



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**UN MÉTODO DE DISEÑO DE REDES DE
ALCANTARILLADO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)**

P R E S E N T A

DARÍO ALFREDO HERNÁNDEZ AGUILAR

DIRECTOR DE TESIS

DR. OSCAR A. FUENTES MARILES

2007



JURADO ASIGNADO:

PRESIDENTE: DOCTOR RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA

SECRETARIO DOCTOR JESÚS GRACIA SÁNCHEZ

VOCAL: DOCTOR OSCAR A. FUENTES MARILES

1ER. SUPLENTE: M. I. VÍCTOR FRANCO

2DO. SUPLENTE: DOCTOR CARLOS A. ESCALANTE
SANDOVAL

LUGAR DONDE SE REALIZÓ LA TESIS

MÉXICO, DISTRITO FEDERAL

DIRECTOR DE TESIS

DOCTOR OSCAR A. FUENTES MARILES

FIRMA

Proporcional al tiempo consumido por tu ausencia, así aumenta el valor de tu ejemplo e inspiración en mi vida. A ti, Papá.

AGRADECIMIENTOS

*A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por brindarme la oportunidad de estudiar el **Posgrado en Ingeniería** en los Campus de **Jiutepec, Morelos**, y de **Ciudad Universitaria**, en la **Ciudad de México**. Un sueño largamente acariciado y, con la ayuda de los que se mencionan, -que nunca serán todos-, parece que cumplido.*

*Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT)**, una Entidad que se debe valorar en su justa dimensión. Gracias a su Programa de Becas se me otorgó una, que más que un simple apoyo económico, se convirtió en el aliado adecuado para enfocar la total atención a los estudios de posgrado. Gracias.*

*Al **Doctor Carlos A. Escalante S.**; gracias a su orientación y consejo llegué a Ciudad Universitaria para terminar el posgrado. Gracias por su excelente cátedra, por transmitir sus conocimientos. Y porque debido a sus recomendaciones conocí a una persona que cambió completamente el concepto de mi vida profesional y el curso de mis estudios de maestría en su etapa final, alguien a quien me refiero enseguida.*

*Al **Doctor Oscar A. Fuentes Mariles**; expresar en pocas palabras el agradecimiento a alguien es difícil, y, sobre todo cuando se trata de un Doctor que es una gran persona, o una persona que es un gran Doctor en Ingeniería, la dificultad aumenta. Es, definitivamente, poseedor de una privilegiada inteligencia, superior al común de los demás; en suma, de las personas más inteligentes que he conocido. Y, por extraño que parezca, con su actitud siempre muestra que la inteligencia no está reñida con el trato amable, con la comprensión, con el saber escuchar. Gracias Doctor Fuentes, por la paciencia, por las enseñanzas, por su ayuda desinteresada; gracias porque me tendió la mano cuando la necesidad era apremiante. Gracias por el ofrecimiento, por la oportunidad de colaborar con Usted en el Instituto de Ingeniería. Tal vez gracias nunca será suficiente.*

*Al **M. I. Víctor Franco**, Gracias por la ayuda desinteresada, por el apoyo incondicional para la realización de este trabajo y gracias, muchas gracias por el trabajo en el Instituto de Ingeniería. Tengo la fortuna de que Usted sea el Comandante del Edificio 5, porque es ejemplo de profesionalismo, solidez y mística en el trabajo; y sobre todo, me honra con su amistad.*

*A los **Doctores Jesús Gracia** y **Ramón Domínguez**; por sus enseñanzas, por sus atinados comentarios y sugerencias para mejorar este trabajo. En ellos se conjuga la experiencia y la sapiencia con un agudo sentido de observación, que les permite encontrar esos pequeños grandes detalles que hacen la diferencia entre el problema y la solución.*

*A los maestros del Campus Morelos, especialmente al **Doctor Álvaro Aldama** cuya enseñanza magistral de la **Mecánica de Fluidos** me abrió una ventana inexplorada por desconocida. Inmensamente paciente con el paso lento de mi desarrollo en esta disciplina. A la **Doctora Petia Mijaylova**, con esa su amable sonrisa infantil, magnífica como docente e igual como profesional del tratamiento de aguas residuales. Al **Doctor Aldo Iván Ramírez Orozco**, por las enseñanzas y consejos siempre valiosos.*

Todos los mencionados anteriormente son grandes nombres de grandes personajes, lo mejor de lo mejor en lo que se refiere a la Ingeniería Hidráulica, investigadores muy respetados. Y entonces, al conocerlos, escucharlos, y aprender de ellos, se descubre una característica común en todos, algo sorprendente: la sencillez, la humildad y la honradez con la que se conducen. A todos, Gracias.

Una vez vista la ciencia, tratemos con el sentimiento. . .

*A las Familias **Cazarín Amorós** y **Hernández Aguilar**, con sus respectivas cabezas Guadalupe y Consuelo. Lograron hacer posible lo inconcebible: la ausencia prolongada de un hogar que daba la impresión de no existir a veces. Guardaron lo más sagrado que tengo: Zayra y Darío. Una acción incommensurable que no alcanzará el agradecimiento eterno.*

*Y, finalmente, Gracias, a la persona más importante del mundo, sin la cual no hubiera sido posible escribir siquiera estas líneas breves, mucho menos soñar que este logro era alcanzable. Gracias a quien supo ser esposa, padre y madre. No tengo las palabras que quisiera, porque, como dice Sor Juana, ocultar lo dichoso es muy de lo discreto. Sólo sé decirte que a esto tú le diste realidad y dimensiones. Es por ti, para ti. . .Es sólo tuyo. Con admiración, con respeto. . .Con amor. . .**Gracias Rosa María.***

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

1	INTRODUCCIÓN	3
1.1	EL AGUA COMO RECURSO	3
1.2	ALCANTARILLADO PLUVIAL	4

CAPÍTULO 2

2	SISTEMA DE DRENAJE URBANO	9
2.1	DEFINICIÓN DE ALCANTARILLADO	10
2.2	TIPOS DE SISTEMAS	10
2.3	VENTAJAS DE UN SISTEMA SEPARADO	11
2.4	REÚSO DEL AGUA PROVENIENTE DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL	12
2.5	ELECCIÓN DEL TIPO DE SISTEMA	12
2.6	PARTES QUE CONSTITUYEN UNA RED DE ALCANTARILLADO	13
2.7	OBRAS COMPLEMENTARIAS	22
2.8	DISPOSICIÓN FINAL	25
2.9	ETAPAS PARA DESARROLLAR UNA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	26

CAPÍTULO 3

3	MÉTODOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO	29
3.1	ESTIMACIÓN DE GASTOS PLUVIALES	29
3.2	MÉTODO RACIONAL	30
3.3	MÉTODO RACIONAL MODIFICADO	42
3.4	MÉTODO GRÁFICO ALEMÁN	46

CAPÍTULO 4

4	MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO	51
4.1	INTRODUCCIÓN	51
4.2	COSTO DE LA RED	52
4.3	ALGORITMOS GENÉTICOS	58

4.4	LA APLICACIÓN DEL ALGORITMO GENÉTICO EN ALCANTARILLADO	61
CAPÍTULO 5		
5	APLICACIONES	71
5.1	RED DE EJEMPLO	71
5.2	GASTOS DE LA RED	74
5.3	ARREGLO DE LA RED	76
5.4	PROGRAMA ASIGNA	78
5.5	ARCHIVOS PARA LA APLICACIÓN DEL PROGRAMA REDALC	81
5.6	PROGRAMA REDALC	82
CAPÍTULO 6		
6	CONCLUSIONES	103
	BIBLIOGRAFÍA	105
ANEXO A	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO	
ANEXO B	PRECIPITACIÓN	

CAPÍTULO 1
INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

El agua.

El componente principal de cualquier forma de vida en el planeta es, para el hombre, sencillamente, la existencia misma. Desde las funciones moleculares en su organismo hasta los procesos de manufactura o producción de energía a gran escala, pasando por los servicios de abastecimiento y agricultura, el agua es fundamental para el desarrollo y evolución de la población y el clima mundial.

1.1 EL AGUA COMO RECURSO

Sin embargo, el agua se distribuye irregularmente en el espacio y en el tiempo, así que mientras los volúmenes en exceso causen inundaciones en un lado, en otro hay sequía por la ausencia del líquido. El hombre no es ajeno a estos efectos y desde la antigüedad ha tratado, muchas veces sin éxito, en controlar las tormentas, las crecientes, las inundaciones y las sequías, por medio de grandes obras de protección, de drenaje, y de almacenamiento, como son los bordos de ríos, los drenajes pluviales de las ciudades medianas y grandes, y las presas de almacenamiento.

Desde la antigüedad las ciudades estuvieron provistas de sistemas de drenaje para conducir el escurrimiento de las aguas pluviales. Por lo que la preocupación del hombre por las precipitaciones en forma de nieve, hielo, y principalmente lluvia, como eventos extraordinarios, y sus causas, fue primordial y sólo hasta el siglo XIX se le dio importancia a las aguas residuales domésticas como un agente transmisor de enfermedades entéricas. Se inició la descarga en los drenajes pluviales existentes de los desechos fecales como medio rápido y económico. El resultado fue el uso de los drenajes combinados y la contaminación se trasladó de las viviendas a las corrientes de agua. Muchas de estas corrientes fueron cubiertas y convertidas en colectores; sin embargo, las corrientes mayores por obvias razones permanecieron abiertas y aun están así. Una de las medidas aplicadas para evitar la contaminación es el no permitir las descargas de aguas residuales a las corrientes. Otra es el uso de sistemas independientes o separados de drenajes sanitarios y pluviales.

En México, desde la época anterior a la llegada de los españoles, las inundaciones azotaban a la Gran Tenochtitlan, se construyó un muro de más de 12 km. de longitud y 4 m de ancho. Es en la Ciudad de México donde los problemas de inundación se han dejado notar a lo largo de su existencia por la naturaleza lacustre del lugar. Actualmente los sistemas de drenaje profundo y semiprofundo de la Ciudad de México, -magna obra de ingeniería- son la columna vertebral de todo el sistema de desagüe. Las características especiales de diseño y construcción, así como la profundidad en que se encuentran, impiden la afectación por el hundimiento de la ciudad y operan por gravedad. La historia refleja el largo y paciente esfuerzo humano llevado a cabo para contar con esta infraestructura. Sin embargo, el número de ciudades medianas y grandes -cerca de 200- es mucho menor que el de pequeñas localidades -100 000-. Las primeras están sometidas a un crecimiento acelerado demandando nuevos servicios de alcantarillado, mientras que las segundas carecen casi por completo de ellos y aun con la desventaja adicional de su dispersión territorial y condiciones topográficas adversas.

En la actualidad, con el crecimiento acelerado de la población, el hombre ha buscado el bienestar y las comodidades en las ciudades donde habita. Una rápida y segura recolección, transporte, tratamiento y disposición final de las aguas residuales es uno de los objetivos para dotar de infraestructura urbana a la comunidad. Esto lo ha llevado a la construcción de dicha infraestructura urbana necesaria como es: edificios, casas, calles, estacionamientos y otros, los cuales modifican el entorno natural en que habita, originando, como algunas de sus tantas consecuencias, la creación de superficies poco permeables, que favorecen la presencia de una mayor cantidad de agua sobre el terreno y, la invasión, y en casos definitivos, la eliminación de los cauces de las corrientes naturales, reduciéndose la capacidad de desalojo de las aguas pluviales.

1.2 ALCANTARILLADO PLUVIAL

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

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

Es así, que se deben buscar alternativas para atender la demanda de servicios de saneamiento y salud pública por la viabilidad técnica y económica de soluciones que reduzcan los costos y simultáneamente mantengan su eficiencia. Para el efecto, en algunos aspectos, como será demostrado en el presente trabajo, es necesario aplicar técnicas de diseño en atención a las Leyes, Normas y Reglamentos vigentes en nuestro país y garantizar la sostenibilidad de los sistemas.

El presente trabajo estudia un método de diseño para determinar los diámetros óptimos de las tuberías, el suministro e instalación de las mismas, y los volúmenes de excavación mínimos, de una red de alcantarillado pluvial. El método es alimentado con un número y tipo determinado de datos como son diámetros, pendientes y costos de tuberías, optimizando el funcionamiento hidráulico y el costo total de la red. Se determina la mejor combinación de tuberías, profundidades y pendientes para una red de la ciudad de Xalapa, a manera de ejemplo.

En el capítulo 2 se describen las partes en que consiste un sistema de alcantarillado pluvial, los tipos de sistemas, ventajas de un sistema separado sobre un sistema combinado, elección de un sistema, las partes que lo constituyen un sistema, las estructuras de captación, conducción, conexión y mantenimiento, estructuras de vertido, obras complementarias, disposición final y por último las etapas para diseñar un sistema de alcantarillado pluvial.

La dificultad continua siendo en la actualidad la relación lluvia-escurrimiento. En el capítulo 3 se presentan algunos de los métodos de diseño más empleados como son el Método Racional, Racional Modificado y el Método Gráfico Alemán. Asimismo, se presentan las ecuaciones más conocidas para calcular tiempos de concentración; y el empleo de las ecuaciones de Manning y

Darcy-Weisbach para determinar la capacidad de los conductos. Un concepto esencial en el estudio de alcantarillado pluvial es el coeficiente de escurrimiento, por lo que se mencionan algunos valores de acuerdo a características específicas de la cuenca y de la lluvia.

El capítulo 4 describe la implementación novedosa del Algoritmo Genético como la componente principal del método propuesto para el cálculo de una red de alcantarillado pluvial, con base en la optimización de la misma respecto a los costos de suministro e instalación de tubería y de manera paralela garantizando el funcionamiento hidráulico adecuado, con restricciones en velocidades y tirantes.

En el capítulo 5 se analiza un ejemplo correspondiente a una zona de la ciudad de Xalapa, Ver., aplicando el método propuesto en el capítulo 4. Se diseñó un programa dividido principalmente en dos bloques, en el cual, por medio de un Algoritmo Genético, se obtiene la solución hidráulica y económicamente óptima de la red ejemplo.

Por último, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones, un breve análisis de los resultados, y se enfatiza la posibilidad de la expansión de la técnica de los Algoritmos Genéticos para resolver otros problemas de las redes de alcantarillado, no solamente pluvial, los cuales son difíciles de plantear y resolver con los métodos convencionales de diseño conocidos.

En el Anexo A se expone brevemente el funcionamiento hidráulico de las redes de alcantarillado, con especial énfasis en los conductos funcionando como canales, esto es, como conductos a superficie libre, considerando que la red, que sirve de ejemplo para mostrar el método específico de diseño propuesto, está formada por conductos los cuales son tuberías funcionando a superficie libre. Se menciona la teoría que comprende: Clasificación de flujo, ecuaciones básicas, continuidad, cantidad de movimiento, energía, energía específica, función cantidad de movimiento o fuerza específica, pérdidas de carga por fricción y locales, ecuación de Chézy, ecuación de Manning, flujo en conductos cerrados a superficie libre o sección parcialmente llena, con especial énfasis en flujo uniforme. Se mencionan de manera somera, el flujo gradualmente variado, rápidamente variado, salto hidráulico, y el flujo no permanente.

En el Anexo B se exponen los conceptos básicos de precipitación que sirven como base para estimar la intensidad de lluvia que se utiliza en el diseño de la red de alcantarillado pluvial. Por brevedad, se realizó el análisis de frecuencias para los datos de la Estación Ánimas, de la ciudad de Xalapa, Ver., para obtener las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.

CAPÍTULO 2

SISTEMA DE DRENAJE URBANO

2 SISTEMA DE DRENAJE URBANO

Desde el punto de vista sanitario, las aguas residuales y pluviales son desechos originados por la actividad vital de una población y por la lluvia. Los sistemas de alcantarillado resuelven el problema de alejamiento de aguas residuales y pluviales por medio de conductos o tuberías, generalmente subterráneas, que se encargan de recolectar las aguas de desecho y las transportan en forma segura y rápida, hasta el lugar de disposición final.

Una localidad, sin considerar el tamaño, enfrenta dos necesidades básicas en materia de alcantarillado:

- a) El desalojo de las aguas residuales producidas tanto por la población como por las actividades industriales y comerciales que se desarrollan en ella.
- b) El desalojo de las aguas de lluvia.

Las aguas residuales se producen en forma continua y aumentan en cantidad y composición conforme la población crece y diversifica sus actividades socioeconómicas; producen enfermedades infecciosas, afectan la salud y el medio ambiente, por lo que deben ser tratadas antes de ser vertidas en cuerpos de agua o reutilizadas en actividades como agricultura, riego de jardines, esparcimiento, etc.

Las aguas de lluvia, por el contrario, son transitorias y su frecuencia e intensidad dependen del régimen de lluvia imperante en cada localidad. Sin embargo, en todos los casos pueden dirigirse mediante interceptores hacia cuerpos de agua y reusos sin tratamiento en instalaciones costosas.

La función primordial de un Sistema de Alcantarillado Pluvial es eliminar rápida y eficazmente las aguas de lluvia que tienden a acumularse en las zonas bajas de las localidades, causando daños y molestias.

La ubicación de los interceptores y la determinación de sus respectivas capacidades son los problemas esenciales a resolver en un proyecto pluvial.

La ubicación de los interceptores es un problema de relativa sencillez, puesto que corresponde a la planeación física y geométrica del sistema.

Sin embargo, la determinación de la capacidad de los interceptores y el resto de los componentes del sistema, es un problema más complejo de resolver, para lo que no hay reglas precisas a seguir. Es un problema hidráulico que requiere de mediciones y desarrollos analíticos para cada caso en especial. La solución de una infinidad de casos ha permitido deducir que los gastos por transportar y la capacidad de los conductos son una función de las áreas de aportación de agua de lluvia; de la intensidad de la precipitación; de un coeficiente de escurrimiento que agrupa a distintos factores como la permeabilidad, infiltraciones, evaporación y rugosidad de los materiales; y del periodo de retorno de la lluvia que se elija para la zona.

En general todos los métodos conocidos tienen fundamentos teóricos muy parecidos y difieren en la proporción en que relacionan los factores determinantes de la cantidad de agua por desalojar.

2.1 DEFINICIÓN DE ALCANTARILLADO

El alcantarillado es un sistema constituido por una red de conductos, equipos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento, y reparación del mismo. Su objetivo es la evacuación de las aguas residuales y las pluviales, que escurren sobre calles y avenidas, evitando con ello su acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven. De este modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas contaminadas, y riesgos y afectaciones de aguas pluviales, además de disponerlas de manera adecuada y sin peligro para el hombre y el ambiente.

Las aguas residuales son las excedentes del agua limpia utilizada o degradada por una comunidad, y que resulta de la combinación de líquidos y desperdicios de casas, oficinas, industrias y comercios, así como de agua de lluvia que escurre de calles, patios y azoteas. Sin embargo, algunos autores consideran la definición del agua pluvial aparte de la del agua residual de la siguiente manera:

Las aguas pluviales son las aguas provenientes de la lluvia o precipitación que escurren dentro del área de captación del sistema.

Entonces con base en las definiciones de aguas residuales y pluviales, inmediatamente se pueden definir los tipos de sistemas de alcantarillado.

Un sistema de alcantarillado se considera a la fecha, como el medio más apropiado y eficaz para la eliminación de las aguas residuales. El nivel de higiene, cultura y civilización de una ciudad lo proporciona, más que cualquier otra obra, un sistema completo de alcantarillado. Como el abastecimiento de agua y la descarga de las aguas de desecho y pluviales están interrelacionados en mayor grado cuando mayor es el tamaño de la localidad a servir, entonces es natural que también un sistema de alcantarillado esté constituido de diversas obras de ingeniería.

2.2 TIPOS DE SISTEMAS.

Existen tres tipos de sistemas de alcantarillado que reciben su respectiva denominación de acuerdo con la naturaleza de las aguas que transportan y para lo cual fueron proyectados:

- Sistema separado de aguas negras
- Sistema separado de aguas pluviales
- Sistema combinado.

a) Sistema separado de aguas negras

Está diseñado para recibir únicamente las aportaciones de aguas de desecho, tanto domésticas como industriales, con el fin de alejarlas de la localidad hasta un sitio adecuado y seleccionado con anterioridad, para llevar a cabo su tratamiento y verter posteriormente a una corriente natural o para su reuso industrial o riego agrícola.

b) Sistema separado de aguas pluviales

Es aquel que se diseña exclusivamente para captar las aguas de lluvia, lo que puede lograrse al proyectar con dos criterios. El primero se aplica al proyectar conductos por todas las calles de la localidad que se va a servir con las respectivas estructuras de captación, para recibir las aguas pluviales y conducir las hasta el sitio donde no produzcan molestias y daños. El segundo se aplica al proyectar sólo interceptores para conducir las aguas de lluvia captadas nuevamente por medio de estructuras de captación, con el fin de evitar que se acumulen y adquieran fuerza de arrastre, lo que causa molestias y daños a la comunidad.

c) Sistema combinado

Aquí el sistema se diseña para recoger y conducir conjuntamente las aguas residuales – domésticas, industriales, comerciales, etc.- y las aguas pluviales. Para esta solución, los conductos proyectados resultan sobredimensionados cuando transportan sólo aguas residuales. Es útil cuando existe poco espacio para ubicar dos redes con otros conductos subterráneos, como pueden ser agua potable, teléfono, energía eléctrica, gas, oleoductos, etc.

2.3 VENTAJAS DE UN SISTEMA SEPARADO

Como en las obras antiguas de drenaje, donde se han combinado ya los escurrimientos pluviales y residuales, el sistema colector puede transferir contaminación a las corrientes de agua. En contraste, los escurrimientos pluviales crean relativamente pocos riesgos sanitarios cuando se colectan en sistemas estrictamente separados.

Los sistemas de alcantarillado, separados o combinados, tienen ventajas y desventajas entre sí. Debido al deterioro ocasionado al medio ambiente y por los procesos de tratamiento, es recomendable la construcción de sistemas separados.

Las ventajas de los sistemas combinados son el captar tanto las aguas residuales como las pluviales, con lo cual el diseño, construcción y operación en apariencia es más económico. En este aspecto, los sistemas separados implican mayores inversiones y pueden resultar menos atractivos en especial cuando una población contará por primera vez con un sistema de alcantarillado.

Actualmente, los problemas ocasionados por la contaminación de corrientes y mantos acuíferos, - presentes ya-, han obligado a las comunidades a enfrentarlos disminuyendo lo más posible el riesgo inherente. Por consiguiente, para cuidar el ambiente es necesario contar con plantas de tratamiento que resulten más económicas por unidad de volumen tratado cuando la cantidad de agua que manejan es mayor. Es aquí donde surge la conveniencia de los sistemas separados, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes volúmenes de aguas residuales en proporción de 50 a 200 veces, o aun más. Así, una planta de tratamiento es más económica y eficiente si sólo se encarga de tratar aguas residuales de cierto tipo.

Un factor más a favor de los sistemas de alcantarillado separados se debe a la mayor demanda de agua en las poblaciones, producto de su crecimiento, y a la escasez del líquido cerca de ellas. Esto ha llevado a las comunidades a tomar medidas integrales para que los habitantes dispongan de agua estrictamente indispensable para cubrir sus necesidades y desempeñen sus actividades. Tales medidas abarcan desde un mayor abastecimiento hasta un uso racional del agua, y en este sentido se desarrollan acciones encaminadas al reuso del agua y del agua de lluvia.

2.4 REÚSO DEL AGUA PROVENIENTE DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL

El uso racional del agua implica emplearla eficientemente en las diversas actividades del hombre disminuyendo paulatinamente su desperdicio y contaminación. La cultura del agua en México se orienta a este respecto. La esencia de todo esto consiste en fomentar en la población, comercio, industria y autoridades la conciencia de que el agua es limitada en su disponibilidad como recurso, ya sea por la cantidad o por la calidad requeridas. Por ello, debe usarse cuidadosamente, conservando las fuentes y evitando su deterioro. Para cuidar el agua se pueden emprender diversas acciones, entre las que se encuentra el empleo de agua tratada en usos que se han dado con agua potable, y sin embargo admiten una calidad de agua similar a la que se obtiene con el tratamiento –por ejemplo, en el enfriamiento de maquinarias industriales- y el reuso del agua. Se le llama agua tratada a aquella proveniente del alcantarillado sanitario, pluvial o combinado, que fue procesada en una planta para mejorar su calidad, que puede ser «no potable», y sin embargo, permite su utilización en industrias, riego de jardines, cultivos y para fines estéticos y de recreación en fuentes, lagos, etc. El agua de lluvia puede ser utilizada, con un tratamiento ligero o incluso sin tratamiento, cuando se cuenta con las estructuras necesarias de conducción y almacenamiento sin alterar en lo mínimo su calidad. El empleo del agua pluvial puede ser muy provechoso en las localidades, teniendo en cuenta el requerimiento de obras y la aplicación de normas adicionales de operación.

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

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

2.5 ELECCIÓN DEL TIPO DE SISTEMA

La elección de un sistema de alcantarillado depende del análisis de un gran número de factores que afectan el problema. Esto permite justificar económica y técnicamente la solución elegida. Casi siempre la prioridad es el desalojo de las aguas de desecho o aguas negras, y en segundo término, evitar los riesgos y molestias causados por las aguas de lluvia.

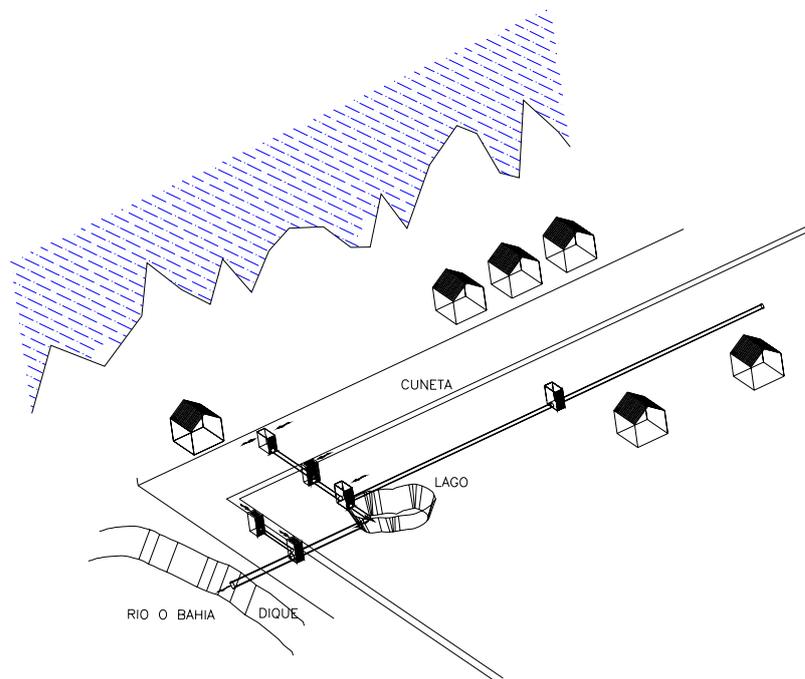


Figura 2.1 Sistema de drenaje pluvial

2.6 PARTES QUE CONSTITUYEN UNA RED DE ALCANTARILLADO

Cualquier sistema de alcantarillado, sea sanitario, pluvial o combinado, consta de estructuras básicas y estructuras conexas. Aunque la disposición final de las aguas no es en sí una estructura, se considera una parte del sistema porque de su forma, ubicación y correcta localización depende la eficacia de todo el sistema. Para cumplir cabalmente la función de las redes, no se deben causar daños y problemas, ya sea vertido inadecuado y contaminación por aguas negras, o los riesgos de las aguas pluviales. Los componentes principales de un sistema de alcantarillado se agrupan según la función para la cual son empleados. Así, un sistema de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado, se integra de las partes siguientes:

- a) Estructuras de captación. Su finalidad es recolectar las aguas a transportar. En el caso de los sistemas de alcantarillado sanitario, son las conexiones domiciliarias formadas por tuberías conocidas como albañales. En los sistemas de alcantarillado pluvial se utilizan sumideros o bocas de tormenta como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se descargue el agua de lluvia de techos y patios. En los sumideros –ubicados convenientemente en puntos bajos del área o calles a servir-, se colocan rejillas a manera de coladera para evitar el ingreso de objetos que obstruyan los conductos, por lo que son conocidas como coladeras pluviales.
- b) Estructuras de conducción. Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Constituyen la parte fundamental de un sistema de alcantarillado y se forman con conductos cerrados y abiertos llamados tuberías y canales respectivamente.

c) Estructuras de conexión y mantenimiento. Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que componen la red de alcantarillado, ya que además de permitir la conexión de varias tuberías, incluso de diversos diámetros o materiales, disponen, asimismo, del espacio suficiente para que un hombre se introduzca hasta el nivel de las tuberías y efectúe maniobras para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos. A estas estructuras se les denomina comúnmente pozos de visita.

d) Estructuras de vertido. Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, ya que de no existir se provocan 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 pueden considerar dentro de este grupo a todas aquellas instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de alcantarillado, y sin embargo en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento. Entre la gran cantidad que hay, 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. La gran importancia de esta localización 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 encuentre cerca de la zona de vertido.

A continuación se detallan las características de cada una de ellas en el caso especial que nos ocupa, de un sistema de alcantarillado pluvial.

2.6.1 Estructuras de captación

Se inicia la captación con las bocas de tormenta, 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 pueden localizar en los puntos bajos del terreno, donde generalmente se acumula el agua.

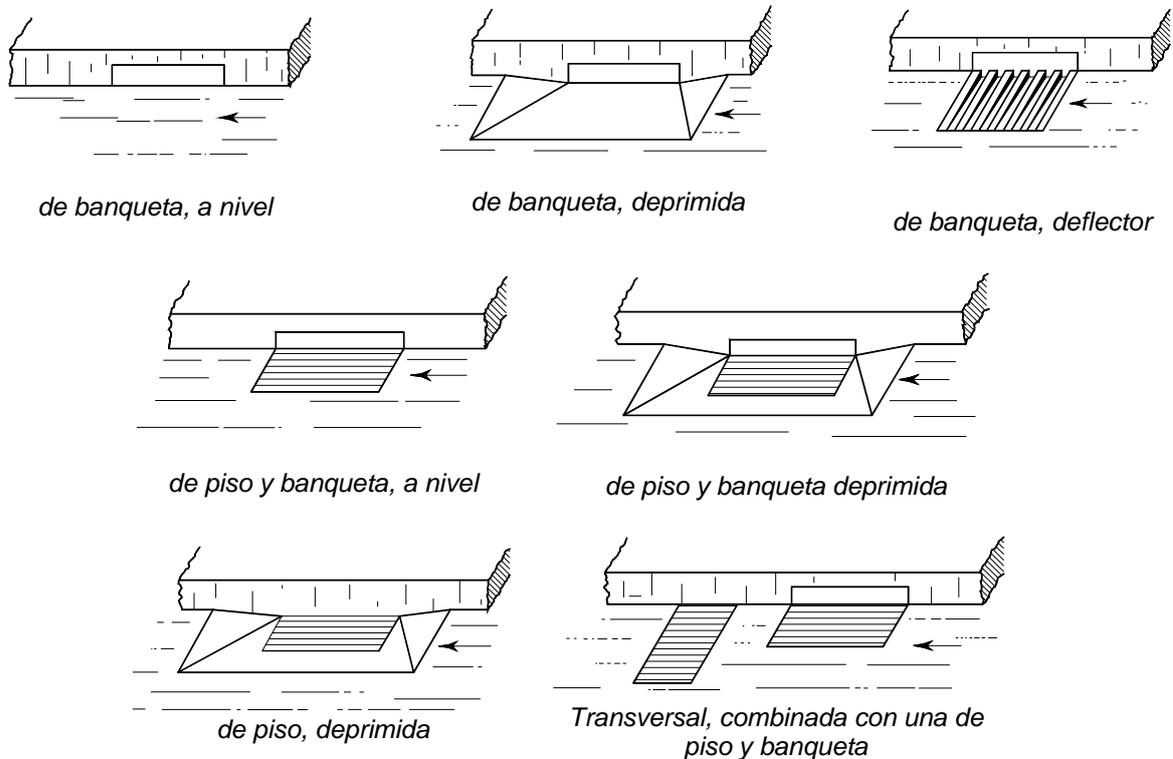


Figura 2.2 Tipos de coladeras pluviales.

Constan de una caja que funciona como desarenador donde se deposita el material más pesado que arrastra el agua y por una rejilla o 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 rejilla evita el paso de basura, ramas y otros objetos que pueden ser causa de taponamientos en los conductos de la red. Existen varios tipos de bocas de tormenta, a los cuales se acostumbra llamarles coladeras pluviales: de piso, de banqueteta, combinadas, longitudinales y transversales (figura 2.2).

Las coladeras de piso se instalan al mismo nivel de la superficie del pavimento, mientras que las de banqueteta se construyen formando parte de la guarnición. Cuando se requiere captar un caudal mayor puede hacerse una combinación de ambas. Las coladeras longitudinales vienen a ser un tipo especial de las de banqueteta.

La elección de un tipo especial de boca de tormenta o de alguna de sus combinaciones depende exclusivamente de la pendiente longitudinal de las calles y del gasto por recolectar. En ocasiones se les combina con una depresión del espesor del pavimento para hacerlas más eficientes.

2.6.2 Obras de conducción

Son las estructuras que transportan las aguas recolectadas por las bocas de tormenta hasta el sitio de vertido. Se pueden clasificar de acuerdo con la importancia del conducto dentro del sistema de

drenaje, o también de acuerdo con el material y métodos 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. Las atarjeas o red de atarjeas son los conductos de menor sección transversal en la red, ya sea diámetro en un tubo o anchos y tirantes en secciones de geometría no circular. En las atarjeas descargan la mayor parte de las estructuras de captación (figura 2.3).

Los subcolectores son conductos de sección transversal mayor que la de las atarjeas, ya sea diámetro o anchos y tirantes. Reciben directamente las aportaciones de dos o más atarjeas y las conducen a los colectores.

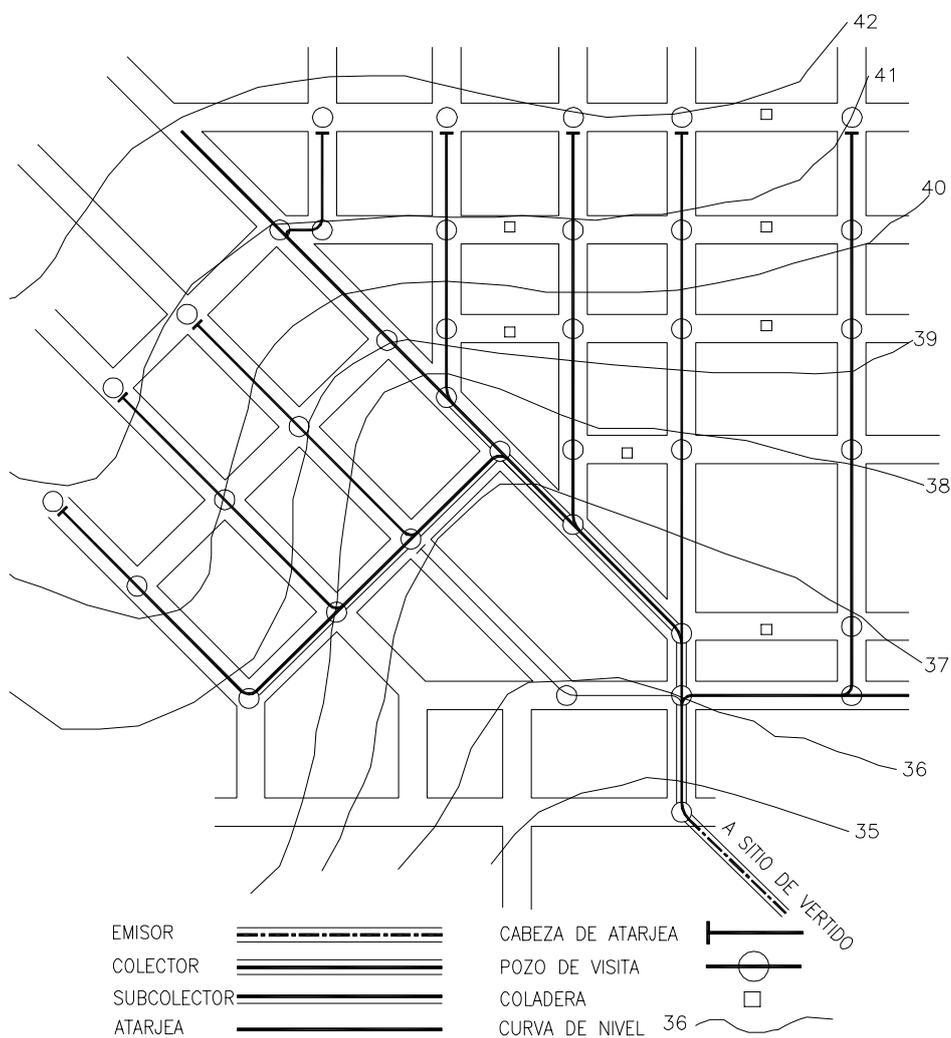


Figura 2.3 Trazo de una red de alcantarillado.

El emisor es el conducto comprendido entre el final de la zona urbana de una localidad y el sitio de vertido de aguas pluviales, o en su caso, la planta de tratamiento. El emisor se caracteriza por

recibir aportaciones provenientes del colector o colectores y no tener otras conexiones durante su trayecto, por lo que su función es transportar el total de las aguas captadas por el resto de la red de alcantarillado.

Asimismo, los conductos se clasifican de acuerdo con el material que los forma y al método de construcción o fabricación de los mismos. Constructivamente existen dos tipos de conductos, los prefabricados y los construidos en el sitio.

Los conductos prefabricados son los que comúnmente se denominan tuberías, de sección circular y con sistemas variados de unión o ensamble. Las tuberías comerciales más usuales en México se fabrican de los materiales siguientes: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemento, policloruro de vinilo –PVC–, y polietileno.

Los conductos construidos en el lugar o in situ son usualmente de concreto reforzado y pueden ser estructuras cerradas o a cielo abierto. A las primeras se les llama cerradas porque se construyen con secciones transversales de forma semielíptica, herradura, circular, rectangular o en bóveda. Las estructuras a cielo abierto son los canales, usualmente de sección transversal rectangular, trapezoidal o triangular. También pueden combinarse secciones diferentes, por ejemplo, trapecial y triangular (figuras 2.4, 2.5 y 2.6).

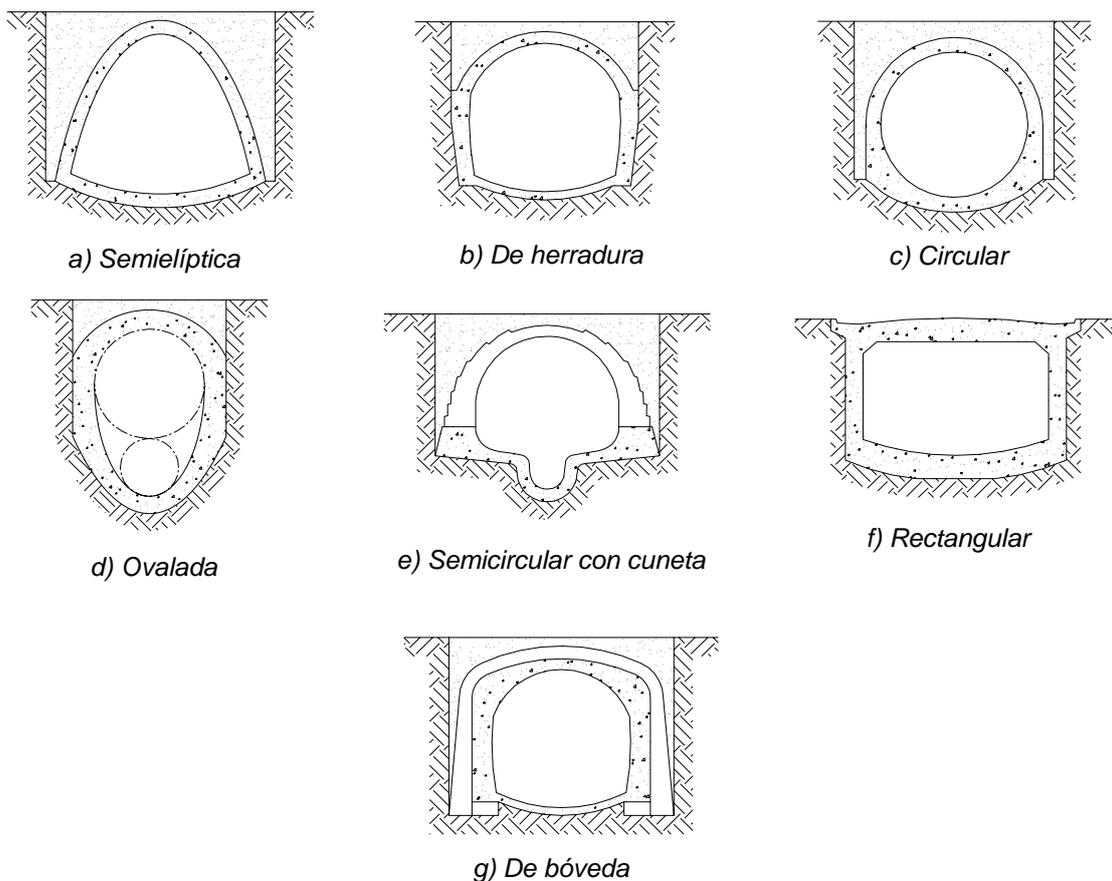


Figura 2.4 Secciones de conductos cerrados.

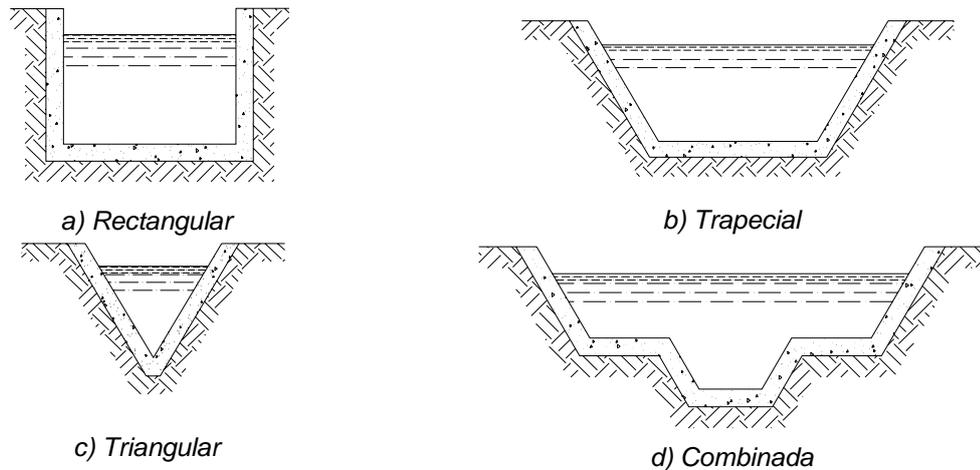


Figura 2.5 Secciones de conductos a cielo abierto.

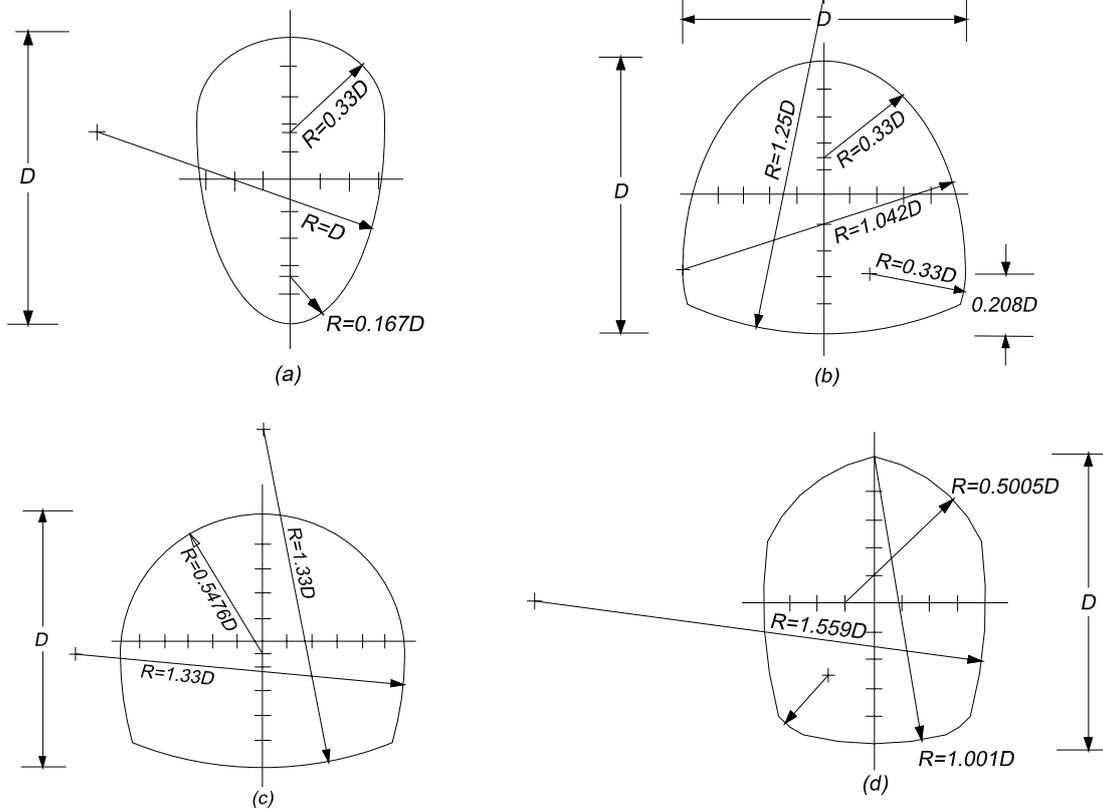


Figura 2.6 Secciones distintas a las circulares: (a) sección ovoide; (b) sección semielíptica; (c) sección en herradura; (d) sección en arco de tres centros.

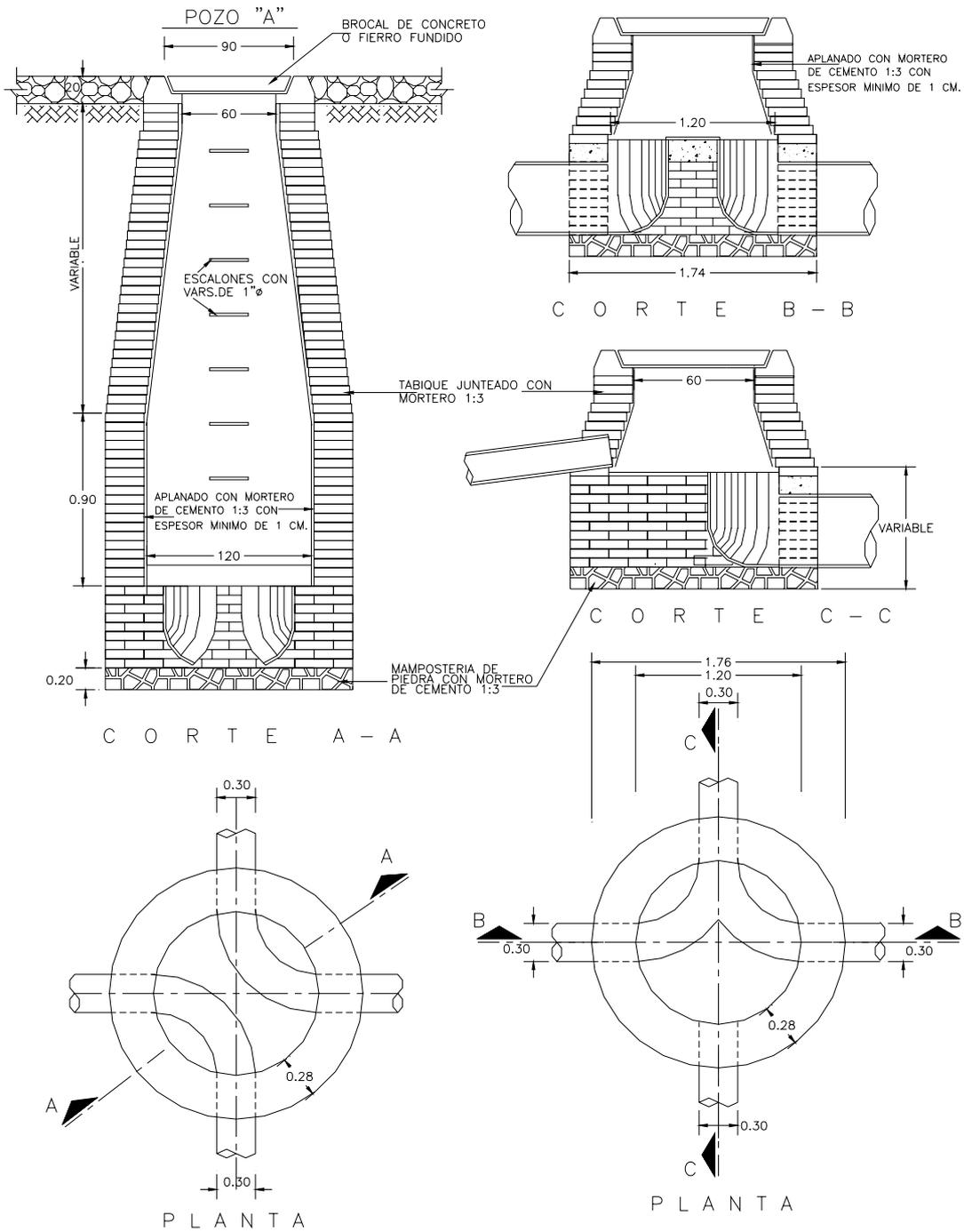
2.6.3 Estructuras de conexión y mantenimiento

Son estructuras subterráneas construidas hasta el nivel de la superficie del suelo o pavimento, donde se les coloca una tapa. Su forma es cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Son lo suficientemente amplias para que un hombre se introduzca en ellas y realice maniobras en su interior, ya sea para mantenimiento o inspección de los conductos. El piso es una

plataforma con canales que encauzan la corriente de una tubería a otra, y una escalera marina que permite el descenso y ascenso en el interior. La tapa se coloca sobre un brocal de hierro fundido o de concreto armado para proteger la boca de entrada.

Se les conoce como pozos de visita o cajas de visita (figura 2.7) según sus dimensiones. Este tipo de estructuras facilitan la inspección y limpieza de los conductos de una red de alcantarillado y asimismo permitir su ventilación. Son parte vital de la red, puesto que sin ellas, los conductos se taponarían y la 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 dirección, pendiente o diámetro y también donde se requiere la conexión con otras atarjeas, subcolectores o colectores. Por norma 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.



NOTAS.-
 ACOTACIONES EN METROS
 EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUNDIDADES
 MAYORES DE 2.50
 EL POZO TIPO "B" SE USARA PARA PROFUNDIDADES
 MENORES DE 2.50

Figura 2.7 Estructura de mantenimiento: pozo de visita.

