



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES (CAMPUS ARAGÓN)

MÉTODOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO
PLUVIAL CON EJEMPLOS DE APLICACIÓN

T E S I S

Como requisito para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

Presenta

J. Enedino Mendoza Facundo

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Óscar A. Fuentes Mariles

CAMPUS ARAGON

MÉXICO, D.F.

JULIO DE 2001

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
JEFATURA DEL ÁREA DE INGENIERÍA CIVIL

San Juan de Aragón, Edo. de Méx. a 28 de OCTUBRE de 1998

Tesis que desarrollará el (la) C. J. ENEDINO MENDOZA FACUNDO

de la carrera de ingeniería Civil.

Título de la tesis: MÉTODOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO PLUVIAL CON EJEMPLOS DE APLICACIÓN.

Capítulos:

- I. INTRODUCCION.
- II. TIPOS DE REDES DE ALCANTARILLADO
- III. CONCEPTOS DE HIDRÁULICA EMPLEADOS EN REDES DE ALCANTARILLADO.
- IV. DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO
- V. ASPECTOS DE HIDROLOGIA.
- VI. PROGRAMA EN COMPUTADORA PARA REVISAR REDES DE ALCANTARILLADO.
- VII. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA.

0
E. DE TESIS
100 CIVIL
28-10-98

DR. ÓSCAR ÁRTURO FUENTES MARILES
Director de la Tesis.

ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ
Jefe de Carrera

Domicilio del alumno: Calle 10 # 28, Colonia Porvenir

Cd. Netzahualcóyotl, Edo. de México, C.P. 57430

Teléfono:

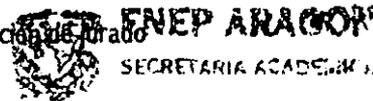
7-58-39-18

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON – UNAM

JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA CIVIL .

ENAR/JCIC/0231/2001.

Asunto: Asignación de Jurado



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
Secretario Académico
Presente.

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sinodo del Examen Profesional del C. J. ENEDINO MENDOZA FACUNDO, con el tema de tesis: "METODOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO PLUVIAL CON EJEMPLOS DE APLICACION"

PRESIDENTE	DR. OSCAR A. FUENTES MARILES
VOCAL	ING. PASCUAL GARCIA CUEVAS
SECRETARIO	ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ
SUPLENTE	ING. PATROCINIO ARROYO HERNANDEZ
SUPLENTE	ING. MARIA DE LOS ANGELES SANCHEZ CAMPOS

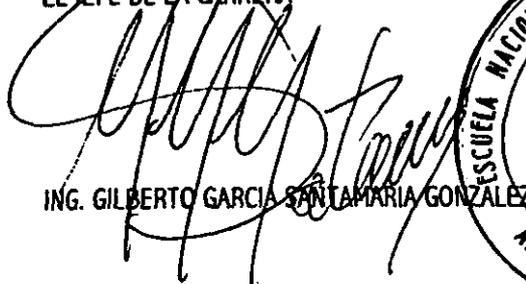
Quiero subrayar que el director de tesis es el Dr. Oscar A. Fuentes Mariles, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

San Juan de Aragón, Estado de México, a 18 de junio de 2001.

EL JEFE DE LA CARRERA


ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ



c.c.p. Lic. Ma. Teresa Luna Sánchez, Jefa del Departamento de Servicios Escolares.
c.c.p. Ing. Ma. de los Angeles Sánchez Campos, Secretaria Técnica de la carrera de Ingeniería Civil.
c.c.p. Dr. Oscar A. Fuentes Mariles, Asesor de Tesis.
c.c.p. Comité de Tesis.
c.c.p. Interesado.
GGSG*onc.

AGRADECIMIENTOS

Esta es la mejor ocasión en que podré expresar mi más sincero agradecimiento a todos aquellos que me han brindado una parte de sí mismos; sus enseñanzas, sus consejos, las vivencias, su cariño, de lo cual, deben estar seguros son bien correspondidos.

Gracias a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales (Campus Aragón) a la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme ser uno más de tus fieles discípulos.

Mi agradecimiento muy especial al Dr. Óscar A. Fuentes Mariles, por permitirme trabajar en su grupo y, por su distinguida colaboración en el nacimiento, desarrollo y culminación de este trabajo.

A mi mejor amigo y compañero: mi hermano Octavio, pues gracias a su ayuda logré mi objetivo; a mis tíos Sabas Cruz, y Carmén Velázquez, quienes siempre me levantaron la moral en tiempos de crisis.

A mis amigos de la ENEP: Manuel, Lucio Carlos, Enrique, Ricardo, Julio, César, Isauro, José Juan, Martín, M^a Elena, y a todos aquellos que por falta de espacio, que no de cariño, no son mencionados; gracias por su compañía en este recorrido por la vida y sus adversidades, gracias a ustedes eso no hizo mella en mí y, a la vez formo un lazo de afecto que nos impulso a estar juntos SIEMPRE.

A mis amigos del instituto de Ingeniería, Juan A, Martín, y a todos aquellos que no es posible mencionar, gracias por su ayuda y consejos en la elaboración de este trabajo.

Agradezco de especial manera al Ingeniero Víctor Franco, que con su amistad y regaños, nos ayuda a ser mejor como humanos.

DEDICATORIAS

A mis padres:

A mi padre Serafín Mendoza Cruz, porque es la persona de quien más he aprendido en mi vida. A mi madre Enedina Facundo Mendoza, quien es la luz que hasta el momento me ilumina, cada vez que el tiempo se torna oscuro, muchas gracias, te quiero mucho mamá.

A mis hermanos, y tíos:

Octavio, Silvia, Maria, Francisca, Ismael, Serafín, Samuel, Francisco, M^a del Carmen, Sabas, Sebastian Ismael, que con su apoyo y comprensión y gran esfuerzo han hecho posible este sueño.

Esto es por ustedes y para ustedes GRACIAS.

ÍNDICE

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN.....	1
-------------------	---

CAPITULO 2.

REDES DE ALCANTARILLADO.....	4
------------------------------	---

2.1 Definiciones.....	4
-----------------------	---

2.2 Descripción de un sistema de alcantarillado.....	5
--	---

2.3 Componentes principales de una red de alcantarillado.....	5
---	---

2.3.1 Obras de Captación.....	6
-------------------------------	---

2.3.2 Obras de Conducción.....	7
--------------------------------	---

2.3.3 Estructuras de conexión y mantenimiento.....	9
--	---

2.3.4 Estructuras de vertido.....	9
-----------------------------------	---

2.3.5 Obras complementarias.....	10
----------------------------------	----

2.3.5.1 Estaciones de bombeo.....	10
-----------------------------------	----

2.3.5.2 Vertedores.....	10
-------------------------	----

2.3.5.3 Estructuras de cruce.....	10
-----------------------------------	----

2.3.5.4 Disposición final.....	12
--------------------------------	----

2.4 Tipos de redes de alcantarillado.....	13
---	----

2.4.1 Sistema separado de aguas negras.....	13
---	----

2.4.2 Sistema combinado.....	13
------------------------------	----

2.4.3 Elección del tipo de sistema.....	14
---	----

2.5 Trazo de atarjeas.....	14
----------------------------	----

2.6 Tipos de trazos.....	17
--------------------------	----

CAPITULO 3

CONCEPTOS DE HIDRAULICA APLICABLES EN EL DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO.....	20
--	----

3.1 Definiciones.....	20
-----------------------	----

3.1.1 Variables hidráulicas.....	20
----------------------------------	----

3.2 Clasificación de flujos.....	22
----------------------------------	----

3.3 Flujo en alcantarillas.....	25
---------------------------------	----

3.3.1 Flujo en conductos cerrados.....	25
3.3.2 Flujo a presión	25
3.3.3 Flujo con sección parcialmente llena.....	25
3.4 Velocidad y tirantes en una red de alcantarillado.....	26

CAPITULO 4

DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO..... 27

4.1 Estudios preliminares.....	28
4.1.1 Estado actual de la red de alcantarillado.....	28
4.1.2 Información topográfica.....	29
4.1.3 Información adicional para el proyecto.....	29
4.1.4 Datos básicos.....	30
4.2 Normas de diseño.....	30
4.2.1 Diámetro mínimo de diseño de las tuberías.....	31
4.2.2 Velocidades permisibles de escurrimiento.....	31
4.2.3 Pendientes de diseño.....	31
4.3 Zanjas para la instalación de tuberías.....	32
4.3.1 Anchos de zanjas.....	32
4.3.2 Profundidad de zanjas	33
4.3.3 Conexiones de tuberías.....	34
4.4 Tipos de pozos	34
4.4.1 Estructuras básicas.....	34
4.4.2 Estructuras conexas.....	34
4.4.3 Otras	46
4.5 Determinación del diámetro de un colector en una red de alcantarillado.....	46
4.5.1 Ecuaciones fundamentales del flujo a presión.....	46
4.5.2 Tipos de pérdidas locales en tuberías.....	53
4.5.3 Ejemplo de determinación de diámetro.....	58
4.6 Métodos para la estimación de los gastos de diseño.....	62
4.6.1 Método racional	63
4.6.2 Método gráfico alemán	65
4.6.3 Método del Road Research Laboratory (RRL).....	67
4.6.4 Método de Chicago.....	72

4.7 Recomendaciones para la selección del método	73
4.7.1 Selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas.....	73
4.7.2 Ejemplo aplicando el método racional americano.....	73
4.7.3 Ejemplo aplicando el método gráfico alemán.....	79

CAPITULO 5

ASPECTOS DE HIDROLOGIA.....	85
5.1 Ciclo hidrológico	86
5.2 Precipitación	87
5.2.1 Intensidad de lluvia y duración.....	88
5.2.2 Distribución espacial y temporal de la lluvia.....	89
5.3 Análisis de registros de la precipitación.....	89
5.3.1 Precipitación media.....	88
5.3.2 Curva masa media.....	91
5.3.3 Deducción de datos faltantes	92
5.3.4 Ajuste de registros	93
5.3.5 Curvas altura de precipitación-duración-área (P-d-A).....	94
5.3.6 Curvas intensidad de la lluvia-duración-periodo de retorno (i-d-T).....	94
5.4 Análisis estadístico y probabilístico en Hidrología.....	102
5.4.1 Conceptos básicos de probabilidad y estadística.....	103
5.4.2 Periodo de retorno y riesgo.....	106
5.4.3 Parámetros estadísticos.....	108
5.4.4 Funciones de distribución y probabilidad.....	109
5.4.5 Observaciones sobre las funciones de distribución de probabilidad empleadas en Hidrología	113
5.4.5.1 Distribución Normal (o de Gauss).....	113
5.4.5.2 Distribución Log-normal	115
5.4.5.3 Distribución Exponencial.....	115
5.4.5.4 Distribución Gamma.....	115
5.4.5.5 Distribución Pearson tipo III (Gamma de tres parámetros).....	116
5.4.5.6 Distribución Log Pearson tipo III (Gamma de tres parámetros).....	116
5.4.5.7 Distribuciones de valores extremos.....	116
5.4.5.8 Funciones de distribución de dos poblaciones.....	117
5.5 Escurrimiento e hidrogramas	121

CAPITULO 6

PROGRAMA EN COMPUTADORA PARA CALCULAR REDES DE ALCANTARILLADO Y SU FORMA DE USO.....	127
---	-----

6.1 Generalidades.....	127
------------------------	-----

6.2 Estructura del programa de cómputo.....	128
---	-----

6.2.2 <i>Programa principal</i>	129
---------------------------------------	-----

6.2.1 <i>Instructivo de uso</i>	131
---------------------------------------	-----

6.3 Ejemplo de aplicación.....	135
--------------------------------	-----

CAPITULO 7

CONCLUSIONES.....	141
-------------------	-----

BIBLIOGRAFIA	143
--------------------	-----

ANEXO. LISTADO DEL PROGRAMA DE COMPUTO DRENAJE.BAS.....	145
--	-----

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

El hombre desde que habita en las ciudades enfrenta la difícil situación de abastecerse de agua y de deshacerse de ella una vez que fue utilizada para satisfacer sus necesidades. Estas últimas y las provenientes de lluvia, deben ser desalojadas de los sitios donde se encuentran para no provocar enfermedades o inundaciones.

Para abastecer de agua a las poblaciones, se han desarrollado tecnologías para la captación, almacenamiento, tratamiento y distribución del agua mediante complicados sistemas de tuberías.

La mayor parte de las aguas una vez que son empleadas en las múltiples actividades humanas, son contaminadas con bacteria patógenas y desechos tanto orgánicos como inorgánicos. 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 pueden causar enfermedades. De esta forma, la disposición o eliminación de las aguas de deshecho es un problema sanitario que debe ser atendido.

Por otra parte, la construcción de edificios, casas, calles, estacionamientos, entre otros modifican el entorno natural y tiene como algunas de sus tantas consecuencias, la creación de superficies poco permeables y la eliminación de los cauces de las corrientes naturales. Por lo anterior, es necesario construir conducciones artificiales y alejar de la población las aguas residuales y pluviales.

La urbanización incrementa los volúmenes de agua de lluvia que escurren superficialmente debido a la impermeabilidad de las superficies de concreto y pavimento. Las conducciones artificiales o 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.

Es por eso que el alcantarillado, tal como se conoce actualmente, tardó cientos de años en ser realizado. Su principal función es la conducción de aguas residuales y pluviales hasta sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de poblaciones cercanas o incluso de la misma de donde provienen.

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

En la actualidad 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 y **combinados** cuando llevan ambas clases de agua.

Los sistemas de alcantarillado, separados o combinados, tienen ventajas y desventajas entre sí. Debido al deterioro ocasionado al medio ambiente. Para el tratamiento de las aguas, resulta más conveniente la construcción de sistemas separados.

El diseño, construcción y operación de un solo sistema es más económico. En este aspecto, los sistemas separados implican mayores inversiones y pueden resultar menos atractivos, especialmente cuando en una población se inicia la construcción de un sistema de alcantarillado.

Para cuidar el ambiente se construyen plantas de tratamiento que resultan más económicas por unidad de volumen tratado cuando las cantidades de agua por pulir son mayores. 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 y por la calidad de agua a tratar.

Un factor a favor de los sistemas de alcantarillado separados se debe al incremento de 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 que abarcan desde un mayor abastecimiento, hasta un uso racional del agua, y en este aspecto se desarrollan acciones encaminadas al reúso del agua.

El uso racional del agua implica emplearla eficientemente en las diversas actividades del hombre, disminuyendo los desperdicios y la contaminación de los cuerpos de agua. A este respecto, se orienta lo que en México se ha denominado la cultura del agua.

La base de la cultura del agua es formar en la población, autoridades e industriales 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 sabiamente conservando las fuentes y evitando su deterioro.

Se les llama *aguas tratadas* a aquellas provenientes del alcantarillado (sanitario, pluvial o combinado), que son procesadas en una planta de tratamiento hasta lograr usualmente una calidad de "no potable"; sin embargo, tal tratamiento aunque incompleto, si permite la utilización del agua en industrias, en el riego de jardines y cultivos, y para fines estéticos en fuentes, lagos, etc. El agua de lluvia puede ser utilizada, con un tratamiento ligero o incluso sin tratamiento, para los mismos fines siempre y cuando se disponga de las estructuras necesarias para su conducción y almacenamiento, sin alterar su calidad.

Es importante que el ingeniero encargado de diseñar los sistemas de alcantarillado modernos considere en sus proyectos el reúso del agua.

Un método desarrollado recientemente para aprovechar el agua de lluvia o la tratada es en la recarga artificial de acuíferos. Ello es recomendable en aquellos lugares donde la escasez del líquido ha provocado la sobre explotación de los mantos acuíferos; teniendo entre otras consecuencias hundimientos del terreno o el deterioro de la calidad del agua subterránea.

En este trabajo se pretende ayudar al ingeniero durante el diseño y análisis del funcionamiento de una red de alcantarillado pluvial. Está organizado de tal manera que se considera, además de la metodología de diseño, gran parte de los conceptos básicos que se requieren y una serie de recomendaciones útiles durante las etapas de diseño, revisión, construcción y operación del sistema de drenaje pluvial.

En la tesis se han incluido una serie de ejemplos para ilustrar algunas de las ideas expuestas y un programa de cómputo para la metodología propuesta.

El trabajo está dividido en 6 capítulos. El capítulo 2 esta dedicado a la descripción de una red de alcantarillado. Comprende estructuras de captación (sumideros), estructuras de conducción (tuberías y canales), conexión, mantenimiento y las de vertido. Además de instalaciones complementarias (bombeo, tratamiento, estructuras de cruce, vasos de regularización y detención, disipadores de energía, etc.), y por último la disposición final.

En el capítulo 3 se presentan conceptos básicos de hidráulica, útiles para el diseño y revisión de una red de alcantarillado, como son: definiciones, tipos de flujo, variables hidráulicas de mayor interés (área hidráulica, nivel del agua, ancho de superficie, tirante hidráulico y radios hidráulico,) etc. Se hace mención de las velocidades permisibles en una red de alcantarillado.

En el capítulo 4 se describe el diseño de una red de alcantarillado. Se inicia desde los estudios preliminares, las normas de diseño de una red de esta clase (profundidades de zanja, pendientes máximas y mínimas, gastos máximos y gastos mínimos, así como los tipos de pozos utilizados en dichos proyectos, las expresiones matemáticas empleados en el cálculo de los diámetros de un colector en una red de alcantarillado (fórmulas de fricción, Manning, Darcy-Weisbach, la de la energía, pérdidas de carga). Además se describen lo métodos para la obtención de los gastos de diseño como son el Gráfico Alemán y Racional Americano.

El capítulo 5 se presentan las bases de la hidrología. Se relacionan las ecuaciones para la obtención de los períodos de retorno para el cálculo de las redes de alcantarillado.

En el capítulo 6 se incluye un programa hecho en Quick Basic para el cálculo de redes de alcantarillado y su manual de uso.

CAPITULO 2

REDES DE ALCANTARILLADO

Para facilitar el entendimiento de los elementos de una red de alcantarillado a continuación se presentan varios conceptos técnicos.

2.1 Definiciones

Red de alcantarillado.- Es un conjunto de tuberías que se interceptan entre sí para desalojar las aguas residuales o aguas de lluvia. El agua se debe conducir a uno o varios puntos donde no exista peligro para el hombre y el medio ambiente o bien a una planta de tratamiento.

Aguas residuales domésticas (conocidas comúnmente como sanitarias).- son las aguas que se obtienen después de ser utilizadas para cumplir las necesidades de sobrevivencia y aseo de las personas.

Aguas residuales industriales.- Son los líquidos producidos en los establecimientos industriales, tales como; tintorerías, fundiciones, cervecerías y fábricas de papel. Es conveniente que sobre todo éstas aguas, antes de ser vertidas a la red de alcantarillado, reciban un tratamiento.

Aguas de lluvia o pluviales.- Son las aguas que escurren o se almacenan en la superficie terrestre debidas al agua proveniente de las nubes.

Infiltración.- Se define como el paso de un líquido a través del suelo. En el caso de una red de drenaje se refieren al agua que escapa de las juntas de las tuberías, por las paredes de las mismas y por las obras anexas de éstas y que ingresa al suelo.

Alcantarilla.- Es un tubo o conducto, ordinariamente cerrado que tiene como objetivo y conducir las aguas residuales pluviales o ambas.

Alcantarilla de aguas negras.- Son las tuberías que conducen las aguas residuales domesticas e industriales incluyendo las aguas de lluvia.

Alcantarilla de aguas pluviales.- Son las tuberías destinadas a la recolección de las aguas de lluvia, incluyendo los escurrimientos superficiales.

Albañal.- Son los conductos que llevan las aguas residuales desde un edificio a una alcantarilla pública cercana.

Ramal.- Es aquel conducto que no recibe otra descarga, más que la propia.

Alcantarilla secundaria.- Es aquel ducto que recibe una o más descargas o ramales.

Alcantarilla colectora o colector.- Es aquella que recibe la aportación de una o más alcantarillas secundarias.

Subcolectores.- Son conductos de mayor diámetro que las atarjeas, que reciben directamente las aportaciones de dos o más atarjeas y las conducen hacia los colectores.

Colectores .- Son los conductos de mayor tamaño en la red y representan la parte medular del sistema de alcantarillado. En ocasiones 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.

Emisor.- Conduce las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento y puede ser uno o varios dependiendo del tamaño de la localidad. Se le distingue de los colectores porque no recibe conexiones adicionales en su recorrido.

2.2 Descripción de una red de alcantarillado

Un sistema de alcantarillado es un medio apropiado y eficaz para la eliminación de las aguas negras, pluviales o ambas, es por eso que la red de alcantarillado debe estar correctamente proyectada para cumplir con los siguientes requisitos.

a) **Seguridad en la eliminación.**- La eliminación de las aguas negras debe hacerse en forma rápida y sin causar molestias ni peligro a la comunidad.

Para lograr una eliminación segura se deben cuidar los siguientes aspectos:

Utilizar conductos cerrados para evitar que aparezcan a al vista las aguas negras, y para resguardar al usuario de los malos olores y productos de la putrefacción de las materias en ellas contenidas. La conducción en despoblado puede verificarse utilizando canal abierto, pero tan pronto como los límites de la zona se expanden hacia el sitio de vertido, es preciso emplear un conducto cerrado.

El escurrimiento del agua dentro del conducto debe cumplir con las condiciones de velocidad mínimas tales para que no se depositen las materias que llevan las aguas negras y en condiciones de velocidad máxima, no produzcan erosiones en los conductos ni dislocación de las mismas por desgastes de las juntas. Ello está relacionado con la pendiente del conducto

Los conductos son fabricados con materiales apropiados y compatible con las condiciones económicas de la localidad, además de ser impermeables para evitar contaminaciones por filtraciones o fugas.

Por otra parte debe contar con una adecuada ventilación para reducir la acumulación de gases corrosivos o gases explosivos.

Los pozos de visita de la red sirven a este propósito y por tanto, su localización y número deben de decidirse con cierto modo para que el escape de los gases sea apropiado.

b) **Capacidad suficiente.**- La red de alcantarillado debe proyectarse con suficiencia para conducir, en condiciones de seguridad, el volumen máximo de aguas por eliminar, a fin de que el desalojo sea rápido y no se provoquen estancamientos y por ende depósitos indeseables y daños.

c) **Resistencia adecuada.**- Los conductos deben resistir los esfuerzos a que están sujetos, tanto del interior como del exterior. Se procura que los materiales utilizados en la construcción sean lo suficientemente impermeables para evitar fugas perjudiciales de aguas negras; además, deben resistir el ataque corrosivo de los gases y sustancias emanadas de las aguas negras.

2.3 Componentes principales de una red de alcantarillado

Los componentes principales de un sistema de alcantarillado se agrupan, según la función para la cual son empleados.

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, 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 la obstrucción de los conductos, por lo que son conocidos 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 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.

2.3.1 Obras de captación

Las obras 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 decantador 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 coladeras de banqueta cuyas dimensiones son mayores a las normales, al igual que las coladeras transversales, que son coladeras de piso que cubren transversalmente la calle.

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 para hacerlas más eficientes. En la figura 2.1 se muestran algunos tipos de coladeras pluviales.

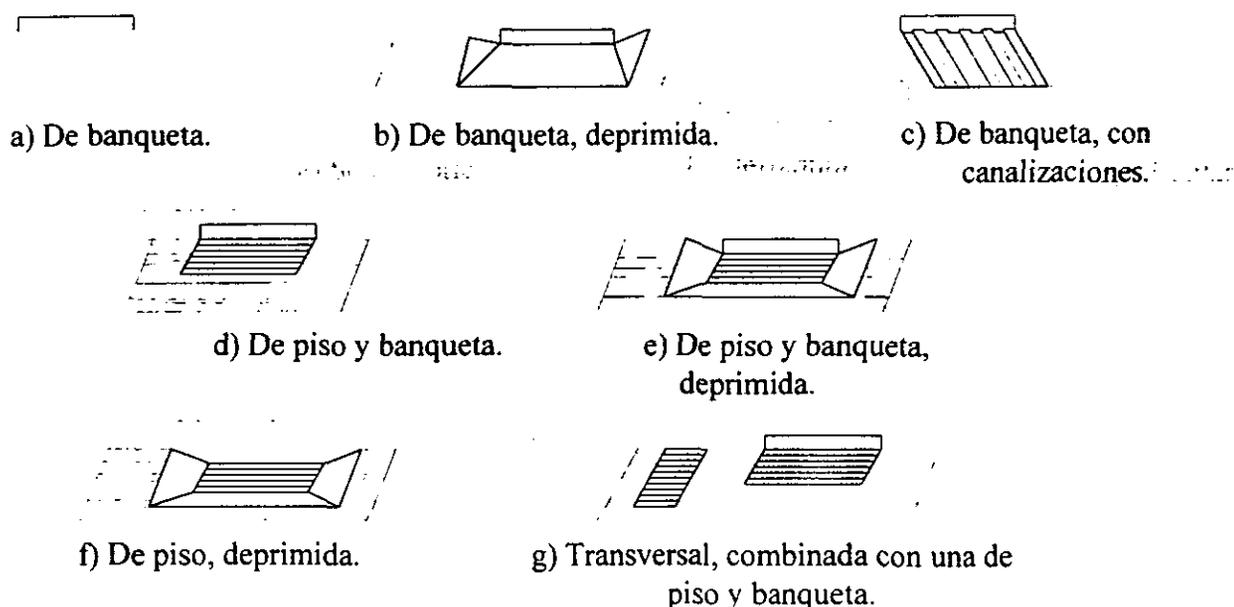


Figura 2.1 Tipos de sumideros o coladeras pluviales (ASCE, 1992)

2.3.2 Obras de conducción.

Las 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.

Según la importancia del conducto dentro de la red, los conductos pueden ser clasificados como atarjeas, subcolectores, colectores y emisores. Cuya definición se dio anteriormente.

Por otra parte, los conductos pueden clasificarse de acuerdo al material que los forma y al método de construcción o fabricación de estos. Desde el punto de vista constructivo, existen dos tipos de conductos los prefabricados y los que son construidos en situ.

Los conductos prefabricados son los que comúnmente se les denomina como "tuberías", las cuales se hacen con diversos materiales, con varios sistemas de unión o ensamble, y generalmente de sección circular. Las tuberías comerciales más usuales en México se fabrican de los siguientes materiales: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemento, policloruro de vinilo (PVC) y polietileno.

Los conductos construidos en el lugar o in situ son hechos 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 bóveda. Las estructuras a cielo abierto corresponden a canales de sección rectangular, trapezoidal o triangular. En la figura 2.2 se presentan secciones transversales usuales de conductos cerrados y en la figura 2.3, las secciones más comunes de los conductos a cielo abierto, aunque algunas de ellas suelen ser combinadas (triangular y trapezoidal, etc.).

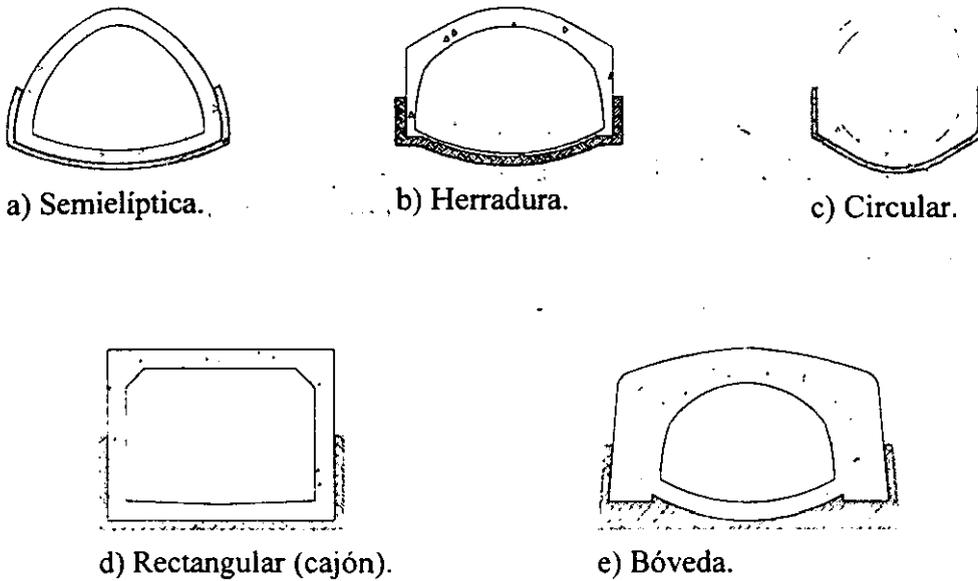


Figura 2.2 Secciones transversales de conductos cerrados

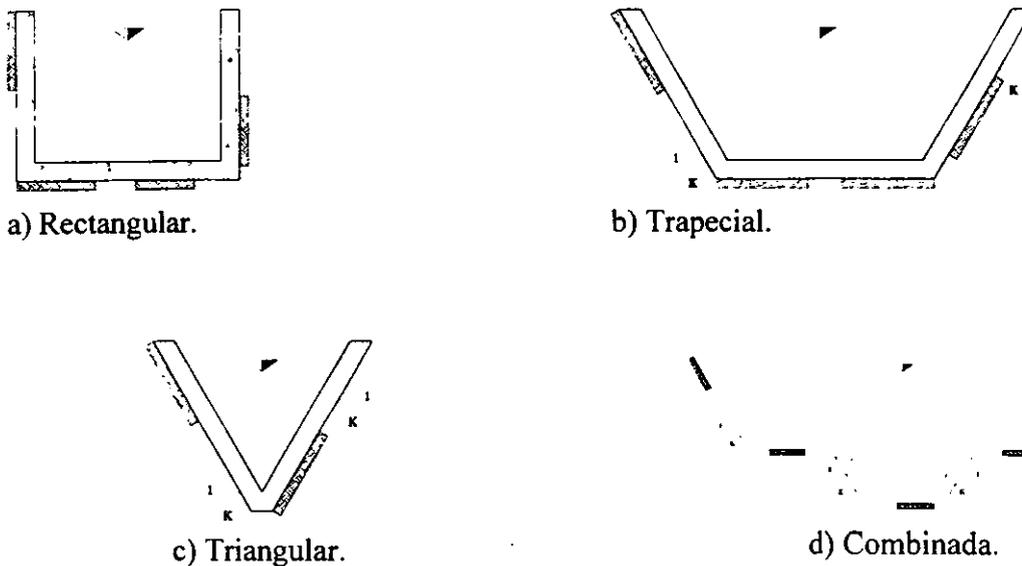


Figura 2.3 Secciones transversales de conductos a cielo abierto

2.3.3 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 cónica 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 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 permiten la ventilación de los mismos. Su existencia en las redes de alcantarillado es vital para el sistema, pues sin ellas, las redes de alcantarillado 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.

2.3.4 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.

- 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.

- 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.

2.3.5 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.

2.3.5.1 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 dicha área 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.

2.3.5.2 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 en una corriente.

2.3.5.3 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 2.4). 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.

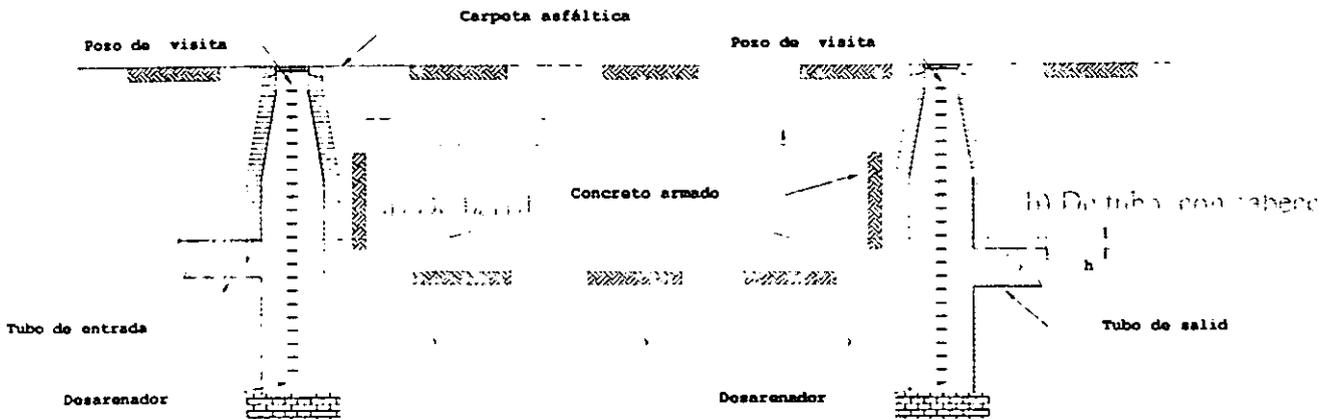


Figura 2.4 Sifón invertido.

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 2.5). En ocasiones, se utilizan puentes carreteros existentes donde se coloca la tubería anclándola por debajo o a un lado de la estructura.

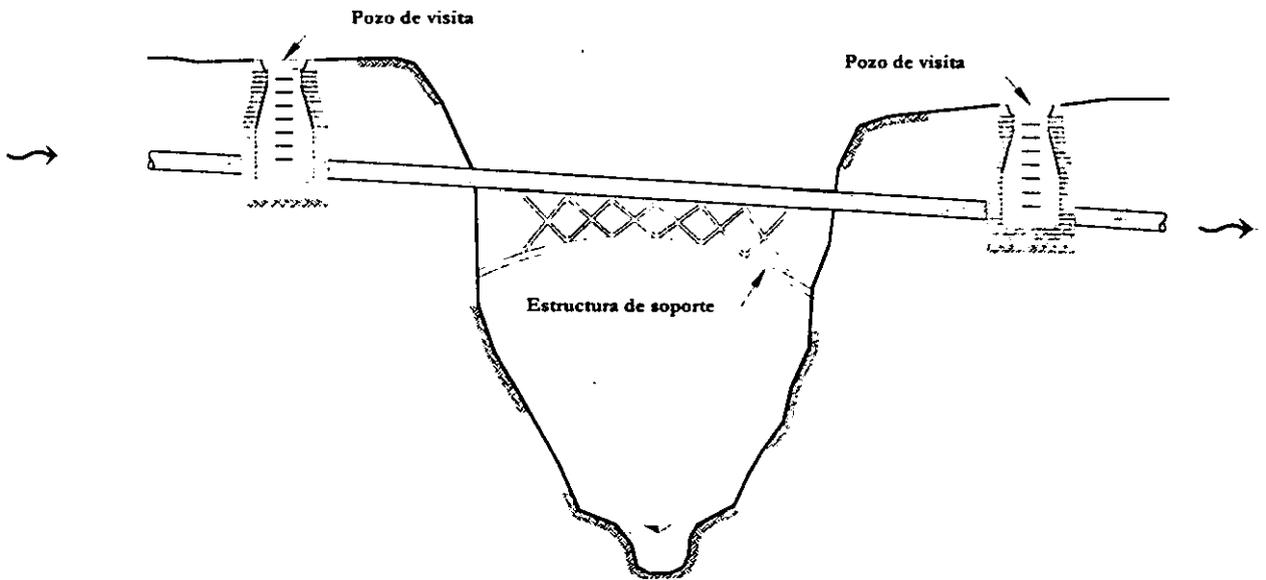
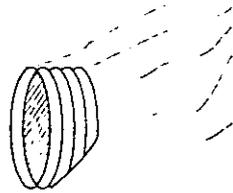
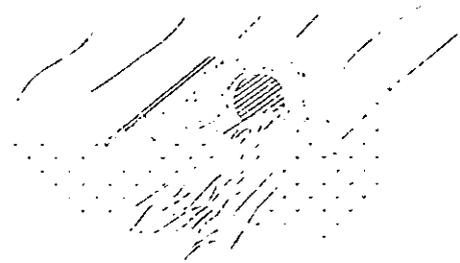


Figura 2.5 Cruce elevado.

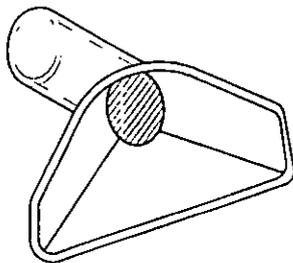
c) Alcantarillas pluviales y puentes. Este tipo de estructuras de cruce son regularmente empleadas en carreteras, caminos e incluso en ciertas calles en localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (figura 2.6). Son tramos de tubería o conductos que se incorporan en el cuerpo 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.



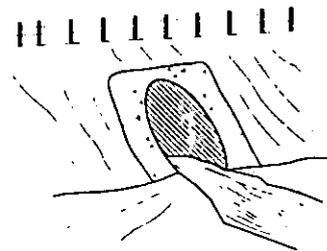
a) De barril.



b) De tubo, con cabecera y aleros.



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



d) De tubo, a paño.

Figura 2.6 Alcantarillas pluviales (ASCE, 1992).

2.3.5.4 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 reúso 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.

2.4 Tipos de redes de alcantarillado

Para recolectar y disponer de las aguas residuales o pluviales de una población o ambas, en la actualidad se han denominado tres tipos de redes o sistemas de alcantarillado de acuerdo con el agua residual que transportan.

2.4.1 Sistema separado de aguas negras

Este tipo de redes se proyectan para desalojar las aguas residuales domésticas e industriales con el fin de alejarlas de la localidad hasta el sitio donde serán tratadas y posteriormente podrían ser reutilizadas en riego de parques y jardines y en industrias (fundiciones, lavadoras de autos etc.)

En este caso, el sistema se proyecta exclusivamente para recoger y conducir únicamente las aguas de lluvia, lo que puede lograrse de dos maneras. La primera, que es muy usual en la actualidad, proyecta conductos por todas las calles de la localidad para atender con este servicio y auxiliarse con sus respectivas estructuras de captación (como son las coláderas pluviales). Estas estructuras sirven para recibir las aguas de lluvia y conducir las a un lugar específico.

La segunda forma es proyectar solo interceptores para conducir las aguas de lluvia captadas en el periodo de la tormenta, evitando así que se acumulen y tomen fuerza de arrastre, lo que causaría grandes inundaciones y daños a la población.

Para mayor claridad de este sistema se muestra la figura 2.7

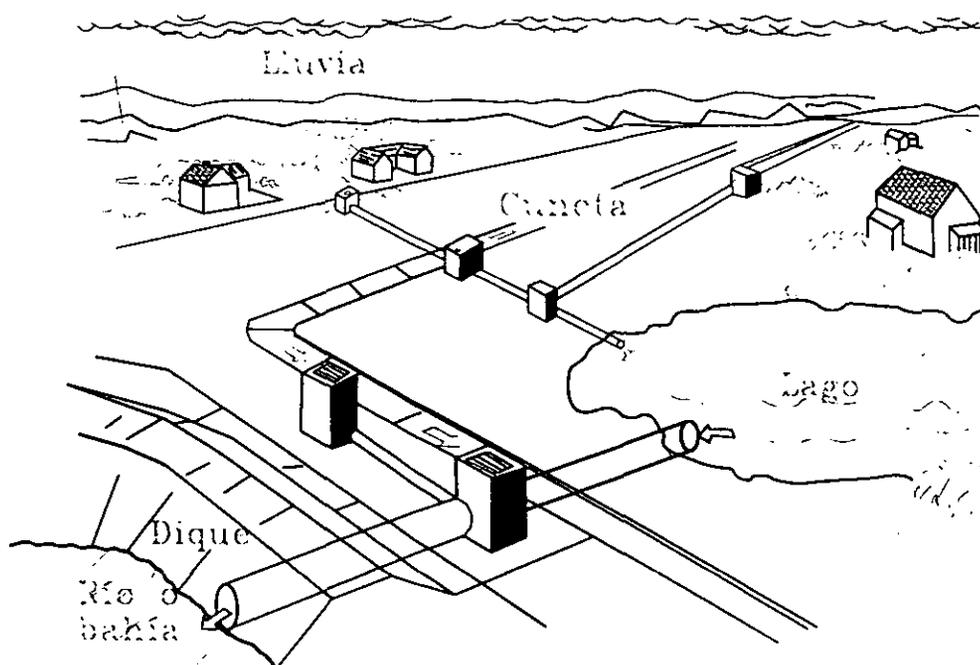


Figura 2.7 Sistema separado.

2.4.2 Sistemas Combinados

Este sistema se proyecta para recoger y conducir conjuntamente tanto las aguas residuales (domésticas, industriales, comerciales, etc.) así como también las aguas de lluvia o pluviales. Para esta solución los conductos resultan sobrados en época de estiaje ya que solo transportan solo aguas residuales (figura 2.8)

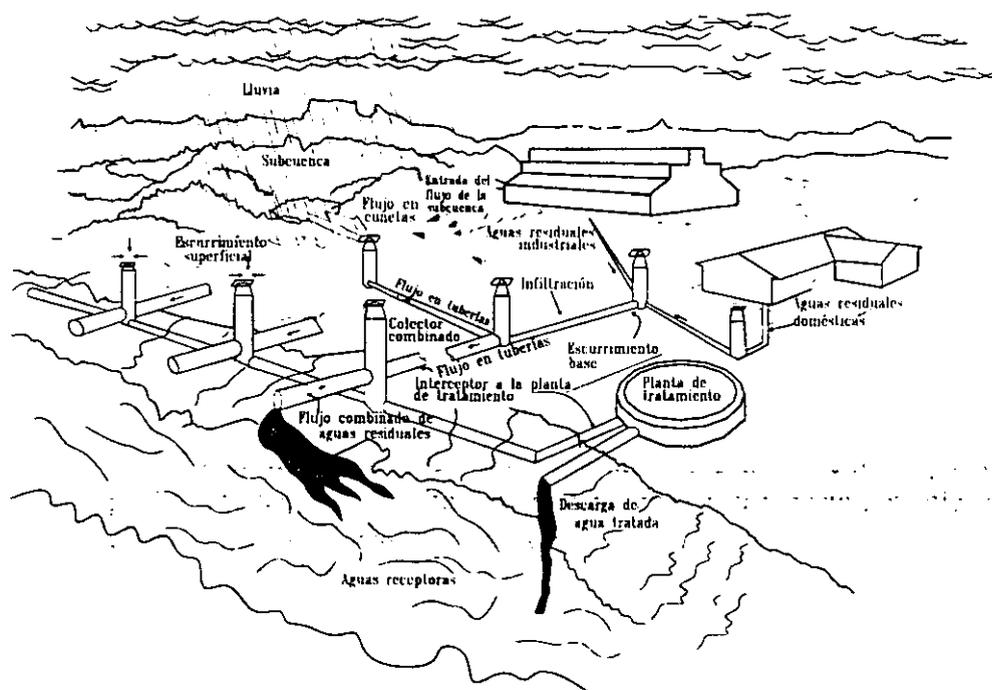


Figura 2.8 Sistema combinado

2.4.3 Elección del tipo de sistema

Para elegir un sistema de alcantarillado se analiza la mayor parte de factores que inciden en el problema a resolver, ya que así se justifica, la elección económicamente y técnicamente.

