1) = s(I) * Y(I1) - T(I) * Y(I) + W(I)
  QEV(I) = QE(I)
NEXT I
QEV(NF) = QE(NF)
'-----
NEXT JK
KK = KK + 1
'RIOS IMPARES
FOR JK = NRP1 TO NRIOS
  J = NW(JK)
  NI = SI(J)
  NF = SF(J)
  NF2 = NF - 1
  NF3 = NF - 2
  M = NF - NI
  M1 = M + 1
  M2 = M - 1
  NC = SC(J)
  YF = Y(NC)
  Y(NF) = YF

' *** REvisa si termino el calculo de " CALENTAMIENTO " ***
IF KK >= IC THEN
' *** SE DA EL GASTO EN LA SECCION INICIAL ***
  KT = (KK - IC) * DT
  GOSUB 8000
END IF
'-----
' CALCULA CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
GOSUB 5000
'-----
'IMPRIME RESULTADOS
IF KM = FR THEN GOSUB 6000
'-----
' *** CALCULA PARAMETROS DE VELOCIDADES U & V ***
FOR I = NI TO NF2
  I1 = I + 1
  C8 = L(I) * C5
  CA = -C8 - C4 * (V(I1) - U(I)) - C6 * L(I) * ABS(U(I) + V(I1)) * RM(I)
  CC = C1 * (Z(I1) - Z(I)) + C2 * (Y(I1) - Y(I)) - C8 * (U(I) + V(I1))
  DE = 1 / (CA * (A(I) + A(I1)))
  CD = A(I) * DE
  CI = A(I1) * DE

```

```

CG = B(I) / (A(I) + A(I1))
CH = Y(I1) + Y(I)
CF = CG * CH
P(I) = CI + CG
Q(I) = -CI + CG
R(I) = CC * CI - CF
s(I) = CD - CG
T(I) = CD + CG
W(I) = CC * CD + CF
NEXT I
'-----
' *** FORMA EL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES ***
IF M = 1 THEN
  Y(NI) = ((QBASE(J) + D1 * QE(NI) + D2 * QEV(NI)) / A(NI) - R(NI) - P(NI) * YF) /
Q(NI)
ELSE
  F(1, 2) = Q(NI)
  F(1, 3) = P(NI)
  F(1, 4) = (QBASE(J) + D1 * QE(NI) + D2 * QEV(NI)) / A(NI) - R(NI)
  F(M, 1) = T(NF3)
  F(M, 2) = Q(NF2) - s(NF3)
  F(M, 4) = W(NF3) - R(NF2) - P(NF2) * YF + (D1 * QE(NF2) + D2 * QEV(NF2)) /
A(NF2)
  N4 = NI - 1
  FOR I = 2 TO M2
    II = N4 + I
    II2 = II - 1
    F(I, 1) = T(II2)
    F(I, 2) = Q(II) - s(II2)
    F(I, 3) = P(II)
    F(I, 4) = W(II2) - R(II) + (D1 * QE(II) + D2 * QEV(II)) / A(II)
  NEXT I
  IF J = 7 THEN
    F(4, 4) = F(4, 4) + (D1 * QE(64) + D2 * QEV(64) + V(64) * A(64)) / A(56)
  END IF
'-----
' *** RESUELVE EL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES ***
GOSUB 1390
'-----
END IF
' *** CALCULA VELOCIDADES U & V ***
FOR I = NI TO NF2
  I1 = I + 1
  U(I) = P(I) * Y(I1) + Q(I) * Y(I) + R(I)
  V(I1) = s(I) * Y(I1) - T(I) * Y(I) + W(I)
  QEV(I) = QE(I)
NEXT I

```

```

-----
    QEV(NF) = QE(NF)
NEXT JK
IF KK > IC THEN
    IF KM = FR THEN
        KKK = KKK + 1
        GB(KKK) = V(NG) * A(NG)
        KM = 1
    ELSE
        KM = KM + 1
    END IF
END IF
LOOP WHILE KT <= 7230
CLOSE #3
IGRABA$ = "SI"
IF IGRABA$ = "SI" THEN
    OPEN "O", #3, ACHIS$
    PRINT #3, USING "#####"; KKK
    FOR I = 1 TO KKK
        PRINT #3, USING "##### #####.###"; I; GB(I)
    NEXT I
    CLOSE #3
END IF
' *** TERMINA ***
END
-----

```

```

1390 ' *** SUBROUTINA PARA RESOLVER EL SISTEMA DE ECUACIONES
LINEALES ***
' (METODO DE DOBLE BARRIDO)
N1 = M: N2 = M2
N3 = N2: N4 = NI - 1

FOR I = 1 TO N3
    A9 = 1 / F(N1, 2)
    FOR K = 1 TO 4
        F(N1, K) = F(N1, K) * A9
    NEXT K
    F(N2, 2) = F(N2, 2) - F(N1, 1) * F(N2, 3)
    F(N2, 4) = F(N2, 4) - F(N1, 4) * F(N2, 3)
    N1 = N2
    N2 = N1 - 1
NEXT I
F(N1, 4) = F(N1, 4) / F(N1, 2)
Y(N4 + N1) = F(N1, 4)
N2 = N1 + 1
FOR I = 1 TO N3
    F(N2, 4) = F(N2, 4) - F(N1, 4) * F(N2, 1)

```

```

Y(N4 + N2) = F(N2, 4)
'PRINT F(N2, 4)
N1 = N2
N2 = N1 + 1
NEXT I
RETURN
'-----
1000 '
VIEW (200, 390)-(600, 475), 0, 2
WINDOW (-1, 138)-(65, 145)
FOR I = 1 TO NG - 1
  I1 = I + 1
  X = I
  X1 = I1
  Y1 = Y(I) + Z(I): Y2 = Y(I1) + Z(I1)
  LINE (X, Z(I))-(X1, Z(I1)), 3