Dependiendo de la función a desempeñar, de las dimensiones de las tuberías a unir e incluso del material de que están hechos, hay varios tipos de pozos de visita. 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). Cada tipo de pozo debe cumplir especificaciones y su correcta localización depende del diseño. Los pozos de visita usuales se fabrican con ladrillo y concreto. También existen pozos de visita prefabricados de concreto reforzado, fibrocemento y de polietileno.

2.6.4 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 (figura 2.8). Estas 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.

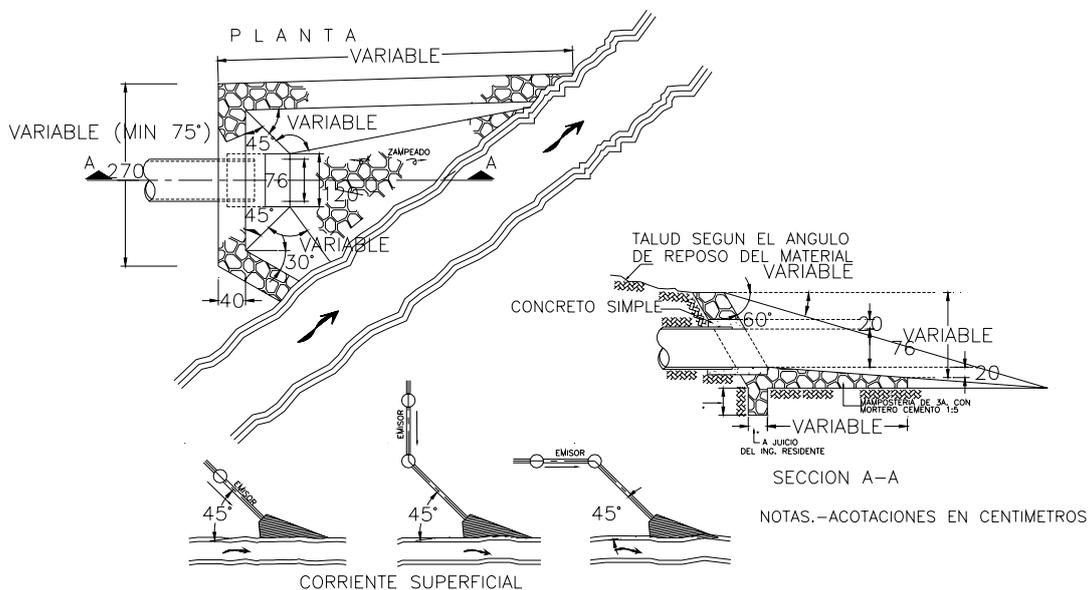


Figura 2.8 Estructura de descarga.

Estructura de vertido en conducto cerrado

Cuando la conducción del 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 encajado.

Estructura de vertido en canal a cielo abierto

Aquí la estructura de descarga consiste en un canal a cielo abierto hecho a base de un zampeado de mampostería, y cuyo ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente receptora. De esta manera se evita la socavación del terreno natural y se permite que la velocidad disminuya.

2.7 OBRAS COMPLEMENTARIAS

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

2.7.1 Estaciones de bombeo

Su finalidad es elevar el agua hasta cierto punto para vencer desniveles y continuar la conducción hasta el vertido final. Se compone de un cárcamo de bombeo o tanque donde las aguas son descargadas por el sistema de alcantarillado y extraídas por un conjunto de bombas. Se utilizan cuando:

- La elevación donde se concentra el agua es menor que la elevación de la corriente natural de drenaje o del colector existente.
- Por condiciones particulares de topografía no es posible drenar por gravedad el área por servir hacia el colector principal, debido a que su localización está fuera del partearguas de la zona a la que sirve el colector.
- Cuando la profundidad a la que se instalarían los colectores o emisores es muy grande para que funcionen a gravedad, y los costos de construcción son por consiguiente, muy elevados.

2.7.2 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 se combina con otras estructuras como pueden ser canales o cajas de conexión, y es lo que se denomina una estructura de control. Por ejemplo, cuando se conduce determinado 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 que descarga el agua en exceso hacia su descarga a una corriente.

2.7.3 Estructuras de cruce

La función de una estructura de cruce es permitir el paso de la tubería por debajo o sobre obstáculos que de otra forma impedirían la construcción de una red de alcantarillado (figura 2.9). Entre éstas se tienen:

- a) Sifones invertidos. Es una estructura de cruce que permite en el desarrollo de un colector o emisor salvar obstrucciones, ya sean arroyos, ríos, otras tuberías y conductos, túneles, vías de comunicación como son los pasos vehiculares a desnivel, por medio de cambios de dirección verticales.

El sifón conduce el agua a presión por debajo de los obstáculos por medio de dos pozos, uno de caída y otro de ascenso, conectados entre sí en su parte inferior por una tubería –en ocasiones pueden ser dos o más– que pasa por debajo del obstáculo. Una denominación más correcta para este tipo de conductos es la de atarjeas deprimidas; sin embargo, se ha generalizado más el término sifón invertido por quedar colocado en posición inversa a la de un sifón verdadero. De esta manera, cuando el agua alcanza el pozo de caída, es conducida a presión por la tubería hacia el pozo de ascenso donde prácticamente recupera el nivel que tenía antes de la estructura y puede continuar con la dirección original del colector. La tubería de unión entre los pozos deberá soportar la presión interna del líquido.

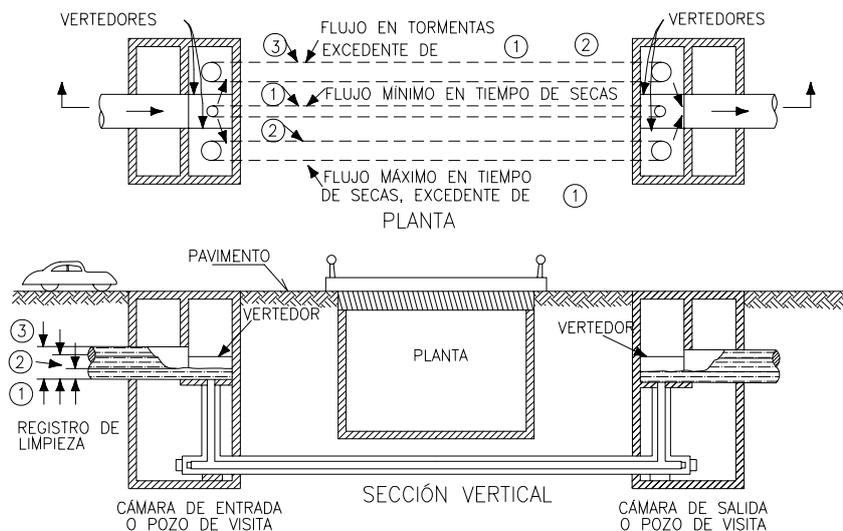


Figura 2.9 Sifón invertido o drenaje suprimido.

El peligro de taponamiento en un sifón invertido por basura o cualquier otro elemento sólido o su acumulación conducido por las aguas residuales es mayor que en los conductos ordinarios como atarjeas o colectores, y su remoción es asimismo, más complicada. Debido a esto, en el diseño se debe tener especial cuidado para evitar la formación de estas obstrucciones, lo que generalmente se logra al considerar velocidades altas en el funcionamiento de los conductos. Gran parte de la carga suspendida de los sólidos que entran a los drenajes pluviales es arena y grava. La arena fina tiene una velocidad de arrastre de 0.30 m/s o mayor y la grava de 0.60 m/s. Si a esto se agrega basura de todo tipo y arcilla, es inminente el riesgo de formación de tapones.

Los sifones invertidos deben limpiarse con frecuencia con agua a gran velocidad, e inspeccionarse regularmente con objeto de remover cualquier obstrucción incipiente.

b) Cruces elevados

Cuando el trazo de un conducto debe cruzar una depresión profunda, como es el caso de un cañón o barrancas, se utilizan estructuras para soportar la tubería (figura 2.10). La estructura puede ser un puente ligero de acero, concreto o madera. También es recomendable, para el cruce, utilizar estructuras ya existentes, como en el caso de estructuras de puentes carreteros o ferroviarios. Sin embargo, no es aconsejable colocar la tubería sobre el piso del puente porque existe el peligro de

que las uniones de los tubos presenten fugas debido a la vibración originada por el tránsito de los vehículos en el puente. Lo mejor en este caso es colocar la tubería suspendida bajo el puente o a un lado, soportada adecuadamente.

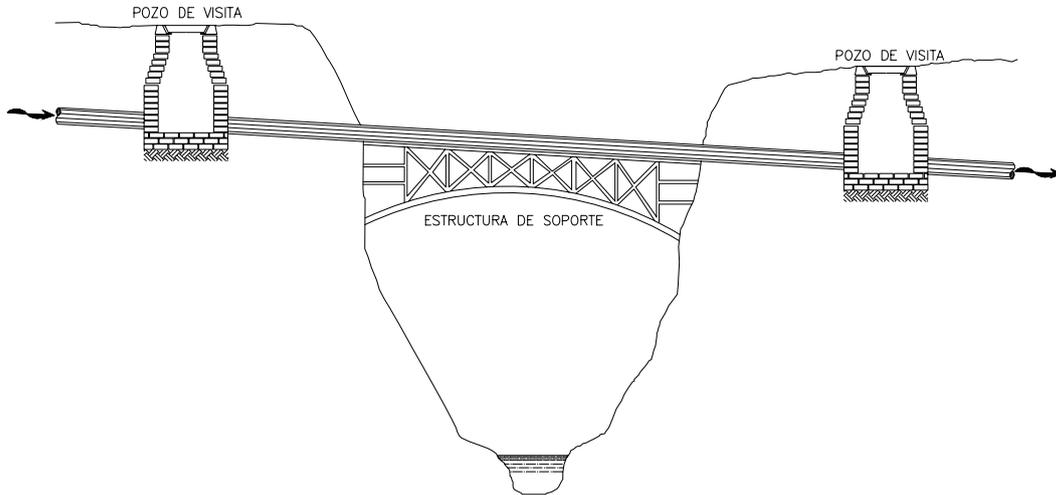


Figura 2.10 Cruce elevado.

c) Alcantarillas pluviales y puentes.

Este tipo de estructuras de cruce se emplean regularmente en carreteras, caminos y en las calles de localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (figura 2.11). Están constituidas por tramos de tubería o conductos que se alojan en el cuerpo del terraplén para facilitar el paso de las aguas naturales o de escurrimientos pluviales, o de aquellas conducidas por canales o cunetas, a través del terraplén. Cuando las dimensiones de los conductos son lo suficientemente grandes, conviene considerar el diseño de un puente.

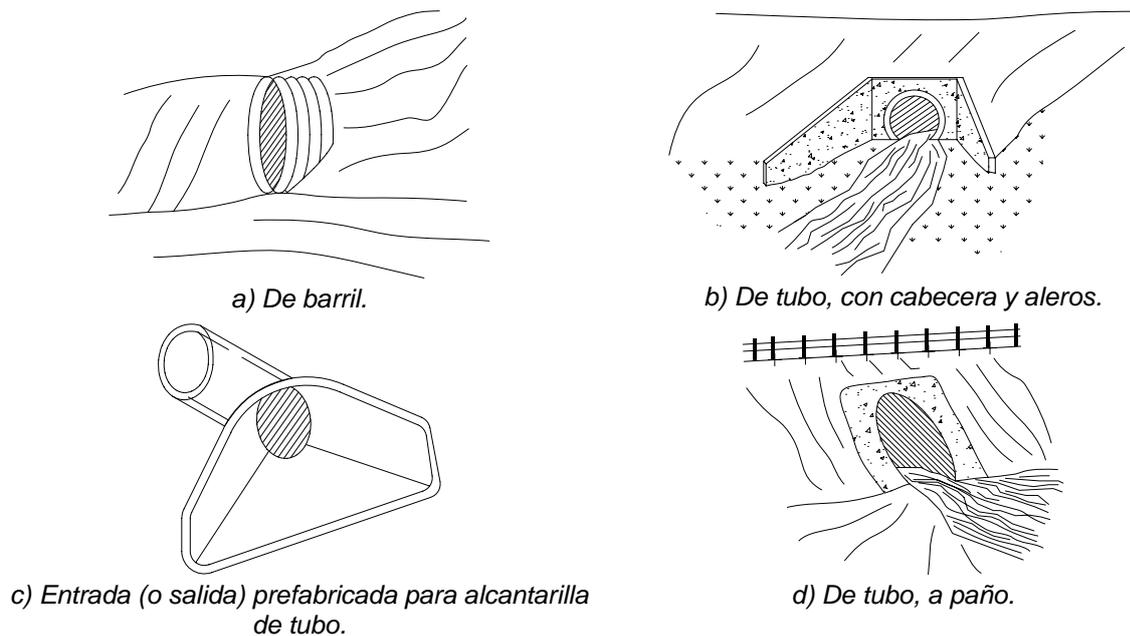


Figura 2.11 Diversos tipos de alcantarillas

2.8 DISPOSICIÓN FINAL

La disposición final es el destino que se le da a las aguas captadas por un sistema de alcantarillado. La gran mayoría de las veces se vierten las aguas a una corriente natural que sea capaz de conducir y degradar los contaminantes del agua. En este aspecto, se cuenta con la tecnología y los conocimientos necesarios para determinar hasta qué punto una corriente puede degradar los elementos contaminantes e incluso, se puede calcular el número, espaciamiento y magnitud de las descargas que puede soportar.

Si se considera que la disponibilidad de agua limpia y segura disminuye con el paso del tiempo, se comprende el por qué, en la actualidad, la tendencia sea tratar las aguas residuales y emplearlas como aguas tratadas o bien verterlas a las corrientes naturales. También se investigan y desarrollan acciones encaminadas al uso del agua pluvial, para utilizarse en el riego de áreas verdes en zonas urbanas, tales como jardines, parques y camellones; o bien en zonas rurales para el riego de cultivos.

Por lo anterior, un proyecto moderno de alcantarillado pluvial debe ser compatible con el medio ambiente y ser agradable a la población, de acuerdo con el uso que se le dé al agua pluvial. Como ejemplo, se tienen los pequeños lagos artificiales que se construyen en parques públicos con fines ornamentales.

Por último, considerando la situación de escasez de agua que se vive en algunas zonas del país o la presencia de avenidas inesperadas, conviene analizar la posibilidad de verter las aguas residuales tratadas y aguas pluviales para la recarga de acuíferos, así como la serie de medidas que con el tiempo permitan el restablecimiento de las condiciones necesarias para su explotación, y adecuación de los cauces de las corrientes superficiales dentro de sus márgenes o en las zonas urbanas.

2.9 ETAPAS PARA DESARROLLAR UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL

1. Estudios preliminares

El objetivo de esta primera etapa es establecer las bases técnicas y económicas que permitan determinar la amplitud del sistema de drenaje. Adicionalmente se determina la información disponible y se definen los criterios y métodos a seguir en la elaboración del proyecto. Esta fase concluye al presentar un informe que exponga el problema y recomiende los criterios de solución.

2. Planeamiento conceptual

En esta etapa se establecen las alternativas de solución, el o los sitios de eliminación, el tipo de red de drenaje por emplear, los métodos de ejecución y operación, y el costo aproximado de cada opción. Después se selecciona la mejor opción.

3. Diseño

La etapa de diseño comprende el proyecto ejecutivo de la opción seleccionada, la cuantificación de las obras, el presupuesto y la preparación de las especificaciones de construcción. Los tres últimos puntos permiten elaborar el programa de obra y de inversiones.

4. Construcción

Esta fase comprende la ejecución en campo de las obras que componen el sistema, de acuerdo con los programas y especificaciones previamente elaborados.

5. Operación y mantenimiento

La meta de la fase de diseño es lograr un sistema de drenaje pluvial que funcione correctamente, aun en situaciones críticas. Para lograrlo, depende no solo de un buen proyecto, sino de la adecuada operación y conservación de las alcantarillas, equipamientos y accesorios.

CAPÍTULO 3

MÉTODOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO

3. MÉTODOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO

Se mencionan los métodos de alcantarillado pluvial existentes que se utilizan sobre todo en cuencas urbanas.

3.1 ESTIMACIÓN DE GASTOS PLUVIALES

Con la gran ventaja que ofrece la computación, se están utilizando cada vez más los conceptos de sistemas para una mejor comprensión y solución de los problemas urbanos relacionados con el diseño de alcantarillado pluvial. Estos problemas deben analizarse tomando en cuenta tanto las variaciones espaciales como las temporales del flujo del agua. Las cuencas urbanas varían en el espacio debido a que la pendiente de la superficie, la cubierta y el tipo de suelo cambian de un lugar a otro dentro de la misma cuenca. En cuanto al tiempo las características hidrológicas cambian con el proceso de urbanización. Resulta complicado establecer un modelo matemático que involucre la distribución en el tiempo y en el espacio de los sistemas urbanos de alcantarillado. Al requerirse una gran cantidad de datos de calidad, algunas veces se ignora la variación espacial, o se introduce dividiendo la zona en estudio en varios sistemas más pequeños, luego se unen estos sistemas para producir un modelo del sistema completo.

Para determinar las principales variables, esto es, el volumen de escurrimiento y el gasto pico, se utilizan desde el Método Racional hasta modelos de simulación del flujo en la red con la ayuda de la computadora.

Los registros de escurrimiento en los países en desarrollo, como México, son escasos y generalmente en el sitio de interés no existen, por lo que es difícil determinar los parámetros de diseño, construcción y operación de cualquier obra hidráulica. Es común que se cuente con un mayor número de datos de lluvia que de escurrimiento. Esto conlleva al empleo de métodos que permitan determinar el escurrimiento partiendo de las características de una cuenca y de los datos de precipitación.

Los métodos que se describen a continuación tienen la finalidad de estimar la avenida que producirá una tormenta en una zona determinada, cuando se cumpla cualquiera de las condiciones siguientes:

- La zona en estudio se encuentra urbanizada y es relativamente pequeña, por lo que se puede considerar que no es necesaria la simulación detallada de su funcionamiento mediante modelos matemáticos. Este caso incluye a subcuencas asociadas a un sistema principal de drenaje, aun cuando en el diseño de este sistema sí se necesite la simulación.

Los principales factores que intervienen en el proceso lluvia-escurrimiento son:

Área de la cuenca (A).

Altura total de precipitación (h_p)

Intensidad de lluvia (i).

Características generales de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.) (S, f).

Coeficiente de permeabilidad (k).

Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Para aproximarse a la determinación de la función complicada $Q = F(A; f; S; i; k)$, los trabajos de investigación iniciales obtuvieron expresiones sencillas que relacionaran a todos los factores que intervienen en ella. Surgieron varios métodos como el Racional.

3.2 MÉTODO RACIONAL

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escorrentamiento. Su origen se remonta a la segunda mitad del siglo XIX, entre 1851 y 1889. Es probablemente el método más ampliamente utilizado aun hoy en día para el diseño de alcantarillados de aguas pluviales. A pesar de que han surgido críticas válidas acerca de lo adecuado de este método, se sigue utilizando para el diseño de alcantarillados urbanos debido a su simplicidad. Una vez realizado el diseño con este método, se puede verificar la bondad del sistema utilizando un tránsito dinámico de los hidrogramas de caudal a través del mismo.

Este modelo requiere la estimación del valor del coeficiente de escurrimiento y la intensidad de la lluvia uniforme sobre el área en estudio. La idea del Método Racional supone que en una cuenca impermeable se presenta uniformemente una lluvia de intensidad i constante de tiempo indefinido. Al principio, el gasto que sale de la cuenca será creciente con el tiempo; sin embargo llegará un momento en el que se alcance un punto de equilibrio, en el cual toda la cuenca contribuye al flujo en la salida; el volumen que entra por unidad de tiempo por la lluvia será el mismo que el gasto de salida de la cuenca. El tiempo que transcurre para que esto sucediera es llamado tiempo de concentración t_c .

La intensidad está basada en el tiempo de concentración t_c , el cual está definido como el tiempo requerido por el escurrimiento superficial para alcanzar, desde el punto más remoto de la cuenca, el punto en consideración. El tiempo de concentración t_c es la suma del tiempo de flujo sobre la superficie t_e (también llamado tiempo de entrada) y el tiempo de flujo a través del dren o conducto t_t ; así se tiene

$$t_c = t_e + t_t \quad (3.1)$$

Para cuencas urbanas relativamente pequeñas la meseta de la curva S del hidrograma de escurrimiento se alcanza rápidamente. El hidrograma de escurrimiento de la fórmula racional es como se muestra en la figura 3.1. El tiempo de flujo a través del conducto se estima con la pendiente dada y el tamaño del conducto, al dividir la longitud del conducto por la velocidad permisible a conducto lleno. El tiempo de flujo superficial es más difícil de estimar porque depende de la pendiente, rugosidad de la superficie, características de la infiltración, detención superficial e intensidad de la precipitación.

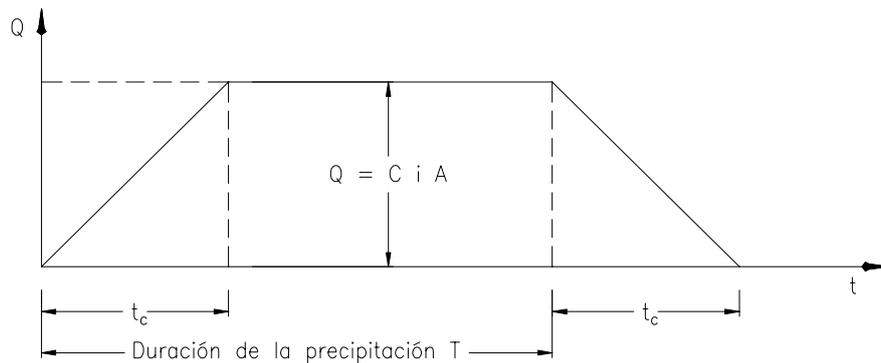


Figura 3.1 Hidrograma de tormenta de la Fórmula Racional.

3.2.1 Tiempo de concentración e intensidad de lluvia.

Hay varias fórmulas para calcular el tiempo de concentración. La tabla 3.2 muestra las ecuaciones utilizadas con mayor frecuencia (Chow, Maidment & Mays; *Hidrología aplicada*).

Una de ellas es

$$t_c = \frac{L}{3600 v} \quad (3.2)$$

donde

t_c es el tiempo de concentración sobre la superficie, en h.

L es la longitud del cauce principal, en m.

v es la velocidad media del agua en el cauce principal, en m/s.

La ecuación 3.2 no toma en cuenta el recorrido del agua de lluvia desde que llega a la superficie hasta los cauces. La velocidad media v se estima con las tablas 3.1a y 3.1b (Francisco J. Aparicio, *Fundamentos de Hidrología de Superficie*).

Tabla 3.1a Velocidad media de acuerdo con la pendiente.

Pendiente del cauce principal, %	Velocidad media, m/s
1-2	0.6
2-4	0.9
4-6	1.2
6-8	1.5

Tabla 3.1b Velocidad media de acuerdo con la pendiente y tipo de terreno.

Velocidad media, m/s			
Pendiente %	Bosques	Pastizales	Canal natural no bien definido.
0-3	0.3	0.5	0.3
4-7	0.6	0.9	0.9
8-11	0.9	1.2	1.5
12-15	1.1	1.4	2.4

La fórmula más empleada para la determinación del tiempo de concentración es la desarrollada por Kirpich

$$t_c = 0.0195 L^{0.77} S^{-0.385} \quad (3.3 \text{ a})$$

donde

t_c es el tiempo de concentración sobre la superficie, en min.

L es la longitud del cauce principal, en m.

S es la pendiente del cauce principal, en m/m

En México la forma que más se utiliza de esta ecuación es como sigue

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (3.3 \text{ b})$$

donde

t_c es el tiempo de concentración sobre la superficie, en h.

L es la longitud del cauce principal, en m.

S es la pendiente del cauce principal, en m/m

S se determina de acuerdo con los datos topográficos de que se disponga del perfil del cauce principal. Taylor y Schwarz proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión. Cuando el perfil se divide en tramos iguales

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (3.4 \text{ a})$$

donde:

m es el número de tramos.

S_1, S_2, \dots, S_m son las pendientes de los tramos respectivos

Mediante un razonamiento similar, se obtiene la ecuación cuando las longitudes no son iguales

$$S = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (3.4 \text{ b})$$

donde:

L es la longitud total del cauce.

S_1, S_2, \dots, S_m son las pendientes de los tramos respectivos.

L_1, L_2, \dots, L_m son las longitudes de los tramos respectivos.

En la tabla 3.2 se presentan otras ecuaciones para el cálculo del tiempo de concentración. Pueden existir varias rutas posibles de flujo para diferentes cuencas drenadas por un alcantarillado; el mayor tiempo de concentración de todos los tiempos para las diferentes rutas se supone que es el tiempo de concentración crítico del área drenada.

También se pueden usar cartas como la del tipo mostrada en la figura 3.2, desarrollada por Rantz (1971).

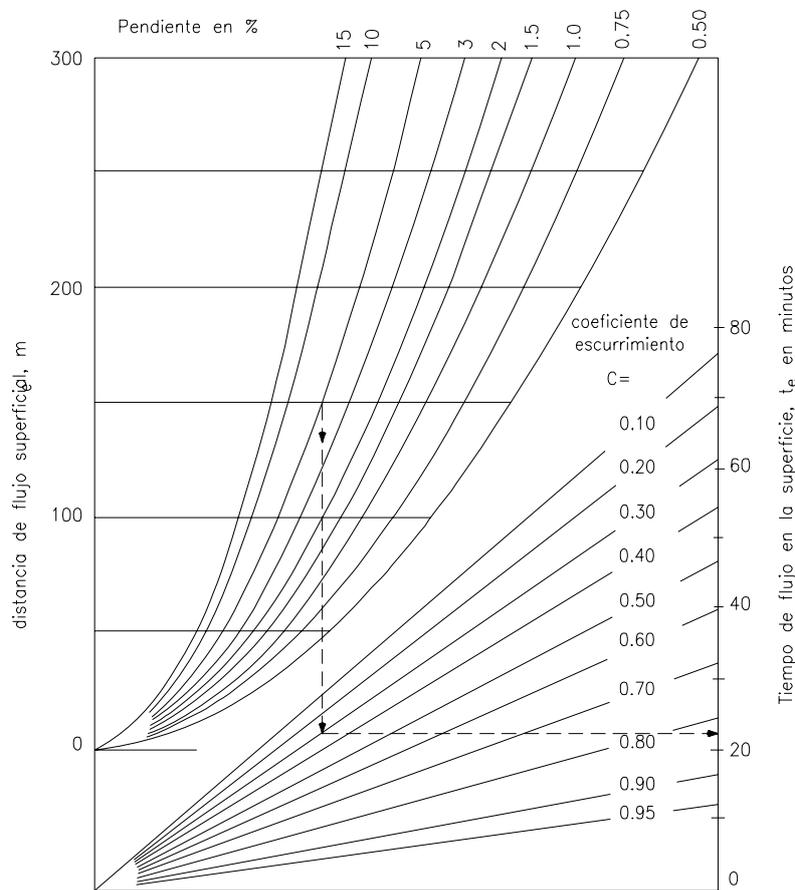


Figura 3.2 Carta de diseño para estimación de tiempo de entrada de flujo superficial.

Es importante observar que la intensidad de lluvia para una probabilidad dada (periodo de retorno) es una función del tiempo de concentración y del total del área que comienza a ser drenada. Por lo tanto, como el diseño avanza hacia aguas abajo, y más y más de las subáreas se van agregando, se incrementa el tiempo de concentración y en correspondencia la intensidad de la

precipitación decrece. El rango de valores usuales para el tiempo de concentración es de 5 a 30 minutos. Para estas duraciones la curva de intensidad de lluvia contra la duración es muy inclinada, esto es, la intensidad decrece rápidamente con la duración. Si se acepta que durante la lluvia, o cuando al menos se ha establecido el gasto de equilibrio, la capacidad de infiltración de la cuenca permanece constante, se puede escribir la *fórmula racional*:

$$Q = C i A \quad (3.5)$$

El producto de la intensidad de lluvia i por el área de la cuenca A es el gasto de entrada al sistema iA , y la relación entre este caudal y el gasto pico Q -que ocurre en el tiempo t_c - se conoce como el *coeficiente de escurrimiento* C ($0 \leq C \leq 1$). Es muy importante observar que la duración utilizada para la determinación de la intensidad de precipitación de diseño i en la ecuación 3.5 es el tiempo de concentración en la cuenca.

En el sistema internacional de unidades la ecuación se plantea

$$Q_p = 0.278 C i A \quad (3.5 a)$$

donde

Q_p es el gasto de pico en m^3/s .

C coeficiente de escurrimiento.

i intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/h .

0.278 factor de conversión de unidades.

A Área, en km^2

Asimismo, otro aspecto importante a observar cuando se utiliza el Método Racional para alcantarillado urbano es que $Q_i = C_i A_i$ permite calcular el flujo a la salida de la subárea o subcuenca A_i , sin embargo, como el diseño avanza hacia aguas abajo, la suma de los valores Q_i no es igual al gasto total Q_{total} en el colector principal; Q_{total} es considerablemente más pequeño que la suma de los valores Q_i .

Con base en todo lo que se ha comentado anteriormente, las hipótesis asociadas con el Método Racional, son, en resumen, las siguientes:

1. La tasa de escurrimiento pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración; es decir, el gasto pico no resulta de una lluvia más intensa, de menor duración, durante la cual solamente una porción de la cuenca contribuye al escurrimiento a la salida de ésta.
2. El tiempo de concentración empleado es el tiempo para que el escurrimiento se establezca y fluya desde la parte más remota del área de drenaje hacia el punto de entrada del alcantarillado que se está diseñando.
3. La intensidad de la lluvia es constante durante toda la tormenta.

Tabla 3.2 Ecuaciones de tiempo de concentración

Método	Fórmula para t_c , (min)	Observaciones
Kirpich	$t_c = 0.0195 L^{0.77} S^{-0.385}$ <p>L = Longitud del cauce desde aguas arriba hasta la salida, m. S = Promedio de la cuenca, m/m</p>	La más utilizada en el medio mexicano. Desarrollada a partir de información del SCS en cuencas rurales en Estados Unidos. Para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se multiplica por 0.2; no se debe hacer ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o en flujo en cunetas.
California Culverts Practice	$t_c = 60 \left(\frac{0.8705 L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L = Longitud del curso de agua más largo, km. H = Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Es en esencia la ecuación de Kirpich, desarrollada en pequeñas cuencas montañosas en California. (USBR 1973)
Izzard	$t_c = \frac{524.89(2.76 \times 10^{-5} i + c) L^{0.33}}{S^{0.333} i^{0.667}}$ <p>i = Intensidad de lluvia, mm/h. c = Coeficiente de retardo. L = Longitud de la trayectoria de flujo, m. S = Pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 (pavimentos lisos), 0.012 (pavimentos de concreto), 0.06 (pasto). El producto iL debe ser ≤ 500 .
Federal Aviation Administration	$t_c = \frac{3.26(1.1 - C) L^{0.5}}{S^{0.333}}$ <p>C = Coeficiente de escorrentía del Método Racional. L = Longitud del flujo superficial, m. S = Pendiente de la superficie, %.</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos; pero ha sido usado frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley; Aron y Erborge	$t_c = \frac{6.989 L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} S^{0.3}}$ <p>L = Longitud del flujo superficial, m. n = Coeficiente de rugosidad de Manning. i = Intensidad de lluvia, mm/h. S = Pendiente promedio del terreno, m/m.</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir del análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; se requiere iterar debido a que tanto i como t_c son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-periodo de retorno da una solución gráfica directa para t_c .

3.2.2 Coeficiente de escurrimiento.

Para la determinación del coeficiente se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la precipitación, de manera que el volumen escurrido V_{ed} es igual al producto del volumen llovido V_{ll} por un coeficiente C llamado coeficiente de escurrimiento.

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \quad (3.6)$$

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

El coeficiente de escurrimiento C es la variable menos precisa del Método Racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escurrimiento pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no se cumple en la realidad. Una selección apropiada del coeficiente de escurrimiento requiere del conocimiento, de la experiencia por parte del hidrólogo. La proporción de la lluvia total que alcanzarán los alcantarillados depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características de encharcamiento de la superficie. Los pavimentos de asfalto o los techos de viviendas y edificaciones son superficies impermeables, donde el escurrimiento producido será casi del 100% una vez que la superficie haya sido completamente mojada, independientemente de la pendiente.

También varía el coeficiente de acuerdo con las características y las condiciones del suelo. La tasa de infiltración disminuye a medida que la lluvia continúa y es afectada por las condiciones de humedad antecedentes del suelo. Otros factores que influyen en el coeficiente de escurrimiento son la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente y el almacenamiento por depresión. La elección del coeficiente debe representar lo mejor posible los efectos de todos estos factores. Muchas ciudades han establecido sus propios valores empíricos de C . Por ejemplo, en regiones con suelos porosos, con pendientes superficiales pequeñas e intensidades de lluvia bajas, se ignora el escurrimiento en superficies permeables; el coeficiente de escurrimiento se asume como una proporción del área superficial impermeable. La práctica más usual es relacionar el coeficiente de escurrimiento con el tipo de suelo, como se observa en la tabla 3.3 (Arved J. Raudkivi; *An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling*):

Tabla 3.3 Rangos del valor del coeficiente de escurrimiento

Prado:	suelo arenoso, pendiente	$S < 2\%$	$C = 0.05 - 0.10$
	suelo arenoso, pendiente	$2 < S < 7\%$	$C = 0.10 - 0.15$
	suelo arenoso, pendiente	$S > 7\%$	$C = 0.15 - 0.20$
	suelo arcilloso, pendiente	$S < 2\%$	$C = 0.13 - 0.17$
	suelo arcilloso, pendiente	$2 < S < 7\%$	$C = 0.18 - 0.22$
	suelo arcilloso, pendiente	$S > 7\%$	$C = 0.25 - 0.35$
Área	impermeable		$C = 0.95$

El coeficiente de escurrimiento se puede conocer haciendo mediciones en la cuenca o relacionando los valores que aparecen en la tabla 3.4, de acuerdo con las características de la superficie (Francisco J. Aparicio, *Fundamentos de Hidrología de Superficie*). Los valores de esa tabla se obtuvieron para tormentas con 5 a 10 años de período de retorno. Para otros periodos de retorno se puede consultar la tabla 3.5 (Chow, Maidment & Mays; *Hidrología aplicada*).

Tabla 3.4 Valores del Coeficiente de Escurrimiento

TIPO DE ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
Zonas Comerciales:		
Zona Comercial	0.75	0.95
Zonas mercantiles	0.70	0.90
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas Residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
Zonas Industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y Parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.20	0.40
Zonas Suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas o empedradas, juntas con cemento	0.70	0.85
Adoquín sin juntar	0.50	0.70
Terracerías	0.25	0.60
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

Tabla 3.5 Valores del Coeficiente de Escurrimiento con periodos de retorno

CARACTERÍSTICA DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

En áreas urbanas, por lo general el área a drenar está compuesta de subáreas o subcuencas de diferentes características superficiales. Es necesario un análisis que considere estas diferencias. Las áreas de las subcuencas se denominan como A_j y los coeficientes de escurrimiento para cada una de ellas se denominan C_j . El escurrimiento pico se obtiene:

$$Q = i \sum_{j=1}^m C_j A_j \quad (3.5 b)$$

donde m es el número de subáreas drenadas por un alcantarillado.

Por lo anterior, es posible calcular un valor promedio pesado de C con base en las proporciones de varios tipos de superficies. También hay tablas de valores promedio, como la tabla 3.6 siguiente (Metcalf&Eddy, *Ingeniería de Aguas Residuales*):

Tabla 3.6 Valores promedio del Coeficiente de Escurrimiento.

Áreas de negocios	$C = 0.70 - 0.95$
Áreas de industria ligera	$C = 0.50 - 0.80$
Áreas residenciales	$C = 0.25 - 0.50$
Áreas no desarrolladas	$C = 0.10 - 0.30$

Algunos investigadores consideran que se puede calcular el coeficiente C tomando en cuenta las características de la cuenca y la precipitación. Por ejemplo, Miller (1968) expresa el coeficiente como $C = C_b C_f C_c$, donde cada coeficiente individualmente se encuentra referido al tipo de cubierta de la superficie, periodo de retorno de tormentas, y régimen de precipitación, respectivamente. El índice de cubierta superficial se expresa como la suma de la fracción porcentual de suelo sin cubierta vegetal y la mitad de la fracción porcentual del área cubierta con pradera. Este índice se correlaciona con la permeabilidad del suelo y la pendiente superficial. El coeficiente C_f se considera igual a 1 para un periodo de retorno de 50 años (0.6 para 2.33 y 1.11 para 1000 años periodo de retorno) El coeficiente C_c relaciona la lluvia media anual y la intensidad de precipitación de 60 minutos-50 años periodo de retorno para un lugar específico. Estos refinamientos, sin embargo, le quitan la sencillez al Método Racional y los valores locales de los coeficientes, particularmente C_b no se obtienen fácilmente.

Un enfoque diferente del problema es expresar a C por una descripción estadística. (Schaake *et al.*, 1967; Aitken, 1973). En el enfoque estadístico S se define como la relación entre el gasto por unidad de área para un cierto periodo de retorno y la intensidad de la lluvia pico para el mismo periodo de retorno. El gasto respectivo y la intensidad de lluvia se obtienen de análisis de frecuencias separados de los gastos de escurrimiento anuales y las precipitaciones pico de duraciones iguales al tiempo de concentración.

3.2.3 Área de drenaje.

Para la cuenca o subcuenca en estudio se deben determinar el tamaño y la forma. El área se determina desde el uso de planímetros en mapas topográficos hasta trabajos topográficos de campo cuando los datos topográficos han cambiado o cuando se requiere mayor precisión; por ejemplo, cuando el intervalo entre las curvas de nivel en los planos es demasiado grande para

distinguir la dirección del flujo; pasando desde luego por el análisis de la información, en formato digital, en programas comerciales de computadora, cuyo uso se ha extendido de manera importante por la sencillez, precisión y rapidez en la obtención de estos parámetros.

Deben medirse el área a drenar que contribuye al sistema que se está diseñando y el área parcial, subcuenca o subárea de drenaje que contribuye a cada uno de los puntos de entrada al sistema. El esquema del parteaguas del drenaje debe seguir las fronteras reales de la cuenca, en lugar de las fronteras comerciales de los predios, como sucede en el alcantarillado sanitario. Las líneas divisorias del drenaje están influidas por las condiciones de pendientes de pavimentos, localización de conductos subterráneos y superficies y parques con y sin pavimentos, la calidad de pastos, prados, y muchas otras características debidas a la urbanización.

3.2.4 Capacidad de los conductos y tiempo de traslado

De las curvas intensidad-duración-periodo de retorno ($i-d-T$), para el lugar donde se localizará la red se deduce la intensidad i a partir de la selección del periodo de retorno según la duración calculada para cada punto de la red. El gasto Q hasta el punto considerado se obtiene en función de los factores anteriores y el área servida acumulada.

Una vez calculado el gasto de diseño Q que entra en el conducto de alcantarillado pluvial calculado con el Método Racional, se determinan las dimensiones del conducto requerido para conducir el gasto. La capacidad del conducto puede calcularse con las ecuaciones de Manning o de Darcy-Weisbach para el flujo en canales abiertos.

Con las ecuaciones de continuidad (ecuación A.11, Anexo A) y de Manning (ecuación A.29 y A61, Anexo A) para cualquier sección:

$$Q = AV$$

$$Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (\text{A.61})$$

Con las ecuaciones de continuidad (ecuación A.11, Anexo A) y de Darcy-Weisbach (ecuación A.30, Anexo A) para cualquier sección:

$$Q = AV$$

$$Q = A \left(\frac{S_f}{f} 8gR \right)^{1/2} \quad (3.7)$$

Si lo que se diseña es una tubería de diámetro D , se supone que la pendiente de fricción S_f es igual a la pendiente de la plantilla del fondo del canal S_o para flujo uniforme. El área es $A = \pi D^2 / 4$ y el radio hidráulico es $R = A / P = (\pi D^2 / 4) / \pi D = D / 4$; el gasto a tubo lleno se puede calcular:

Con la ecuación de Manning

$$Q = \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S_0^{1/2} \quad (3.8)$$

$$Q = \frac{0.3117}{n} D^{8/3} S_0^{1/2} \quad (3.9)$$

ésta se resuelve para el diámetro requerido

$$D = \left(\frac{3.208 Q n}{S_0^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (3.10)$$

Con la ecuación de Darcy-Weisbach

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{S_0}{f} 8g \frac{D}{4} \right)^{1/2} \quad (3.11)$$

$$Q = 1.11 D^2 \left(\frac{S_0}{f} g D \right)^{1/2} \quad (3.12)$$

ésta se resuelve para el diámetro requerido

$$D = \left(\frac{0.8106 f Q}{S_0 g} \right)^{1/5} \quad (3.13)$$

El tiempo de traslado se obtiene entonces como:

$$t_t = \frac{l}{V} \quad (3.14)$$

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).

La velocidad se obtiene con las ecuaciones de Manning o de Darcy-Weisbach.

Proponiendo una velocidad de recorrido del flujo en el conducto se calcula el tiempo de recorrido. Este tiempo se suma al tiempo de concentración para obtener la duración d . Se define la intensidad i para el tramo en cuestión y se obtiene el gasto Q . Con los datos de pendiente, rugosidad y diámetro del conducto se calcula el gasto a tubo lleno. Con la relación entre gastos y la velocidad a tubo lleno se obtiene la velocidad real. Si esta velocidad es aproximadamente igual

a la velocidad supuesta, termina el proceso para el tramo; en otro caso se repite. Esta rutina se repite para todos los tubos de la red.

3.3 MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

El Método Racional Modificado es una extensión del Método Racional para lluvias con duración mayor que el tiempo de concentración (Chow, Maidment & Mays; *Hidrología aplicada*). Este método fue desarrollado de manera que se pudieran aplicar los conceptos del método racional para determinar los hidrogramas a utilizar en el diseño de almacenamientos, en lugar de sólo gastos picos de crecientes para el diseño de alcantarillados pluviales. El método puede utilizarse para el diseño preliminar de almacenamientos de detención en cuencas de pequeño tamaño, por ejemplo 12 hectáreas.

La forma del hidrograma resultante es un trapecio que se construye ajustando la duración de las ramas ascendentes y de recesión del hidrograma hasta hacerlas iguales al tiempo de concentración t_c y calcular el gasto pico, suponiendo varias duraciones de lluvia.

La figura 3.3 muestra un ejemplo de hidrogramas del Método Racional Modificado determinados para una cuenca con un tiempo de concentración de 10 minutos, sujeta a lluvias de duraciones mayores de 10 minutos. Por ejemplo, considérese el trapecio más alto de la figura 3.3. La duración de la lluvia es $T_d = 20$ min, y la intensidad de lluvia correspondiente i se utiliza en la fórmula racional (ecuación 3.5) para calcular el gasto pico. El hidrograma aumenta en forma lineal hasta ese caudal en el tiempo de concentración (10 minutos), es constante hasta que la lluvia cesa (20 minutos), y luego decrece linealmente hasta 0 a los 30 minutos. Los hidrogramas para lluvias de mayor duración tienen gastos pico menores debido a que sus respectivas intensidades de precipitación son menores.

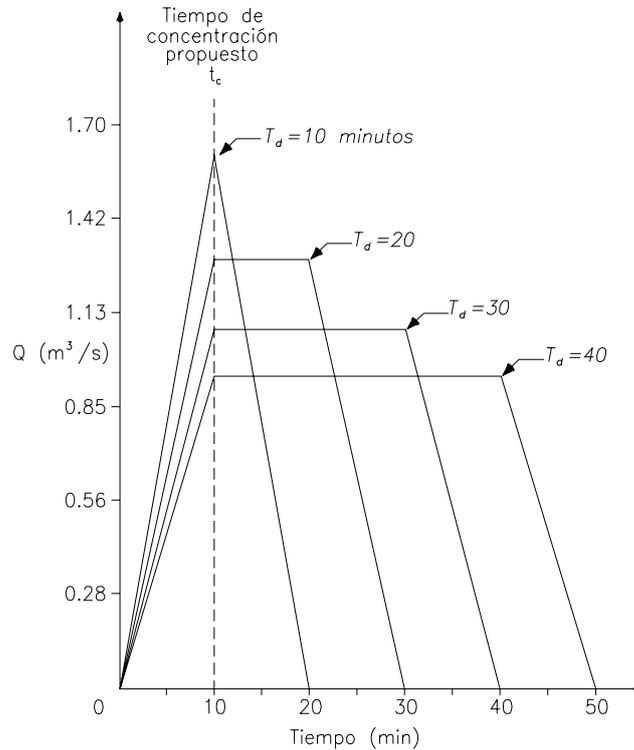


Figura 3.3 Hidrogramas para el método racional modificado con diferentes duraciones de lluvia.

Cuando se conoce un gasto permisible de salida en un embalse de almacenamiento propuesto, como comúnmente ocurre cuando el gasto de salida pico del embalse de detención no debe ser mayor que el gasto pico del área, con las condiciones antes del desarrollo, el almacenamiento de detención requerido para cada duración de lluvia puede aproximarse como el área del hidrograma trapezoidal por encima del gasto permitido. Calculando el almacenamiento para hidrogramas de lluvias con diferentes duraciones, se obtiene la duración crítica para la tormenta de diseño como aquella que requiere el mayor volumen de detención. La duración crítica puede determinarse, asimismo, analíticamente.

La figura 3.4 representa los hidrogramas de gasto de entrada y de salida para el diseño de un embalse de almacenamiento. Aquí, α es la relación entre el gasto pico antes del desarrollo Q_A (o caudal pico del almacenamiento) y el gasto pico después del desarrollo Q_p :

$$\alpha = \frac{Q_A}{Q_p} \quad (3.15)$$

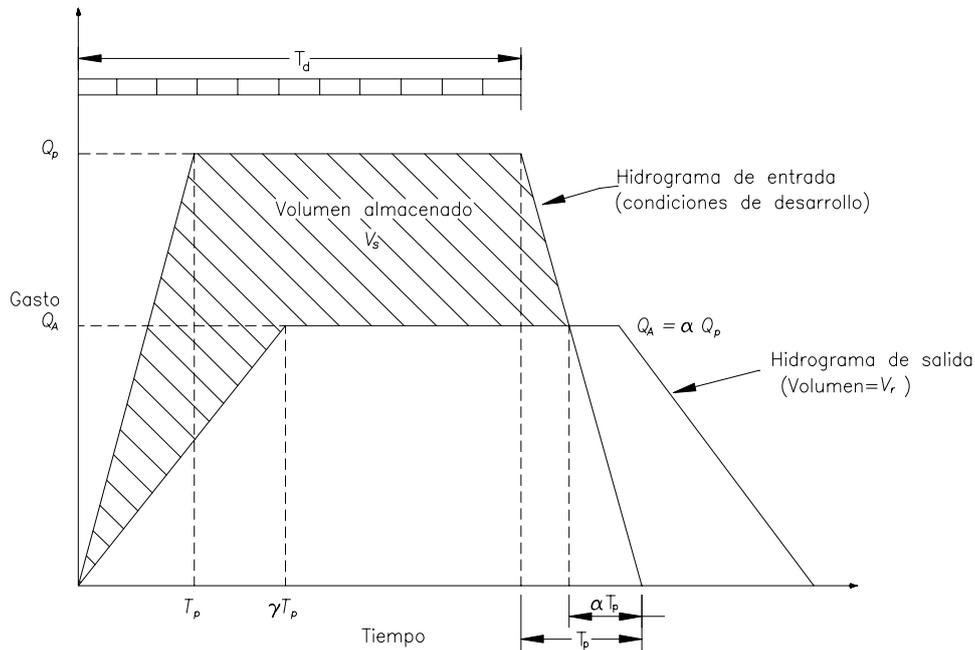


Figura 3.4 Hidrogramas de entrada y salida. El hidrograma de salida se basa en el de entrada con las condiciones antes del desarrollo.

La relación de los tiempos hasta el pico de los dos hidrogramas es γ , donde $\gamma = \frac{T_p}{T_d}$. El volumen V_r es el volumen de escurrimiento después del desarrollo. El volumen de almacenamiento V_s necesario en el embalse es el volumen de entrada menos el caudal de salida durante el periodo en el cual el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, como se observa en el área sombreada de la figura 3.4.

Con la geometría de los hidrogramas trapezoidales, se determina la relación entre el volumen de almacenamiento y el volumen de escurrimiento, V_s/V_r

$$\frac{V_s}{V_r} = 1 - \alpha \left[1 + \frac{T_p}{T_d} \left(1 - \frac{\gamma + \alpha}{2} \right) \right] \quad (3.16)$$

donde T_d es la duración de la precipitación y T_p es el tiempo de pico del hidrograma del gasto de entrada.

Considerando una relación entre intensidad de precipitación-duración de la forma:

$$i = \frac{a}{T_d + b} \quad (3.17)$$

donde i es la intensidad de la lluvia y a y b son coeficientes. El volumen de escurrimiento después del desarrollo es igual al volumen bajo el hidrograma de entrada

$$V_r = Q_p T_d \quad (3.18)$$

El volumen de almacenamiento se determina sustituyendo la ecuación 3.18 en la ecuación 3.16 y reordenando para obtener

$$V_s = Q_p T_d \left\{ 1 - \alpha \left[1 + \frac{T_p}{T_d} \left(1 - \frac{\gamma + \alpha}{2} \right) \right] \right\} \quad (3.19)$$

$$V_s = T_d Q_p - Q_A T_d - Q_A T_p + \frac{\gamma Q_A T_p}{2} + \frac{Q_A^2 T_p}{2} \frac{1}{Q_p} \quad (3.20)$$

donde α se ha reemplazado por Q_A / Q_p .

La duración que produce la máxima detención se determina sustituyendo

$$Q_p = CiA = \frac{C A a}{(T_d + b)} \quad (3.21)$$

después diferenciando la ecuación 3.20 con respecto a T_d y e igualando la derivada cero:

$$\frac{dV_s}{dT_d} = 0 = T_d \frac{dQ_p}{dT_d} + Q_p - Q_A + \frac{Q_A^2 T_p}{2} \left[\frac{d\left(\frac{1}{Q_p}\right)}{dT_d} \right] \quad (3.22)$$

$$= \frac{-T_d C A a}{(T_d + b)^2} + \frac{C A a}{T_d + b} - Q_A + \frac{Q_A^2 T_p}{2 C A a} \quad (3.23)$$

$$= \frac{b C A a}{(T_d + b)^2} - Q_A + \frac{Q_A^2 T_p}{2 C A a} \quad (3.24)$$

Q_A , T_p , y γ son constantes. Resolviendo para T_d ,

$$T_d = \left(\frac{bCAa}{Q_A - \frac{Q_A^2 T_p}{2CAa}} \right)^{1/2} - b \quad (3.25)$$

El tiempo hasta el pico T_p se hace igual al tiempo de concentración.