Por otra parte se deben tomar en cuenta las necesidades de saneamiento de las poblaciones. La prioridad será desalojar las aguas negras o de desechos de las casas, posteriormente, las aguas de lluvia.

Es de suma importancia observar las características económicas de la población y de las condiciones topográficas; ya que de ellas se elegirá que tipo de sistema se tendrá que aplicar a dicha necesidad. Además se considera el tratamiento de dichas aguas negras y las posibles exigencias de bombeo de la red. El bombeo de aguas negras en grandes cantidades encarecería la obra de drenaje.

La topografía juega un papel importante en la elección de los sistemas ya que si la configuración topográfica permite el desalojamiento superficial de las aguas de lluvia, es recomendable optar por el sistema separado de las aguas negras. De lo contrario, si la configuración no permite dicho desalojamiento en forma superficial y además el potencial económico de las poblaciones no puede absorber el costo de las obras de un sistema combinado o pluvial, entonces es prioritario el desalojamiento de las aguas negras por medio de un sistema separado que las conduzca hasta un sitio adecuado.

2.5 Trazo de atarjeas

El trazo de atarjeas es uno de los puntos más importantes en un proyecto de sistema de alcantarillado ya sea combinado o separado; ya que de este trazo dependerá que tan eficiente y bueno sea para desalojar las aguas residuales sin que provoque inundaciones a la zona a sanear.

Por otra parte se debe tomar en cuenta el relieve o topografía del lugar ya que de ella dependerá hacia que dirección deben de estar dirigidas dichas atarjeas para poder localizar y trazar los interceptores mediante el plano topográfico de la localidad, y de esta manera se limitará a priori las áreas de aportación.

Además, para elegir el trazo de las atarjeas se debe elegir un patrón o plan general que se considere más adecuado para la zona en estudio.

Un patrón es la configuración del sistema de alcantarillado, o el trazo principal de las tuberías; ya que dicho trazo dependerá fundamentalmente de la topografía dominante de los sitios de vertido, de la disposición final de las aguas residuales y del trazo dominante de las calles principales de la población.

En resumen, su localización estará de acuerdo con la planeación general de la red y se proyectará desde los límites de la zona por sanear, hasta los colectores y subcolectores siguiendo el recorrido más adecuado y rápido.

Los patrones más usuales son:

Perpendicular.- Este tipo de patrón se utiliza cuando la comunidad que se dotará de este servicio se encuentre a lo largo de una corriente, con el terreno inclinándose suavemente hacia ella. Para esto colocan tuberías perpendiculares a la corriente y se descargan a un solo colector que se encuentre cercano a la corriente, como se muestra en la (figura 2.9)

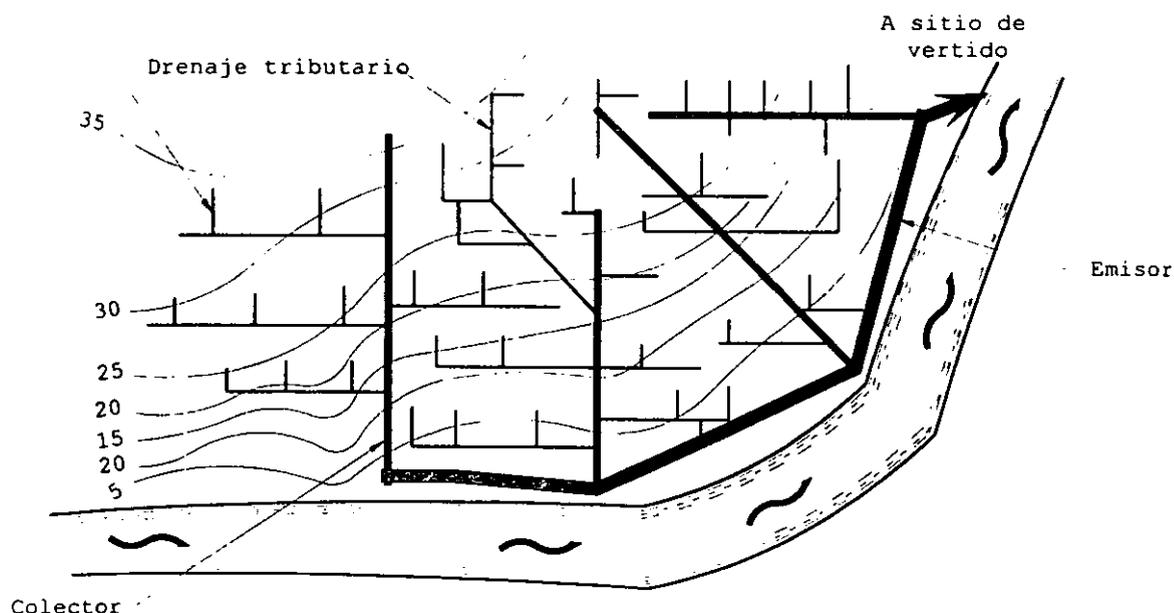


Figura 2.9 Modelo perpendicular

Este modelo es uno de los más usuales en el sistema de alcantarillado pluvial, ya que éste busca la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores.

Radial.- En éste modelo las aguas residuales fluyen hacia fuera desde la zona central de la localidad hacia las tuberías principales. Lo cuál tiene una gran ventaja ya que de esta forma el trazo

de las líneas de la red son relativamente pequeñas y esto provoca que se pueden multiplicarse el número de obras de tratamiento.

Para mayor entendimiento de este modelo obsérvese la figura 2.10

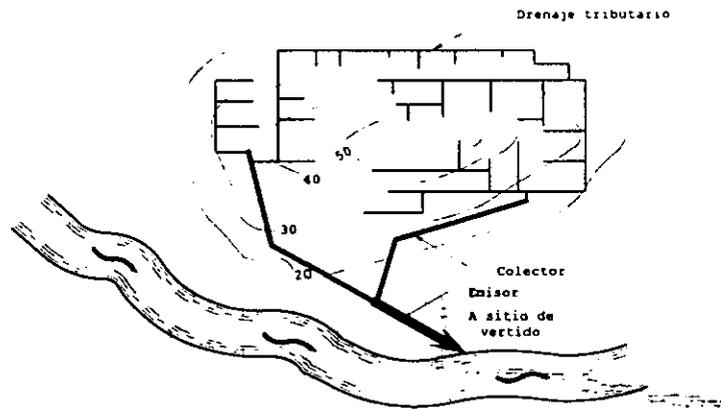


Figura 2.10 Modelo radial

Modelo de interceptores.- Este tipo de modelos se emplea para recolectar aguas residuales o pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas y sin grandes desniveles. Las tuberías principales se prestan para interceptarse por una tubería mayor que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta la planta de tratamiento; ver (figura 2.11).

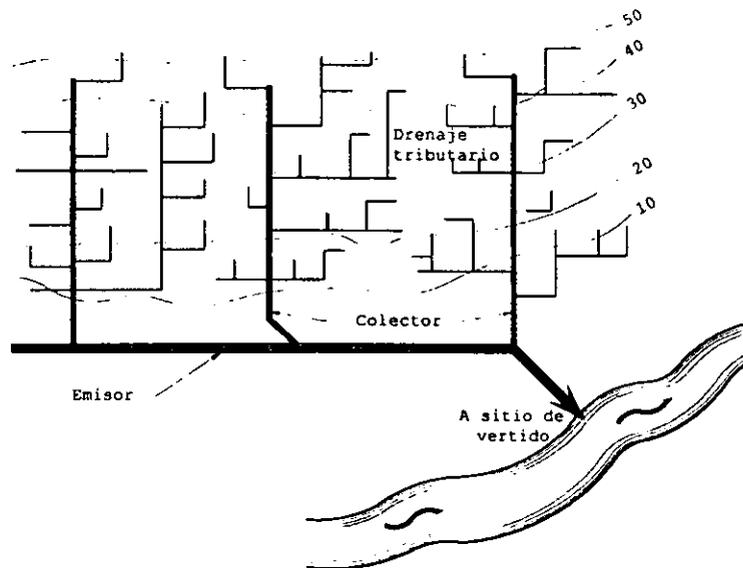


Figura 2.11 Modelo de interceptores

Abanico.- Este tipo de modelos se utiliza cuando la población se encuentra ubicada en un valle en la cual se puede utilizar la convergencia hacia una tubería principal ubicada en el interior de la localidad originando una sola tubería de descarga, tal y como se muestra en la figura 2.12.

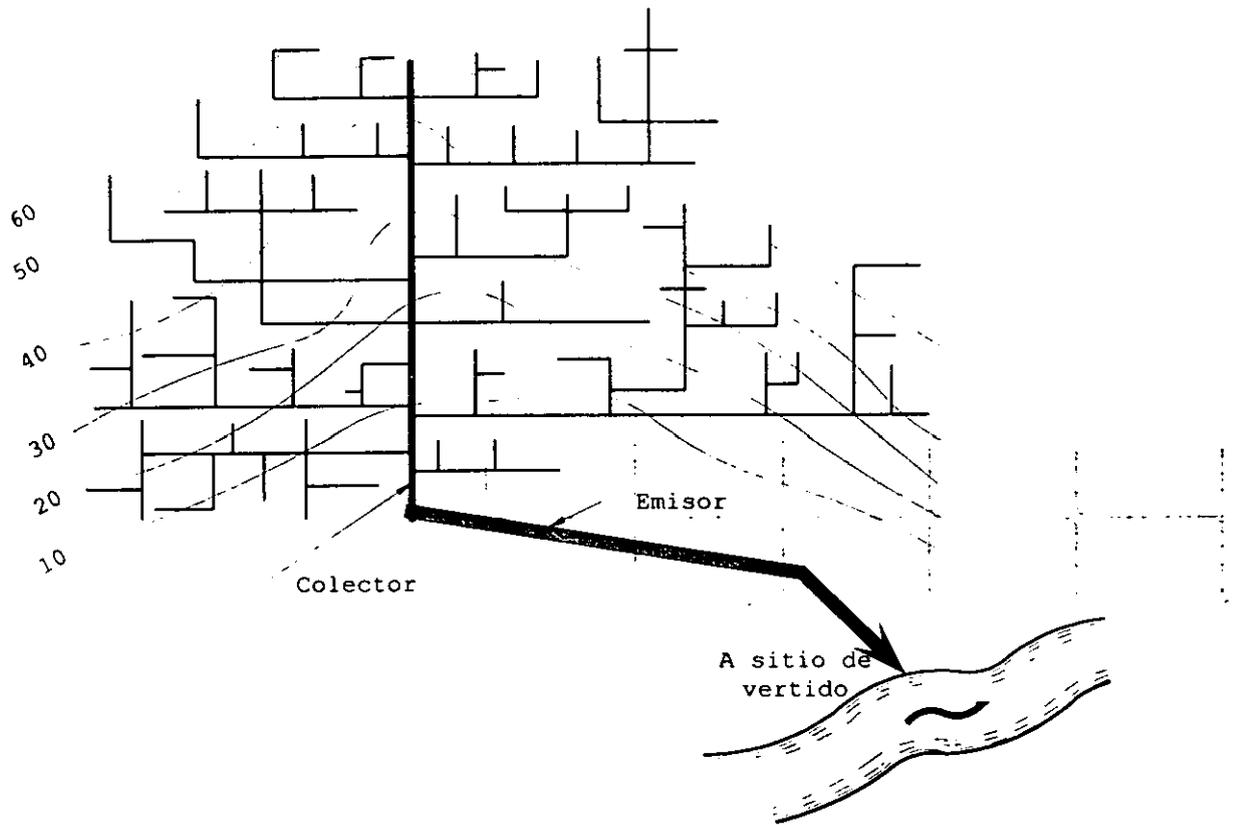


figura 2.12 Modelo de abanico

El trazo de atarjeas generalmente se realiza haciéndolas coincidir con el eje longitudinal de cada calle. Si las calles no están bien definidas o alineadas, deberá procurarse que las atarjeas queden a igual distancia de cada domicilio. Se deben evitarse cambios de dirección en distancias cortas (ya que esto provoca la construcción de un pozo de visita, lo cual incrementaría el costo de construcción del sistema de drenaje).

2.6 Tipos de trazo

Trazo en bayoneta.- Este tipo de trazo se reconoce de una forma rápida ya que siempre su inicio comienza en una cabeza de atarjea y a lo largo de su trayecto se desarrolla en forma de zig-zag o en escalera, la cual presenta deflexiones horizontales o caídas verticales en cada cruceo de calle o en cada pozo de visita hasta su entronque con un subcolector o colector donde descarga.

Ventajas de este tipo de trazo:

- Evita el uso de muchas cabezas de atarjeas.
- Permite un mayor desarrollo de las atarjeas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido gradualmente, desde gastos mínimos hasta gastos máximos para pasar a otra atarjea de mayor diámetro.
- Se logra aprovechar plenamente la capacidad de cada uno de los conductos.

Desventaja:

- El trazo requiere de terrenos con pendientes más o menos estables y definidas sin elevaciones, ontrapendientes o sinuosidades profundas.

La figura 2.13 muestra este tipo de trazo

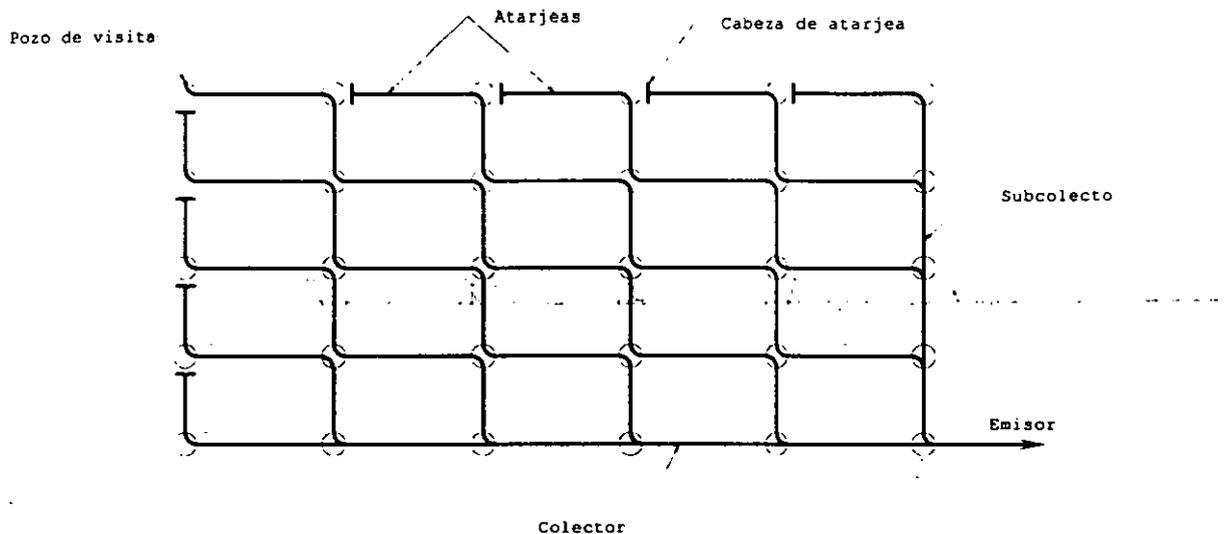


Figura 2.13 Trazo en bayoneta

Trazo en peine.- Este tipo de trazo se realiza cuando las atarjeas tienden al paralelismo. Aunque esto no es necesario, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargan su contenido en una tubería común de mayor diámetro perpendicular a ellas, misma que a su vez vierta en otro conducto mayor.

Ventajas:

Se garantiza que las aportaciones sean rápidas y directas de las atarjeas iniciales a los subcolectores o colectores permitiendo que se establezcan de inmediato en ellos un régimen hidráulico creciente del gasto mínimo al gasto máximo, hasta llegar a la capacidad máxima de diseño para pasar entonces a otro conducto mayor. Con esto generalmente se logra un mayor aprovechamiento de la capacidad de las tuberías.

Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las atarjeas iniciales, lo cual resulta útil en el diseño.

Desventajas:

Debido al corto desarrollo de las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos trabajan por abajo de su capacidad.

En muchas ocasiones, como las atarjeas iniciales son poco profundas, a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada para cada uno de estas atarjeas, lo cual genera un mayor costo de construcción. La figura 2.14 muestra este tipo de trazo.

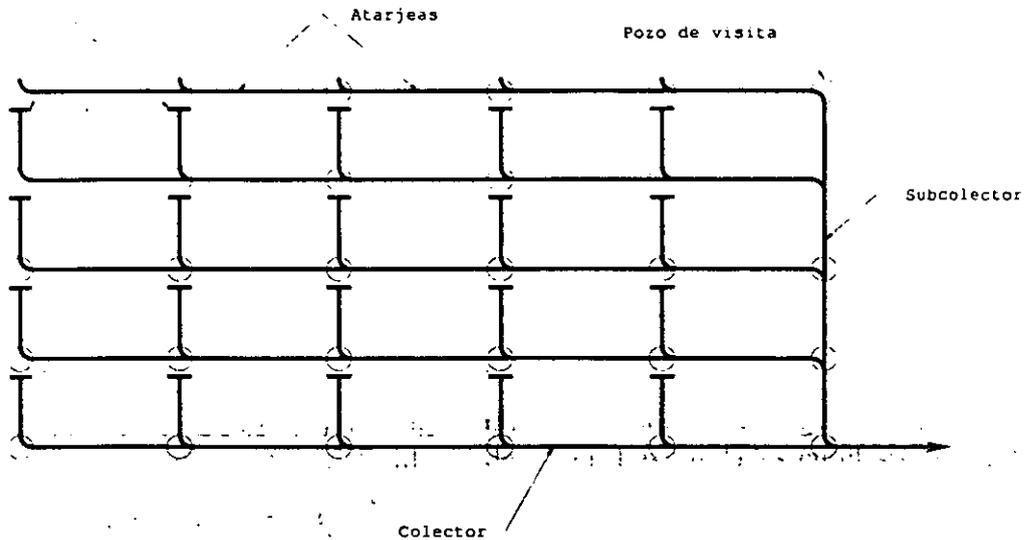


Figura 2.14 Trazo en peine

Trazo combinado.- Es la combinación de los dos trazos anteriores, y aún más, de trazos no definidos obligados por los accidentales topográficos. Existiendo en este caso, un gran número de cambios de direcciones tanto verticales como horizontales por lo que se requieren de estructuras diversas; en especial de pozos, registros, cárcamos de bombeo y sifones invertidos; (figura 2.15).

Se considera que el modelo en bayonetas tiene superioridad sobre los otros, por lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo, este no es el único punto que se considera en la elección del tipo del trazo, pues éste depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

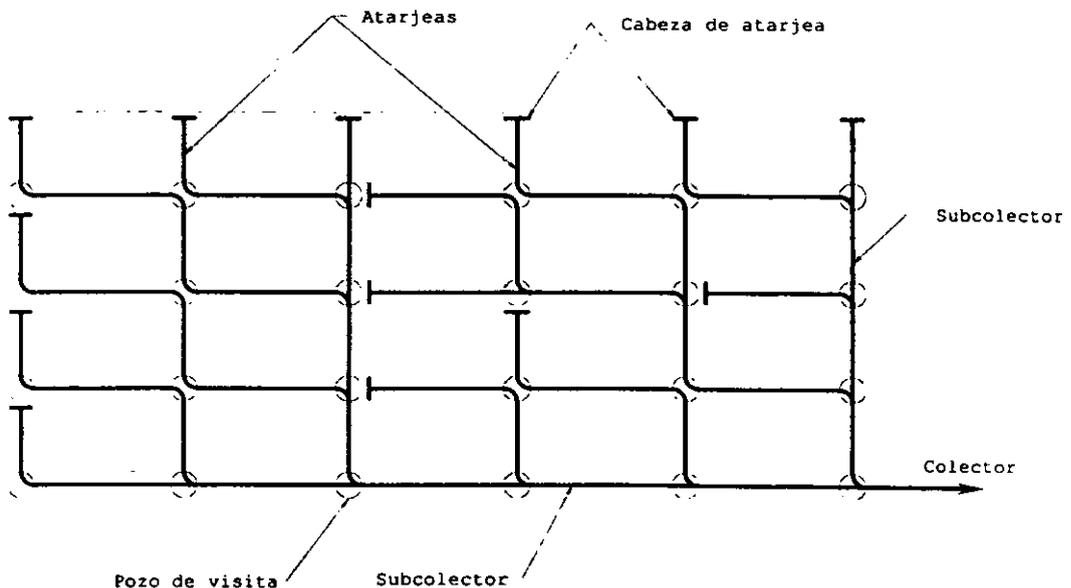


Figura 2.15 trazo combinado

CAPITULO 3

CONCEPTOS DE HIDRÁULICA APLICADOS EN EL DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO

Con efecto de entender algunos conceptos de los fluidos desde un punto de vista de la ingeniería aplicada al alcantarillado de las ciudades se plantean las siguientes definiciones.

3.1 Definiciones.

Presión.- Es el módulo o magnitud de la fuerza normal por unidad de área que actúa sobre una superficie cubierta por el fluido. Sus unidades en el sistema internacional son $kg\ cm^2$

Viscosidad.- Es la propiedad de los fluidos que se opone a su movimiento. Ella causa fricción cuando el fluido se desplaza. Las unidades en el sistema internacional de la viscosidad dinámica son $kg\ \frac{s}{m^2}$.

Esfuerzo Cortante.- Corresponde a una fuerza tangencial entre el área en que actúa. En los fluidos Newtonianos es contrario a su movimiento (esta relacionado con la viscosidad).

Con base en la viscosidad de los fluidos newtonianos, el esfuerzo cortante se expresa como

$$\tau = \mu \frac{\partial v}{\partial y} \quad (3.1)$$

donde τ es el esfuerzo cortante, μ la viscosidad dinámica, v la velocidad del flujo y y la distancia vertical desde la superficie donde se genera este esfuerzo.

Fricción.- Es la fuerza que se opone al movimiento y actúa en sentido contrario a la velocidad. Ella depende del tipo de fluido y de la configuración física o patrón de flujo. Se debe a la viscosidad o turbulencia.

Fluido.- Es aquella materia que es incapaz de resistir fuerzas o esfuerzos cortantes sin desplazarse. Se clasifican en líquidos y gases.

a) **Fluidos líquidos.-** Son aquellos fluidos que están sometidos a fuerzas intermoleculares que lo mantienen unidos de tal manera que su volumen esta definido por el recipiente que lo contiene y puede tener una superficie libre; además tienen una característica que los identifica fácilmente, son ligeramente compresibles y su densidad varía poco con la temperatura o la presión.

b) **Fluidos gaseosos.-** Este tipo de fluidos consta de partículas en gran movimiento que chocan unas a otras, las cuales al impactarse estas se dispersan de tal modo que dichos fluidos no tienen forma ni volumen definido y llenan completamente el recipiente cerrado en el cuál se coloquen.

3.1.1 Variables hidráulicas

Se entiende por variables hidráulicas a aquellas características del flujo cuya determinación es importante para el diseño y de funcionamiento hidráulico. En su manejo se emplean el Sistema Internacional de Unidades (donde se considera a la masa como unidad básica y por consiguiente, la fuerza es unidad derivada.)

Entre estas variables 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 con flujo a presión.

Para la determinación de las variables hidráulicas se requiere el uso de una sección transversal de una conducción (figura 3.1).

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). El cual se mide en forma perpendicular al fondo de la conducción. La relación entre ambos es

$$d = y \cos \theta \quad (3.2)$$

donde θ es el ángulo formado entre el fondo del canal y la horizontal. Cuando este ángulo es pequeño (menor a 10°), como sucede usualmente en la práctica, entonces y y d son aproximadamente iguales.

b) Nivel del agua (h): Es la distancia vertical a la superficie libre del agua del plano horizontal de referencia (m).

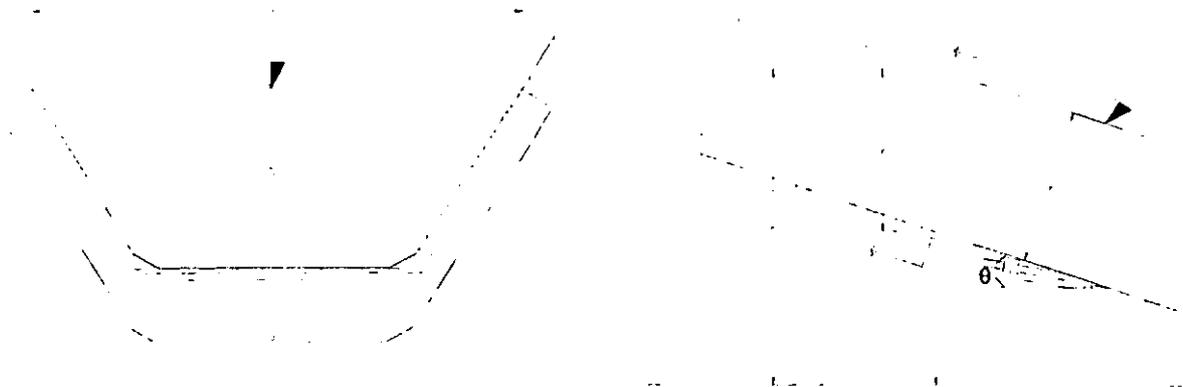


Figura 3.1 Parámetros hidráulicos en una conducción con superficie libre.

c) Área hidráulica (A): Es el 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 superficial (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 o profundidad hidráulica (Y): Se define como el cociente del área hidráulica entre el ancho superficial (m):

$$Y = \frac{A}{B} \quad (3.3)$$

Cuando se tiene un flujo en una sección onda se emplea al tirante hidráulico en lugar del tirante.

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

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.4)$$

3.2 Clasificación del flujo.

La identificación del tipo de flujo en una conducción es esencial para el diseño de redes ya que algunos métodos son solo 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 transversal 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 conveniente que una red de alcantarillado funcione con superficie libre, en adelante se dará mayor énfasis a los 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 en un cauce o la influencia de la marea en un río cerca de su desembocadura al mar son flujos no permanentes.

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 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 cambia con la distancia.

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.

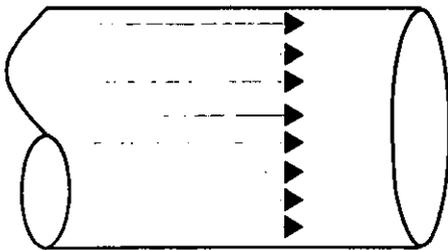
Cuando dominan las fuerzas debidas a la viscosidad del fluido, el flujo se denomina *laminar* porque las partículas del agua parecen desplazarse en pequeñas capas con trayectorias suaves. En cambio, cuando las fuerzas generadas por la gravedad o inercia del flujo tienen mayor influencia, se le denomina *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 fuerzas inerciales con las viscosas como :

$$R = \frac{VL}{\nu} \quad (3.5)$$

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

En la figura 3.2 se ilustran estos tipos de flujos mediante las trayectorias que siguen las partículas del fluido.



Flujo laminar



Flujo turbulento

Figura 3.2 Comportamientos de los flujos laminar y turbulento.

Por otro lado, también se puede notar que a medida que la velocidad del fluido aumenta, el flujo cambia de laminar a transición y a turbulento.

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)
Laminar	$Re < 2,300$	$Re < 500$
De transición	$2,300 \leq Re \leq 4,000$	$500 \leq Re \leq 12,500$
Turbulento	$Re > 4,000$	$Re > 12,500$

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

$$v_* = \sqrt{gRS_f} \quad (3.6)$$

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

Conocida la velocidad al cortante, puede evaluarse el siguiente parámetro:

$$\frac{kv_*}{\nu} \quad (3.7)$$

siendo k la altura promedio de las irregularidades existentes en las paredes de una conducción (m), denominada como "rugosidad equivalente", y ν la viscosidad cinemática del agua (m^2/s).

Si el parámetro definido por la ecuación 3.7 es menor a 4, el flujo es con pared hidráulicamente lisa; si se encuentra entre 4 y 100, se encuentra en el intervalo de transición entre pared lisa y rugosa 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 se clasifica 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:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (3.8)$$

donde IF es el número de Froude. V es la velocidad media del flujo (m/s), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2) y Y es el tirante hidráulico (m) definido según la ecuación 3.3.

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

3.3 Flujo en Alcantarillas

Funcionamiento del conducto. Una red de alcantarillado pluvial puede estar formada frecuentemente por conductos abiertos (cauces naturales) y cerrados.

El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales solo puede darse a superficie libre; en cambio, en los conductos cerrados el flujo del agua puede ser a superficie libre (sección transversal parcialmente llena) o a presión (sección llena).

3.3.1 Flujo en conductos cerrados

El flujo en conductos cerrados puede ser a presión o con superficie libre. En las redes de alcantarillado se recomienda que los conductos se diseñen para trabajar con superficie libre para el gasto máximo; sin embargo, en ocasiones entran a presión por obstrucciones o hundimientos de uno de los extremos del conducto.

Mas adelante de este trabajo se presenta las formas en que pueden calcularse los flujos en colectores de alcantarillado pluvial.

3.3.2 Flujo a presión.

El cálculo del flujo a presión en tuberías (considerando flujo permanente) 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 encontrados por métodos hidrológicos, por lo que en realidad 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 y de energía. Además, se recomienda emplear la ecuación de Darcy-Weisbach para calcular las pérdidas de carga.

3.3.3 Flujo con sección parcialmente llena.

Se acostumbra diseñar los conductos de una red de alcantarillado para que trabajen con superficie libre, por ejemplo, al 80% de su diámetro al conducir el gasto de diseño por ser máximo el flujo para esta relación. Por ello resulta importante el cálculo del flujo en tuberías con sección parcialmente llena.

Las ecuaciones del flujo de fluidos en conductos cerrados pueden derivarse tanto de consideraciones teóricas como empíricamente. Las ecuaciones de Poiseuille para flujo laminar y la ecuación universal de Darcy-Weisbach son ejemplos de ecuaciones deducidas teóricamente. Las fórmulas de Manning y Hazen-Williams son utilizadas para proyectar alcantarillas y conducciones forzadas, son ejemplos de ecuaciones obtenidas experimentalmente.

3.4 Velocidades y tirantes en una red de alcantarillado.

Las velocidades mínimas (Vel. mín) permisibles son aquellas que no admiten la sedimentación de limos y materiales orgánicos o mineral ligero y/o los sólidos en suspensión. Las siguientes son las cifras recomendables:

Vel. mín. a tubo lleno	0.60 m/seg.
Vel. mín. a medio tubo	0.30 m/seg.
Vel. mín. recomendable	0.45 m/seg.

En contrapartida, la velocidad máxima (Vel. máx.) permisible será aquellas que no produzca erosión en la tubería ni dislocamiento en las juntas. La recomendación es :

Vel. máx. permisible para aguas negras	3.00 m/seg.
Vel. máx. permisible sistema combinado	5.00 m/seg.
Vel. máx. permisible sistema pluvial	8.00 m/seg.

Tirante mínimo y velocidades mínima y máxima.

El tirante mínimo cuando la velocidad mínima permisible sea de 0.30m/seg., será igual o mayor a 1.50 cm, para que pueda arrastrar las partículas en suspensión .

Cuando la velocidad sea la máxima permisible de 3.00 m/seg. (aguas negras), el tirante mínimo deberá ser igual o mayor a 1.00 cm.

En el inciso 4.2.2 se amplían estos conceptos.

CAPITULO 4

DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO

Cuando se presenta una lluvia en una localidad, el agua escurre por las calles y por el terreno natural hacia las partes bajas, donde puede finalmente acumularse o se dirigen hacia los arroyos naturales. A fin de evitar que el agua se almacene o sus corrientes causen daños y molestias a la población, se construyen las redes de alcantarillado pluvial que 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 que dicho sistema sea eficiente y a la vez económico. Por ello, se han desarrollado métodos de diseño que involucran comprender los conceptos presentados en los capítulos anteriores a fin de aplicarlos en conjunto con recomendaciones constructivas para la conservación y mantenimiento de la red de tuberías. Dichos métodos pueden modificarse a juicio del proyectista, variando especialmente la forma de calcular la lluvia y los gastos de diseño correspondientes, pero atendiendo a la normatividad 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 determinación 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 siguientes reglas:

- 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, evitando en lo posible, las conducciones por bombeo.

Durante el diseño se lleva a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de conductos a fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos para las tuberías sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo. Además, se deben tener en cuenta aquellas consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar fallas por razones estructurales o trabajos continuos 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 período económico de diseño.

4.1. Estudios preliminares

Para llevar a cabo las diversas etapas que requiere la construcción de un sistema de red de alcantarillado, se debe realizar una investigación previa, con el fin de recabar la información necesaria para elaborar el proyecto.

La información requerida es la siguiente:

- Nombre completo de la localidad, municipio y estado a que pertenece.
- Coordenadas geográficas y altitud media (x, y, z).
- Población según el último censo oficial.
- Población actual.
- Clima.
- Comunicaciones.
- Aspecto de la localidad indicando tipo de edificaciones.
- Localización en un plano de vías de comunicación actualizado.

4.1.1 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.

Red existente.

Plano actualizado de la red de alcantarillado indicando:

- Escala.
- Nombres de 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 de escurrimiento en cada tramo.
- Sitio de vertido.
- Estructuras y obras accesorias existentes.
- Planos actualizados de las obras, tales como:
 - Pozos de visita.
 - Estructuras de vertido.
 - Sifones invertidos.

- Cruces.
- Plantas de bombeo.

4.1.2 Información topográfica

Uno de los aspectos más importantes para la realización de todo proyecto de alcantarillado pluvial, es 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:

<i>Tipo de plano</i>	<i>Orientación</i>	<i>Escalas</i>
Planta	Única	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 siguientes datos:

- Planimetría, ubicando paramentos, banquetas, líneas eléctricas, tuberías de agua potable y cajas de operación de válvulas, conductos, 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, conductos de gas, etc., existentes.

Cuando se elabora un proyecto de rehabilitación 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.

4.1.3 Información adicional para el proyecto

Uso del suelo.

A) Plano de zonificación por tipo de actividad; el cual debe especificar con la mayor claridad posible las zonas habitacionales, fabriles, comerciales, recreativas, agrícolas, etc. Así mismo, se debe identificar la zona de la localidad que actualmente esté poblada y las zonas de probable crecimiento futuro. Es importante que se definan las zonas urbanas.

B) Planos de instalaciones subterráneas:

Son los planos existentes y en proceso de construcción (planes maestros).

- Agua potable.
- Alcantarillado sanitario.
- Gas.

- Teléfono.
- Luz.
- Plano de detalle de las estructuras y obras accesorias.

C) Estructuras y obras accesorias

Planos topográficos detallados de probables sitios para estaciones de bombeo, sifones invertidos, obras de vertido, etc.

4.1.4 Datos Básicos.

- a) Período de retorno (años).
- b) Area por drenar (ha).
- c) Sistema aguas pluviales.
- d) Coeficiente de escurrimiento (adimensional).
- e) Intensidad de lluvia (mm/h).
- f) Método racional, gráfico alemán, R. R. L., hidrograma unitario ó de Chicago.
- g) Fórmulas 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.).

4.2 Normas de Diseño

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.
- 4) Se tienen volúmenes de excavación reducidos, procurando dar a las tuberías la profundidad mínima indispensable para resistir cargas vivas y evitar rupturas de las tuberías.
- 5) Sea 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.

4.2.1 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 costos de conservación y de operación del sistema.

4.2.2 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 impide la erosión de las paredes del conducto. Se les llama velocidades mínima y máxima respectivamente.

A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 0.60 m/s; cuando el flujo es a tubo lleno, es de 0.90 m/s. La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso, dependiendo de la resistencia del material de la tubería (tabla 4.1).

Tabla 4.1 Velocidad máxima permisible.

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0
Policloruro de vinilo (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.

4.2.3 Pendientes de diseño

La pendiente de las tuberías debe ser tan semejante como sea posible a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

a) Pendientes mínimas

Casos normales. Son aquellas en que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 90 cm/s a tubo lleno.

Casos excepcionales. Comprenden 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 0.60 m/s, con un tirante igual o mayor de 3.0 cm.

b) 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.

4.3 Zanjas para la instalación de tuberías

Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o con una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, tipo de tubería y características del terreno.

Las tuberías para drenaje pluvial normalmente se instalan enterradas. Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que éstas se instalen en condiciones de zanja, de acuerdo a lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o lo indicado en los siguientes párrafos.

4.3.1 Anchos de zanjas

En la tabla 4.2 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 de ademe. Si es indispensable el empleo de ademe, el ancho de la zanja debe ser igual al indicado en la tabla 4.2 más el ancho que ocupe el ademe.

Tabla 4.2 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

4.3.2 Profundidad de zanjas

La profundidad de las excavaciones de las zanjas 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 de la tubería, para evitar rupturas de ésta ocasionadas por cargas vivas.

En la práctica, se recomiendan los valores de la tabla 4.3 para establecer el colchón mínimo.

Tabla 4.3 Colchón mínimo para tuberías.

Diámetro del tubo	Colchón mínimo (cm)
Tuberías con diámetro de hasta 45 cm	90
Tuberías con diámetros mayores a 45 cm y hasta 122 cm	100
Tuberías con diámetros mayores a 122 cm	150

Los colchones mínimos indicados anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificando cada caso. Los principales factores 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, debiendo evitarse 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.

La experiencia ha demostrado que hasta cuatro metros de profundidad, el conducto principal resulta más económico que emplear atarjeas laterales o madrinas.

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 excavarse 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.

4.3.3 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 4.1 se indican los nombres que se les da a las partes de un tubo.

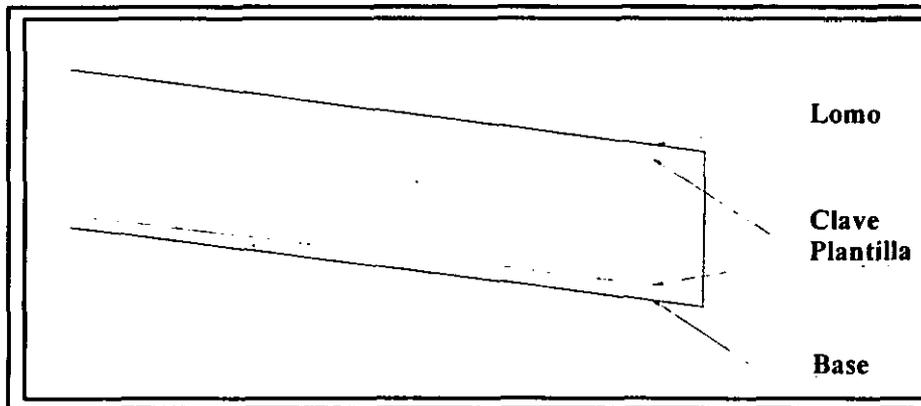


Figura 4.1 Partes de un tubo

4.4 Tipos de pozos

Un sistema de alcantarillado, ya sea que se trate de la conducción de aguas negras, pluviales o ambas, consta de estructuras básicas y conexas.

4.4.1 Estructuras básicas

Son aquellas estructuras que tienen como principal objetivo el de recoger y transportar las aguas residuales de precipitación o domésticas. El cual componen el esquema principal del sistema de la red de alcantarillado.