  LINE (X, Y1)-(X1, Y2), 14
  LINE (X, EBD(I))-(X1, EBD(I1)), 13
  LINE (X, EBI(I))-(X1, EBI(I1)), 4
NEXT I
  VIEW (1, 390)-(195, 475), 0, 2
  WINDOW (-1, 0)-(360, 10)
FOR I = 1 TO KKK - 1
  I1 = I + 1
  LINE (I, GB(I))-(I1, GB(I1)), 15
NEXT I
RETURN
'-----
5000 '
' *** CALCULA CARACTERISTICAS GEOMETRICAS ***
FOR I = NI TO NF
  IF Y(I) < D(I) THEN
    s = 2 * SQR(Y(I) * (D(I) - Y(I)))
    B(I) = s
    A2 = 2 * Y(I) - D(I)
    IF A2 <> 0 THEN
      A1 = ATN(s / A2)
      IF A2 < 0 THEN A1 = A1 + PI
      O = 2 * (PI - A1)
    ELSE
      O = PI
    END IF
    A(I) = .125 * (O - SIN(O)) * D(I) * D(I)
    PM = O * D(I) * .5
    C(I) = SQR(9.81 * A(I) / B(I))
  ELSE
    'STOP

```

```

    B2 = Y(I) - D(I)
    A(I) = PI * D(I) * D(I) * .25 + B2 * E
    PM = PI * D(I) + 2 * B2
    B(I) = E
    C(I) = SQR(9.81 * A(I) / B(I))
  END IF
  RM(I) = A(I) / PM
NEXT I
FOR I = NI TO NF2
  I1 = I + 1
  B(I) = (B(I) + B(I1)) * L(I) * C3
  RM(I) = (2 / (RM(I) + RM(I1))) ^ 1.33333
NEXT I
RETURN
'-----
6000 '
'IMPRIME RESULTADOS
LOCATE 1, 1
PRINT "RIO No."; J; " ITERACION"; KK; "TIEMPO"; KT
PRINT "SECC. ELEVACION TIRANTE VELOCIDAD GASTO GASTO ING. Y/D
FR"
PRINT #3, "RIO No."; J; " ITERACION"; KK; "TIEMPO"; KT
PRINT #3, "SECC. ELEVACION TIRANTE VELOCIDAD GASTO GASTO ING. Y/D
FR"
  FOR I = NI TO NF2
    GA = U(I) * A(I)
    PRINT USING "### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ##.###
###.##"; I; Y(I) + Z(I); Y(I); U(I); GA; QEV(I); Y(I) / D(I); U(I) / C(I)
    PRINT #3, USING "### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ##.###
###.##"; I; Y(I) + Z(I); Y(I); U(I); GA; QEV(I); Y(I) / D(I); U(I) / C(I)
    'LPRINT USING "### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ##.###
###.##"; I; Y(I) + Z(I); Y(I); U(I); GA; QEV(I); Y(I) / D(I); U(I) / C(I)
    'IF U(I) / C(I) < 0 THEN STOP
    'IF QEV(I) <> 0 THEN STOP
  NEXT I
  GA = V(NF) * A(NF)
  PRINT USING "### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ##.###
###.##"; NF; Y(NF) + Z(NF); Y(NF); V(NF); GA; QEV(NF); Y(NF) / D(NF); V(NF) /
C(NF)
  PRINT #3, USING "### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ##.###
###.##"; NF; Y(NF) + Z(NF); Y(NF); V(NF); GA; QEV(NF); Y(NF) / D(NF); V(NF) /
C(NF)
  PRINT
  GOSUB 1000
RETURN
'-----

```

8000 ' HIDROGRAMAS DE ENTRADA EN CADA TRAMO

```
FOR I = NI TO NF
  IF TC(I) < TLL THEN
    IF KT <= TC(I) THEN
       $QE(I) = QM(I) * KT / TC(I)$ 
    ELSE
      IF KT <= TLL THEN
         $QE(I) = QM(I)$ 
      ELSE
        IF KT < TLL + TC(I) THEN
           $QE(I) = QM(I) * (1 - (KT - TLL) / TC(I))$ 
        ELSE
           $QE(I) = 0$ 
        END IF
      END IF
    END IF
  END IF
ELSE
  IF KT <= TLL THEN
     $QE(I) = QM(I) * KT / TLL$ 
  ELSE
    IF KT < 2 * TLL THEN
       $QE(I) = QM(I) * (1 - (KT - TLL) / TLL)$ 
    ELSE
       $QE(I) = 0$ 
    END IF
  END IF
END IF
NEXT I
RETURN
```

'-----

APÉNDICE D

EJEMPLO DE FACTIBILIDAD PARA EL REUSO DE AGUAS PLUVIALES DEL VALLE DE MÉXICO, PARA SATISFACER LA DEMANDA DE AGUA POTABLE A MEDIANO PLAZO, A TRAVÉS DE LA RECARGA DE ACUÍFEROS

El problema del abastecimiento de agua para diferentes zonas de nuestro país ha obligado a continuar con la sobre-explotación de los acuíferos, acelerándose con ello dos problemas, uno el agotamiento del acuífero y el segundo el hundimiento de ciudades, un ejemplo de esto último se tiene en la ciudad de México y su zona conurbada.