3.4 MÉTODO GRÁFICO ALEMÁN

Este método sirve para calcular avenidas de diseño en colectores. Su aplicación consiste en:

- 1) Se divide la cuenca que se va a analizar en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje.
- 2) Se calcula el tiempo de concentración que corresponda a cada área de las subcuencas, empleando la ecuación 4.1 ($t_c = t_e + t_t$).
- 3) Al igual que en el Método Racional se considera que la lluvia tiene la misma duración que el tiempo de concentración

$$d = t_c \quad (3.26)$$

d duración de la lluvia, (min).

t_c tiempo de concentración en toda la cuenca, (min).

- 4) Se establece un periodo de retorno de acuerdo con el tipo y magnitud de la obra.
- 5) Se obtiene la intensidad de precipitación para la duración calculada en el inciso (3) y el periodo de retorno establecido en el inciso (4), por medio de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.
- 6) Con la fórmula racional (ecuación 3.5), se calcula el escurrimiento máximo en cada una de las subcuencas, suponiendo que la lluvia se distribuye uniformemente sobre toda la cuenca y la intensidad es la misma, las únicas variables que cambian son la superficie y el coeficiente de escurrimiento ponderado con respecto al área.
- 7) Se construyen los hidrogramas de escurrimiento de cada subcuenca. Se considera que el gasto máximo Q_i de la subcuenca se alcanza linealmente en un tiempo igual al tiempo de concentración de la misma; a partir de ese tiempo el gasto es constante durante un periodo de tiempo igual al de la duración total de la precipitación (d). Asimismo, la recesión sucede en un tiempo igual al tiempo de concentración, como se muestra en la figura 3.5.

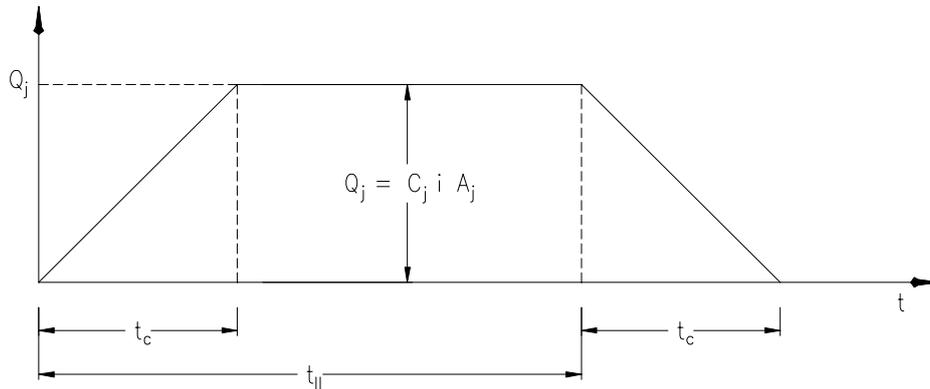


Figura 3.5 Hidrograma de escurrimiento.

- 8) Se calcula el hidrograma de escurrimiento total de la siguiente manera:
 - 8.1) El análisis se inicia aguas abajo, en la salida de la cuenca, en la primera subcuenca, continuando hacia aguas arriba.
 - 8.2) Si los colectores son concurrentes, se considera que empiezan a contribuir simultáneamente; el hidrograma de escurrimiento total se obtiene sumando los hidrogramas producidos por cada colector, como se observa en la figura 3.6.
 - 8.3) Si los colectores son consecutivos, se considera que el colector de la subcuenca, aguas arriba, inicia su aportación cuando el colector de la subcuenca inmediatamente aguas abajo llega a su tiempo de concentración; por lo tanto el hidrograma de la subcuenca aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca aguas abajo. En la figura 3.7 se observa el proceso.

El tiempo de concentración, t_c , se calcula con la ecuación 3.1; se obtiene para cada tramo el tiempo de traslado, t_t , definido por la ecuación 3.14. Al sumar todos los hidrogramas, considerando las condiciones mencionadas, se calcula el gasto máximo en el punto considerado.

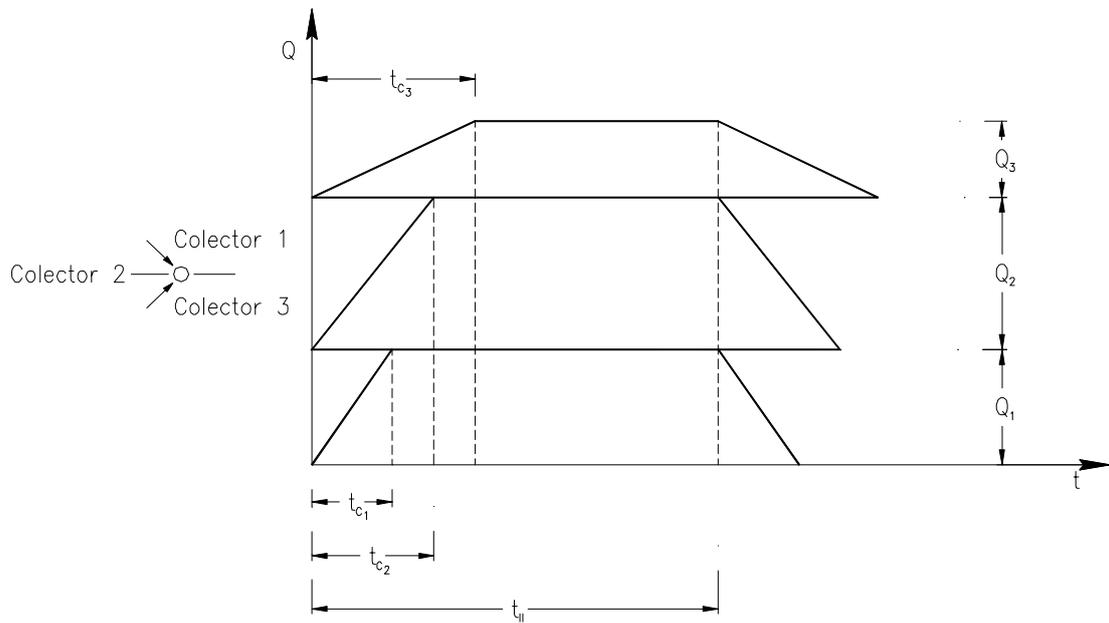


Figura 3.6 Suma de hidrogramas de colectores concurrentes.

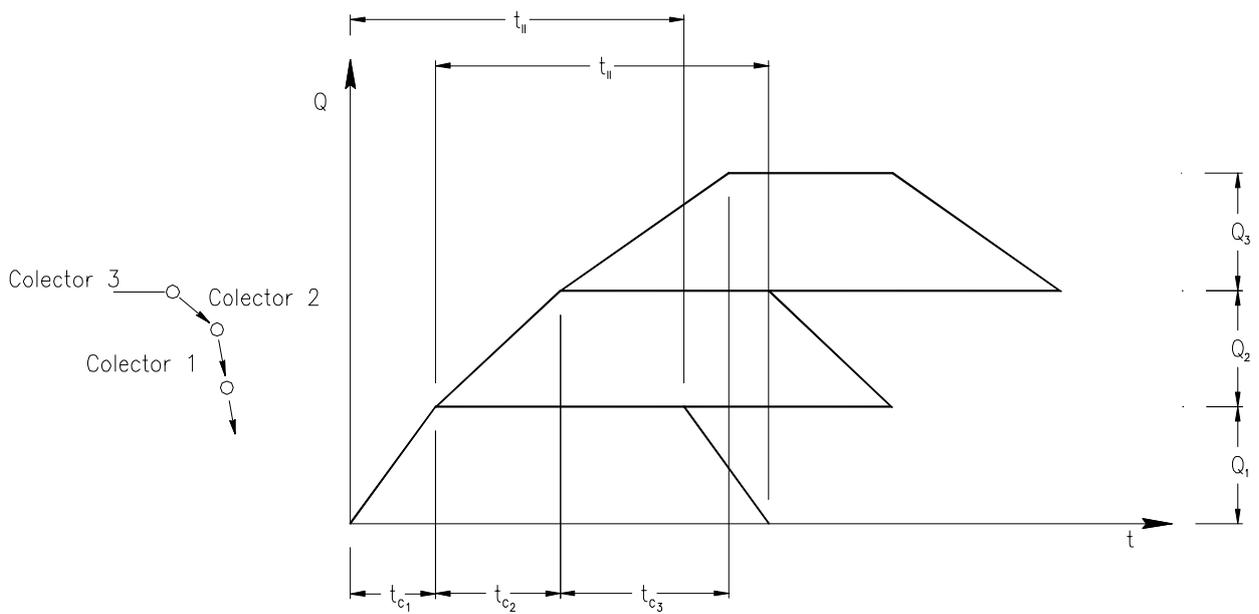


Figura 3.7 Suma de hidrogramas de colectores consecutivos.

Inicialmente el Método Gráfico Alemán fue diseñado para proyectos de áreas urbanas pequeñas. Sin embargo, su uso se puede extender a cuencas naturales, seleccionando cuidadosamente las corrientes que forman la cuenca, y las áreas tributarias de cada corriente.

CAPÍTULO 4

MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO

4 MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO.

Por lo general las redes de drenaje pluvial se diseñan con métodos simplificados de cálculo hidráulico, considerando el funcionamiento a tubo parcialmente lleno y condiciones de flujo permanente.

Para el método propuesto se crearon tres programas de cómputo que facilitan el trabajo de cálculo. El programa ASIGNA se aplica al inicio del método para crear el número requerido de opciones. El programa REDALC, el cual es el programa principal del método, está formado por la fusión del programa COSFAC con el programa REDREHD. Esta combinación crea una herramienta de optimización poderosa, como se verá en el capítulo siguiente. En la figura 4.1 se muestra un diagrama de bloques del método propuesto.

A continuación se presenta el planteamiento para la búsqueda del diseño óptimo de una red de alcantarillado pluvial.

4.1 INTRODUCCIÓN.

Para el diseño de una red de alcantarillado pluvial se considera lo siguiente:

a) Cuantificación de gastos a la entrada de la red.

Es necesario obtener los gastos debidos a la lluvia, con base en la evaluación de intensidades, duraciones, periodos de retorno, tiempo de concentración y coeficientes de escurrimiento.

b) Geometría de la red.

Se establece el trazo de la red, longitudes, profundidades y pendientes, de acuerdo con la topografía de la zona servida. Se proponen las estructuras necesarias para el funcionamiento adecuado del sistema que se mencionan en el capítulo 2, como son las estructuras de captación, conducción, conexión y mantenimiento, y vertido.

c) Funcionamiento hidráulico de la red.

Un análisis cuidadoso del funcionamiento de la red permite un buen diseño, el cual proporciona soluciones factibles dentro de los límites de economía y seguridad.

Los aspectos anteriores presentan una evidente complejidad debido a la gran cantidad de variables que intervienen en el dimensionado del sistema. El método propuesto pretende el diseño de una red de alcantarillado pluvial de manera práctica, y desde un punto de vista óptimo, en cuanto a costos y funcionamiento hidráulico.

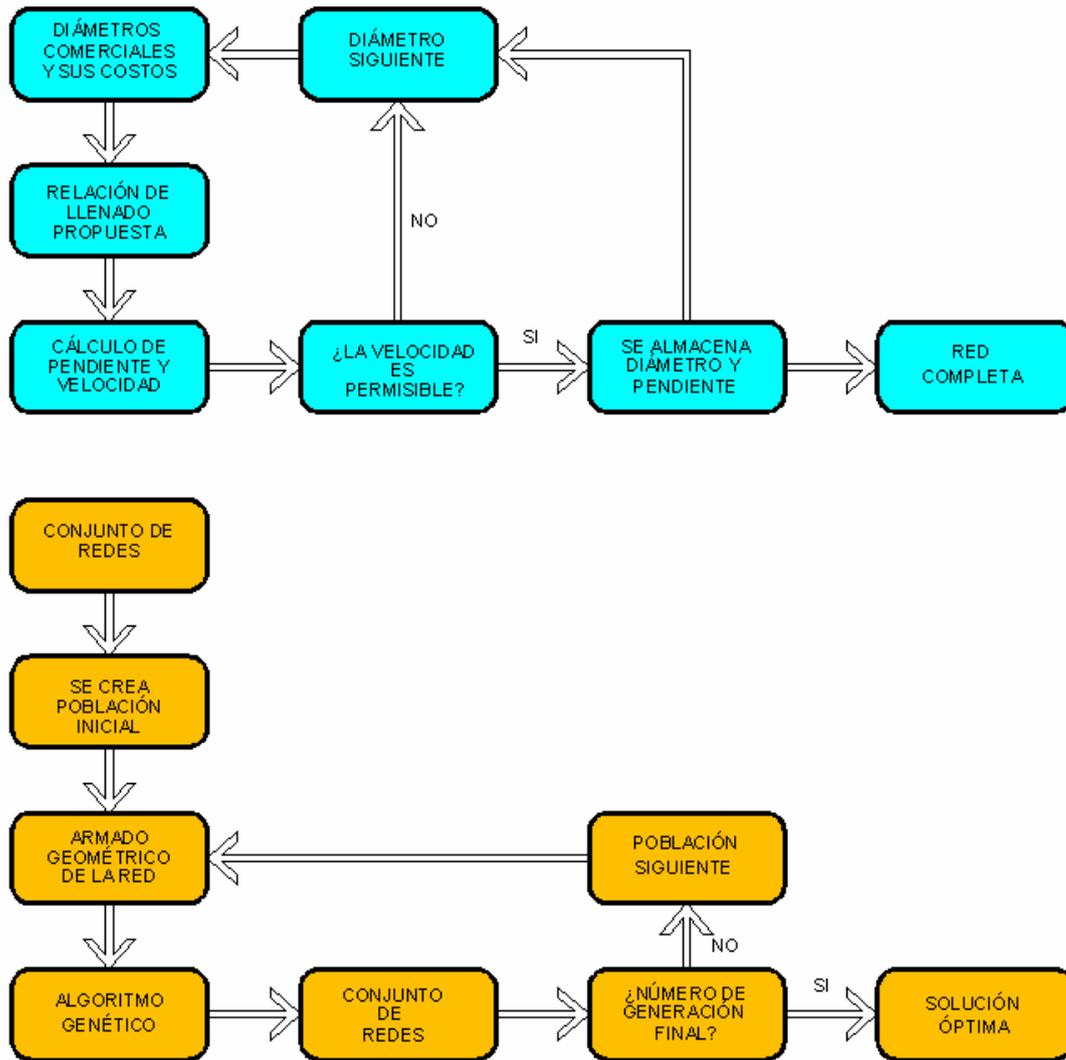


Figura 4.1 Diagrama de bloques del método de diseño propuesto

4.2 COSTO DE LA RED

La función del programa COSFAC es calcular el costo de la red que comprende los costos de suministro de tuberías y el costo de las excavaciones para cada una de las opciones creadas. El programa REDREHD aplica la técnica del Algoritmo Genético al conjunto de opciones creadas.

4.2.1 Datos

En el método se parte de que se cuenta con los datos siguientes:

- a) Datos topográficos de la red.
Producto del levantamiento topográfico, los datos son las longitudes de cada tramo comprendido entre cruces, y las elevaciones de terreno en cada cruce.

- b) Velocidades permisibles.
La velocidad del flujo en cada tubo está comprendida entre las velocidades máxima y mínima permisibles.
- c) Diámetros comerciales.
Los valores del diámetro deben elegirse sólo entre un conjunto de valores establecido con antelación; este conjunto consta únicamente de diámetros comerciales o disponibles. El diámetro más pequeño debe ser el mínimo permitido.
- d) Rugosidad del material de la tubería.
La rugosidad para aplicarse en la Fórmula de Manning depende del tipo de material con el que se fabrica la tubería.
- e) Colchón mínimo.
Hay un espesor mínimo recomendable del material de relleno entre la clave del tubo y la superficie del terreno.
- f) Profundidad de arranque
Esto significa que el arranque del tubo –profundidad del extremo aguas arriba del mismo- debe ser a una profundidad igual o mayor que la del final –profundidad del extremo aguas abajo- del tubo o tubos que le anteceden. Se debe conocer de antemano el sentido de flujo en la red de drenaje.
- g) Diámetros de tubos anteriores
El diámetro de un tubo debe ser igual o mayor que el diámetro de los tubos que le anteceden.
- h) Gastos en la red.
Se obtienen por cualquier modelo lluvia-escurrimiento. En el ejemplo del capítulo 6 se utilizó el Método Racional (Ver anexo B).
- i) Costo de excavación por metro cúbico.
Depende del tipo de material a excavar. Se clasifica en material común y roca.
- j) Costo por metro de tubería.
Este valor es de acuerdo con el tipo de material con el que se fabrica el tubo y la dimensión del diámetro.

4.2.2 Opciones

El primer programa denominado ASIGNA crea un conjunto de soluciones para utilizarse posteriormente en la aplicación del algoritmo genético.

Con los datos de los incisos *b*, *c*, *d* y *h* se obtiene un conjunto de opciones para el diseño de cada tramo de tubería de la red. El conjunto puede contener un número determinado de opciones de acuerdo con la dimensión del diámetro disponible con el fin de evitar que este número sea

pequeño. Por medio del gasto, suponiendo flujo uniforme y con la Fórmula de Manning se obtienen las pendientes considerando diversos tirantes en cada diámetro, ambos valores limitados a un rango de variación. En este caso específico se determinó que se deben de cumplir las velocidades permisibles mínima y máxima; se estimaron los valores de 0.30 m/s y 3.0 m/s , como mínimo y máximo, respectivamente.

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{A.38})$$

$$Q = AV = A \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{A.61})$$

$$S = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (\text{4.1})$$

Cada opción calculada queda constituida por el diámetro y la pendiente respectiva, garantizando que la velocidad se encuentra dentro de los valores permisibles. Si el número de opciones calculadas es menor que el número de opciones requeridas, se repiten aquellas que tengan el menor diámetro.

4.2.3 Volúmenes de excavación

Los Algoritmos Genéticos se han aplicado a redes de distribución de agua potable obteniendo resultados satisfactorios. En este tipo de redes la restricción es la presión en cada nodo, la profundidad se mantiene constante hasta que se cambia el diámetro. Por la naturaleza del funcionamiento de la red de alcantarillado, las profundidades varían con la longitud debido a la pendiente de las tuberías. Se tienen dos restricciones que son la velocidad y el tirante. El programa COSFAC revisa estas restricciones y penaliza aquellas que no se encuentran dentro de los valores permisibles.

Una vez obtenidas las opciones de cada tramo se calcula el costo de la red por medio del programa COSFAC; el costo total está constituido por la suma de los costos de suministro de la tubería más los costos de excavación en material común o en roca.

La profundidad está determinada principalmente por la dimensión del diámetro de la tubería. Se inicia el cálculo de la profundidad requerida con base en el diámetro. Se debe de cumplir con el colchón adecuado para la tubería con el fin de evitar daños en ella si la profundidad es insuficiente y asimismo, excavaciones exageradas en el caso de que la profundidad sea mayor de la requerida.

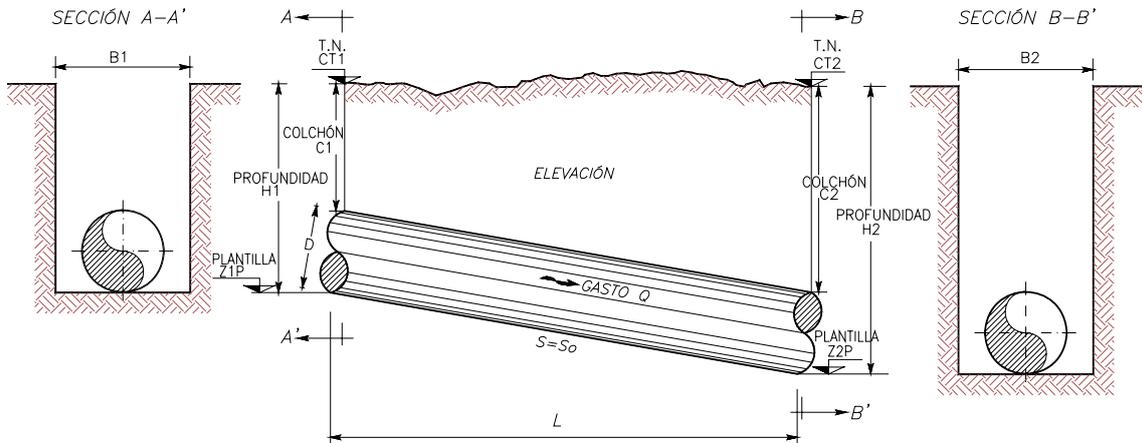


Figura 4.2 Elementos para el cálculo de volúmenes

Iniciando en el primer punto o pozo aguas arriba de la red (Figura 4.2), se calcula la profundidad con la suma del colchón permisible más el diámetro de la tubería. La variación del valor del diámetro al considerarlo perpendicular a la profundidad como si el tubo estuviera en posición horizontal, es despreciable.

$$H1 = C1 + D \quad (4.2)$$

Se calcula la plantilla

$$Z1P = CT1 - H1 \quad (4.3)$$

Con la longitud y la pendiente del tramo se obtiene la plantilla del pozo siguiente.

$$Z2P = Z1P - S \times L \quad (4.4)$$

y la profundidad respectiva

$$H2 = CT2 - Z2P \quad (4.5)$$

Si

$$H2 < COLCHÓN2 + D \quad (4.6)$$

entonces $H2$ se hace

$$H2 = COLCHÓN2 + D \quad (4.7)$$

y $H1$ queda

$$H1 = Z2P + S \times L \quad (4.8)$$

Ahora, terminado el tramo, se continúa con el siguiente

$$H1 = H2 \quad (4.9)$$

hasta finalizar todos los tramos.

Una vez que toda la red está diseñada geoméricamente se obtienen los volúmenes de excavación, nuevamente, por tramos

Se calculan las áreas de cada extremo

$$A1 = H1 \times B1 \quad (4.10)$$

$$A2 = H2 \times B2 \quad (4.11)$$

El volumen viene dado por

$$V1 = \left(\frac{A1 + A2}{2} \right) \times L \quad (4.12)$$

4.2.4 Costo de excavación

El costo de la excavación se obtiene

$$COST\ EXC1 = V1 \times \$EXC / m^3 \quad (4.13)$$

hasta finalizar todos los tramos.

El costo total de excavación es

$$COST\ EXC\ T = \sum_{i=1}^n (COST\ EXC)i \quad (4.14)$$

donde n es el número total de tramos de la red.

4.2.5 Costo de tubería

El costo del suministro de la tubería se obtiene

$$COST\ TUB1 = L1 \times \$TUB / m \quad (4.15)$$

El costo total del suministro de tubería es

$$COST\ TUB\ T = \sum_{i=1}^n (COST\ TUB)_i \quad (4.16)$$

donde n es el número total de tramos de la red.

4.2.6 Costo total

El costo total es la suma de los costos de excavación y los costos de suministro de la tubería

$$COST\ TOTAL = COST\ EXC\ T + COST\ TUB\ T \quad (4.17)$$

4.2.7 Funcionamiento hidráulico

Una vez obtenido el costo total de la red se revisa cada tramo de la red para verificar las restricciones de velocidad y tirante. Aun cuando estos valores se acotaron al inicio de la primera rutina al momento de formar el conjunto de soluciones, se comprueban nuevamente en esta rutina los valores permisibles.

Para la simplificación de los cálculos se plantea que el flujo en cualquier punto de la red es uniforme. Se utilizan las ecuaciones del Anexo A.

De la ecuación A.62

$$AR^{2/3} = \frac{Q_1 n}{S^{1/2}} \quad (A.62)$$

donde Q_1 es el gasto del tramo.

Suponiendo un tirante inicial y , se calculan

Ángulo

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \quad (A.43)$$

Área hidráulica:

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \text{sen}\theta) d_0^2 \quad (A.44)$$

Perímetro mojado:

$$P = \frac{1}{2} \theta d_0 \quad (A.45)$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \right) d_0 \quad (A.46)$$

Nuevamente con la ecuación A.61 se calcula el gasto Q_2 , el cual es supuesto

$$Q_2 = AV = A \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{A.61})$$

El proceso se repite modificando el tirante hasta que $Q_2 - Q_1 \approx 0$.

Se revisan entonces los últimos valores de V y de y obtenidos. En caso de no encontrarse en el rango de valores permisibles, se aplican factores de penalización FV (velocidad no cumplida) y FY (tirante no cumplido) al costo total del tramo:

$$COS\ TOTAL = COS\ TOTAL \times FV \times FY \quad (4.18)$$

Como se puede observar, la obtención del costo total no reviste mayor dificultad que la realización de operaciones cumpliendo las normas y especificaciones de construcción. Se simplificaron los cálculos con el fin de no perder el objetivo del presente trabajo. Sin embargo hasta este punto no se tiene la suficiente información para establecer que la red propuesta sea la óptima. Óptimo aquí se refiere trabajo al mínimo costo de inversión de la red con un adecuado funcionamiento hidráulico

4.3 ALGORITMOS GENÉTICOS

Los Algoritmos Genéticos (por facilidad se abrevian AGs) son métodos adaptativos (funcionan de manera análoga a la selección y evolución natural) que se usan principalmente para resolver problemas de búsqueda y optimización.

4.3.1 Breve Historia de los Algoritmos Genéticos

Los primeros ejemplos de lo que hoy podríamos llamar algoritmos genéticos aparecieron a finales de los 50 y principios de los 60, programados en computadoras por biólogos evolutivos que buscaban explícitamente realizar modelos de aspectos de la evolución natural. Por su formación a ninguno de ellos se le ocurrió que esta estrategia podría aplicarse de manera más general a los problemas artificiales; esta observación no tardaría en llegar. La *computación evolutiva* estaba definitivamente en el aire en los días formativos de la computadora electrónica. En 1962, investigadores como G.E.P. Box, G.J. Friedman, W.W. Bledsoe y H.J. Bremermann habían desarrollado independientemente algoritmos inspirados en la evolución para optimización de funciones y aprendizaje automático, sin embargo sus trabajos generaron no fueron suficientemente apreciados.

En 1965 Ingo Rechenberg, de la Universidad Técnica de Berlín, introdujo una técnica que llamó estrategia evolutiva, aunque se parecía más a un algoritmo llamado trepacolinas que a los algoritmos genéticos. En esta técnica no había población ni cruzamiento; un padre mutaba para producir un descendiente, y se conservaba el mejor de los dos, convirtiéndose en el padre de la siguiente ronda de mutación (Haupt y Haupt 1998). Versiones posteriores introdujeron la idea de población. Las estrategias evolutivas todavía se emplean hoy en día por ingenieros y científicos, sobre todo en Alemania.

El siguiente desarrollo importante sucedió en 1966, cuando L.J. Fogel, A.J. Owens y M.J. Walsh introdujeron en Estados Unidos de América una técnica que denominaron programación evolutiva. En este método, las soluciones candidatas para los problemas se representaban como máquinas de estado finito sencillas; similar a la estrategia evolutiva de Rechenberg, su algoritmo funcionaba mutando aleatoriamente una de estas máquinas simuladas y conservando la mejor de las dos (Mitchell 1996; Goldberg 1989). También al igual que las estrategias evolutivas, hoy en día existe una formulación más amplia de la técnica de programación evolutiva que todavía es un área de investigación en curso. Sin embargo, lo que todavía faltaba en estas dos metodologías era el reconocimiento de la importancia del cruzamiento.

Desde 1962, el trabajo de John Holland sobre sistemas adaptativos estableció las bases para desarrollos posteriores; y lo que es más importante, Holland fue también el primero en proponer explícitamente el cruzamiento y otros operadores de recombinación. Sin embargo, el trabajo fundamental en el campo de los algoritmos genéticos apareció en 1975, con la publicación del libro *Adaptation in Natural and Artificial Systems* (Adaptación en Sistemas Naturales y Artificiales). Basado en investigaciones y artículos anteriores del propio Holland y de colegas de la Universidad de Michigan, este libro fue el primero en presentar sistemática y rigurosamente el concepto de sistemas digitales adaptativos utilizando la mutación, la selección y el cruzamiento, simulando el proceso de la evolución biológica como estrategia para resolver problemas. El libro también intentó colocar los algoritmos genéticos sobre una base teórica firme introduciendo el concepto de esquema (Mitchell 1996; Haupt y Haupt 1998). Ese mismo año, la tesis doctoral de Kenneth De Jong estableció el potencial de los Algoritmos Genéticos demostrando que podían desenvolverse bien en una gran variedad de funciones de prueba, incluyendo paisajes de elevada complejidad (Goldberg 1989).

Estos trabajos fundacionales establecieron un interés general en la *computación evolutiva*. Entre principios y mediados de los 80, los algoritmos genéticos se estaban aplicando en una amplia variedad de áreas, desde problemas matemáticos abstractos hasta problemas reales de ingeniería, como el control de flujo en una línea de ensamble, reconocimiento y clasificación de patrones, relaciones máximas de esfuerzo/carga, y optimización estructural (Goldberg 1989).

Al principio, estas aplicaciones eran principalmente teóricas. Sin embargo, al seguir proliferando la investigación, los algoritmos genéticos migraron hacia el sector comercial, al cobrar importancia con el crecimiento exponencial de la potencia de computación y el desarrollo de Internet. Hoy en día, la computación evolutiva es un campo floreciente, y los algoritmos genéticos están “resolviendo problemas de interés cotidiano” (Haupt y Haupt 1998) en áreas de estudio tan diversas como la predicción en bolsas y la planificación de la cartera de valores, ingeniería aeroespacial, diseño de microchips, bioquímica y biología molecular, hasta el diseño de horarios en aeropuertos y líneas de montaje. La potencia de la evolución ha tocado virtualmente cualquier campo imaginable, modelando el mundo de incontables maneras, y siguen descubriéndose nuevos usos mientras continua su investigación. En el fundamento de todo esto se halla sólo la poderosa idea de Charles Darwin: que el azar en la variación, junto con la ley de la selección, es una técnica de resolución de problemas de inmenso poder y de aplicación casi ilimitada.

4.3.2 Definición

Una definición bastante completa de un algoritmo genético es la propuesta por John Koza:

“Es un algoritmo matemático altamente paralelo que transforma un conjunto de objetos matemáticos individuales con respecto al tiempo usando operaciones modeladas de acuerdo con el principio establecido por Darwin de reproducción y supervivencia del más apto, y tras haberse presentado de forma natural una serie de operaciones genéticas de entre las que destaca la recombinación sexual. Cada uno de estos objetos matemáticos suele ser una cadena de caracteres (letras o números) de longitud fija que se ajusta al modelo de las cadenas de cromosomas, y se les asocia con una cierta función matemática que refleja su aptitud.”

Un **algoritmo genético** consiste en una función matemática o una rutina de software que toma como entradas a los ejemplares y retorna como salidas cuales de ellos deben generar descendencia para la nueva generación.

Expuesto concisamente, un algoritmo genético es una técnica de programación que imita a la evolución biológica como estrategia para resolver problemas. Dado un problema específico a resolver, la entrada del Algoritmo Genético es un conjunto de soluciones potenciales a ese problema, codificadas de alguna manera, y una métrica llamada función de aptitud que permite evaluar cuantitativamente a cada candidata. Estas candidatas pueden ser soluciones que ya se sabe que funcionan, con el objetivo de que el Algoritmo Genético las mejore, pero se suelen generar aleatoriamente.

Luego el Algoritmo Genético evalúa cada candidata de acuerdo con la función de aptitud. En un acervo de candidatas generadas aleatoriamente, por supuesto, la mayoría no funcionarán en absoluto, y serán eliminadas. Sin embargo, por puro azar, unas pocas pueden ser prometedoras - pueden mostrar actividad, aunque sólo sea actividad débil e imperfecta, hacia la solución del problema.

Estas candidatas prometedoras se conservan y se les permite reproducirse. Se realizan múltiples copias de ellas, aun cuando las copias no son perfectas; se introducen cambios aleatorios durante el proceso de copia. Luego, esta descendencia digital prosigue con la siguiente generación, formando un nuevo acervo de soluciones candidatas, y son sometidas a un ciclo de evaluación de aptitud. Las candidatas que han empeorado o no han mejorado con los cambios en su código son eliminadas de nuevo; pero, de nuevo, al azar, las variaciones aleatorias introducidas en la población pueden haber mejorado a algunos individuos, convirtiéndolos en mejores soluciones del problema, más completas o más eficientes. De nuevo, se seleccionan y copian estos individuos vencedores hacia la siguiente generación con cambios aleatorios, y el proceso se repite. El resultado esperado es que la aptitud media de la población se incrementará en cada ciclo y, por tanto, repitiendo este proceso cientos o miles de veces, pueden descubrirse soluciones óptimas o muy cercanas a este nivel del problema.

Una de sus características principales es la de ir perfeccionando su propia heurística en el proceso de ejecución, por lo que no requiere largos períodos de entrenamiento especializado por parte del ser humano, principal defecto de otros métodos para solucionar problemas, como los Sistemas

Expertos. Ahora bien, la condición indispensable para aplicar un algoritmo genético es la posibilidad de obtener una calificación que represente la justeza de la solución.

El algoritmo genético permite obtener soluciones a un problema que no tiene ningún método de resolución descrito de forma precisa, o cuya solución exacta, si es conocida, es demasiado complicada para ser calculada en un tiempo aceptable. Es el caso particular de cuando se encuentran restricciones múltiples y complejas e incluso contradictorias que deben ser satisfechas simultáneamente, por ejemplo, para diseñar estructuras de puentes, determinar la máxima relación esfuerzo-carga, diseño óptimo de redes de distribución de agua potable, planificar rutas de entregas, implantar puntos de venta de manera óptima, construir modelos estadísticos, etc.

El poder de los Algoritmos Genéticos se sustenta en el hecho de que se trata de una técnica robusta, y pueden tratar con éxito una gran variedad de problemas provenientes de áreas diferentes, incluyendo aquellos en los que otros métodos encuentran dificultades, como se comentó anteriormente. Aun cuando no se garantice el hallazgo de la solución óptima del problema por medio del Algoritmo Genético, existe evidencia empírica de que se encuentran soluciones de un nivel aceptable, en un tiempo competitivo con el resto de algoritmos de optimización. En el caso de que existan técnicas especializadas para resolver un determinado problema, es probable que superen al Algoritmo Genético, tanto en rapidez como en eficacia. Por lo anterior, el gran campo de aplicación de los Algoritmos Genéticos se relaciona con aquellos problemas para los cuales no existen técnicas especializadas. Incluso en el caso en que estas técnicas existan, y funcionen bien (Carlos Flores y Ramón Domínguez; *Aplicación de la programación dinámica al diseño óptimo de redes de alcantarillado*. Facultad de Ingeniería, UNAM 1982), pueden efectuarse mejoras de las mismas hibridándolas con los Algoritmos Genéticos.

4.4 LA APLICACIÓN DEL ALGORITMO GENÉTICO EN ALCANTARILLADO

En este apartado se explica de manera breve los conceptos fundamentales de los algoritmos genéticos por medio de su aplicación al diseño óptimo de una red de alcantarillado pluvial.

Con la población de las soluciones y con las restricciones de diámetro, pendiente, velocidad, tirante y costo se explica la implementación del algoritmo genético a la red de alcantarillado.

4.4.1 Algoritmo Genético Simple

A continuación se da el Algoritmo Genético Simple, en forma de lenguaje de programación.

Algoritmo Genético

Escoger una población inicial
Calcular la aptitud de cada individuo
Seleccionar
Repetir
 Cruzar
 Mutar
 Calcular la aptitud de los nuevos individuos

Seleccionar
Aplicar un criterio de paro

y el respectivo diagrama de flujo (Figura 4.3):

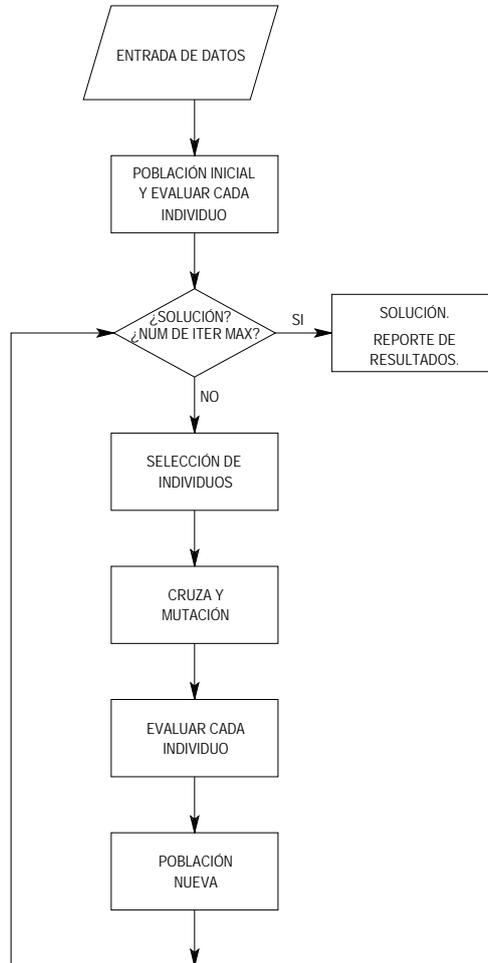


Figura 4.3 Diagrama de flujo del algoritmo genético

Dado un problema a resolverse en Computación Evolutiva, un cromosoma se representa con una estructura de datos que codifica los parámetros de una posible solución a dicho problema. Cada cromosoma corresponde con un individuo, un gen es una subsección del cromosoma. Por ello, el genotipo corresponde a la codificación del cromosoma y el fenotipo con la decodificación del mismo. Los alelos son los valores posibles que puede tomar cada posición genética. La aptitud de un individuo es un valor que se le asigna y que denota la calidad de éste con respecto a los demás. Generación es la creación de una nueva población a partir de la existente.

Los operadores de producción usados en la Computación Evolutiva son tres:

Cruza: Forma un nuevo individuo combinando los cromosomas de los padres.

Mutación: Obtiene un nuevo cromosoma alterando los genes del cromosoma padre.

Reordenamiento: Cambia el orden de los genes del cromosoma padre.

4.4.2 Codificación

La codificación más común de las soluciones es a través de cadenas binarias, aunque se han utilizado también números reales y letras. El primero de estos esquemas ha gozado de mucha popularidad debido a que es el que propuso originalmente Holland, y además porque resulta muy sencillo de implementar.

Cada solución será representada a través de una cadena de 0 y de 1 ó "cromosomas" que se verán entonces sometidos a una imitación de la evolución de las especies: mutaciones y reproducción por hibridación. Al favorecer la supervivencia de los más "aptos" (las soluciones más correctas), se provoca la aparición de híbridos cada vez mejores que sus padres.

La población inicial da paso de esta manera a generaciones sucesivas mutadas y procreadas por hibridación a partir de sus "padres". Al despejar los elementos más aptos ("presión de la evolución") se garantiza que las generaciones sucesivas serán cada vez más adaptadas a la resolución del problema. Este mecanismo sorprendente de clasificación ha sido validado matemáticamente con el rigor que le compete.

El fin de un diseño es lograr que algo funcione de manera óptima. En el caso específico de una red de alcantarillado, es determinar los diámetros de cada uno de los tramos y, adicionalmente, a diferencia de una red de agua potable, determinar el mínimo costo de las excavaciones para la instalación de la tubería con las pendientes adecuadas que garanticen el correcto funcionamiento hidráulico al conducir el gasto requerido, con valores permisibles de velocidad y tirante.

El costo en la red es, entonces, una función de los diámetros y de las excavaciones para la instalación de las tuberías.

El primer paso es codificar el conjunto de diámetros comerciales con su pendiente respectiva

4.4.3 Población Inicial

Se genera aleatoriamente la población inicial, que está constituida por un conjunto de cromosomas, que representan las posibles soluciones del problema.

En el caso de la red de alcantarillado la población generada de forma aleatoria con diámetros y pendientes, fundamentalmente debe garantizar que su tamaño sea el suficiente, y que dentro de la población inicial se tenga la diversidad estructural de estas soluciones para tener una representación de la mayor parte de la población posible, o al menos evitar la convergencia prematura.

Se requieren dos datos, uno es el número de individuos de la población y el otro, la longitud del cromosoma. El número de individuos de la población inicial es decisión de la persona que utilice el método. El hecho de que los AG sean versátiles complica un poco la selección del número de

individuos debido a que la cantidad que es adecuada a un problema, resulta no ser la mejor para otro problema. En el caso de redes se ha llegado a la conclusión de que el número de individuos de la población inicial depende del tamaño de la red y de los diámetros disponibles comercialmente. El otro dato, la longitud del cromosoma, se refiere en este caso al número de tramos de la red, multiplicado por la *precisión* o número de dígitos para codificar el diámetro y la pendiente en sistema binario. La precisión aplicada en el presente trabajo es de 3 dígitos (2^3).

4.4.4 Aptitud de cada uno de los individuos de la población

La función de aptitud debe ser diseñada para cada problema de manera específica. Dado un cromosoma particular, la función de adaptación le asigna un número real, que se supone refleja el nivel de adaptación al problema del individuo representado por el cromosoma.

La **función de aptitud** no es más que la función objetivo del problema de optimización. El algoritmo genético únicamente maximiza, pero la minimización puede realizarse fácilmente utilizando el recíproco de la función maximizante (debe cuidarse que el recíproco de la función no genere una división por cero). Una característica que debe tener esta función es que tiene ser capaz de "castigar" a las malas soluciones, y de "premiar" a las buenas, de forma que sean estas últimas las que se propaguen con mayor rapidez.

En la red de alcantarillado, la función objetivo es la suma de los costos de los tramos de la red, comprendiendo los costos de suministro de las tuberías y de instalación, en los cuales se incluye a la excavación. Sin embargo, cada tramo de la red creada se verifica para comprobar si se cumple con los valores permisibles de velocidad y tirante. En el caso contrario se penaliza el costo del tramo.

El costo de penalización es el producto del costo del tramo de la red por una constante.

Con esta observación se define la función de aptitud

$$fa = \frac{1}{CA + CF} \quad (4.19)$$

donde

- fa Valor de la función de aptitud
- CA Costo de construcción de la red de alcantarillado, en función del diámetro, longitud y pendiente de cada tramo.
- CF Costo considerando penalizaciones en los tramos o redes que no cumplan con los valores permisibles de velocidad y tirante.

Si el costo de penalización es alto, el valor de fa será bajo; por lo que los individuos que presenten esas características desaparecerán en las siguientes generaciones. Asimismo, se tendrán

individuos –redes- aptos cuando CF tenga valor cero y CA sea pequeño. Esto se obtiene si los diámetros de la red son los más pequeños posibles que satisfagan las restricciones de velocidad y tirante con los mínimos volúmenes de excavación

4.4.5 Selección proporcional

El operador de selección que se utiliza en el caso de la red de alcantarillado es el de aptitud proporcional o de la ruleta. En este planteamiento la probabilidad de selección es proporcional a la aptitud de cada individuo. La analogía con una ruleta se comprende al considerar la población formando un “pastel” donde a cada individuo se le asigna una rebanada con el tamaño proporcional a su aptitud.

La ruleta es girada y dentro de ella hay una “bola” imaginaria. La probabilidad de que la bola se detenga en una abertura cualquiera es proporcional al arco de la abertura y por lo tanto, a la aptitud del individuo correspondiente.

Implementar este operador es más fácil de lo que parece. La circunferencia de la ruleta es igual a la suma de las aptitudes de la población y la bola está representada por un número aleatorio entre cero y el valor de la suma. El planteamiento se ilustra en la figura 4.4 para una población de seis individuos.

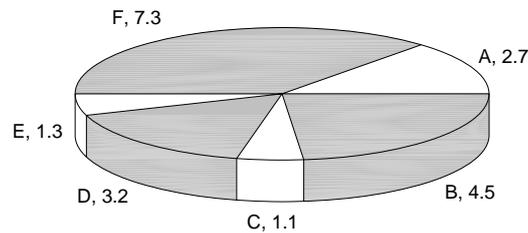


Figura 4.4 Ruleta de selección La aptitud mayor es la mayor abertura o rebanada y la que tiene la mayor oportunidad de seguir en la próxima generación

La suma de las aptitudes es $2.7 + 4.5 + 1.1 + 3.2 + 1.3 + 7.3 = 20.1$. Se generan tantos números aleatorios como individuos tenga la población. En este caso se generan números aleatorios entre 0 y 20.1. Para saber cuál es el individuo seleccionado por la bola de la ruleta, se van sumando una a una las aptitudes de cada uno de los miembros de la población hasta que la suma exceda al valor del número aleatorio. El individuo cuya aptitud fue la última en sumarse es el seleccionado para la próxima generación. Como ejemplo, volviendo a la figura 5.3, supóngase un número aleatorio, 12; si se suman las aptitudes de los elementos 1, 2, 3, 4 se tiene un valor de 11.5, al sumar la aptitud del 5° individuo la suma resulta en 12.8, por lo tanto, el individuo seleccionado para la próxima generación es el 5°.

4.4.6 Cruza

Se cruzan los individuos que ya han sido evaluados y seleccionados.

Se usa la cruce de un solo punto como el operador de recombinación. Los pares de individuos seleccionados experimentan el cruzamiento con una probabilidad P_c . Se genera un número aleatorio R_c entre 0 y 1; los individuos se cruzan si y sólo si $R_c \leq P_c$, en caso contrario, el par continúa sin cruzar. Los valores típicos de P_c están entre 0.4 y 0.9, el valor depende del problema que se esté optimizando y de la cantidad de soluciones posibles que existan. Para las redes se usa generalmente $P_c = 0.7$ como probabilidad de cruce.

La cruce de un solo punto corta la longitud L de cada cadena cromosómica de los dos individuos en un punto aleatorio seleccionado al generar un número aleatorio R_L entre 1 y $L-1$ e intercambia las partes o “colas” que quedan a la derecha del punto de corte para crear dos individuos hijos. Por ejemplo, si $R_L = 4$, como en la figura 4.5, entonces la cruce queda



Figura 4.5 Padres e hijos, el punto de cruce se señala con la línea gruesa

4.4.7 Mutación

El operador de mutación se aplica a cada hijo de manera individual, y consiste en la alteración aleatoria (normalmente con probabilidad pequeña) de cada gen componente del cromosoma. Si bien puede en principio pensarse que el operador de cruce es más importante que el operador de mutación, ya que proporciona una exploración rápida del espacio de búsqueda, éste último asegura que ningún punto del espacio de búsqueda tenga probabilidad cero de ser examinado, y es de capital importancia para asegurar la convergencia del Algoritmo.

En general las probabilidades de mutación (P_m) para resolver problemas de ingeniería son bajas, 0.02; es importante su existencia para mantener la diversidad en la población. Sin embargo, como algunos otros aspectos de los AGs, el valor correcto de P_m dependerá del problema. Se ha usado $P_m \approx 1/L$, también $P_m \approx 1/N\sqrt{L}$, donde N es el tamaño de la población y L es la longitud del cromosoma.

En el presente trabajo se utiliza una probabilidad de mutación de 0.3. Para cada uno de los descendientes obtenidos mediante el operador de cruza, se genera un número aleatorio entre 0 y 1. Si el número generado es menor o igual que P_m , se aplicará el operador de mutación al individuo, de lo contrario éste continúa intacto a la generación siguiente.

Si el individuo se ha seleccionado para mutarse, se genera otro número aleatorio, ahora entre 0 y L . El número generado será la posición en la cadena cromosómica que será mutada.

4.4.8. Iteraciones

Después de mutados los descendientes, se inicia un nuevo ciclo, evaluando aptitudes, seleccionando individuos, cruzando y mutando hasta que se alcance cierto número de generaciones y se tenga el mejor individuo de todas ellas.

El número de generaciones es el método de paro más común de paro del algoritmo. Una vez más, el número de generaciones depende del tamaño de la red.

CAPÍTULO 5
APLICACIONES

5 APLICACIONES

En el presente capítulo se utiliza el método de diseño para una red de alcantarillado desarrollado y expuesto en el capítulo anterior, con la aplicación a una red urbana propuesta, a manera de ejemplo.

5.1 RED DE EJEMPLO

Se plantea el diseño de una red de la ciudad de Xalapa, capital del Estado de Veracruz (figura 5.1); esta red se localiza en la Colonia Rafael Lucio.

En la figura 5.2 se observa la disposición de las calles de la colonia que conforman la red que servirá de ejemplo. Son las calles Margarita Olivo entre Herminio Cabañas y Enrique Hernández Castillo, Enrique Hernández Castillo entre Margarita Olivo y Paseo Xalapa, así como la calle Manuel María Contreras entre Leopoldo Kiel y Enrique Hernández Castillo, y la calle Fray Andrés de Olmos entre Leopoldo Kiel y Enrique Hernández Castillo. Se cuenta con el levantamiento topográfico de la red con elevaciones referidas al nivel del mar, longitudes en metros; y el tipo de material de excavación es roca.

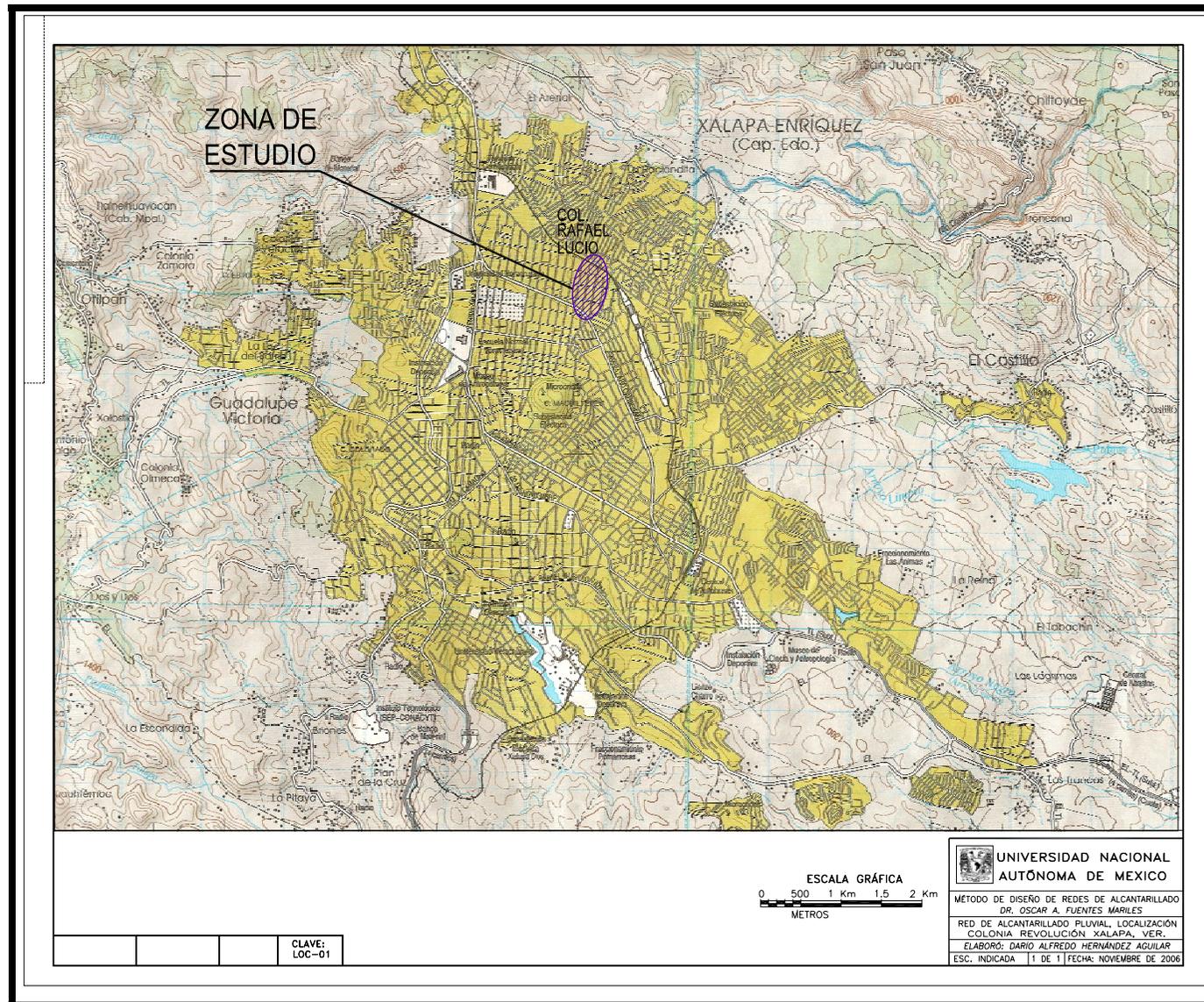


Figura 5.1 Ciudad de Xalapa, Ver.