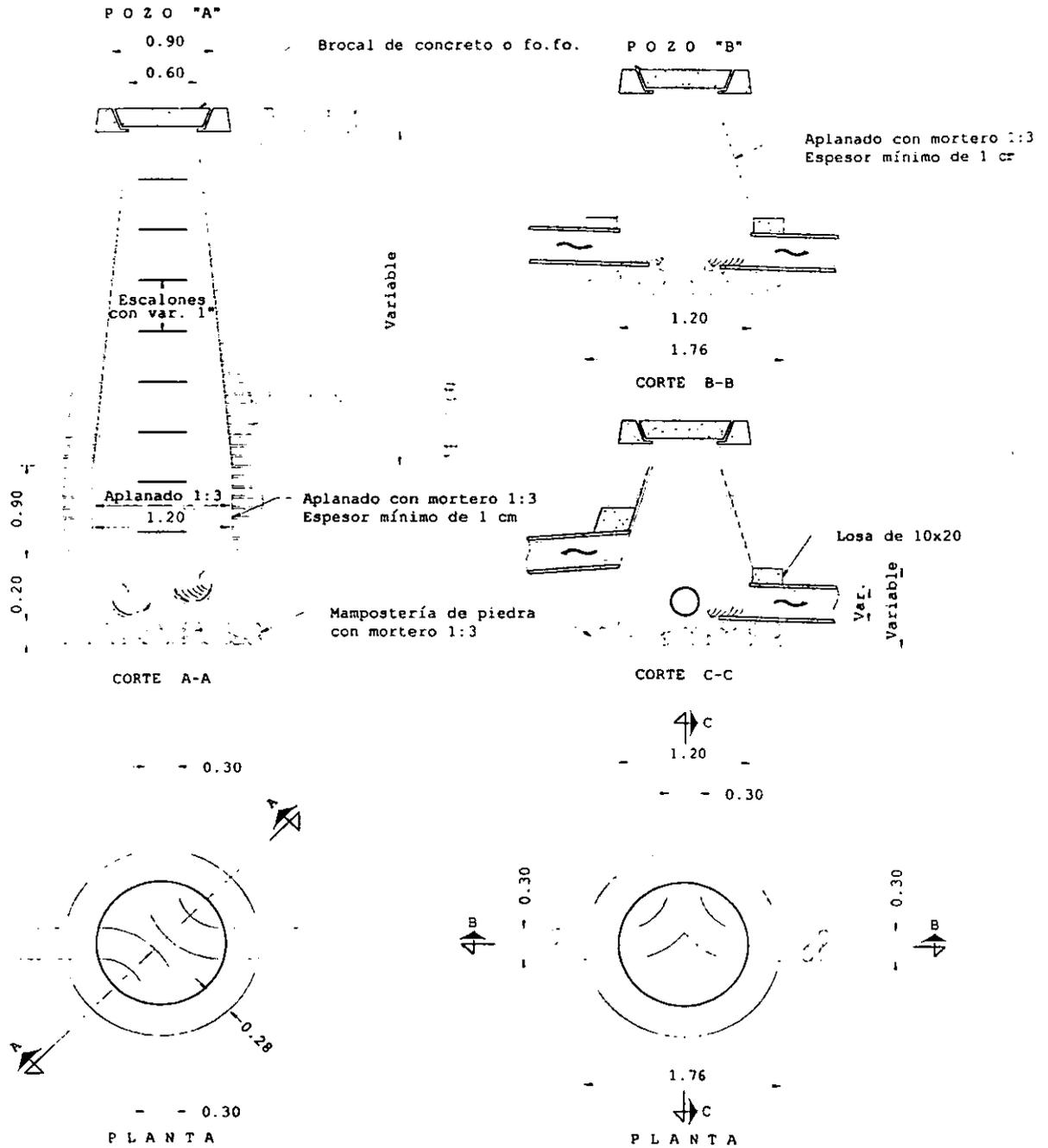
4.4.2 Estructuras conexas

Son aquellas estructuras que tiene como finalidad el de dar a la red de alcantarillado una mayor eficiencia en su desempeño por la cual ha sido diseñada, ya que dichas estructuras permiten que las estructuras básicas estén ligadas entre sí y de esta forma trabajen mejor en conjunto.

Las estructuras conexas que componen una red de alcantarillado son:

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 4.2).

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 4.3).



NOTAS:

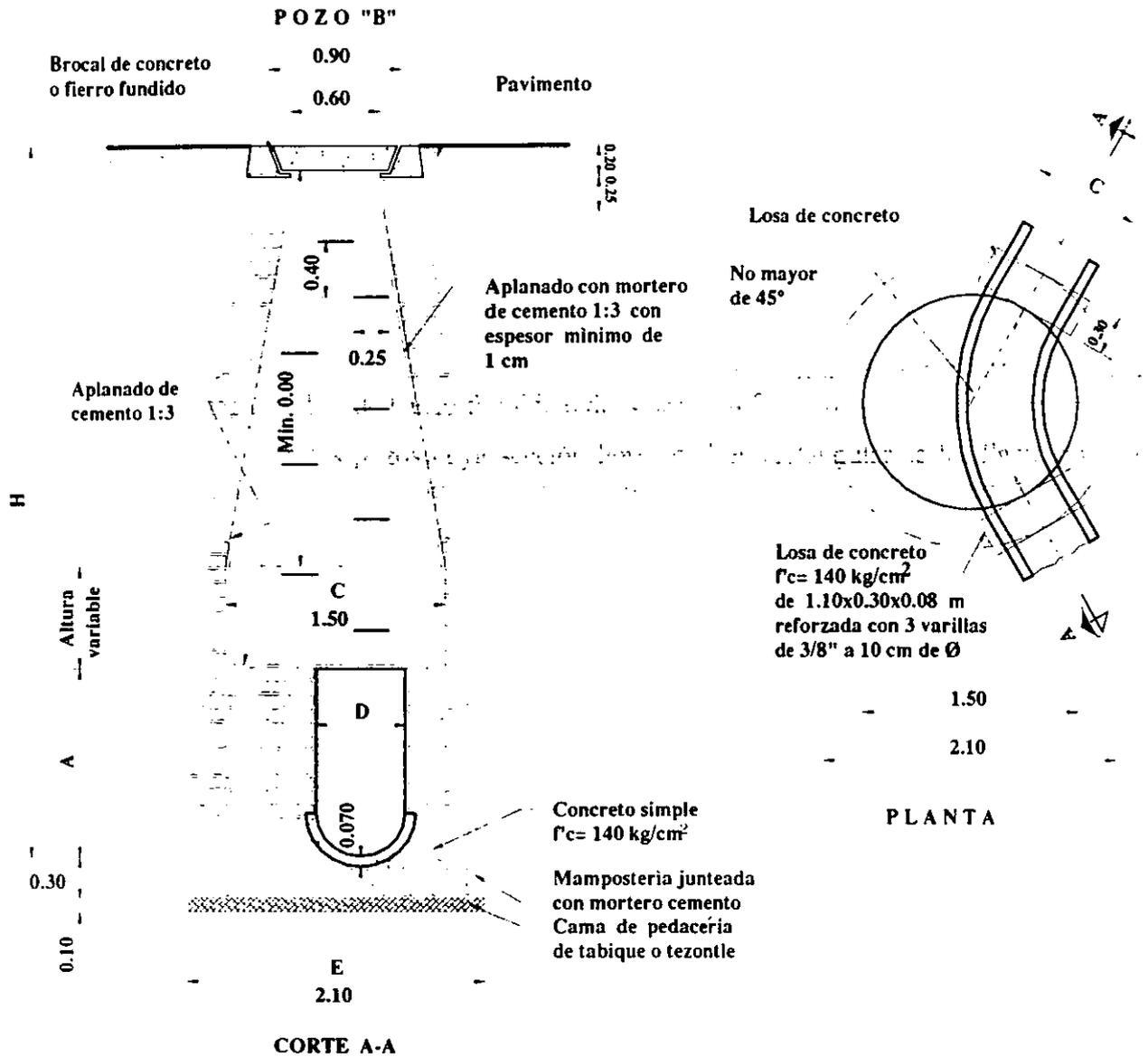
Acotaciones en metros

El pozo tipo "A" se usará para profundidades mayores de 2.50 m.

El pozo tipo "B" se usará 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 República Mexicana, de la extinta S.A.H.O.P.

Figura 4.2 Pozo de visita común



DIAMETRO (m) D	A (m)	PROF. MINIMA-H (m)	C (m)	E (m)
0.76	0.91	2.25	1.10	1.70
0.91	1.07	2.35	1.30	1.90
1.07	1.24	2.50	1.50	2.10

NOTAS:

Este proyecto de pozo, se empleará en tubería de 1.22 m de diámetro de pozo recto.

Acotaciones en metros.

Esta figura es copia del plano V.C. 1986 de las Normas de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la Republica Mexicana, de la extinta S.A.H.O.P.

Figura 4.3 Pozo de visita especial

c) **Pozo para conexiones oblicuas.** Estas estructuras son idénticas en forma y dimensiones a las comunes y su empleo se hace necesario por razones económicas en la conexión de un conducto de hasta 0.61 m de diámetro a un subcolector o colector cuyo diámetro sea igual o mayor de 1.22 m (figura 4.4).

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.

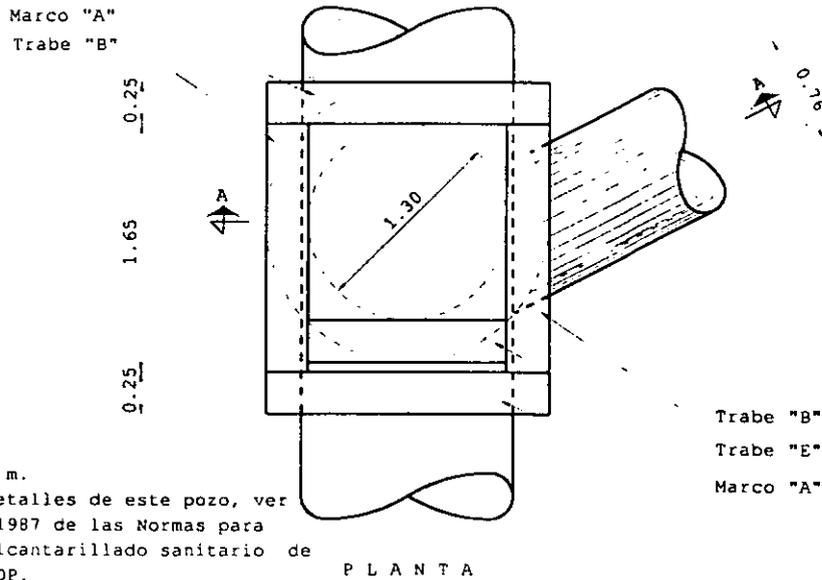
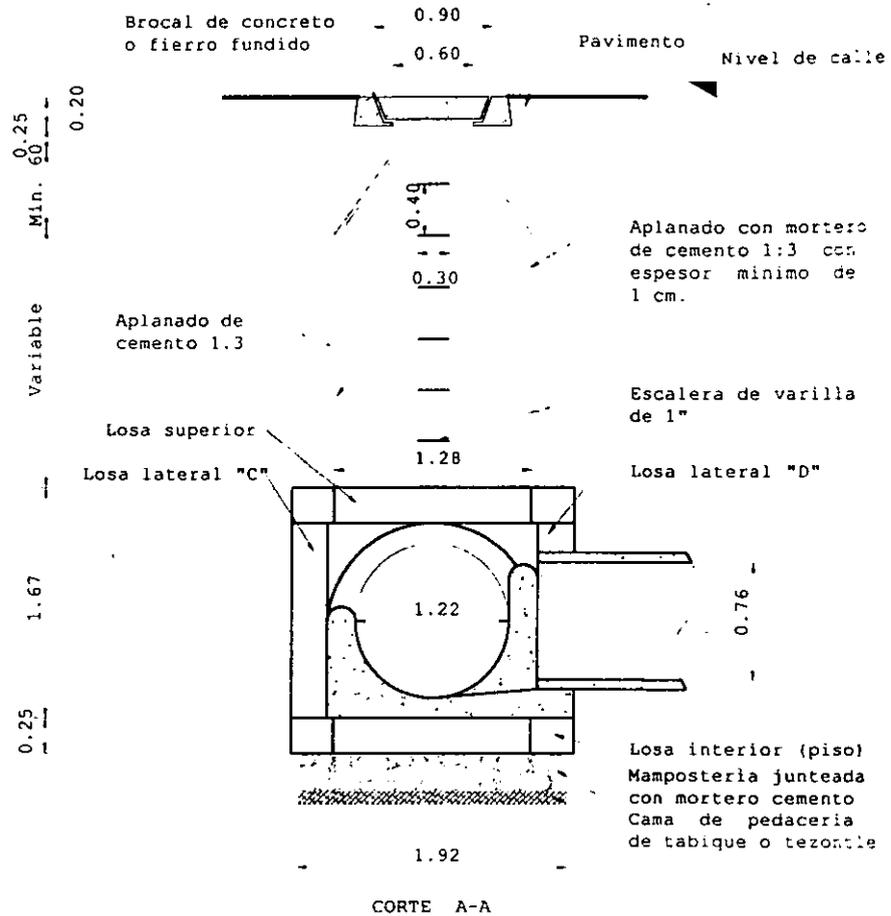
d) **Pozo caja.** Estas estructuras están constituidas por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos de visita; su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular y la vertical es rectangular.

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.

A los pozos cuya sección horizontal es rectangular se les llama pozos caja, se construyen para tuberías de 0.76 a 1.22 m y entronques de 0.38 a 0.76 m (figura 4.5).

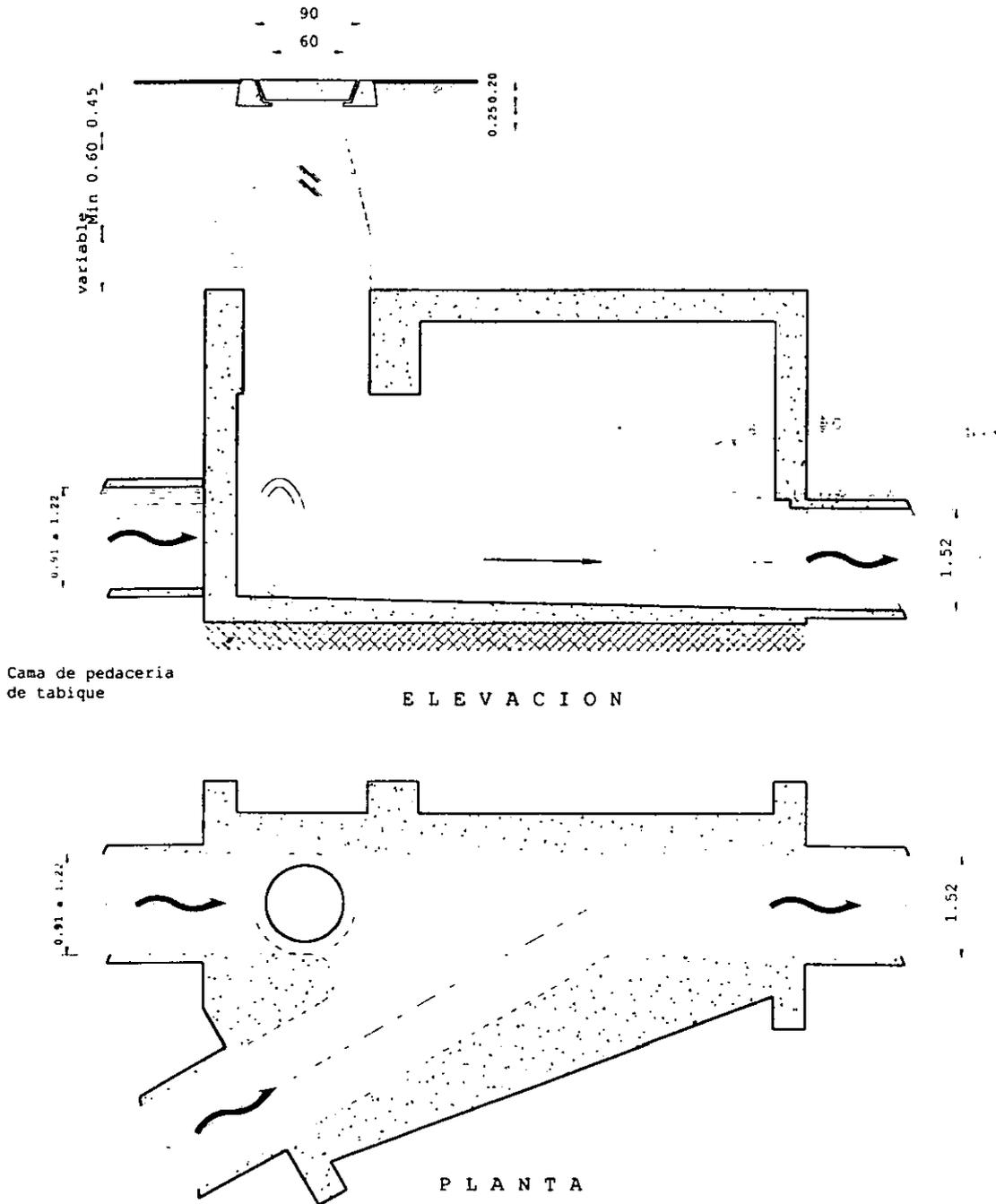
e) **Pozo caja unión.** La diferencia de este tipo de pozo con el de caja consiste en que la sección horizontal es de forma irregular, se utilizan para tuberías de 1.52 m y entronque de 0.91 m a 1.22 m (figura 4.6).

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 1.22 a 3.0 m (figura 4.6).



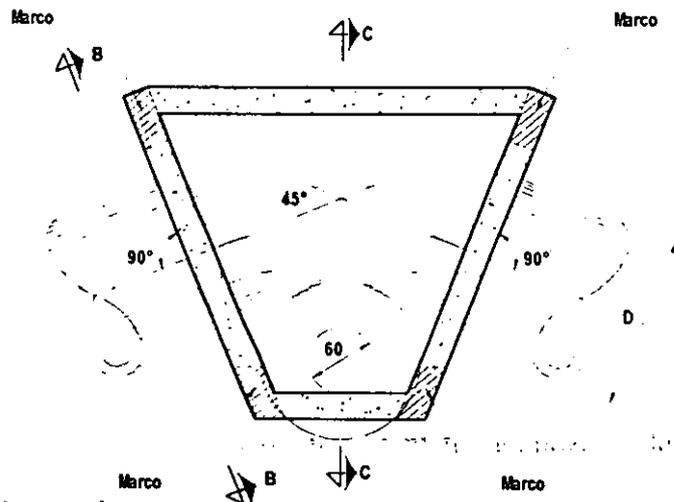
NOTAS:
 Acotaciones en m.
 Para mayores detalles de este pozo, ver el plano V.C. 1987 de las Normas para Proyectos de Alcantarillado sanitario de la extinta SAHOP.

Figura 4.5 Pozo caja

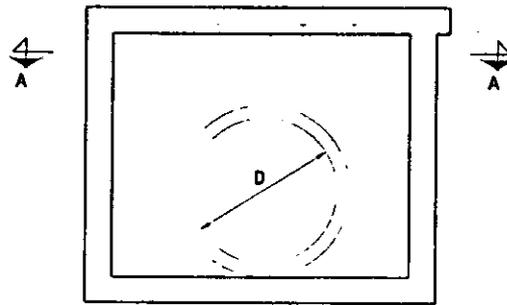


NOTAS :
 Acotaciones en metros.
 Para mayores detalles de este pozo ver el plan
 V.C. 1989 de las normas de proyecto para obras
 de alcantarillado, de la extinta SAHOP.

Figura 4.5 Pozo caja unión



PLANTA SEGUN CORTE A-A

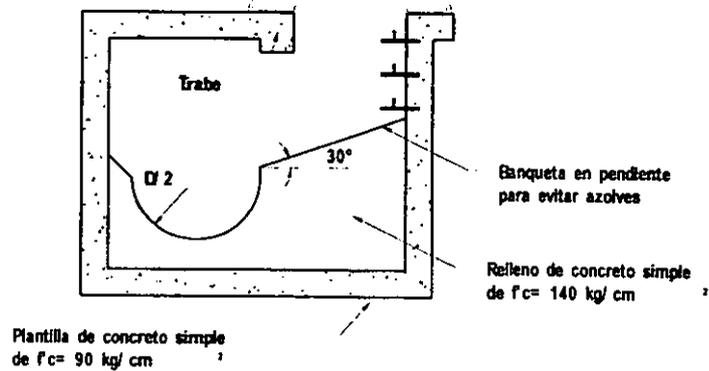


PLANTA SEGUN CORTE B-B

Escalera marina

NOTAS:

Para mayores detalles de este pozo, ver el plano V.C. 1988 de las Normas para proyecto de alcantarillado, de la extinta SAHOP.



Plantilla de concreto simple de f'c = 90 kg/cm²

ELEVACION SEGUN CORTE C-C

Figura 4.6 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.

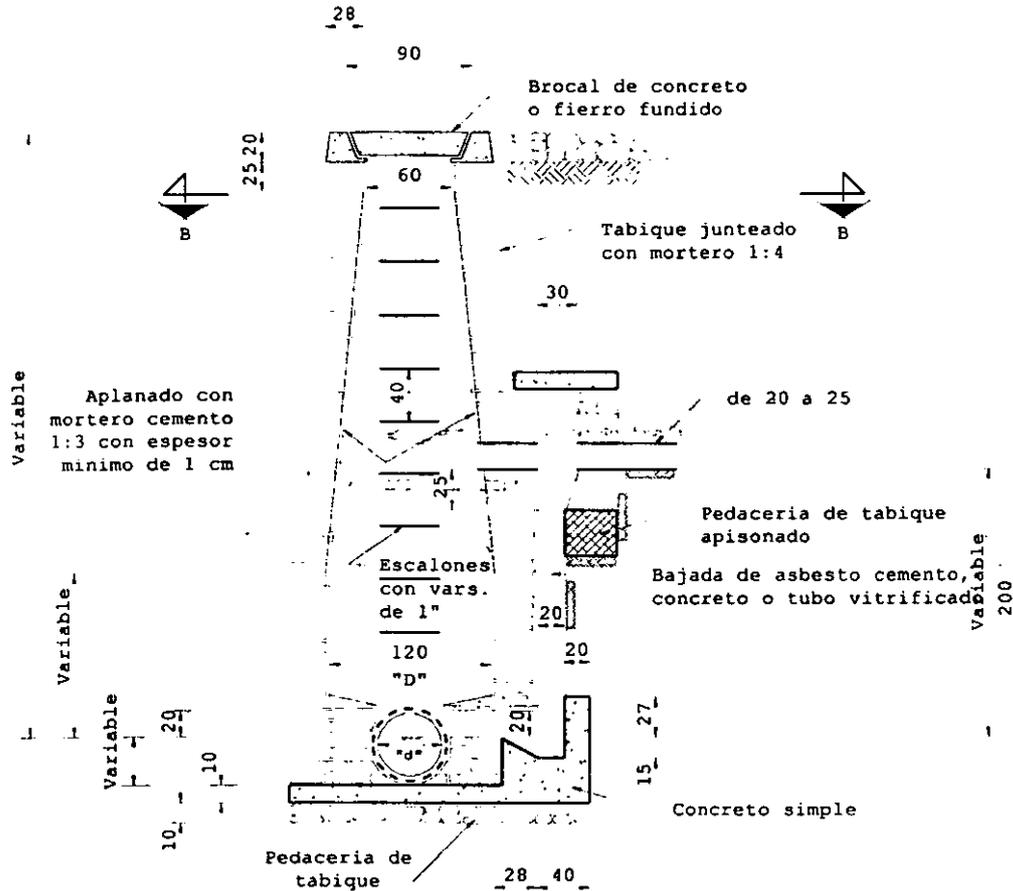
Se instalan entre tramos en los que los tubos tendrían pendientes muy fuertes, las que ocasionarían velocidades mayores a las permitidas y costos de excavación elevados.

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 0.20 o 0.25 m, ubicada lateralmente que permite una caída del agua hasta de 2.00 m. Para tuberías de 0.30 a 0.61 m, el diámetro de la base del pozo es de 1.20 m, para tuberías de 0.76 m a 1.07 m el diámetro del pozo es de 1.50 m (figura 4.7).

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 0.30 a 0.76 m de diámetro y con un desnivel máximo de 1.50 m (figura 4.8).

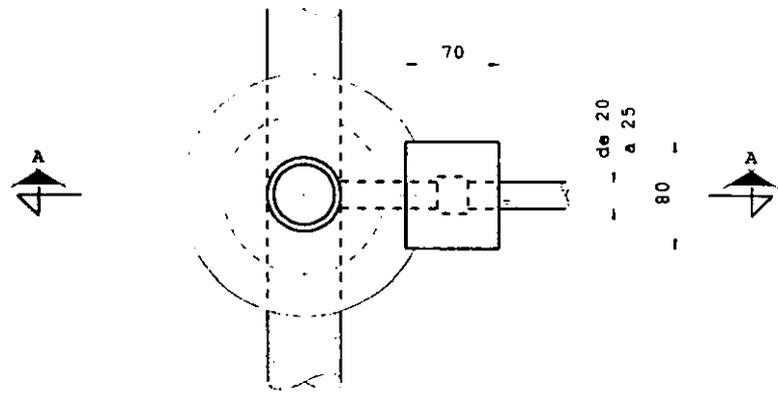
g-3) Pozos con estructura de caída escalonada. Son pozos caja cuya variación es de 0.50 m en 0.50 m, hasta llegar a 2.50 m como máximo. Cuentan con dos chimeneas, una a la entrada del agua que corresponde a la tubería de la parte alta y otra a la salida del agua donde sale la tubería con menor elevación. Se emplean en tuberías con diámetros de 0.91 m a 2.44 m (figura 4.9).



CORTE A - A

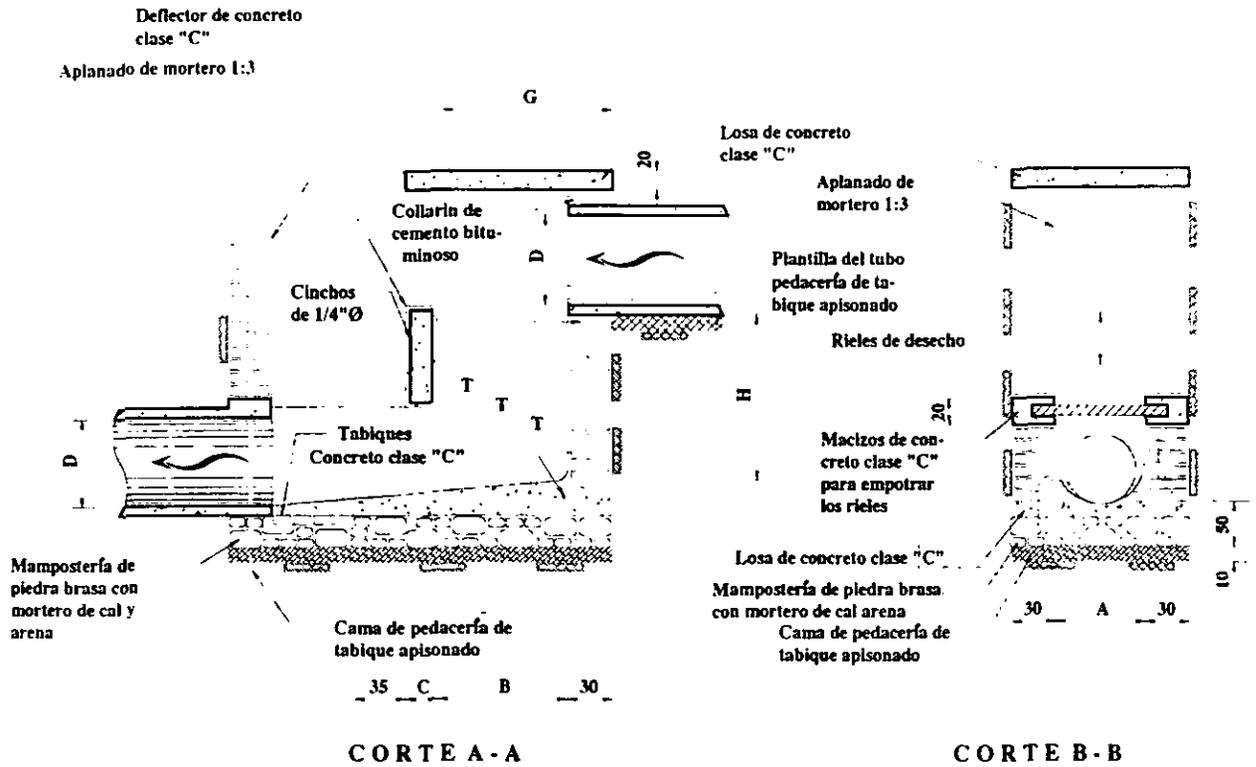
NOTAS :

Para "d" de 0.20 m a 0.60 m : D = 1.20 m
 Para "d" de 0.76 m a 1.07 m : D = 1.50 m
 Acotaciones en cm, excepto las indicadas en otra unidad

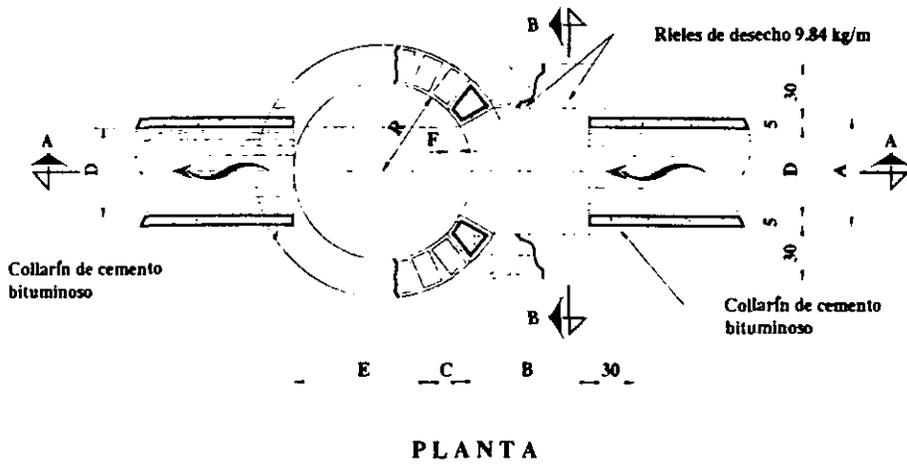


PLANTA
 CORTE B - B

Figura 4.7 Pozo con caída adosada



CARACTERISTICAS							
D	R	A	B	C	E	F	G
30	60	80	110	29	112	15	131
60	76	75	100	120	28	139	20



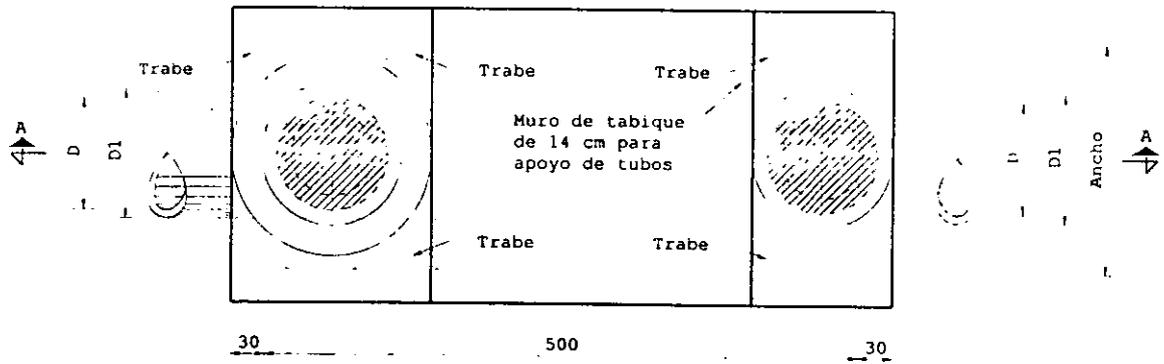
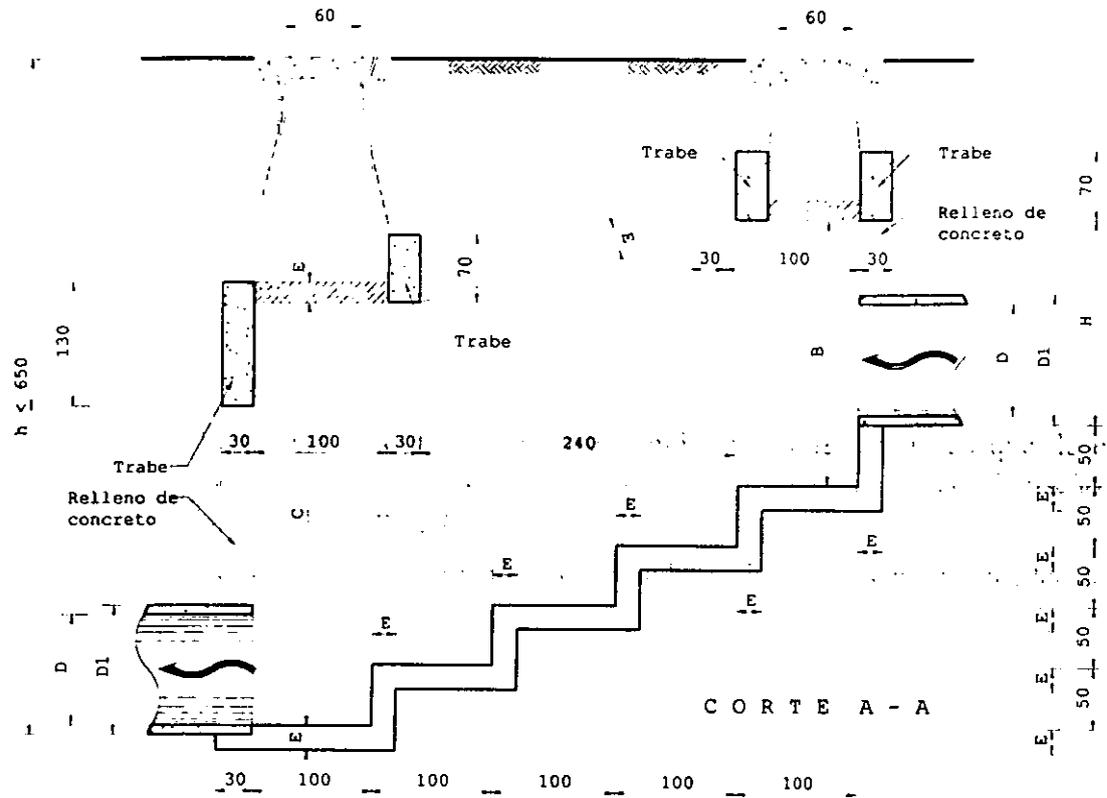
NOTAS:

De acuerdo con este proyecto, se construirán las caídas sobre tubos de 0.30m a 0.76m con un desnivel H no mayor de 1.50 m

Todas las acotaciones están en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad

Para mayores detalles de este tipo de pozo, consultar el plano VC 1991 de las normas para proyectos de alcantarillado, de la extinta SAHOP.

Figura 4.8 Pozo de caída



PLANTA

DIMENSIONES GENERALES							
TIPO	D	H	B	C	Ancho	E	D _t
I	91	134	184	264	146	20	111
	107	134	184	264	146	20	129
	122	134	184	264	146	20	148
II	152	198	248	328	213	25	182
	183	198	248	328	213	25	219
III	213	267	317	397	291	30	253
	244	267	317	397	291	30	288

NOTAS:
 Acotaciones en centímetros.
 Para mayores detalles de este pozo ver el plano V.C. 1992 de las normas de proyecto para obras de alcantarillado, de la extinta SAHOP.

Figura 4.9 Pozo con estructura de caída escalonada

4.4.3 Otras

La disposición final de las aguas residuales, si bien no es una estructura, se considera parte de una red de alcantarillado porque de su forma, ubicación y correcta localización depende la eficacia global del sistema; ya que sin ello no se llegaría a cumplir el propósito sanitario de la red de alcantarillado.

Las plantas de tratamiento es en sí otra estructura que forma parte de una red de alcantarillado, sin embargo, por sus características y complicación de diseño y construcción son objeto de proyectos específicos.

4.5 Determinación del diámetro de un colector en una red de alcantarillado.

La eficiencia de una red de alcantarillado para transportar las aguas residuales en general, esta dada en gran medida por el diseño hidráulico que tenga. Ya que de esto depende que las velocidades, pendientes y demás parámetros que intervienen en el diseño de la red sean las adecuadas para dicho proyecto.

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

4.5.1 Ecuaciones fundamentales del flujo a presión.

El flujo a presión es muy poco usual en una red de alcantarillado ya que su uso sería de una forma antieconómica. Además una red de alcantarillado se proyecta de una forma tal que sus conductos trabajen a un 80% de su capacidad como se vera posteriormente; además, dichos conductos estarán proyectados de una forma tal que su pendiente vaya con las curvas de nivel de superior a inferior. El flujo a presión de una red de alcantarillado solo se dará cuando sea necesario, o sea, solo se podrá realizar este tipo de obras cuando en dicha zona a drenar se encuentre en una depresión, y pueda ocasionar graves daños a la población, en este caso se procederá a proyectar cárcamos de bombeo.

El cálculo del flujo a presión en tuberías (considerando flujo permanente) es más sencillo en comparación al flujo a superficie libre. En la mayoría de los casos, será de interés calcular 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 en realidad 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

$$Q = AV \quad (4.1)$$

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

La ecuación puede ser usada para realizar tránsitos de avenidas en vasos o almacenamientos donde interesa conocer 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 es cuando se tiene un 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

$$Q = Q_2 \quad \text{o} \quad A_1 V_1 = A_2 V_2 \tag{4.2}$$

La propia ecuación $Q = A V$ 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 o nodos). 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 $Q = A V$ toma la forma

$$\sum q_e = \sum q_s \tag{4.3}$$

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

Finalmente, un desarrollo un poco más complejo 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:

$$V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \tag{4.4}$$

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

Ya que considerando el escurrimiento en conductos cerrados se puede calcular utilizando la ley de la conservación de la energía aplicada al movimiento de fluidos.

Establece que 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).

La cuál considerando dos secciones cualesquiera como se ve en la siguiente figura se puede quedar expresado en términos matemáticos; por ejemplo para un flujo a superficie libre se puede escribir como:

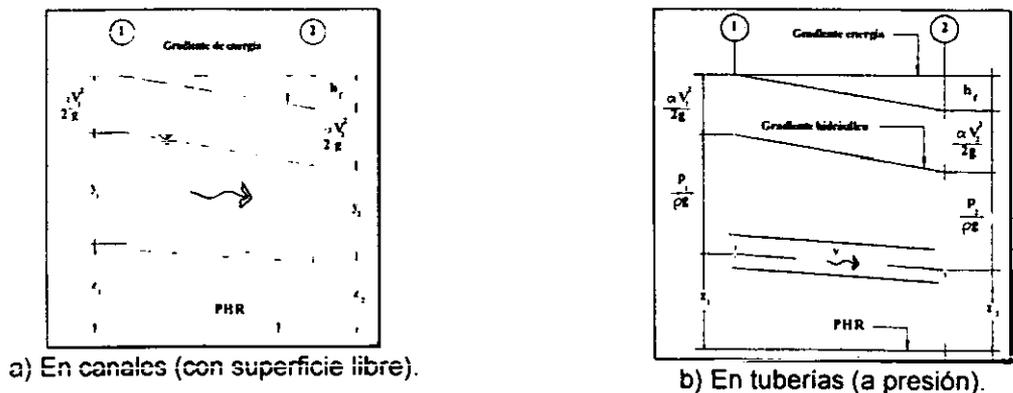


Figura 4.10 Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones transversales.

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (4.5)$$

y para flujos a presión de la siguiente manera

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (4.6)$$

donde

H Energía total o carga hidráulica (m),

z Nivel del fondo del cauce en conducciones a 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 a superficie libre (m),

p Presión manométrica (N/m²),

γ Peso volumétrico (N/m³),

p/ γ Carga de presión en conducciones a presión (m),

V Velocidad media del flujo (m/s),

g Aceleración de la gravedad (m/s²),

α Coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional), y

$V^2/2g$ Carga de velocidad (m).

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

De acuerdo al principio de conservación de la energía aplicado a un flujo a 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 a superficie libre se obtiene la ecuación de la energía.

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f \quad (4.7)$$

y para conducciones a presión

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f \quad (4.8)$$

donde el último término es la suma de las pérdidas por fricción y locales entre las secciones 1 y 2, vistas anteriormente.

Cuando no se toman en cuenta las pérdidas de carga en las ecuaciones se tiene la ecuación de Bernoulli. En este caso los miembros de la derecha y de la izquierda serán iguales 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.

Otro punto muy importante que sirve para que una red de alcantarillado sea eficiente es el cálculo de sus pérdidas, ya que en una tubería siempre habrá pérdidas llamadas pérdidas por fricción por lo cuál se tiene que:

Las pérdidas por fricción se pueden evaluar según la expresión general

$$h_f = S_f L \quad (4.9)$$

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

En la práctica, las pérdidas de carga son desconocidas y para determinarlas se emplean expresiones empíricas tales como las de Darcy-Weisbach, recomendada en el cálculo del flujo en tuberías a presión, y la de Manning que se emplea extensamente en flujos con superficie libre, aunque también en conducciones a presión.

Fórmula de Darcy-Weisbach.

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

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (4.10)$$

dónde h_f es la pérdida de carga (m), f es el factor de fricción (adimensional), L es la longitud del tramo en consideración (m), D es el diámetro de la tubería (m), V es la velocidad media del flujo (m/s) y g es la aceleración de la gravedad (m/s²).

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

$$\frac{1}{f} = -0.88 \ln \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.5}{\mathbf{R} f} \right) \quad (4.11)$$

donde k es la altura de rugosidad equivalente (m) y \mathbf{R} es el número de Reynolds (adimensional). Esta expresión ha sido resuelta en el diagrama universal de Moody (figura 3.5) Una expresión aproximada, a la ecuación 4.11 desarrollada por Swamee y Jain es la siguiente:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{5.74}{\mathbf{R}^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (4.12)$$

La cual es válida en los intervalos $10^6 \leq k/D \leq 10^{-2}$ y $5 \times 10^3 \leq \mathbf{R} \leq 10^8$, y posee un error relativo de $\pm 1.0\%$ (Swamee y Jain, 1976). En esta expresión k es la "altura de rugosidad equivalente de granos de arena" (m), D es el diámetro (m), y \mathbf{R} es 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 4.4) se muestran algunos valores de la rugosidad equivalente para diversos materiales.