Sin embargo, esta solución ha sido insuficiente para resolver el problema en el mediano plazo, por lo que el reto es aumentar la dotación sin agotar las fuentes de suministro actuales ni sobre-explotar las aguas subterráneas locales y al mismo tiempo hay que lograr esto sin que se efectúen grandes erogaciones para lograrlo.

De lo anterior surgió la conveniencia de analizar a fondo la posibilidad de tratar cierto caudal de las aguas pluviales que se generan en el valle de México, de tal manera que se permita la recarga de los acuíferos, con lo que se podría evitar la sobre-explotación de las aguas subterráneas, incrementar significativamente la dotación de agua potable, a largo plazo atenuar el continuo hundimiento de la ciudad y disminuir la importación de agua de otras fuentes alternas.

Actualmente la extracción de agua de la zona metropolitana de la ciudad de México (ZMCM) ha sido mayor que la recarga natural por lo que existe un déficit que, además, de disminuir la reserva de agua, ha inducido graves problemas de hundimiento del suelo en diferentes zonas de la ciudad (Academia de la Investigación Científica et.al., 1995, DGCOH, 1995d)

Un estudio para analizar el problema del abastecimiento de agua potable, fue encargado al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) del Departamento del Distrito Federal.

Como se hace en todo trabajo relacionado con este tema, primero se hizo la predicción de la población con un horizonte hasta el año 2010. También, se hizo necesario buscar las fuentes de captación a través del agua de lluvia dentro del valle, se adaptó las aguas a condiciones de calidad mínima de acuerdo con las normas nacionales e internacionales y se determinaron los sitios de recarga en función de la tecnología disponible en la literatura técnica. Los resultados de este trabajo mostraron que:

Una posibilidad para aprovechar el agua de lluvia a futuro, es construir sistemas de drenaje separados para conducir esta agua directamente a los sitios de captación y tratamiento. La factibilidad de realizar estas acciones debe ser el resultado de un estudio económico en el que se contrasten los costos relacionados con la opción de recarga con aguas residuales tratadas y la de importación de agua de fuentes

externas.

Se consideró que los sitios más convenientes para la recarga son las que presentan un mayor abatimiento en los niveles freáticos, mediante pozos de inyección o con tanques de infiltración, y según sea el caso, la selección de la zona y el diseño de la recarga, estarán determinados en última instancia por el análisis económico de cada opción. El diseño particular de cada sistema de recarga dependerá de las condiciones del lugar y de condiciones particulares que habrá que definir realizando pruebas de campo.

Los costos que determinarán la factibilidad del acondicionamiento de las aguas residuales para la inyección, serán los correspondientes al tratamiento ya que los de captación y conducción representan únicamente un 10 % del costo de tratamiento.

Aunque la estimación de los costos obtenidos en este estudio para la recarga de los acuíferos por inyección, es de carácter preliminar, se piensa que los definitivos serán competitivos con los inherentes a la captación y conducción de agua de otras cuencas.

Dada la factibilidad técnica de acondicionar las aguas residuales para la recarga de los acuíferos, se recomendó hacer un estudio de mayor profundidad en el que se incluya una caracterización fisicoquímica y microbiológica completa de las aguas residuales factibles de captar y de los acuíferos donde se pretende llevar a cabo la recarga.

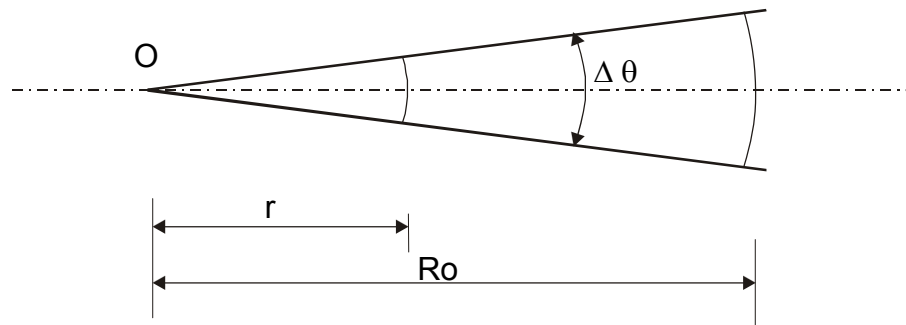
Asimismo, se recomienda iniciar un estudio para el diseño, construcción y operación de una planta piloto, con características tales, que permita probar la bondad de los procesos de tratamiento propuestos y precisar la magnitud de los costos involucrados. También, paralelamente a esto, se sugiere realizar otros para determinar el nivel de instrumentación, control y automatización requerido para mantener, de manera continua, la calidad del agua deseada del efluente.