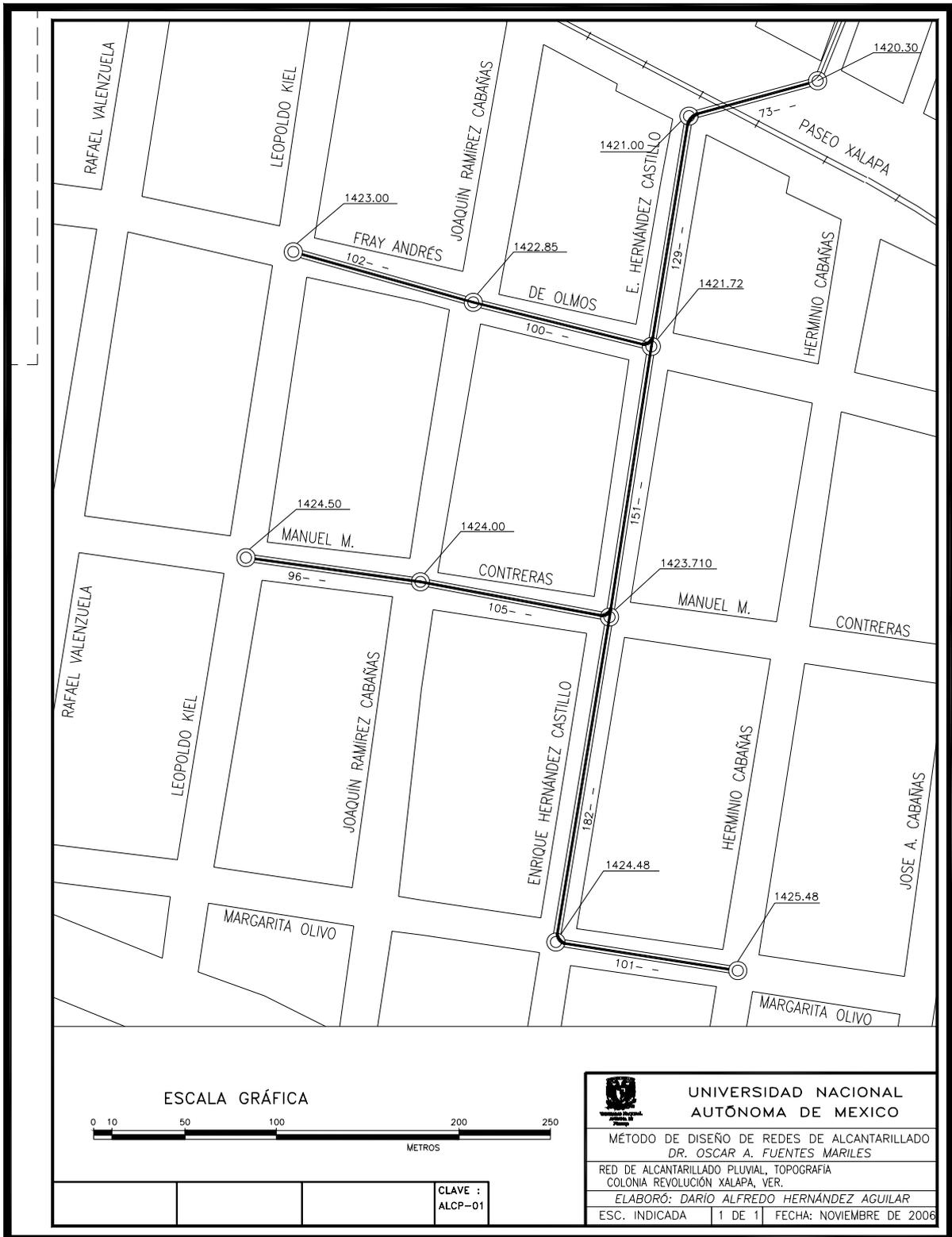


Figura 5.2 Red en estudio de la Colonia Revolución

5.2 GASTOS DE LA RED

Con el fin de no perder el objetivo del presente trabajo, se simplificaron los cálculos de los gastos pluviales de la red por medio del Método Racional. La intensidad de precipitación es de una lluvia con duración de 2 horas y periodos de retorno de 2, 5, 10 y 20 años. Se propone un coeficiente de escurrimiento de 0.40 y se obtienen las áreas de aportación para cada pozo, considerándolos como puntos de concentración de los escurrimientos respectivos.

El análisis de frecuencias de la precipitación y el cálculo de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno se muestran en el Anexo B.

Para el diseño de la red de la Colonia Revolución se elige el periodo de retorno de 10 años, con el fin de que el valor del gasto en cada conducto no sea relativamente pequeño.

Con estos datos se forma la tabla 5.1 para calcular los gastos pluviales que aportan a cada pozo de visita de la red.

Tabla 5.1 Gastos pluviales

POZO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO c	ÁREA A	INTENSIDAD DE LLUVIA 2 h DE DURACIÓN i	PERIODO DE RETORNO T_r	GASTO Q
		Km ²	mm/h	AÑOS	m ³ /s
1	0.400	0.181	29.0	2	0.583
	0.400	0.181	42.1	5	0.847
	0.400	0.181	51.7	10	1.040
	0.400	0.181	61.3	20	1.233
2	0.400	0.100	29.0	2	0.322
	0.400	0.100	42.1	5	0.468
	0.400	0.100	51.7	10	0.574
	0.400	0.100	61.3	20	0.681
3	0.400	0.054	29.0	2	0.174
	0.400	0.054	42.1	5	0.253
	0.400	0.054	51.7	10	0.310
	0.400	0.054	61.3	20	0.368
4	0.400	0.080	29.0	2	0.258
	0.400	0.080	42.1	5	0.374
	0.400	0.080	51.7	10	0.460
	0.400	0.080	61.3	20	0.545
5	0.400	0.043	29.0	2	0.139
	0.400	0.043	42.1	5	0.201
	0.400	0.043	51.7	10	0.247
	0.400	0.043	61.3	20	0.293
6	0.400	0.090	29.0	2	0.290
	0.400	0.090	42.1	5	0.421
	0.400	0.090	51.7	10	0.517
	0.400	0.090	61.3	20	0.613
7	0.400	0.103	29.0	2	0.332
	0.400	0.103	42.1	5	0.482
	0.400	0.103	51.7	10	0.592
	0.400	0.103	61.3	20	0.702
8	0.400	0.075	29.0	2	0.242
	0.400	0.075	42.1	5	0.351
	0.400	0.075	51.7	10	0.431
	0.400	0.075	61.3	20	0.511
9	0.400	0.110	29.0	2	0.354
	0.400	0.110	42.1	5	0.515
	0.400	0.110	51.7	10	0.632

5.3 ARREGLO DE LA RED

Como primer paso se ordena la red en circuitos. El circuito 1 se forma con las tuberías principales, considerando que en éstas descargan otras tuberías. El circuito 2 está formado por las tuberías que aportan al circuito 1 y de igual manera el circuito 3.

Una vez que se tienen identificados todos los circuitos se numeran los pozos y las tuberías iniciando en el circuito 1; al pozo que funciona como cabeza de atarjea se le coloca el número 1 y avanzando la numeración con los pozos hacia aguas abajo; asimismo, a la tubería que inicia en el pozo 1 se le asigna el número 1 continuando la numeración con las tuberías hacia aguas abajo. Ya que todos los pozos y las tuberías del circuito 1 están numerados se continúa con el circuito 2, los números de pozos y tuberías deben ser consecutivos a los del circuito 1. Los pozos se numeran de aguas arriba hacia aguas abajo. Sin embargo, en los circuitos que aportan al circuito 1 las tuberías se numeran de aguas abajo hacia aguas arriba. Se continúa de la misma forma, finalizando en el último circuito, en este caso el circuito 3. La red queda formada como se aprecia en el plano ALCP-02 de la figura 5.3. Consiste de 3 circuitos, 10 pozos de visita y 9 tramos.

De acuerdo con el material de la tubería se elige un valor adecuado para el coeficiente de rugosidad de la ecuación de Manning, en este caso se propone un valor de $n=0.013$ para tuberías de concreto.

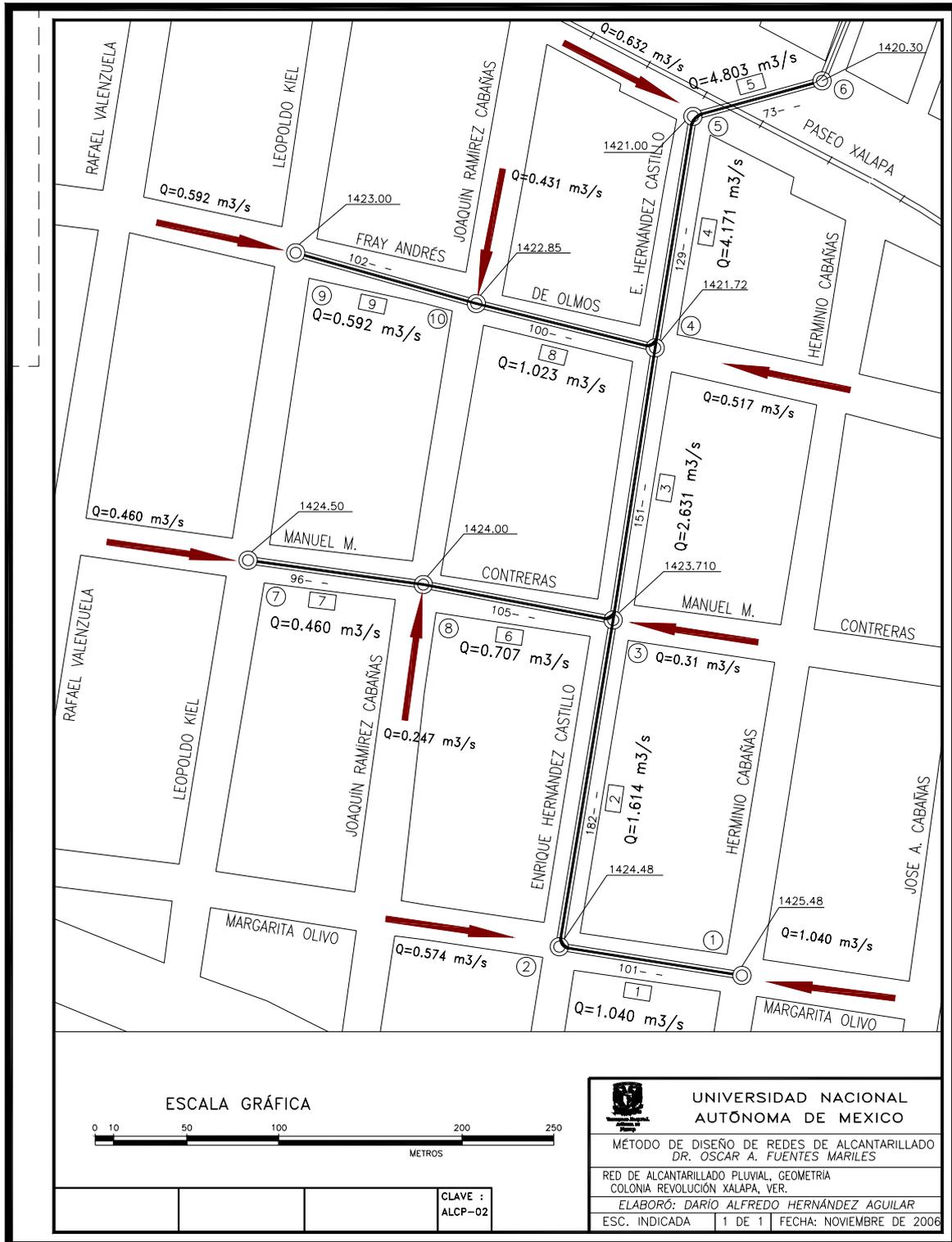


Figura 5.3 Geometría de la red para aplicar el programa REDALC

5.4 PROGRAMA ASIGNA

El programa ASIGNA fue elaborado en lenguaje QBASIC para crear el conjunto de soluciones que componen la población inicial.

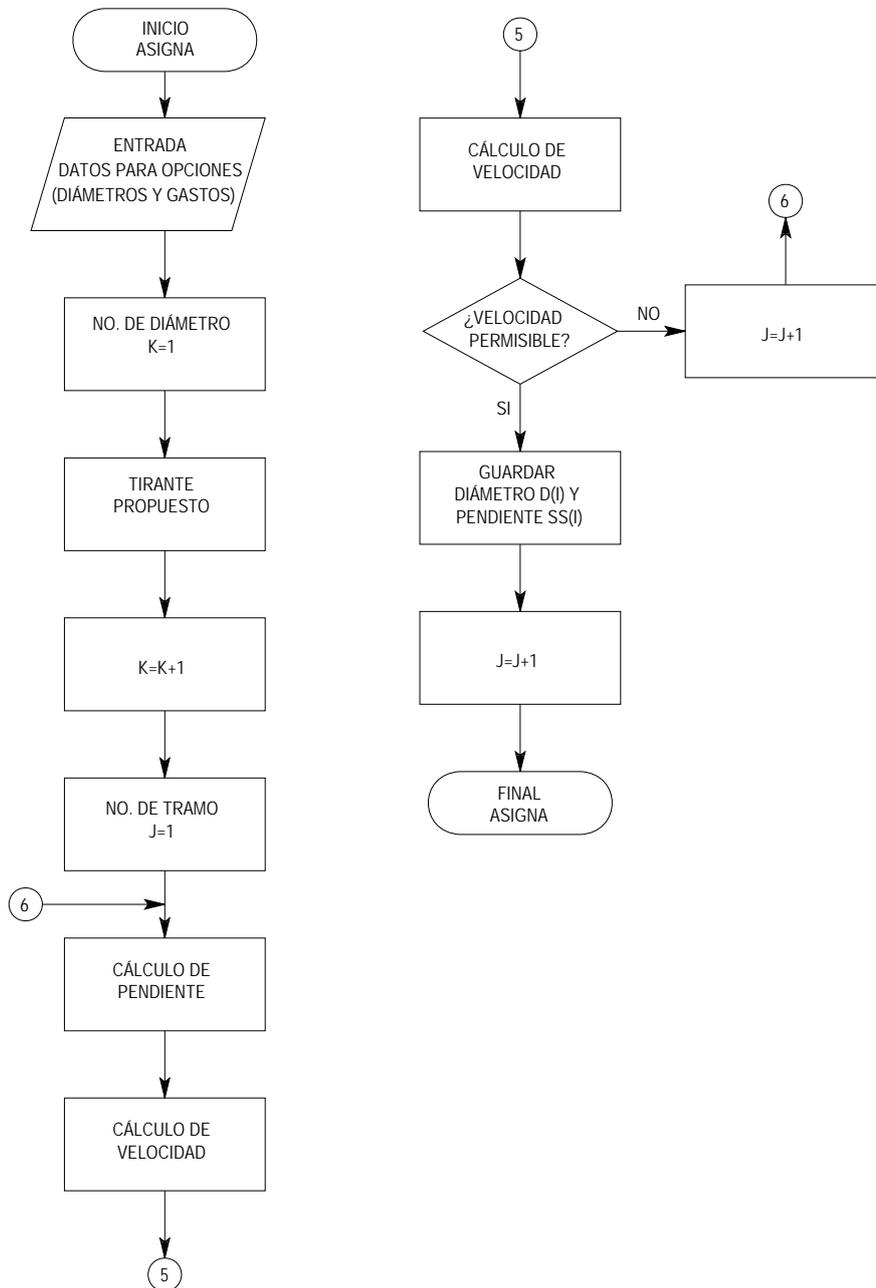


Figura 5.4 Diagrama de flujo Programa ASIGNA.

5.4.1 Archivo DIAME

Como se indicó en el capítulo 4, el programa ASIGNA calcula el conjunto de soluciones requeridas por el algoritmo. El programa se alimenta con datos que se obtienen del archivo en formato *txt* llamado DIAME. Este archivo contiene los gastos por cada tramo de la red y los diámetros comerciales disponibles, como se observa en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Archivo DIAME

Gasto	Diámetro
m ³ /s	M
1.040	0.45
1.614	0.61
2.631	0.76
4.171	0.91
4.803	1.07
0.707	1.22
0.460	1.52
1.023	1.83
0.592	2.13
-	2.44

Se propusieron tirantes de la siguiente manera

$$T_1 = 0.85 \times D$$

$$T_2 = 0.50 \times D$$

$$T_3 = 0.60 \times D$$

Por lo que el archivo de resultados se forma por 4 opciones con tirantes a $T_1 = 0.85 \times D$, 2 opciones a $T_2 = 0.50 \times D$ y 2 a $T_3 = 0.60 \times D$.

5.4.2 Archivo OPC

El programa ASIGNA arroja los siguientes resultados ordenados en una secuencia lógica con el fin de que los datos sean fácilmente manipulados por el programa siguiente. El archivo resultante OPC.txt se muestra en las tablas 5.2a y 5.2.b.

Los datos contenidos en el archivo constituyen la población inicial.

Para cualquier tramo de la tabla 5.2b el arreglo será el siguiente:

Tabla 5.2a Disposición de los datos en la tabla 5.2b

Número de opción	Tramo <i>n</i>	
	D	S
	m	mm
1	D ₁₁	S ₁₂
2	D ₂₁	S ₂₂
3	.	.
4	.	.
5	.	.
6	.	.
7	.	.
8	D ₈₁	D ₈₂

Tabla 5.2b Conjunto de resultados obtenidos por el Programa ASIGNA (Archivo OPC)

TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4		TRAMO 5	
D	S	D	S	D	S	D	S	D	S
m	m/m	m	m/m	m	m/m	M	m/m	m	m/m
0.76	7.66E-03	1.07	0.0029751	1.52	1.22E-03	1.52	3.06E-03	1.52	4.05E-03
0.91	2.93E-03	1.22	1.48E-03	1.83	4.52E-04	1.83	1.14E-03	1.83	1.51E-03
1.07	1.24E-03	1.52	4.57E-04	2.13	2.01E-04	2.13	5.05E-04	2.13	6.70E-04
1.22	6.14E-04	1.83	1.70E-04	2.44	9.74E-05	2.44	2.45E-04	2.44	3.25E-04
1.07	5.25E-03	1.52	1.94E-03	1.52	5.16E-03	2.13	2.15E-03	2.13	2.85E-03
1.22	2.61E-03	1.83	7.22E-04	1.83	1.92E-03	2.44	1.04E-03	2.44	1.38E-03
1.07	2.91E-03	1.07	7.00E-03	1.52	2.86E-03	2.13	1.19E-03	2.13	1.58E-03
1.22	1.44E-03	1.22	3.48E-03	1.83	1.06E-03	2.44	5.76E-04	2.44	7.64E-04

Tabla 5.2b Conjunto de resultados obtenidos por el Programa ASIGNA (Archivo OPC) (Continuación)

TRAMO 6		TRAMO 7		TRAMO 8		TRAMO 9	
D	S	D	S	D	S	D	S
m	m/m	m	m/m	m	m/m	m	m/m
0.76	3.54E-03	0.76	1.50E-03	0.76	7.41E-03	0.76	2.48E-03
0.91	1.35E-03	0.91	5.73E-04	0.91	2.84E-03	0.91	9.50E-04
1.07	5.71E-04	1.07	2.42E-04	1.07	1.20E-03	1.07	4.00E-04
1.22	2.84E-04	1.22	1.20E-04	1.22	5.94E-04	1.22	1.99E-04
1.07	2.42E-03	0.76	6.36E-03	1.07	5.08E-03	0.76	1.05E-02
1.22	1.20E-03	0.91	2.43E-03	1.22	2.52E-03	0.91	4.03E-03
0.76	8.33E-03	0.76	3.52E-03	1.07	2.81E-03	0.76	5.84E-03
0.91	3.19E-03	0.91	1.35E-03	1.22	1.40E-03	0.91	2.23E-03

Cada tramo de la red tiene ahora ocho opciones; cada opción consta del diámetro y su respectiva pendiente para ser analizada.

5.5 ARCHIVOS PARA LA APLICACIÓN DEL PROGRAMA REDALC

El programa utiliza cuatro archivos para obtener y leer los datos necesarios; uno de ellos ha sido creado ya: el archivo OPC. Se crean los tres restantes.

5.5.1 Archivo FIJOS

Se crea el archivo FIJOS.txt con estos datos, ordenándolos por filas de la siguiente manera: Número de circuito, número de tubería, tubería anterior en la que inicia la tubería, tubería siguiente en la que finaliza la tubería, longitud de la tubería, elevación del extremo aguas arriba de la tubería, elevación del extremo aguas abajo de la tubería, gasto de la tubería y coeficiente de rugosidad.

Tabla 5.3 Disposición de los datos del archivo FIJOS

CIRCUITO	TRAMO DE TUBERÍA	TUBERÍA ANTERIOR	TUBERÍA SIGUIENTE	LONGITUD TRAMO	ELEVACIÓN EXTREMO SUPERIOR	ELEVACIÓN EXTREMO INFERIOR	GASTO DEL TRAO	COEF. DE RUG.
N	N	N	N	m	H ₁ m	H ₂ m	m ³ /s	n
1	1	0	2	101	1425.48	1424.48	1.04	0.013
1	2	1	3	182	1424.48	1423.71	1.614	0.013
1	3	2	4	151	1423.71	1421.72	2.631	0.013
1	4	3	5	129	1421.72	1421.00	4.171	0.013
1	5	4	0	73	1421.00	1420.30	4.803	0.013
2	6	7	3	105	1424.00	1423.71	0.707	0.013
2	7	0	6	96	1424.50	1424.00	0.46	0.013
3	8	9	4	100	1422.85	1421.72	1.023	0.013
3	9	0	8	102	1423.00	1422.85	0.592	0.013

5.5.2 Archivo COSTODIA

El archivo COSTODIA.txt contiene los costos por metro de tubería de concreto de diámetros comerciales, que van desde 0.45 hasta 2.44 m, ordenados en forma descendente.

Tabla 5.4 Archivo COSTODIA

Diámetro	Costo
m	\$
0.45	465.0
0.61	630.0
0.76	845.0
0.91	1,250.0
1.07	1,610.0
1.22	2,000.0
1.52	3,210.0
1.83	4,620.0
2.13	6,120.0
2.44	7,940.0

5.5.3 Archivo COSTOMCU

Por último, el archivo COSTOMCU contiene los costos por metro cúbico de excavación por tipo de material, ya sea común o roca.

Tabla 5.5 Archivo COSTOMCU

Tipo de Material	Costo
	\$
"COMÚN"	83.92
"ROCA"	150.40

5.6 PROGRAMA REDALC

El programa REDALC fue elaborado en lenguaje QBASIC a partir de la unión de dos programas de cómputo:

- a) REDREHD el cual aplica el algoritmo genético.
- b) Y las subrutinas DAR y CALC conforman el programa COSFAC para el cálculo del costo total de la red. Se le adicionaron los factores de penalización y la revisión de la velocidad y el tirante permisibles.

A continuación se presentan en las figuras 5.5 y 5.6 los diagramas de flujo del programa REDALC.

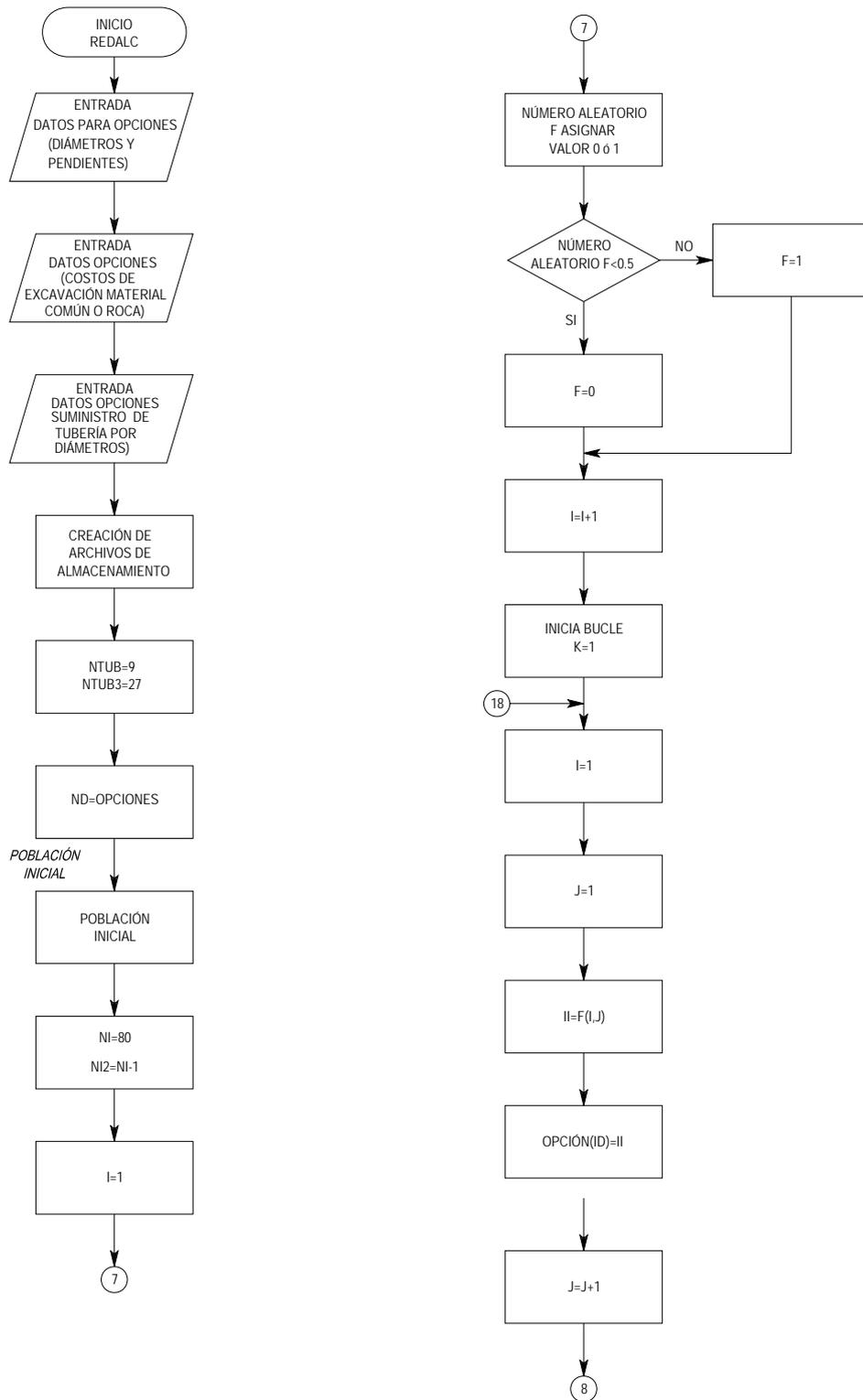


Figura 5.5 Diagrama de flujo programa principal REDALC.

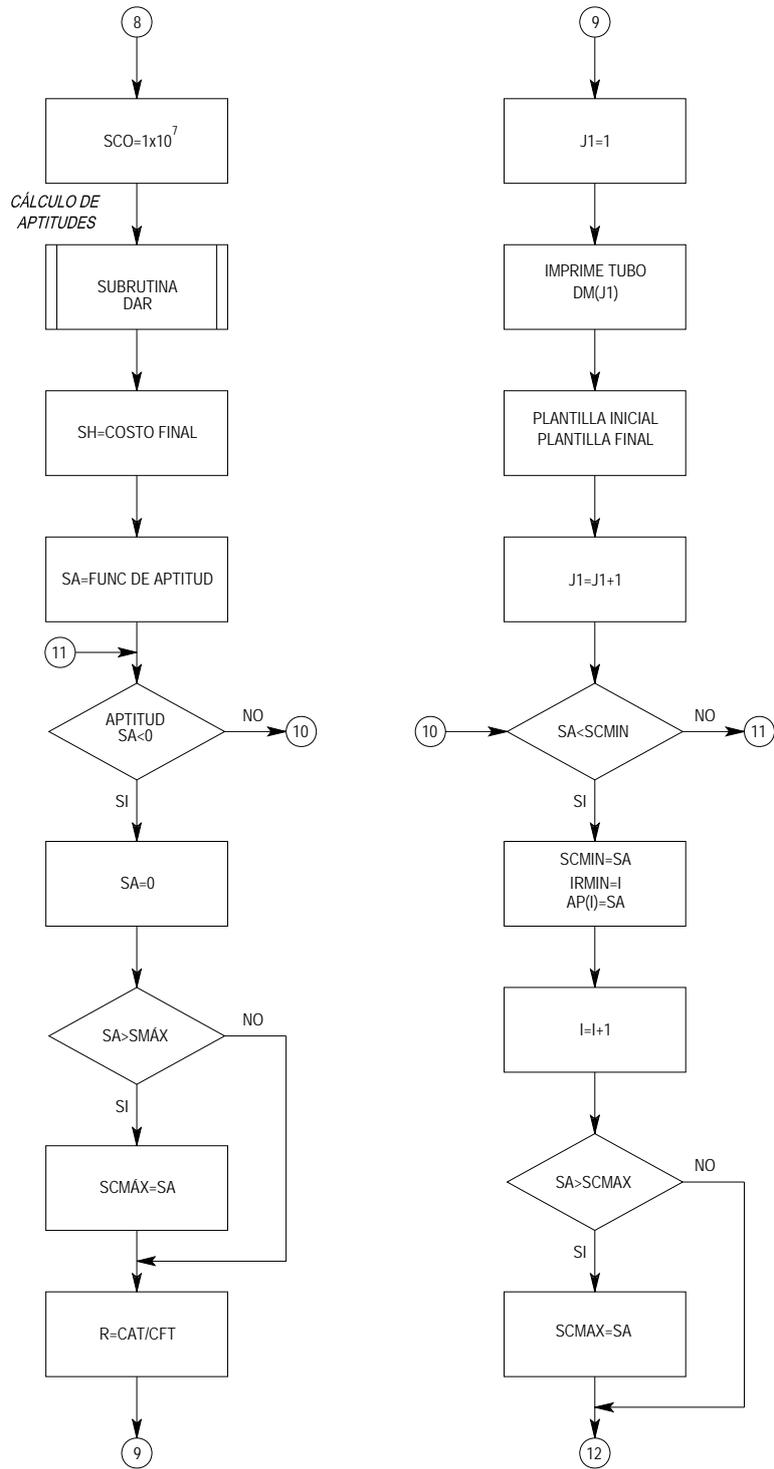


Figura 5.5 Diagrama de flujo programa principal REDALC (Continuación).

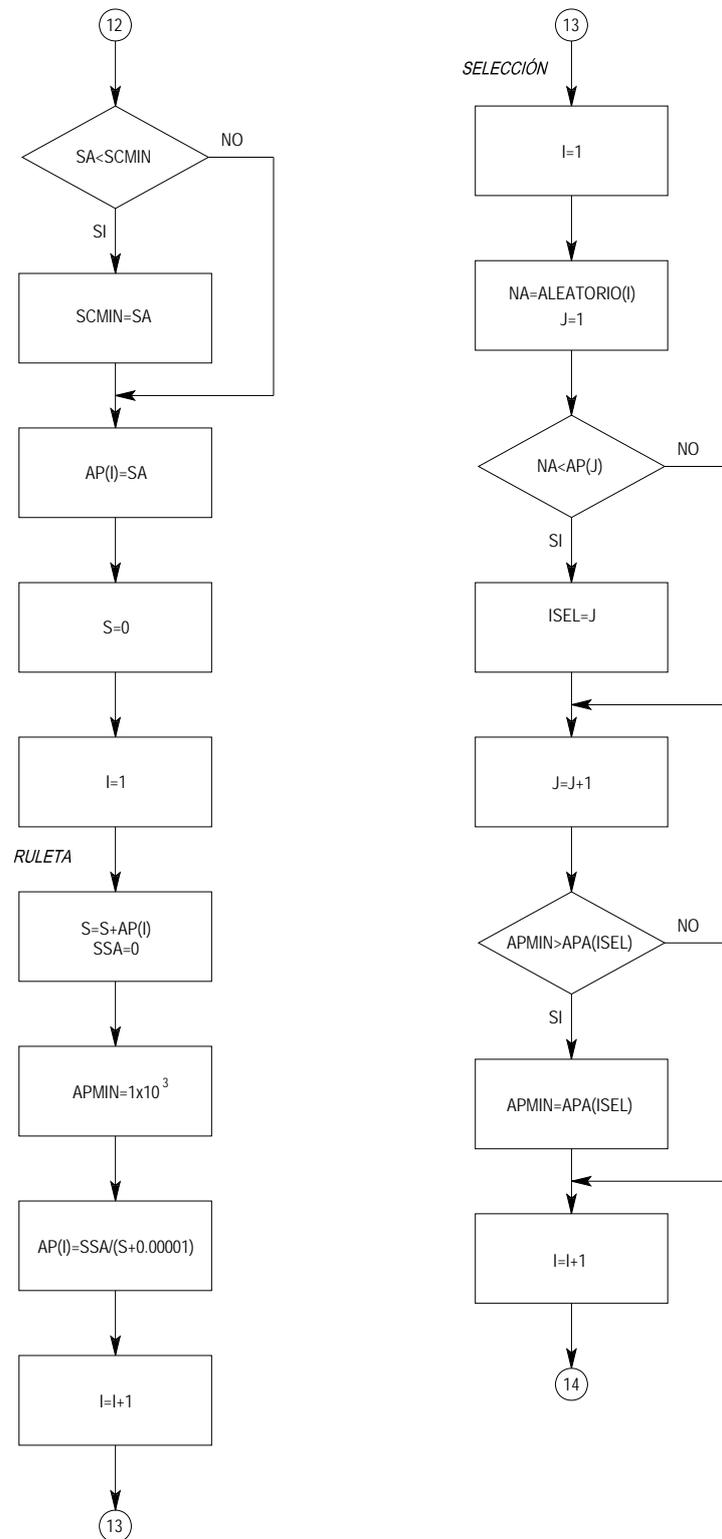


Figura 5.5 Diagrama de flujo programa principal REDALC (Continuación).

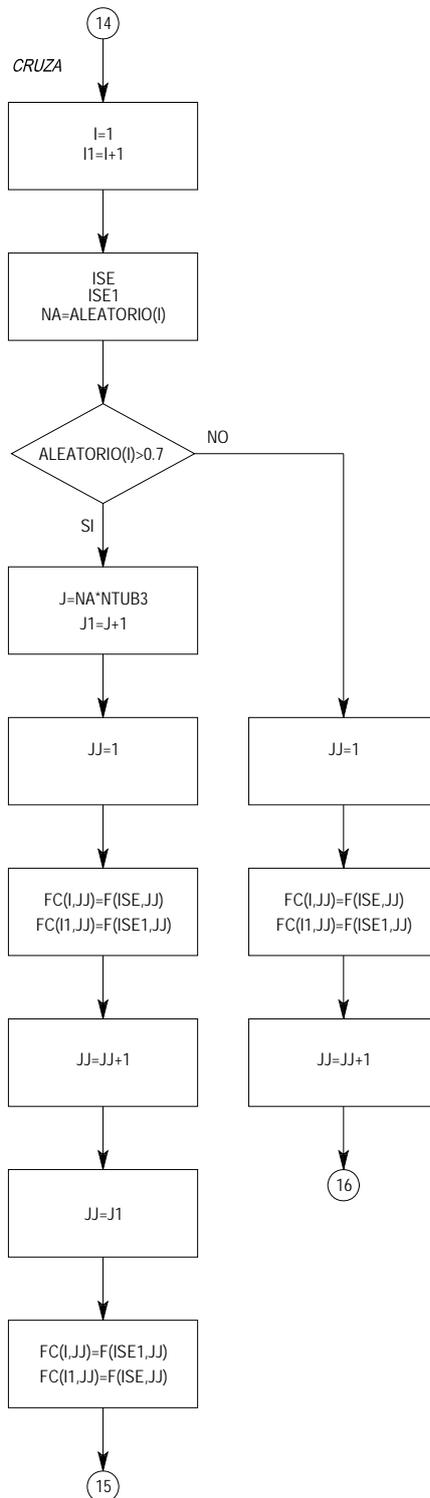


Figura 5.5 Diagrama de flujo programa principal REDALC (Continuación).

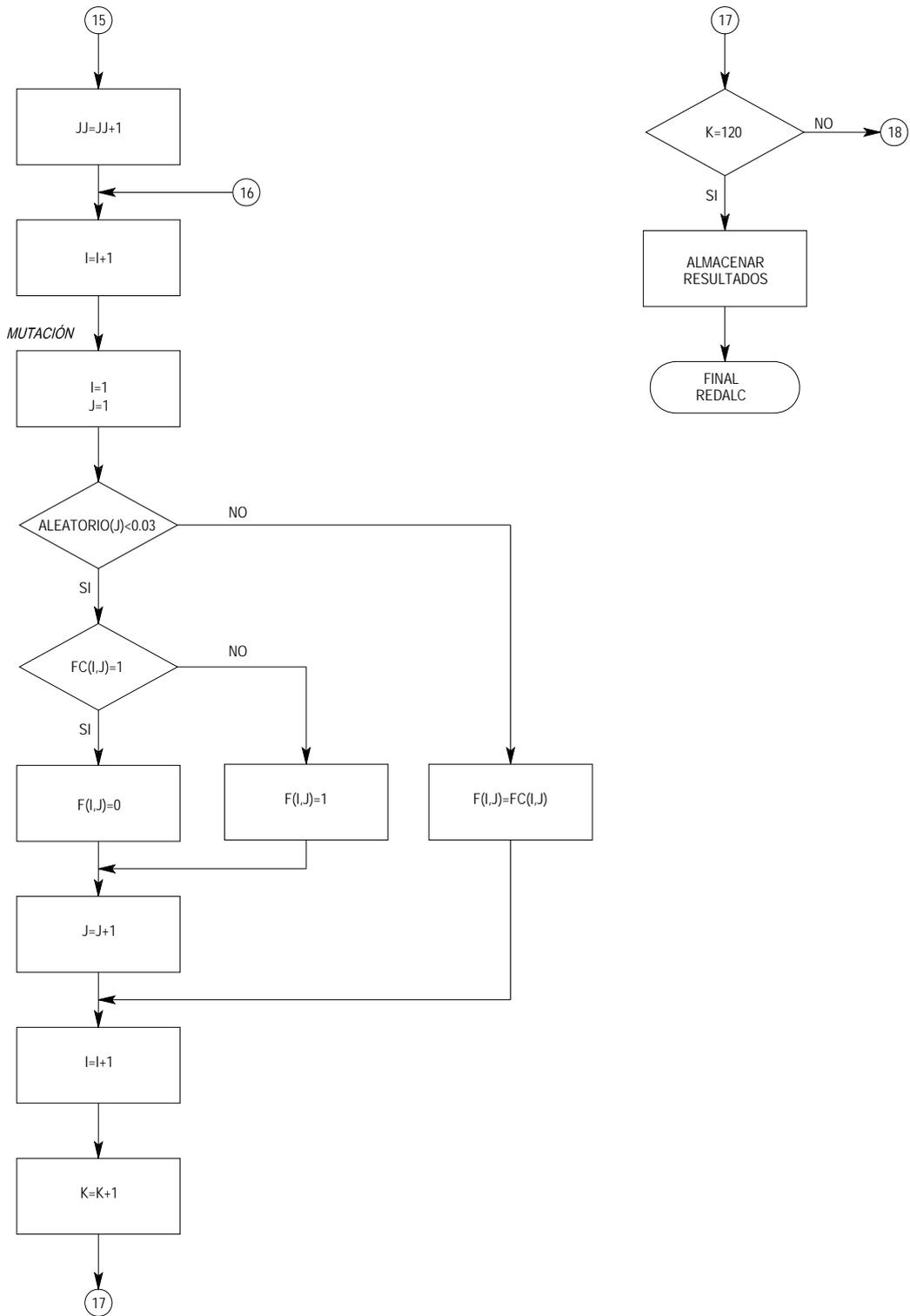


Figura 5.5 Diagrama de flujo programa principal REDALC (Continuación).

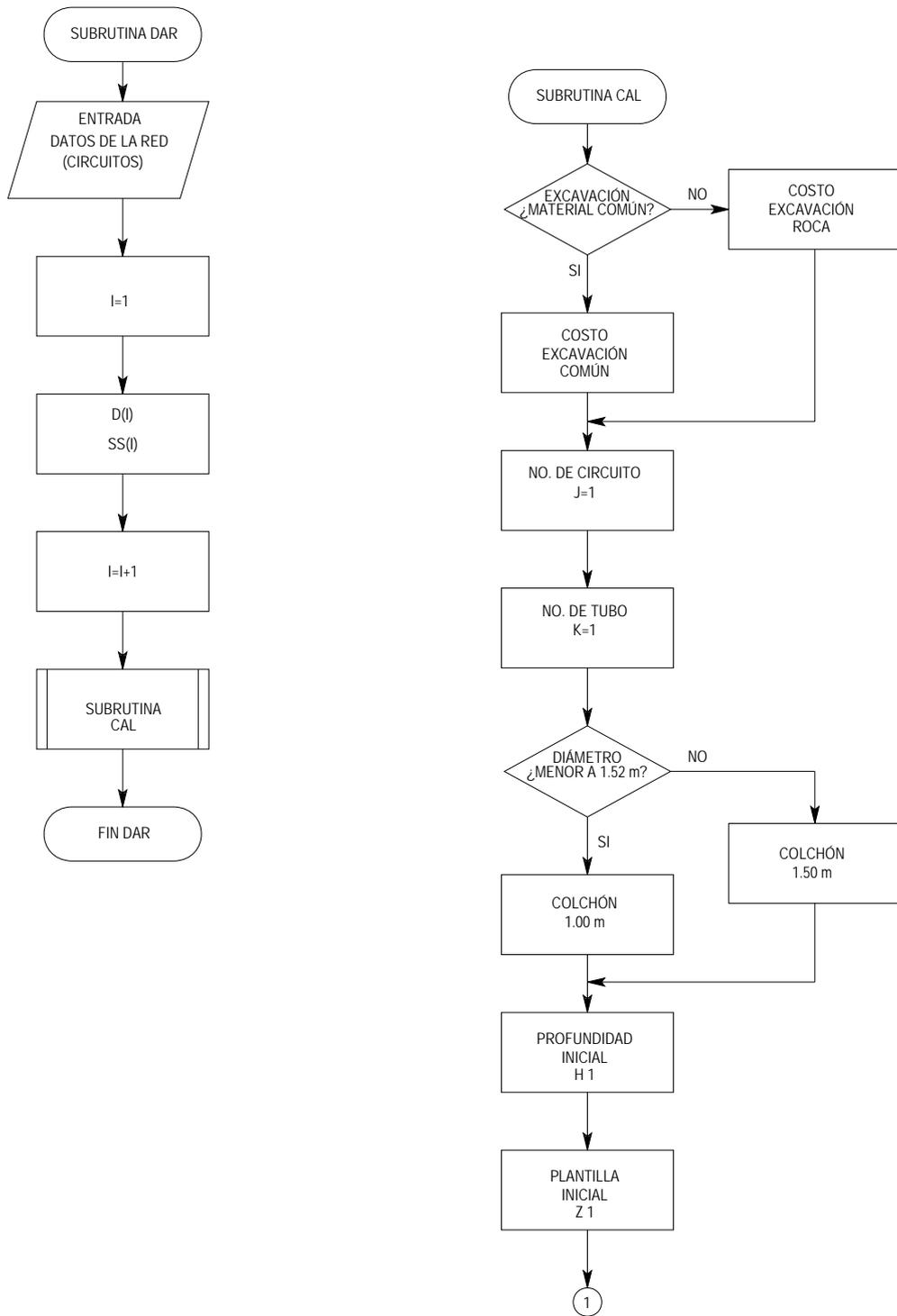


Figura 5.6 Diagrama de flujo subrutina DAR que llama a la subrutina CAL

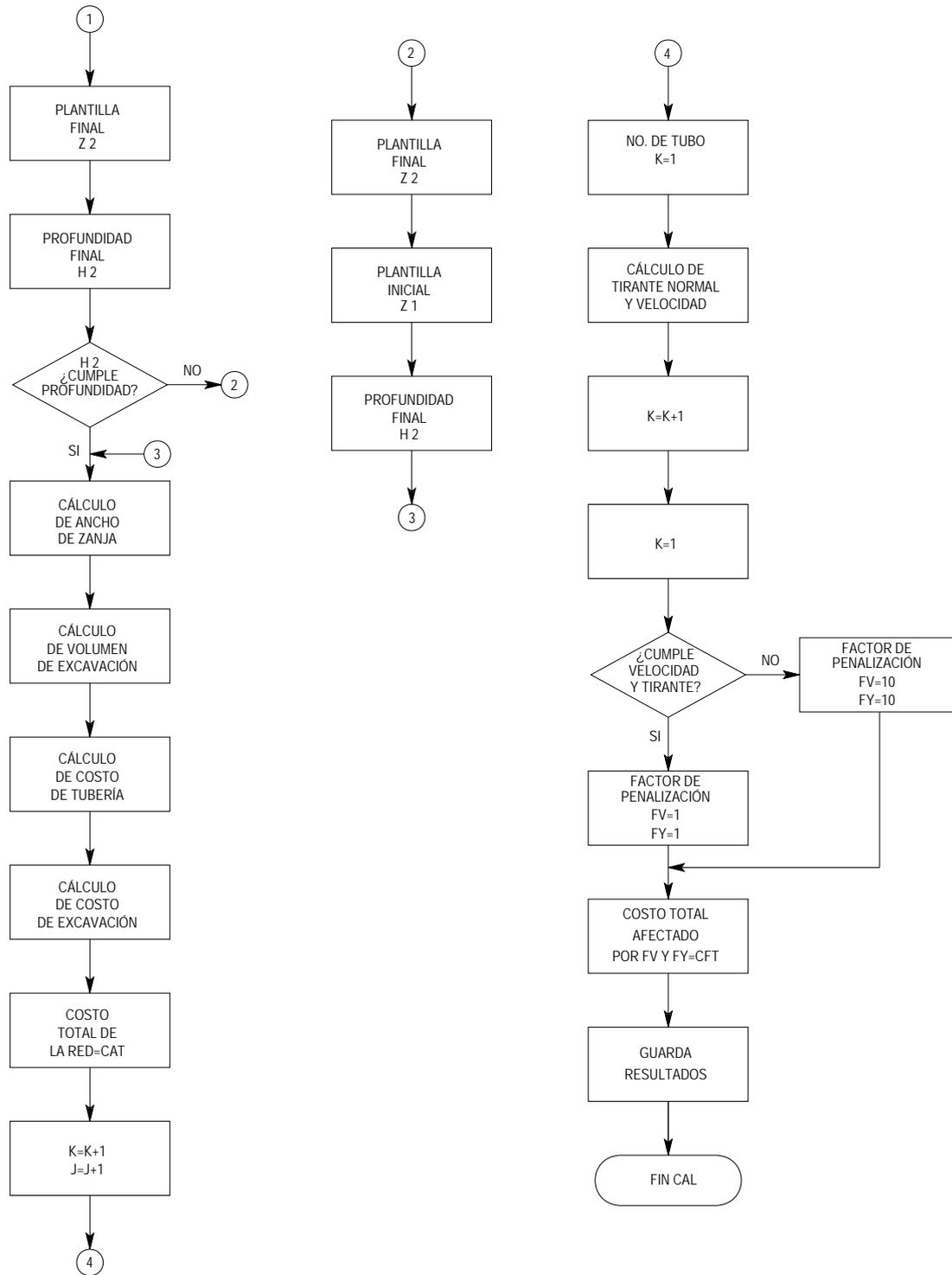


Figura 5.6 Diagrama de flujo subrutina DAR que llama a la subrutina CAL (Continuación).

Conviene mencionar los valores de los operadores principales del algoritmo genético que se utilizan en el programa REDALC.

La precisión para la codificación es de 3 dígitos en sistema binario $(2^3) = 8$

Para la población inicial se utiliza un tamaño de 80 individuos.

La evaluación de aptitud se definió de la siguiente manera:

El costo total del tramo de tubería es

$$CA = costub1 + cos exc1 \quad (5.1)$$

la suma de los costos de excavación y de tubería.

Se evalúan la velocidad y el tirante de la tubería, con una ligera modificación para simplificar los cálculos. Se inicia con un tirante igual al diámetro y se ajusta gradualmente por medio de iteraciones hasta llegar a una tolerancia de 0.0001. Con el tirante ajustado se calculan el resto de los elementos geométricos; así como la velocidad a sección parcialmente llena con la ecuación de la continuidad, puesto que el gasto es un dato del tramo.

$$Q = AV \quad (A.11)$$

Cuando se calcula la velocidad, se almacenan los datos y el programa reinicia las operaciones con la tubería siguiente.

El tirante debe de cumplir la siguiente condición

$$0.1D \leq Y_N \leq 0.85D \quad (5.2)$$

Con la velocidad debe de cumplirse lo siguiente

$$0.3 \leq V_N \leq 3.0 \quad (5.3)$$

Se contabilizan los tramos que cumplieron con las condiciones de velocidad y tirante, indicándose con NV y NY .

NV = Número de tuberías que cumplen con el parámetro de velocidad.

NY = Número de tuberías que cumplen con el parámetro de tirante. (5.4)

Si se consideran factores de penalización de velocidad (FV) y de tirante (FY) para afectar el costo total de la tubería se tiene

$$CF = CA \times FV \times FY \quad (5.5)$$

Si el tirante y la velocidad cumplen las dos condiciones, los factores de velocidad FV y de tirante FY tienen un valor igual a 1.0.