Tabla 4.4 *Rugosidad equivalente de diversos materiales (Sotelo, 1987).*

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

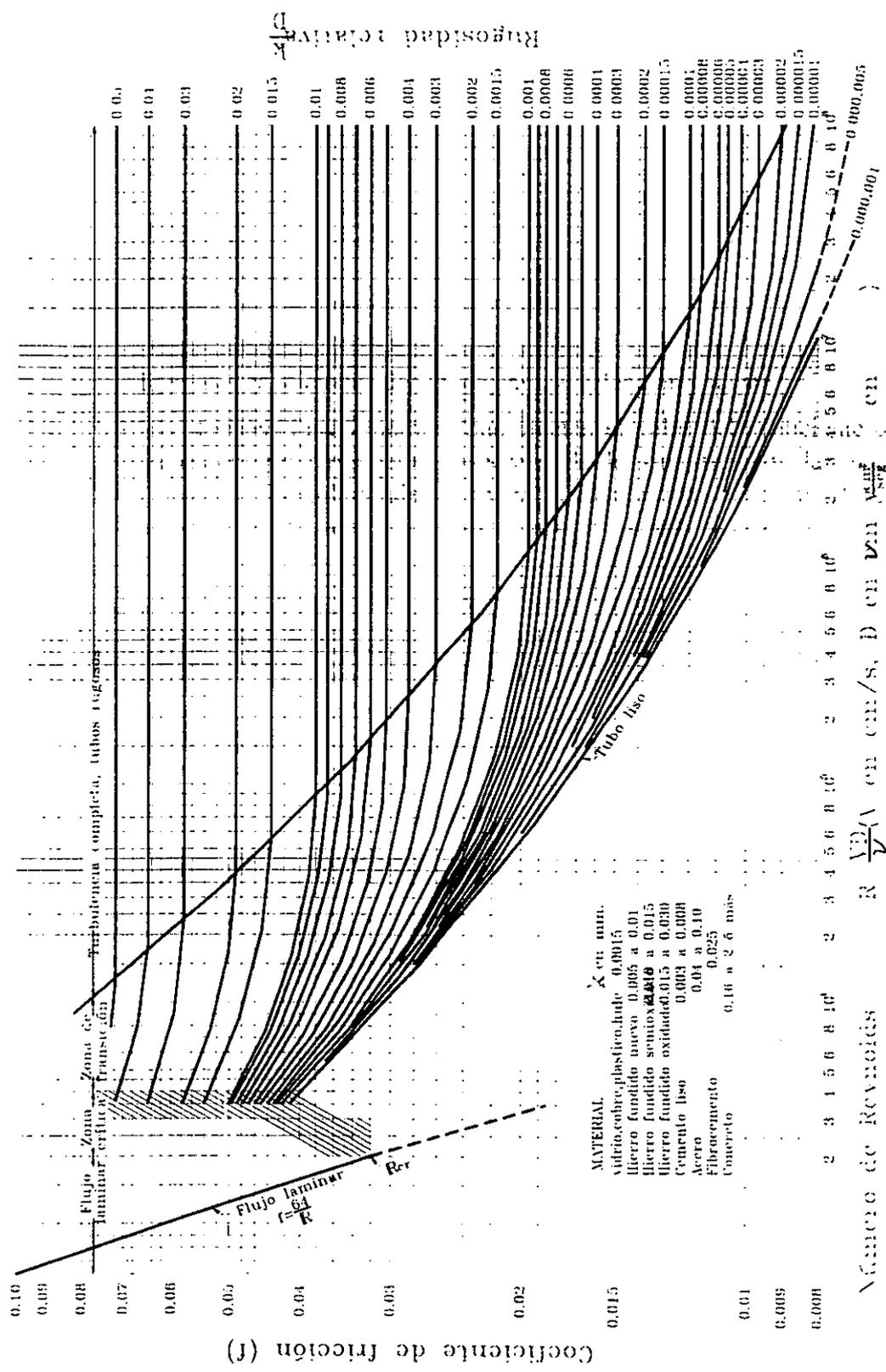


Figura 4.11 Diagrama universal de Moody

La fórmula de Manning es de las más populares en nuestro país por su sencillez y porque se dispone de amplios datos sobre el coeficiente de resistencia "n". Además, es recomendada en el cálculo de flujos con superficie libre y en conductos cerrados con sección parcialmente llena, aunque también se emplea en conductos a presión. Se le conoce en la forma

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (4.13)$$

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

Para estimar el valor del coeficiente de rugosidad n , no existe un método preciso; por lo que en diferentes libros de Hidráulica se incluyen instrucciones, tablas e incluso fotografías con diferentes condiciones del cauce para su selección y ajuste.

Existen varios factores que 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 4.5 se presentan algunos valores de n que se recomiendan para emplearse en la fórmula de Manning.

Tabla 4.5 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

4.5.2 Tipos de pérdidas locales en tuberías

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 $L/D > 1,000$ las pérdidas locales son muy reducidas en comparación con las de fricción por lo que suelen despreciarse.

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

$$h_f = K \frac{V^2}{2g} \quad (4.14)$$

donde K es el coeficiente de pérdida.

Dicho coeficiente depende del tipo de pérdida, tipo de flujo (a presión o con 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 siguientes formas:

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:

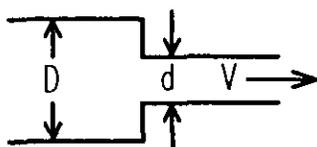
$$\text{Contracción} \quad H_c = K_c \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad \text{para } V_2 > V_1 \quad (4.15)$$

$$\text{Expansión} \quad H_e = K_e \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad \text{para } V_1 > V_2 \quad (4.16)$$

donde H_c y H_e son las pérdidas de carga (m) por contracción y expansión respectivamente, K_c y K_e son 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 (4.6).

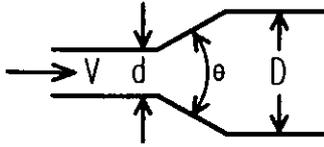
Tabla 4.6 Coeficientes de pérdida por contracción (K_c) y por expansión (K_e).

(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	0.0

(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

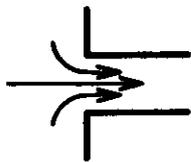
* El ángulo θ es el ángulo en grados entre los lados de la zona de transición.

b) **Pérdidas por entrada.** Las pérdidas por entrada se calculan mediante un coeficiente de pérdida según la ecuación 4.14. En la tabla 4.7 se indican algunos de sus valores cuando se trata de almacenamientos.

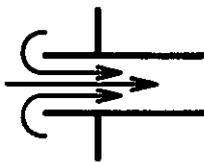
c) **Pérdidas por conexiones y pozos de visita.** Las conexiones son puntos donde dos o más tuberías se unen hacia otra generalmente de mayor diámetro. Se diseñan en el sistema de drenaje como un punto crítico donde el flujo cambia de dirección.

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 altas pérdidas de carga 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.

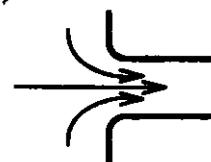
Tabla 4.7 Pérdidas por entrada desde un almacenamiento.



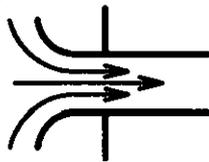
Orillas cuadradas
($K=0.5$)



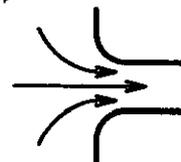
Tubo proyectado hacia adentro
($K=0.8$)



Orilla ligeramente redondeada
($K=0.25$)



Campana proyectada hacia adentro
($K=0.2$)



Orilla completamente redondeada
($K=0.1$)

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 deberán 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

$$H_p = 0.05 \frac{V^2}{2g} \tag{4.17}$$

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

En las figuras 4.12, 4.13 y 4.14 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 a base de tramos de tubería o con piezas especiales.

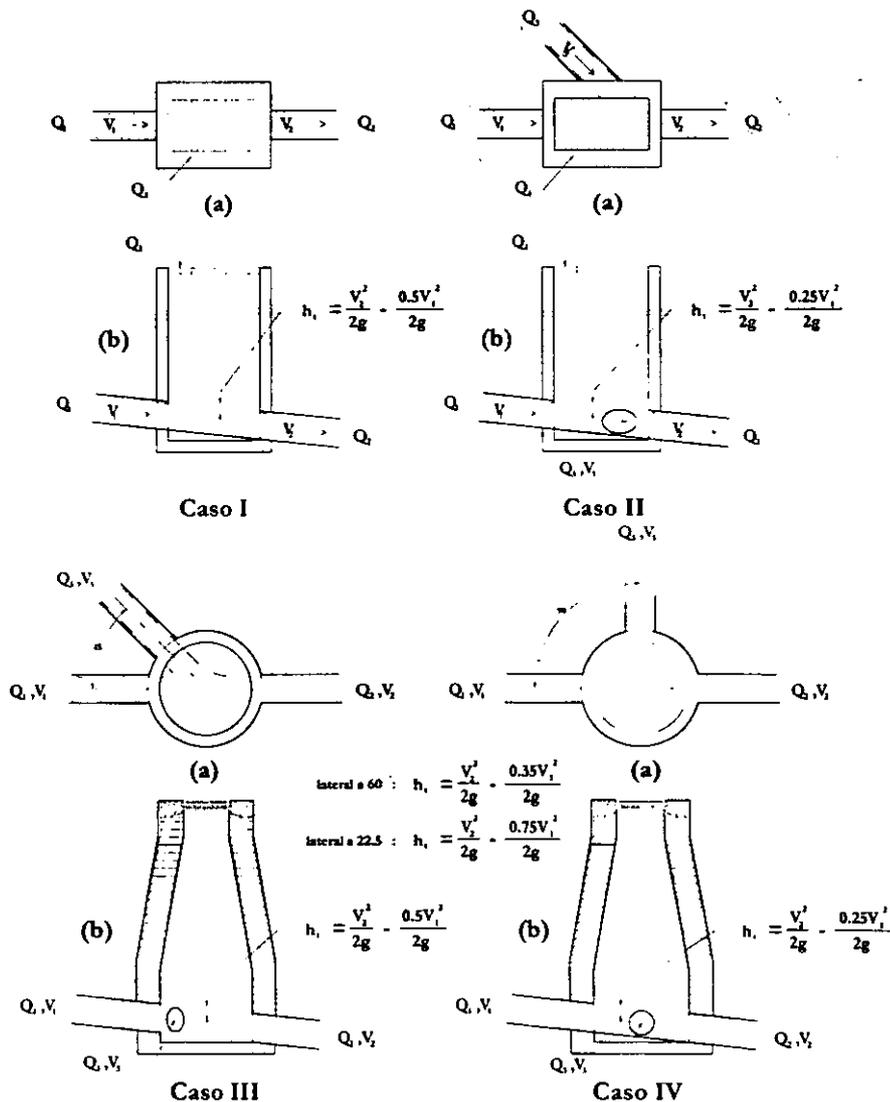


Figura 4.12 Pérdidas menores por turbulencia en estructuras:
 Caso I Alcantarilla en la línea principal (a) planta y (b) corte.
 Caso II Alcantarilla en la línea principal con ramal lateral (a) planta y (b) corte.
 Caso III Pozo de visita en la línea principal con ramal a 45° (a) planta y (b) corte.
 y Caso IV Pozo de visita en la línea principal con ramal a 90°.

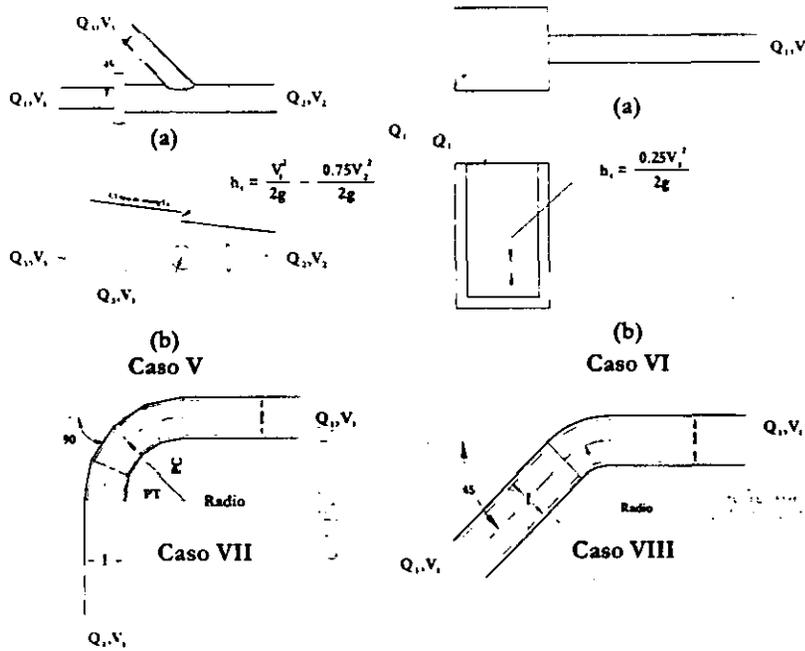


Figura 4.13 Pérdidas menores por turbulencia

<p>Para el caso VII, la pérdida de carga aplicada en el punto PC para una longitud de curva :</p> <p>Radio = Diámetro del tubo: $h_i = 0.50 \frac{V_1^2}{2g}$</p> <p>Radio = 2 a 8 veces el diámetro del tubo: $h_i = 0.25 \frac{V_1^2}{2g}$</p> <p>Radio = 8 a 20 veces el diámetro del tubo: $h_i = 0.40 \frac{V_1^2}{2g}$</p> <p>Radio mayor a 20 veces el diámetro del tubo: $h_i = 0$</p> <p>Cuando se utilizan curvas con ángulo diferente de 90°, se aplican los siguientes factores a los de una curva de 90°:</p> <p>Curva de 60°: 85%,</p> <p>Curva de 45°: 70% y</p> <p>Curva de 22.5°: 40%.</p>	<p>Para el caso VIII, la pérdida de carga aplicada al principio de la curva es:</p> <p>Curva de 90°:</p> <p>$h_i = 0.50 \frac{V_1^2}{2g}$</p> <p>Curva de 60°:</p> <p>$h_i = 0.43 \frac{V_1^2}{2g}$</p> <p>Curva de 45°:</p> <p>$h_i = 0.35 \frac{V_1^2}{2g}$</p> <p>Curva de 22.5°:</p> <p>$h_i = 0.20 \frac{V_1^2}{2g}$</p>
--	--

En la figura 4.13 se observan las 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.

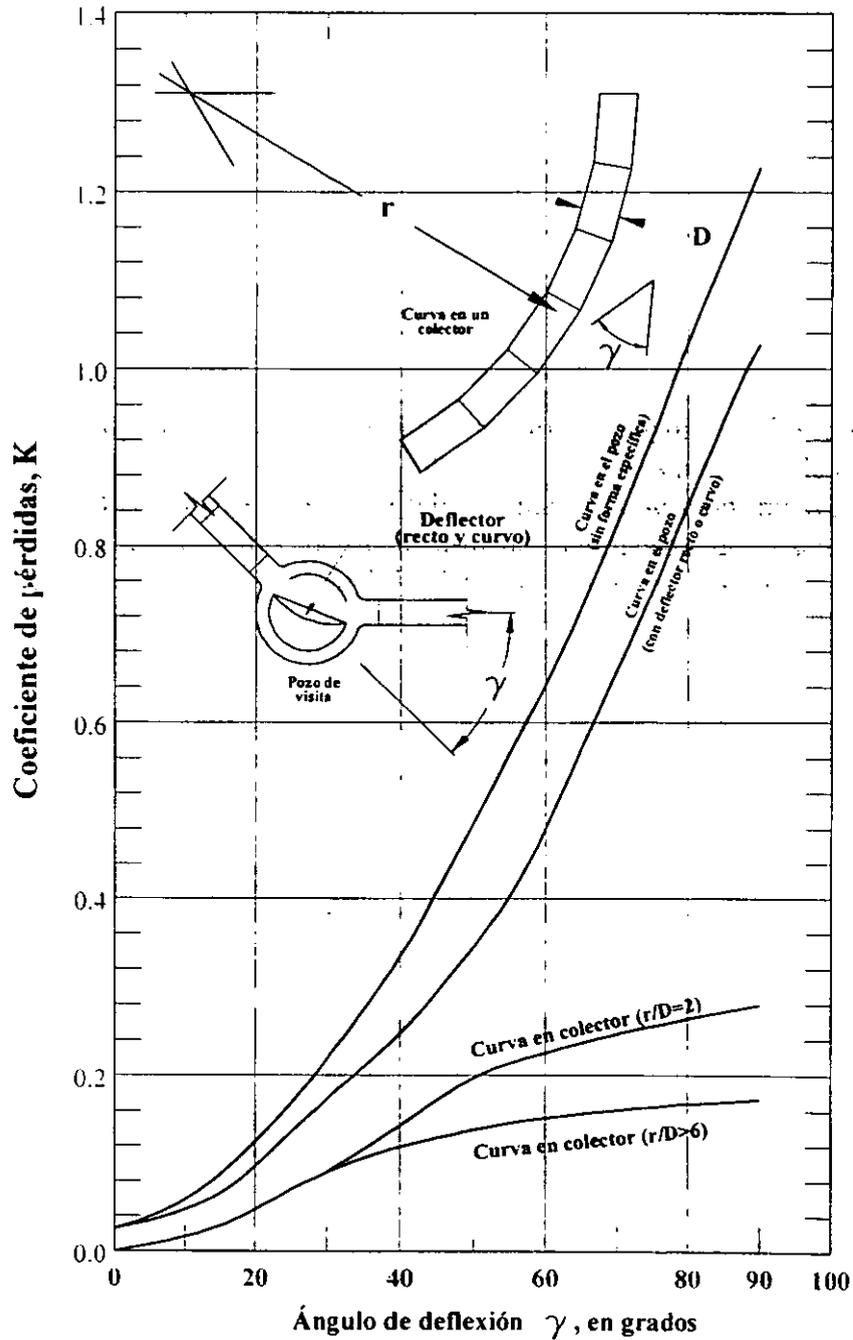


Figura 4.14 Coeficiente de pérdida de carga en curvas de colectores.

d) **Pérdidas en curvas.** Las pérdidas en curvas en canales abiertos pueden ser estimadas utilizando los coeficientes anotados en la tabla 4.8, en conjunción con la ecuación 4.14. 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.

Las pérdidas de carga en curvas en conductos cerrados pueden ser calculadas utilizando la figura 4.14 y la ecuación 4.14. Los valores obtenidos de la figura 4.14 corresponden a flujos con altos números de Reynolds, tales como los que se encuentran en la práctica.

Tabla 4.8 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

4.5.3 Ejemplo de determinación del diámetro

Flujo a presión.

El cálculo del flujo a presión en tuberías (considerando flujo permanente) es más sencillo en comparación al flujo con superficie libre. En la mayoría de los casos, será de interés calcular 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 en realidad 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 (4.2) y de energía (4.6). Además, se recomienda emplear la ecuación de Darcy-Weisbach para calcular las pérdidas de carga.

Ejemplo 4.1

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, por sobre cierto diámetro mínimo 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 4.1, 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 $Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{6.37 \text{ m/s} \times 1 \text{ m}}{1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 6'366,198$

De la tabla 4.4, para tubos de concreto reforzado con acabado liso y varios años de servicio, la rugosidad equivalente 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 fricción f se emplea la ecuación 4.12 o el diagrama universal de Moody para flujo en tuberías (figura 4.11). De esta forma,

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

valor que puede compararse con el obtenido a partir del diagrama de Moody, por lo que finalmente las pérdidas son (ecuación 4.10):

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

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.

Flujo con sección parcialmente llena.

Cuando un conducto cerrado trabaja con superficie libre, se dice que funciona con sección parcialmente llena. Se recomienda este tipo de funcionamiento hidráulico en redes de alcantarillado, para evitar que los conductos trabajen a presión y que el agua pudiera brotar de las alcantarillas.

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

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

$$\text{En grados } A = \frac{\pi r^2}{180} \text{ang} \cos \left(\frac{r-y}{r} \right) - (r-y) \cdot y(D-y) \quad (4.18)$$

$$P = \frac{\pi r}{90} \text{ang} \cos \left(\frac{r-y}{r} \right) \quad (4.19)$$

$$B = 2 \cdot y(D-y) \quad (4.20)$$

O en radianes:
$$A = r^2 \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) - (r-y) \cdot y(D-y) \tag{4.21}$$

$$P = 2r \text{ang} \cos\left(\frac{r-y}{r}\right) \tag{4.22}$$

donde A es el área hidráulica, P es el perímetro mojado, B es el ancho superficial, r es el radio de la sección ($r = D/2$), D es el diámetro, y y es 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 (ll) con la fórmula de Manning, con respecto a las correspondientes a un tirante determinado (figura 4.15). Por otra parte, también se dispone de tablas de diferentes parámetros hidráulicos (tabla 4.6).

Se aprecia en la figura 4.15 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.

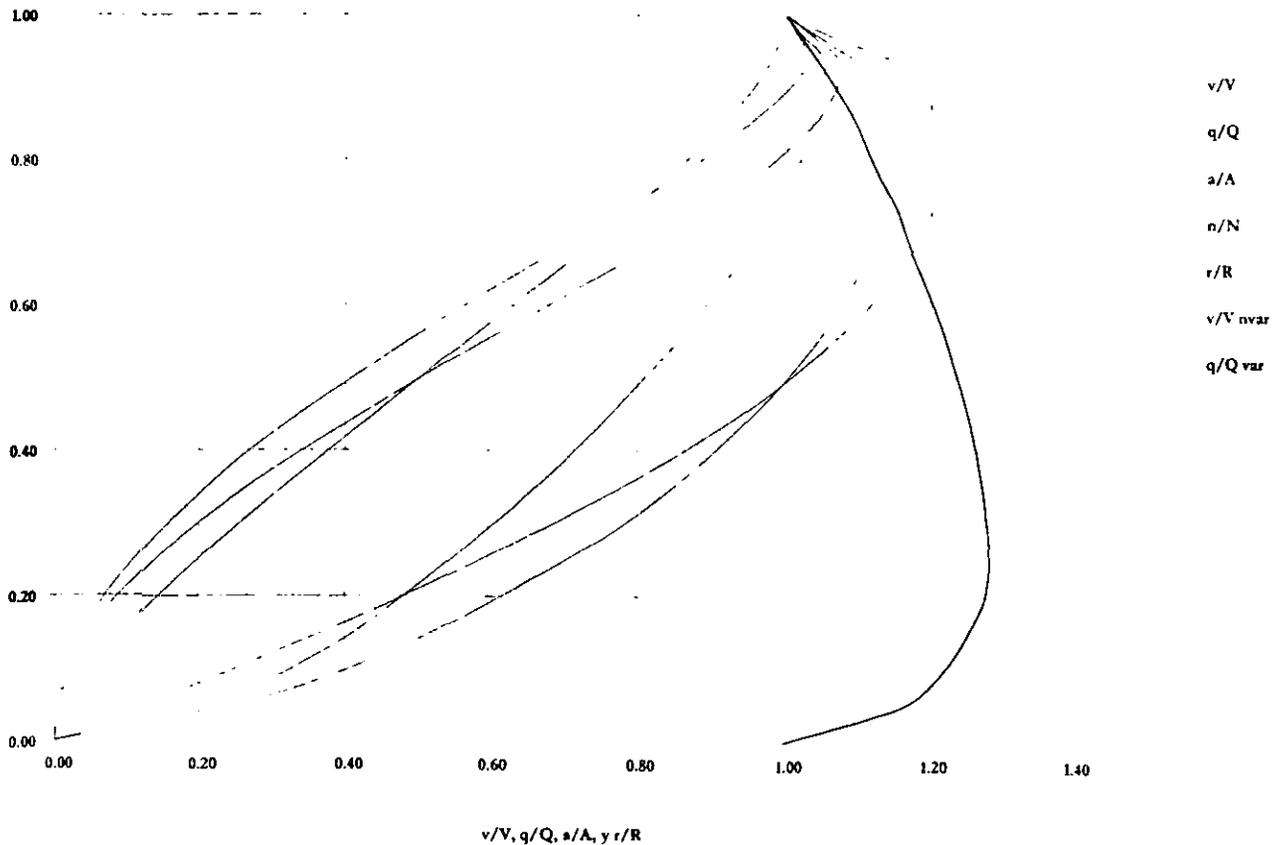


Figura 4.15 Relaciones entre elementos hidráulicos de una tubería de sección circular.

Tabla 4.9 Elementos hidráulicos en tuberías de sección circular.

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q}{D^{5/2}}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q}{D^{5/2}}$
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	0.0005	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	0.0015	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	0.035	0.00521	0.02712	0.59	0.4822	0.20405	1.05746
0.1	0.0409	0.00651	0.03342	0.6	0.492	0.2094	1.09207
0.11	0.047	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	0.06	0.01126	0.05613	0.63	0.5212	0.22532	1.1994
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	1.274
0.16	0.0811	0.01731	0.0845	0.66	0.5499	0.24092	1.31226
0.17	0.0885	0.0196	0.0952	0.67	0.5594	0.24602	1.35118
0.18	0.0961	0.02203	0.1065	0.68	0.5687	0.25106	1.3908
0.19	0.1039	0.0246	0.11842	0.69	0.578	0.25604	1.43114
0.2	0.1118	0.02729	0.13095	0.7	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	0.2752	1.6004
0.24	0.1449	0.03937	0.18701	0.74	0.6231	0.27976	1.64491
0.25	0.1535	0.0427	0.2025	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	0.0497	0.23522	0.77	0.6489	0.29279	1.7847
0.28	0.18	0.05337	0.25245	0.78	0.6573	0.29689	1.83367
0.29	0.189	0.05715	0.27025	0.79	0.6655	0.30085	1.884
0.3	0.1982	0.06104	0.28861	0.8	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	0.226	0.0733	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	0.245	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	2.3595
0.38	0.2739	0.09557	0.45559	0.88	0.732	0.32858	2.43322
0.39	0.2836	0.10027	0.47892	0.89	0.7384	0.33053	2.5122
0.4	0.2934	0.10503	0.50279	0.9	0.7445	0.33219	2.59762

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$
0.41	0.3032	0.10987	0.5272	0.91	0.7504	0.33354	2.69108
0.42	0.313	0.11477	0.55215	0.92	0.756	0.33453	2.7948
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
0.5	0.3927	0.15584	0.77077	1	0.7854	0.31169	-----

Ejemplo 4.2

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

Solución

Para una tubería de concreto, el coeficiente de rugosidad de Manning es $n = 0.013$ (tabla 4.5). De la tabla 4.6, para una relación $y/D = 0.8$, puede obtenerse el gasto crítico de

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

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

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

4.6 Métodos para la estimación de los gastos de diseño

Los métodos que se describen a continuación, tienen como finalidad estimar las avenidas que producirá una tormenta en una cuenca, cuando se cumplan algunas de las condiciones siguientes:

- La cuenca en estudio está urbanizada, además es relativamente chica; de manera que se considera que no vale la pena profundizar en la simulación detallada de su funcionamiento mediante modelos matemáticos aplicados en la Hidráulica. Este caso incluye a subcuencas asociadas a un sistema principal de drenaje, aunque en el diseño de este último se requiere hacer una simulación detallada de su funcionamiento.

- 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).

Coefficiente de impermeabilidad (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. Posteriormente se han desarrollado otros métodos.

4.6.1 Método racional

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento, su origen se remonta a 1851 ó 1889, de acuerdo a diversos autores; 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 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 dicho máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad aproximadamente constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca (figura 4.15). La fórmula racional se define como:

$$Q_p = 0.278 CiA \quad (4.23)$$

donde

Q_p Gasto de pico (m^3/s).

C Coeficiente de escurrimiento.

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 partícula de agua en viajar desde ese punto hasta la salida de la cuenca. Se calcula mediante:

$$t_c = t_s + t_t \quad (4.24)$$

donde

t_c es el tiempo de concentración.

t_{cs} es el tiempo de concentración sobre la superficie.

t_t es el tiempo de traslado a través de los colectores.

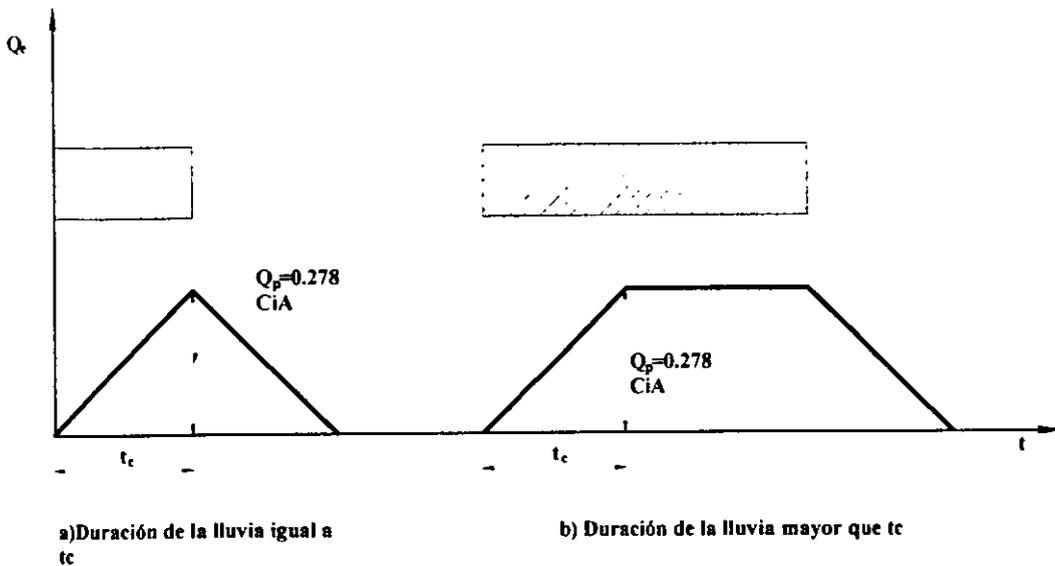


Figura 4.15 Representación gráfica del método racional.

Para estimar el tiempo de concentración a través de la superficie, se utiliza la fórmula propuesta por Kirpich, que se define como:

$$t_{cs} = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (4.25)$$

donde

t_{cs} es tiempo de concentración sobre la superficie, (h)

L es longitud del cauce principal, (m)

S es pendiente media del cauce principal.

Algunos autores proponen otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración a través de la superficie; sin embargo, la ecuación 4.25 ha sido utilizada más frecuentemente en México y por ello se recomienda, a menos que existan razones especiales para utilizar alguna otra. 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

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.26)$$

donde

V Velocidad media de traslado, (m/s)

n Coeficiente de rugosidad de Manning

R Radio hidráulico, (m)

S Pendiente hidráulica del tramo (adimensional)

El tiempo de traslado resulta entonces:

$$t_t = \frac{\ell}{V} \quad (4.27)$$

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)

4.6.2 Método gráfico alemán

Este método fue también de los primeros que se desarrollaron para calcular avenidas de diseño en colectores y aún se sigue utilizando por su sencillez. 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 4.24.

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:

$$d = T_c \quad (4.29)$$

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 , con alguno de los criterios descritos en el siguiente capítulo 5.3.6

5) Se calcula la intensidad de la lluvia para la duración obtenida en el paso 3 y el período de retorno obtenido en 4, con ayuda de las curvas de intensidad de la lluvia - duración - período de retorno. Si no se cuenta con estas curvas, se obtiene la precipitación P , como se menciona en el inciso 5.3.1 y se divide entre la duración para obtener la intensidad de la lluvia correspondiente i .

6) Con la fórmula racional (ecuación 4.23), 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 la concentración, como se muestra en la figura 4.16.

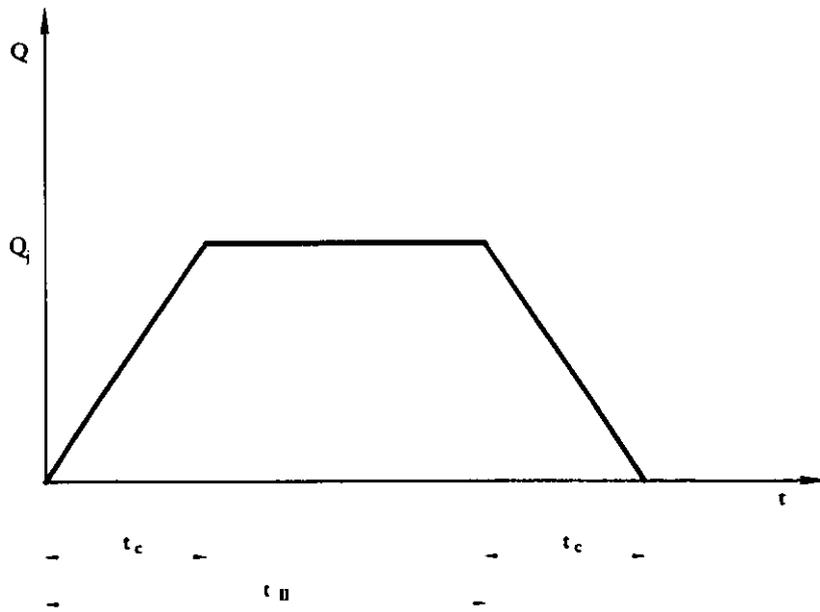


Figura 4.16 Hidrograma de escurrimiento

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 4.17 se muestra gráficamente este proceso.

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 4.18 se muestra este proceso.

El tiempo de concentración, t_c , se calcula con la ecuación 4.24, el tiempo de traslado, t_t , definido por la ecuación 4.27, se calcula para cada tramo. Al sumar todos los hidrogramas, considerando las condiciones mencionadas, se calcula el gasto máximo en el punto considerado.

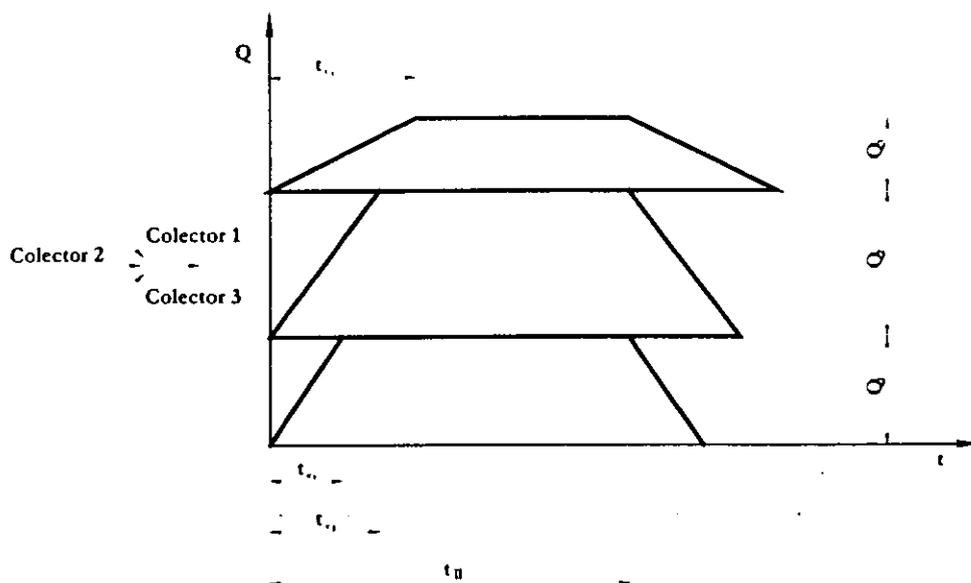


Figura 4.17 Suma de hidrogramas de colectores concurrentes.

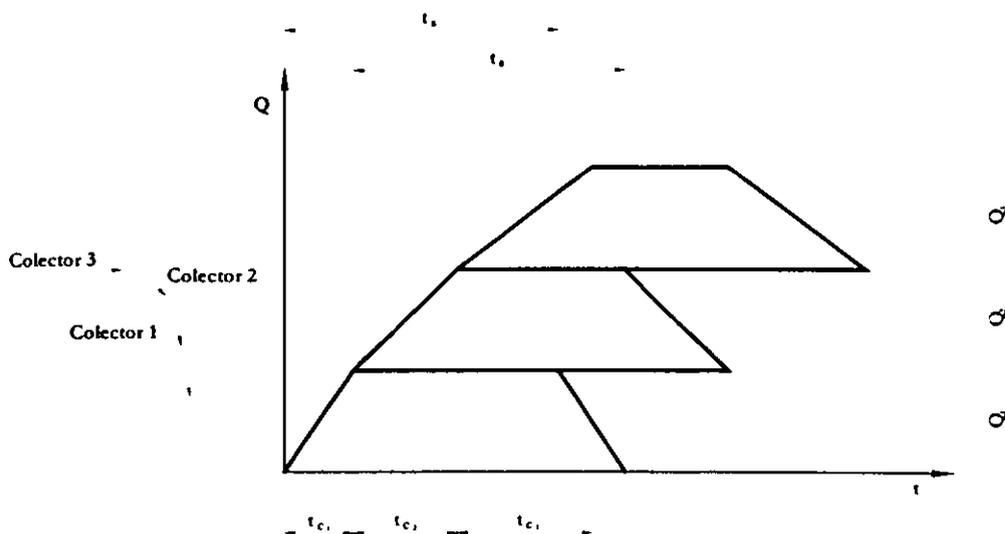


Figura 4.18 Suma de hidrogramas de colectores consecutivos.

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.

4.6.3 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 siguientes pasos:

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 isócronas (líneas de igual tiempo de traslado).

El tiempo de traslado se calcula con la ecuación:

$$t_t = t_{ts} + t_{ta} \quad (4.30)$$

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 alcantarilladas, (min)

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

$$t_{ts} = \frac{k\ell^a}{i^b S^c} \quad (4.31)$$

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 4.10, en función del tipo de superficie.

Tabla 4.10 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 4.31 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 4.26 y 4.27.

Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento se anotan en el plano y se dibujan las curvas isócronas (figura 4.19a). Se recomienda definir de 3 a 6 isócronas, para incrementos de tiempo Δt constantes.

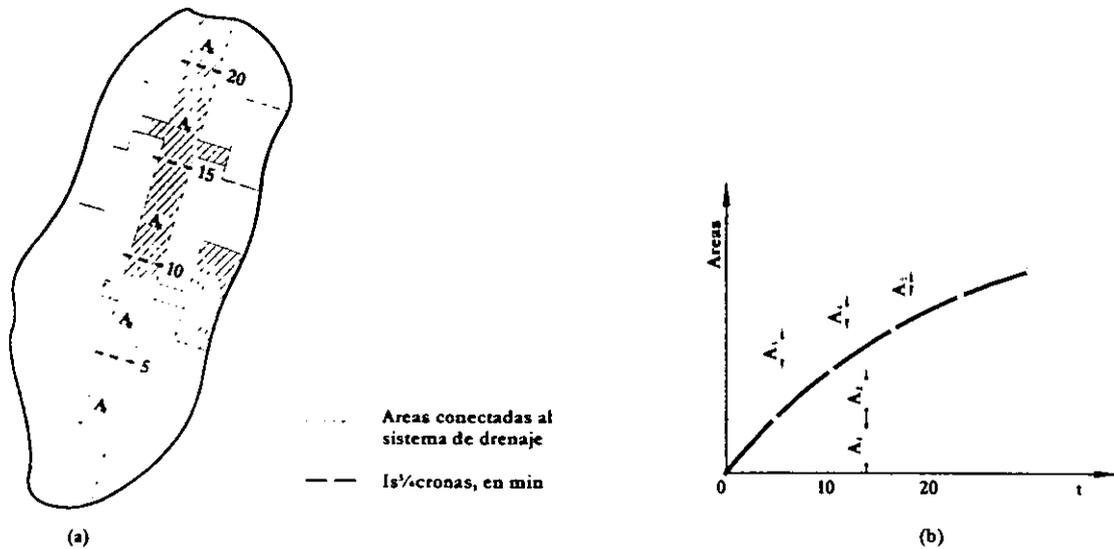


Figura 4.19 Curva áreas - tiempo.

3) Hidrograma virtual de entrada

4) Se calcula el hidrograma virtual de entradas 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 y el propio punto; A_2 el área comprendida entre la isócrona anterior y la que le sigue y así sucesivamente; posteriormente se gráfica estos valores tal y como se muestra en la figura 4.19b.

3.2) Se construye un hietograma de precipitación para un intervalo de tiempo Δt igual al de la separación entre isócronas. Los valores de precipitación en cada intervalo de tiempo se designan como P_1, P_2, \dots, P_n .

3.3) Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0 \\
 q_2 &= A_1 P_1 \\
 q_3 &= A_1 P_2 + A_2 P_1 \\
 q_4 &= A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1 \\
 &\vdots \\
 q_n &= A_1 P_{n-1} + A_2 P_{n-2} + \dots + A_{n-1} P_1
 \end{aligned}
 \tag{4.32}$$

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada, dado por las ecuaciones 4.32, estarán separadas entre sí un intervalo Δt . Los valores de A_1, A_2, \dots, A_{n-1} se obtienen con ayuda de la figura 4.19b.

4) Regulación en las atarjeas

La regulación en las atarjeas del hidrograma virtual de entrada se calcula de la siguiente forma:

4.1) Se efectúan cálculos previos para definir la relación almacenamiento - descarga que, junto con la ecuación de continuidad, permitirá calcular el tránsito de cualquier hidrograma virtual de entrada por el alcantarillado secundario (figura 4.20b).