Para simular el funcionamiento de un acuífero que, si bien son de tipo general, no resultan muy útiles para determinar las características que deben tener los pozos que integran una batería para satisfacer determinado propósito. Por ello se desarrolló un modelo numérico que permite seleccionar la separación entre los pozos, de acuerdo con sus diámetros y la profundidad con la que penetran en el acuífero. Con el fin de presentar una idea de este método, se presenta un ejemplo para un caso específico.

EJEMPLO

En la parte superior de la Figura 1 se muestra en planta un sector de un acuífero no confinado que tiene centro en (O), y que es también el centro de una batería de pozos. En la parte inferior se indica un corte longitudinal por el eje de simetría, donde h es la distancia entre el nivel freático y el fondo del acuífero (espesor del agua), r es la distancia a que se encuentra h

PLANTA



PERFIL

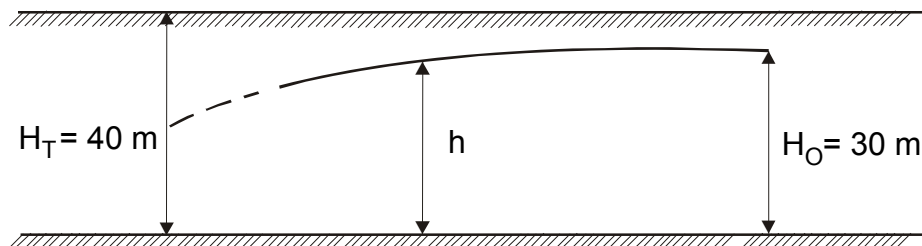


Figura 1. Sector en planta de un acuífero no confinado y corte longitudinal por el eje de simetría

En un acuífero de profundidad $H_T = 40\text{ m}$, espesor de agua $H_o = 30\text{ m}$ y coeficiente de permeabilidad $K_C = 0.002\text{ m/s}$, se encuentran instalados cuatro pozos de profundidad $P_p = 25\text{ m}$, diámetro $D_p = 0.5\text{ m}$ y coeficiente de descarga $C_x = 0.00585$. Los pozos distan entre sí $E_p = 40\text{ m}$ y en cada uno se ha instalado una bomba de potencia $P = 90\text{ HP}$ y eficiencia $\eta = 0.8$. Cuando el gasto bombeado en cada pozo es $Q = -0.17\text{ m}^3/\text{s}$ (el signo es negativo por la extracción) y la bomba está instalada a una altura $h_{BO} = 1\text{ m}$, se supone que la carga disponible a la salida de ellas será $H_{DIS} \approx 20\text{ m}$, para lo cual se requiere que H_x , la altura del agua en el pozo sea superior a 1.5 m . Además, a una distancia $L = 56.67\text{ m}$ del centro de la batería se han instalado pozos testigos para los cuales con gasto $Q \leq -0.170\text{ m}^3/\text{s}$ se han medido los siguientes valores de h mostrados en la Tabla 1.

Tabla 1

Q (m ³ /s)	h_{TES} (m) (espesor del agua en un pozo testigo)
-0.07	28.20
-0.12	26.35
-0.17	24.31

Se desea saber si con gastos de extracción $Q = -0.170$ m³/s en cada pozo la carga disponible a la salida de las bombas será 20 m y después si por la batería se podrá inyectar un gasto total de 1 m³/s, de modo que el gasto por pozo fuera de 0.250 m³/s, con un bordo libre no menor de 1.5 m. Si con esta batería no fuera posible inyectar éste gasto, se necesita conocer la separación que debería haber entre los cuatro pozos para inyectar el gasto de 1 m³/s.

METODOLOGÍA

Para resolver el sistema de ecuaciones que da solución a este problema, es necesario definir las condiciones de frontera, se considera la batería formada por cuatro pozos, para ello se podrá aprovechar la simetría y trabajar solamente en un octante como se indica en la Figura 2.

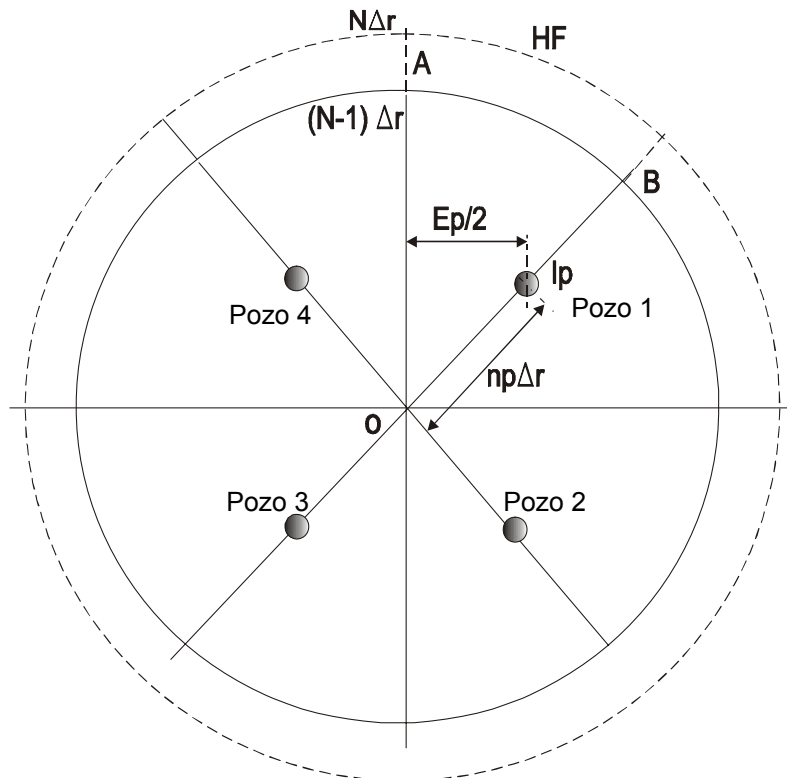


Figura 2. Octante de trabajo.