Cuando el tirante no cumple la restricción, $FY=10.0$; y lo mismo sucede con la velocidad, si no cumple la condición, entonces $FV=10.0$. Dando como resultado un costo sobreestimado por cada tubería afectado por 10 o por 100.

Una vez que se han hecho todos los cálculos de los tramos de tubería, se suman los costos ya afectados por los factores para tener el costo final total CFT .

La selección proporcional se lleva a cabo por medio del método de la ruleta.

Para la probabilidad de cruza se usa un valor de $Pc = 0.7$.

El valor que se utiliza para la probabilidad de mutación es de $Pm = 0.03$

El programa se detiene hasta calcular 600 generaciones.

En la tabla 5.6 se presenta la evolución de los operadores del Algoritmo Genético aplicado a la red de alcantarillado y, asimismo, la variación del costo de tubería, excavación, y el costo total.

En la figura 5.7 se muestra el comportamiento de los costos mencionados conforme se incrementa el número de generaciones calculadas durante la evolución del algoritmo genético.

La variación en el número de opción en la generación en donde sucede el cambio se muestra en la tabla 5.7.

Tabla 5.6 Evolución de los operadores del Algoritmo Genético

IND	23	MAXAPT	0.0220	NV	9	NY	9	APMIN	4838.6	\$	4838.60	RC	1	GEN	0	CTUBO	\$	2585.62	CEXC	\$	2252.95
IND	23	MAXAPT	0.0220	NV	9	NY	9	APMIN	4838.6	\$	4838.60	RC	1	GEN	1	CTUBO	\$	2585.62	CEXC	\$	2252.95
IND	25	MAXAPT	0.0234	NV	9	NY	9	APMIN	4741.3	\$	4741.30	RC	1	GEN	2	CTUBO	\$	2565.52	CEXC	\$	2175.78
IND	8	MAXAPT	0.0256	NV	9	NY	9	APMIN	4593.1	\$	4593.10	RC	1	GEN	3	CTUBO	\$	2536.07	CEXC	\$	2056.99
IND	21	MAXAPT	0.0347	NV	9	NY	9	APMIN	4118.1	\$	4118.10	RC	1	GEN	4	CTUBO	\$	2188.74	CEXC	\$	1929.37
IND	19	MAXAPT	0.0404	NV	9	NY	9	APMIN	3890.3	\$	3890.30	RC	1	GEN	7	CTUBO	\$	2084.06	CEXC	\$	1806.20
IND	42	MAXAPT	0.0424	NV	9	NY	9	APMIN	3819.2	\$	3819.20	RC	1	GEN	8	CTUBO	\$	2044.68	CEXC	\$	1774.55
IND	19	MAXAPT	0.0447	NV	9	NY	9	APMIN	3740.6	\$	3740.60	RC	1	GEN	10	CTUBO	\$	2005.80	CEXC	\$	1734.77
IND	3	MAXAPT	0.0492	NV	9	NY	9	APMIN	3605.8	\$	3605.80	RC	1	GEN	13	CTUBO	\$	1928.53	CEXC	\$	1677.24
IND	61	MAXAPT	0.0512	NV	9	NY	9	APMIN	3549.4	\$	3549.40	RC	1	GEN	25	CTUBO	\$	1928.53	CEXC	\$	1620.88
IND	18	MAXAPT	0.0537	NV	9	NY	9	APMIN	3483.2	\$	3483.20	RC	1	GEN	26	CTUBO	\$	1890.91	CEXC	\$	1592.28
IND	17	MAXAPT	0.0560	NV	9	NY	9	APMIN	3425.9	\$	3425.90	RC	1	GEN	28	CTUBO	\$	1852.03	CEXC	\$	1573.86
IND	46	MAXAPT	0.0564	NV	9	NY	9	APMIN	3415.6	\$	3415.60	RC	1	GEN	75	CTUBO	\$	1852.03	CEXC	\$	1563.54
IND	29	MAXAPT	0.0572	NV	9	NY	9	APMIN	3396.8	\$	3396.80	RC	1	GEN	188	CTUBO	\$	1852.03	CEXC	\$	1544.79
IND	21	MAXAPT	0.0574	NV	9	NY	9	APMIN	3392.3	\$	3392.30	RC	1	GEN	232	CTUBO	\$	1852.03	CEXC	\$	1540.26
IND	1	MAXAPT	0.0580	NV	9	NY	9	APMIN	3378.8	\$	3378.80	RC	1	GEN	398	CTUBO	\$	1852.03	CEXC	\$	1526.74
IND	39	MAXAPT	0.0585	NV	9	NY	9	APMIN	3366.7	\$	3366.70	RC	1	GEN	452	CTUBO	\$	1852.03	CEXC	\$	1514.67
IND	39	MAXAPT	0.0585	NV	9	NY	9	APMIN	3366.7	\$	3366.70	RC	1	GEN	600	CTUBO	\$	1852.03	CEXC	\$	1514.67

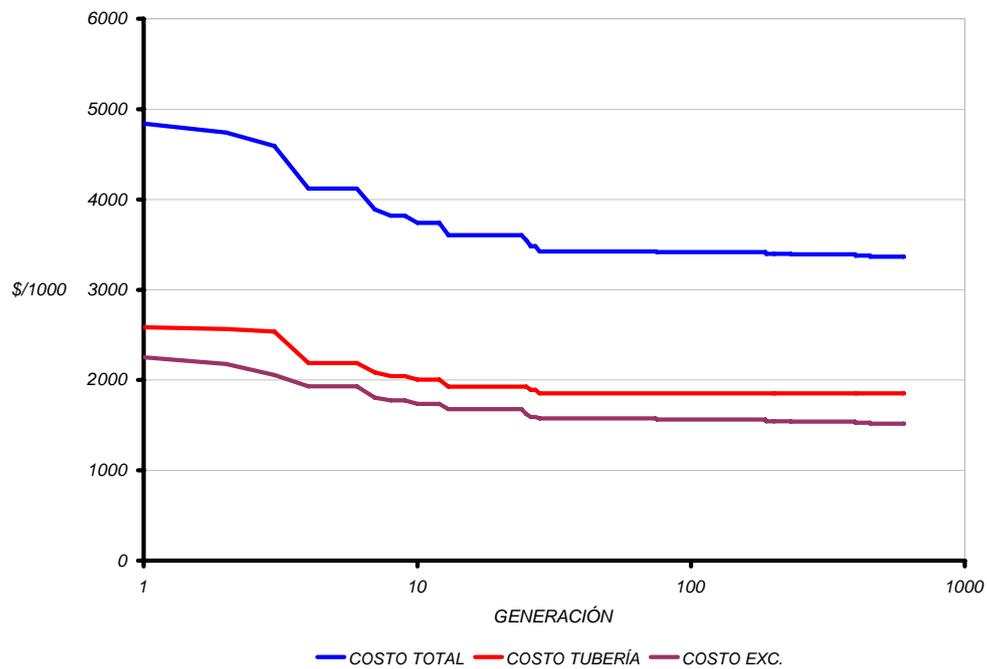


Figura 5.7 Evolución del Algoritmo Genético para la red en estudio

Tabla 5.7 Evolución de resultados de las opciones por tramo

GEN	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5	TRAMO 6	TRAMO 7	TRAMO 8	TRAMO 9
0	8	2	4	5	7	7	6	6	2
0	5	8	7	7	6	6	2	1	2
0	5	1	7	5	2	4	8	3	7
0	4	7	8	2	2	5	8	1	7
2	5	1	7	5	2	8	8	3	7
3	1	7	7	5	1	4	4	3	7
4	1	2	1	2	1	8	5	1	2
7	6	1	7	1	1	7	8	3	7
8	5	1	7	1	1	7	8	3	7
10	5	1	7	1	1	7	5	5	1
13	1	1	7	1	1	7	5	5	1
25	1	1	1	1	1	7	6	1	1
25	1	1	5	1	1	7	1	5	1
26	1	1	5	1	1	7	6	1	1
28	1	1	5	1	1	7	1	1	1
75	1	1	5	1	1	7	5	1	7
188	1	7	5	1	1	1	5	1	1
232	1	7	5	1	1	1	5	1	7
398	1	7	5	1	1	7	1	1	7
452	1	7	5	1	1	7	5	1	5

En la figura 5.8 se señalan los tramos de tubería de la red que cambian en la generación indicada. Es la tabla 5.7 en gráficos. Las tuberías indicadas con línea gruesa han modificado su diámetro, su pendiente, o ambos, intercambiándolas por otras opciones, éstas se continúan leyendo del archivo OPC.

Si en el gráfico de la generación siguiente la tubería se modifica nuevamente, se indica otra vez con una línea gruesa. En el caso contrario, si la tubería conserva el diámetro y la pendiente, se le dibuja con una línea delgada; así se continúa hasta la generación siguiente donde haya un cambio conforme avanza la búsqueda de la solución óptima.

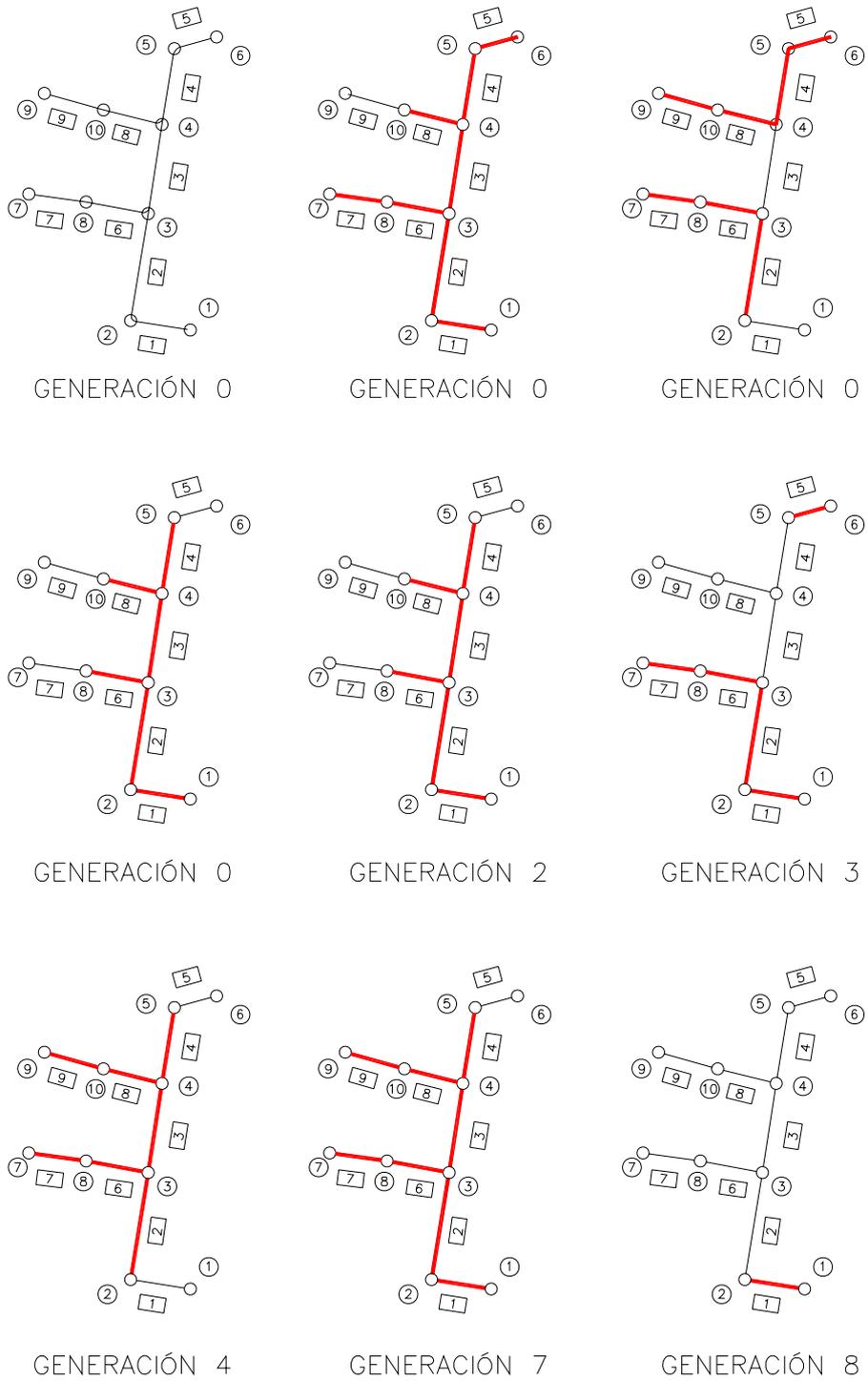


Figura 5.8 La línea gruesa indica el tramo de tubería que cambia con respecto a la generación anterior.

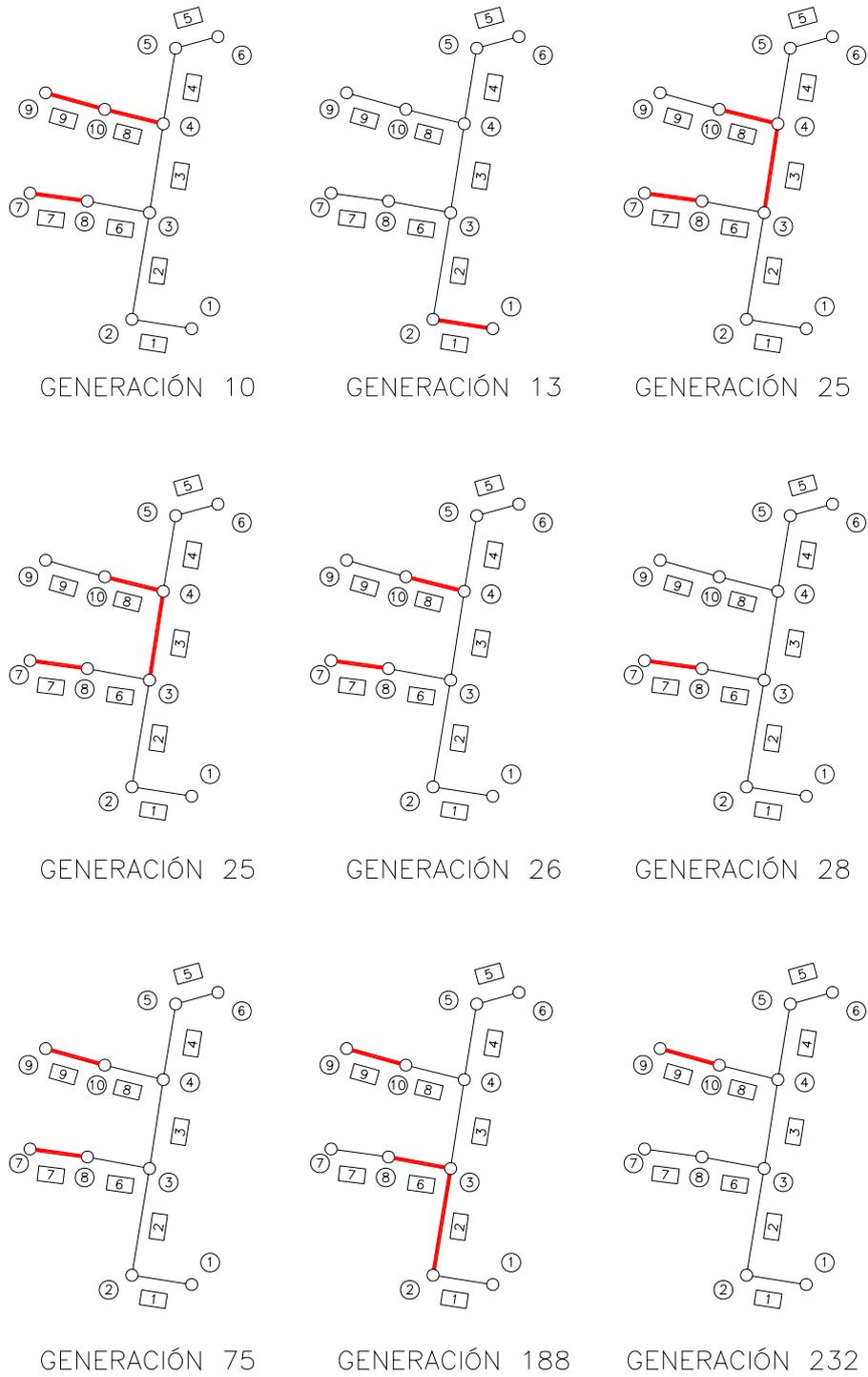


Figura 5.8 La línea gruesa indica el tramo de tubería que cambia con respecto a la generación anterior. (Continuación)

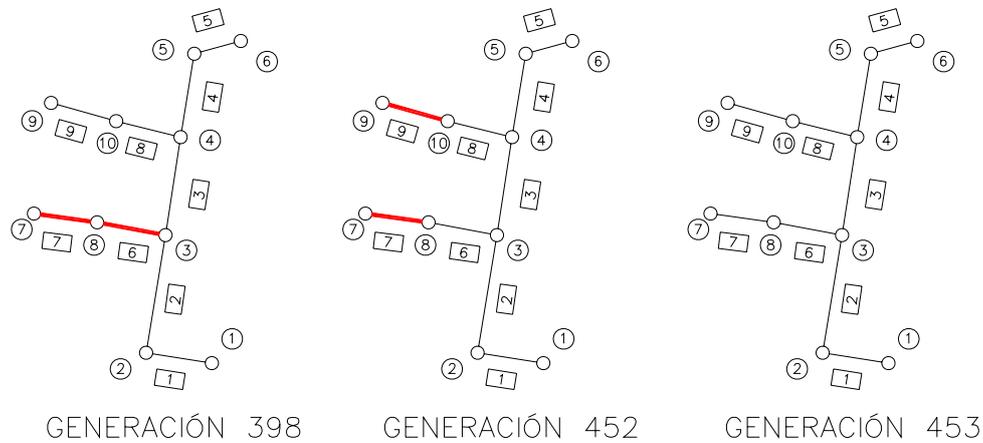


Figura 5.8 La línea gruesa indica el tramo de tubería que cambia con respecto a la generación anterior. (Continuación)

5.6.1 Resultados

Las tablas 5.8 muestran los resultados obtenidos para la red de la Colonia Revolución, después de aplicar el programa REDALC. Se muestran cuatro tablas que muestran la variación de los elementos hidráulicos en generaciones donde las modificaciones son representativas. De igual forma, se muestran los costos de la red.

Es conveniente mencionar que, en los pozos que funcionan como cabeza de atarjea, el programa REDALC los considera como extremos libres, y en este caso al efectuar el análisis puede incrementar el valor de la pendiente para disminuir la profundidad de este pozo extremo y como consecuencia disminuir la excavación de este tramo y el costo. Este caso se ilustra en las tablas 5.8c y 5.8d, específicamente en las tuberías 7 y 9. Obsérvese que el costo de la red disminuye aun cuando se incrementa el valor de la pendiente en ambos tramos de tubería. Los pozos 8 y 10 mantienen la profundidad fija. Entonces se busca otro valor de la pendiente en cualquier otra opción con el fin de disminuir la profundidad de los pozos 7 y 9, disminuyendo asimismo el volumen de excavación y el costo de la red.

Por último, el plano ALCP-03, de la figura 5.9, muestra el diseño resultante de la red de alcantarillado pluvial de la Colonia Revolución.

Tabla 5.8a Resultado parcial de la red en estudio. Generación 3

GEN	TRAMO	GASTO (Q)	VEL. (V)	TIR. (y)	DIA. (D)	PEND. (S)	y/D
		m ³ /s	m/s	m	m	m/m	
3	1	1.040	2.5	0.65	0.76	0.0077	0.850
	2	1.614	2.9	0.64	1.07	0.0070	0.600
	3	2.631	2.3	0.91	1.52	0.0029	0.600
	4	4.171	2.3	1.06	2.13	0.0022	0.500
	5	4.803	2.9	1.29	1.52	0.0041	0.850
	6	0.707	0.7	1.04	1.22	0.0003	0.849
	7	0.460	0.4	1.04	1.22	0.0001	0.850
	8	1.023	1.3	0.91	1.07	0.0012	0.848
	9	0.592	2.1	0.46	0.76	0.0058	0.600
				COSTO TUBERÍA			2,536.07
				COSTO EXCAVACIÓN			2,056.99
				COSTO TOTAL			4,593.06

Tabla 5.8b Resultado parcial de la red en estudio. Generación 10

GEN	TRAMO	GASTO (Q)	VEL. (V)	TIR. (y)	DIA. (D)	PEND. (S)	y/D
		m ³ /s	m/s	m	m	m/m	
10	1	1.040	2.3	0.53	1.07	0.0052	0.500
	2	1.614	2.0	0.91	1.07	0.0030	0.850
	3	2.631	2.3	0.91	1.52	0.0029	0.600
	4	4.171	2.5	1.29	1.52	0.0031	0.849
	5	4.803	2.9	1.29	1.52	0.0041	0.850
	6	0.707	2.5	0.46	0.76	0.0083	0.600
	7	0.460	2.0	0.38	0.76	0.0064	0.500
	8	1.023	2.3	0.53	1.07	0.0051	0.500
	9	0.592	1.4	0.65	0.76	0.0025	0.850
				COSTO TUBERÍA			2,005.80
				COSTO EXCAVACIÓN			1,734.77
				COSTO TOTAL			3,740.57

Tabla 5.8c Resultado parcial de la red en estudio. Generación 28

GEN	TRAMO	GASTO (Q) m ³ /s	VEL. (V) m/s	TIR. (y) m	DIA. (D) m	PEND. (S) m/m	y/D
28	1	1.040	2.5	0.65	0.76	0.0077	0.850
	2	1.614	2.0	0.91	1.07	0.0030	0.850
	3	2.631	2.9	0.76	1.52	0.0052	0.500
	4	4.171	2.5	1.29	1.52	0.0031	0.849
	5	4.803	2.9	1.29	1.52	0.0041	0.850
	6	0.707	2.5	0.46	0.76	0.0083	0.600
	7	0.460	1.1	0.65	0.76	0.0015	0.849
	8	1.023	2.5	0.65	0.76	0.0074	0.850
	9	0.592	1.4	0.65	0.76	0.0025	0.850
				COSTO TUBERÍA			1,852.03
				COSTO EXCAVACIÓN			1,573.86
				COSTO TOTAL			3,425.89

Tabla 5.8d Resultado de la red en estudio. Generación 452

GEN	TRAMO	GASTO (Q) m ³ /s	VEL. (V) m/s	TIR. (y) m	DIA. (D) m	PEND. (S) m/m	y/D
452	1	1.040	2.5	0.65	0.76	0.0077	0.850
	2	1.614	2.9	0.64	1.07	0.0070	0.600
	3	2.631	2.9	0.76	1.52	0.0052	0.500
	4	4.171	2.5	1.29	1.52	0.0031	0.849
	5	4.803	2.9	1.29	1.52	0.0041	0.850
	6	0.707	2.5	0.46	0.76	0.0083	0.600
	7	0.460	2.0	0.38	0.76	0.0064	0.500
	8	1.023	2.5	0.65	0.76	0.0074	0.850
	9	0.592	2.6	0.38	0.76	0.0105	0.501
				COSTO TUBERÍA			1,852.03
				COSTO EXCAVACIÓN			1,514.67
				COSTO TOTAL			3,366.70

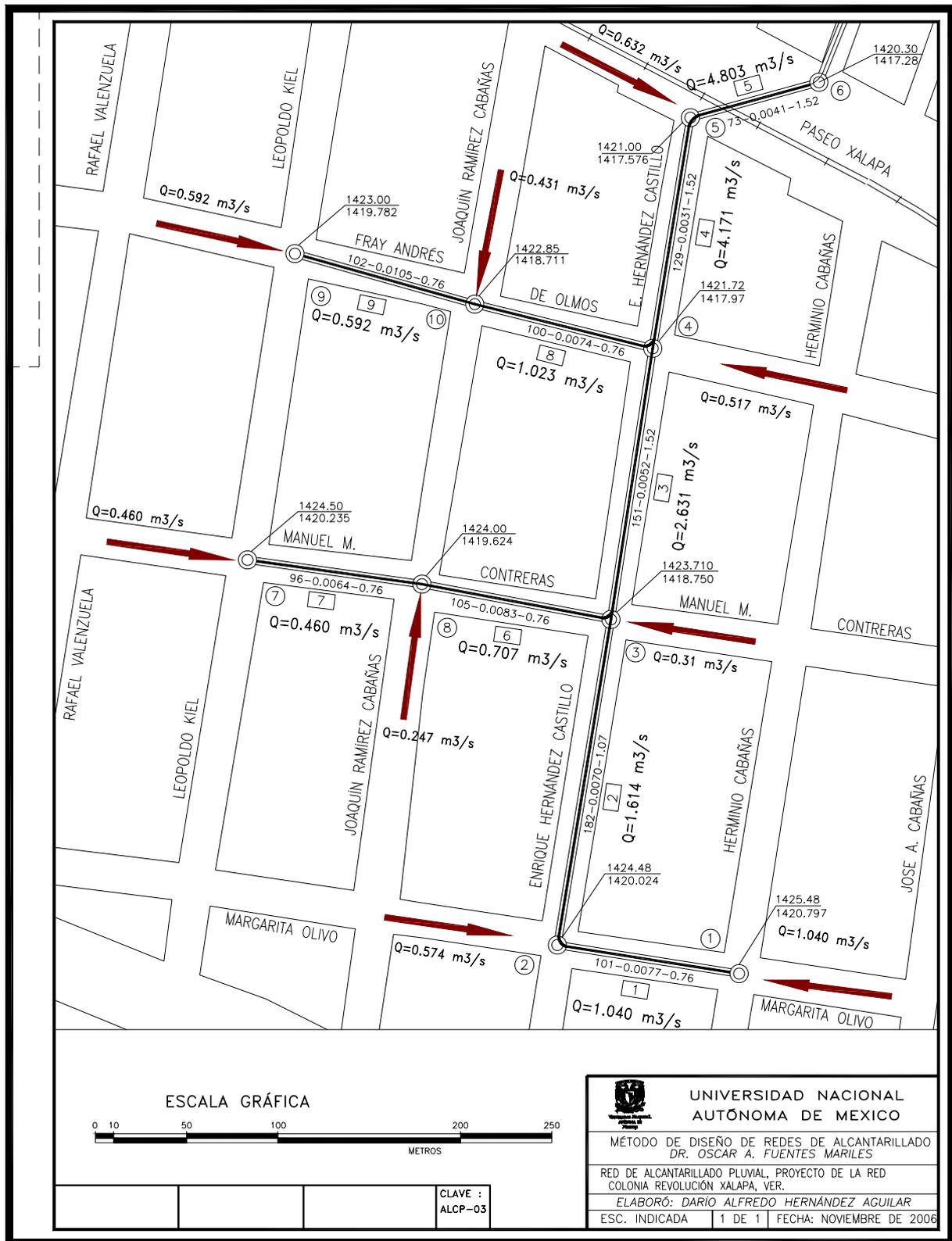


Figura 5.9 Proyecto de la red

CAPÍTULO 6
CONCLUSIONES

6 CONCLUSIONES

A lo largo del tiempo y en especial en los años recientes, debido al crecimiento poblacional, se observa que aumenta el volumen de desechos producidos y disminuye porcentualmente la cobertura de servicios apropiados. En los países en desarrollo, son diversas las explicaciones por la falta de atención con sistemas adecuados de alcantarillado. En el caso de México, los elevados costos para su construcción, operación y mantenimiento y la falta de recursos para el sector saneamiento básico dificultan la inmediata solución.

El diseño de una red, sea de distribución de agua o alcantarillado involucra una solución con base en un conjunto de diámetros propuesto de inicio, con diversas modificaciones durante el proceso de diseño. El conjunto de soluciones comprende sólo un número reducido de elementos, obtenidos, frecuentemente, por la experiencia del diseñador. La optimización por técnicas tradicionales es poco utilizada por la dificultad que presenta en su aplicación.

El presente trabajo ha pretendido aportar un método alternativo para el diseño de redes de alcantarillado, que ofrezca mejores resultados y con un diseño de red que siempre se acerca al óptimo. Se aplicó la optimización con Algoritmos Genéticos en combinación con una técnica para evaluar los costos de suministro y excavación, a una red de alcantarillado pluvial, el cual resulta ser un método innovador, y cuya robustez ha sido probada en redes de distribución de agua potable. Aquí se presentó por cuestión de espacio únicamente el último resultado, sin embargo, se puede probar una cantidad considerable de posibles soluciones en muy poco tiempo. El resultado presentado muestra que la técnica del Algoritmo Genético, en combinación con otras técnicas de cálculo –en este caso particular, el cálculo de costos-, encuentra soluciones óptimas en un número relativamente bajo de evaluaciones, lo que conlleva poco tiempo.

Sin embargo, cada evaluación contiene un número elevado de operaciones dentro de sí misma. Para tener una idea de la velocidad e innovación de esta poderosa técnica que evoca a la evolución biológica como estrategia para resolver problemas que cuentan con múltiples soluciones o, en apariencia, con ninguna, considérese la red de alcantarillado presentada en este trabajo. El problema específico a resolver es el diseño de 9 tramos de tubería; la entrada del Algoritmo Genético es un conjunto de soluciones potenciales a ese problema, -8 diámetros y 8 pendientes por tramo-, codificadas de forma binaria, midiendo la adaptación al ambiente del problema por medio de una función de aptitud que permite evaluar cuantitativamente a cada candidata. Estas candidatas son soluciones que ya se sabe que funcionan, con el objetivo de que el Algoritmo Genético las mejore, y que se generan aleatoriamente. Cada evaluación por medio del Algoritmo Genético prueba cada candidata de acuerdo con la función de aptitud –el costo de la red-, el cual involucra como mínimo 24 cálculos de suministros y 24 cálculos de excavaciones para cada potencial solución, analizando el funcionamiento hidráulico. Visto de esta manera no es demasiado. Después de la selección, cruza y mutación se prosigue con la siguiente generación; las variaciones aleatorias introducidas en la población pueden haber mejorado a algunos individuos, convirtiéndolos en mejores soluciones del problema, más completas o más eficientes. El proceso se repite. El resultado esperado es que la aptitud media de la población se incrementará en cada ciclo. Para los 9 tramos de tubería de la red, se realizan, entonces, un total de $8^9 = 134'217,728$ combinaciones de las soluciones, y dentro de cada una el número mínimo (24) de cálculos de costos, volúmenes, velocidad, tirantes. Es tal la cantidad de operaciones que, si se realizan con una técnica especializada -en forma manual es imposible- consumirían una

enorme cantidad de tiempo. Es conveniente aclarar que lo anterior no implica que el método pierda su eficiencia, porque encuentra soluciones de un nivel aceptable, en un tiempo competitivo, comparado con el resto de algoritmos de optimización.

Otra de las principales ventajas del método es que se simula el funcionamiento hidráulico deseado dentro del mismo Algoritmo, por lo que el modelo presenta una precisión limitada sólo por el grado de refinamiento que sea capaz de realizar la simulación.

Es de desear que esta propuesta en el diseño de redes de alcantarillado constituya el punto de partida de desarrollos posteriores que mejoren este método con el fin de resolver problemas de redes de alcantarillado sanitarias y pluviales, de mayor tamaño y grado de dificultad.

Que sea este método un pequeño paso, avance al fin, aun cuando falte demasiado camino por recorrer en el sentido de aprovechar el agua de lluvia, ya que, aunque su distribución en el espacio y en el tiempo es indefinida con exactitud, se debe de empezar la reutilización del agua pluvial para poder abatir el rezago que existe en la distribución de agua potable para localidades marginadas y en las periferias de las grandes ciudades. Por ello cobra gran importancia la disposición final del agua producto de la lluvia.

ANEXO A

FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

A. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

El funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado para conducir aguas residuales, pluviales, o ambas, depende de sus características físicas. Con base en el empleo de algunos de los Principios de la Hidráulica, así como la comprensión de varios aspectos de Hidrología, se analizan y dimensionan desde estructuras sencillas tales como bocas de tormenta hasta otras más complicadas como son las redes de tuberías y de canales.

Los conceptos básicos de Hidráulica, útiles para el diseño y revisión de una red de alcantarillado abarcan entre otros a los siguientes:

- 1) *Tipos de flujo*
- 2) *Ecuaciones fundamentales de:*
 - a. *Conservación de masa (o de continuidad)*
 - b. *Cantidad de movimiento*
 - c. *Energía*
- 3) *Conceptos de energía específica*
- 4) *Pérdidas de carga*
 - a. *Por fricción*
 - b. *Pérdidas locales*
- 5) *Perfiles hidráulicos*
- 6) *Salto hidráulico*
- 7) *Estructuras hidráulicas especiales*

En cuanto a los aspectos básicos de Hidrología se tienen entre otros a:

- 1) *Análisis de precipitaciones*
- 2) *Intensidades*
- 3) *Periodo de retorno*
- 4) *Métodos de tránsito de avenidas*

Incluyendo desde luego, las bases matemáticas de Probabilidad y Estadística.

Para un desarrollo completo de un proyecto que puede incluir, por ejemplo, estaciones de bombeo, se necesitan los servicios de ingenieros especialistas en estructuras, mecánica, electricidad y mecánica de suelos, lo cual queda fuera del alcance de este trabajo. Sin embargo, es conveniente mencionar lo anterior para obtener el mejor resultado en la elaboración de un proyecto integral.

Aun cuando cualquiera de los conceptos mencionados puede abarcar libros completos, aquí cada uno será mostrado en forma breve, y aplicado especialmente al tema.

A.1 VARIABLES HIDRÁULICAS DE INTERÉS

Las variables hidráulicas de interés son las características del flujo cuya determinación es fundamental para fines de diseño y de funcionamiento hidráulico. Para manejarlas se utilizará el

Sistema Internacional de Unidades –donde la masa es unidad fundamental y la fuerza es unidad derivada-.

Entre las variables hidráulicas más importantes se encuentran la velocidad media del flujo –que se considera en lo sucesivo como velocidad-, el gasto Q , en el caso de conductos a superficie libre el tirante del flujo, o bien, la presión en conductos cerrados trabajando completamente llenos -a presión-. Para su determinación puede requerirse el uso de ciertos parámetros hidráulicos básicos relativos a la sección transversal de una conducción (figura A.1) definidos como:

a) *Tirante (y)* Es la distancia vertical medida desde el punto más bajo de la sección del conducto hasta la superficie libre del agua. Este término se usa a menudo indistintamente con la profundidad o tirante de la sección d , el cual se mide de forma perpendicular al fondo del conducto, o la altura de la sección del canal conteniendo el agua. La relación entre tirante y profundidad es

$$d = y \cos \theta \quad (A.1)$$

donde θ es el ángulo formado entre el fondo del canal y la horizontal. Cuando el ángulo es pequeño –menor a 10° -, como sucede usualmente, entonces ambos, tirante y profundidad, pueden considerarse iguales. Se mide en unidades de longitud (m).

b) *Nivel del agua (h)*: Es la elevación o la distancia vertical del nivel de la superficie libre del agua con respecto a un plano horizontal de referencia. Si el punto más bajo de la sección del canal se ha elegido como la referencia, el nivel coincide con el tirante. Se mide en unidades de longitud (m).

g) *Radio hidráulico (R)* Es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado. Se mide en unidades de longitud (m).

$$R = \frac{A}{P} \quad (\text{A.3})$$

A.2 CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

La identificación del tipo de flujo en una conducción es esencial debido a que las ecuaciones de diseño solo son aplicables a ciertas condiciones del flujo o han sido desarrolladas para casos o intervalos específicos.

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

a) *Funcionamiento del conducto.* Una red de alcantarillado pluvial muy probablemente esté formada por conductos abiertos, cauces naturales y conductos cerrados. El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales sólo puede ser a *superficie libre* –formándose una interfase agua-aire-; por el contrario, en los conductos cerrados el flujo del agua puede ser a superficie libre –sección transversal parcialmente llena- o a presión –sección llena-.

En el diseño de una red de alcantarillado se recomienda que los conductos cerrados o tuberías trabajen con superficie libre como si fueran canales. De esta manera se aprovecha al máximo la capacidad de conducción de las tuberías, según se verá más adelante, y por otro lado 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. Considerando que lo más recomendable es que una red de alcantarillado funcione con superficie libre, en adelante el énfasis mayor será referido a conceptos relativos al flujo a superficie libre.

b) *Tiempo.* El flujo en un conducto a superficie libre es *permanente* si el tirante, velocidad y gasto en cualquier sección transversal del mismo, son constantes con respecto al intervalo de tiempo considerado. En caso contrario, es *no permanente*. Por ejemplo en un canal el tránsito de una avenida o la influencia de la marea aguas abajo corresponden a flujo no permanente.

c) *Distancia.* Cuando el criterio es el espacio, el tirante, la velocidad y el gasto en cualquier sección transversal a lo largo del conducto permanecen constantes, el flujo es *uniforme*. En el flujo *variado*, también llamado *no uniforme*, ocurre lo contrario.

Las características del flujo uniforme se satisfacen si el canal es prismático, caso que sólo se presenta en los artificiales. Se considera que el flujo uniforme es casi siempre permanente y, es un estado ideal que difícilmente se presenta en la realidad. Es útil suponer este tipo de flujo en canales rectos y largos, de sección, pendiente, geometría y rugosidad constantes, debido a que se simplifica el análisis.

El *flujo variado* se clasifica a su vez en *gradual*, *rápida* y *espacialmente variado*. En el gradualmente variado los tirantes y las velocidades en cada sección varían poco a poco a lo largo

de la conducción. En caso de que los tirantes y las velocidades cambien abruptamente en distancias cortas, como sucede por ejemplo en un salto hidráulico, el flujo se considera *rápidamente variado*.

En casos en que el gasto de un canal varía a lo largo del mismo debido a un vertedor lateral o de fondo el flujo es gradualmente variado, y principalmente, se le considera *espacialmente variado*.

$$\text{Flujo permanente} \begin{cases} \text{Uniforme} \\ \text{Variado} \begin{cases} \text{gradualmente} \\ \text{rápidamente} \\ \text{espacialmente} \end{cases} \end{cases}$$

d) *Fuerzas predominantes en el movimiento de un 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 de viscosidad o gravedad del fluido y fuerzas de inercia. En la mayoría de los flujos de agua encontrados en la práctica predominan las fuerzas inerciales. Cuando los efectos que ejercen las fuerzas de viscosidad son mayores a los de las fuerzas de inercia, el flujo se denomina *laminar* debido a que las partículas del agua parecen desplazarse en capas de pequeño espesor o líneas de corriente con trayectorias suaves. En cambio, cuando las fuerzas de inercia tienen mayor influencia que las fuerzas viscosas, las cuales son débiles, se le denomina *turbulento* debido a que las partículas siguen trayectorias irregulares y aleatorias. Entre ambos, existe un flujo al que se le llama *de transición*

Se mencionó anteriormente que en la mayoría de los análisis usuales del flujo en tuberías y canales el flujo será turbulento. El parámetro para clasificar los diferentes tipos de flujo –laminar, turbulento, o de transición- es el Número de Reynolds (tabla A.1), el cual relaciona la viscosidad con la inercia

$$R_e = \frac{VL}{\nu} \quad (\text{A.4})$$

donde R_e es el Número de Reynolds adimensional, V es la velocidad media del flujo (m/s), L una longitud característica (m), y ν la viscosidad cinemática del fluido (m^2/s). La longitud característica es el radio hidráulico R de la sección del conducto; en tuberías a presión es el diámetro D y en conductos a superficie libre es $4R$.

Tabla A.1 Números de Reynolds.

Tipo de flujo	Conducciones a	
	presión	superficie libre
Laminar	$R_e < 2,300$	$R_e < 500$
De transición	$2,300 \leq R_e \leq 4,000$	$500 \leq R_e \leq 12,500$
Turbulento	$R_e > 4,000$	$R_e > 12,500$

El flujo turbulento con superficie libre puede aun 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*.

La velocidad de fricción o de cortante

$$v_* = \sqrt{gR S_f} \quad (\text{A.5})$$

en m/s, permite determinar el subtipo en flujo turbulento; v es la velocidad al cortante (m/s), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), R es el radio hidráulico (m), S_f es la pendiente de fricción, la cual se verá con mayor detalle más adelante.

Definiendo a la rugosidad absoluta k_s como la característica de la altura de las imperfecciones de la pared del conducto, y cuyos valores se hallan tabulados, se determinan los siguientes criterios para flujo en pared (Schlichting, 1968).

a) Hidráulicamente lisa

$$0 < \frac{v_* k_s}{\nu} \leq 5 \quad (\text{A.6})$$

b) Hidráulicamente de transición

$$5 < \frac{v_* k_s}{\nu} \leq 70 \quad (\text{A.7})$$

c) Hidráulicamente rugosa

$$\frac{v_* k_s}{\nu} > 70 \quad (\text{A.8})$$

e) *Nivel de energía*. Hay otra clasificación de los estados de flujo en la que se toman en consideración el efecto de la gravedad o bien las condiciones de control, relacionados estrechamente con el nivel de energía contenido en el propio flujo. El efecto se representa por una relación de las fuerzas de inercia a las fuerzas de gravedad, conocida como el *Número de Froude*

$$F = \frac{V}{\sqrt{(g \cos \theta / \alpha) (A / B)}} = \frac{V}{\sqrt{(g \cos \theta / \alpha) Y}} \quad (\text{A.9})$$

donde F es el número de Froude, (adimensional), V la velocidad media del flujo (m/s), g la aceleración de la gravedad (m/s^2), A el área hidráulica de la sección transversal del canal, B es el ancho de la superficie libre –ambos términos ya se han definido con anterioridad–, Y es el tirante hidráulico, (m) definido en la ecuación A.2, α es el coeficiente de corrección de la energía cinética, adimensional, y θ el ángulo de inclinación de la plantilla respecto de la horizontal. Si $\theta \leq 8^\circ$, $\cos \theta \approx 1$ y $\alpha = 1$, queda

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (\text{A.9 a})$$

Cuando $F = 1$, $V = \sqrt{gY}$, el flujo es en régimen crítico.

Cuando $F < 1$, $V < \sqrt{gY}$, el flujo es en régimen subcrítico, siendo mayor la fuerza de gravedad que la de inercia, puesto que el flujo ocurre con poca velocidad, tranquilo.

El tercer caso, cuando $F > 1$, $V > \sqrt{gY}$, el flujo es en régimen supercrítico, siendo mayor la fuerza de inercia que la de gravedad, puesto que el flujo ocurre a gran velocidad, rápido o torrencial.

Las ecuaciones anteriores son válidas cualquiera que sea la geometría de la sección del canal. Sin embargo, se debe mencionar que el coeficiente α varía realmente con el tirante. Por lo tanto el grado de precisión es suficiente aunque las ecuaciones no sean del todo exactas.

A.3 ECUACIONES BÁSICAS.

Desarrolladas por completo en la mecánica de fluidos, las ecuaciones básicas de la Hidráulica se derivan de los principios fundamentales de: *conservación de la materia o transporte de masa*, *impulso o cantidad de movimiento*, y *conservación de la energía*, aplicados a un volumen de control. El principio de la conservación de la materia o de transporte de masa da origen a la ecuación de la *continuidad*, la cual se puede simplificar de acuerdo al tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis a considerar. De la segunda ley de Newton, y de la forma en que se aplique ésta, se obtienen dos ecuaciones: la primera de ellas llamada de la conservación de la energía (componente escalar); y la segunda (componente vectorial) del impulso y cantidad de movimiento. También estas ecuaciones se presentan en formas generales que se pueden simplificar o adaptar según el tipo de flujo que se presenta o el fenómeno que se quiere analizar.

La aplicación particular de uno o varios de los principios de conservación en un problema real permite definir una ecuación o un conjunto de ecuaciones cuya solución en un instante representa las condiciones del flujo y valúa aquellas variables de interés relativas al flujo.

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

A continuación y con más detalle se presentan las ecuaciones fundamentales de la Hidráulica, para analizar el escurrimiento del agua en conducciones a presión o con superficie libre, así como algunas de las formas que pueden tomar en casos concretos encontrados en redes de alcantarillado.

A.3.1 Continuidad

El principio de conservación de masa o de continuidad establece que *“La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa a un volumen de control y aquella que se extrae del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen”*, lo cual escrito en términos matemáticos equivale a

$$\frac{dV}{dt} = \sum m_e - \sum m_s \quad (A.10)$$

donde $\frac{dV}{dt}$ es el incremento o decremento de volumen –cambio de volumen respecto al tiempo.

En el miembro derecho de la ecuación el primer término es la suma de la masa que entra al volumen de control y el segundo término la que sale.

La cantidad de agua en el volumen de control, así como la que entra o sale del mismo podrá cuantificarse en unidades de: masa (kg), peso (N) o de volumen (m^3) por unidad de tiempo (s) quedando (kg/s , N/s o m^3/s), siendo las últimas las que dan origen al concepto de flujo volumétrico o gasto (Q), tan común en la práctica. El gasto puede ser evaluado en una sección transversal de un flujo si se conocen la velocidad media del flujo y el área hidráulica, pues su producto es precisamente igual al gasto.

$$Q = AV \quad (A.11)$$

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

La ecuación A.10 puede ser usada para realizar tránsitos de avenidas en vasos o almacenamientos donde interesa obtener la variación de nivel con respecto al tiempo, de acuerdo a un hidrograma de entrada al vaso y una política de operación de extracciones del mismo.

Otra aplicación consiste en el flujo en una tubería o en un cauce, donde pueden seleccionarse dos secciones transversales (sean éstas las secciones 1 y 2, respectivamente), separadas entre sí cierta distancia en la cual no existan aportaciones o extracciones de agua. Si se considera flujo permanente, es decir, que el gasto no varía con el tiempo, entonces la cantidad de agua por unidad de tiempo que ingresa al volumen de control será igual a aquella que lo abandona. De esta forma, expresando la ecuación de continuidad como flujo volumétrico se obtiene

$$Q_1 = Q_2 \text{ ó } A_1V_1 = A_2V_2 \quad (\text{A.12})$$

La propia ecuación A.10 puede emplearse en redes de alcantarillado, de distribución de agua potable o en cauces donde existen confluencias o conexiones de tuberías (en ocasiones llamadas nudos). Basta asignar un signo (positivo o negativo) a aquellos flujos que ingresan al nudo siendo entonces los flujos de egreso de signo contrario. Así, la ecuación A.10 toma la forma

$$\sum q_e = \sum q_s \quad (\text{A.13})$$

donde el primer miembro se refiere a la suma de los gastos de ingreso al nudo (entrada) y el segundo miembro a la suma de los gastos que abandonan el nudo (salida). Finalmente, un desarrollo un poco más complicado permitirá establecer la ecuación de continuidad en flujo no permanente sin considerar aportaciones o extracciones laterales (Chaudhry, 1993), es una de las bases para el tránsito de avenidas en colectores:

$$V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (\text{A.14})$$

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

A.3.2 Cantidad de movimiento

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

$$F = ma \quad (\text{A.15})$$

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

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

$$F = \frac{d(\beta mV)}{dt} \quad (\text{A.16})$$

El producto de la masa por la velocidad (mV) es conocido como cantidad de movimiento. Como se mencionó al inicio de esta sección, la suma de fuerzas, así como la velocidad o la aceleración deben expresarse en términos vectoriales.

La ecuación A.16 puede ser aplicada a un volumen de control en un canal donde al realizar la suma de las fuerzas que actúan sobre el mismo (presión, peso propio y fricción) y considerando flujo no permanente (Chaudhry, 1993) se obtiene

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial Y}{\partial x} = g(S - S_f) \quad (\text{A.17})$$

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

La expresión A.17 es la ecuación de cantidad de movimiento para flujo no permanente con superficie libre y se emplea en conjunto con la ecuación de continuidad (ecuación 3.14) para realizar tránsitos de avenidas en cauces o en colectores. A ambas se les denomina como “*Ecuaciones de Saint Venant*” por haber sido Barré de Saint Venant quien las desarrolló en 1871.

A.3.3 Energía

La energía total contenida en un fluido en movimiento es la suma de las energías correspondientes a la posición o elevación del flujo con respecto a un nivel de referencia (energía potencial), la presión estática (energía de presión) y la presión dinámica (energía cinética); lo cual expresado en términos matemáticos para un flujo con superficie libre se puede escribir como

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{A.18})$$

donde

H	Energía total o carga hidráulica (m).
z	Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre (m), el cual equivale a la carga de posición.
y	Tirante del flujo o carga de presión en conducciones con superficie libre (m).
V	Velocidad media del flujo (m/s).
g	Aceleración de la gravedad (m/s^2).
α	Coefficiente de Coriolis o de energía (adimensional).
$V^2/2g$	Carga de velocidad (m).

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

De acuerdo al principio de conservación de la energía aplicado a un flujo con superficie libre, “*La energía contenida en un flujo no cambia a lo largo de la trayectoria del mismo, solo existen transformaciones entre sus componentes*”, entre dos secciones transversales del flujo (figura A.2) se obtiene la ecuación de la energía (Chaudhry, 1993):

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h \quad (\text{A.19})$$

donde el último término es la suma de las pérdidas por fricción y locales entre las secciones 1 y 2. Estas pérdidas representan energía no recuperable, por tratarse de formas de energía irreversibles causadas por rozamiento o energía disipada en forma de calor o ruido, así como también otras pérdidas que ocurren en las discontinuidades geométricas del flujo –por ejemplo, estrechamientos, ensanchamientos, codos- llamadas también pérdidas singulares. Más adelante se definen estas pérdidas.

Cuando no se toman en cuenta las pérdidas de carga en la ecuación A.19 se tiene la ecuación de Bernoulli, la cual es igual a una constante que define un horizonte de energía, esto es, la línea de energía máxima disponible en el flujo. Es relativa y depende de la sección en la que se inicie el análisis.

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

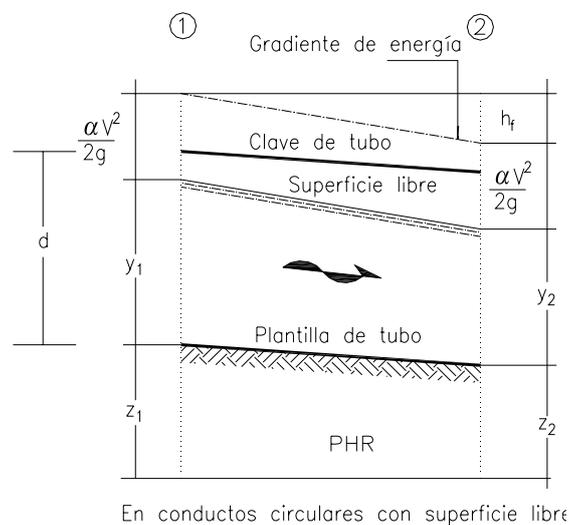


Figura A.2 Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones transversales.