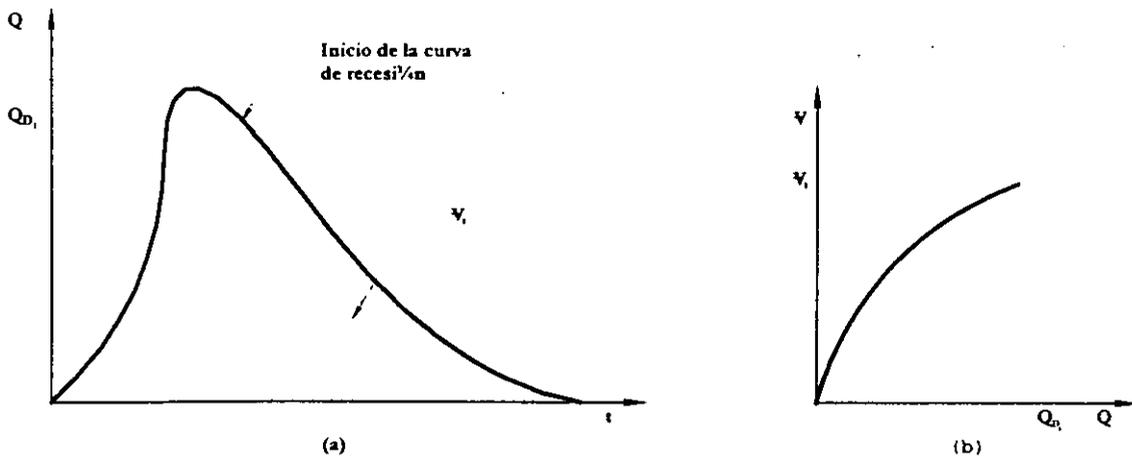


Figura 4.20 Curva gasto de descarga - volúmenes de almacenamiento.

Para determinar la curva que relaciona a cada posible gasto de descarga Q_D con el almacenamiento V en las atarjeas, se supone un régimen uniforme, seleccionando 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.

Un procedimiento para obtener la curva $Q_D - V$, consiste en tomar 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 4.6, 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 V . 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 ; V es la velocidad media del flujo y su valor se obtiene con la ecuación 4.26. Se dibujan los valores de Q_D y V y se obtiene la curva mostrada en la figura 4.20b.

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

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 4.20a).

4.1.4) Se repite el paso 4.1.3 tantas veces como sea necesario.

4.1.5) Se grafican las parejas de valores obtenidos y se unen, formando la curva gasto de descarga - volumen de almacenamiento, como se observa en la (figura 4.20b).

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 5.21 muestra las curvas Oq_1q_2 que representa un tramo del hidrograma virtual de entradas y 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:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2) = \frac{\Delta t}{2}(Q_1 + Q_2) + S_2 - S_1 \quad (4.33)$$

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.

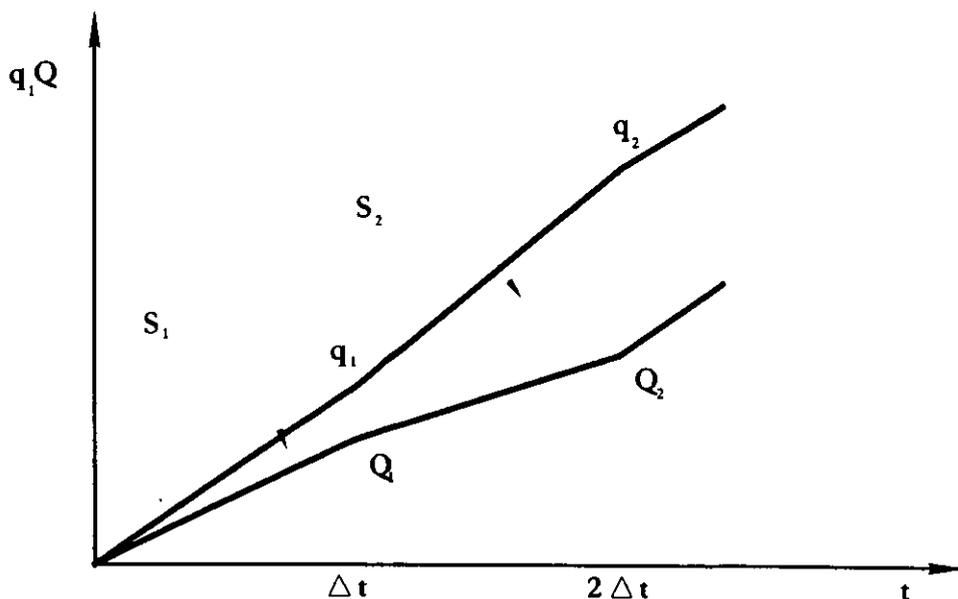


Figura 4.21 Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

Agrupando convenientemente los términos de la ecuación 4.33, puede escribirse:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2 - Q_1) + S_1 = \frac{\Delta t}{2} Q_2 + S_2 \quad (4.34)$$

Conocido el valor del lado izquierdo de la ecuación 4.34 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, tal que cumpla con la igualdad:

$$K = \frac{\Delta t}{2} Q_2 + S_2 \quad (4.35)$$

Para que el lado izquierdo de la ecuación 4.34 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.

4.6.4 Método de Chicago

Después de la segunda guerra mundial, la ciudad de Chicago desarrolló un programa de construcción de obras de alcantarillado para el que se requerían inversiones muy grandes, por lo que se consideró apropiado desarrollar estudios detallados en los que se examinara la validez del método racional, utilizado hasta entonces como herramienta básica de diseño y se analizara la posibilidad de desarrollar nuevos métodos.

El resultado de estos estudios fue el llamado *Método de Chicago*, mediante el cual 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.

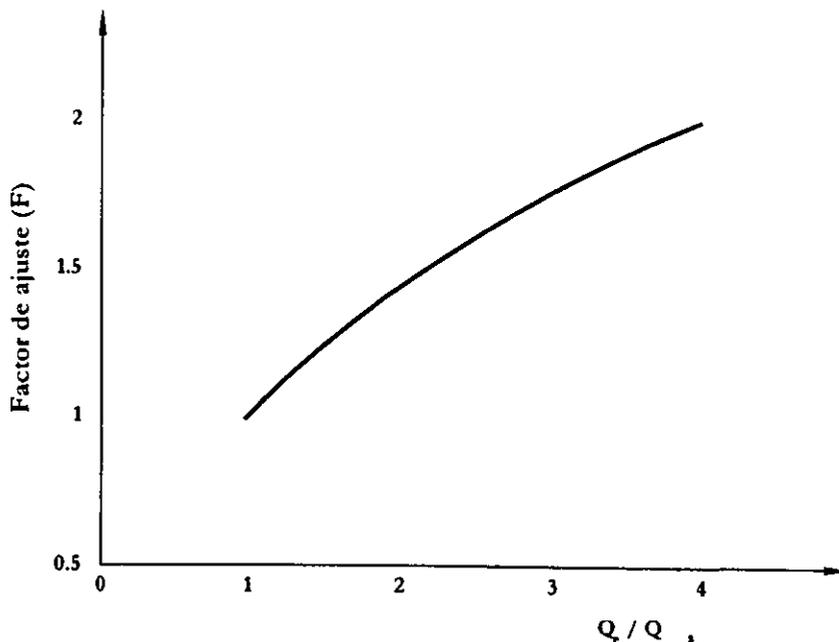


Figura 4.22 Factor de ajuste, de acuerdo a la relación Q_p/Q_s .

4.7 Recomendaciones para la selección de los métodos

La simulación de las partes principales de un sistema de drenaje pluvial, debe realizarse con métodos en los que se considere que arrojen los mejores resultados, simulando de la manera más apegada, al 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.

4.7.1 Selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas.

Los problemas principales asociados al análisis de una red de atarjeas son:

- Diseños al 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 al 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 al 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.

4.7.2 Ejemplo aplicando el método Racional Americano

Cálculo de los gastos del flujo en una red de alcantarillado pluvial aplicando el método Racional Americano.

Paso 1

De un estudio preliminar se encontró que la configuración de las calles en la zona de estudio se comportaba como se muestra en la figura 4.23.

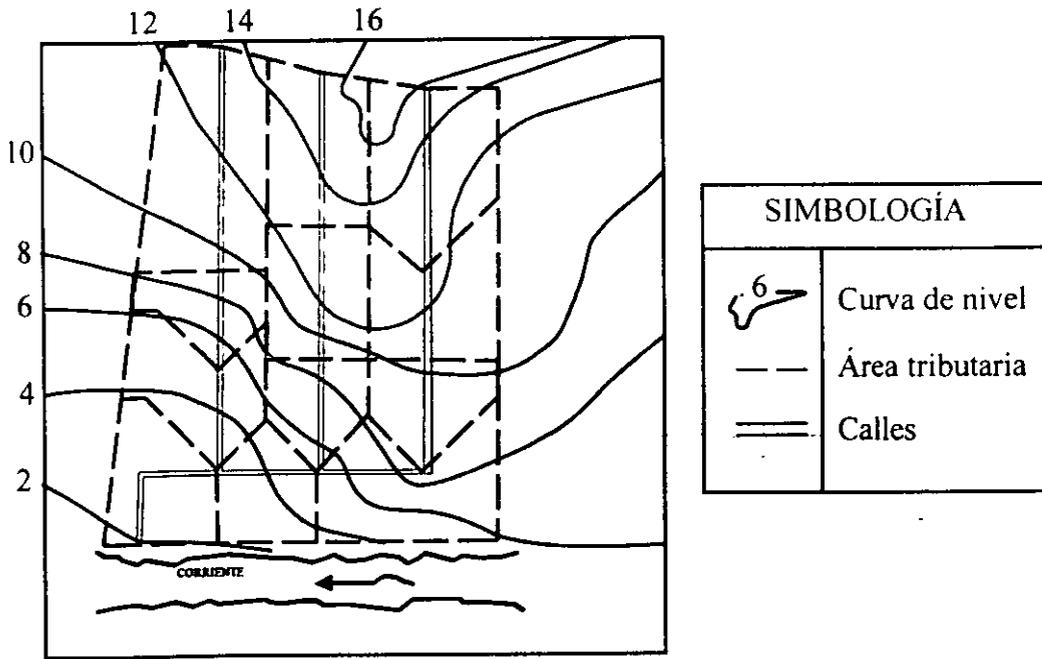


Figura 4.23 configuración de las calles

Paso 2

Se traza la red de estudio como se muestra siguiente figura 4.24

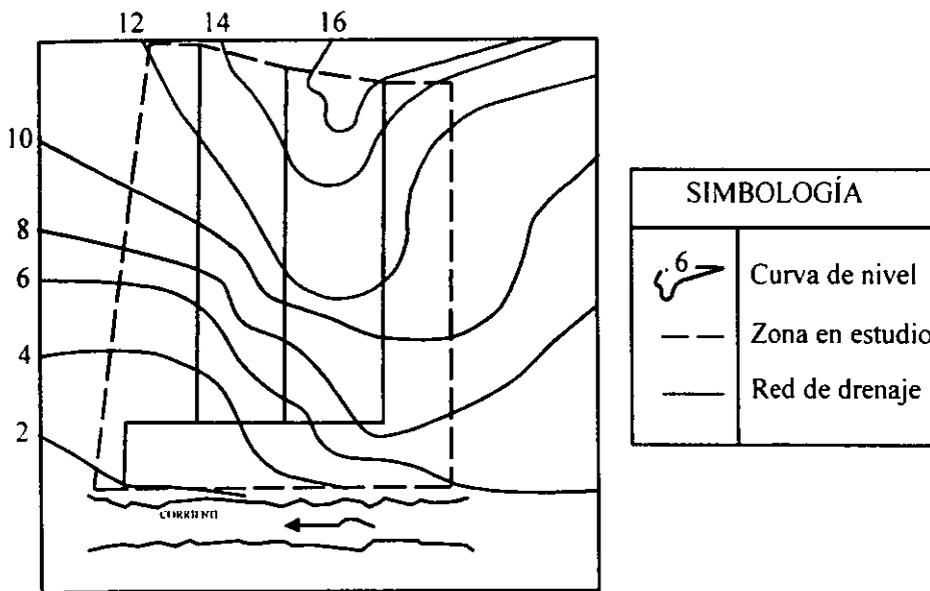


Figura 4.24 Zona en estudio

Paso 3

Se divide la cuenca que se va a analizar en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje tal y como se muestra en la figura 4.25

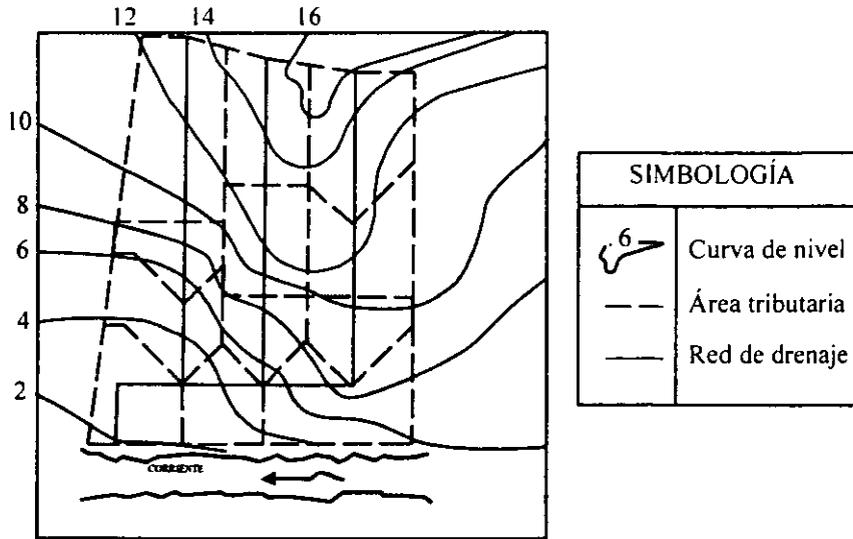


Figura 4.25 Delimitación de los tramos y áreas de aportación

Paso 4

Una vez delimitadas las áreas y tramos se procede a sacar sus características fisiográficas de cada una de estas subcuencas como se muestra en la figura 4.26

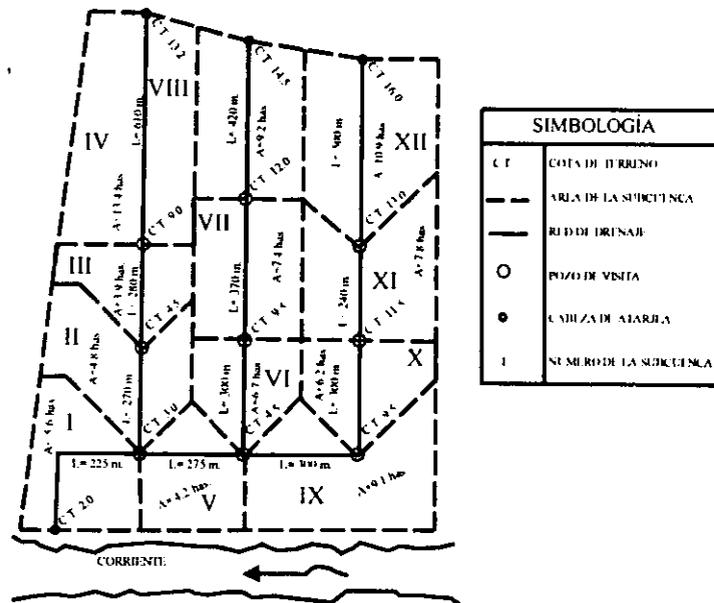


Figura 4.26 Características y datos de interes para el proyecto

Las áreas que se inndican fueron delimitadas a partir de una carta topográfica como se mostró en la figura 4.24.

Paso 5

Se realiza el cálculo de las curvas $i - d - T$, siguiendo el procedimiento que se describe en el subcapítulo 5.3.6.

La ecuación relativa a las curvas intensidad – duración - periodo de retorno quedó de la forma siguiente:

$$i = \frac{187.76T_r^{0.574}}{d^{0.683}} \quad (4.36)$$

Siendo

T_r periodo de retorno en años

d duración en minutos

i intensidad de la lluvia en mm/h

Para un periodo de retorno de 10 años la ecuación 4.36 queda de la siguiente forma:

$$i = 704.05 d^{-0.683} \quad (4.37)$$

Paso 6

Se obtienen los diferentes tiempos de concentración de cada subcuenca.

Para el cálculo del tiempo de concentración a través de la superficie, se empleó la fórmula 4.25 (ecuación de Kirpich) la cual toma en cuenta las características fisiográficas de la cuenca.

$$t_{cs} = 0.0003245 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.77}$$

donde

t_{cs} es el tiempo de concentración, sobre la superficie en h

L es la longitud de cauce principal sobre la superficie en m

S es la pendiente media del área tributaria

Sí para la Subcuenca XII se quiere obtener su tiempo de concentración, solo se sustituirán los valores en la fórmula anterior; es decir

$$t_c = 0.000324 \left(\begin{array}{c} 500 \\ 3 \\ 500 \end{array} \right)^{0.77} = 0.27807 \text{ h} = 16.6845 \text{ min}$$

Para contar con los demás tiempos de concentración, se procede de la misma manera para todas las subcuencas (tabla 4.11).

Paso 7

Una vez conocidos los tiempos, se procede a aumentar tiempos de traslado o recorrido dentro de la tubería; esto se realiza con la ecuación 4.27 para ello se supone una velocidad de 1 m/s, esto se realiza dividiendo la longitud entre esta velocidad, dando como resultado el tiempo de traslado.

$$t_t = \frac{\ell}{V}$$

Si se aplica a la Subcuenca XII se tiene

$$t_i = \frac{\ell}{V} = \frac{500}{1} = 500 = \frac{500}{60} = 8.333min$$

Comparando el tiempo de concentración de la subcuenca anterior con el de la subcuenca actual; tomando el mayor tiempo y sumando el tiempo de traslado de la cuenca actual. se obtiene un tiempo total, dicho valor será el tiempo de concentración total de la cuenca actual. Una vez obtenido este tiempo, se recurre a las curvas i- d- Tr para encontrar su intensidad de lluvia.

Si se realiza la suma de los tiempo para esta subcuenca XII se obtiene

$$t_c + t_i = 16.6845 + 8.3333 = 25.0175min$$

Como se observa, en este caso solo se consideró el tiempo de concentración de la misma subcuenca, debido a que no se encuentra alguna subcuenca anterior.

Aplicando la ecuación 4.37 y sustituyendo valores se obtiene que la intensidad es

$$i = (704.05)25.0175^{-0.683} = 78.09mm/h$$

Paso 8

Se calcula el coeficiente de escurrimiento ponderado, lo cual se hace de la siguiente manera.

$$C_{promedio} = \frac{C_{pa}A_{aa} + C_{ei}A_{pi}}{A_{at}} \quad (4.38)$$

donde

C_{pa} es el coeficiente promedio del tramo anterior es adimensional

A_{aa} es el área acumulada del tramo anterior en km^2 , has, m^2 ,...etc.

C_{ei} es el coeficiente de escurrimiento en el tramo es adimensional

A_{pi} es el área propia del tramo en km^2 , has, m^2 ,...etc.

A_{at} es el área acumulada total hasta el tramo, en km^2 , has, m^2 ,...etc.

Con la intensidad se calcula el gasto, aplicando el método Racional Americano

$$Q_p = 0.278 CiA$$

Así para la subcuenca XII, y considerando que la zona es un lugar residencial $C=0.6$. Sustituyendo valores, obtenemos que el gasto es de:

$$Q_p = 0.278(0.6)(78.09)0.109 = 1.41m^3/s$$

Para el tramo XI, se considera el cálculo de la siguiente manera. Como ya se conoce su tiempo de concentración se procede a repetir el paso 4, encontrando el tiempo de traslado.

$$t_i = \frac{\ell}{V} = \frac{240}{1} = 240 = \frac{240}{60} = 4min$$

Como es un tramo consecutivo, se compara su tiempo de concentración con el del tramo anterior y tomando el mayor, se le suma el tiempo de traslado del propio tramo.

En la tabla 4.11 se presenta el resumen de resultados. Se observa que su tiempo de concentración es de 9.334 min y del tramo anterior fue de 25.0175 min. por lo tanto se tomo este.

Realizando la suma de estos tiempo nos da un tiempo total. el cuál será el tiempo de concentración de este tramo.

$$t_c = 25.0175 + 4 = 29.0175 \text{ min}$$

Ya que se obtienen este tiempo se recurre a encontrar la intensidad de esta subcuenca substituyendo valores a la ecuación definida para este fin. la cual da como resultado lo siguiente:

$$i = 704.05(29.0175)^{-0.683} = 70.568 \text{ mm/h}$$

Después de esto se calcula el coeficiente ponderado como en el paso 5; como en este caso el coeficiente de escurrimiento en la subcuenca actual es el mismo para todas, entonces da como resultado que $C=0.6$

El área para este tramo tendrá que ser el área acumulada del tramo anterior más la del tramo actual; que en nuestro caso será de:

$$A = (0.109 + 0.078) \text{ km}^2$$

Aplicando la ecuación del método racional se tiene

$$Q_p = 0.278 * (0.6)(70.568)(0.1889) = 2.223 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Realizan los pasos 6 al 8 para los tramos faltantes, se obtuvo la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Resúmenes de resultados

Subcuenca	Área	Longitud	Desnivel	Pendiente	s	t_{cs}	t_i	t_c	Intensidad	Gasto
Nº	(km ²)	(m)	(m)	(adim)	(adim)	(min)	(min)	(min)	(mm/hr)	(m ³ /s)
I	0.056	225.000	1.000	0.004	0.067	10.127	3.750	47.351	50.507	7.515
II	0.048	270.000	1.500	0.006	0.075	10.694	4.500	37.775	58.935	2.173
III	0.039	280.000	4.500	0.016	0.127	7.306	4.667	33.275	64.268	1.855
IV	0.134	610.000	4.200	0.007	0.083	18.442	10.167	28.608	71.256	1.593
V	0.042	275.000	1.500	0.005	0.074	10.923	4.583	43.601	53.435	5.481
VI	0.067	300.000	5.000	0.017	0.129	7.597	5.000	32.800	64.903	2.522
VII	0.074	370.000	3.500	0.009	0.097	11.105	6.167	27.800	72.664	2.012
VIII	0.092	420.000	2.500	0.006	0.077	14.633	7.000	21.633	86.241	1.323
IX	0.091	300.000	5.000	0.017	0.129	7.597	5.000	39.018	57.646	3.269
X	0.062	300.000	2.000	0.007	0.082	10.811	5.000	34.018	63.306	2.629
XI	0.078	240.000	1.500	0.006	0.079	9.334	4.000	29.018	70.567	2.201
XII	0.109	500.000	3.000	0.006	0.077	16.685	8.333	25.018	78.090	1.420

Donde

- t_{cs} es el tiempo de concentración sobre la superficie
- t_r es el tiempo de traslado dentro de la tubería
- t_c es el tiempo total de concentración de la subcuenca de estudio

4.7.3 Ejemplo aplicando el método Gráfico Alemán

Aplicar el método Gráfico Alemán a la cuenca mostrada en la figura 4.23, considerando una tormenta para un período de retorno de 10 años.

Se sigue el procedimiento del paso 1 y 2 del método Racional Americano llegando a obtener los datos de la figura 4.27

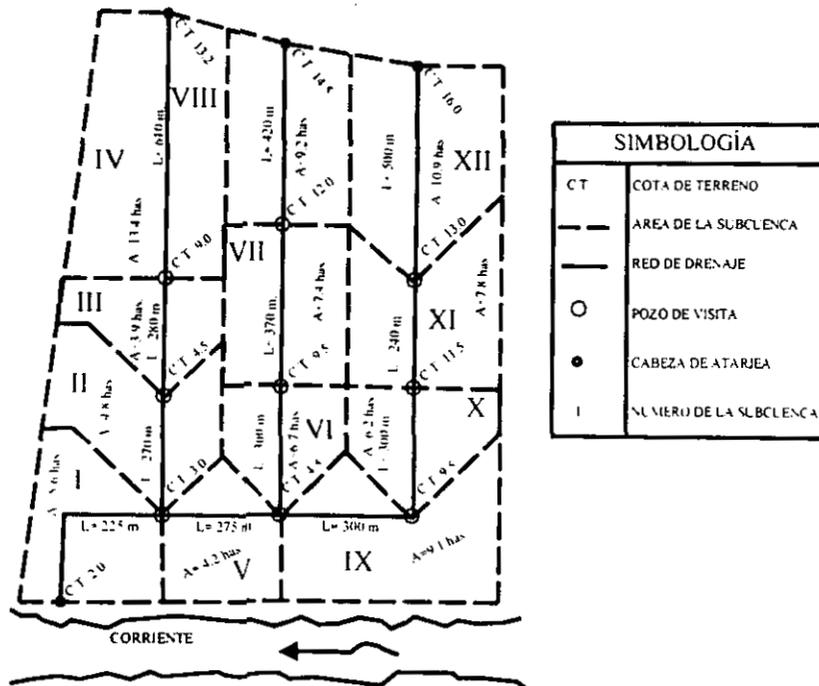


Figura 4.27 Datos de la cuenca

Paso 3

Cálculo del tiempo de concentración para la cuenca

El tiempo de concentración de la cuenca se calculó con la ecuación 4.25.

$$t_{cs} = 0.0003245 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.77}$$

ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

En este caso la longitud L que recorre una gota de agua que cae entre el punto más alejado y la salida de la cuenca es de 1840 m. llamado cauce principal de la cuenca y el desnivel h es entre los dos puntos anteriores es de 14 m Figura 4.27.

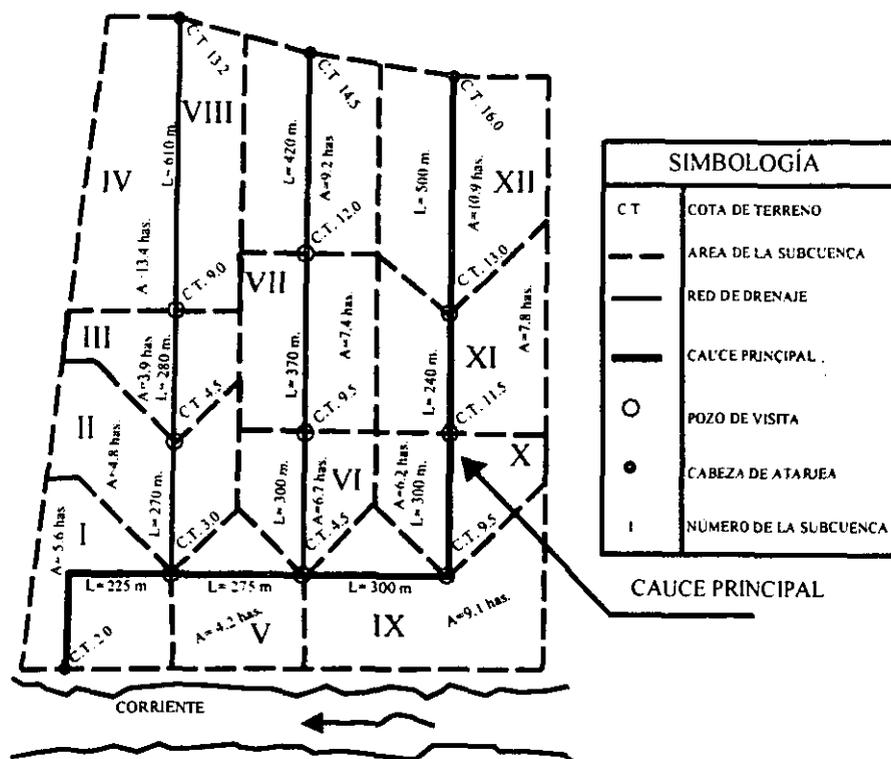


Figura 4.27 Muestra el cauce principal

Sustituyendo valores en la ecuación 4.25 de Kirpich obtenemos que:

$$t_c = 0.0003245 \left(\begin{matrix} 1840 \\ 14 \\ 1840 \end{matrix} \right)^{0.77} = 41.5242 \text{ min}$$

Paso 4

Cálculo de la intensidad de lluvia

Como se desconoce cuál es la duración promedio de la lluvia en la cuenca se iguala dicha duración al tiempo de concentración de la cuenca; conocido el valor de la duración y con la ecuación 4.37 se obtiene la intensidad i, de la lluvia, la cuál sustituyendo valores resulta.

$$i = 704.05(41.5242)^{-0.683} = 55.25 \approx 55 \text{ mm/h}$$

Paso 5

Cálculo del coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento se obtiene con ayuda de la ecuación 4.38. que para una zona residencial (casa habitación) el coeficiente es igual C=0.6.

Paso 6

Cálculo del gasto máximo para cada una de las subcuencas

El cálculo se hace aplicando la ecuación. 4.23 y en ella los valores de C(0.6) y i(55 mm/h) son constantes. por lo que sustituyendo los valores calculados anteriormente la ecuación se expresa como:

$$Q=9.174A \tag{4.39}$$

donde

A es el área en (km²)

Con esta última expresión se calcula el gasto para cada subcuenca, sustituyendo el valor correspondiente del área. En la tabla 4.12 se indican estos valores obtenidos.

Paso 7

Cálculo del tiempo de concentración para cada subcuenca

Con los datos de los colectores se calcula su tiempo de concentración para cada uno de ellos, la ecuación que se utiliza para ello es la misma que la del paso 3, en la tabla 4.12 se muestran los valores

Sí para la subcuenca XII se quiere obtener su tiempo de concentración, solo se sustituirán los valores en la fórmula anterior; es decir

$$t_c = 0.000324 \left(\begin{matrix} 500 \\ 3 \\ 500 \end{matrix} \right)^{0.77} = 0.27807 \text{ h} = 16.6845 \text{ min.}$$

Tabla 4.12 Tiempos de concentración y gastos de cada subcuenca

Subcuenc a	Área	Longitud	Desnivel	Pendiente	(S) ^{1/2}	t _c	Q (máximos)
	(km ²)	(m)	(m)	(Adim)	(Adim)	(min)	En (m ³)
I	0.056	225.000	1.000	0.004	0.067	10.127	0.514
II	0.048	270.000	1.500	0.006	0.075	10.694	0.440
III	0.039	280.000	4.500	0.016	0.127	7.306	0.358
IV	0.134	610.000	4.200	0.007	0.083	18.442	1.229
V	0.042	275.000	1.500	0.005	0.074	10.923	0.385
VI	0.067	300.000	5.000	0.017	0.129	7.597	0.615
VII	0.074	370.000	3.500	0.009	0.097	11.105	0.679
VIII	0.092	420.000	2.500	0.006	0.077	14.633	0.844
IX	0.091	300.000	5.000	0.017	0.129	7.597	0.835
X	0.062	300.000	2.000	0.007	0.082	10.811	0.569
XI	0.078	240.000	1.500	0.006	0.079	9.334	0.716
XII	0.109	500.000	3.000	0.006	0.077	16.685	1.000

Paso 8

Obtención de los hidrogramas de cada Subcuenca

En este paso, el objetivo es conocer los gastos acumulados de cada una de las subcuencas. Para ilustrar este procedimiento, se tomaron como referencia a las subcuencas XII y XI.

Del análisis en la subcuenca XII el gasto acumulado es el mismo gasto obtenido con la ecuación 4.39 ya que no recibe ninguna aportación de otra subcuenca.

Como observamos en la tabla 4.13 y la figura 4.28 el gasto acumulado para este tramo, es el máximo obtenido en este hidrograma ($Q=0.999 \text{ m}^3/\text{s}$).

Tabla 4.13 datos para el hidrograma

Hidrograma XII	
t(minutos)	Q(m ³ /s)
0	0
17	1
41	1
58	0

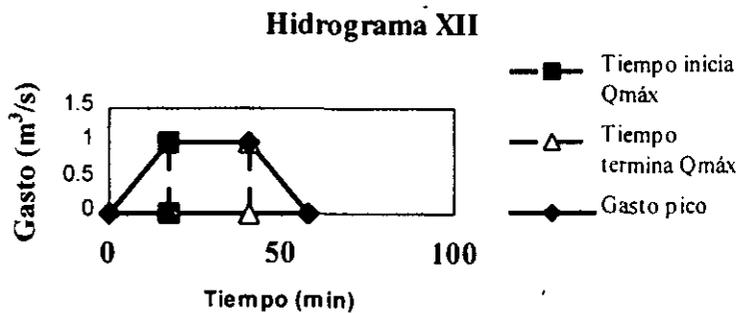


Figura 4.28 muestra el hidrograma de la subcuenca XII

Aplicando el mismo procedimiento para las subcuenca XI se obtiene la tabla 4.14 y el hidrograma figura 4.29

Tabla 4.14 datos para el hidrograma

Hidrograma XII	
t(minutos)	Q(m ³ /s)
0	0.000
9	0.716
41	0.716
50	0.000

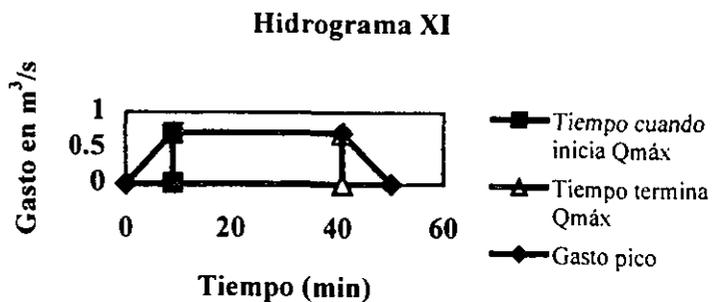


Figura 4.29 muestra el hidrograma de la subcuenca XII

Se sigue el mismo procedimiento para las subcuencas restantes:

Para encontrar el gasto acumulado en esta subcuenca se interpolan los tiempos tanto de la cuenca XII como la propia de la subcuenca tal y como se muestra en tabla figura 4.30.

Tabla 4.15 Datos para el hidrograma total

Hidrograma total	
Tiempo (min)	Gasto Acumulado (m ³ /s)
0.000	0.000
9.335	0.715
26.018	1.715
41.000	1.715
50.333	0.999
67.018	0.000

Hidrograma total para subcuenca XI

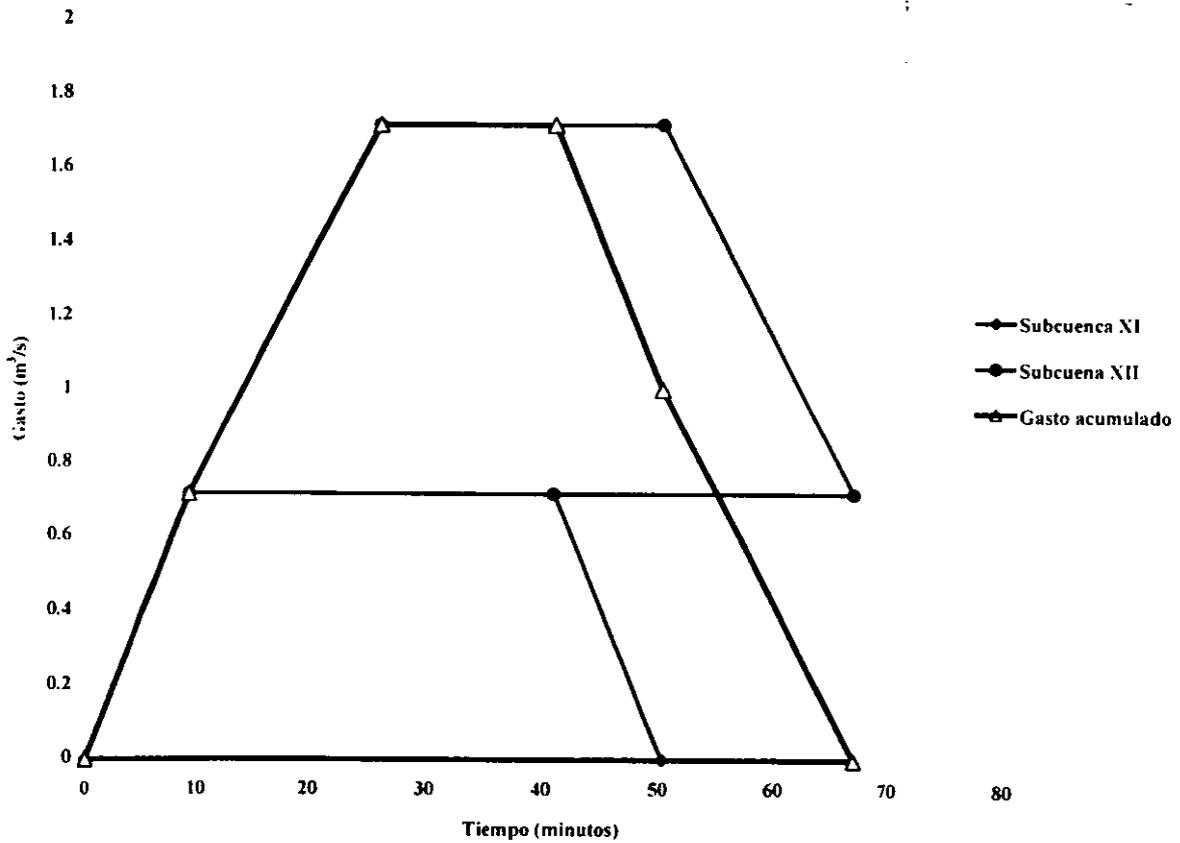


Figura 4.30 Hidrograma total

En resumen, se llega a la tabla 4.16 en la cual se hace una comparación de gastos aplicando los dos diferentes métodos que se utilizaron para la solución en este ejemplo.

Tabla 4.16 Comparación de resultados

Subcuenca	Q acumulado método Racional Americano en (m ³ /s)	Q acumulado método Gráfico Alemán en (m ³ /s)
I	7.515	6.755
II	2.173	2.027
III	1.855	1.587
IV	1.593	1.229
V	5.481	4.594
VI	2.522	2.137
VII	2.012	1.522
VIII	1.323	0.844
IX	3.269	2.913
X	2.629	2.283
XI	2.201	1.715
XII	1.420	0.999

CAPITULO 5

ASPECTOS DE HIDROLOGÍA.

La Hidrología es la ciencia encargada del estudio de los procesos en los que interviene el agua durante su circulación, distribución e interacción con el medio ambiente y con los seres vivos. En otras palabras, en la Hidrología se realiza el estudio de los procesos del agua durante su transporte entre los océanos, la atmósfera y la tierra.

Una *cuenca* es la unidad básica de estudio de la Hidrología 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 señalar que el tamaño de una cuenca dependerá de la ubicación del punto de salida o de análisis.

Dentro de la cuenca se considera la existencia de una corriente principal y de corrientes tributarias o secundarias que son influentes de la primera. Por otra parte, el *parteaguas* es el límite entre dos cuencas y su trazo corresponde a la unión de los puntos de mayor elevación de la topografía (figura 5.1).

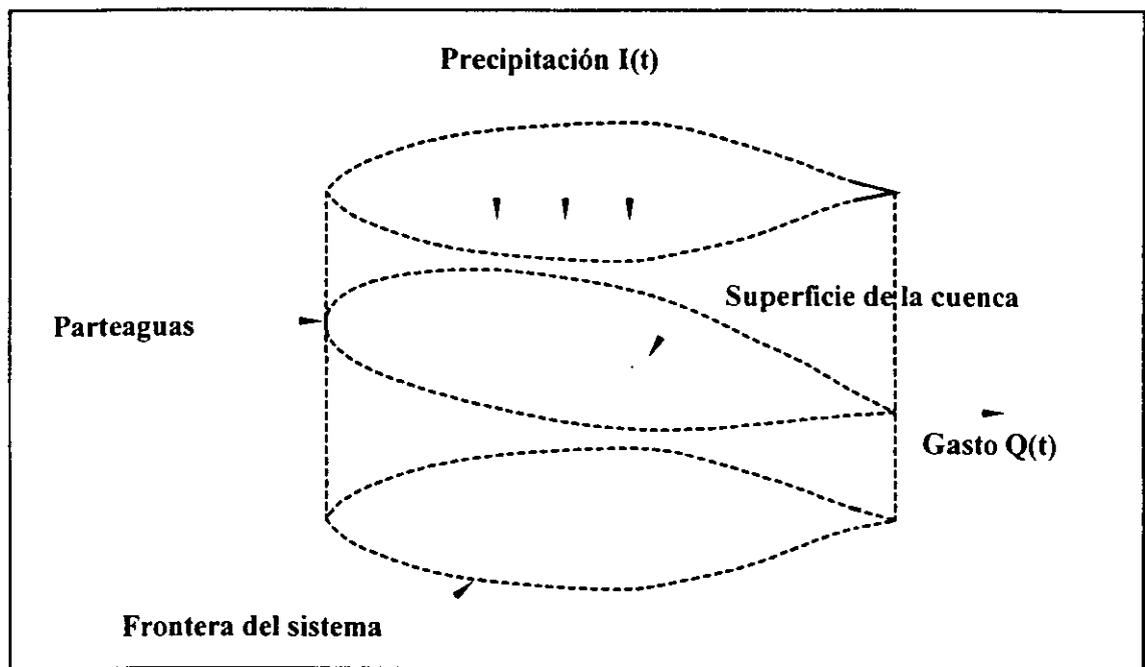


Figura 5.1 Representación esquemática de una cuenca.

Se 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 como similares hidrológicamente cuando no se dispone de suficiente información en alguna de ellas.

Por otra parte, se le denomina *drenaje* a la forma de desalojo del agua en una cuenca. Trata de todas aquellas estructuras, naturales o artificiales, que facilitan el escurrimiento y evitan el almacenamiento del agua en una zona particular. Además, puede hablarse de dos tipos de drenaje: el *drenaje natural* formado por las corrientes superficiales y subterráneas, y el *drenaje artificial*, el cual está constituido por aquellas conducciones construidas por el hombre.