Supóngase que el pozo situado en el punto Ip sobre la recta O-B, dista de sus vecinos una longitud Ep , de manera que su distancia al centro es $\frac{Ep\sqrt{2}}{2} = np \Delta r$, en donde np será el número de subdivisiones de longitud Dr desde Ip hasta O. Así resulta que:

$$\Delta r = \frac{Ep\sqrt{2}}{2 np}$$

Si el arco que pasa por Ip se subdivide en arcos de ángulo $D\alpha$, la longitud de cada uno de ellos será $DC = np Dr D\alpha$ o bien, si $D\alpha$ se expresa en grados:

$$\Delta C = np \Delta r \frac{\pi}{180} \Delta\alpha^\circ$$

Con el fin de tener una distribución uniforme de la malla en la proximidad del pozo es conveniente establecer que $\Delta C \approx 2/3 \Delta r$ de donde resulta que:

$$\Delta\alpha^\circ = \frac{2}{3} \frac{180}{\pi np}$$

Por otra parte, se puede suponer que a la distancia $(N Dr)$ la disposición de los pozos no altera la condición de flujo hacia ellos y que a esa distancia el desnivel entre la altura freática y el fondo del acuífero es HF, de manera que si mediante una calibración previa se determinará el valor R_o de la Figura 1, de la fórmula

$$\frac{Q_B}{\pi K_c} \text{Ln}\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = h_2^2 - h_1^2 \text{ resultaría que:}$$

$$HF = \sqrt{H_o^2 + \frac{4Q}{\pi} \text{Ln}\left(\frac{R_o}{N \Delta r}\right) / K_c}$$

Para satisfacer la condición anterior es recomendable que $np \approx N/4$, por lo que la fórmula $\Delta C = np Dr \frac{\pi}{180} \Delta\alpha^\circ$ se simplifica a:

$$\Delta\alpha^\circ = \frac{3*180}{\pi N}$$

El valor de $\Delta\alpha^\circ$ deberá redondearse a fin de que n_s , el número de subdivisiones en sentido transversal sea un entero próximo a $45/\Delta\alpha^\circ$. En esta forma el número de puntos de la malla en donde se calculen los valores de h será:

$$N_T = (N-1)(n_s + 1)$$

Teniendo en cuenta que entre mayor sea el número de puntos de la malla el resultado será mejor, N_T deberá ser compatible con el tipo de computadora y el lenguaje que se empleen.

Por otra parte, si los puntos de la malla se numeran en orden ascendente de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba, la matriz del sistema de N_T ecuaciones tendrá un ancho de banda $AB = n_s + 1$, con lo que se consigue una convergencia rápida del proceso iterativo.

A partir de la fórmula, que se establece a partir del principio de continuidad, donde la suma de los gastos que ingresan a una celda debe ser igual a la suma de los que egresan.

Con esto podría formarse la ecuación correspondiente a cada punto de la malla, de la manera siguiente:

Para puntos sobre la recta O-A, Figura 2, con excepción del $l = 1$ y del $l = (N-1)$ (n_s+1)- n_s , en atención a la simetría resultará que $QU_l = QU_D$ y que $HP = 0$.

En los puntos sobre el arco de $l = 1$ a $l = n_s + 1$ con excepción de los puntos terminales se considerará que $QV_B = 0$ y $HP = 0$.

En los puntos sobre el arco AB se tendrá presente que h_s permanece constante e igual a H_F y que $HP = 0$.

Para los puntos situados en la recta O-B con excepción de $l = l_p - (n_s + 1)$, $l = l_p$ e $l = l_p + (n_s+1)$ también se tendrá en cuenta que $QU_l = QA_l$ con $HP = 0$.

En los puntos del interior del octante, salvo $l = l_p-1$ se usará la ecuación siguiente con $HP = 0$

$$\begin{aligned} & CU_A(2h_{A_j} - HP)h_{A_{j+1}} + CV_B(2h_{B_j} - HP)h_{B_{j+1}} + CU_I(2h_{D_j} - HP)h_{D_{j+1}} + \\ & CV_I(2h_{S_j} - HP)h_{S_{j+1}} - (2CU_I + CV_B + CV_I)(2h_{I_j} + HP)h_{I_{j+1}} = \\ & CU_I(h_{A_j}^2 - h_{D_j}^2) + CV_B h_{B_j}^2 + CV_I h_{S_j}^2 - (CV_B + CV_I + 2CU_I)h_{I_j}^2 - Q \end{aligned}$$

La cual es una ecuación lineal no homogénea en donde a partir de valores h_j supuestos se pueden calcular los de $h_{(j+1)}$ que satisfagan el principio de continuidad y como esta condición se repite para cada uno de los puntos (l) de la malla formada como se ha indicado, se podrá elaborar un sistema de ecuaciones lineales no homogéneas con tantas ecuaciones como puntos, lo que significa que a partir de valores arbitrarios de h_j se podrá calcular valores de h_{j+1} en un proceso iterativo que termine cuando en dos iteraciones sucesivas los valores de h_j y h_{j+1} sean prácticamente iguales.