A.3.4 Energía específica

Si en la ecuación A.18 no interviene la energía de posición por ser constante, de acuerdo a un nivel de referencia elegido previamente, entonces se trata de la ecuación de energía específica E (m):

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{A.20a})$$

si se aplica la ecuación de continuidad

$$E = y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (\text{A.20b})$$

La importancia de esta ecuación radica en la obtención de ciertos parámetros del flujo de acuerdo a su nivel de energía (régimen subcrítico, crítico o supercrítico). El área A está en función únicamente del tirante y , y, si el gasto se mantiene constante, la energía específica también será función del mismo tirante. Si se grafica esta ecuación se obtiene una curva como la que se muestra en la figura A.3, la cual indica que hay sólo un punto donde la energía específica E_c es la mínima con la que puede pasar el gasto a través de la sección y , por tanto, existe un solo tirante y_c y una sola velocidad V_c

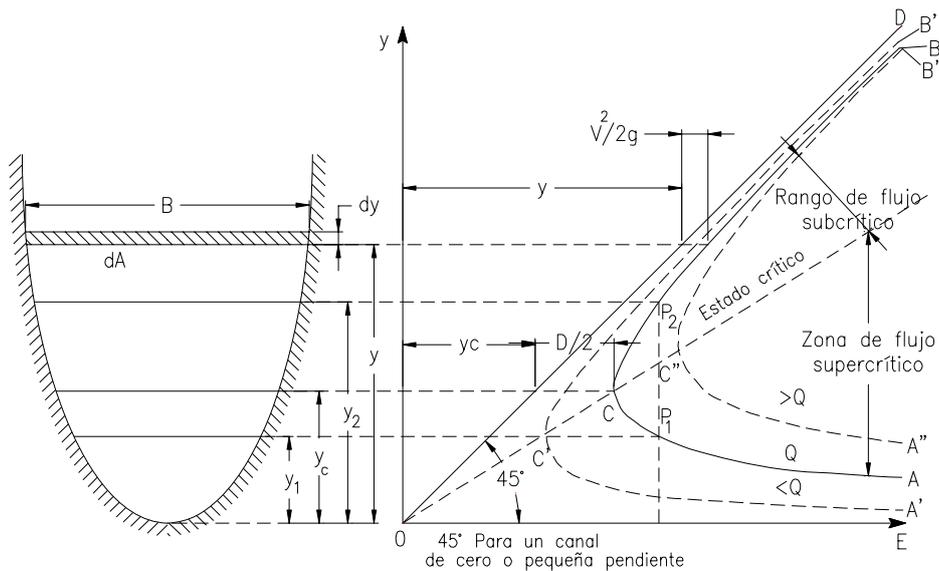


Figura A.3 Curvas energía específica-tirante-gasto constante

$$E_c = y_c + \alpha \frac{V_c^2}{2g} \quad (\text{A.20 c})$$

y_c y V_c son el tirante crítico y la velocidad crítica, respectivamente.

Si el tirante es mayor que y_c , la velocidad es menor que V_c para el gasto dado, de modo que la rama superior de la curva E corresponde a un régimen de flujo con tirante grande y velocidad pequeña, llamado flujo subcrítico o tranquilo. Por el contrario, cuando el tirante es menor que y_c , la velocidad es mayor que V_c y el régimen de flujo que se presenta es el supercrítico o rápido, con

tirante pequeño y gran velocidad. El tirante y la velocidad en cada régimen adquieren el nombre que corresponda: subcrítico o supercrítico. Cuando ambos tirantes tienen el mismo nivel de energía se les llama tirantes alternos.

En base a la ecuación A.20 es posible determinar el tirante crítico si se considera el gasto constante, la pendiente pequeña y α constante

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3 / \alpha} \frac{dA}{dy} = 1 - \frac{V^2}{gA / \alpha B} \quad (\text{A.21a})$$

En el estado crítico de flujo la energía específica es mínima, o $\frac{dE}{dy} = 0$, la ecuación A.21a se transforma en

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{Y}{2} \quad (\text{A.21b})$$

Este es el criterio para flujo crítico el cual establece que en el estado crítico del flujo la altura de velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica.

La ecuación A.21b se escribe como

$$\frac{V}{\sqrt{gY}} = 1 \quad (\text{A.21c})$$

Lo que significa que $F=1$

El segundo término del miembro derecho de la ecuación A.21a es el número de Froude elevado al cuadrado

$$\frac{dE}{dy} = \left(1 - \frac{Q^2 B}{gA^3 / \alpha} \right) = 1 - F^2 \quad (\text{A.21d})$$

igualando a cero se define el número de Froude

$$F_c = \frac{V_c}{\sqrt{g A_c / \alpha B_c}} = 1 \quad (\text{A.21e})$$

$$\frac{Q^2}{g / \alpha} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad (\text{A.21f})$$

donde Q es el gasto (m^3/s), g la aceleración de la gravedad (m/s^2), A_c el área hidráulica en régimen crítico (m^2), Y el tirante medio, B_c el ancho de superficie libre a régimen crítico (m).

A.3.5 Función cantidad de movimiento o Fuerza específica

El principio de impulso y cantidad de movimiento es de gran importancia en el análisis del flujo a superficie libre, cuando no se conoce la pérdida que ocurre en el fenómeno a analizar y no es posible utilizar el principio de la conservación de la energía.

La figura A.4 analiza el salto hidráulico, de aquí se define la función cantidad de movimiento como (Sotelo, *Hidráulica de canales*, 2002)

$$M = \frac{Q^2}{gA} + y'_G A \quad (\text{A.22})$$

donde M es la cantidad de movimiento; Q el gasto (m^3/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2); A el área hidráulica (m^2); y'_G la profundidad desde la superficie libre del agua hasta el centro de gravedad de la sección (m). A la cantidad de movimiento se le conoce también como fuerza específica, porque se establece por unidad de peso [$\text{kg}_f/(\text{kg}_f/\text{m}^3)$].

En esta ecuación, para una sección y gasto dados, M es función sólo del tirante, tal como en la energía específica. La representación gráfica $M - y$ (figura A.4) consiste en una curva similar a la $E - y$ de la energía específica, con la rama inferior asintótica al eje horizontal, mientras que la rama superior se eleva y extiende indefinidamente a la derecha. Asimismo, para un valor único de M , la curva tiene dos tirantes y_1 y y_2 llamados tirantes conjugados. El conjugado mayor corresponde a flujo subcrítico y el menor a supercrítico. El punto C de la figura A.4c corresponde al tirante crítico.

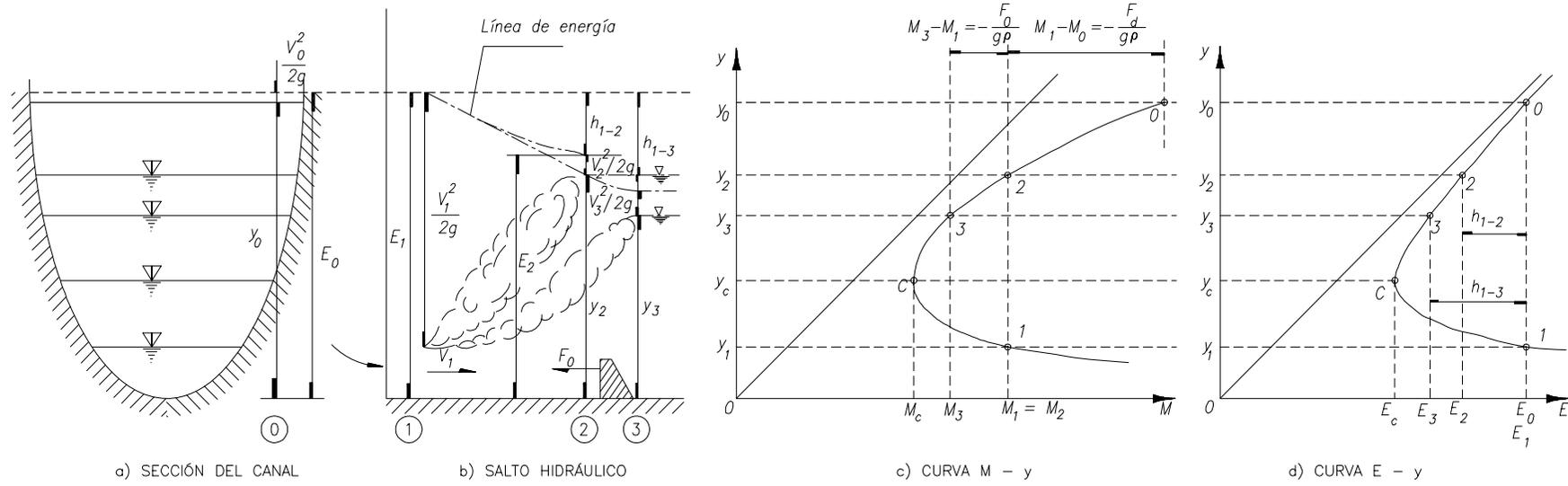


Figura A.4 Análisis del salto hidráulico.

Cuando se observa en la gráfica de energía específica se nota que los tirantes conjugados (figura A.4d), no poseen la misma energía ($E_1 \neq E_2$). Esto se debe a la pérdida de energía que ocurre en el salto por la turbulencia.

A.4 PÉRDIDAS DE CARGA

El agua, como cualquier otro fluido, tiene una viscosidad finita. Debido a esto, en cualquier fenómeno de flujo se presenta una transformación de energía cinética en calor, debido esto al trabajo que realizan las fuerzas viscosas. En vista de que el calor es una forma de energía que puede ser considerada como pérdida en un sistema mecánico, en Hidráulica se denomina también a la energía transformada pérdida o disipación de energía.

Se diferencian dos formas de pérdida de energía indicadas en la ecuación A.19: la concentrada –denominada pérdida local-, y la distribuida en forma continua –denominada pérdida por fricción o por rozamiento-. La *pérdida local* de energía se origina primordialmente por efecto de los esfuerzos internos por cortante, que se producen en zonas de separación del flujo, de dimensiones limitadas (por cambios de dirección, área, accesorios de cierre, etc.). Las *pérdidas por fricción o rozamiento* se presentan a causa de los esfuerzos cortantes que se originan entre la pared lisa o rugosa y el flujo. En conducciones de gran longitud, la magnitud de las pérdidas locales puede ser pequeña en comparación con la magnitud de las pérdidas por fricción, por lo que a las pérdidas locales también se les llama *pérdidas menores*.

Las pérdidas por fricción se pueden evaluar según la expresión general

$$h_f = S_f L \quad (\text{A.23})$$

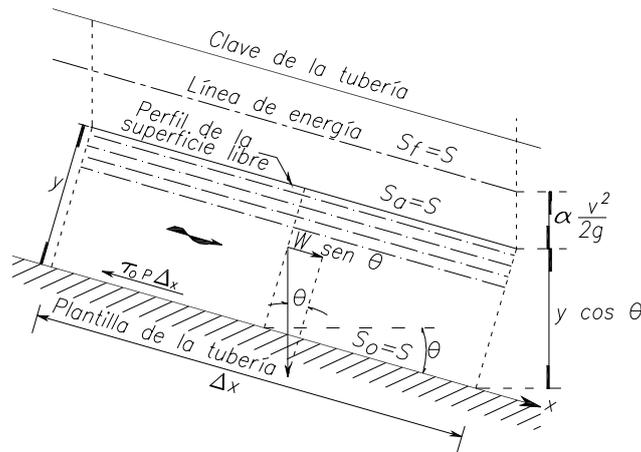
donde h_f es la pérdida de carga por fricción (m); S_f la pendiente de fricción o pendiente de la línea de energía (adimensional); L la longitud del tramo donde se evalúan las pérdidas (m).

El flujo uniforme rara vez ocurre en canales naturales; no obstante, a menudo se admite esta hipótesis en los cálculos. Los resultados son aproximados, sin embargo, satisfactorios para fines prácticos.

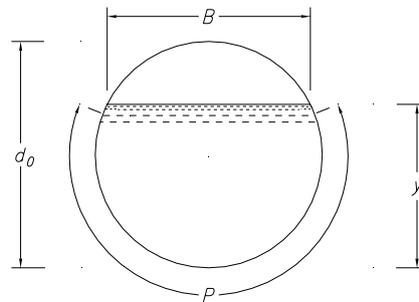
Por definición el flujo uniforme se presenta cuando:

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

En la red de alcantarillado del capítulo 6, a manera de ejemplo, se considera el funcionamiento hidráulico a flujo uniforme, por lo que las pérdidas por fricción se calculan con la ecuación A.23, y la pendiente de fricción coincide con la plantilla del canal.



a) Corte longitudinal



a) Sección transversal

Figura A.5 Volumen de control en flujo uniforme

En el conducto a superficie libre de sección circular donde el flujo es uniforme, de acuerdo a la figura A.5, la velocidad media y el tirante permanecen constantes. Al aplicar la ecuación de cantidad de movimiento al volumen de control de longitud Δx entre dos secciones, el componente de la fuerza del peso en la dirección del movimiento debe ser igual a la fuerza de fricción, calculada a través del esfuerzo tangencial medio τ_o , producida en el fondo y las paredes, puesto que el cambio en la cantidad de movimiento es cero.

$$g\rho A \Delta x \text{sen}\theta - \tau_o P \Delta x = 0 \quad (\text{A.24})$$

Si R_h es el radio hidráulico de la sección y $\text{sen}\theta$ se representa por S, τ_o no depende de x

$$\tau_o = g\rho R_h S \quad (\text{A.25})$$

En el caso de que θ sea pequeño, S se confunde con la pendiente del canal ($\tan\theta$); de lo contrario debe interpretarse como $\text{sen}\theta$.

θ es, asimismo, el ángulo de inclinación de la línea de energía respecto de la horizontal y por tanto S también representa a la pendiente hidráulica en el tramo Δx

$$S = \frac{\Delta h_f}{\Delta x} = \text{sen} \theta \quad (\text{A.26})$$

donde Δh_f es la pérdida por fricción que se produce en dicho tramo.

La ecuación A.25 también se puede escribir como sigue

$$v = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g R_h S} \quad (\text{A.27})$$

Las dimensiones del término v corresponden a los de una velocidad, y por ello es común designarlo como velocidad de fricción. Equivale a una forma de representar a τ_o relacionado con la densidad del agua.

El esfuerzo tangencial que produce el flujo turbulento se supone proporcional al cuadrado de la velocidad

$$\tau_o = K \rho V^2 \quad (\text{A.28})$$

donde K es el factor de proporcionalidad, sin dimensiones. Al sustituir la ecuación A.28 en la ecuación A.27, resulta

$$V = C \sqrt{R_h S} \quad (\text{A.29})$$

Esta ecuación fue desarrollada por Antoine Chézy entre 1769 y 1775, donde V es la velocidad media, R_h es el radio hidráulico, S es la pendiente de la línea de energía y C es un factor de resistencia al flujo, conocido como C de Chézy.

El coeficiente de Chézy, $C = \sqrt{g/K}$ es un factor de fricción, con dimensiones de \sqrt{g} , y se considera similar a f de la ecuación de Darcy-Weisbach

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{A.30})$$

empleada en los conductos a presión. Si la ecuación A.29 se hace extensiva a canales con $D = 4 R_h$, la velocidad media es

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{R_h S} \quad (\text{A.31})$$

Si se divide esta ecuación entre la A.27

$$\frac{V}{v} = \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (\text{A.32})$$

Asimismo

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (\text{A.33})$$

Se establece que los factores de fricción C de Chézy y f de Darcy-Weisbach (éste último sin dimensiones) se relacionan por medio de la ecuación A.32; ambos dependen del número de Reynolds y de la rugosidad relativa del canal.

De las ecuaciones A.31 y A.32 se obtiene

$$\frac{V}{v} = \frac{C}{\sqrt{g}} \quad (\text{A.34})$$

Estos resultados muestran que existe analogía entre la determinación de la fricción en conductos a superficie libre y en conductos a presión, con lo cual sólo sería suficiente que en las ecuaciones para conductos a presión se utilizara $4R_h$ en lugar del diámetro y se aplique a los conductos a superficie libre. Sin embargo, la consideración para llegar a esta conclusión es la aceptación de un esfuerzo tangencial medio uniforme sobre toda la pared, dependiendo sólo de R_h como parámetro único que caracteriza la forma de la sección.

A.4.1 Factores de fricción en conductos a superficie libre

No ha sido posible obtener factores de fricción C o f en canales de pared lisa o rugosa, como se han obtenido en los tubos de pared similar, ni tampoco un diagrama universal de Moody para conductos a superficie libre. Incluso los límites, según el número de Reynolds, de la zona de transición no están bien definidos. Para el inferior se acepta el valor de 500; el superior puede llegar hasta 12 500.

La ecuación de Colebrook-White aplicable a tubos en la zona de transición

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (\text{A.35})$$

se transforma en el caso de conductos a superficie libre adoptando la siguiente forma general

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{C}{\sqrt{8g}} = -\alpha_1 \log\left(\frac{\alpha}{R_e \sqrt{f}} + \frac{k_s / R_h}{c}\right) \quad (\text{A.36})$$

donde α_1 , a y c son coeficientes, los dos últimos varían de acuerdo con el comportamiento de la pared y la forma de la sección.

A.4.2 Fórmula de Manning

La ecuación de Manning, desarrollada por Robert Manning, de carácter empírico, es la más conocida en todo el mundo, y valúa el coeficiente C de Chézy en la forma

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (\text{A.37})$$

donde n es un nuevo factor de fricción llamado coeficiente de Manning, que por ser aplicable a conductos a superficie libre hidráulicamente rugosos, depende sólo de la rugosidad de la frontera y es independiente del número de Reynolds. Si se sustituye la ecuación A.36 en la ecuación A.29 resulta

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{A.38})$$

Esta es la ecuación de Manning. La fórmula de Manning es la más empleada por su sencillez y porque se dispone de gran cantidad de datos para estimar el coeficiente de rugosidad “ n ”. Además, es recomendada en el cálculo de flujos con superficie libre y en conductos cerrados con sección parcialmente llena. En la ecuación anterior V es la velocidad media del flujo (m/s); n es el coeficiente de rugosidad ($\text{s/m}^{1/3}$); R_h es el radio hidráulico (m); S es la pendiente de fricción (adimensional).

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

Existen varios factores que afectan el valor del coeficiente de rugosidad, entre los que se encuentran: 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 A.3 se presentan algunos valores de n .

Tabla A.3 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 ½" x 2½"):	
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 0.400
- 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

A.4.3 Pérdidas locales

Las pérdidas locales o menores son generadas por transiciones (cambios de sección), uniones de tuberías, curvas (cambios de dirección), entradas, salidas, obstrucciones, y dispositivos de control tales como orificios y compuertas. Tales pérdidas de carga ocurren en cortas distancias y son representadas como una caída en la línea de gradiente de energía. Cuando $L/D \gg 1,000$ las pérdidas locales son generalmente muy reducidas en comparación con las de fricción por lo que suelen despreciarse.

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

$$h = K \frac{V^2}{2g} \quad (\text{A.39})$$

donde K es el coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida, tipo de flujo (a presión o a superficie libre), del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo; $V^2/2g$ es la carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo.

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

a) Pérdidas por transición. Implican un cambio de sección transversal. Si los tirantes son mayores que el tirante crítico, las pérdidas de carga en contracciones y expansiones pueden relacionarse directamente con la diferencia de alturas cinéticas antes y después del cambio de sección transversal.

Contracción

$$H_c = K_c \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \text{ para } V_2 > V_1 \quad (\text{A.40})$$

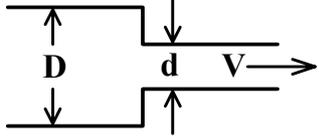
Expansión

$$H_e = K_e \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \text{ para } V_1 > V_2 \quad (\text{A.40b})$$

donde H_c y H_e son las pérdidas de carga (m) por contracción y expansión, respectivamente; K_c y K_e los coeficientes de pérdida por contracción y expansión (adimensionales); y los demás términos representan la diferencia de cargas de velocidad (m) entre las secciones 1 y 2 correspondientes a la entrada y a la salida de la transición. Los valores de los coeficientes K_c y K_e se indican en la tabla A.4.

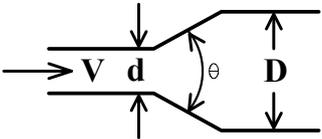
Tabla A.4 Coeficientes de pérdida por contracción (K_c) y por expansión (K_e).

(a) Contracción K_c .



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

(b) Expansión K_e .

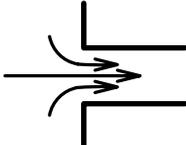
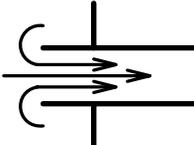
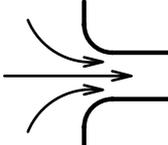


θ^*	D/d = 3	D/d = 1.5
10	0.17	0.17
20	0.40	0.40
45	0.86	1.06
60	1.02	1.21
90	1.06	1.14
120	1.04	1.07
180	1.00	1.00

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

b) Pérdidas por entrada. Las pérdidas por entrada se calculan mediante un coeficiente de pérdida, según la ecuación A.39. Las condiciones que intervienen en las pérdidas de carga a la entrada de un canal abierto que sale de un depósito son similares a las de tuberías a presión. Sin embargo, faltan datos experimentales. Puede ser suficientemente conservador estimar las pérdidas como si se tratara de un conducto cerrado. En la tabla A.5 se indican algunos de sus valores cuando se trata de almacenamientos.

Tabla A.5 Coeficiente de pérdidas por entrada desde un almacenamiento.

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

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

En una unión, el flujo de las tuberías que llegan a la misma debe incorporarse a la tubería de salida de forma suave, evitando turbulencias, que generen altas pérdidas de carga. Entre los factores que generan esto último se encuentran: ángulos mayores de 60° entre las tuberías de llegada y de salida, grandes diferencias de cotas de plantilla entre ambas -mayores a 15 cm-, y la ausencia de un canal de encauzamiento en el fondo de la estructura de unión en el caso de tuberías.

Las pérdidas de carga en pozos de visita en redes de alcantarillado varían típicamente del 20 al 30% de las pérdidas totales de carga. En ciertos casos pueden ser mayores, sin embargo, para evitarlo deben hacerse diseños cuidadosos y vigilar que las especificaciones se cumplan durante la construcción del sistema.

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

$$H_p = 0.05 \frac{V^2}{2g} \quad (\text{A.41})$$

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

En las figuras A.6, A.7 y A.8 se muestra la forma de calcular las pérdidas de carga por turbulencia en ciertos casos encontrados usualmente en tuberías de redes de alcantarillado, entre los que se encuentran: uniones en cajas, pozos de visita y curvas hechas con tramos de tubería o con piezas especiales.

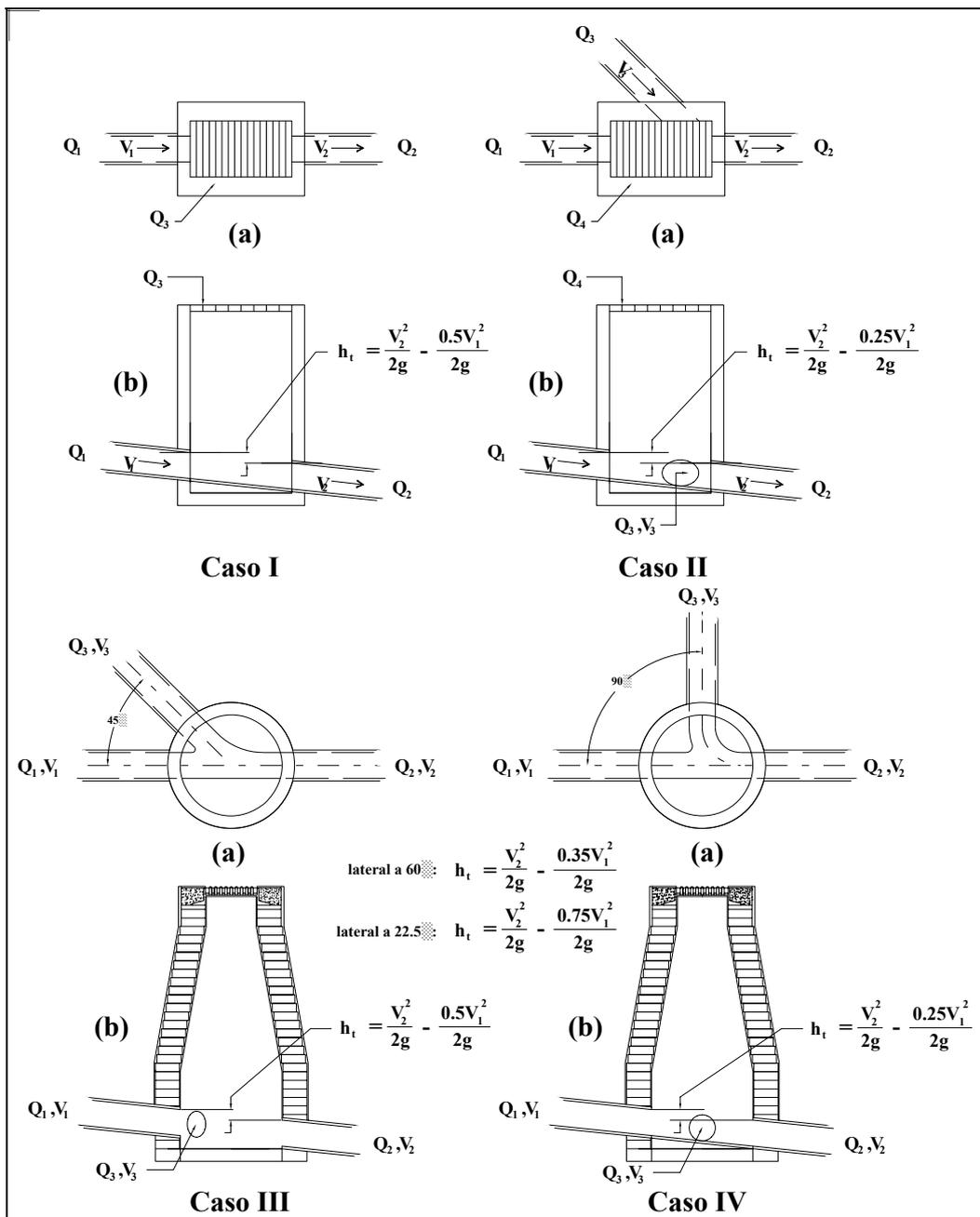
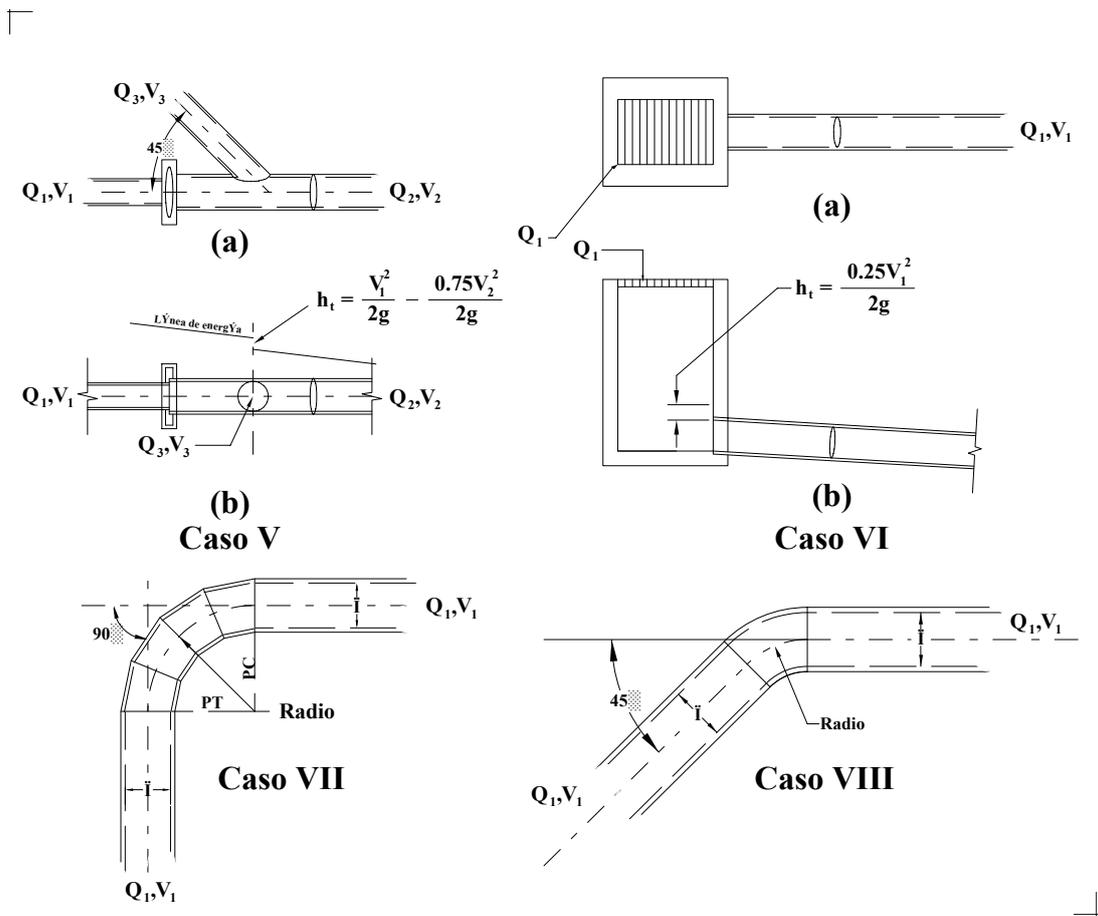


Figura A.6 Pérdidas menores por turbulencia en estructuras:
 Caso I Alcantarilla en la línea principal (a) planta y (b) corte.
 Caso II Alcantarilla en la línea principal con ramal lateral (a) planta y (b) corte.
 Caso III Pozo de visita en la línea principal con ramal a 45° (a) planta y (b) corte.
 Caso IV Pozo de visita en la línea principal con ramal a 90° .



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

Figura A.7 Pérdidas menores por turbulencia en estructuras:
 Caso V Conexión en "Y" de 45° (a) planta y (b) corte.
 Caso VI Cabeza de atarjea al principio de una línea (a) planta y (b) corte.
 Caso VII Curvas a 90°, y Caso VIII Curvas donde el radio de la curva es igual al diámetro de la tubería.

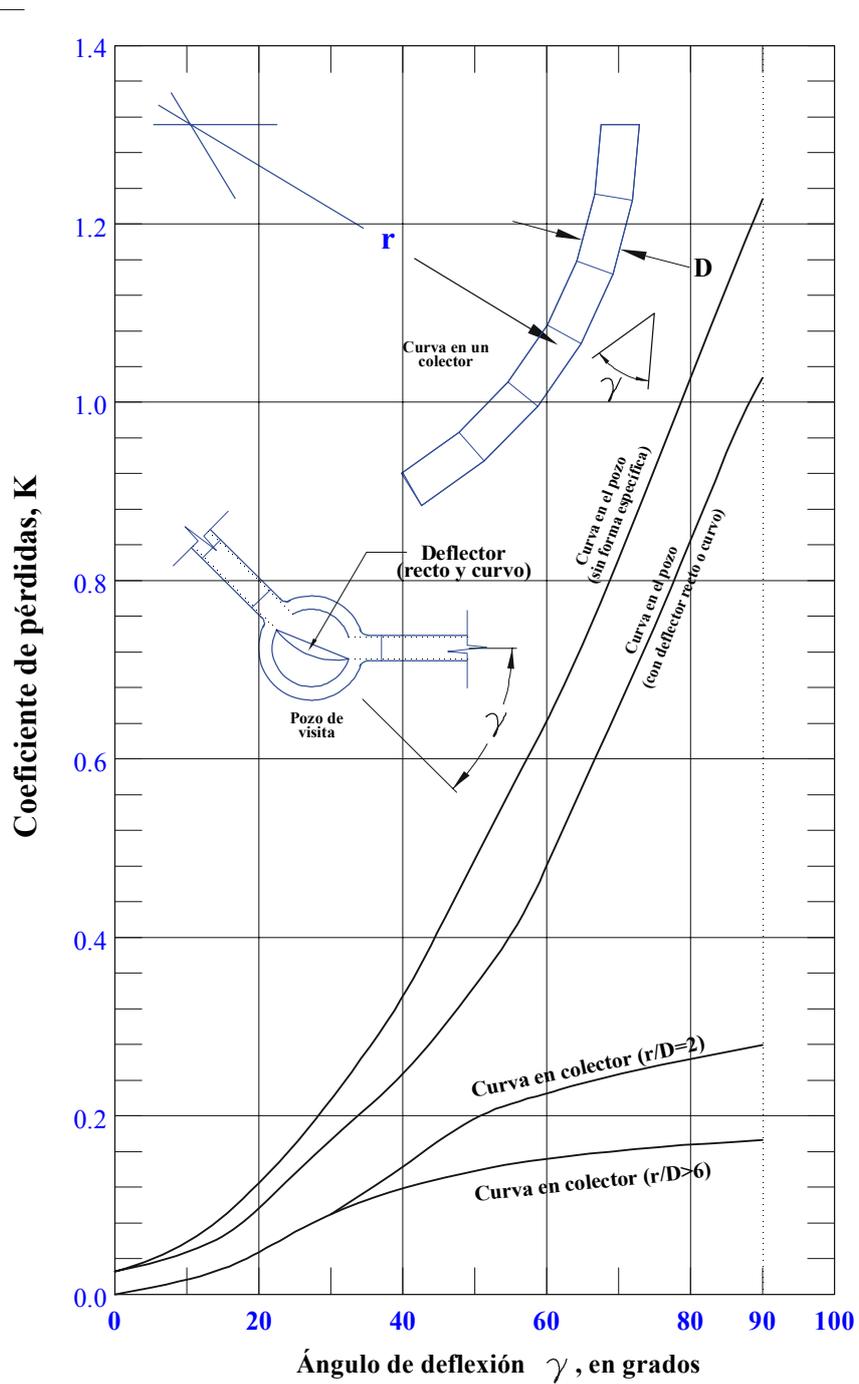


Figura A.8 Coeficiente de pérdida de carga en curvas de colectores

d) Coeficiente de pérdidas en curvas. Las pérdidas en curvas en canales abiertos pueden ser estimadas utilizando los coeficientes anotados en la tabla A.6, en conjunción con la ecuación A.39. 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 A.8 y la ecuación A.39. Los valores obtenidos de la figura A.8 corresponden a flujos con altos números de Reynolds, tales como los que se encuentran en la práctica.

Tabla A.6 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

e) Coeficiente de pérdidas por salida. Esta pérdida por salida vale (Figura A.9):

$$h_s = K \frac{(V_s - V_2)^2}{2g} \quad (\text{A.42})$$

donde K se obtiene de la tabla A.7

Tabla A.7 Coeficientes de pérdida por salida

A_2/A_1	K
0.1	0.83
0.2	0.84
0.3	0.85
0.4	0.87
0.5	0.88
0.6	0.90
0.7	0.92
0.8	0.94
0.9	0.965
1	1.0

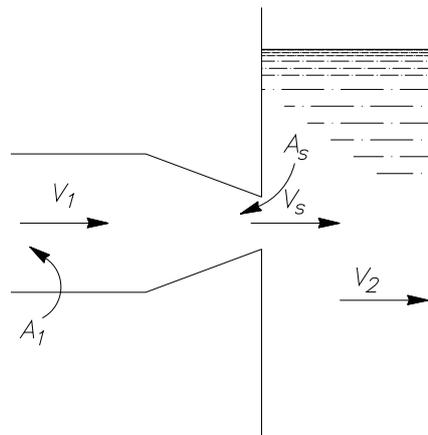


Figura A.9 Pérdida por salida.

A.5 FLUJO EN CONDUCTOS CERRADOS

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

El flujo en conductos a presión queda fuera del alcance del presente trabajo. Se estudian de manera breve las formas en que pueden calcularse los flujos en colectores de alcantarillado pluvial, funcionando como conductos cerrados a superficie libre, en especial conductos de sección circular.

A.5.1 Flujo con sección parcialmente llena

Cuando en un conducto cerrado el flujo se realiza a superficie libre, se dice que funciona parcialmente lleno. Se recomienda este tipo de funcionamiento hidráulico en redes de alcantarillado, para evitar que los conductos trabajen a presión porque el agua podría brotar de las alcantarillas hacia las calles, ocasionando daños y molestias.

En general las alcantarillas se proyectan para funcionar a sección llena solamente en condiciones extremas. Así, en la mayoría de los problemas que se presentan al diseñar los conductos es necesario estimar la velocidad y el gasto cuando fluyen parcialmente llenos. Normalmente se diseñan los conductos para trabajar a superficie libre, por ejemplo, entre el 80 y 90 % de su diámetro al conducir el gasto de diseño.

Relaciones para conductos circulares parcialmente llenos (Según V.T. Chow).

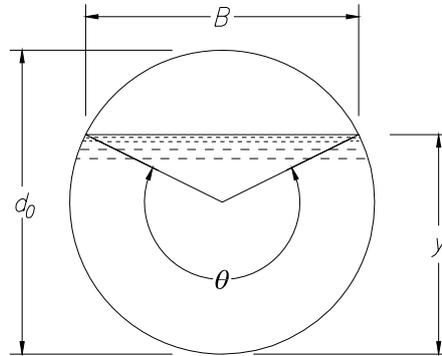


Figura A.10 a Elementos para deducción de las fórmulas

Ángulo

$$\theta = 2 \operatorname{arc} \cos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \quad (\text{A.43})$$

Área hidráulica:

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \operatorname{sen} \theta) d_0^2 \quad (\text{A.44})$$

Perímetro mojado:

$$P = \frac{1}{2} \theta d_0 \quad (\text{A.45})$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\operatorname{sen} \theta}{\theta} \right) d_0 \quad (\text{A.46})$$

Ancho de superficie libre

$$B = \left(\operatorname{sen} \frac{1}{2} \theta \right) d_0 = 2 \sqrt{y(d_0 - y)} \quad (\text{A.47})$$

Tirante medio o profundidad hidráulica

$$Y = \frac{1}{8} \left(\frac{\theta - \operatorname{sen} \theta}{\operatorname{sen} \frac{1}{2} \theta} \right) d_0 \quad (\text{A.48})$$

Factor de sección o flujo crítico

$$Z = \frac{\sqrt{2} (\theta - \operatorname{sen} \theta)^{1.5}}{32 \left(\operatorname{sen} \frac{1}{2} \theta \right)^{0.5}} d_0^{3.5} \quad (\text{A.49})$$

Relaciones para conductos circulares parcialmente llenos (Según G. Sotelo).

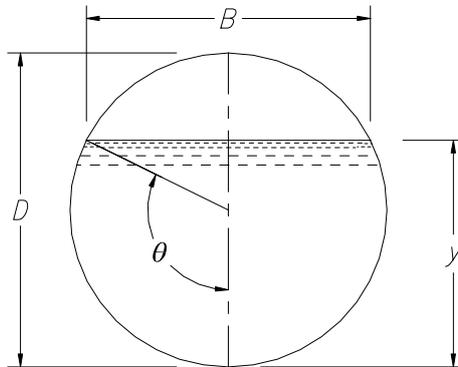


Figura A.10 b Elementos para deducción de las fórmulas

Ángulo

$$\theta = \arccos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \quad (\text{A.50})$$

Área hidráulica

$$A = \frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta \right) D^2 \quad (\text{A.51})$$

Perímetro mojado

$$P = \theta D \quad (\text{A.52})$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen } 2\theta}{2\theta} \right) D \quad (\text{A.53})$$

Ancho de superficie libre

$$B = 2\sqrt{y(D-y)} = (\text{sen } \theta) D \quad (\text{A.54})$$

Tirante medio o profundidad hidráulica

$$Y = \frac{1}{4} \left(\frac{\theta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\theta}{\text{sen } \theta} \right) D \quad (\text{A.55})$$

En ambas situaciones, θ se emplea en radianes.

Con las ecuaciones A.43 a A.48, o bien con las ecuaciones A.50 a A.55 se pueden representar en una gráfica las relaciones de conducto parcialmente lleno a conducto lleno de los primeros cinco elementos hidráulicos $-A, P, R, B,$ y $Y-$, mientras que con la ecuación A.49 se puede representar gráficamente el factor de sección Z .

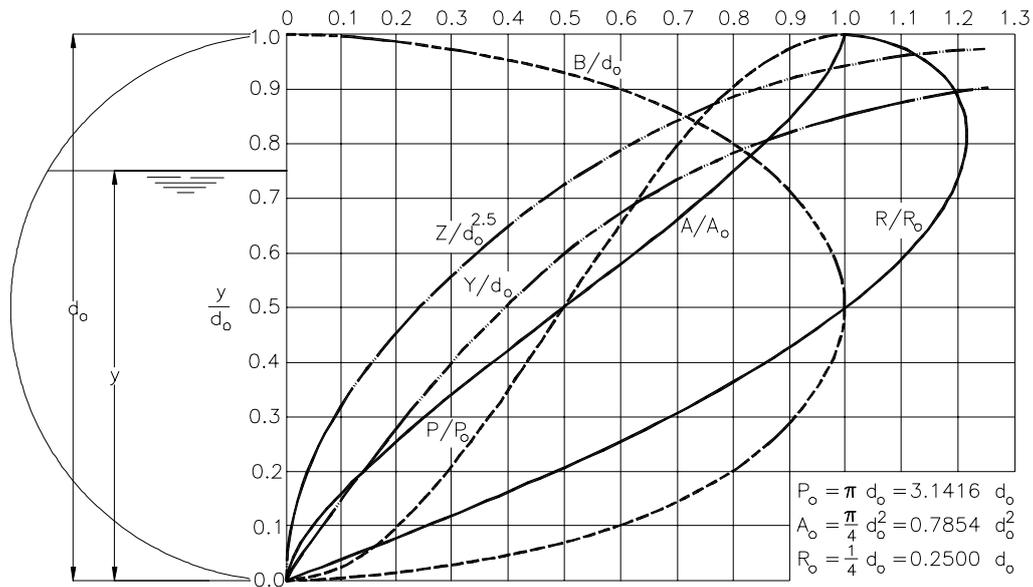


Figura A.11 Elementos geométricos de una sección circular (V. T. Chow)

En la figura A.11 se representan las relaciones de los elementos geométricos de la sección circular cuando funciona parcialmente llena a cuando fluye completamente llena. El subíndice 0 indica condición de lleno total. A es el área hidráulica, en unidades de superficie (m^2); P es el perímetro mojado, en unidades lineales (m); R es el radio hidráulico, en unidades lineales (m); B es el ancho de la superficie libre, en unidades lineales (m); Y es el tirante hidráulico (como resultado de A/B), en unidades lineales (m); y Z es el flujo crítico (como resultado de $A\sqrt{D}$) en unidades lineales elevadas a la potencia 2.5. d_0 y y se indican en la figura como el diámetro y el tirante respectivamente, de la sección circular.

Los parámetros hidráulicos utilizados para conductos circulares son el área hidráulica (A); el perímetro mojado (P) y el ancho de superficie libre (B) se pueden calcular con las expresiones siguientes

$$A = \frac{\pi r^2}{180} \cos^{-1}\left(\frac{r-y}{r}\right) - (r-y)\sqrt{y(D-y)} \quad (A.56)$$

$$P = \frac{\pi r}{90} \cos^{-1}\left(\frac{r-y}{r}\right) \quad (A.57)$$

$$B = 2\sqrt{y(D-y)} \quad (A.58)$$

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

Para simplificar los cálculos se han obtenido relaciones entre las diferentes variables hidráulicas de interés en una tubería de sección circular, teniendo como base las calculadas a sección llena con la fórmula de Manning, con respecto a las correspondientes a un tirante determinado (figura A.12). Por otra parte, también se dispone de tablas de diferentes parámetros hidráulicos (tabla A.8).

Se observa en la figura A.12 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.

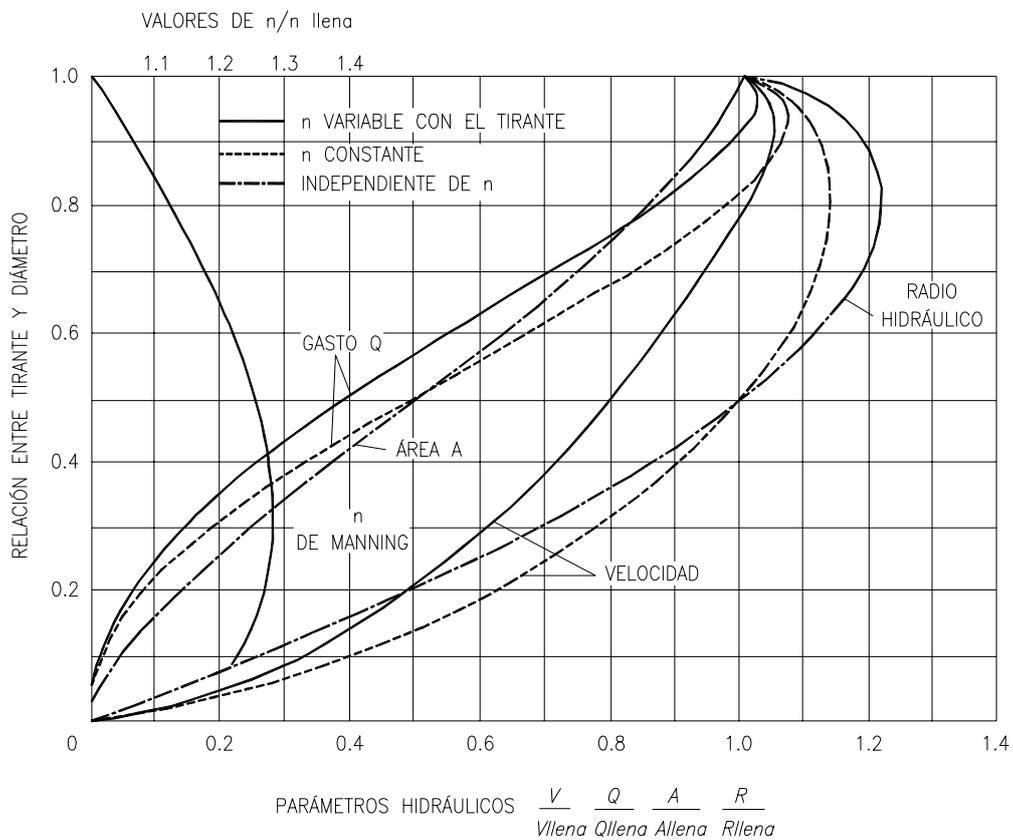


Figura A.12 Relaciones entre elementos hidráulicos de una tubería de sección circular

Tabla A.8 Elementos hidráulicos en tuberías de sección circular.

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{n \cdot Q}{D^{8/3} \cdot S^{1/2}}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$
0.01	0.0013	0.00005	0.00034	0.51	0.4027	0.16115	0.80048
0.02	0.0037	0.00021	0.00136	0.52	0.4127	0.16648	0.83071
0.03	0.0069	0.00050	0.00305	0.53	0.4227	0.17182	0.86148
0.04	0.0105	0.00093	0.00541	0.54	0.4327	0.17719	0.89278
0.05	0.0147	0.00150	0.00844	0.55	0.4426	0.18256	0.92463
0.06	0.0192	0.00221	0.01213	0.56	0.4526	0.18794	0.95701
0.07	0.0242	0.00306	0.01647	0.57	0.4625	0.19331	0.98994
0.08	0.0294	0.00407	0.02147	0.58	0.4724	0.19869	1.02342
0.09	0.0350	0.00521	0.02712	0.59	0.4822	0.20405	1.05746
0.10	0.0409	0.00651	0.03342	0.60	0.4920	0.20940	1.09207
0.11	0.0470	0.00795	0.04035	0.61	0.5018	0.21473	1.12726
0.12	0.0534	0.00953	0.04792	0.62	0.5115	0.22004	1.16303
0.13	0.0600	0.01126	0.05613	0.63	0.5212	0.22532	1.19940
0.14	0.0668	0.01314	0.06496	0.64	0.5308	0.23056	1.23638
0.15	0.0739	0.01515	0.07442	0.65	0.5404	0.23576	1.27400
0.16	0.0811	0.01731	0.08450	0.66	0.5499	0.24092	1.31226
0.17	0.0885	0.01960	0.09520	0.67	0.5594	0.24602	1.35118
0.18	0.0961	0.02203	0.10650	0.68	0.5687	0.25106	1.39080
0.19	0.1039	0.02460	0.11842	0.69	0.5780	0.25604	1.43114
0.20	0.1118	0.02729	0.13095	0.70	0.5872	0.26095	1.47223
0.21	0.1199	0.03012	0.14407	0.71	0.5964	0.26579	1.51411
0.22	0.1281	0.03308	0.15779	0.72	0.6054	0.27054	1.55682
0.23	0.1365	0.03616	0.17211	0.73	0.6143	0.27520	1.60040
0.24	0.1449	0.03937	0.18701	0.74	0.6231	0.27976	1.64491
0.25	0.1535	0.04270	0.20250	0.75	0.6319	0.28422	1.69041
0.26	0.1623	0.04614	0.21857	0.76	0.6405	0.28856	1.73698
0.27	0.1711	0.04970	0.23522	0.77	0.6489	0.29279	1.78470
0.28	0.1800	0.05337	0.25245	0.78	0.6573	0.29689	1.83367
0.29	0.1890	0.05715	0.27025	0.79	0.6655	0.30085	1.88400
0.30	0.1982	0.06104	0.28861	0.80	0.6736	0.30466	1.93583
0.31	0.2074	0.06503	0.30754	0.81	0.6815	0.30832	1.98933
0.32	0.2167	0.06912	0.32703	0.82	0.6893	0.31181	2.04468
0.33	0.2260	0.07330	0.34708	0.83	0.6969	0.31513	2.10212
0.34	0.2355	0.07758	0.36769	0.84	0.7043	0.31825	2.16194
0.35	0.2450	0.08195	0.38884	0.85	0.7115	0.32117	2.22447
0.36	0.2546	0.08641	0.41054	0.86	0.7186	0.32388	2.29014
0.37	0.2642	0.09095	0.43279	0.87	0.7254	0.32635	2.35950
0.38	0.2739	0.09557	0.45559	0.88	0.7320	0.32858	2.43322
0.39	0.2836	0.10027	0.47892	0.89	0.7384	0.33053	2.51220
0.40	0.2934	0.10503	0.50279	0.90	0.7445	0.33219	2.59762
0.41	0.3032	0.10987	0.52720	0.91	0.7504	0.33354	2.69108
0.42	0.3130	0.11477	0.55215	0.92	0.7560	0.33453	2.79480
0.43	0.3229	0.11973	0.57762	0.93	0.7612	0.33512	2.91204
0.44	0.3328	0.12475	0.60363	0.94	0.7662	0.33527	3.04774
0.45	0.3428	0.12983	0.63016	0.95	0.7707	0.33491	3.20988
0.46	0.3527	0.13495	0.65723	0.96	0.7749	0.33393	3.41249
0.47	0.3627	0.14011	0.68482	0.97	0.7785	0.33218	3.68351
0.48	0.3727	0.14532	0.71294	0.98	0.7817	0.32936	4.09047
0.49	0.3827	0.15057	0.74159	0.99	0.7841	0.32476	4.87463
0.50	0.3927	0.15584	0.77077	1.00	0.7854	0.31169	-----

A.6 FLUJO EN CONDUCTOS ABIERTOS

El flujo en conductos abiertos o canales es con superficie libre. En conductos cerrados se presenta este flujo cuando la sección funciona parcialmente llena. El flujo puede ser uniforme, gradualmente variado, rápidamente variado, y cuando el criterio es el tiempo permanente o no permanente.