De acuerdo a su importancia, también pueden definirse dos sistemas de drenaje en una cuenca: el drenaje mayor o principal y el menor o secundario. Aunque pareciera difícil establecer una división entre ambos, puede afirmarse que el drenaje primario corresponde a la corriente principal y quizás a algunos de sus afluentes, y el drenaje 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 5.2).

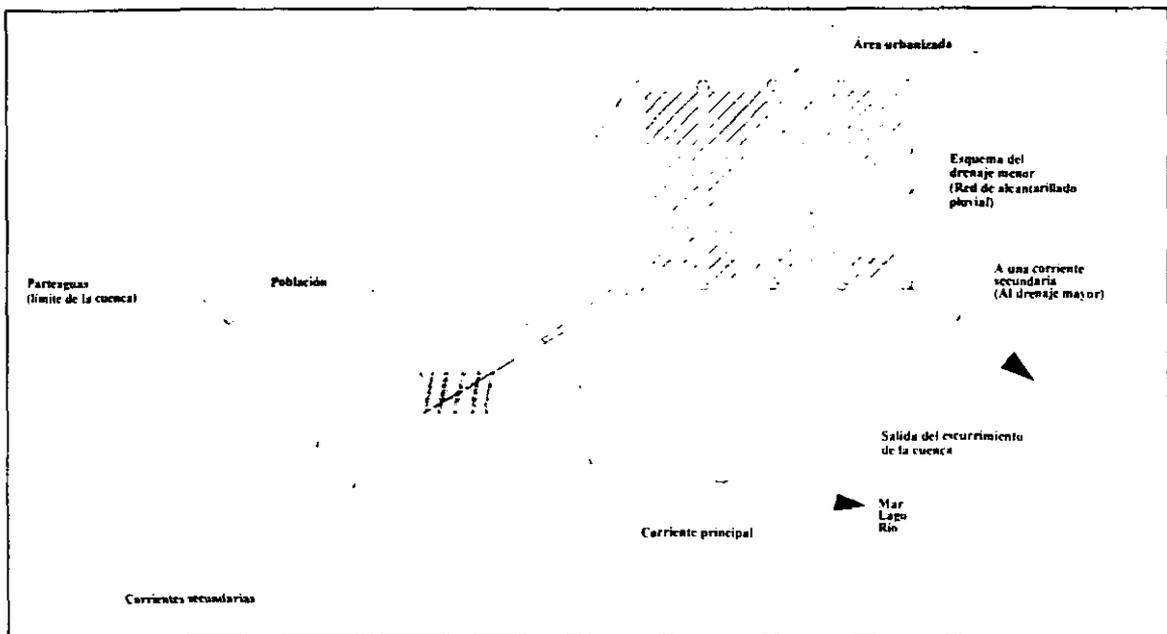


Figura 5.2 Sistemas de drenaje mayor y menor.

5.1 Ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico incluye los procesos del agua durante su continuo transporte entre los océanos, la atmósfera, y la tierra (figura 5.3). El ciclo hidrológico pueden describirse desde cualquiera de sus partes, aunque suele hacerse de la siguiente manera:

La evaporación del agua de la superficie de los océanos forma grandes masas de vapor de agua o nubes. Ellas viajan por la atmósfera impulsadas por los vientos y, cuando algún mecanismo climático obliga a su condensación se provocan las precipitaciones, las cuales suceden en mayor parte en los océanos. De aquellas que ocurren en tierra una parte del agua puede ser interceptada por la vegetación y regresar a la atmósfera al evaporarse; otra parte puede infiltrarse en tierra o escurrir superficialmente hacia ríos, lagos o depresiones del terreno, donde puede infiltrarse 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 de nuevo al mar (Chow, 1994).

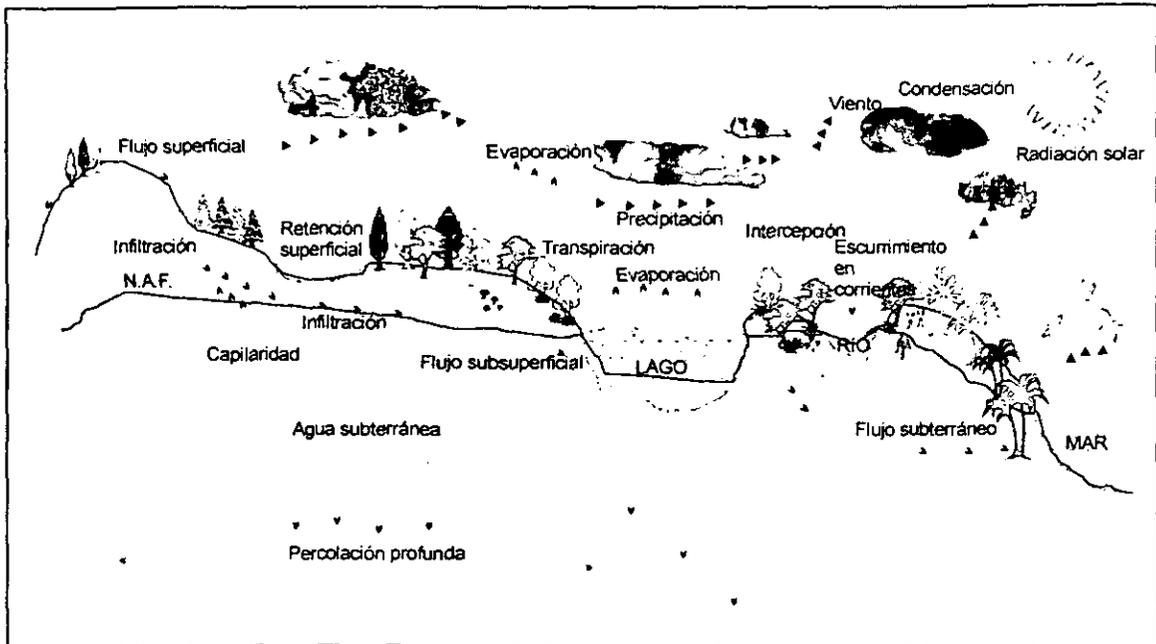


Figura 5.3 El ciclo hidrológico.

La fase del ciclo hidrológico que interesa para fines de este trabajo es 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 del escurrimiento superficial y las técnicas para su control y manejo son temas de la Hidrología.

5.2 Precipitación.

Se le llama *precipitación* a aquellos procesos mediante los cuales el agua cae (o se precipita) de la atmósfera a la superficie de la tierra, tales como la lluvia (precipitación pluvial), la nieve y el granizo. En nuestro país, la lluvia genera los mayores escurrimientos superficiales.

La magnitud de los escurrimientos superficiales está ligada 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 puede interpretarse como la altura del nivel del agua que se acumularía sobre el terreno sin infiltrarse o evaporarse sobre un área unitaria. La diferencia entre ambos es que el primero mide la precipitación acumulada entre cierto intervalo de tiempo de lectura (usualmente de 24h), y el segundo registra en una gráfica (o pluviograma) la altura de lluvia acumulada de acuerdo al tiempo (figura 5.4), lo cual resulta más útil para el ingeniero encargado de diseñar las obras de drenaje.

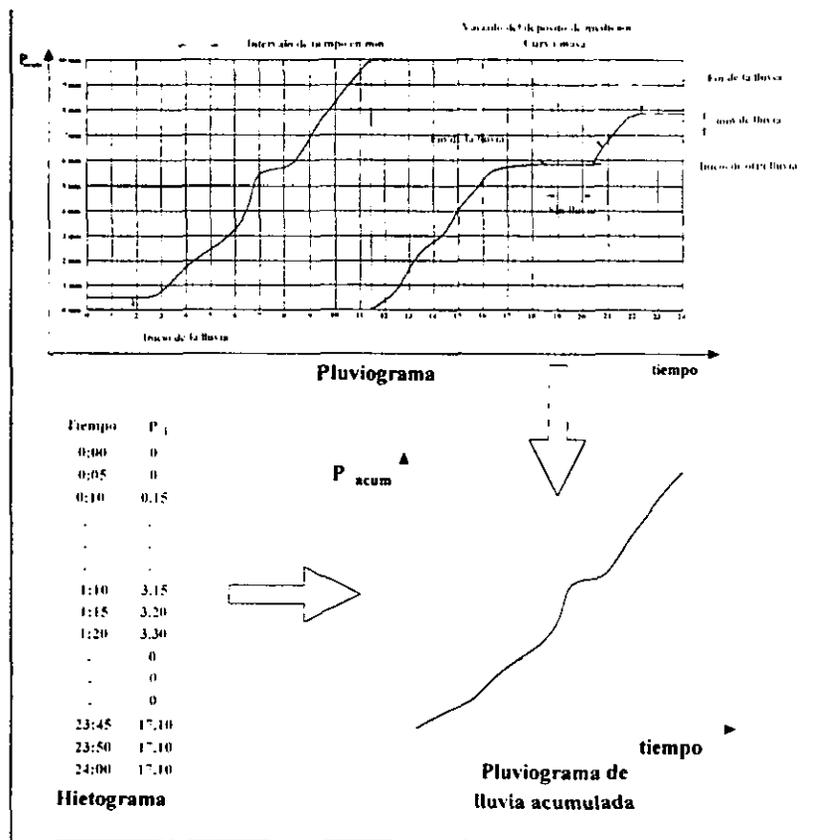


Figura 5.4 Registro de pluviógrafo.

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.

5.2.1 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 5.4). A partir de éste, puede definirse 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 ese intervalo de tiempo 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 planteada en una tormenta en especial.

5.2.2 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 las estaciones climatológicas para complementar las mediciones de los pluviómetros. Conviene colocar ambos instrumentos por si el pluviógrafo falla, aún se disponga de la lectura del pluviómetro.

La variación espacial de la lluvia se puede comprobar 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.

5.3 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 de las fronteras de la zona. A continuación se presentan varios métodos para determinar las principales características de una tormenta sobre una zona de interés.

5.3.1 Precipitación media

La precipitación media es el cociente de dividir el volumen total de agua generado por una tormenta durante cierto intervalo de tiempo 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:

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

$$h_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{p_i} \quad (5.1)$$

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 en calcular el área tributaria de cada estación, empleando polígonos de la siguiente manera:

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 (líneas rectas discontinuas en la figura 5.5).

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 5.5).

b.3) Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas trazadas en el paso anterior y en algunos casos, por el parteaguas de la cuenca, que son los llamados polígonos de Thiessen. El área encerrada en esos polígonos es 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 peso el área de influencia:

$$h_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{p_i} \tag{5.2}$$

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 $\sum_{i=1}^n A_i$.

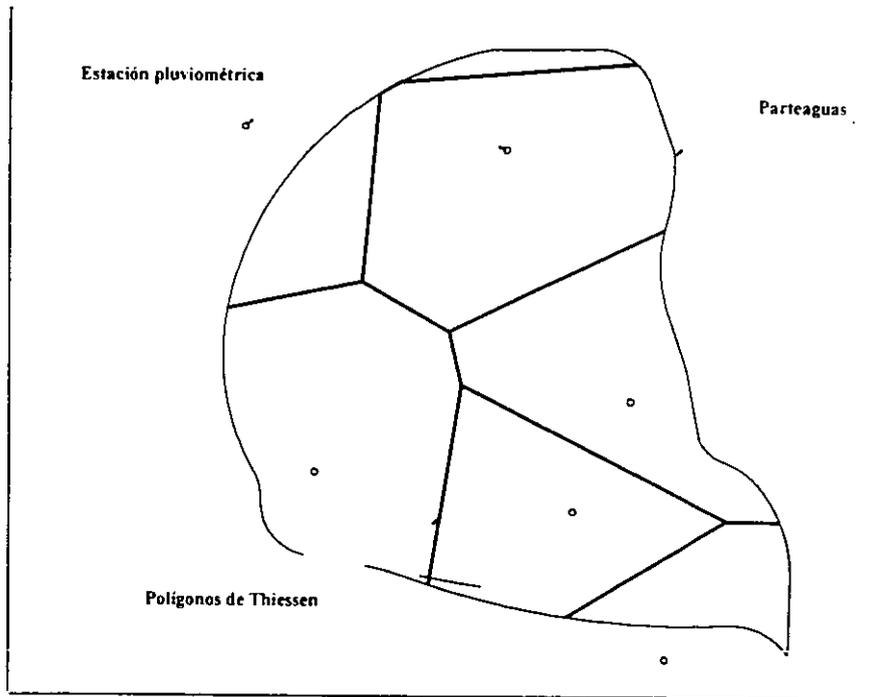


Figura 5.5 Aplicación del método de los polígonos de Thiessen.

c) **Método de las isoyetas.** Consiste en trazar sobre un esquema de la cuenca donde se ubiquen las estaciones y los registros correspondientes de lluvia, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas *isoyetas*, en forma semejante a como se trazan curvas de nivel en topografía, tal como se muestra en la figura 5.6

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

$$h_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n (h_p A_i) \tag{5.3}$$

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 $\sum_{i=1}^n A_i$

n Número de áreas entre isoyetas consecutivas.

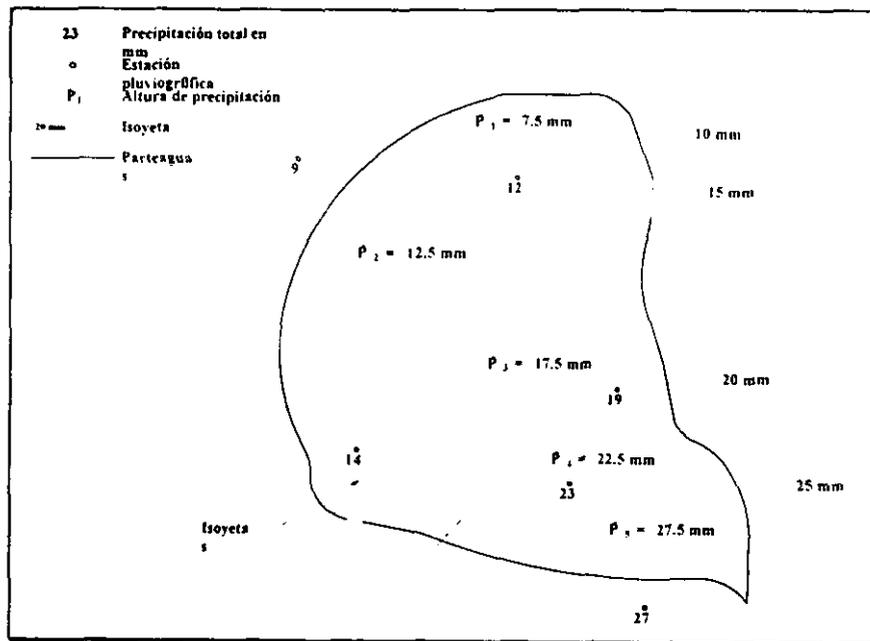


Figura 5.6 Aplicación del método de las isoyetas.

Para emplear cualquiera de los métodos se requiere del plano de la cuenca en estudio, donde se indique la localización de los pluviómetros o pluviógrafos existentes, tanto dentro como fuera de la cuenca (solo aquellos cercanos a las fronteras o parteaguas de la cuenca).

5.3.2 Curva masa media.

Cuando se requiere conocer la *variación* en el tiempo de la precipitación media de 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 será una curva masa media que se puede ajustar calculando la precipitación media de toda la tormenta con el método de las isoyetas y multiplicando cada ordenada de la curva masa media por el factor de ajuste:

$$F = \frac{P_I}{P_T} \quad (5.4)$$

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.

Con esto se obtiene una curva llamada curva masa media ajustada.

5.3.3 Dedución 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

$$h_{p_x} = \frac{1}{n} \left[\frac{p_x}{p^1} h_{p^1} + \frac{p_x}{p^2} h_{p^2} + \dots + \frac{p_x}{p^n} h_{p^n} \right] \quad (5.5)$$

donde

P_x Altura de precipitación faltante en la estación x en estudio.

P_i Altura de precipitación registrada en la estación auxiliar i (i = 1, 2, ..., n), el día que faltan datos en la estación x en estudio.

\bar{P}_x Precipitación media anual en la estación x en estudio.

\bar{P}_i Precipitación media anual en la estación auxiliar i.

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.

5.3.4 Ajuste de registros

El problema de control de inundaciones en áreas urbanas y suburbanas, se ha enfocado generalmente a los estudios de drenaje, por lo que el estudio de las precipitaciones con fines de diseño se ha concentrado en la información de áreas y duraciones pequeñas y se ha analizado poco la influencia que desde el punto de vista de diseño, tiene el tamaño de la cuenca.

En términos generales los métodos tradicionales para determinar tormentas de diseño tienen dos desventajas importantes. La primera deriva de que el análisis se basa en la información de una sola estación, generalmente la más cercana al sitio en estudio y no se aprovecha toda la información existente en la zona; esta situación conduce con cierta frecuencia a diseños inconsistentes en una misma región. Esto se agrava cuando se requieren precipitaciones asociadas a duraciones menores de una hora, ya que la disponibilidad de datos pluviográficos es generalmente escasa y con frecuencia, al menos en México, de poca calidad. La segunda, se refiere a la falta de criterios de diseño para colectores que drenan cuencas relativamente grandes o estructuras de regularización cuyo diseño depende más del volumen de las avenidas que de un gasto pico.

Debido a esas limitaciones, se han desarrollado enfoques basados esencialmente en estudios regionales, en donde, utilizando información de varias estaciones pluviográficas de la zona en estudio se definen los factores de ajuste, para conocer alturas de precipitación de diseño para una cierta duración, período de retorno y área de la cuenca.

De lo dicho anteriormente se puede decir que los factores que afectan los cambios en las condiciones de medición se debe a que, durante el tiempo que una estación se encuentra en operación, se pueden presentar cambios 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 una técnica llamada *curva masa doble*, que se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación acumulada media 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 particular se afecta de inmediato ante la presencia de cambios importantes.

Así, si en una gráfica se presenta en un eje la precipitación anual acumulada media de varias estaciones circundantes a la estación en estudio y en el eje, la lluvia anual acumulada de la estación en cuestión, se obtendrá una línea recta, siempre que en ésta no hayan existido cambios o no sean importantes; en caso contrario la línea cambia de 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 un ajuste para la época de lluvias y otro para el estiaje, si se considera adecuado.

5.3.5 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 esta variación 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 siguientes pasos:

- 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 cada dos isoyetas 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) Sobreponer 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 6.0 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.
- i) 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; las curvas son para diferentes duraciones.

5.3.6 Curvas intensidad de la lluvia-duración-periodo de retorno (i-d-T)

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

Si los datos registrados de i , d , T se dibujan en papel logarítmico, usualmente se agrupan en torno a líneas rectas. Si las líneas resultan ligeramente curvas se corrigen, agregando a la duración un valor constante c ; o bien, cuando la pendiente de las líneas varía mucho, dividiendo las líneas para cada período de retorno en dos rectas. Si los datos se agrupan lo suficiente en torno a líneas rectas, el valor de c se toma como cero, quedando la ecuación simplemente como

$$i = \frac{kT_r^m}{d^n} \quad (5.9)$$

La desventaja al utilizar estas curvas es que para áreas grandes, mayores de 10 km^2 , 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 donde, con base en análisis semejantes al anterior, se han trazado las isoyetas correspondientes a diferentes duraciones y períodos de retorno (SCT, 1990).

Ejemplo 5.1

Obtener las curvas i - d - T suponiendo que en una estación pluviográfica se han registrado las alturas de precipitación máxima en mm para diferentes duraciones, mostradas en la tabla 5.2.

Tabla 5.2.- 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.		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 de la ecuación 5.8 se obtiene

$$\log i = \log k + m \log T - n \log (d + c) \quad (5.10)$$

ecuación que es de la forma

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (5.11)$$

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 5.11 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

$$\begin{aligned} \sum y &= N a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \\ \sum (x_1 y) &= a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum (x_1 x_2) \\ \sum (x_2 y) &= a_0 \sum x_2 + a_1 \sum (x_1 x_2) + a_2 \sum x_2^2 \end{aligned} \quad (5.12)$$

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 5.8

En el Servicio Meteorológico Nacional y en otras dependencias se cuentan con tablas similares a la 5.2 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 5.2 a intensidades, las cuales se indican en la Tabla 5.3. 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 5.3, se toman los primeros datos de la tabla 5.2.

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 5.3).

Tabla 5.3 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 5.4 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:

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad (5.13)$$

donde

T Período de retorno (años).

n Número de datos.

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

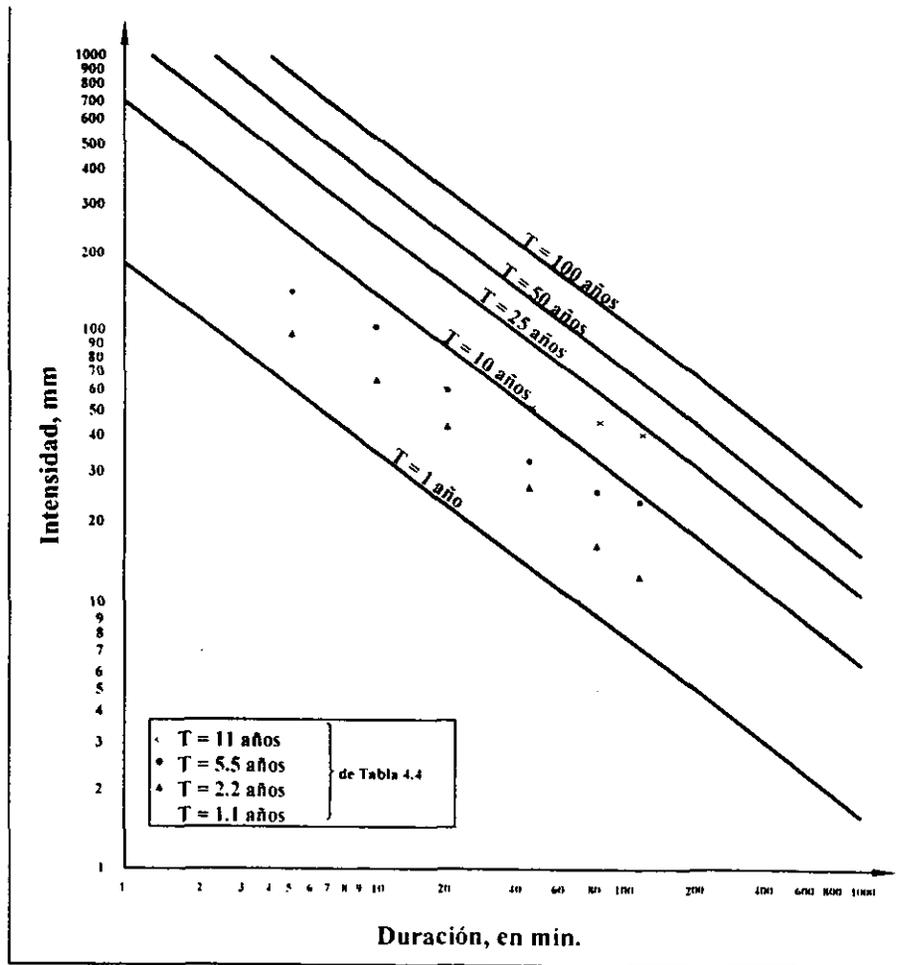
Tabla 5.4 Intensidades (mm/h).

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

Continuación de la Tabla 5.4

NÚMERO DE ORDEN	T	D U R A C I O N (min)					
		5	10	20	45	80	120
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 5.9, se muestran los puntos correspondientes a los datos de la tabla 5.4. Como se puede observar, los datos tienden a agruparse en torno a líneas rectas, salvo para periodos de retorno de 11 y 5.5 años, por lo que en este ejemplo se tomará $c = 0$.

Figura 5.9 Curvas $i-d-T$

En la tabla 5.5 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 5.4 de acuerdo al numero de orden, para después efectuar los productos, cuadrados y sumas.

Sustituyendo los resultados de la tabla 5.5 en el sistema de ecuaciones 5.12, resulta:

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

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

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

Resolviendo el sistema de ecuaciones anterior se obtiene

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

por lo que los valores de los parámetros de la ecuación 5.9, son

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

quedando la ecuación 5.8, relativa a las curvas intensidad - duración - período de retorno, de la forma

$$i = \frac{187.76 T_r^{0.574}}{d^{0.683}} \tag{5.14}$$

En la figura 5.9 se muestran las curvas dibujadas según la ecuación 5.14. 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 5.14, tenemos

$$i = 704.05 d^{-0.683} \tag{5.15}$$

Si multiplicamos la ecuación 5.15 por la duración d se obtiene la altura de precipitación:

$$P = i \frac{d}{60} = 11.73 d^{0.317} \tag{5.16}$$

Tabla 5.5 Cálculo de los parámetros

X	x ²	x ¹	y	x ¹ y	x ² y	(x ¹) ²	(x ²) ²	x ¹ x ²
1.0000	0.6990	1.0414	2.2095	2.3010	1.5444	1.0845	0.4886	0.7279
2.0000	0.6990	0.7404	2.1761	1.6111	1.5210	0.5481	0.4886	0.5175
3.0000	0.6990	0.5643	2.0792	1.1732	1.4533	0.3184	0.4886	0.3944
4.0000	0.6990	0.4393	2.0719	0.9102	1.4482	0.1930	0.4886	0.3071
5.0000	0.6990	0.3424	1.9823	0.6788	1.3855	0.1173	0.4886	0.2393
6.0000	0.6990	0.2632	1.9823	0.5218	1.3855	0.0693	0.4886	0.1840
7.0000	0.6990	0.1963	1.9823	0.3891	1.3855	0.0385	0.4886	0.1372
8.0000	0.6990	0.1383	1.9542	0.2703	1.3660	0.0191	0.4886	0.0967
9.0000	0.6990	0.0872	1.9294	0.1681	1.3486	0.0076	0.4886	0.0609
10.0000	0.6990	0.0414	1.8325	0.0759	1.2809	0.0017	0.4886	0.0289
11.0000	1.0000	1.0414	2.0453	2.1300	2.0453	1.0845	1.0000	1.0414

Continuación de la tabla Tabla 5.5

X	x^2	x^1	y	x^1y	x^2y	$(x^1)^2$	$(x^2)^2$	x^1x^2
12.0000	1.0000	0.7404	2.0212	1.4964	2.0212	0.5481	1.0000	0.7404
13.0000	1.0000	0.5643	1.9685	1.1108	1.9685	0.3184	1.0000	0.5643
14.0000	1.0000	0.4393	1.8451	0.8106	1.8451	0.1930	1.0000	0.4393
15.0000	1.0000	0.3424	1.8195	0.6231	1.8195	0.1173	1.0000	0.3424
16.0000	1.0000	0.2632	1.7782	0.4681	1.7782	0.0693	1.0000	0.2632
17.0000	1.0000	0.1963	1.7324	0.3401	1.7324	0.0385	1.0000	0.1963
18.0000	1.0000	0.1383	1.6812	0.2325	1.6812	0.0191	1.0000	0.1383
19.0000	1.0000	0.0872	1.6335	0.1424	1.6335	0.0076	1.0000	0.0872
20.0000	1.0000	0.0414	1.6128	0.0668	1.6128	0.0017	1.0000	0.0414
21.0000	1.3010	1.0414	1.7924	1.8666	2.3320	1.0845	1.6927	1.3549
22.0000	1.3010	0.7404	1.7782	1.3165	2.3134	0.5481	1.6927	0.9632
23.0000	1.3010	0.5643	1.7324	0.9775	2.2539	0.3184	1.6927	0.7341
24.0000	1.3010	0.4393	1.7243	0.7575	2.2433	0.1930	1.6927	0.5716
25.0000	1.3010	0.3424	1.6435	0.5628	2.1382	0.1173	1.6927	0.4455
26.0000	1.3010	0.2632	1.6335	0.4300	2.1252	0.0693	1.6927	0.3425
27.0000	1.3010	0.1963	1.5441	0.3031	2.0089	0.0385	1.6927	0.2554
28.0000	1.3010	0.1383	1.4472	0.2001	1.8828	0.0191	1.6927	0.1799
29.0000	1.3010	0.0872	1.4472	0.1261	1.8828	0.0076	1.6927	0.1134
30.0000	1.3010	0.0414	1.3222	0.0547	1.7202	0.0017	1.6927	0.0539
31.0000	1.6532	1.0414	1.7076	1.7783	2.8230	1.0845	2.7331	1.7216
32.0000	1.6532	0.7404	1.5185	1.1243	2.5104	0.5481	2.7331	1.2240
33.0000	1.6532	0.5643	1.4314	0.8077	2.3663	0.3184	2.7331	0.9329
34.0000	1.6532	0.4393	1.4314	0.6288	2.3663	0.1930	2.7331	0.7263
35.0000	1.6532	0.3424	1.4314	0.4901	2.3663	0.1173	2.7331	0.5661
36.0000	1.6532	0.2632	1.3979	0.3680	2.3111	0.0693	2.7331	0.4352
37.0000	1.6532	0.1963	1.3979	0.2744	2.3111	0.0385	2.7331	0.3245
38.0000	1.6532	0.1383	1.1461	0.1585	1.8948	0.0191	2.7331	0.2286
39.0000	1.6532	0.0872	1.1139	0.0971	1.8416	0.0076	2.7331	0.1441
40.0000	1.6532	0.0414	0.9542	0.0395	1.5776	0.0017	2.7331	0.0684
41.0000	1.9031	1.0414	1.6532	1.7216	3.1462	1.0845	3.6218	1.9819
42.0000	1.9031	0.7404	1.4150	1.0476	2.6928	0.5481	3.6218	1.4090
43.0000	1.9031	0.5643	1.2788	0.7216	2.4336	0.3184	3.6218	1.0739
44.0000	1.9031	0.4393	1.2788	0.5618	2.4336	0.1930	3.6218	0.8361
45.0000	1.9031	0.3424	1.2304	0.4213	2.3417	0.1173	3.6218	0.6517
46.0000	1.9031	0.2632	1.2041	0.3170	2.2915	0.0693	3.6218	0.5010
47.0000	1.9031	0.1963	1.1461	0.2250	2.1812	0.0385	3.6218	0.3736
48.0000	1.9031	0.1383	1.0414	0.1440	1.9819	0.0191	3.6218	0.2632
49.0000	1.9031	0.0872	1.0000	0.0872	1.9031	0.0076	3.6218	0.1659

Continuación de la Tabla 5.5

X	x^2	x^1	y	x^1y	x^2y	$(x^1)^2$	$(x^2)^2$	x^1x^2
50.0000	1.9031	0.0414	0.6990	0.0289	1.3302	0.0017	3.6218	0.0788
51.0000	2.0792	1.0414	1.6021	1.6684	3.3310	1.0845	4.3230	2.1652
52.0000	2.0792	0.7404	1.3802	1.0219	2.8697	0.5481	4.3230	1.5393
53.0000	2.0792	0.5643	1.1761	0.6636	2.4453	0.3184	4.3230	1.1732
54.0000	2.0792	0.4393	1.1761	0.5167	2.4453	0.1930	4.3230	0.9135
55.0000	2.0792	0.3424	1.1139	0.3814	2.3161	0.1173	4.3230	0.7120
56.0000	2.0792	0.2632	1.0414	0.2741	2.1652	0.0693	4.3230	0.5473
57.0000	2.0792	0.1963	1.0000	0.1963	2.0792	0.0385	4.3230	0.4081
58.0000	2.0792	0.1383	0.9031	0.1249	1.8777	0.0191	4.3230	0.2876
59.0000	2.0792	0.0872	0.8451	0.0737	1.7571	0.0076	4.3230	0.1812
60.0000	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

En la figura 5.10 se muestra la gráfica de la ecuación 5.16 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.

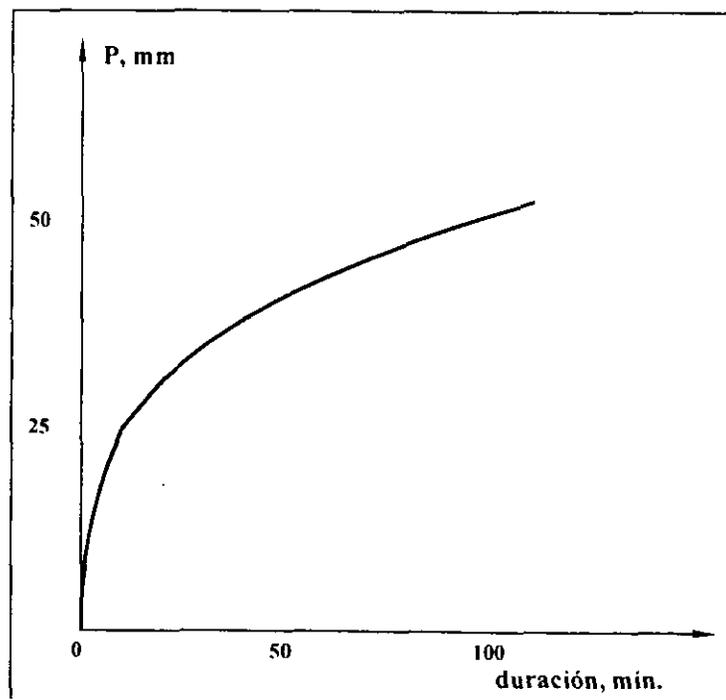


Figura 5.10 Curva masa de precipitación.

5.4 Análisis estadístico y probabilístico en Hidrología

En el diseño o planeación de ciertas obras hidráulicas pueden requerirse 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 pueden ser útiles para determinar; por ejemplo: la capacidad de almacenamiento de una presa, el dimensionamiento de un vertedor, la magnitud de una sequía y el diseño de un sistema de alcantarillado.

Por la dificultad 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, complicado y difícil de manejar, pues requeriría gran cantidad de información. Por ello resulta más conveniente un análisis estadístico y probabilístico.

Una estimación de un fenómeno futuro está ligada a una probabilidad de ocurrencia (o posibilidad), 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 acuerdo a una probabilidad predeterminada 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, 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 aleatoria* X cuyo comportamiento puede ser descrito por una *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.

5.4.1 Conceptos básicos de probabilidad y estadística

De acuerdo a los principios probabilísticos y estadísticos, 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 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 5.13).

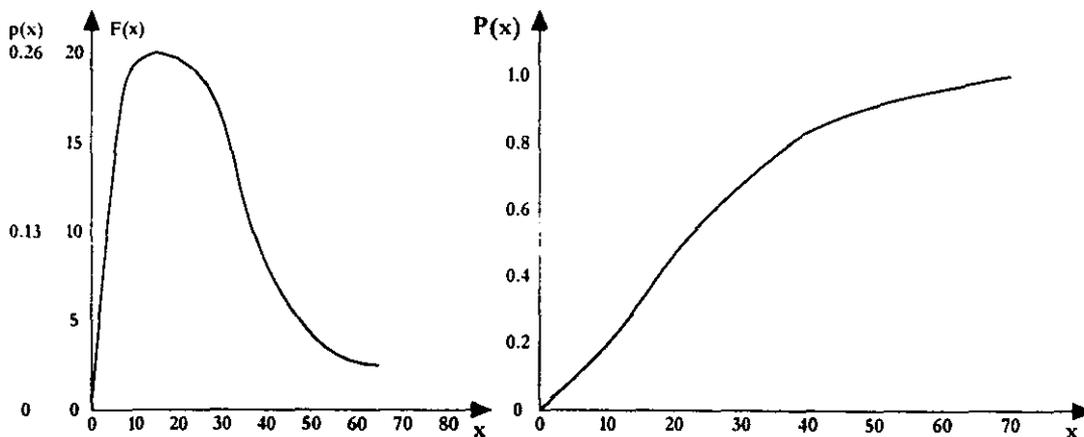


Figura 5.13 Funciones de densidad y distribución de probabilidad.

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

$$f_m(x_i) = \frac{n_i}{n} \tag{5.30}$$

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 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_j es la frecuencia acumulada $F_m(x_j)$:

$$F_m(x_j) = \sum_{j=1}^i f_m(x_j) \tag{5.31}$$

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

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

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{f_m(x)}{\Delta x} = \frac{dF(x)}{dx} \tag{5.32}$$

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

$$P(X \leq x) = p(x) = F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (5.33)$$

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 $[0, 1]$:

$$0 \leq p(x) \leq 1 \quad (5.34)$$

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

$$\sum_{i=1}^n p(x_i) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1 \quad (5.35)$$

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.

$$P(X > x) = q(x) = 1 - p(x) \quad (5.36)$$

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

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

$$P(a \leq X \leq b) = p(b) - p(a) = F(b) - F(a) = \int_a^b f(x) dx = \int_a^b f(x) dx \quad (5.37)$$

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

$$p(x_1 \cup x_2) = p(x_1) + p(x_2) - p(x_1 \cap x_2) \quad (5.38)$$

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:

$$p(x_1 \cap x_2) = p(x_1) \times p(x_2) \quad (5.39)$$

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

$$p(x_1 \cap x_2) = p(x_1) \times p(x_2 | x_1) \quad (5.40)$$

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:

$$p(x_1 \cap x_2) = 0 \quad (5.41)$$

5.4.2 Período de retorno y riesgo.

En Hidrología es común tratar con los conceptos de período de retorno y probabilidad de riesgo. El *período promedio de retorno* o *intervalo de recurrencia* (en años), se define como

$$T = \frac{1}{p(x)} \quad (5.42)$$

donde $p(x)$ representa la probabilidad de ocurrencia de un evento menor o igual a x . Se aprecia que el período de retorno no es un intervalo fijo de ocurrencia de un evento, sino el promedio de los intervalos de recurrencia del evento.

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

1) La probabilidad de que un evento $X \leq x$ ocurra en algún año es

$$p(x) = \frac{1}{T} \quad (5.43)$$

2) La probabilidad de que un evento x no ocurra en algún año (o probabilidad de excedencia dado que $X > x$) es

$$q(x) = 1 - p(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (5.44)$$

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

$$q_1(x) \times q_2(x) \times \dots \times q_n(x) = \{q(x)\}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (5.45)$$

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

$$R = 1 - \{q(x)\}^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (5.46)$$

En la tabla 5.6 se anotan los períodos de retorno asociados con diferentes niveles de riesgo.

Tabla 5.6 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 máximo igual al 10%; entonces la obra se debe diseñar con un evento que tenga como período de retorno promedio un intervalo de 475 años.

Como 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 una falla durante su vida útil. Empleando la ecuación 5.46, 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 5.13), la cual se escribe como

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

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 excedencia de un evento como

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad (5.47)$$

Esta ecuación es ampliamente utilizada en la práctica en nuestro país.

5.4.3 Parámetros estadísticos

Las estadísticas son valores representativos que resumen las características generales de una muestra de datos. Por otra parte, los parámetros estadísticos 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 variabilidad y la simetría. En la tabla 5.7 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 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 5.7 Algunos parámetros estadísticos de la población y de la muestra

Parámetro estadístico de la población	Estadística de la muestra
<i>(1) Tendencia central o punto medio:</i>	
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 50% Percentil
c) Media geométrica:	
antilog $[E(\log x)]$	$\left(\prod_{i=1}^n x_i\right)^{1/n}$

Continua la Tabla 5.7

Parámetro estadístico de la población	Estadística de la muestra
(2) Variabilidad:	
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):	
$\gamma = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3}$	$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

5.4.4 Funciones de distribución de probabilidad

Una función de distribución de probabilidad representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria en un rango predefinido y 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 las distribuciones: 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 dada por dos poblaciones con características diferentes.

En la tabla 5.8 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 con el método de los momentos.

Tabla 5.8 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	$F(x) = \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)^2\right] dx$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\alpha = \bar{x}$ y $\beta = s_x$
Log-normal	$F(x) = \frac{1}{\beta x \sqrt{2\pi}} \int_0^x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2\right] dx$	$x > 0$	$\alpha = \bar{y}$ y $\beta = s_y$, para $y = \ln x$
Normal estandarizada	$F(x) = F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left[-\frac{1}{2}z^2\right] dz$	$-\infty \leq z \leq \infty$	$\alpha = \bar{x}$ y $\beta = s_x$, para $z = \frac{x-\alpha}{\beta}$
Exponencial	$F(x) = 1 - \exp\left[-\frac{x-\alpha}{\beta}\right]$	$x \geq \alpha$	$\beta = s_x$ y $\alpha = \bar{x} - \beta$
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x}{\alpha}\right) dx$	$x \geq 0$	$\alpha = \frac{s_x^2}{\bar{x}}$ y $\beta = \frac{(\bar{x})^2}{s_x^2} = \frac{1}{(C_v)^2}$
Pearson tipo III (Gamma de tres parámetros)	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x-\delta}{\alpha}\right) dx$	$x \geq \delta$	$\beta = \left(\frac{2}{C_a}\right)^2$, $\alpha = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}}$ y $\delta = \bar{x} - \alpha \beta$
Log Pearson tipo III	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x \left(\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right) dx$	$\ln x > \delta$	$\beta = \left(\frac{2}{C_a(y)}\right)^2$, $\alpha = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}}$ y $\delta = \bar{y} - \alpha \beta$, para $C_a(y) > 0$ y $y = \ln x$
Valores Extremo tipo I (Gumbel)	$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)\right]$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\beta = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s_x$ y $\alpha = \bar{x} - 0.5772 \beta$

La selección de alguna 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. Este depende el criterio de ajuste 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.

5.4.5 Observaciones sobre las funciones de distribución de probabilidad empleadas en Hidrología

5.4.5.1 Distribución Normal (o de Gauss)

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

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2} \quad (5.50)$$

donde μ y σ 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 4.8.