Los puntos $l = 1$, $l = n_s+1$, $l = (N-1)$ ($n_s + 1$) - n_s e $l = (N-1)$ ($n_s + 1$) tendrán ecuaciones especiales atendiendo a su doble condición, ya que en ellos $HP = 0$.

La forma que tome la ecuación anterior, en los puntos $I = I_p - 1$, $I = I_p$, $I = I_p - (n_s - 1)$ e $I = I_p + (n_s + 1)$ dependerá de las condiciones particulares de cada uno; así, por ejemplo, haciendo $I = I_p - 1$, $A = I_p - 2$, $D = I_p$, $B = I_p - 1 - (n_s + 1)$ y $S = I_p - 1 + (n_s + 1)$, para el punto $I = I_p - 1$ los coeficientes de la ecuación serán:

$$\begin{aligned} A(I, B) &= 2C V_B h_{B_j} \\ A(I, A) &= 2C U_I h_{A_j} \\ A(I, I) &= -2 (C V_B + 2 C U_I + C V_I) h_{I_j} - C U_I H_P \\ A(I, D) &= C U_I (2h_{D_j} + H_P) \\ A(I, S) &= 2C V_I h_{S_j} \end{aligned}$$

El término independiente vale:

$$B(I) = C V_B h_{B_j}^2 + C U_I (h_{A_j}^2 + h_{D_j}^2) + C V_I h_{D_j}^2 - (C V_B + 2C U_I + C V_I) h_{I_j}^2$$

Finalmente, si H_x es el desnivel entre la superficie libre del agua en el pozo y el fondo de éste, el diámetro es D_p y C_x es el coeficiente de descarga pozo-acuífero y viceversa, para el caso del bombeo se tendrá que:

$$Q = 2\pi D_p H_x C_x (h_{IP} - H_x)$$

Y, cuando se trate de una inyección:

$$Q = 2\pi D_p h_{IP} C_x (H_x - h_{IP})$$

Para el bombeo deberá comprobarse que H_x es suficiente para permitir el trabajo de la bomba y, para la inyección, que el libre bordo $LB = H_T - (H_x + H_P)$ garantice que no se producirán derrames.

RESULTADOS

De la fórmula (B.2), ver Sánchez, et. al. 1996

$$\frac{Q_B}{\pi K_c} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = h_2^2 - h_1^2$$

resulta que:

$$\ln\left(\frac{R_o}{56.67}\right) = \left(30^2 - h_{TES}^2\right) \frac{\pi(0.002)}{Q}$$

Así que mediante los datos de la Tabla 1 se encuentran los resultados de la 2.

Tabla 2

Q (m³/s)	R_o (m)
- 0.07	593.63
- 0.12	835.27
- 0.17	983.24

Estos valores permiten establecer que la distancia R_o variará con el gasto de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$R_o = 593.63 + 1944.66(|Q| - 0.07)^{0.6892}$$

De acuerdo con esta fórmula para Q = - 0.170 m³/s, resulta que R_o = 991.4 m y en atención a que 991.4/983.24 = 1.0083 se aceptará el valor de R_o dado por ella.

Ahora bien, si se escogen los valores N = 19 y np = 4 se concluye que

$$\Delta r = \frac{E_p \sqrt{2}}{2 np} = \frac{40\sqrt{2}}{2 * 4} = 7.0711 \text{ m}$$

Por la ecuación (B.22), ver Sánchez, et. al. 1996

$$\Delta \alpha^\circ = \frac{2}{3} \left(\frac{180}{\pi np} \right) = \frac{2}{3} \left(\frac{180}{4\pi} \right) = 9.95^\circ$$

De manera, que podrá adoptarse el valor $\Delta \alpha^\circ = 9^\circ$ con lo cual habrá $n_s = 45/9 = 5$ subdivisiones en sentido transversal, por lo que el número de puntos de la malla de acuerdo con la igualdad será

$$N_T = (n - 1)(n_s + 1) = 18 * 6 = 108$$

Este número es ligeramente inferior que 112, que es el número de ecuaciones simultáneas con el que se puede resolver un sistema en una PC, usando lenguaje BASIC.

Como el ancho de banda será AB = n_s + 1 = 6, se realizan los cálculos con ayuda de un programa suministrando los datos siguientes:

$$\Delta r = 7.0711 \text{ m}$$

$$\Delta \theta = 9^\circ \pi / 180^\circ = 0.1571$$

$$K_c = 0.002 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 30 \text{ m}$$

$$HP = 40 - 25 = 15 \text{ m}$$

Y, si el gasto bombeado es $Q = - 0.170 \text{ m}^3/\text{s}$, se usará $R_0 = 991.4 \text{ m}$. Con la subdivisión hecha el pozo en el octante estará situado en $l_p = 24$. Según estos datos el programa proporcionó los resultados que permitieron elaborar la Figura 3, en donde se muestran las curvas de nivel del agua y los gastos totales (QU) que fluyen hacia el pozo. Nótese que en los puntos 1 a 6 la altura (h) es prácticamente constante y que otro tanto ocurre en los puntos 37 a 42, de modo que solo en la proximidad del pozo se registran cambios significativos, lo que permite validar las hipótesis en que se basa el modelo.