Es importante distinguir el tipo de flujo para elegir la ecuación adecuada que describa el fenómeno aplicando ciertas consideraciones.

A.6.1 Flujo uniforme

El flujo en un canal abierto es uniforme (Sección A.4) cuando las características de la corriente, como son profundidad, velocidad y distribución de velocidades, no cambian a lo largo del canal en dirección del flujo. Rigurosamente, esta condición sólo se cumple en un canal prismático con rugosidad constante y, además, únicamente en zonas alejadas lo suficiente de las estructuras de transición o de perturbaciones de la corriente. Para que se establezca flujo uniforme es necesario que exista un balance dinámico entre la componente de la fuerza de peso en la dirección del flujo y la de fricción.

El flujo uniforme se presenta así, cuando la velocidad, el tirante, y el área hidráulica permanecen constantes en cada sección. Si se aplica la ecuación de Manning se observa que para una combinación de n , Q , y S hay un tirante único y llamado normal. El análisis de tal relación conduce a la formulación de las ecuaciones empíricas de pérdida de carga (Manning, Darcy - Weisbach, etc.) de donde se deduce que la línea de energía, la superficie libre del agua y la plantilla del fondo del canal son paralelas

$$\begin{aligned} S_f &= S \\ S_\theta &= S \end{aligned} \quad (\text{A.59})$$

Debido a que la ecuación de Manning es utilizada frecuentemente, la figura A.13 se basa en ella. El gasto de flujo uniforme en un canal se puede expresar como el producto de la velocidad y el área mojada

$$Q = AV \quad (\text{A.60})$$

Si se sustituye V por la ecuación A.37

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{A.61})$$

A.6.2 Factor de sección para cálculo de flujo uniforme

La expresión $AR^{2/3}$ se conoce como factor de sección para el cálculo de flujo uniforme. A partir de la ecuación A.61 el factor de sección puede expresarse como

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{S^{1/2}} \quad (\text{A.62})$$

El miembro derecho de la ecuación A.62 contiene los valores de n , Q , y S ; sin embargo, el miembro izquierdo depende sólo de la geometría del área mojada. Por lo tanto la ecuación muestra que para una determinada condición de n , Q , y S , existe sólo un tirante posible para mantener el flujo uniforme, siempre que el valor de $AR^{2/3}$ aumente al incrementarse el tirante, lo cual es cierto en la mayor parte de los casos. Este tirante es el tirante normal.

Cuando en una sección de canal se conocen n y S , se observa que en la ecuación A.62 existe sólo un gasto para mantener el flujo uniforme a través de la sección, de nuevo, si el valor de $AR^{2/3}$ aumenta al incrementarse el tirante. Este gasto es el gasto normal.

En la práctica se presentan problemas de revisión o de diseño:

Revisión

- a) El gasto y la velocidad cuando se conocen la pendiente, el material de la pared del canal, el tirante y la geometría de la sección.
- b) El tirante y la velocidad cuando se conocen el gasto, el material de la pared del canal, la pendiente y la geometría de la sección.

Diseño

- a) La dimensión de la sección y la velocidad cuando se conocen el gasto, el material de la pared del canal, el tirante, la pendiente y la forma de la sección.
- b) La dimensión de la sección y el tirante cuando se conocen el gasto, la velocidad, el material de la pared del canal, la pendiente y la forma de la sección.
- c) La pendiente y la velocidad cuando se conocen el gasto, el tirante, el material de la pared del canal y la geometría de la sección.

En ambos tipos de problemas se emplea una ecuación de pérdida de carga, por ejemplo la de Manning (ecuación A.37), expresada en función de la velocidad o del gasto (aplicando la ecuación de continuidad), sustituyendo los valores de los parámetros conocidos y las expresiones correspondientes a variables desconocidas y resolviendo en función de una sola incógnita.

En la figura A.13 se muestran las curvas adimensionales que relacionan el tirante y el factor de sección $AR^{2/3}$ para canales rectangulares, trapezoidales y circulares

A.6.3 Flujo crítico

El flujo crítico en un canal presenta varias condiciones importantes:

- 1) La energía específica es mínima para un gasto determinado.
- 2) El gasto es máximo para una determinada energía específica.
- 3) La fuerza específica es mínima para un gasto determinado.

- 4) La altura de velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica en un canal de baja pendiente.
- 5) El número de Froude es igual a uno.
- 6) La velocidad de flujo en un canal de baja pendiente con distribución uniforme de velocidades es igual a la celeridad de las ondas gravitacionales en aguas poco profundas causadas por perturbaciones locales.

Los análisis sobre el estado del flujo crítico se refieren principalmente a una sección específica de un canal, conocida como sección crítica. Si el estado crítico del flujo ocurre en toda la longitud del canal o a lo largo de un tramo, se considera que todo el canal presenta un flujo crítico. Como se observa en las ecuaciones A.21, la profundidad del flujo crítico depende de los elementos geométricos A (Área) y Y (Tirante medio) de la sección del canal cuando el gasto es constante, el tirante crítico en un canal prismático con pendiente uniforme es el mismo en todas las secciones, y el flujo crítico en este canal será, por tanto, flujo uniforme. Para esta condición, la pendiente del canal que mantiene un determinado caudal con una profundidad uniforme y crítica se conoce como pendiente crítica S_c . Una pendiente menor que la pendiente crítica producirá un flujo más lento de naturaleza subcrítica para el gasto determinado, esta pendiente se denomina pendiente suave o subcrítica. Una pendiente mayor que la pendiente crítica produce un flujo más rápido de naturaleza supercrítica, conocida como pendiente supercrítica.

Un flujo en estado crítico o cerca de él es inestable. Esto se debe a que un pequeño cambio de energía específica en estado crítico, o cerca de él, producirá un cambio considerable en el tirante. Esto puede verificarse en la curva de energía específica de la figura A.3. Como la curva es casi vertical cerca del tirante crítico, un ligero cambio en la energía cambiará el tirante a tirantes alternos mucho más pequeños o más grandes, correspondientes a la energía específica después del cambio. Asimismo, cuando el flujo está cerca del estado crítico, la superficie del agua aparece inestable y ondulada. Los cambios en la energía pueden deberse a variaciones en la rugosidad del canal, sección transversal, la pendiente o acumulación de sedimentos o basuras. Si en el diseño de un canal se encuentra que el tirante es igual o se aproxima al tirante crítico a lo largo de una longitud considerable del canal, se deben modificar la sección o la pendiente, con el fin de asegurar una mayor estabilidad.

A.6.4 Factor de sección para cálculo de flujo crítico

Si en la ecuación

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{Y}{2} \quad (\text{A.63})$$

se sustituye $V = \frac{Q}{A}$ se obtiene, simplificando

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} \quad (\text{A.64})$$

Cuando se supone que el coeficiente de energía no es igual a la unidad

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g/\alpha}} \quad (\text{A.65})$$

En las ecuaciones anteriores Z es

$$Z = A\sqrt{A/B} = A\sqrt{Y} \quad (\text{A.66})$$

el factor de sección para el cálculo del flujo crítico.

En las ecuaciones A.64 y A.65 se establece que el factor de sección Z para una sección de canal en flujo crítico es igual al gasto dividido por la raíz cuadrada de g o g/α . Debido a que el factor de sección Z por lo general es una función de valor único del tirante, las ecuaciones indican que existe sólo un tirante crítico posible para que se mantenga determinado gasto. De manera similar, cuando se fija el tirante, sólo existe un gasto que mantiene el flujo crítico; las ecuaciones toman entonces la forma siguiente

$$Q = Z\sqrt{g} \quad (\text{A.67})$$

$$Q = Z\sqrt{\frac{g}{\alpha}} \quad (\text{A.68})$$

En la figura A.14 se muestran las curvas adimensionales que relacionan el tirante y el factor de sección Z para canales de sección rectangular, trapezoidal y circular.

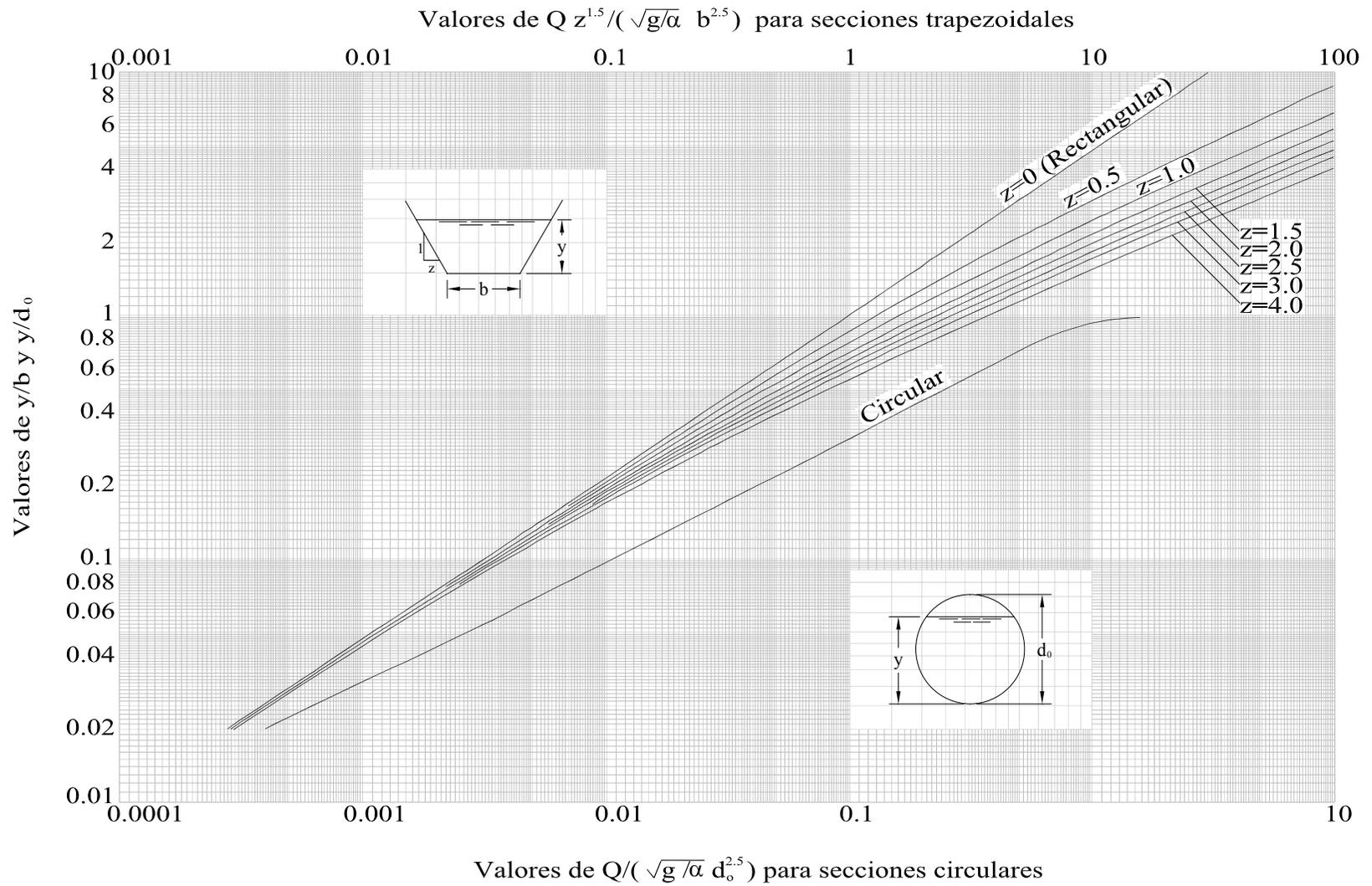


Figura A.14 Curvas para determinar la profundidad crítica

A.6.5 Flujo gradualmente variado

Es un flujo que se presenta frecuentemente, específicamente en redes de alcantarillado. El flujo gradualmente variado se caracteriza porque las variaciones en la ubicación de la superficie libre del agua ocurren en tramos largos, esto es, cambios pequeños del tirante si se comparan con la distancia donde ocurren; la resistencia del fondo y las paredes determinan dichas variaciones. En estos tipos de flujo se pueden dejar de considerar los efectos de la aceleración; para su cálculo es necesaria una estimación correcta del valor adecuado de la resistencia al flujo y de las pérdidas por fricción. También que no ocurre entrada o salida del agua a lo largo del tramo que se analiza.

Se establecen las siguientes hipótesis:

- El fondo del canal es plano y de pendiente uniforme, de esta manera la distribución hidrostática de la presión prevalece en cada sección.
- La distribución de la velocidad en una sección es fija, por tanto, los coeficientes que dependen de dicha distribución son constantes en todo el canal.
- La pérdida de energía más importante es la de fricción. Para el cálculo de la pendiente de fricción se utiliza una ecuación igual que en flujo uniforme –Manning, por ejemplo–.
- No se considera el efecto de arrastre de aire al interior del flujo.

La ecuación diferencial de flujo gradualmente variado

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f}{1 - F^2} \quad (\text{A.69})$$

Esta ecuación describe la variación del tirante y con respecto a la distancia x en función de la pendiente del cauce S , la pendiente de fricción S_f y el número de Froude F . Cabe destacar que en una conducción a superficie libre, la pendiente de fricción se calcula como el promedio de las pendientes de fricción de los extremos del tramo en análisis.

En la práctica ocurre otro flujo variado en que el gasto del canal aumenta o disminuye en la dirección principal del flujo, por la entrada o salida de un gasto que se aporta o se deriva del mismo. Se conoce como flujo espacialmente variado

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f - \alpha \frac{Q^2}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - \alpha \frac{BQ^2}{gA^3}} \quad (\text{A.70})$$

La variación del tirante en función de la distancia forma un perfil que adopta la superficie libre del agua. Se conoce como perfil de flujo o perfil hidráulico, y la forma que adopta está directamente asociada con la pendiente del canal S y con los valores de la pendiente de fricción

S_f y F^2 . Un flujo uniforme de tirante y_n se puede establecer sólo sobre una pendiente positiva designándose a esta pendiente y los perfiles como sigue

Subcrítica si $y_n > y_c$; perfiles tipo M.

Crítica si $y_n = y_c$; perfiles tipo C.

Supercrítica si $y_n < y_c$; perfiles tipo S.

La clasificación de la pendiente con alguna de estas designaciones depende de su magnitud, de la rugosidad del canal y en menor grado, del gasto.

Ocurren otros casos donde la pendiente puede ser

Horizontal, $y_n = \infty$; perfiles tipo H

Negativa o adversa, y_n no existe; perfiles tipo A

La pendiente del canal puede ser del tipo: Suave “M” (mild), Pronunciada “S” (steep), Crítica “C”, Horizontal “H” o Adversa “A”. Se le llama pendiente suave a aquella que es menor que la crítica, y pronunciada a aquella que es mayor a la crítica.

La zona de ubicación del perfil se refiere a una limitación de zonas marcada por la ubicación de los tirantes normal y crítico respecto de la plantilla, y dividen el espacio en que se puede desarrollar el perfil en tres zonas. Si el perfil se ubica sobre ambos es “1”, entre ambos es “2” y debajo de ambos es “3”. La clasificación de los perfiles de flujo se aprecia con mayor detalle en la figura A.15.

La ecuación A.69 es una ecuación diferencial ordinaria de primer orden que describe la variación del tirante y con la distancia x . La solución de la ecuación permite determinar el perfil del flujo a lo largo del canal mediante una función continua de x y y . El cálculo del flujo gradualmente variado consiste en determinar los tirantes en cada sección de interés. Lo anterior puede hacerse mediante métodos numéricos e incluso gráficos que permiten el cálculo de un perfil de flujo. Entre ellos se encuentran los métodos del paso directo y del paso estándar, que resuelven la ecuación de la energía entre dos secciones del canal, esto es, por tramos; y aquellos que integran numéricamente la ecuación A.49: Euler, Euler mejorado, Euler modificado, Heun y de Runge-Kutta. Además, se dispone de métodos *predictor-corrector* y de otros que permiten el cálculo de perfiles en redes de canales empleando matrices.

		PERFILES EN LA ZONA 1 $y > y_n$; $S_0 > S_f$ $y > y_c$; $F^2 < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $y_n \geq y \geq y_c$; $S_0 \leq S_f$; $F^2 \leq 1$ $y_c \geq y \geq y_n$; $S_0 \geq S_f$; $F^2 \geq 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $y < y_n$; $S_0 < S_f$ $y < y_c$; $F^2 > 1$
PENDIENTES POSITIVAS $S_0 > 0$	SUBCRÍTICA: $y_n > y_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CÁLCULO ← M1	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CÁLCULO ← M2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CÁLCULO → M3
	CRÍTICA: $y_n = y_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CÁLCULO ← C1	$\frac{dy}{dx} = 0$ C2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CÁLCULO → C3
	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CÁLCULO ← S1	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$ CÁLCULO → S2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CÁLCULO → S3
PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$ $y_n > y_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{\infty}{+} = \infty$ No existe y_n y_c	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CÁLCULO ← H2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CÁLCULO → H3	
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{\infty}{+} = \infty$ No existe Ninguna y_c	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CÁLCULO ← A2	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CÁLCULO → A3	

Figura A.15 Clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado

A.6.6 Flujo rápidamente variado

El flujo a través de un canal abierto, cuya no uniformidad obedece a variaciones de la sección transversal o a cambios de profundidad en tramos cortos –o en forma más general, debido a grandes aceleraciones o desaceleraciones- se conoce como rápidamente variado. Se diferencia del flujo gradualmente variado porque en su desarrollo las pérdidas por fricción tienen una función secundaria y, en consecuencia, es suficiente que sean consideradas en forma global, como parte de la pérdida total de energía entre las secciones de control. Se presenta en estructuras hidráulicas tales como transiciones, vertedores y dissipadores de energía, así como en el fenómeno del salto hidráulico y en estructuras diseñadas para su control como son los tanques amortiguadores.

Se ha demostrado que para este tipo de flujo se puede establecer una ecuación matemática sin fricción y sin viscosidad. No se ha obtenido una solución general satisfactoria, por lo que hay una gran cantidad de relaciones empíricas obtenidas como casos aislados, cada uno requiriendo su propio tratamiento específico. Como ejemplo, se encuentran métodos gráficos, soluciones por el principio del momentum, relaciones empíricas derivadas de estudios de laboratorio y de investigaciones en campo. Los primeros esfuerzos en analizarlo se han llevado a cabo en canales de sección rectangular donde se presenta un salto hidráulico. Así, se han obtenido expresiones que relacionan los tirantes conjugados, además de la pérdida de carga y la longitud del salto. También se han hecho experimentos en otros tipos de secciones y en canales con pendiente.

En una red de alcantarillado pueden tenerse saltos hidráulicos y requerirse en ciertos casos estructuras para su control. A continuación se presenta material que sirve para calcular el salto hidráulico en secciones rectangulares y circulares.

A.6.6.1 Salto hidráulico en secciones rectangulares.

La transferencia del régimen supercrítico a subcrítico es en forma brusca, con mucha turbulencia y gran pérdida de energía. Al entrar el agua a la zona del resalto, se reduce rápidamente la enorme velocidad, ocurre un incremento brusco del tirante. La energía específica final permite establecer un tirante casi igual al normal en un tramo relativamente corto del canal aguas abajo, y el flujo continúa libremente en régimen subcrítico. Aplicando el principio de momentum o de la cantidad de movimiento en las secciones antes y después del salto ($M_1 = M_2$) sustituyendo las expresiones correspondientes al centroide de la sección y al área hidráulica, se obtiene la expresión

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (\text{A.71a})$$

con la ecuación A.71a se obtiene el tirante conjugado mayor y_2 , conocido el menor y_1 y el número de Froude F_1 antes del salto.

Si se conoce el tirante conjugado mayor y_2 , el tirante menor y_1 se calcula

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right) \quad (\text{A.71b})$$

con la ecuación A.71b se obtiene el tirante conjugado menor y_1 , conocido el mayor y_2 y el número de Froude F_2 después del salto.

A.6.6.2 Salto hidráulico en secciones circulares

En este caso pueden ocurrir dos situaciones:

- a) que en flujo supercrítico el tirante y_2 sea menor que el diámetro del conducto o,
- b) que exista una presión dentro del conducto, para satisfacer la condición básica de igualdad de momentum en las dos secciones terminales.

En el segundo caso el salto es incompleto, en la sección inicial hay superficie libre y en la final el conducto se llena y está sometido a una carga de presión.

- a) Flujo con superficie libre antes y después del salto.

Cuando se conoce el régimen supercrítico (y_1), se utiliza la expresión

$$\frac{Q^2}{g y_1^5} = \frac{m_1 m_2 k_2 \left(\frac{y_2}{y_1} \right) - m_1^2 k_1}{\left(\frac{y_1}{D} \right)^4 \left(1 - \frac{m_1}{m_2} \right)} \quad (\text{A.72})$$

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

$$m = \frac{1}{4} \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}} \quad (\text{A.73})$$

$$k = 1 - \frac{D}{2y} + \frac{2 \left(1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2} \left(\frac{y}{D} \right)^{1/2}}{3m} \quad (\text{A.74})$$

Los subíndices 1 y 2, indican el parámetro valuado con el tirante conjugado menor (1) o con el tirante conjugado mayor (2). Se aprecia que el valor de y_2 debe suponerse inicialmente y aplicar un procedimiento de búsqueda de raíces hasta determinarlo.

Cuando se conoce el régimen subcrítico (y_2), la ecuación a resolver es

$$\frac{Q^2}{g y_2^5} = \frac{m_2^2 k_2 - m_1 m_2 k_1 \left(\frac{y_1}{y_2} \right)}{\left(\frac{y_2}{D} \right)^4 \left(\frac{m_2}{m_1} - 1 \right)} \quad (\text{A.75})$$

los parámetros m y k se calculan como en el caso anterior, con las ecuaciones A.73 y A.74.

b) Flujo a presión después del salto (salto incompleto, ahogado).

Cuando el resalto sea incompleto, A_2 debe corresponder al área total llena y y_2 , el tirante conjugado mayor, es la altura del gradiente de presiones en la sección 2 (figura A.16)

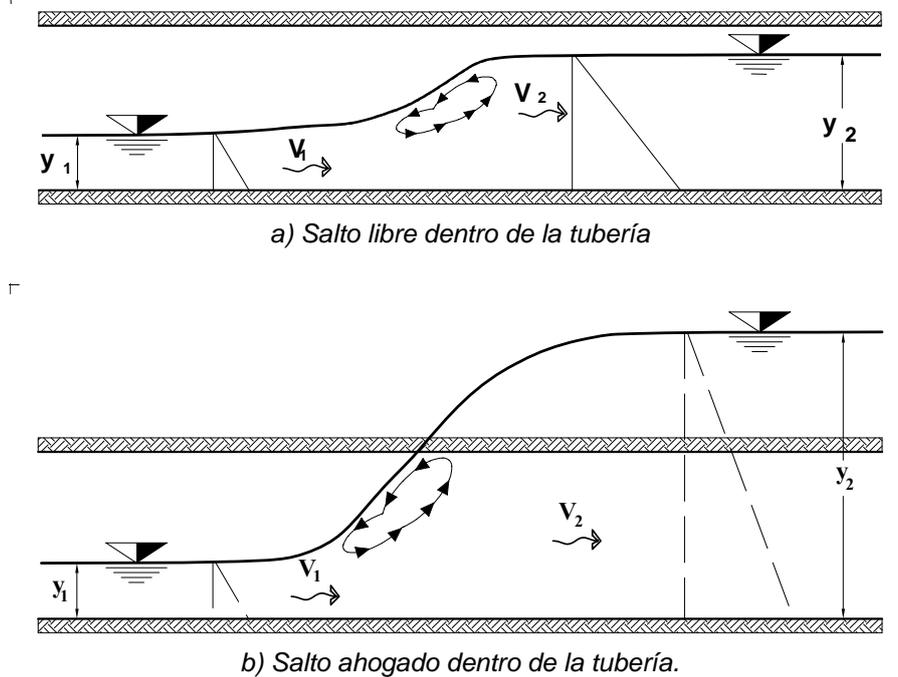
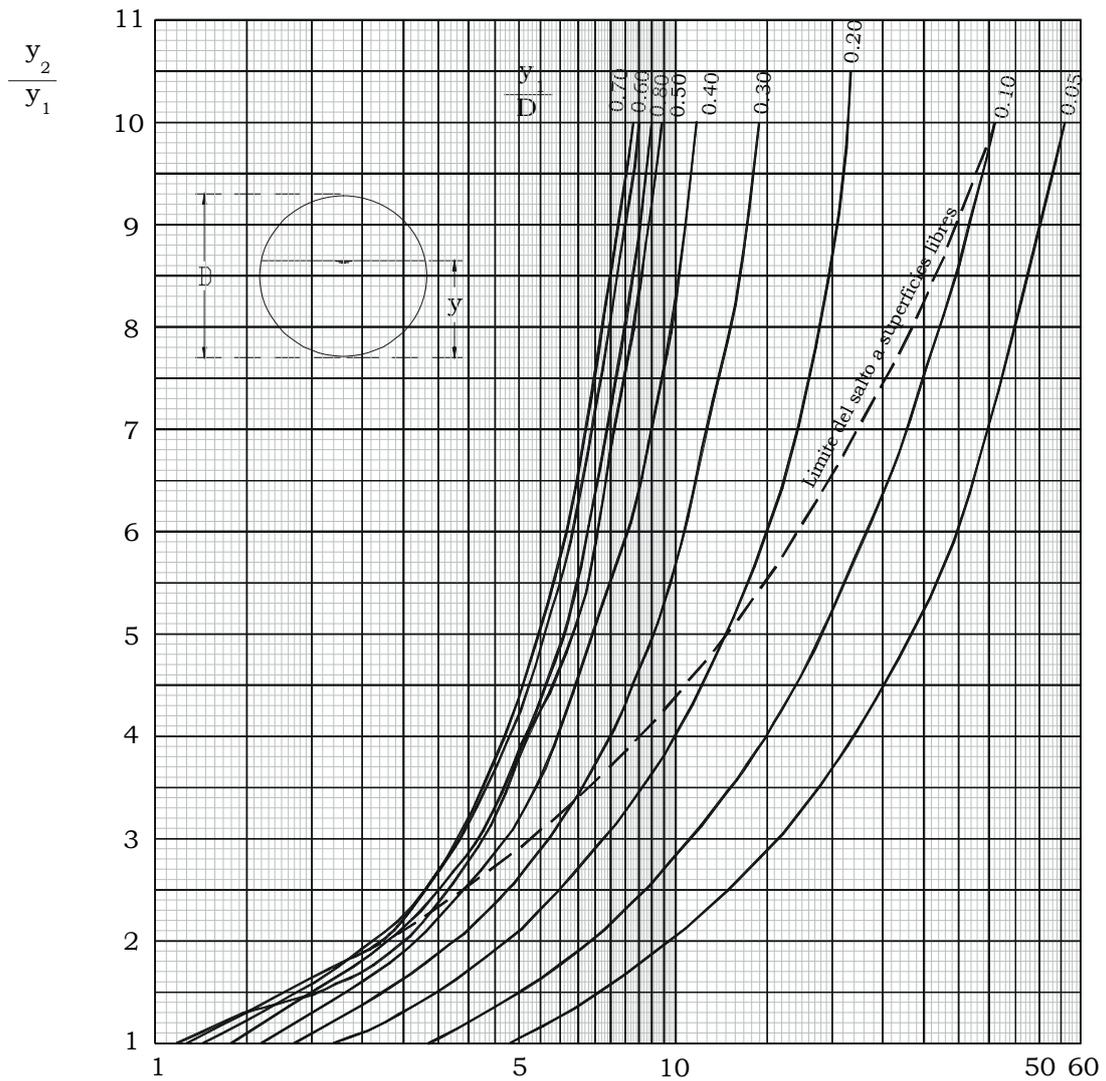


Figura A.16 Salto hidráulico en un conducto de sección circular

$$m_2 = \frac{\pi}{4} \quad (\text{A.76})$$

$$k_2 = 1 - \frac{0.5D}{y_2} \quad (\text{A.77})$$

Una vez calculados los parámetros m y k , se pueden aplicar las ecuaciones A.72 y A.75 para flujos conocidos, supercrítico y subcrítico respectivamente, como en el caso a). También se utilizan las figuras A.17 y A.18.



$$F_{1R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_1^5}}$$

$$F_{1R} = \frac{(A_1 / D^2)}{(y_1 / D)^2} F_1$$

Figura A.17 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico

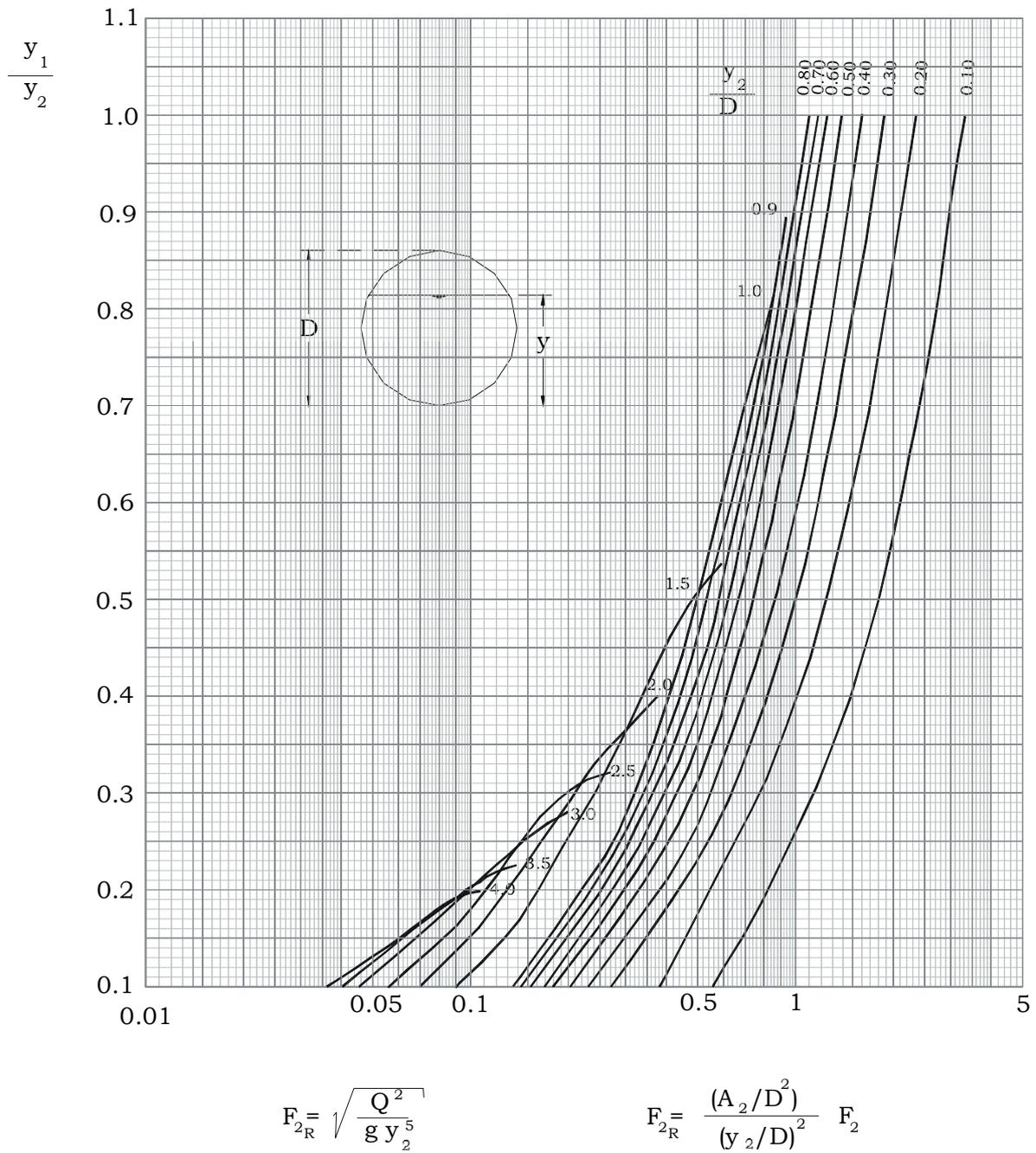


Figura A.18 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

A.6.7 Perfiles en conductos con clave que se cierra gradualmente

Para cualquier conducto con una clave que se cierra gradualmente, el gasto normal se incrementará a medida que la profundidad del flujo se incrementa. Primero se incrementará hasta el valor de gasto de flujo lleno Q_0 con un tirante de y'_0 menor que la profundidad de flujo lleno y_0 . De allí en adelante el gasto alcanzará un valor máximo Q_{\max} a una profundidad y_n^* . Los incrementos adicionales del tirante eventualmente harán disminuir el gasto hasta el gasto de tubo lleno en el momento en que la superficie de flujo toque la cubierta del conducto. La figura A.19a muestra la variación del gasto normal en un conducto de este tipo.

En el caso particular de un conducto circular, los tirantes son $y'_0 = 0.82y_0$ y $y_n^* = 0.938y_0$, donde y_0 es el diámetro del conducto. Dentro de la región de $y_0 = y'_0$ y $y = y_0$, existen dos posibles tirantes normales para un gasto determinado, es decir, el tirante normal bajo y_n y el tirante normal alto o conjugado y'_n .

De acuerdo a lo anterior puede demostrarse que existen cuatro tipos de perfiles de flujo para una pendiente determinada. Las figuras A.19b, A.19c y A.19d muestran estos perfiles para pendientes subcrítica y supercrítica. Las posiciones de las profundidades y_n y y'_n se suponen constantes en estas figuras. Observe que el tirante crítico de la figura A.19d es mayor que los tirantes normales y'_n y y_n , sin embargo el tirante normal bajo correspondiente es menor que y'_n y y_n . Por lo tanto, la pendiente crítica correspondiente debería ser menor que la pendiente normal y se considera que la pendiente del canal es suave.

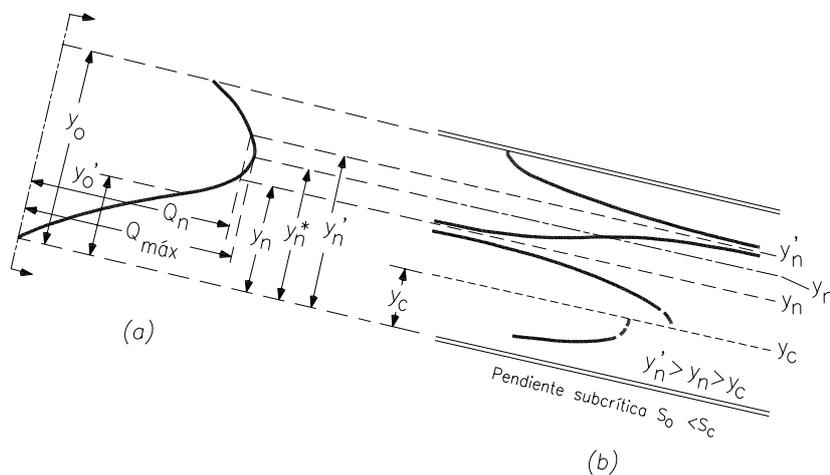


Figura A.19a y A.19b Variación del gasto normal en un conducto con clave que se cierra gradualmente

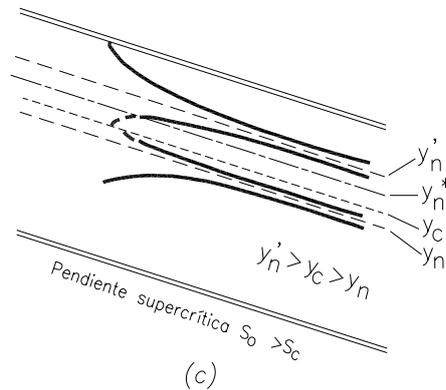


Figura A.19c Perfiles de flujo en pendiente supercrítica en un conducto con clave que se cierra gradualmente

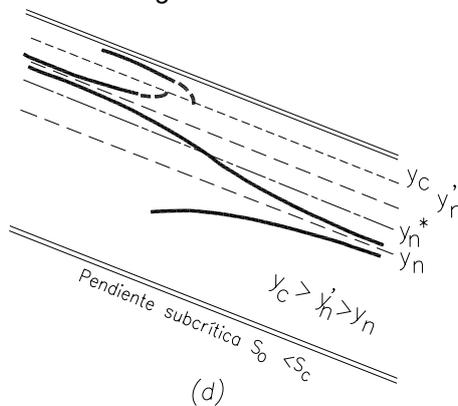


Figura A.19d Perfiles de flujo en pendiente subcrítica en un conducto con clave que se cierra gradualmente

A.6.8 Flujo no permanente

El tipo de flujo que se presenta generalmente en una red de alcantarillado es no permanente y gradualmente variado. Se refiere propiamente a la variación en el tiempo del gasto conducido y por consiguiente, de los tirantes y velocidades del flujo en cada sección transversal a lo largo de la red. Dicha variación es ocasionada por una situación de cambio en las características del flujo denominada como *transitorio*, que generalmente, es causado por el cambio de los gastos de ingreso desde aguas arriba en cada tramo de la red, aunque también puede generarse por un cambio en las condiciones de descarga aguas abajo (por ejemplo: el cierre de una compuerta, la operación intermitente de una planta de bombeo, etc.).

Dados los cambios del flujo en la distancia y en el tiempo, el par de ecuaciones que describen este tipo de flujo, conocidas como ecuaciones de Saint Venant, involucran necesariamente derivadas parciales con respecto al tiempo y a la distancia (ecuaciones de continuidad A.14, y de cantidad de movimiento A.17):

$$V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (\text{A.14})$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial Y}{\partial x} = g(S - S_f) \quad (\text{A.17})$$

En la mayoría de los casos, no se dispone de una solución analítica para tales ecuaciones, por lo que se utilizan métodos numéricos para su integración. Uno de los primeros métodos, desarrollado inicialmente como un procedimiento gráfico, es el método de las características. Otros métodos son: de diferencias finitas, del elemento finito, espectrales y del elemento frontera. Los más usuales actualmente, son los de diferencias finitas por su adaptabilidad, convergencia y estabilidad.

Dada la sencillez del método de las características (por ser gráfico), se harán algunas observaciones sobre el mismo, que a final de cuentas también son ciertas para otros métodos. En el método se determinan las condiciones del flujo, tirantes y velocidades, en un tiempo posterior a partir de las condiciones existentes en dos puntos en tiempos anteriores al de cálculo, lo cual se puede interpretar en un *plano distancia - tiempo* (figura A.20). Al analizar el comportamiento del flujo en el tiempo en el mismo plano, se aprecia la existencia de líneas características (unión de puntos distancia-tiempo cuyas condiciones tirante-velocidad están ligadas entre sí). Además, se observa que las líneas características en régimen subcrítico y supercrítico son diferentes (figura A.20a y A.20b).

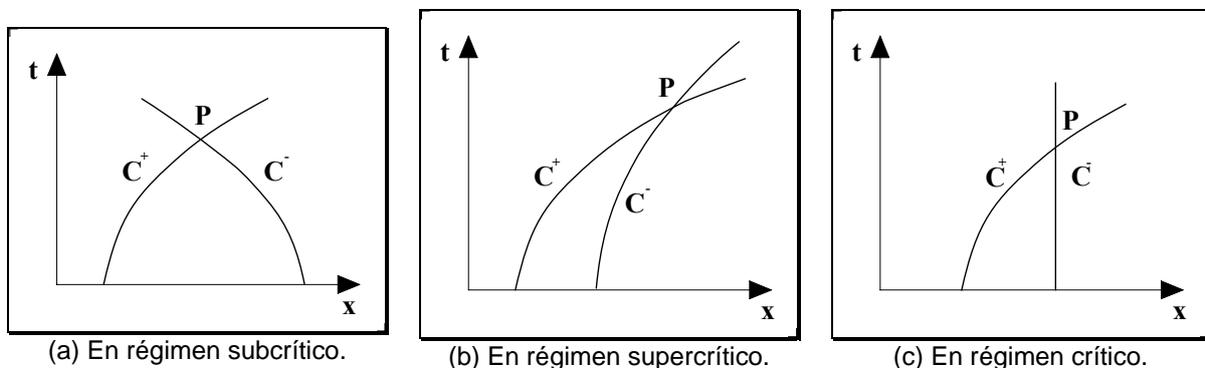


Figura A.20 Líneas características en el plano distancia-tiempo.

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

- a) Una condición inicial del flujo en un tiempo base t_0 , la cual se obtiene considerando usualmente flujo uniforme (figuras A.21a y A.21b).
- b) Dos condiciones conocidas de frontera:
 - b.1) Una condición aguas arriba y otra aguas abajo en flujo subcrítico, según se aprecia en la figura A.21a.
 - b.2) Dos condiciones aguas arriba en flujo supercrítico (figura A.21b).

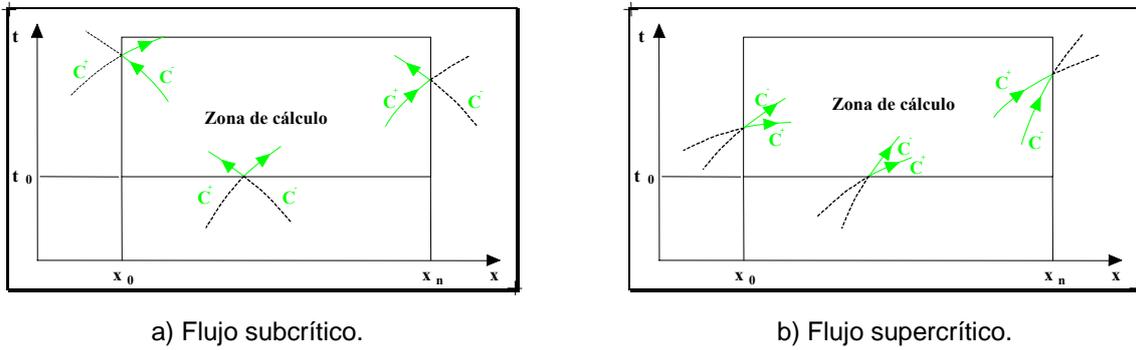


Figura A.21 Condiciones de frontera.

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

Las condiciones de frontera se definen de acuerdo al tipo de fronteras que se consideran en el análisis. Los tipos de frontera más comunes en redes de alcantarillado son: almacenamientos, compuertas, curvas elevaciones - gastos y uniones de canales (figura A.22). Estas condiciones de frontera se complementan con la situación que provoca el cambio del flujo en el tiempo, conocida como *transitorio*, que puede ser el tránsito de un *hidrograma* desde aguas arriba de un canal o el cierre de una compuerta aguas abajo. El hidrograma corresponde a la gráfica del gasto contra el tiempo.

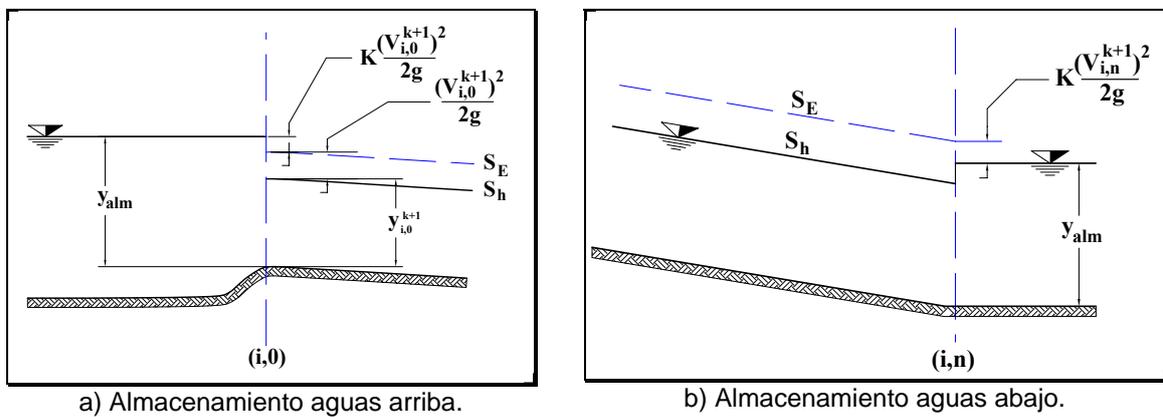


Figura A.22 Condiciones típicas de frontera.

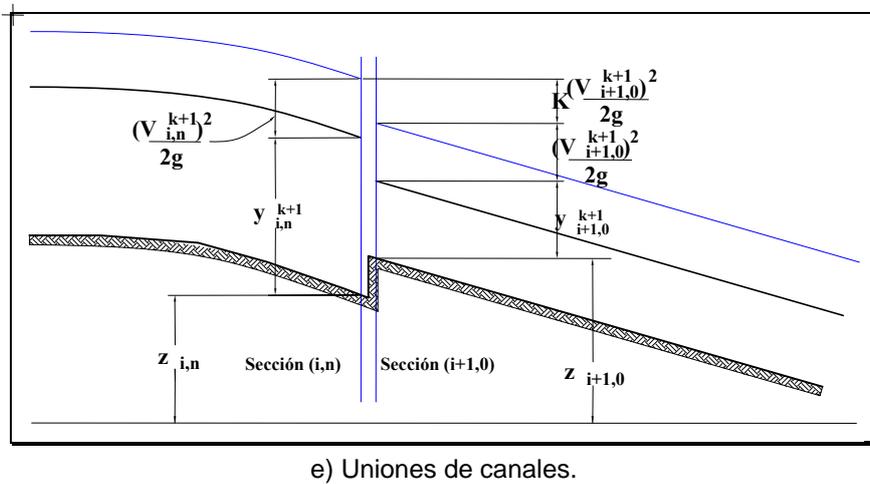
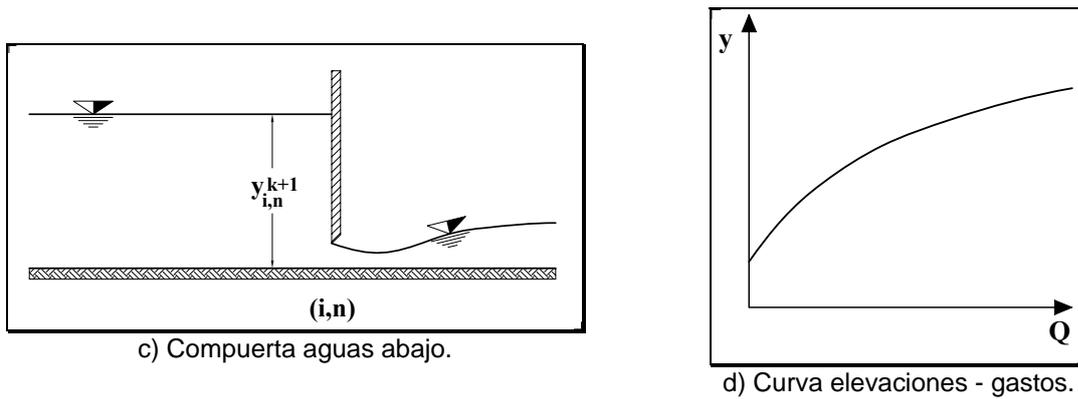


Figura A.23 Condiciones típicas de frontera (continuación).

Los tipos de frontera indicados en la figura anterior se expresan en el cálculo mediante ecuaciones complementarias de cálculo, definidas de acuerdo al tipo de frontera por medio de simplificaciones de las ecuaciones de continuidad y de energía. Así, según la figura A.23, se pueden obtener las expresiones de frontera siguientes:

a) Almacenamiento aguas arriba:

$$y_{i,0}^{k+1} = y_{alm} - (I + K) \frac{(V_{i,0}^{k+1})^2}{2g} \quad (\text{A.78})$$

b) Almacenamiento aguas abajo:

$$y_{i,n}^{k+1} = y_{alm} - (I - K) \frac{(V_{i,n}^{k+1})^2}{2g} \quad (\text{A.79})$$

c) Compuerta deslizante:

$$Q_{i,n}^{k+1} = C_d A_c \sqrt{2gy_{i,n}^{k+1}} \quad (\text{A.80})$$

d) Curva elevaciones - gastos:

$$Q_{i,n}^{k+1} = f(y_{i,n}^{k+1}) \quad (\text{A.81})$$

e) Uniones de canales:

$$A_{i,n}^{k+1} V_{i,n}^{k+1} = A_{i+1,0}^{k+1} V_{i+1,0}^{k+1} \quad (\text{A.82})$$

$$z_{i,n} + y_{i,n}^{k+1} + \frac{(V_{i,n}^{k+1})^2}{2g} = z_{i+1,0} + y_{i+1,0}^{k+1} + (I+k) \frac{(V_{i+1,0}^{k+1})^2}{2g} \quad (\text{A.83})$$

donde

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

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

A.7 DRENAJE PLUVIAL EN OTRAS ESTRUCTURAS.

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

A.7.1 Flujo en cunetas

Las cunetas son pequeños canales cuyo trazo es paralelo al eje del camino. Se ubican a los lados del camino y permiten captar y conducir el agua que fluye sobre el camino hacia las orillas del mismo (debido al bombeo o ligera pendiente que existe desde el centro y hacia los lados del camino). En la figura A.24 se muestra una sección transversal (con escala vertical exagerada) de una cuneta típica, mostrada a partir del centro de la calle (eje de la calle).

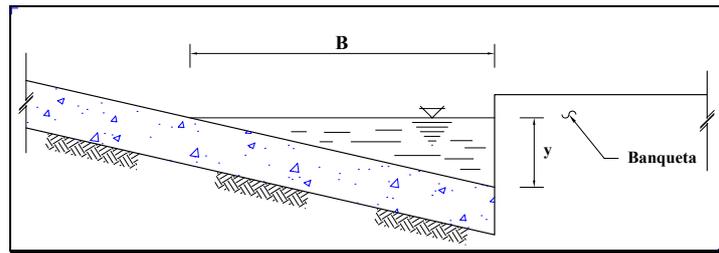


Figura A.24 Sección transversal de una cuneta típica en una calle.

Para calcular la capacidad de conducción de una cuneta se aplican las ecuaciones de flujo uniforme en canales. De esta forma, dada una geometría de la cuneta, se puede hacer una relación tal como la indicada en la tabla A.8 En ella se anotan las velocidades esperadas del flujo (V_i), así como los gastos máximos correspondientes (Q_i); esto se hace de acuerdo a la geometría definida por el área transversal del flujo, A , el tirante máximo permisible ($y_{máx}$) y varias posibles pendientes de la calle (S_i).