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

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (5.51)$$

teniéndose entonces a la función de densidad normal estandarizada

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2} \quad (5.52)$$

y a la función de distribución normal estandarizada de la forma

$$F(x) = F(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (5.53)$$

Los valores que toma la función anterior se pueden tomar de la tabla 5.9. o pueden aproximarse mediante la expresión (Abramowitz y Stegun, 1965):

$$B = \frac{1}{2} \left[1 + 0.196854 z + 0.115194 z^2 + 0.000344 z^3 + 0.019527 z^4 \right]^{-4} \quad (5.54)$$

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

$$F(z) = B \quad \text{para } z > 0 \quad \text{y} \quad F(z) = 1 - B \quad \text{para } z \leq 0 \quad (5.55)$$

El error en la evaluación de $F(z)$ utilizando esta fórmula es menor de 0.00025.

Tabla 4.9 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

Z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
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 $F(z) = 1 - F(|z|)$.

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.

5.4.5.2 Distribución Log-normal

Esta distribución es una variante de la distribución Normal, donde se transforma la muestra al obtener el logaritmo de cada uno de sus valores. Esto tiene como ventaja la reducción en mayor proporción de los valores altos de la muestra que de los bajos, por lo que se disminuye la asimetría positiva comúnmente encontrada en los registros hidrológicos. Además, en esta distribución los valores de la muestra son siempre positivos.

Tiene como desventajas el uso de solamente dos parámetros y 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.

5.4.5.3 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 el evento y fenómeno de que se trate.

5.4.5.4 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 la función gamma $\Gamma(\beta)$, la cual está dada por

$$F(x) = F(z) = \int_x^\infty \frac{1}{2\pi} e^{-z^2} dz \quad (5.56)$$

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

$$F(x) = F(z) = \int_x^\infty \frac{1}{2\pi} e^{-z^2} dz \quad (5.57)$$

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

5.4.5.5 Distribución Pearson tipo III (Gamma de tres parámetros).

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 asumir diferentes formas a medida que varían sus parámetros.

5.4.5.6 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.

5.4.5.7 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

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - k \frac{x - \alpha}{\beta} \right)^{1/k} \right] \quad (5.58)$$

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 5.8.

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

5.4.5.8 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 normalmente 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:

$$F(x) = F_1(x)[p + (1 - p)F_2(x)] \quad (5.59)$$

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:

$$n = n_1 + n_2 + 1 \quad (5.60)$$

donde

n_1 es el número de parámetros de $F_1(x)$.

n_2 es el 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

$$p = \frac{N_n}{N_T} \quad (5.61)$$

donde

n_{nc} es el número de años de registro en que el gasto máximo no se produjo por tormentas ciclónicas.

n es el 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

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right] \tag{5.62}$$

donde

α_1, β_1 son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica.

α_2, β_2 son los parámetros correspondientes a la población ciclónica.

Ejemplo 5.2

Para los datos de lluvias máximas en 24 h en la estación climatológica Acayucán, mostrados en la tabla 5.10, se desea obtener la precipitación máxima esperada para un período de retorno de 50 años.

Tabla 5.10 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

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 período 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 a los datos.
- e) Calcular para cada una de las funciones el error cuadrático, y buscar aquella para la cual, el error cuadrático es el mínimo.
- f) Obtener con la función de ajuste seleccionada mediante este criterio, la precipitación máxima esperada para 50 años.

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

Tabla 5.11 Cálculo del período de retorno y probabilidad de excedencia

<i>No. de orden</i>	<i>P24 h (mm)</i>	<i>T(años)</i>	<i>q(x) = 1 - p(x)</i>
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

Continua la Tabla 5.11

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

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

Con las expresiones mostradas en la tabla 4.8, 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 5.12). Los resultados mencionados se obtuvieron empleando un programa de hoja de cálculo, pues muchos de ellos incluyen dentro de sus funciones especiales a la mayoría de las funciones de distribución de probabilidad.

Tabla 5.12 Resumen de parámetros, errores cuadráticos y estimaciones para algunas funciones de distribución de probabilidad de la tabla 5.8.

<i>Distribución</i>	<i>Parámetro</i> (α)	<i>Parámetro 2</i> (β)	<i>Error cuadrático</i>	<i>Estimación</i> $P_{24 \text{ h}, 50 \text{ años}}$
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 con dicha distribución es de 191.89 mm.

Muchas de las funciones no son invertibles, pues para determinar la lluvia de 50 años de período de retorno deberán hacerse tanteos o buscar algún método alternativo hasta determinar la lluvia con el período de retorno 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 5.44 se tiene que

$$F(x) = q(x) = 1 - \frac{1}{T}$$

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:

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

Haciendo cálculos, para $T = 50$ años, se obtiene que $x = 185.22$ mm, que es el valor estimado para la precipitación con un período promedio de retorno de 50 años.

5.5 Esguerrimiento e hidrogramas.

Para fines de este trabajo, el *esguerrimiento* puede definirse 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 5.1, "Ciclo hidrológico").

El propósito de los sistemas de alcantarillado pluvial es controlar y conducir los *esguerrimientos 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 esguerrimiento. 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.

Un *hidrograma* es una gráfica donde se indica la magnitud del gasto en cierta sección transversal de un cauce y su variación a través 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 trazarse un hidrograma como el de la figura 4.18. En dicha gráfica se aprecia una serie de "picos", que son ocasionados por una tormenta en particular. Cabe destacar que el área comprendida bajo la curva del hidrograma es el volumen del esguerrimiento.

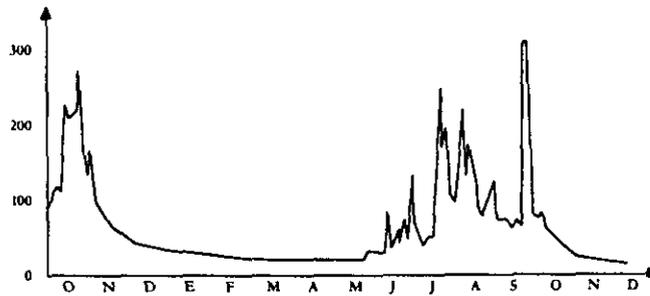


Figura 5.18 Hidrograma observado en un cauce.

Si a partir de la figura anterior, se amplía la escala del tiempo para observar solo un evento de lluvia, el hidrograma tendría la forma indicada en la figura 5.19.

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 correspondiente, 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.

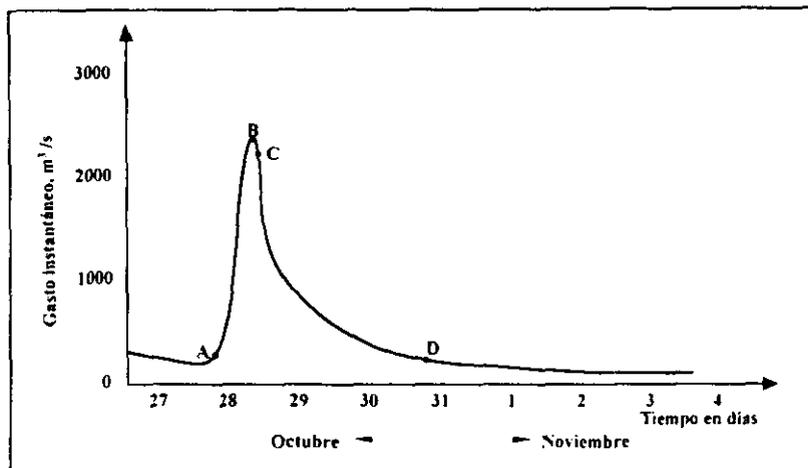


Figura 5.19 Hidrograma generado por una tormenta particular.

Aunque la forma de cada hidrograma producido por una tormenta particular varía, es posible identificar las principales características de cada uno de ellos (figura 5.20).

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.

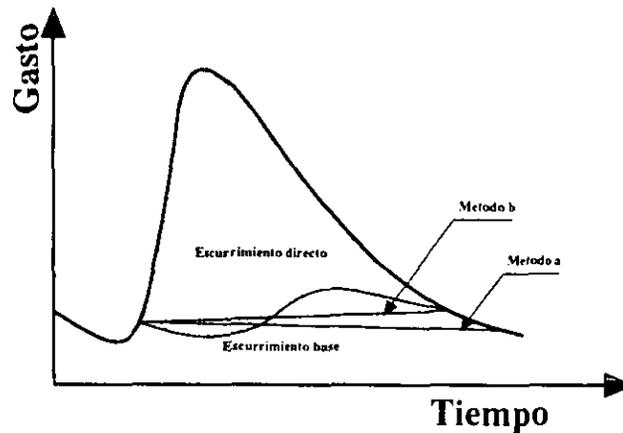


Figura 5.20 Puntos característicos de un hidrograma.

b) *Pico (B)*. Es el gasto máximo producido por la tormenta. En muchos casos, se requiere conocer este valor con fines de diseño.

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.

d) *Final del escurrimiento directo (D)*. Se le da este nombre al punto donde el escurrimiento registrado proviene ya solamente del flujo subterráneo. Normalmente se acepta que sea el punto de mayor curvatura de la curva de recesión (o de descenso) del hidrograma.

e) *Tiempo de pico (t_p)*. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el correspondiente al pico del hidrograma.

f) *Tiempo base (t_b)*. Se le llama así al tiempo que transcurre entre el punto de levantamiento hasta el correspondiente al final del escurrimiento directo. Puede interpretarse entonces como la duración del escurrimiento directo.

g) *Rama ascendente*. Es la curva de ascenso del hidrograma, comprendida entre el punto de levantamiento y el gasto máximo o pico.

h) *Rama descendente*. Es la curva del hidrograma, que parte desde el pico hasta el final del escurrimiento directo.

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 siguientes procedimientos:

- Método de la línea recta.
- Método de la curva de vaciado.
- Método de correlación del tiempo de vaciado.
- Método del punto de mayor curvatura de la curva de recesión del hidrograma.

Los métodos mencionados anteriormente se detallan 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 5.3

Para entender mejor la forma del hidrograma, considérese la cuenca mostrada en la figura 5.21, 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 siguientes características:

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

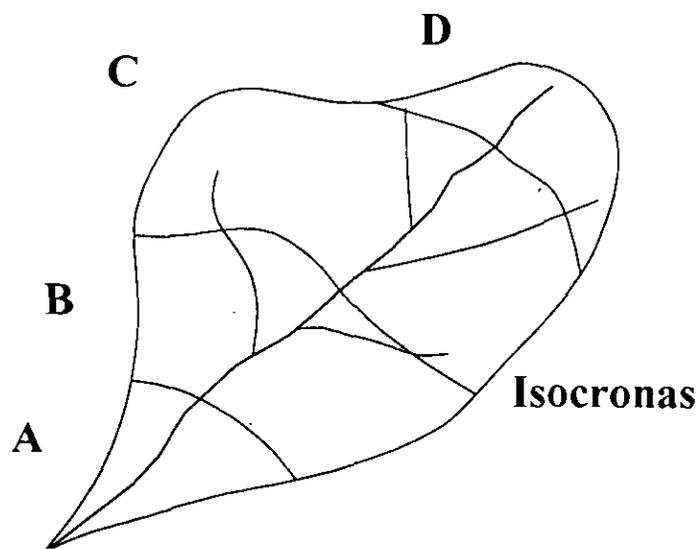


Figura 5.21 Isocronas en una cuenca típica.

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 5.22.

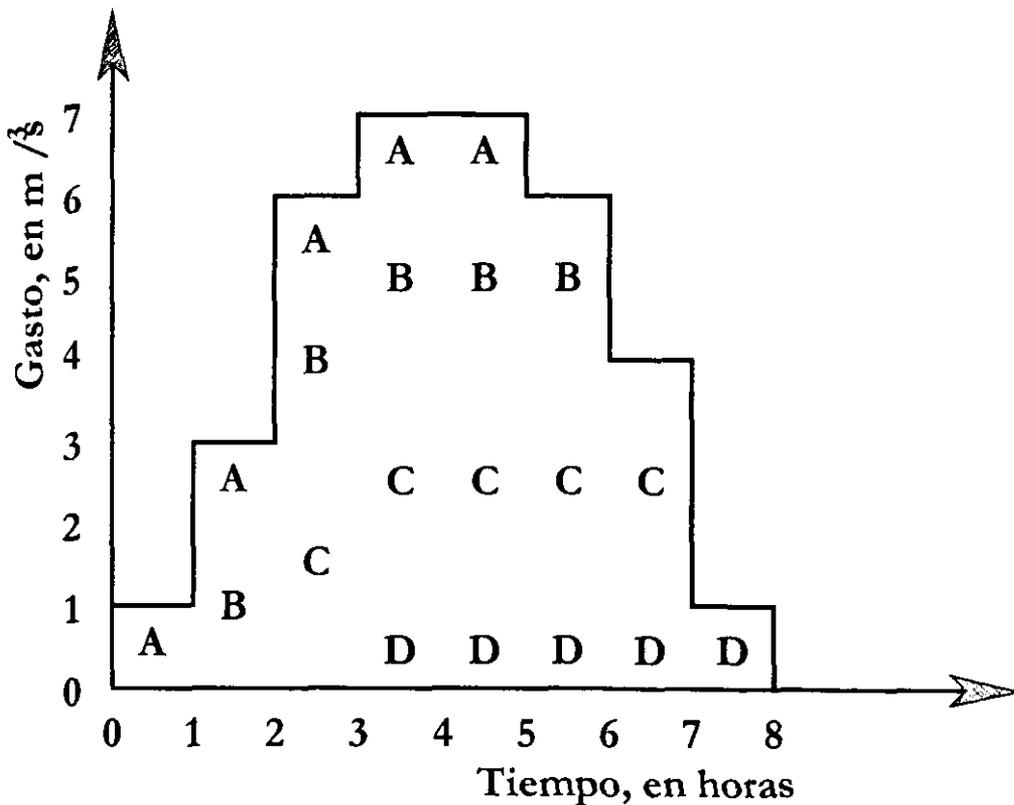


Figura 5.22 Hidrograma para intervalos de una hora.

Si con este ejemplo se hubieran empleado curvas isócronas menos espaciadas en el tiempo se obtendría un hidrograma como el de la figura 5.23. 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 5.24.

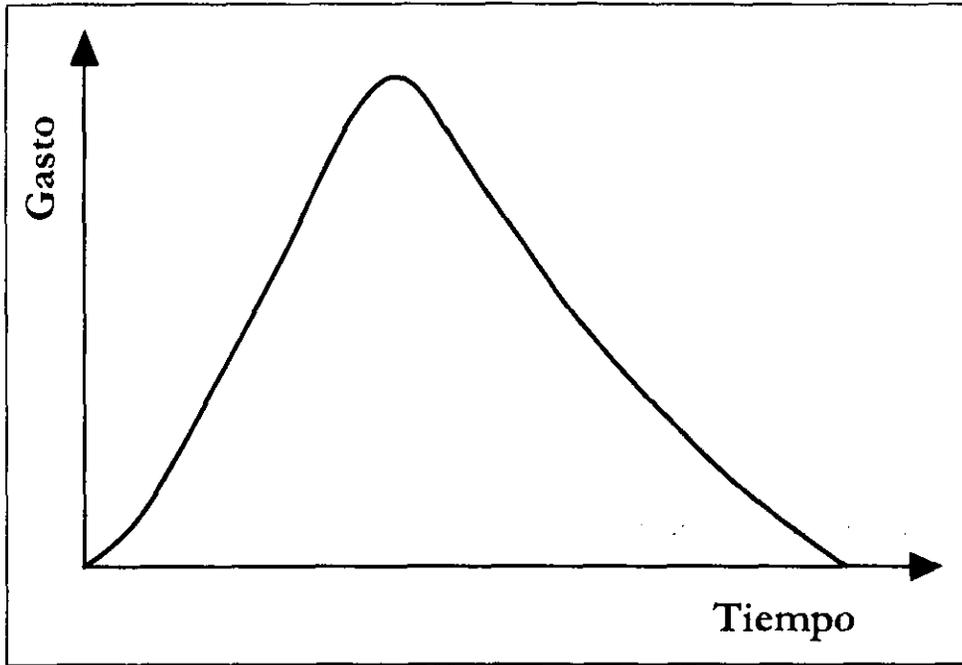


Figura 5.23 Hidrograma continuo.

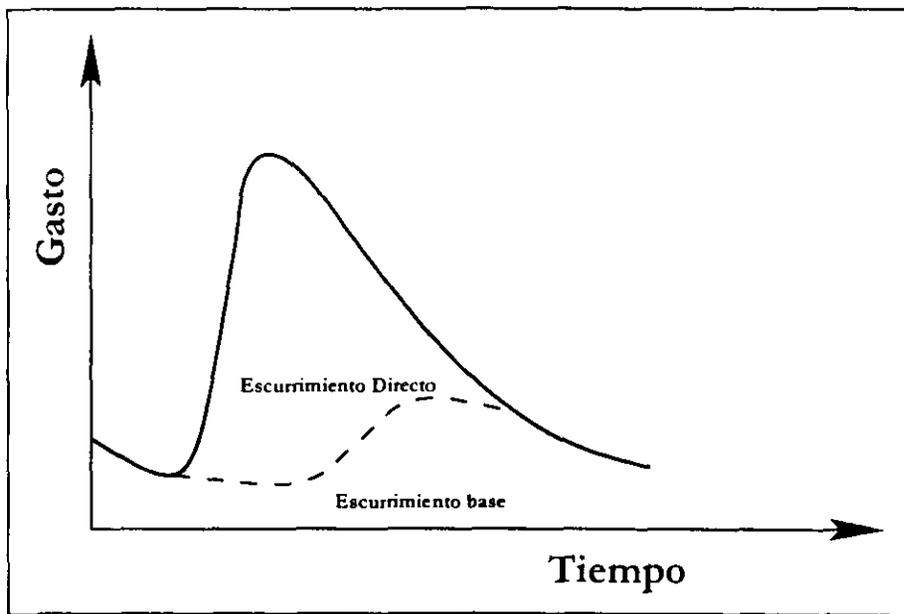


figura 5.24 Hidrograma típico registrado en una corriente perenne.

CAPITULO 6

PROGRAMA DE COMPUTO

6.1 Generalidades

El estudio del control de inundaciones incluye el diseño de redes para drenaje. aspecto que por su importancia y complejidad en el análisis de diversos factores que intervienen, se recurre al empleo de un programa de cómputo para diseñar redes de alcantarillado.

Entiéndase por diseño, a la determinación de la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, cálculos de diámetro y pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

Los aspectos principales que abarca el diseño de redes son:

1. Cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de conductos.
2. Consideraciones y restricciones que deben imponerse para disminuir los costos de construcción y evitar fallas por razones estructurales o trabajos continuos de mantenimiento.
3. Procedimientos de cálculo basados en los métodos descritos en el capítulo 4.5 de esta tesis, donde se considera que el sistema ya está construido o diseñado, procurando evitar procesos iterativos de prueba y error que hagan lenta y costosa la etapa de diseño.

Para el diseño de una red de drenaje, se requiere conocer algunos conceptos de Hidráulica que permitan determinar la capacidad de los conductos y el perfil que tomará la superficie del agua en su interior.

La red de drenaje puede estar formada por conductos abiertos, cauces naturales o conductos cerrados. En estos últimos, que son los más comunes, pueden presentarse dos tipos de funcionamiento: el primero, que corresponde a la condición normal, es a superficie libre y el segundo, se presenta cuando por el sistema escurre un gasto superior al de diseño, en cuyo caso, el conducto trabaja a presión.

Para estimar el gasto de diseño por una lluvia sobre una cuenca existen varios métodos. los más usuales son: fórmula racional, gráfico alemán.

A continuación se presenta la estructuración del programa para el cálculo de redes de tubos que utiliza el método racional.

$$Q_p = 0.278CiA$$

Al aplicarse este método, se deben de considerar algunos aspectos en el programa, como son:

- a) Para el diseño de un tramo, deberá tomarse en cuenta el área tributaria anterior a ese tramo y su área propia.
- b) La intensidad de lluvia se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$i = \frac{kT_r^m}{d^n} \quad (6.1)$$

El cual toma en cuenta las variables del período de retorno (T_r), duración de la lluvia (d).

c) Para el cálculo del tiempo de concentración a través de la superficie se propuso la fórmula de Kirpich; para la obtención del mismo, se procede como sigue:

1) En los tramos que son cabezas de atarjeas, el tiempo de concentración se puede obtener con fórmulas empíricas que tomen en cuenta las características fisiográficas del área tributaria al tramo, siendo una de ellas:

$$t_{cs} = 0.0003245 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.77} \quad (6.2)$$

donde:

t_{cs} es tiempo de concentración, en min

L es longitud del tramo tributario principal del área tributaria en m

S es pendiente media del área tributaria, en porcentaje

Si se carece de información del área tributaria, puede suponerse un valor inicial del tiempo de concentración de 20 a 30 min.

2) Para el tramo siguiente aguas abajo, el valor del tiempo de concentración se obtiene sumando al inicial el tiempo de recorrido en el primer tramo más su tiempo de traslado del tramo en estudio.

Este tiempo de traslado puede conocerse una vez obtenida la velocidad media en el primer tramo, mediante.

$$t_t = \frac{L}{60V} \quad (6.3)$$

donde:

t_t tiempo de traslado, en min.

L longitud del primer tramo, en m

V velocidad media en el primer tramo, en m/s

Para los tramos siguientes, el tiempo de concentración se calcula de la misma forma, es decir, al tiempo de concentración del tramo anterior se le suma su tiempo de traslado.

3) En los tramos que sean confluencia de dos o más, el tiempo de concentración que se utilice, será el mayor de los tiempos con que se llegue al tramo que se analiza.

6.2 Estructura del programa de cómputo

Para utilizar el programa, se debe definir el trazo de la tubería, áreas drenadas por cada tramo, características del suelo, topografía del terreno, período de retorno y coeficiente de escurrimiento. Este programa está hecho para poder usarse en computadoras personales.

Un elemento indispensable para este programa, es la división del sistema en tramos, los cuales preferentemente deberán estar comprendidos entre dos pozos de visita. A cada tramo se le

asigna un número, sin importar la secuencia, pero se recomienda no dejar números intermedios sin definir; también se numeran los pozos de visita.

Comenzando por los tramos que son cabeza de atarjea, hacia aguas abajo, se numeran las líneas; entendiéndose por línea, el tramo o conjunto de tramos en serie, cuyo último tramo aguas abajo descarga a otro que recibe la aportación de dos o más líneas.

A cada línea se le asigna un número de orden; así, una línea que tiene un tramo cabeza de atarjea, será de orden 1. Si existen más líneas con cabeza de atarjea, serán de 2, 3, 4, etc., líneas de orden 1, y la línea con la que se hace confluencia aguas abajo será de orden 2 o mayor. Entonces, para cada número de orden deberá quedar definido cuántas líneas hay, quedando numeradas en orden progresivo.

Es importante aclarar que una línea de cierto orden deberá descargar siempre a otra de orden mayor. En la numeración del orden de las líneas, deberá haber por lo menos una línea de cada uno de los números menores que la línea de orden máximo.

Así, a cada tramo se le asignan tres caracteres, de la siguiente forma:

$$N = \text{TRAM}(L, I, J)$$

donde:

N es número del tramo, que puede ser cualquier valor

TRAM es nombre de la variable que reconoce al tramo

L es número del orden de la línea

I es número de línea de orden L

J es número del tramo de la línea I, de orden L

Por ejemplo:

$$15 = \text{TRAM}(1, 5, 2)$$

Se interpreta que el tramo 15 es el segundo de la quinta línea de primer orden.

El programa está estructurado por un programa principal, diez subrutinas y un block data; todo ello se describe a continuación:

6.2.1 Programa principal

Como su nombre lo indica, es la parte más importante del programa. Organiza el cálculo llamando a las subrutinas para obtener el proceso de cálculo requerido.

En su inicio asigna los valores de la velocidad mínima y máxima. Después llama a la subrutina LECTU, y posteriormente a la subrutina LINEA1, si es de orden 1, o a LINEAN, si es mayor. Después llama a la subrutina LLUVIA para efectuar el cálculo de la intensidad y obtener el gasto por área tributaria, mediante la fórmula racional.

A continuación llama a DISEÑO para revisar pendientes, diámetros y profundidad mínima; también llama a la subrutina VOLOBR, e imprime la primera parte de la tabla de resultados. Finalmente llama a la subrutina IMPRE donde imprime el proceso de cálculo y los resultados.

Subrutinas**LECTU**

En esta subrutina se lee y verifica la información proporcionada.

LINEA1

Inicia la segunda parte del programa, donde empieza el diseño de la tubería.

Para las líneas de orden 1, determina los valores iniciales de los diámetros, pendientes, áreas tributarias y tiempos de entrada. Cuando se trata de un tramo de cabecera, considera el diámetro mínimo, pendiente del terreno para casos favorables a una pendiente mínima y colchón mínimo, como condiciones iniciales; y para los tramos subsecuentes, toma la elevación final de la plantilla y el diámetro del tramo anterior. Se auxilia de la subrutina PROMIN (profundidad mínima).

También asigna el área tributaria del tramo de cabecera y calcula su tiempo de concentración. En los tramos siguientes calcula la elevación de la plantilla al inicio y final del tramo, y si ésta es menor o igual a la elevación del final, teniendo como restricción el colchón máximo (diámetro de 4.00 m), asigna a la elevación de la plantilla al inicio, la elevación al final del tramo anterior.

Además, obtiene el coeficiente de escurrimiento ponderado, y su respectiva área tributaria con la que será diseñado el tramo siguiente.

LINEAN

Cuando se trata de tramos que están en líneas de orden mayor de uno, llama a esta subrutina donde escoge el diámetro mayor y la elevación menor de los tramos que llegan al tramo en estudio.

También calcula las otras variables que obtiene con LINEA 1 (diámetro, pendiente, áreas tributarias, etc.).

PROMIN

Con esta subrutina obtiene el colchón mínimo en función del diámetro. Si el diámetro es menor o igual a 45 cm, el colchón mínimo será de 1.20 m; si el diámetro es igual o mayor de 60 cm, el colchón mínimo es de 1.50 m; y si el diámetro es mayor de 1.50 m, le asigna como colchón mínimo un valor igual al diámetro de la tubería.

LLUVIA

Con el tiempo de concentración calculado y de acuerdo con las coordenadas de localización del proyecto, encuentra una altura de precipitación máxima (para las características del tramo), así como la intensidad correspondiente al tiempo de concentración.

INTER

Esta subrutina interpola linealmente los puntos de las curvas de coeficientes proporcionados en el block data que afectan a la precipitación media.

DISEÑO

Con las características geométricas iniciales obtenidas en las subrutinas LINEA o LINEAN, comprueba, si cumpliendo con las especificaciones de velocidad, es posible conducir un gasto mayor que el calculado por los métodos utilizados. Posteriormente, para cada tramo inicia con la

pendiente mínima, es decir, resta el valor del colchón mínimo más el diámetro, la elevación del terreno al final y lo compara con la elevación de la plantilla al inicio. Si este valor es positivo, significa que la elevación de la plantilla al final es menor que al inicio, por tanto, verifica si pasan las condiciones de gasto y velocidad.

En caso de que el valor sea negativo, significa que la elevación de la plantilla al final es mayor, por lo que a la elevación de la plantilla al inicio le resta un centímetro e inicia con esa pendiente el cálculo.

Después de obtener la pendiente inicial y considerar el diámetro mayor de los tramos que llegan al tramo en cuestión, se incrementa la pendiente disminuyendo un centímetro la elevación de la plantilla al final de cada iteración, hasta alcanzar un valor máximo de Diámetro/4 ($D/4$), siempre y cuando no rebase al colchón máximo. Se toma el valor $D/4$, con base en que se realizaron varias simulaciones para diferentes valores: D , $D/2$, $D/4$, $D/6$, y $D/8$, y se concluyó que con $D/4$ no se profundiza demasiado al final, pues de lo contrario, el valor se reflejará en los tramos siguientes.

Una vez que llega al valor $D/4$ y no se han verificado las condiciones hidráulicas, incrementa la tubería al diámetro comercial siguiente, iniciando con la pendiente mínima, y calcula otra vez siguiendo el procedimiento descrito. Si cubre todos los diámetros comerciales, imprime un mensaje de revisión.

Definidas las características geométricas e hidráulicas del tramo, calcula el tiempo de traslado del tramo en función de estas, para sumarlo al del tramo anterior y efectuar el diseño del siguiente tramo.

VOLOBR

Con esta subrutina se calcula, en función de las características geométricas del tramo, el volumen de excavación tanto parcial como total.

IMPRE

Con la pendiente y diámetro de cada tramo, calcula la velocidad a tubo lleno, mediante la ecuación de Manning, y con la ecuación de continuidad calcula el caudal. Posteriormente imprime la segunda parte de la tabla de cálculo; obtiene las caídas hidráulicas en los pozos de visita; imprime la tercera parte de la tabla con el resumen de longitudes de tubería, número de caídas mayores de 1.50 m y las especificaciones utilizadas internamente en el programa.

BLOCK DATA

El block data o paquete de datos, es un archivo donde se guarda información sobre los diámetros comerciales interiores y exteriores, anchos de cepas, espesores de camas, y factores que afectan la altura de precipitación media, para valuar la intensidad de lluvia.

6.2.2 Instructivo de uso

Este programa, se ha estructurado de tal manera que los datos se capturan en un archivo de entrada y los resultados se graban en un archivo de salida.

a) Entrada de datos

PRIMERA LINEA: TR, NOM, NT

TR Período de retorno utilizado en el diseño del sistema

NOM	Número de orden máximo en el sistema
NT	Número total de tramos del sistema
SEGUNDA LINEA:	PROY
PROY	Nombre para identificar al proyecto
TERCERA LINEA:	NMANIN. COEFIC
NMANIN	Coefficiente de rugosidad de Manning
COEFIC	Coefficiente de escurrimiento
CUARTA LINEA:	N, INICIOTRA (N), FINALTRA(N), ORDEN, LINEA, TRAMO, TRASI(N), TRAILL(N), TRAIL(N,1), TRAIL(N, 2), TRAIL(N, 3), TRAIL(N, 4), INFORM(N), LTUB(N), AREA(N), CTI(N), CTF(N), AT(N), CAT(N)
N	Número de tramo
INICIOTRA(N)	Número del punto inicial del tramo N
FINALTRA(N)	Número de punto final del tramo N
ORDEN	Orden de la línea analizada
LINEA	Número de línea en que está colocado el tramo que se analiza
TRAMO	Número de tramo de la línea que se está analizando
TRASI(N)	Número del tramo siguiente. al tramo de análisis
TRAILL(N)	Cantidad de tramos que llegan al tramo que se analiza (máximo 4)
(TRAIL(N, I) I = 1,4)	Número de los tramos que llegan al tramo
INFORM(N)	Parámetro para indicar que existe información del área tributaria a los tramos que son cabezas de atarjea. Tal información servirá para calcular el tiempo de concentración.
LTUB(N)	Longitud del tramo N, en m
AREA(N)	Area propia del tramo N, en ha
CTI(N)	Elevación del terreno aguas arriba del tramo N, en metros sobre el nivel de referencia (MSNR)
CTF(N)	Elevación del terreno aguas abajo del tramo N, en MSNR
AT(N)	Area tributaria del tramo N, en ha
CAT(N)	Coefficiente de escurrimiento del área tributaria del tramo N.

Es de notarse, que la cuarta lectura, será leída tantas veces como número de tramos se tengan.

El orden en que se proporcionan los datos, es el siguiente:

Primero, la información de los tramos que están en líneas de orden uno.

El número de las líneas debe proporcionarse en forma progresiva y ascendente. De cada línea, se pondrán los tramos en orden progresivo y ascendente. Por ejemplo:

Tabla 6.1 Orden de la información de tramos

NUMERO	INICIO	FINAL	ORDEN	LINEA	TRAMO
1	1	2	1	1	1
2	2	3	1	1	2
3	3	12	1	1	3
4	4	5	1	2	1
5	5	6	1	2	2
6	6	11	1	2	3
7	7	8	1	3	1
8	8	9	1	3	2
9	9	10	1	3	3
10	10	11	1	3	4
11	11	12	2	1	1
12	12	0	3	1	1

b) Lista de variables

A continuación se describen las principales variables utilizadas en el programa.

VMAX	Velocidad máxima permitida
VMIN	Velocidad mínima permitida
HMAX	Colchón máximo permitido (depende del diámetro de la tubería)
HMIN	Colchón mínimo permitido (depende del diámetro de la tubería)
KLINEA(L)	Número de la línea de orden (L) que se analiza
KTRAMO(L, I)	Número de tramos de la línea (I) de orden (L), que se analiza
INTE	Intensidad promedio del tramo (N), calculada a partir del tiempo de concentración
QPL(N)	Gasto pluvial del tramo (N), calculado con la fórmula racional
A	Area acumulada hasta el tramo anterior del que se analiza
AAA(N)	Area acumulada hasta el tramo que se analiza
T	Tiempo de concentración acumulado hasta el tramo anterior al que se analiza
TT	Tiempo de traslado en el tramo que se analiza

TTA(N)	Tiempo de concentración acumulada hasta el tramo que se analiza (es la suma de las dos variables anteriores)
PENDP.	Pendiente del tubo. en milésimas
SUMLON	Suma de la longitud total de la tubería del sistema
SLD30	Suma de la longitud total de la tubería de 30 cm de diámetro
SLD38	Suma de la longitud total de la tubería de 38 cm de diámetro
SUMA(N)	Area tributaria acumulada hasta el tramo que se analiza
COEFL(N)	Coefficiente de escurrimiento ponderado
QR	Gasto pluvial (QPL(N))
S	Pendiente del tubo
Y	Tirante del tubo
V	Velocidad del flujo en el tubo (obtenida con la fórmula de Manning)
RADHID	Radio hidráulico
AHID	Area hidráulica
PERMOJ	Perímetro mojado
Q	Capacidad de conducción del tramo
ACAM(N)	Espesor de la plantilla
ACEPA(N)	Ancho de la cepa
VOL(N)	Volumen promedio de excavación del tramo (N)

6.3 Ejemplo de aplicación

Comprobar el programa aplicándolo a la siguiente figura.

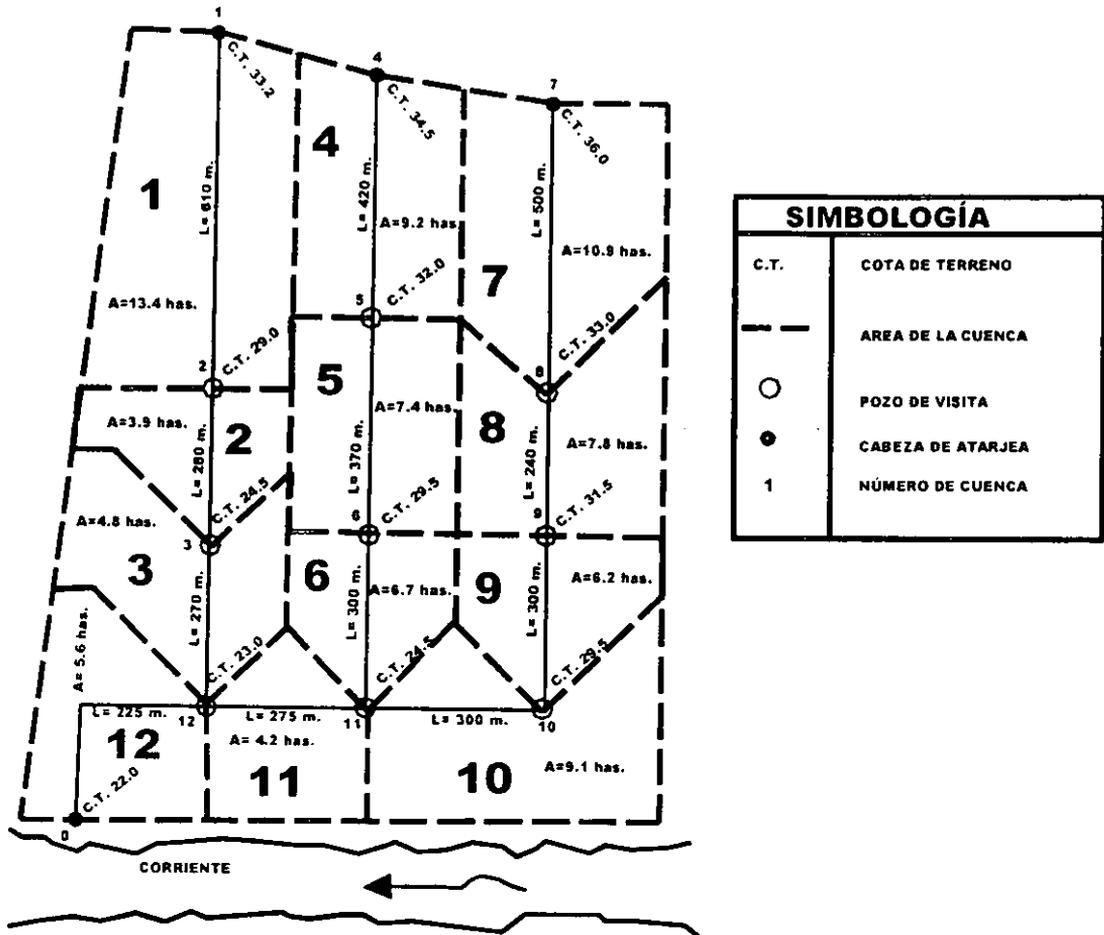


Figura 6.1 Zona de estudio

Datos básicos.

ARCHIVO DE DATOS ALCANTA.DAT

10	3	12																
<i>Alcantarillado Pluvial</i>																		
0.013	0.6																	
1	1	2	1	1	1	2	0	0	0	0	0	1	610	13.4	33.2	29	0	0
2	2	3	1	1	2	3	1	1	0	0	0	1	280	3.9	29	24.5	0	0
3	3	12	1	1	3	12	1	2	0	0	0	1	270	4.8	24.5	23	0	0
4	4	5	1	2	1	5	0	0	0	0	0	1	420	9.2	34.5	32	0	0
5	5	6	1	2	2	6	1	4	0	0	0	1	370	7.4	32	29.5	0	0
6	6	11	1	2	3	11	1	5	0	0	0	1	300	6.7	29.5	24.5	0	0
7	7	8	1	3	1	8	0	0	0	0	0	1	500	10.9	36	33	0	0
8	8	9	1	3	2	9	1	7	0	0	0	1	240	7.8	33	31.5	0	0
9	9	10	1	3	3	10	1	8	0	0	0	1	300	6.2	31.5	29.5	0	0
10	10	11	1	3	4	11	1	9	0	0	0	1	300	9.1	29.5	24.5	0	0
11	11	12	2	1	1	12	2	10	6	0	0	1	275	4.2	24.5	23	0	0
12	12	0	3	1	1	0	2	11	3	0	0	1	225	5.6	23	22	0	0

ARCHIVO DE DATOS DRENAJE.DAT

0.3	0.36	0.75	0.1
0.38	0.45	0.9	0.1
0.45	0.53	1	0.1
0.6	0.71	1.2	0.1
0.76	0.89	1.5	0.2
0.91	1.06	1.75	0.2
1.07	1.27	1.9	0.2
1.22	1.42	2.1	0.2
1.52	1.77	2.5	0.2
1.83	2.08	2.8	0.2
2.13	2.49	3.2	0.3
2.44	2.74	10.6	0.4

ARCHIVO DE RESULTADOS RESULTADOS.RES

Cuenca	Límites		Orden	Línea	Tramo	Longitud (m)	Area (ha)		Coef	Elevación del terreno		Tramos que llegan	
	de	a					Propia	Tributaria		Inicial (m)	Final (m)	0	0
1	-	2	1	1	1	610	13.4	0	0.6	33.2	29	0	0
2	-	3	1	1	2	280	3.9	0	0.6	29	24.5	1	0
3	-	12	1	1	3	270	4.8	0	0.6	24.5	23	2	0
4	-	5	1	2	1	420	9.2	0	0.6	34.5	32	0	0
5	-	6	1	2	2	370	7.4	0	0.6	32	29.5	4	0
6	-	11	1	2	3	300	6.7	0	0.6	29.5	24.5	5	0
7	-	8	1	3	1	500	10.9	0	0.6	36	33	0	0
8	-	9	1	3	2	240	7.8	0	0.6	33	31.5	7	0
9	-	10	1	3	3	300	6.2	0	0.6	31.5	29.5	8	0
10	-	11	1	3	4	300	9.1	0	0.6	29.5	24.5	9	0
11	-	12	2	1	1	275	4.2	0	0.6	24.5	23	10	6
12	-	0	3	1	1	225	5.6	0	0.6	23	22	11	3

Imprime solamente las áreas tributarias que tienen cabeza de atarjea.