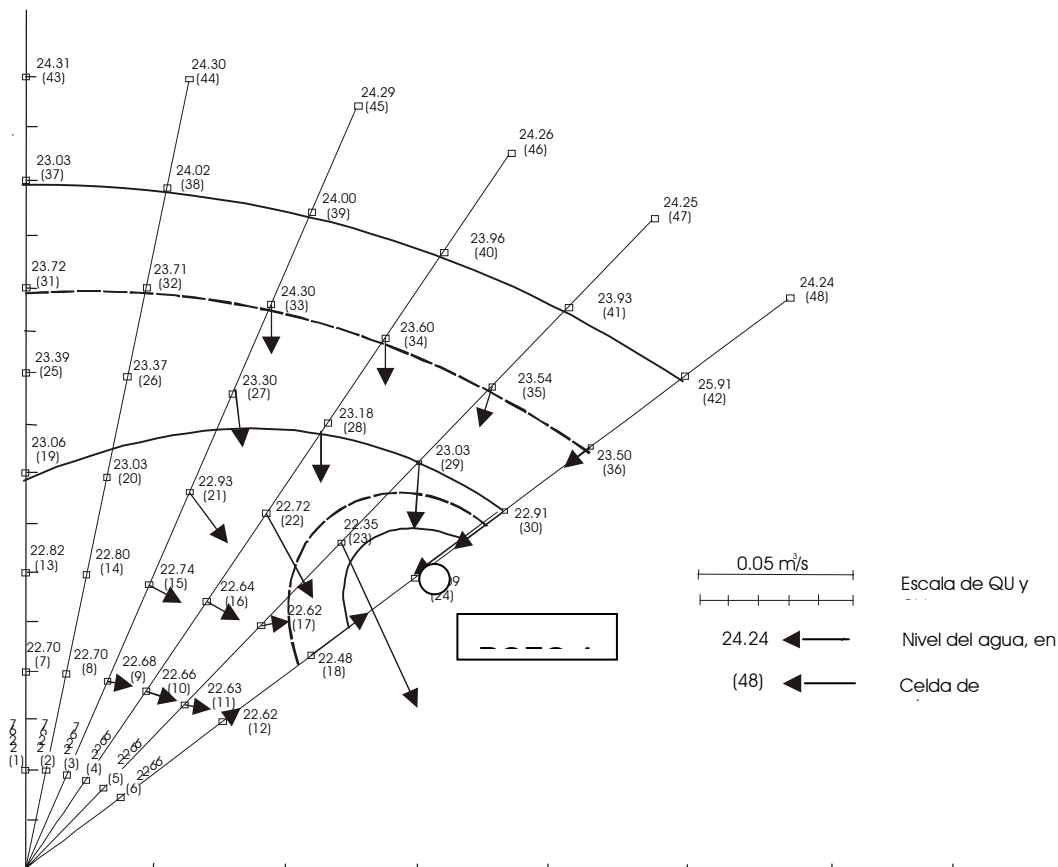


Figura 3. Curvas del nivel de agua y gastos hacia el pozo para $Q = - 0.17 \text{ m}^3/\text{s}$ con $HP = 15 \text{ m}$.

Por otra parte, según el programa utilizado, resulta que $h_{24} = 6.11 \text{ m}$, por lo cual de la fórmula (B.26), ver Sánchez et. al. 1996.

$$Q = 2\pi D_p H_x C_x (h_{IP} - H_x)$$

se obtiene que:

$$H_x = \frac{6.11 - \sqrt{6.11^2 - 4(9.25)}}{2} = 2.89 \text{ m}$$

Como esta altura supera en 1.04 m a la mínima permitida (1.5 m), la bomba podrá trabajar sin dificultad.

Por otro lado, el desnivel entre la salida de la bomba y la superficie libre del agua en el pozo será $40+1-(2.89+15) = 23.11$ m y la carga que puede suministrar la bomba será

$$H_{\text{BOMB}} = \frac{90(0.8)}{9.8(0.17)} = 43.22 \text{ m}$$

De manera que la carga disponible a la salida será $h_{\text{DIS}} = 43.22 - 23.17 = 20.11$ m, como se tenía previsto.

Ahora bien, para $Q = 0.25 \text{ m}^3/\text{s}$, por la fórmula:

$$R_o = 593.63 + 1944.66(|Q| - 0.07)^{0.6892}$$

resulta que $R_o = 1190$ m, usando un programa de cómputo y los datos precedentes salvo $Q = 0.25 \text{ m}^3/\text{s}$ y $R_o = 1190$, se obtiene que $h_{24} = 24.755572$ m

Dado que se trata de una inyección, de la fórmula

$$Q = 2\pi D_p H_{\text{IP}} C_x (H_x + H_P)$$

resulta que

$$H_x = 24.7572 + \frac{0.25}{(\pi)(0.00585)(24.7772)} = 25.3066 \text{ m}$$

De esta manera la altura de la superficie libre del agua en el pozo será $25.3066 + 15 = 40.3066 > 40$ m, es decir que si se inyectan $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$ en los pozos distantes 40 m, el agua se derramaría.

Para definir la separación entre los cuatro pozos de la batería requerida para introducir un total de $1 \text{ m}^3/\text{s}$, se empezará por determinar los bordos libres que se tendrían introduciendo gastos crecientes cuando las distancias entre pozos fueran 40, 30 y 50 m, es decir haciendo $l_p = 24$, $l_p = 18$ e $l_p = 30$. Para el primer caso utilizando el programa y la fórmula siguiente

$$R_o = 593.63 + 1944.66(|Q| - 0.07)^{0.6892}$$

se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 3.

Tabla 3

Q(m³/s)	R_o(m)	H₂₄ (m)	LB(m)
0.2	1070	22.8371	1.6862
0.21	1095	23.2254	1.2826

Mediante una interpolación lineal resulta que cuando los pozos distan entre sí 40 m, para tener un bordo libre BL = 1.5 m el gasto inyectable en cada pozo deberá ser Q = 0.2046 m³/s. Con los datos calculados de esta manera se puede concluir que el gasto inyectable para una separación E_p quedará definido por la ecuación:

$$Q_{INY} = 0.1958 + 0.001069(E_p - 30)^{0.9156}$$

Por este motivo, si Q_{INY} = 0.25, de la fórmula anterior se obtiene:

$$E_p = \left(\frac{0.25 - 0.1958}{0.001069} \right)^{1/0.9156} + 30 = 102.81 \approx 103 \text{ m}$$

En tales condiciones, si el pozo se mantiene en el punto I = 24, de la fórmula:

$$\Delta r = \frac{E_p \sqrt{2}}{2 \text{ np}}$$

se tendrá que:

$$\Delta r = \frac{103\sqrt{2}}{2 * 4} = 18.208 \text{ m}$$

Y en atención a que para Q = 0.25 m³/s, se ha encontrado que R_o = 1190 m, para calcular h₂₄ con un programa deberán introducirse los valores siguientes:

$$\Delta r = 18.208 \text{ m}$$

$$\Delta \theta = 0.1571$$

$$K_C = 0.002 \text{ m/s}$$

$$H_o = 30 \text{ m}$$

$$HP = 15 \text{ m}$$

$$R_o = 1190 \text{ m}$$

De esta manera resulta que h₂₄ = 22.8282 m, por lo cual:

$$H_x = 22.8282 + \frac{0.25}{\pi * 0.00585 * 22.8282} = 23.424 \text{ m}$$

Por lo cual, el bordo libre será $LB = 40 - (23.424 + 15) = 1.576$ m, con lo que se comprueba que si el espaciamiento entre pozos fuera de 103 m, se podría inyectar un gasto total por la batería de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ dejando un bordo libre de aproximadamente 1.5 m.

REFERENCIAS

Sánchez, B. J.L., et. al. (1996). “Estudio de factibilidad para el reuso de las aguas residuales y pluviales del valle de México para satisfacer la demanda de agua potable a mediano plazo, a través de la recarga de acuíferos”. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Departamento del Distrito Federal.

Academia de la Investigación Científica, A.C., Academia Nacional de Ingeniería, A. C. y Academia Nacional de Medicina, A.C., Editores (1995). “Agua y la ciudad de México. Abastecimiento y Drenaje. Calidad. Salud Pública. Uso Eficiente. Marco Jurídico e Institucional”.

Tabla de conversión de unidades de medida al Sistema Internacional de Unidades (SI)

OTROS SISTEMAS DE UNIDADES		MULTIPLICADO POR	SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)	
UNIDAD	SÍMBOLO		SE CONVIERTE A	
			UNIDAD	SÍMBOLO
LONGITUD				
Pie	pie, ft.,'	0.3048	metro	m
Pulgada	plg., in, "	25.4	milímetro	mm
PRESIÓN/ ESFUERZO				
Kilogramo fuerza/cm ²	kg _f /cm ²	98,066.5	Pascal	Pa
Libra/pulgada ²	lb/ plg ² ,PSI	6,894.76	Pascal	Pa
Atmósfera	atm	98,066.5	Pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9,806.65	Pascal	Pa
Mm de mercurio	mm Hg	133.322	Pascal	Pa
Bar	bar	100,000	Pascal	Pa
FUERZA/ PESO				
Kilogramo fuerza	kg _f	9.8066	Newton	N
MASA				
Libra	lb	0.453592	kilogramo	kg
Onza	oz	28.30	gramo	g
PESO VOLUMÉTRICO				
Kilogramo fuerza/m ³	kg _f /m ³	9.8066	N/m ³	N/m ³
Libra /ft ³	lb/ft ³	157.18085	N/m ³	N/m ³
POTENCIA				
Caballo de potencia, Horse Power	CP, HP	745.699	Watt	W
Caballo de vapor	CV	735	Watt	W
VISCOSIDAD DINÁMICA				
Poise	μ	0.01	Mili Pascal segundo	mPa.s
VISCOSIDAD CINEMÁTICA				
Viscosidad cinemática	v	1	Stoke	m ² /s (St)
ENERGÍA/ CANTIDAD DE CALOR				
Caloría	cal	4.1868	Joule	J
Unidad térmica británica	BTU	1,055.06	Joule	J
TEMPERATURA				
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/s²