Que es la información que se proporciona. El área tributaria de los tramos subsiguientes la calcula el programa internamente (ver siguiente tabla)

Cuenca	Límites de a		Longitud (m)	área (ha)		Tiempo min.	Intensidad (mm/hr.)
	1	2		propia	tributaria acumulada		
1	-	2	610	13.4	0	28.6368	71.761
2	-	3	280	3.9	13.4	33.3035	64.697
3	-	12	270	4.8	17.3	37.8035	59.323
4	-	5	420	9.2	0	21.6559	86.85
5	-	6	370	7.4	9.2	27.8225	73.163

En el tramo 6 la profundidad de la plantilla al inicio es de 5.27 metros

Cuenca	Límites			Longitud (m)	área (ha)			Tiempo min.	Intensidad (mm/hr.)
	de	a			propia	tributaria	acumulada		
6	6	-	11	300	6.7	16.6	23.3	32.8225	65.335
7	7	-	8	500	10.9	0	10.9	25.0436	78.643
8	8	-	9	240	7.8	10.9	18.7	29.0436	71.043
9	9	-	10	300	6.2	18.7	24.9	34.0436	63.72
En el tramo 10 la profundidad de la plantilla al inicio es de 5.42 metros									
10	10	-	11	300	9.1	24.9	34	39.0436	58.012
11	11	-	12	275	4.2	57.3	61.5	43.627	53.71
12	12	-	0	225	5.6	83.6	89.2	47.377	50.717

Cuenca	Límites			Gasto Pluvial en m ³ /s	Pendiente	Diámetro (m)	Funcionamiento Hidráulico a tubo lleno		
	De	a					Gasto m ³ /s	velocidad en (m/s)	Velocidad real (m/s)
1	1	-	2	1.603	6.885	0.91	1.5471	2.3787	2.7029
2	2	-	3	1.865	8.714	0.91	1.7405	2.676	2.9795
3	3	-	12	2.185	5.556	1.07	2.1404	2.3803	2.7101
4	4	-	5	1.332	5.952	0.91	1.4385	2.2117	2.5143
5	5	-	6	2.024	6.757	1.07	2.3605	2.6251	2.9558
6	6	-	11	2.537	8.333	1.07	2.6214	2.9153	3.3284
7	7	-	8	1.429	6.000	0.91	1.4442	2.2205	2.5314
8	8	-	9	2.214	6.250	1.07	2.2702	2.5247	2.8779
9	9	-	10	2.644	5.833	1.22	3.1119	2.662	2.9922
10	10	-	11	3.287	8.333	1.22	3.7194	3.1817	3.5984
11	11	-	12	5.505	3.527	1.83	7.1345	2.7125	2.9958
12	12	-	0	7.540	3.422	1.83	7.0274	2.6718	2.9741

Cuenca	Límites			Tirante (m)	Caída (m)	Elevaciones (m)			Profundidad (m)			Área (m ²)	Volúmen m ³
	De	a				Entrada	Salida	Terreno	P.I.	P.F.	P. Media		
1	1	-	2	0.78	2.06	30.64	26.44	33.20	2.76	2.76	2.76	4.830	2946.300
2	2	-	3	0.84	0.21	24.38	21.94	29.00	4.82	2.76	3.79	6.633	1857.111
3	3	-	12	0.90	1.37	21.73	20.23	24.50	2.97	2.97	2.97	5.643	1523.610
4	4	-	5	0.70	0.21	31.94	29.44	34.50	2.76	2.76	2.76	4.830	2028.600
5	5	-	6	0.77	2.50	29.23	26.73	32.00	2.97	2.97	2.97	5.643	2087.910
6	6	-	11	0.85	1.67	24.23	21.73	29.50	5.47	2.97	4.22	8.018	2405.417
7	7	-	8	0.74	0.21	33.44	30.44	36.00	2.76	2.76	2.76	4.830	2415.000
8	8	-	9	0.86	0.40	30.23	28.73	33.00	2.97	2.97	2.97	5.643	1354.320
9	9	-	10	0.87	2.50	28.33	26.58	31.50	3.37	3.12	3.25	6.815	2044.352
10	10	-	11	0.89	1.52	24.08	21.58	29.50	5.62	3.12	4.37	9.177	2753.118
11	11	-	12	1.21	0.23	20.06	19.09	24.50	4.64	4.11	4.38	12.250	3368.754
12	12	-	0	1.69	0.00	18.86	18.09	23.00	4.34	4.11	4.23	11.830	2661.751

Resumen de longitudes de tuberías

Diámetro (m)	Longitudes(m)
0.91	1810
1.07	1180
1.22	600
1.83	500

Longitud total 4090 metros

Área drenada 89.2 (ha)

Volumen total de excavación 27446.24 m³

Nota: existen 2 caídas mayores de 1.5 metros

Especificaciones

Vel. Máxima =3.0 m/s

Vel. Mínima =0.6 m/s

Profundidad máxima = Diámetro del tubo+4.0 metros

Diámetro		Ancho de cepa (m)	Cama (m)
Interior (m)	Exterior (m)		
0.30	0.36	0.75	0.10
0.38	0.45	0.90	0.10
0.45	0.53	1.00	0.10
0.60	0.71	1.20	0.10
0.76	0.89	1.50	0.20
0.91	1.06	1.75	0.20
1.07	1.27	1.90	0.20
1.22	1.42	2.10	0.20
1.52	1.77	2.50	0.20
1.83	2.08	2.80	0.20
2.13	2.49	3.20	0.30
2.44	2.74	3.60	0.40

CAPITULO 7

CONCLUSIONES

En los trabajos revisados para el desarrollo de la tesis, se encontró que uno de los principales problemas en el diseño de una red de alcantarillado, es la ruptura de las alcantarillas debido a las presiones que se generan interiormente. Por esta razón, resulta de suma importancia conocer las normas de diseño para estos sistemas; y apegarse a ellas, ya que de este modo se garantiza el buen funcionamiento de una red de este tipo, por que así las velocidades, pendientes, y materiales de los conductos los hacen menos vulnerables a las fallas, y se reducen considerablemente los costos de operación y mantenimiento.

En el diseño de una red de alcantarillado se considera, la economía y funcionalidad de la red, y por ello es fundamental conocer los tipos de flujo que se presentan en una red, ya sea a superficie libre o a presión.

La precisión en la estimación de los gastos pluviales de ingreso a la red de alcantarillado, dependerá de la información hidrológica de que se disponga, ya sea pluviométrica o pluviográfica. En caso de que no se cuente con ella, se requiere conocer por lo menos las características fisiográficas de la cuenca, como son áreas y pendientes, para que de esta manera aplicar algún método sintético, como es el hidrógrama triangular y el hidrógrama unitario geomorfológico.

En el ejemplo de diseño de una red de alcantarillado pluvial se aplicaron 2 métodos diferentes el Racional americano, y, Gráfico alemán. Los resultados obtenidos al final del tramo de la zona en estudio, con el método Racional americano el gasto fue de $7.51 \text{ m}^3/\text{s}$ y que el Gráfico alemán fue de $6.75 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual significa un 10.12 % menor del Racional americano. De lo anterior se concluye que hay una diferencia de gastos importantes, lo cual se refleja de manera preponderante en los costos de construcción.

Como se observo en el ejemplo el método Racional americano considerará un tiempo de concentración de cada subcuenca independiente de cada una de ellas, por lo que al interpolar las intensidades (i) de cada una de ellas, son muy diferentes entre sí, lo que hace que los gastos se incrementan más rápido si el tiempo de concentración es pequeño. Por lo contrario en el método Gráfico alemán, se tiene una intensidad constante para todas las subcuencas lo cual se presenta un tránsito en los colectores, con lo cual se reducen los gastos.

Al aplicar cualquier método ddo en el ejemplo garantiza la funcionalidad de la red, en la aplicación mostrada con el método Racional americano el sistema queda sobrediseñado lo que implica un mayor costo de construcción de la red; sin embargo, debido a su procedimiento de aplicación el método Gráfico alemán genera un transito de avenidas, por lo tanto el

comportamiento del escurrimiento es más real. por esta razón este método genera un decrecimiento del escurrimiento, el cuál tra consigo una reducción del costo de construcción.

Los métodos utilizados en este trabajo no pueden utilizarse en forma indiscriminada, hasta que no se tenga un conocimiento adecuado de la cuenca bajo estudio.

Para lograr una aplicación adecuada de los criterios expuestos para seleccionar el período de retorno descrito en este capítulo se necesita tener un conocimiento de las características estadísticas de la tormenta, y evaluar de manera aproximada el costo de las obras.

El desarrollo de una herramienta de cálculo, que facilite al proyectista el hacer el diseño de una red de alcantarillado, es de gran importancia ya que agiliza su trabajo, resuelve dudas y corrige errores del trazo preliminar; que son difíciles que el proyectista las detecte a simple vista.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Springall, R. Cap 8. Análisis estadístico y probabilístico de datos hidrológicos, facultad de ingeniería. UNAM, México 1975
2. Zurutuza, E. Esguerrimiento Superficial en cuencas urbanas; un nuevo método. Tesis profesional. Facultad de Ingeniería, UNAM, México 1978
3. Domínguez, R, et al, Continuación del análisis del efecto de la urbanización sobre las relaciones lluvia-esguerrimiento en cuencas pequeñas”, informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México febrero 1980
4. Domínguez, R. Fuentes, o y Padilla. Continuación del análisis del efecto de la urbanización sobre las relaciones lluvia-esguerrimiento en cuencas pequeñas (Apéndice 3), informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México febrero 1980
5. Sotelo, G. Hidráulica General: Fundamentos (Vol I), Ed Limusa, S.A. . México 1974.
6. Díaz, A. Hidrograma de ingreso para el tránsito de avenidas en redes de drenaje, Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, diciembre 1974.
7. Domínguez, R. Criterios racionales de riesgo para el diseño de obras de drenaje urbano, Informe interno Instituto de Ingeniería, UNAM, México, diciembre
8. Franco V. Integración de Estudios de Hidrología Urbana. Tesis para obtener el grado de Ingeniería Hidráulica, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. UNAM. Noviembre. 1981.
9. Aparicio M., F.J. (1987). Hidrología de superficie, Apuntes. UNAM. Facultad de Ingeniería . México, D.F.
10. Lara G. Alcantarillado. División de Ingeniería Civil. Topográfica y Geodésia, Departamento de Ingeniería Sanitaria. Facultad de Ingeniería, UNAM Segunda Edición 1991.
11. Sánchez Segura Araceli. Proyecto de sistemas de alcantarillado”, Instituto Politécnico Nacional. México 1995.

ANEXO
LISTADO DEL PROGRAMA DE
CÓMPUTO DRENAJE.BAS

```

DECLARE FUNCTION NLLL! (X!)
DECLARE FUNCTION ARCOSENO! (hr)
DECLARE SUB DATOS ()
DECLARE SUB LECTURA ()
DECLARE SUB LINEA1 ()
DECLARE SUB LINEAN ()
DECLARE SUB DISEÑO ()
DECLARE SUB IMPRESION ()
DECLARE FUNCTION LLUVIA (T, AAA)
DECLARE FUNCTION PROFMIN (D)

```

* dimensionamiento de algunos arreglos

```

COMMON SHARED TR, NORMA, NT, PROYS, NMANIN, COEFIC, HP530, SUMLON, SUMVOL, NL
COMMON SHARED A, LL, HMAX, T, I, J, L, N, AA, AT(), LLL(), TIEMP, LTUB(), TT()
DIM SHARED D1(12), D2(12), AZ(12), EP(12), DU(8), FDU(8), TR(8), FTR(8)
DIM SHARED AR(8), FAR(8), NL(12)
DIM SHARED ORD(8), ABC(8), O, DD, INTERD, ORDTR(8), ABCFTR(8), ORDAR(8), ABCFAR(8)
DIM SHARED INTERTR(8), INTERD(8), INTERAT(8)

```

* Lectura de datos de tuberías y factores por periodo de retorno, duración y rea

CALL DATOS

AS = "CUENEDINO\ALCANTA.DAT"

```

OPEN "I", 5, AS
  INPUT #5, TR, NOM, NT
  LINE INPUT #5, PROYS

```

BS = "CUENEDINO\buenares.RES"

```

OPEN "O", 7, BS

```

* Dimensionamiento de arreglos

* Numero máximo de líneas, tramos y orden

```

DIM SHARED INCIOTRA(NT), FINALTRA(NT), CTI(NT), CTF(NT), CPI(NT), CPF(NT)
DIM SHARED KLINEA(NT), KLIN(NT), KTRAMO(NT, NT), TRASI(NT), TRAILL(NT), TRAIL(NT, 4)
DIM SHARED LTUB(NT), ENTRAN(NT), AREA(NT), AT(NT), CAT(NT), INFORM(NT)
DIM SHARED ORDEN(NT), LINEA(NT), TRAMO(NT), KORDEN(NT)
DIM SHARED TRAM% (4, 4, 4), TRAILMAX(4, 4)
DIM SHARED LT(NT), ST(NT), D(NT), LLL(NT), COEF(NT), COEFI(NT), LL(NT)
DIM SHARED TT(NT), TFA(NT), ACEPA(NT), VOL(NT), YTT(NT), VRR(NT), AAA(NT), A(NT)
DIM SHARED SUMA(NT), QD(NT), QCC(NT), NOM(1), QMAX(NT), QMAX1(NT), QMED(NT), QPL(NT), QPL1(NT), QMIN(NT),
QMD(NT), DE(NT), DI(NT)

```

```

DIM SHARED ECAM(NT), ACEP(NT), N(NT), PROMIN(NT), PENDIENTE(NT), LLUVI(NT, NT)

```

* Lectura de datos de la red de alcantarillado a diseñar

SUMVOL = 0

CALL LECTURA

* SE INICIA EL PROCESO DE CULCULO

```

PRINT #7, "CUENCA LIMITES LONGITUD A R E A (ha) T I E M P O (min) INTENSIDAD"

```

```

PRINT #7, " D E A (m) PROPIA TRIBUTARIA ACUMULADA TRANSITO CONCENT (mm/hr) "

```

```

PRINT #7,

```

```

FOR L = 1 TO NOM

```

```

  NLINEA = KLINEA(L)

```

```

  FOR I = 1 TO NLINEA

```

```

    NTRAM = KTRAMO(L, I)

```

```

    A = 0

```

```

    I = 0

```

```

    FOR J = 1 TO NTRAM

```

```

      N = TRAM% (L, I, J)

```

* Determina Di metro inicial de la línea D(N).

* Elevación inicial y final de la plantilla del tramo CPI y EPI.

* Área tributaria A y Tiempo de entrada máximo, si j=1, también a T

```

    IF L = 1 THEN

```

```

      CALL LINEA1

```

```

    ELSE

```

```

      CALL LINEAN

```

```

    END IF

```

* Calcula el gasto por área tributaria según el método racional

```

    QT(M3/S) INTE(MM/HR) A(HA)

```

```

    LLEGAN = TRAILL(N)

```

```

    QMAX1 = 0

```

```

  FOR M = 1 TO LLEGAN

```

```

    QMAX1 = QMAX1 + QPL(TRAIL(N, M))

```

```

NEXT M
SELECT CASE CTF(N)
CASE IS > CTI(N)
ST(N) = (CTF(N) - CTI(N)) / (LTUB(N))
CASE IS < CTI(N)
ST(N) = (CTI(N) - CTF(N)) / (LTUB(N))
CASE IS = CTI(N)
GOTO 1311
END SELECT
T = 0003245# * 60 * ((LTUB(N) / SQR(ST(N))) ^ .77)
GOTO 1312
1311 T = 20
1312 INTE = LLUVIA(T, AAA(N))
AA = A + AREA(N)
QPL(N) = (COEFI(N) * INTE * AA / 360)
QD(N) = QPL(N)
' CALCULA EL AREA ACUMULADA DEL TRAMO N, LA QUE
' SERA AREA TRIBUTARIA DEL SIGUIENTE TRAMO
AAA(N) = AA
' LLAMA A DISEÑO PARA REVISAR PENDIENTES
' VELOCIDADES, DIAMETROS Y PROF. MINIMAS
CALL DISEÑO
TF = F
TTA(N) = TE
T = TTA(N)
' Calcula volúmenes de obra
ECAM(N) = EP(LL)
ACEP(N) = AZ(LL)
HPROF1 = CTI(N) - CPI(N) - ECAM(N)
HPROF2 = CTF(N) - CPF(N) + ECAM(N)
HMED = (HPROF1 + HPROF2) / 2
VOL(N) = HMED * ACEP(N) * LTUB(N)
SUMVOL = SUMVOL + VOL(N)
PENDP = PENDIENTE(N) * 100
PRINT #7, USING "### ## - ## ## ### ## ## ## ## ## ## ## ## ## ## ## ## ## #: N: INICIOTRA(N):
FINALTRA(N): LTUB(N): AREA(N): AT(N): AAA(N): TT(N): TTA(N): INTE
NEXT J
NEXT I
NEXT L
' LLAMA A IMPRESION PARA DAR LOS RESULTADOS
' EN FORMA TABULAR
CALL IMPRESION
CLOSE #7
END

FUNCTION ARCOCOSENO (hr)
PI = 3.1415927#
ARCOCOSENO = (PI / 2) - ATN(hr / SQR(1 - hr ^ 2))
END FUNCTION

SUB DATOS
' *** Lee del archivo de datos ***

OPEN "I", I, "c:\enedino\DRENAJE.DAT"
FOR M = 1 TO 12
INPUT #1, D1(M), D2(M), AZ(M), EP(M)
NEXT M
FOR M = 1 TO 8
INPUT #1, DU(M), FDU(M)
ORD(M) = DU(M)
ABC(M) = FDU(M)
NEXT M
FOR M = 1 TO 8
INPUT #1, TR(M), FTR(M)
ORDTR(M) = TR(M)
ABCFTTR(M) = FTR(M)
NEXT M
FOR M = 1 TO 8
INPUT #1, AR(M), FAR(M)
ORDAR(M) = AR(M)
ABC FAR(M) = FAR(M)
NEXT M

```

ANEXO

CLOSE 3
END SUB

SUB DISEÑO

SHARED D1(), D2(), AZ(), EP(), DU(), FDU(), TR(), FTR()
SHARED AR(), FAR(), NL()
SHARED ORD(), ABC(), O, DD, INTERD, ORDTR(), ABCFTR(), ORDAR(), ABCFAR()
SHARED INTERTR(), INTERD(), INTERAT()

VMAX = 3
VMIN = 6

LCONTA = 0

Gasto de diseño

QR = QD(N)
HINI = CTI(N) - CPI(N)
ELIN1 = CPI(N)
ELIN2 = CPF(N)

17 EL = CPF(N) - (D(N) / 4!)

ELEV1 = CPI(N)
ELEV2 = CPF(N)
HMAX = D2(LL) + 4!

' SE CALCULA LA PENDIENTE DEL TUBO

S = (ELEV1 - ELEV2) / LTUB(N)

DMOD = .93 * D(N)

LCONTA = LCONTA + 1

IF LCONTA < 10 THEN GOTO 19

PRINT #7,

PRINT #7, 'SING ' REVISAR LOS DATOS. PORQUE YA SE HIZO ##### ITERACIONES Y NO SE ENCUENTRA LA

SOLUCION': LCONTA

PRINT #7,

EXIT SUB

19 'continue

' write(*,223) l lconta = l,lconta.' qr l,qr

' Calcula características del flujo, suponiendolo uniforme
' usando Newton-Raphson para determinar el tirante

' call tubo (d(n), NMAN, S., qr., y, v, ok)

' write(*,223) l tramo l,n.' Ok = 1, Ok,' y = 'y,' v = 1,v

' if (L.EQ.1.AND.J.EQ.1) GO TO 60

' if (Ok eq. 0.) go to 25

' if (V.GT.VMIN) GO TO 45

' Calcula características del flujo, suponiendolo uniforme
' por un metodo de tanteos

Y = 0!

24 Y = Y + .01

R = D(N) ^ 2

H = R - Y

IF H = 0 THEN GOTO 22

AHID = 3.1416 * ((D(N) ^ 2) / 8)

PERMOJ = 3.1416 * (D(N) / 2)

GOTO 32

22 hr = H / R

teta1 = ARCCOSEN(hr)

' etiqueta 22 - Sdis', H, 'h=' 'h, 'r=' 'r, 'hr=' 'hr,

' 'qr=' 'qr, teta1=' 'teta1

TETAR = 2 * teta1

AHID = ((TETAR - SIN(TETAR)) * ((D(N) ^ 2) / 8!)

PERMOJ = .5 * TETAR * D(N)

32 RADHID = AHID / PERMOJ

v = ((RADHID ^ (2! / 3!)) * SQR(S)) / NMANIN

Q = v * AHID

' Revisa que las características del flujo

```

    cumplan con las restricciones

IF Q = QR AND I = 1 AND J = 1 THEN GOTO 67
IF Q = QR AND V > VMIN THEN GOTO 45
IF Y = DMOD THEN GOTO 21
GOTO 24
    Aumenta pendiente para subir velocidad
    bajando la elevacion de la plantilla al final del trazo

21 ELEV2 = ELEV1 - .01
    HM = CTF(N) - ELEV2
    IF HM > HMAX THEN GOTO 31
GOTO 35
31 PRINT #7, USING "EN EL TRAMO ### LA PROFUNDIDAD DE LA PLANTILLA AL FINAL ES #####.## METROS": N, HM
    EXIT SUB
35 IF ELEV2 < EL THEN GOTO 43
    S = (ELEV1 - ELEV2) / LTUB(N)
GOTO 19
    Cambia de diametro para que pase el gasto
    con igual o menor pendiente
43 LL = LL + 1
    D(N) = D1(LL)
    IF D(N) > 5.44 THEN
        PRINT #7, USING " EN EL TRAMO ### EL DIAMETRO ES DE #####.## QUE ES MAYOR DE 2.44 METROS": N, D(N)
    FN1) SUB
    END IF
HMAX = D2(LL) + 4'
    HMIN = PROFMIN(D(N))
    Redefine elevacion de las plantillas
    CPI(N) = CTI(N) - HMIN - D2(LL)
    HMOD = CTI(N) - CPI(N)
    IF HMOD > HINI THEN GOTO 44
    CPI(N) = ELINI
44 CPF(N) = CTF(N) - HMIN - D2(LL)
    IF CPF(N) < CPI(N) THEN GOTO 57
    CPF(N) = CPI(N) - .01
57 HM1 = CTI(N) - CPI(N)
    HM2 = CTF(N) - CPF(N)
    IF HM1 > HMAX OR HM2 > HMAX THEN GOTO 65
GOTO 17
65 PRINT #7,
    PRINT #7, USING "EN EL TRAMO ### LA PROFUNDIDAD DE LA PLANTILLA AL INICIO ES DE ##.## METROS": N, HM1
    PRINT #7,
    PRINT #7, USING "LA PROFUNDIDAD DE LA PLANTILLA AL FINAL ES DE ##.## METROS": HM2
    PRINT #7,
    PRINT #7, USING "LA PROFUNDIDAD MAXIMA PERMITIDA ES DE ##.## METROS": HMAX
    PENDIENTE(N) = S
    EXIT SUB
45 IF V > VMAX THEN GOTO 67
    Disminuye pendiente para bajar velocidad
    bajando la elevacion de la plantilla al inicio del trazo
ELEV1 = ELEV1 - .01
IF ELEV1 <= ELEV2 THEN
    PRINT #7, USING " EN EL TRAMO ### LA ELEVACION DE LA PLANTILLA AL INICIO ##.## ES MENOR QUE AL FINAL
    ##.##": N, ELEV1, ELEV2
    PENDIENTE(N) = S
    EXIT SUB
END IF
    S = (ELEV1 - ELEV2) / LTUB(N)
    HM = CTI(N) - ELEV1
IF HM > HMAX THEN
    PRINT #7, USING " EN EL TRAMO ### LA PROFUNDIDAD DE LA PLANTILLA AL INICIO ES DE ##.## METROS": N, HM
    PENDIENTE(N) = S
    VRR(N) = V
    YTT(N) = Y
    LLL(N) = LL
    TT(N) = TIEMP
    CPI(N) = ELEV1
    CPF(N) = ELEV2
EXIT SUB
ELSE
GOTO 19

```

```

END IF
67 IF QR <> 0 THEN GOTO 68
  v = 6
68 TIEMP = (LTUB(N) / v) * 60!
  YTT(N) = Y
  LLL(N) = LL
  VRR(N) = v
  TT(N) = TIEMP
  CPI(N) = ELEV1
  CPF(N) = ELEV2
  PENDIENTE(N) = S
  EXIT SUB
END SUB

SUB IMPRESION
  SHARED DI(), D2(), A7(), EP(), DU(), FDU(), TR(), FTR()
  SHARED AR(), FAR(), NL()
  SHARED ORD(), ABC(), O, DD, INTERD, ORDTR(), ABCFTR(), ORDAR(), ABCFAR()
  SHARED INTERTR(), INTERD(), INTERAT()

  SHARED INCIOTRA(), FINALTRA(), CTI(), CTF(), CPI(), CPF()
  SHARED KLINEA(), KLIN(), KTRAMO(), TRASI(), TRAILL(), TRAIL()
  SHARED LTUB(), AREA(), AT(), CAT(), INFORM()
  SHARED ORDEN(), LINEA(), TRAMO(), KORDEN()
  SHARED TRAM%(), TRAILMAX()
  SHARED LT(), ST(), D(), LLL(), COEF(), COEFI(), LL()
  SHARED TT(), TTA(), ACEPA(), VOL(), YTT(), VRR(), AAA(), A()
  SHARED SUMA(), QD(), QCC(), NOM, QMAX(), QMED(), QPL(), QMIN(), QMD(), DE(), DI()
  SHARED ECAM(), ACEP(), N(), PROMIN(), PENDIENTE(), LLUVI(), NLINEA, NTRAM, ACEPO, PMEDIA

  ITD = 1
  KL = 1
  SLD30 = 0!
  SLD38 = 0!
  SLD45 = 0!
  SLD60 = 0!
  SLD76 = 0!
  SLD91 = 0!
  SLD107 = 0!
  SLD122 = 0!
  SLD152 = 0!
  SLD183 = 0!
  SLD213 = 0!
  SLD244 = 0!
  NCA = 0
  PRINT #7.
  PRINT #7. "CUENCA LIMITES GASTOS PENDIENTE DIAMETRO FUNCIONA HIDRAULICO"
  PRINT #7. "  DE A PLUVIAL          A TUBO LLENO VELOCIDAD"
  PRINT #7. "                GASTO VELOCIDAD REAL"
  PRINT #7. "          (m3/s) (milesimas) (m)  (m3/s)  (m/s)  (m/s)"
51 FOR I = 1 TO NOM
  NLINEA = KLINEA(I)
  FOR I = 1 TO NLINEA
  NTRAM = KTRAMO(L, I)
  FOR J = 1 TO NTRAM
  N = TRAM%(L, I, J)
  LL = LLL(N)
  IF LL = 0 THEN LL = 12
  PI = CTI(N) - CPI(N) + EP(LL)
  PJ = CTF(N) - CPF(N) + EP(LL)
  PMED = (PI + PJ) / 2!
  ACEPO = ACEP(N) * PMED
  IF KL = 1 THEN GOTO 50
  PI NDP = PENDIENTE(N) * 1000!
  VTLI = (D(N) * 4) * (2! 3!) * SQR(PENDIENTE(N)) / NMANIN
  QTII = ( 7854 * D(N) ^ 2) * VTLI
  SELECT CASE ITD
  CASE IS = 1
    PRINT #7, USING "## ## - ## ## ### ### ##### ##### ##### ##### ##### ## ## ## ##" N: INCIOTRA(N); FINALTRA(N);
    QPL(N); PENDP; D(N); QTLL; VTLL; VRR(N)
    GOTO 100
  CASE IS = 2

```

ANEXO

```

PRINT #7, USING "### ### - ### ##### ## ##### ## ##### ## ##### ##"
##### == ##### ## ##### ## ##### ##"; N: INICIOTRA(N), FINALTRA(N), QMED(N), QMIN(N), QMAX(N),
QMD(N), PENDP, D(N), QTLL, VTLL, VRR(N)
GOTO 100
CASE IS = 3
PRINT #7, USING "### ### - ### ##### ## ##### ## ##### ## ##### ## ##### ##"
##### == ##### ## ##### ## ##### ##"; N: INICIOTRA(N), FINALTRA(N), QMED(N), QMIN(N), QMAX(
N), QPI(N), QD(N), PENDP, D(N), QTLL, VTLL, VRR(N)
GOTO 100
END SELECT
50 CAIDA = 0
IF I = NOM AND I = NLINEA AND J = NTRAM THEN GOTO 75
M = TRASI(N)
CAIDA = CPF(N) - CPI(M)
IF CAIDA < 1.5 THEN GOTO 75
NCA = NCA + 1
75 PRINT #7, USING "### ## - ## ###,### ##,### ##,### ##,### ##,### ##,### ##,### ##,### ##,### ##,### ##"; N:
INICIOTRA(N), FINALTRA(N), YTT(N), CAIDA, CPI(N), CPF(N), CTI(N), PI, PJ, PMED, ACEPO, VOL(N)
LDIA = LLL(N)
SELECT CASE LDIA
CASE IS = 1
SLD30 = SLD30 + LTUB(N)
CASE IS = 2
SLD38 = SLD38 + LTUB(N)
CASE IS = 3
SLD45 = SLD45 + LTUB(N)
CASE IS = 4
SLD60 = SLD60 + LTUB(N)
CASE IS = 5
SLD76 = SLD76 + LTUB(N)
CASE IS = 6
SLD91 = SLD91 + LTUB(N)
CASE IS = 7
SLD107 = SLD107 + LTUB(N)
CASE IS = 8
SLD122 = SLD122 + LTUB(N)
CASE IS = 9
SLD152 = SLD152 + LTUB(N)
CASE IS = 10
SLD183 = SLD183 + LTUB(N)
CASE IS = 11
SLD213 = SLD213 + LTUB(N)
CASE ELSE
SLD244 = SLD244 + LTUB(N)
END SELECT
100 NEXT J
200 NEXT I
300 NEXT L
KL = KL + 1
DO UNTIL KL > 2
PRINT #7,
PRINT #7, "CUENCA LIMITES TIRANTE CAIDA ELEVACIONES(m) PROFUNDIDAD(m) AREA
VOLUMEN"
PRINT #7, " DE A EN EL POZO PI P.F MEDIA"
PRINT #7, " (m) (m) ENTRADA SALIDA TERRENO (m2) (m3)"
GOTO 51
LOOP
PRINT #7,
PRINT #7, " RESUMEN DE LONGITUDES DE TUBERIAS"
PRINT #7, " DIAMETRO LONGITUD"
PRINT #7, " (m) (m) "
IF (SLD38 > 0!) THEN
PRINT #7, USING "#### ## ####,##"; D1(2); SLD38
END IF
IF (SLD45 > 0!) THEN
PRINT #7, USING "#### ## ####,##"; D1(3); SLD45
END IF
IF (SLD60 > 0!) THEN
PRINT #7, USING "#### ## ####,##"; D1(4); SLD60
END IF
IF (SLD76 > 0!) THEN
PRINT #7, USING "#### ## ####,##"; D1(5); SLD76

```

```

END IF
IF (SLD91 > 0!) THEN
    PRINT #7, USING "####.# # ####.#". D1(6); SLD91
END IF
IF (SLD107 > 0!) THEN
    PRINT #7, USING "####.# # ####.#". D1(7); SLD107
END IF
IF (SLD122 > 0!) THEN
    PRINT #7, USING "####.# # ####.#". D1(8); SLD122
END IF
IF (SLD152 > 0!) THEN
    PRINT #7, USING "####.# # ####.#". D1(9); SLD152
END IF
IF (SLD183 > 0!) THEN
    PRINT #7, USING "####.# # ####.#". D1(10); SLD183
END IF
IF (SLD213 > 0!) THEN
    PRINT #7, USING "####.# # ####.#". D1(11); SLD213
END IF
IF (SLD244 > 0!) THEN
    PRINT #7, USING "####.# # ####.#". D1(12); SLD244
ELSE
    PRINT #7,
    PRINT #7, USING " LONGITUD TOTAL ###.# (m)": SUMLON
    PRINT #7,
    PRINT #7, USING " AREA DRENADA ###.# (ha)": AAA(N)
END IF
PRINT #7,
PRINT #7, " VOLUMEN TOTAL"
PRINT #7, USING " DE EXCAVACION #####.# (m)": SUMVOL
PRINT #7,
PRINT #7, USING " NOTA: EXISTEN ## CAIDAS MAYORES DE 1.5 (m)": NCA
PRINT #7,
PRINT #7, "E S P E C I F I C A C I O N E S"
PRINT #7,
PRINT #7, "VEL. MAXIMA=3.0 m/s"
PRINT #7, "VEL. MINIMA=0.6 m/s"
PRINT #7, "PROFUNDIDAD MAXIMA= DIAMETRO DEL TUBO + 4.0 m"
PRINT #7,
PRINT #7, " D I A M E T R O ANCHO DE CEPA CAMA"
PRINT #7, " INTERIOR EXTERIOR"
PRINT #7, " (m) (m) (m) (m) "
PRINT #7,
FOR NUM = 1 TO 12
    PRINT #7, USING "####.# # ####.# # ####.# # ####.#": D1(NUM); D2(NUM); AZ(NUM); EP(NUM)
NEXT NUM
END SUB

```

SUB LECTURA

```

' *** Hace la lectura de los datos de la red de alcantarillado ***
INPUT #5, NMANIN, COEFIC
ORDENA = 0
KORDEN = 0
KONT = 0
SUMLON = 0
PRINT #7, "DATOS PARA EL DISEÑO DE LA RED DE ": PROYS
PRINT #7, ""
PRINT #7, "CUENCA LIMITES ORDEN LINEA TRAMO LONGITUD A R E A (ha) COEF ELEVACION DEL TERRENO TRAMOS"
PRINT #7, " DE A PROPIA TRIBUT. ESC. INICIO FINAL QUE"
PRINT #7, " (m) (m) (m) LLEGAN"
DO WHILE NOT EOF(5)
INPUT #5, N, INICIOTRA(N), FINALTRA(N), ORDEN(N), LINEA(N), TRAMO(N), TRASI(N), TRAILL(N), TRAIL(N. 1), TRAIL(N. 2),
TRAIL(N. 3), TRAIL(N. 4), INFORM(N), LTUB(N), AREA(N), CTI(N), CTF(N), AT(N), CAT(N)
COEF(N) = COEFIC
SUMLON = SUMLON + LTUB(N)
TRAM%(ORDEN(N), LINEA(N), TRAMO(N)) = N
ITRAI = TRAILL(N)
ORDENP = ORDEN(N)
IF ORDENP = ORDENA THEN GOTO 5
KORDEN = KORDEN + 1
KINF(KORDEN) = 0
UNTIL AA = 0

```



```

      ' AL FINAL DEL TRAMO
90 CPF(N) = CTF(N) - HMIN - D2(LL)
      IF CPF(N) < CPI(N) THEN GOTO 27
      CPF(N) = CPI(N) - D1
27 HMAX = D2(LL) - J
      HM = CH(N) - CPF(N)
      IF HM = HMAX THEN GOTO 25
      IF J = 1 AND A1(N) = 0 THEN GOTO 15
      COEF(N) = SUMA(N) * AT(N)
      EXIT SUB
15 COEF(N) = COEF(N)
      EXIT SUB
25 PRINT =7. USING " EN EL TRAMO #### LA PROFUNDIDAD DE LA PLANTILLA AL FINAL ES DE ####.## METROS". N; HM
LOOP
      D(N) = D(LL)
      J1 = J - 1
      K = TRAM%(L, J1)
      HMIN = PROFMIN(D(N))
      IF K <> 0 THEN GOTO 7
      K = N - 1
      ' SE ASIGNA A LA ELEV. DE PLANTILLA AL
      ' INICIOTRAIO DEL TRAMO LA ELEV. DE PLANTILLA
      ' AL FINAL DEL TRAMO ANTERIOR
7 CPI(N) = CPF(K)
      ' SE ASIGNA EL VALOR DEL AREA TRIBUTARIA DEL TRAMO
      AT(N) = AA
      A = AT(N)
      SUMA(N) = SUMA(K) + AREA(K) * COEF(K)
GOTO 90

END SUB

SUB LINEAN

      ' EN ESTA SUBRUTINA SE DETERMINAN LOS VALORES
      ' INICIOTRAIALES DE DIAMETRO, AREA TRIBUTARIA,
      ' TIEMPO DE ENTRADA Y PENDIENTE PARA LOS TRAMOS
      ' DE LINEAS DE ORDEN MAYOR QUE 1

      ' CUANDO J ES IGUAL A 1 SELECCIONA DE LOS TRAMOS
      ' QUE LE LLEGAN, EL TIEMPO DE ENTRADA MAXIMO, LA
      ' ELEV. DE PLANTILLA MAS BAJA, EL DIAMETRO MAS
      ' GRANDE Y SUMA LAS AREAS TRIBUTARIAS, EN CASO
      ' CONTRARIO CONSIDERA LAS CONDICIONES DEL TRAMO
      ' ANTERIOR
IF J > 1 THEN GOTO 52
      SUM = 0
      LLEGAN = TRAIL(N)
      TMAX = 0
      MMAX = 0
      CPI(N) = 10000
      D(N) = 0
FOR M = 1 TO LLEGAN
      SUM = SUM - SUMA(TRAIL(N, M)) + AREA(TRAIL(N, M)) * COEF(TRAIL(N, M))
      A1(N) = A1(N) - AAA(TRAIL(N, M))
      IF T1A(TRAIL(N, M)) < TMAX THEN GOTO 11
      TMAX = T1A(TRAIL(N, M))
      T = TMAX
11 IF CPF(TRAIL(N, M)) > CPI(N) THEN GOTO 12
      CPI(N) = CPF(TRAIL(N, M))
12 SELECT CASE D(TRAIL(N, M))
      CASE IS > D(N)
          D(N) = D(TRAIL(N, M))
          MMAX = M
      CASE ELSE
          D(N) = D(N)
          MMAX = MMAX
END SELECT
      D(N) = D(TRAIL(N, MMAX))

30 NEXT M
      D(N) = D(TRAIL(N, MMAX))

```

ANEXO

```

X = NI(I)(N)
LI = NI
LLL(N) = LI
SUMA(N) = SUM
HMIN = PROFMIN(D(N))
41 A = AT(N)
COEF(N) = SUMA(N) / AT(N)
CPF(N) = CTF(N) - HMIN - D2(LL)
IF CPF(N) < CPI(N) THEN GOTO 46
CPF(N) = CPI(N) - .01
46 HMAX = 4 + D2(LL)
HM = CTF(N) - CPF(N)
IF HM > HMAX THEN PRINT #7, USING " EN EL TRAMO#### LA PROFUNDIDAD DE LA PLANTILLA AL FINAL ES DE####.#
METROS": N, HM
EXIT SUB
52 J1 = J - 1
1214 K = TRAM%(L, J1)
IF K <> 0 THEN GOTO 54
K = N - 1
54 CPI(N) = CPF(K)
D(N) = D1(L, L)
AT(N) = AA
SUMA(N) = SUMA(K) + AREA(K) * COEF(K)
HMIN = PROFMIN(D(N))
GOTO 41
EXIT SUB
END SUB
FUNCTION LLUVIA (T, AAA)
' CALCULA LA INTENSIDAD DE LLUVIA PARA UNA DURACION Y PERIODO DE RETORNO
' DETERMINADOS
NP = 8
DD = T / 60
' Duracion
IF (DD - ORD(1)) <= 0 THEN
INTERP = ABC(1)
ELSE
END IF
M = 2
109 IF (ORD(M) - DD) >= 0 THEN
INTERP = ABC(M - 1) + (ABC(M) - ABC(M - 1)) * (DD - ORD(M - 1)) / (ORD(M) - ORD(M - 1))
ELSE
M = M - 1
IF M <= 8 THEN GOTO 109
END IF
FD1 = INTERP
'Periodo de retorno
PTR = TR
IF (PTR - ORDTR(1)) <= 0 THEN
INTERTR = ABCFTR(1)
ELSE
END IF
M = 2
209 IF (ORDTR(M) - PTR) >= 0 THEN
INTERTR = ABCFTR(M - 1) + (ABCFTR(M) - ABCFTR(M - 1)) * (PTR - ORDTR(M - 1)) / (ORDTR(M) - ORDTR(M - 1))
ELSE
M = M - 1
IF M <= 8 THEN GOTO 209
END IF
FTR1 = INTERTR
AFR = AT(N)
IF (AFR - ORDAR(1)) <= 0 THEN
INTERAT = ABCFAR(1)
ELSE
END IF
M = 2
2109 IF (ORDAR(M) - AFR) >= 0 THEN
INTERAT = ABCFAR(M - 1) + (ABCFAR(M) - ABCFAR(M - 1)) * (AFR - ORDAR(M - 1)) / (ORDAR(M) - ORDAR(M - 1))
ELSE
M = M - 1
IF M <= 8 THEN GOTO 2109
END IF
' Area acumulada

```

```

    FAR1 = INTERAT
    ' (FAR, AR, NP, AAA)
    SUM = 0
    LLEGAN = TRAILL(N)
    TMAX = 0
FOR M = 1 TO LLEGAN

    IF TIA(TRAIL(N, M)) < TMAX THEN
        TI1 = TMAX
    ELSE
        TMAX = TIA(TRAIL(N, M))
        TI1 = TMAX
    GOTO 33
END IF
NEXT M
    TI1 = T
33 SUMAT = TLL
    T = SUMAT + LTUB(N) / 60
    HP530 = 187.76# * (TR ^ .574) / (T ^ .683)
    LLUVIA = (FD1 * FTR1 * FAR1 * HP530)
END FUNCTION
FUNCTION NLLL (X)
    FOR Z = 1 TO 12
        X = D1(Z)
        NL = Z
        IF X = D(N) THEN
            NL = Z
            EXIT FOR
        END IF
    NEXT Z
    NLLL = D(N)
END FUNCTION
FUNCTION PROFMIN (D)
    ' CALCULA EL COLCHON MINIMO. DEPENDIENDO DEL DIAMETRO
    IF D <= .45 THEN PROFMIN = 1.2
    IF D > .45 AND D < 6 THEN PROFMIN = 2.67 * D
    IF (D >= 6) AND (D < 1.5) THEN PROFMIN = 1.5
    IF D >= 1.5 THEN PROFMIN = D
END FUNCTION

```