El mismo análisis se puede aplicar a cunetas con otro tipo de sección transversal, como las que se muestran en la figura A.25.

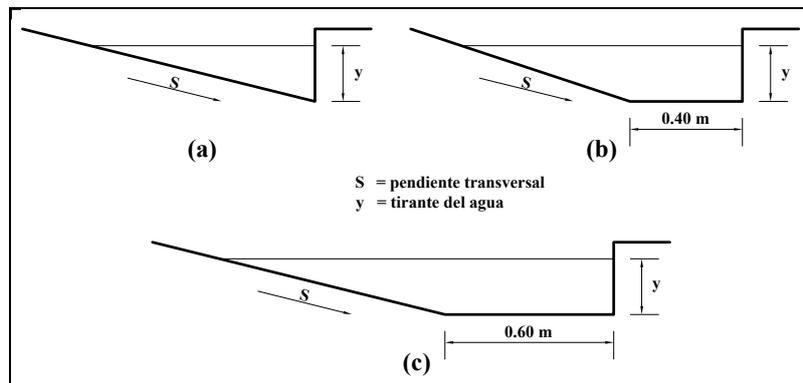


Figura A.25 Otras secciones transversales de cunetas.

A.7.2 Sumideros o coladeras pluviales

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

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

Por otra parte, la capacidad de una alcantarilla puede ser estimada en forma aproximada mediante algunos principios de Hidráulica. Para ello, supóngase que se tiene una coladera pluvial como la mostrada en la figura A.26.

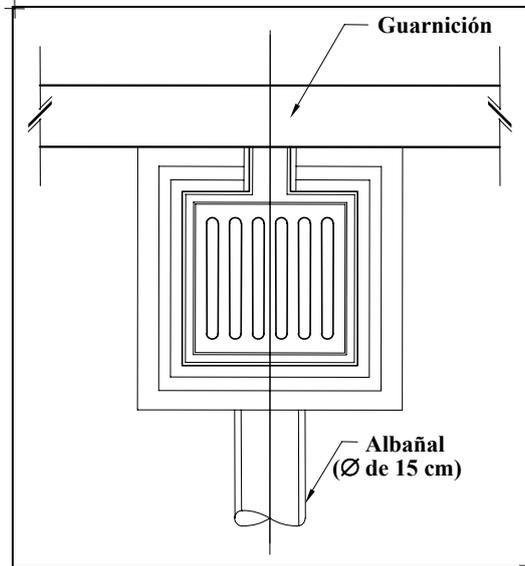


Figura A.26 Coladera de piso.

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

$$Q = 1,000 C_d A \sqrt{2gh} \quad (\text{A.84})$$

donde

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

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

El tipo de coladeras mostradas en la figura A.26 es usualmente estándar, es decir, tienen dimensiones prefijadas. Dado que no es posible dimensionar cada coladera según su gasto de diseño, se dispone de coladeras tipo que tienen cierta capacidad estándar. Su uso implica la colocación de tantas coladeras como sea necesario para captar el gasto de diseño, o la partición del área de aportación (definiendo subcuencas), colocando otras coladeras hasta que ellas sean suficientes para captar el gasto de diseño.

En la ecuación A.84 se observa que la capacidad de la coladera es directamente proporcional al tirante de agua sobre la misma, por lo que para aumentar su confiabilidad en ocasiones se hacen arreglos al pavimento, tales como los mostrados en la figura A.27, considerando pendientes transversales y longitudinales a la calle.

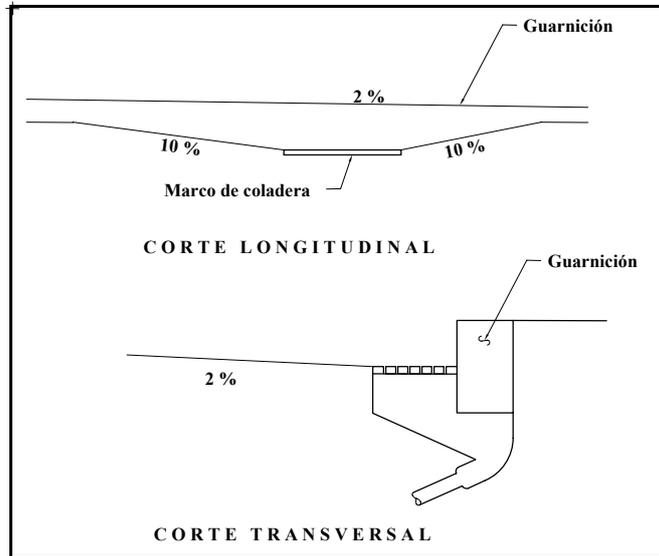


Figura A.27 Cortes longitudinal y transversal de un pavimento con pendientes hacia la coladera de piso.

+

ANEXO B

PRECIPITACIÓN

B.1 PRECIPITACIÓN

De acuerdo a la Hidrología, se considera a la precipitación como la fuente primaria del agua contenida en la superficie terrestre.

La precipitación constituye un fenómeno físico que describe la transferencia de agua, en su fase líquida (lluvia) o sólida (nieve y granizo), entre la atmósfera y la superficie terrestre. Sobre los continentes las precipitaciones representan el elemento más importante del ciclo hidrológico, siendo su volumen superior al de las otras componentes. Según el principio de conservación de masa, y teniendo en cuenta las dimensiones del planeta, durante un periodo de tiempo suficientemente largo, las precipitaciones son iguales a la evaporación. Puede considerarse este fenómeno como el resultado final de un proceso integrado por las tres etapas siguientes:

- El enfriamiento del aire hasta la saturación. La condición de saturación es un estado termodinámico llamado punto de rocío.
- El cambio de fase de vapor de agua a líquido y/o sólido.
- El crecimiento de las gotas microscópicas hasta la formación de gotas de vapor de agua.

B.1.1 Condensación del vapor de agua.

B.1.2 Punto de rocío.

El vapor de agua de la atmósfera se transforma en líquido cuando alcanza el punto de rocío, ya sea por enfriamiento o por aumento de la presión. Este cambio es ocasionado por uno de los fenómenos siguientes:

- a) Conducción térmica. Cuando una masa de aire está en contacto con una superficie más fría.
- b) Cambio brusco de la presión atmosférica producido por la proximidad de un ciclón.
- c) Elevación de la masa de aire por un proceso adiabático.
- d) Mezcla de dos masas de aire con temperaturas diferentes.

B.1.3 Tipos de condensación

El fenómeno de condensación puede ser de cuatro tipos, según el género de precipitaciones producidas:

Condensación aparente. Produce la lluvia, el granizo, la nieve, etc.

Condensación transitoria. Produce precipitaciones que no llegan a tocar el suelo porque se evaporan durante su recorrido.

Condensación al nivel del suelo. Produce el rocío, la escarcha, etc.

Condensación subterránea. Tiene lugar en la zona aireada del suelo.

Los dos últimos tipos representan la condensación oculta ya que el volumen de agua producido , en general, no puede medirse.

El hecho de que el aire alcance el punto de rocío no significa necesariamente que la condensación ha de producirse. Para que se lleve a cabo la condensación es necesaria la presencia de ciertos núcleos microscópicos en torno a los cuales se forman las gotas de agua condensadas. El origen de estos núcleos puede ser:

- a) Oceánico. La evaporación del agua de mar arrastra una cierta cantidad de cloruros, en particular la sal (NaCl).
- b) Continental. El polvo, el humo y otras partículas arrastradas por las corrientes ascendentes de aire.
- c) Cósmico. Polvo meteórico.

Mientras el movimiento vertical de las masas de aire compense la fuerza de la gravedad de las partículas líquidas de las nubes, no se producirán precipitaciones. Éstas tendrán lugar únicamente cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

- a) El peso de las gotas de agua es suficiente para compensar la componente vertical de las masas de aire.
- b) El recorrido de las gotas de agua, granizo, o copos de nieve, es lo suficientemente corto como para evitar la evaporación total de la masa.

Los rayos del sol, por medio de una acción ionizante, producen una carga eléctrica en las nubes; esta carga provoca una atracción mutua de las partículas líquidas formándose de esta manera gotas de mayor tamaño y cristales de hielo. En este momento comienzan las precipitaciones. En su trayectoria descendente, la gota de agua arrastra otras partículas líquidas de la nube y su volumen aumenta. Una vez que la capa inferior de la nube ha sido rebasada, la gota entra en contacto con el aire no saturado y el proceso de evaporación comienza con una reducción progresiva del volumen. Si la nube está lo suficientemente alta, el volumen total de la gota puede evaporarse antes de alcanzar el suelo.

B.2 TIPOS DE PRECIPITACIONES

Las precipitaciones atmosféricas pueden clasificarse en tres tipos diferentes: ciclónicas, de convección y orográficas.

B.2.1. Precipitaciones ciclónicas

Este tipo de precipitaciones está asociado a las superficies de contacto entre las masas de aire de temperatura y humedad diferentes. En el lugar en que las masas se ponen en contacto (regiones de convergencia) se producen remolinos gigantescos y las masas calientes y húmedas, más ligeras, son energicamente empujadas hacia arriba. De ello resulta un enfriamiento adiabático y una condensación.

Por lo regular, el fenómeno ciclónico produce precipitaciones importantes y prolongadas.

B.2.2 Precipitaciones de convección

En periodos de estado del tiempo estable, cuando el aire, saturado o no, próximo al suelo se calienta por la radiación solar, las masas de aire se dilatan y ascienden. En el transcurso del ascenso, se enfrían adiabáticamente y alcanzan su punto de condensación. La duración de este tipo de precipitación es bastante corta, menos de una hora, pero su intensidad es muy grande.

B.2.3 Precipitaciones orográficas

Cuando los vientos cargados de humedad, que ordinariamente soplan desde el océano hacia la tierra, llegan a una zona montañosa, las masas de aire tienden a elevarse y la expansión que resulta produce un enfriamiento adiabático.

La mayor preocupación con respecto a la precipitación en Ingeniería Hidrológica es pronosticarla. Los medios para hacerlo están basados en datos actuales, datos pasados, o una combinación de los dos

B.3 ESCURRIMIENTO

Los términos escurrimiento y flujo o caudal o gasto designan, en principio, el mismo fenómeno: El movimiento de un líquido bajo la influencia de la gravedad. En Hidrología, la distinción entre los dos términos radica en que, mientras el escurrimiento representa el movimiento del agua sobre una región o una superficie dada, el caudal expresa el movimiento del agua a través de una sección transversal cualquiera.

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre por acción de la gravedad. Una definición más completa puede ser: El escurrimiento es la parte de la precipitación que aparece en las corrientes superficiales, ya sean perennes, intermitentes o efímeras, y que regresa al mar o a los cuerpos de agua interiores. El escurrimiento, el cual también se conoce como gasto de un cauce, descarga de una corriente, rendimiento de la cuenca o aportación líquida, se puede expresar en las tres formas que se mencionan a continuación:

- 1) En unidades de gasto, como un volumen en la unidad de tiempo. Usualmente se expresa en m^3/s o en $Hm^3/año$.
- 2) En unidades de gasto unitario, es decir, en $m^3/s/km^2$ o $Hm^3/km^2/año$.
- 3) En lámina o tirante equivalente sobre la cuenca, en milímetros por día, por mes o por año. Estas unidades facilitan la comparación entre la precipitación y el escurrimiento.

De acuerdo a la localización en la superficie terrestre, el escurrimiento se divide en escurrimiento superficial, subsuperficial y subterráneo.

El escurrimiento superficial es la parte del escurrimiento que viaja sobre el suelo y después por los cauces. La parte del escurrimiento superficial que fluye sobre el terreno hacia los cauces se le llama flujo sobre el terreno, y ocurre cuando han sido llenadas las depresiones del terreno y éste ha sido saturado. En su trayectoria hacia la corriente más próxima, el agua que fluye sobre el

terreno se infiltra y se evapora en pequeñas cantidades. Cuando llega a un cauce definido se convierte en escurrimiento en corrientes.

Una fracción del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y aproximadamente en forma paralela a él. A esta parte del escurrimiento se le llama escurrimiento subsuperficial.

La otra fracción que se infiltra hasta niveles inferiores al freático se denomina escurrimiento subterráneo.

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial alcanza de manera más rápida la salida de la cuenca. Esto lo relaciona directamente con una tormenta en particular, por lo que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y constituye el escurrimiento directo.

El escurrimiento subterráneo, por el contrario, es el que tarda mayor tiempo en llegar a la salida de la cuenca, no se relaciona con una tormenta en particular; por escurrir bajo el nivel freático es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvia, formando el escurrimiento base.

El escurrimiento subsuperficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; esto dificulta distinguirlo de los dos primeros. Por lo tanto, se considera superficial si es relativamente rápido, subsuperficial si es relativamente lento.

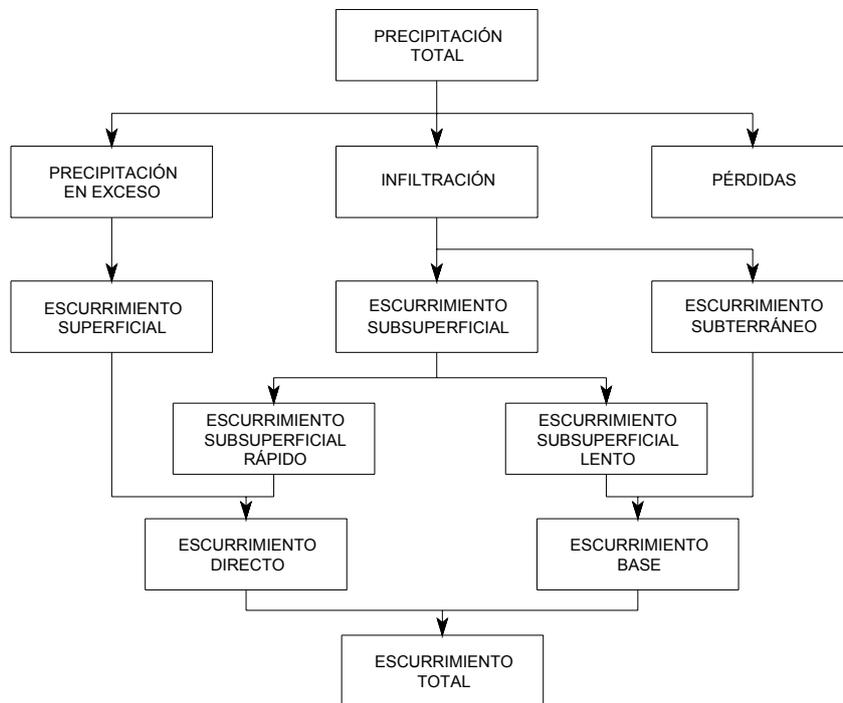


Figura B.1 Relación entre la precipitación y el escurrimiento total (V. T. Chow)

Para la intensidad de lluvia se utilizaron los datos de la Estación Climatológica Las Ánimas, la cual se ubica en la ciudad de Xalapa, Ver. (Tablas B1 y B2).

Tabla B1 Datos de la Estación Ánimas

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA ANIMAS												
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS EN mm												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1961	14.6	15.0	20.0	9.3	5.3	55.9	153.0	35.0	41.0	20.3	9.0	10.3
1962	15.1	7.1	7.1	17.2	20.0	55.5	67.1	40.2	39.0	43.7	54.7	8.0
1963	26.0	2.9	23.0	4.5	18.6	32.4	75.5	76.6	22.2	20.0	16.0	12.8
1964	12.0	8.6	8.6	31.2	39.7	38.0	28.7	12.1	34.5	20.7	13.0	25.0
1965	18.0	22.0	6.0	4.5	27.7	76.5	40.5	47.0	33.9	27.1	19.1	35.5
1966	20.0	9.5	13.7	23.9	25.6	71.1	27.3	45.2	67.1	27.0	7.0	9.3
1967	7.6	10.1	12.1	45.0	20.0	46.2	22.5	47.4	51.2	47.0	31.7	10.6
1968	56.4	11.1	6.1	25.3	12.8	74.8	24.2	62.2	13.5	31.2	25.2	50.2
1969	20.0	19.2	17.5	21.3	13.1	44.5	84.6	44.5	48.0	32.0	10.5	7.0
1970	11.0	32.5	8.5	7.5	37.0	70.5	42.0	28.2	43.5	8.0	8.5	4.1
1971	10.1	5.5	2.5	2.7	14.8	68.0	31.3	64.0	61.5	49.0	20.7	3.9
1972	11.6	14.0	30.7	11.1	44.9	36.4	102.0	30.2	30.6	21.2	13.5	7.0
1973	9.3	13.5	4.9	75.0	20.0	61.5	27.0	50.5	43.7	26.2	13.3	28.7
1974	29.8	9.8	34.5	27.0	10.1	65.5	42.0	34.2	175.0	20.7	6.3	12.5
1975	5.6	40.5	7.5	3.0	60.0	40.5	34.5	36.0	100.0	12.1	2.2	21.5
1976	13.1	8.0	3.5	26.1	28.5	93.0	69.5	35.0	56.5	40.0	9.3	9.0
1977	9.0	11.8	12.6	43.2	13.3	86.5	35.7	12.3	200.0	38.7	11.3	50.5
1978	12.1	5.4	22.0	3.7	17.8	87.4	22.7	103.5	72.5	16.7	9.8	25.5
1979	11.5	6.5	13.3	29.7	35.5	25.2	65.5	156.0	39.7	19.0	33.5	19.7
1980	11.5	36.0	12.8	50.7	21.2	84.9	27.7	40.0	65.5	49.0	44.5	16.3
1981	15.5	6.0	13.5	68.0	42.0	69.5	69.9	52.2	68.0	10.3	16.7	23.1
1982	8.8	11.6	9.1	62.0	58.7	37.0	46.0	34.0	55.7	44.0	18.8	16.5
1983	20.0	8.8	10.6	15.0	20.0	52.9	40.0	50.0	62.0	27.3	20.0	10.8
1984	20.0	8.1	7.6	5.5	49.0	48.5	74.5	46.0	83.0	36.0	21.2	18.2
1985	11.8	4.5	24.5	32.7	40.0	74.0	80.0	36.5	25.7	26.0	77.5	8.3
1986	4.8	15.3	5.0	16.7	50.7	56.0	32.2	29.6	50.2	42.0	43.0	16.6
1987	5.9	9.6	11.3	25.0	20.2	43.0	24.5	44.7	37.2	14.0	26.0	14.3
1988	10.6	18.0	25.1	41.0	18.5	23.5	23.7	33.0	52.2	28.5	3.0	15.5
1989	1.7	11.5	5.1	28.0	26.0	52.0	78.2	44.7	45.5	26.6	33.2	22.7
1990	14.0	16.0	9.9	35.4	25.9	54.5	51.3	36.2	59.3	29.7	15.4	4.8
1991	25.2	78.5	6.0	46.0	28.1	65.8	47.0	38.7	59.5	17.6	32.4	25.6

Tabla B.2 Precipitación máxima en la Estación Ánimas

LAS ÁNIMAS
h _p en mm
153.0
67.1
76.6
39.7
76.5
71.1
51.2
74.8
84.6
70.5
68.0
102.0
75.0
175.0
100.0
93.0
200.0
103.5
156.0
84.9
69.9
62.0
62.0
83.0
80.0
56.0
44.7
52.2
78.2
59.3
78.5

Con estos datos se calculará la precipitación máxima. Se emplearán

B.4 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

B.4.1 Funciones de distribución de probabilidad

Una vez completados los datos de cada estación, se aplican las funciones de distribución para calcular el mejor ajuste de los datos.

Una serie de datos se caracteriza a través de sus estadísticos muestrales

Media

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} \quad (\text{B.1})$$

Varianza

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2 \quad (\text{B.2})$$

Coefficiente de asimetría insesgado

$$g_{no\ sesgado} = \left[\frac{n^2}{(n-1)(n-2)} \right] \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3}{\left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2 \right]^{3/2}} \quad (\text{B.3})$$

Coefficiente de curtosis insesgado

$$k_{no\ sesgado} = \left[\frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-3)} \right] \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^4}{\left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2 \right]^2} \quad (\text{B.4})$$

Desviación estándar

$$S = \sqrt{S^2} \quad (\text{B.5})$$

Coefficiente de variación

$$C_v = \frac{S}{\bar{X}} \quad (\text{B.6})$$

Los eventos se estiman

$$\hat{X}_T = \hat{\mu} + \hat{\sigma} U_T \quad (\text{B.7})$$

Aproximación que se utiliza para la distribución

$$U_T = v - \frac{b_0 + b_1v + b_2v^2}{1 + b_3v + b_4v^2 + b_5v^3} \quad (\text{B.8})$$

Tabla B.3 Valores para la distribución

$b_0 = 2.515517$	$b_3 = 1.432788$
$b_1 = 0.802853$	$b_4 = 0.189269$
$b_2 = 0.010328$	$b_5 = 0.001308$

Si se considera que $F(x) = 1 - \frac{1}{T}$ para la distribución Gumbel y $F(x) = \frac{1}{T}$ para el resto de las distribuciones:

Entonces para $0 < F(x) \leq 0.5$ se tiene que

$$v = \sqrt{\ln\left(\frac{1}{[F(x)]^2}\right)} \quad (\text{B.9})$$

y para una probabilidad $0.5 < F(x) \leq 1$ se cambia $F(x)$ por $[1 - F(x)]$ y se cambia el signo de U_T .

Las distribuciones a utilizar son:

- 1) Gumbel
- 2) Normal
- 3) Gamma 2 parámetros
- 4) Gamma 3 parámetros
- 5) Log-Normal 2 parámetros
- 6) Log- Normal 3 parámetros

1) Gumbel

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}} \quad (\text{B.10})$$

Estimación de parámetros

$$\hat{u} = \bar{X} - 0.45S \quad (\text{B.11})$$

$$\hat{\alpha} = 0.78S \quad (\text{B.12})$$

Estimación de eventos

$$\hat{X}_T = \hat{u} - \hat{\alpha} \text{Ln}[-\text{Ln}F(x)] \quad (\text{B.13})$$

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T}, \quad T = \text{periodo de retorno} \quad (\text{B.14})$$

2) Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx$$

Estimación de parámetros

$$\mu = \bar{X} \quad (\text{B.15})$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2 \quad (\text{B.16})$$

Estimación de eventos

$$\hat{X}_T = \hat{\mu} + \hat{\sigma} U_T \quad (\text{B.17})$$

3) Gamma 2 parámetros

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)}$$

Estimación de parámetros

$$\hat{\alpha} = \frac{S^2}{\bar{X}} \quad (\text{B.18})$$

$$\hat{\beta} = \left(\frac{\bar{X}}{S} \right)^2 \quad (\text{B.19})$$

Estimación de eventos

$$\hat{X}_T = \hat{\alpha} \hat{\beta} \left\{ 1 - \frac{1}{9\hat{\beta}} + U_T \sqrt{\frac{1}{9\hat{\beta}}} \right\}^3 \quad (\text{B.20})$$

4) Gamma 3 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - X_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x - X_0}{\alpha} \right)}$$

Estimación de parámetros

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2} \quad (\text{B.21})$$

$$\hat{\alpha} = \frac{S}{\sqrt{\hat{\beta}}} \quad (\text{B.22})$$

$$\hat{X}_0 = \bar{X} - S\sqrt{\hat{\beta}} \quad (\text{B.23})$$

Estimación de eventos

$$\hat{X}_T = X_0 + \alpha\beta \left\{ 1 - \frac{1}{9\beta} + U_T \sqrt{\frac{1}{9\hat{\beta}}} \right\}^3 \quad (\text{B.24})$$

5) Log-Normal 2 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad x > 0$$

Estimación de parámetros

$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x) \quad (\text{B.25})$$

$$\sigma_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln x - \mu_y)^2}{n-1} \quad (\text{B.26})$$

Estimación de eventos

$$\hat{X}_T = EXP(\hat{\mu}_y + U_T \hat{\sigma}_y) \quad (\text{B.27})$$

6) Log-Normal 3 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Estimación de parámetros

$$\hat{X}_0 = \bar{X} \left(1 - \frac{n_x}{n_z} \right) \quad (\text{B.28})$$

$$n_x = \frac{S}{X} \quad (\text{B.29})$$

$$n_z = \frac{1 - w^{2/3}}{w^{1/3}} \quad (\text{B.30})$$

$$w = \frac{(g^2 + 4)^{1/2} - g}{2} \quad (\text{B.31})$$

$$\hat{\mu}_y = \ln\left(\frac{S}{n_z}\right) - \frac{1}{2} \ln(n_z^2 + 1) \quad (\text{B.32})$$

$$\hat{\sigma}_y = [\ln(n_z^2 + 1)]^{1/2} \quad (\text{B.33})$$

Estimación de eventos

$$\hat{X}_T = \hat{X}_0 + EXP[\hat{\mu}_y + U_T \hat{\sigma}_y] \quad (\text{B.34})$$

B.4.2 Pruebas de homogeneidad

Para asegurar la homogeneidad de los datos se realizan las pruebas siguientes:

a) Helmert

$$|S - C| \leq \sqrt{n - 1} \quad (\text{B.35})$$

S secuencia

C cambio

n tamaño de la muestra

b) Prueba *t* de Student. Dividiendo en dos partes la muestra

$$t_d = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (\text{B.36})$$

\bar{X} 's, S 's, n 's medias, varianzas y tamaño de la primera y segunda muestras, donde la serie es homogénea si se cumple que

$$|t_d| < t_{\nu}, 0.05$$

$\nu = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad.

c) Prueba de Cramer. Se forman bloques con 60 % y 30 % de los últimos valores de la muestra

$$\tau_w = \frac{\bar{X}_w - \bar{X}}{S} \quad (\text{B.37})$$

$$t_w = \left\{ \frac{n_{60}(n-2)}{n-n_{60}[1+(\tau_w)^2]} \right\}^{1/2} |\tau_w| \quad (\text{B.38})$$

$$|t_w| < t_v, 0.05$$

con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad.

B.4.3 Prueba de independencia

Para garantizar que la muestra sea aleatoria se aplica la prueba de Anderson

Coefficiente de autocorrelación serial

$$r_k = \frac{\sum_{t=1}^{n-k} (x_t - \bar{X})(x_{t+k} - \bar{X})}{\sum_{t=1}^n (x_t - \bar{X})^2} \quad (\text{B.39})$$

y los límites son

$$r_k(95) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k} \quad (\text{B.40})$$

k tiempo de retraso
 n tamaño de la muestra
 r_k hasta $n/3$

B.4.4 Prueba de bondad de ajuste

Error estándar de ajuste

$$EE = \left[\frac{\sum_{t=1}^n (Q_r - Q_c)^2}{n-p} \right]^{1/2} \quad (\text{B.41})$$

Q_r Gastos reales para un periodo de retorno $T = \frac{n+1}{m}$
 n Tamaño de la muestra
 m Número de orden

B.4.5 Aplicación de las distribuciones a los datos

A continuación, en las tablas se presenta el análisis de cada estación con las 6 distribuciones, incluyendo las pruebas de independencia y homogeneidad.

PRUEBA DE INDEPENDENCIA LAS ÁNIMAS

No	hp Xr mm	$(x_t - \bar{x})^2$	$(x_t - \bar{x})^3$	$(x_t - \bar{x})^4$	n	k	$\sum_{t=1}^{n-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})$	$\sum_{t=1}^n (x_t - \bar{x})^2$	L.I.	r_k	L.S.
1	153.0	4566.20	308554.80	20850177.18	31	1	9509.97	42066.98	-0.3852	0.2261	0.3185
2	67.1	335.85	-6154.99	112798.42	31	2	15412.91	42066.98	-0.3921	0.3664	0.3231
3	76.6	77.90	-687.61	6069.08	31	3	10033.39	42066.98	-0.3994	0.2385	0.3280
4	39.7	2090.90	-95609.13	4371855.44	31	4	126.66	42066.98	-0.4072	0.0030	0.3331
5	76.5	79.68	-711.25	6348.83	31	5	6477.36	42066.98	-0.4154	0.1540	0.3385
6	71.1	205.24	-2940.40	42125.12	31	6	-6527.41	42066.98	-0.4241	-0.1552	0.3441
7	51.2	1171.44	-40094.19	1372277.30	31	7	-6874.74	42066.98	-0.4333	-0.1634	0.3500
8	74.8	112.92	-1199.92	12750.73	31	8	-9177.20	42066.98	-0.4432	-0.2182	0.3562
9	84.6	0.68	-0.56	0.47	31	9	-11970.91	42066.98	-0.4537	-0.2846	0.3628
10	70.5	222.80	-3325.52	49637.90	31	10	-15938.14	42066.98	-0.4650	-0.3789	0.3698
11	68.0	303.68	-5291.99	92219.93	31	11	-9951.23	42066.98	-0.4772	-0.2366	0.3772
12	102.0	274.69	4552.56	75452.50							
13	75.0	108.71	-1133.43	11817.56							
14	175.0	8023.44	718688.92	64375596.36							
15	100.0	212.39	3095.32	45110.17							
16	93.0	57.36	434.43	3290.21							
17	200.0	13127.12	1504022.56	172321368.60							
18	103.5	326.66	5903.89	106704.90							
19	156.0	4980.64	351502.09	24806788.56							
20	84.9	0.28	-0.15	0.08							
21	69.9	241.07	-3742.89	58113.42							
22	62.0	548.79	-12856.22	301174.24							
23	62.0	548.79	-12856.22	301174.24							
24	83.0	5.89	-14.28	34.66							
25	80.0	29.45	-159.78	867.02							
26	56.0	865.91	-25480.55	749799.31							
27	44.7	1658.63	-67550.13	2751069.50							
28	52.2	1103.99	-36681.54	1218793.30							
29	78.2	52.71	-382.63	2777.86							
30	59.3	685.20	-17935.91	469495.13							
31	78.5	47.97	-332.29	2301.52							
Σ	2648.22	42066.98	2561613.01	294517989.53							
\bar{x}	85.43										
S^2_{sesg}	1357.00										
S^2_{insesg}	1402.23										
g_{sesg}	1.6530										
g_{insesg}	1.8259										
k_{sesg}	5.1593										
k_{insesg}	6.3096										
S	37.4464										
Cv	0.4383										

$$r_k = \frac{\sum_{t=1}^{n-k} (X_t - \bar{X})(X_{t+k} - \bar{X})}{\sum_{t=1}^n (X_t - \bar{X})^2}$$

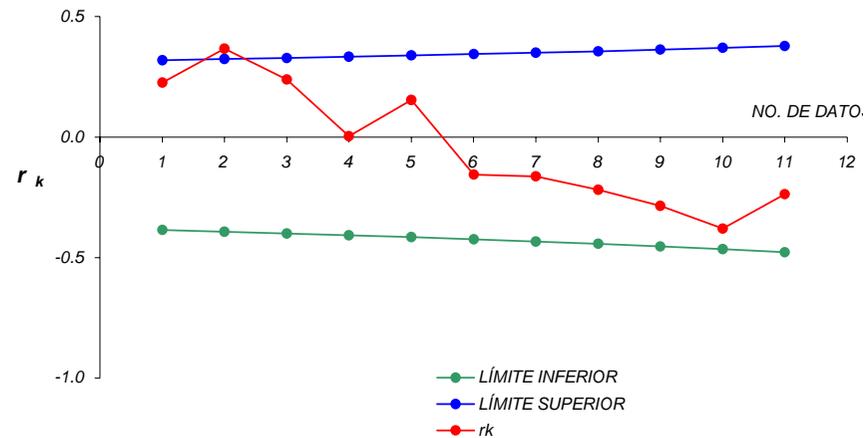
límite inferior

$$r_k(95) = \frac{-1 - 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k}$$

límite superior

$$r_k(95) = \frac{-1 + 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k}$$

CORRELOGRAMA LAS ANIMAS



ANEXO B. PRECIPITACIÓN

DISTRIBUCIÓN GUMBEL LAS ÁNIMAS

hp X _r mm	hp X _r mm	(x _r -x̄) ²	(x _r -x̄) ³	(x _r -x̄) ⁴	No de orden m	Tr	P(1-1/T) prob acum	\hat{X}_T mm	(X _r -X _T) ²
153.0	200.0	13127.12	1504022.56	172321368.60	1	32.00	0.9688	169.3	942.38
67.1	175.0	8023.44	718688.92	64375596.36	2	16.00	0.9375	148.6	697.53
76.6	156.0	4980.64	351502.09	24806788.56	3	10.67	0.9063	136.3	389.56
39.7	153.0	4566.20	308554.80	20850177.18	4	8.00	0.8750	127.4	657.36
76.5	103.5	326.66	5903.89	106704.90	5	6.40	0.8438	120.3	283.19
71.1	102.0	274.69	4552.56	75452.50	6	5.33	0.8125	114.5	155.54
51.2	100.0	212.39	3095.32	45110.17	7	4.57	0.7813	109.4	88.73
74.8	93.0	57.36	434.43	3290.21	8	4.00	0.7500	105.0	142.85
84.6	84.9	0.28	-0.15	0.08	9	3.56	0.7188	100.9	256.75
70.5	84.6	0.68	-0.56	0.47	10	3.20	0.6875	97.2	159.68
68.0	83.0	5.89	-14.28	34.66	11	2.91	0.6563	93.8	117.06
102.0	80.0	29.45	-159.78	867.02	12	2.67	0.6250	90.6	112.77
75.0	78.5	47.97	-332.29	2301.52	13	2.46	0.5938	87.6	82.72
175.0	78.2	52.71	-382.63	2777.86	14	2.29	0.5625	84.7	42.87
100.0	76.6	77.90	-687.61	6069.08	15	2.13	0.5313	81.9	28.61
93.0	76.5	79.68	-711.25	6348.83	16	2.00	0.5000	79.3	7.71
200.0	75.0	108.71	-1133.43	11817.56	17	1.88	0.4688	76.7	2.81
103.5	74.8	112.92	-1199.92	12750.73	18	1.78	0.4375	74.1	0.45
156.0	71.1	205.24	-2940.40	42125.12	19	1.68	0.4063	71.6	0.28
84.9	70.5	222.80	-3325.52	49637.90	20	1.60	0.3750	69.1	1.85
69.9	69.9	241.07	-3742.89	58113.42	21	1.52	0.3438	66.7	10.50
62.0	68.0	303.68	-5291.99	92219.93	22	1.45	0.3125	64.2	14.72
62.0	67.1	335.85	-6154.99	112798.42	23	1.39	0.2813	61.6	29.91
83.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	24	1.33	0.2500	59.0	8.77
80.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	25	1.28	0.2188	56.4	31.88
56.0	59.3	685.20	-17935.91	469495.13	26	1.23	0.1875	53.5	32.68
44.7	56.0	865.91	-25480.55	749799.31	27	1.19	0.1563	50.5	30.09
52.2	52.2	1103.99	-36681.54	1218793.30	28	1.14	0.1250	47.2	25.00
78.2	51.2	1171.44	-40094.19	1372277.30	29	1.10	0.0938	43.4	60.57
59.3	44.7	1658.63	-67550.13	2751069.50	30	1.07	0.0625	38.8	34.80
78.5	39.7	2090.90	-95609.13	4371855.44	31	1.03	0.0313	32.3	54.97
Σ	2648.22	42066.98	2561613.01	294517989.53					4504.60
x̄	85.426								
S ² _{sesg}	1357.00								
S ² _{insesg}	1402.23								
g _{sesg}	1.6530								
g _{insesg}	1.8259								
k _{sesg}	5.1593								
k _{insesg}	6.3096								
S	37.4464								
Cv	0.4383								

Tr	P(1-1/T) prob acum	\hat{X}_T mm
2	0.5000	79.3
5	0.8000	112.4
10	0.9000	134.3
20	0.9500	155.3
50	0.9800	182.5
100	0.9900	202.9
500	0.9980	250.0
1000	0.9990	270.2
5000	0.9998	317.2
10000	0.9999	337.5

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

$$\hat{\nu} = \bar{x} - 0.45 S$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S$$

ESTIMACIÓN DE EVENTOS

$$\hat{X}_T = \hat{\nu} - \hat{\alpha} \text{Ln}(-\text{Ln}(1 - 1/T))$$

$\hat{\nu}$	68.575
$\hat{\alpha}$	29.197
p(No.de par)	2

EE	12.46
----	-------

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

$$EE = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (h_r - h_c)^2}{n - p} \right]^{1/2}$$

h_r = Altura de precip. real

n = Tamaño de la muestra

m = Número de orden

h_c = Altura de precip. calculada

p = Número de parámetros de la distribución

ANEXO B. PRECIPITACIÓN

DISTRIBUCIÓN NORMAL LAS ÁNIMAS

hp Xr mm	hp Xr mm	$(x_r - \bar{x})^{-2}$	$(x_r - \bar{x})^{-3}$	$(x_r - \bar{x})^{-4}$	No de orden m	Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	\hat{X}_T mm	$(X_r - X_r)^2$
153.0	200.0	13127.12	1504022.56	172321368.60	1	32.00	0.969	0.0313	2.6328	1.8631	155.2	2007.5316
67.1	175.0	8023.44	718688.92	64375596.36	2	16.00	0.938	0.0625	2.3548	1.5344	142.9	1031.3479
76.6	156.0	4980.64	351502.09	24806788.56	3	10.67	0.906	0.0938	2.1758	1.3182	134.8	449.9236
39.7	153.0	4566.20	308554.80	20850177.18	4	8.00	0.875	0.1250	2.0393	1.1504	128.5	599.9555
76.5	103.5	326.66	5903.89	106704.90	5	6.40	0.844	0.1563	1.9268	1.0100	123.2	389.9029
71.1	102.0	274.69	4552.56	75452.50	6	5.33	0.813	0.1875	1.8297	0.8870	118.6	276.9584
51.2	100.0	212.39	3095.32	45110.17	7	4.57	0.781	0.2188	1.7435	0.7762	114.5	210.0276
74.8	93.0	57.36	434.43	3290.21	8	4.00	0.750	0.2500	1.6651	0.6742	110.7	312.3100
84.6	84.9	0.28	-0.15	0.08	9	3.56	0.719	0.2813	1.5928	0.5788	107.1	492.7958
70.5	84.6	0.68	-0.56	0.47	10	3.20	0.688	0.3125	1.5252	0.4884	103.7	365.3334
68.0	83.0	5.89	-14.28	34.66	11	2.91	0.656	0.3438	1.4614	0.4018	100.5	305.2928
102.0	80.0	29.45	-159.78	867.02	12	2.67	0.625	0.3750	1.4006	0.3182	97.3	300.7373
75.0	78.5	47.97	-332.29	2301.52	13	2.46	0.594	0.4063	1.3422	0.2368	94.3	249.4376
175.0	78.2	52.71	-382.63	2777.86	14	2.29	0.563	0.4375	1.2858	0.1570	91.3	172.6169
100.0	76.6	77.90	-687.61	6069.08	15	2.13	0.531	0.4688	1.2310	0.0782	88.4	138.1868
93.0	76.5	79.68	-711.25	6348.83	16	2.00	0.500	0.5000	1.1774	0.0000	85.4	79.6795
200.0	75.0	108.71	-1133.43	11817.56	17	1.88	0.469	0.5313	1.2310	-0.0782	82.5	56.2109
103.5	74.8	112.92	-1199.92	12750.73	18	1.78	0.438	0.5625	1.2858	-0.1570	79.5	22.5417
156.0	71.1	205.24	-2940.40	42125.12	19	1.68	0.406	0.5938	1.3422	-0.2368	76.6	29.8016
84.9	70.5	222.80	-3325.52	49637.90	20	1.60	0.375	0.6250	1.4006	-0.3182	73.5	9.0655
69.9	69.9	241.07	-3742.89	58113.42	21	1.52	0.344	0.6563	1.4614	-0.4018	70.4	0.2304
62.0	68.0	303.68	-5291.99	92219.93	22	1.45	0.313	0.6875	1.5252	-0.4884	67.1	0.7413
62.0	67.1	335.85	-6154.99	112798.42	23	1.39	0.281	0.7188	1.5928	-0.5788	63.8	11.1979
83.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	24	1.33	0.250	0.7500	1.6651	-0.6742	60.2	3.3110
80.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	25	1.28	0.219	0.7813	1.7435	-0.7762	56.4	31.8056
56.0	59.3	685.20	-17935.91	469495.13	26	1.23	0.188	0.8125	1.8297	-0.8870	52.2	49.5539
44.7	56.0	865.91	-25480.55	749799.31	27	1.19	0.156	0.8438	1.9268	-1.0100	47.6	70.4471
52.2	52.2	1103.99	-36681.54	1218793.30	28	1.14	0.125	0.8750	2.0393	-1.1504	42.3	97.0881
78.2	51.2	1171.44	-40094.19	1372277.30	29	1.10	0.094	0.9063	2.1758	-1.3182	36.1	229.0959
59.3	44.7	1658.63	-67550.13	2751069.50	30	1.07	0.063	0.9375	2.3548	-1.5344	28.0	279.9837
78.5	39.7	2090.90	-95609.13	4371855.44	31	1.03	0.031	0.9688	2.6328	-1.8631	15.7	578.0097
Σ	2648.22	42066.98	2561613.01	294517989.53								8851.1223

Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	\hat{X}_T mm
2	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	85.43
5	0.8000	0.2000	1.7941	0.8415	116.94
10	0.9000	0.1000	2.1460	1.2817	133.42
20	0.9500	0.0500	2.4477	1.6452	147.03
50	0.9800	0.0200	2.7971	2.0542	162.35
100	0.9900	0.0100	3.0349	2.3268	172.56
500	0.9980	0.0020	3.5255	2.8785	193.22
1000	0.9990	0.0010	3.7169	3.0905	201.16
5000	0.9998	0.0002	4.1273	3.5402	218.00
10000	0.9999	0.0001	4.2919	3.7191	224.69

\bar{x}	85.43
S^2_{sesg}	1357.00
S^2_{insesg}	1402.23
g_{sesg}	1.6530
g_{insesg}	1.8259
k_{sesg}	5.1593
k_{insesg}	6.3096
S	37.4464
Cv	0.4383

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

μ	85.43
σ	37.45
p(No.de par)	2

E.E.	17.47
------	-------

$\hat{\mu} = \bar{x}$

$\hat{\sigma}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}$

ESTIMACIÓN DE EVENTOS

$\hat{X}_T = \hat{\mu} + \hat{\sigma} U_T$

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (h_r - h_c)^2}{n-p} \right]^{1/2}$

h_r = Altura de precip. real
 n = Tamaño de la muestra
 m = Número de orden
 h_c = Altura de precip. calculada
 p = Número de parámetros de la distribución

PARA UNA PROBABILIDAD ACUMULADA $0 < F(x) \leq 0.5$

$U_T \approx v - \frac{b_0 + b_1v + b_2v^2}{1 + b_3v + b_4v^2 + b_5v^3}$

DONDE $b_0 = 2.515517$ $b_1 = 0.802853$
 $b_2 = 0.010328$ $b_3 = 1.432788$
 $b_4 = 0.189269$ $b_5 = 0.001308$

$v = \sqrt{\text{Ln} \left\{ \frac{1}{[F(x)]^2} \right\}}$

PARA UNA PROBABILIDAD $0.5 < F(x) \leq 1$ se cambia $F(x)$ por $[1 - F(x)]$

ANEXO B. PRECIPITACIÓN

DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 LAS ÁNIMAS

hp Xr mm	hp Xr mm	(x _i -x ⁻) ²	(x _i -x ⁻) ³	(x _i -x ⁻) ⁴	No de orden m	Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	X _T ^o mm	(X _T -X _i) ²
153.0	200.0	13127.12	1504022.56	172321368.60	1	32.00	0.969	0.0313	2.6328	1.8631	167.2	1075.6354
67.1	175.0	8023.44	718688.92	64375596.36	2	16.00	0.938	0.0625	2.3548	1.5344	148.7	693.1145
76.6	156.0	4980.64	351502.09	24806788.56	3	10.67	0.906	0.0938	2.1758	1.3182	137.3	351.0752
39.7	153.0	4566.20	308554.80	20850177.18	4	8.00	0.875	0.1250	2.0393	1.1504	128.8	584.5106
76.5	103.5	326.66	5903.89	106704.90	5	6.40	0.844	0.1563	1.9268	1.0100	122.0	343.3347
71.1	102.0	274.69	4552.56	75452.50	6	5.33	0.813	0.1875	1.8297	0.8870	116.3	203.9891
51.2	100.0	212.39	3095.32	45110.17	7	4.57	0.781	0.2188	1.7435	0.7762	111.3	126.7814
74.8	93.0	57.36	434.43	3290.21	8	4.00	0.750	0.2500	1.6651	0.6742	106.8	189.4979
84.6	84.9	0.28	-0.15	0.08	9	3.56	0.719	0.2813	1.5928	0.5788	102.7	315.8889
70.5	84.6	0.68	-0.56	0.47	10	3.20	0.688	0.3125	1.5252	0.4884	98.9	204.3115
68.0	83.0	5.89	-14.28	34.66	11	2.91	0.656	0.3438	1.4614	0.4018	95.4	152.8511
102.0	80.0	29.45	-159.78	867.02	12	2.67	0.625	0.3750	1.4006	0.3182	92.0	144.8089
75.0	78.5	47.97	-332.29	2301.52	13	2.46	0.594	0.4063	1.3422	0.2368	88.9	107.4805
175.0	78.2	52.71	-382.63	2777.86	14	2.29	0.563	0.4375	1.2858	0.1570	85.8	58.7908
100.0	76.6	77.90	-687.61	6069.08	15	2.13	0.531	0.4688	1.2310	0.0782	82.9	39.8025
93.0	76.5	79.68	-711.25	6348.83	16	2.00	0.500	0.5000	1.1774	0.0000	80.1	12.7507
200.0	75.0	108.71	-1133.43	11817.56	17	1.88	0.469	0.5313	1.2310	-0.0782	77.3	5.2819
103.5	74.8	112.92	-1199.92	12750.73	18	1.78	0.438	0.5625	1.2858	-0.1570	74.6	0.0522
156.0	71.1	205.24	-2940.40	42125.12	19	1.68	0.406	0.5938	1.3422	-0.2368	71.9	0.6004
84.9	70.5	222.80	-3325.52	49637.90	20	1.60	0.375	0.6250	1.4006	-0.3182	69.2	1.7100
69.9	69.9	241.07	-3742.89	58113.42	21	1.52	0.344	0.6563	1.4614	-0.4018	66.5	11.5099
62.0	68.0	303.68	-5291.99	92219.93	22	1.45	0.313	0.6875	1.5252	-0.4884	63.8	17.6230
62.0	67.1	335.85	-6154.99	112798.42	23	1.39	0.281	0.7188	1.5928	-0.5788	61.1	36.5338
83.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	24	1.33	0.250	0.7500	1.6651	-0.6742	58.2	14.1109
80.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	25	1.28	0.219	0.7813	1.7435	-0.7762	55.3	44.4327
56.0	59.3	685.20	-17935.91	469495.13	26	1.23	0.188	0.8125	1.8297	-0.8870	52.3	48.5071
44.7	56.0	865.91	-25480.55	749799.31	27	1.19	0.156	0.8438	1.9268	-1.0100	49.0	48.4936
52.2	52.2	1103.99	-36681.54	1218793.30	28	1.14	0.125	0.8750	2.0393	-1.1504	45.5	44.9948
78.2	51.2	1171.44	-40094.19	1372277.30	29	1.10	0.094	0.9063	2.1758	-1.3182	41.5	94.3206
59.3	44.7	1658.63	-67550.13	2751069.50	30	1.07	0.063	0.9375	2.3548	-1.5344	36.7	64.2588
78.5	39.7	2090.90	-95609.13	4371855.44	31	1.03	0.031	0.9688	2.6328	-1.8631	30.1	91.8873
Σ	2648.22	42066.98	2561613.01	294517989.53								5128.9409

Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	X _T ^o mm
2	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	80.1
5	0.8000	0.2000	1.7941	0.8415	114.2
10	0.9000	0.1000	2.1460	1.2817	135.4
20	0.9500	0.0500	2.4477	1.6452	154.8
50	0.9800	0.0200	2.7971	2.0542	178.6
100	0.9900	0.0100	3.0349	2.3268	195.9
500	0.9980	0.0020	3.5255	2.8785	234.0
1000	0.9990	0.0010	3.7169	3.0905	249.9
5000	0.9998	0.0002	4.1273	3.5402	286.0
10000	0.9999	0.0001	4.2919	3.7191	301.2

X ⁻	85.43
S ² _{sesg}	1357.00
S ² _{insesg}	1402.23
g _{sesg}	1.6530
g _{insesg}	1.8259
k _{sesg}	5.1593
k _{insesg}	6.3096
S	37.4464
Cv	0.4383

PARA UNA PROBABILIDAD ACUMULADA

$$0 < F(x) \leq 0.5 \quad U_T \approx v - \frac{b_0 + b_1v + b_2v^2}{1 + b_3v + b_4v^2 + b_5v^3}$$

PARA UNA PROBABILIDAD

$$0.5 < F(x) \leq 1 \quad \text{se cambia } F(x) \text{ por } [1 - F(x)] \text{ y se cambia el signo de } U_T$$

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

$$\alpha = \frac{S^2}{x}$$

$$\beta = \left(\frac{x}{S}\right)^2$$

α	16.41
β	5.20
p(No.de par)	2

E.E.	13.30
------	-------

ESTIMACIÓN DE EVENTOS

$$X_T = \alpha \beta \left[1 - \frac{1}{9\beta} + U_T \sqrt{\frac{1}{9\beta}} \right]^3$$

DONDE $b_0 = 2.515517$ $b_1 = 0.802853$
 $b_2 = 0.010328$ $b_3 = 1.432788$
 $b_4 = 0.189269$ $b_5 = 0.001308$

$$v = \sqrt{\text{Ln} \left\{ \frac{1}{[F(x)]^2} \right\}}$$

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (h_i - h_c)^2}{n - p} \right]^{1/2}$$

h_i = Altura de precip. real
 n = Tamaño de la muestra
 m = Número de orden
 h_c = Altura de precip. calculada
 p = Número de parámetros de la distribución

ANEXO B. PRECIPITACIÓN

DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 LAS ÁNIMAS

hp Xr mm	hp Xr mm	(x _i -x ⁻) ²	(x _i -x ⁻) ³	(x _i -x ⁻) ⁴	No de orden m	Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	\hat{X}_T mm	(Xr-X _i) ²
153.0	200.0	13127.12	1504022.56	172321368.60	1	32.00	0.969	0.0313	2.6328	1.8631	175.9	582.3280
67.1	175.0	8023.44	718688.92	64375596.36	2	16.00	0.938	0.0625	2.3548	1.5344	150.9	581.5244
76.6	156.0	4980.64	351502.09	24806788.56	3	10.67	0.906	0.0938	2.1758	1.3182	136.3	387.6112
39.7	153.0	4566.20	308554.80	20850177.18	4	8.00	0.875	0.1250	2.0393	1.1504	126.0	730.6878
76.5	103.5	326.66	5903.89	106704.90	5	6.40	0.844	0.1563	1.9268	1.0100	117.9	208.2443
71.1	102.0	274.69	4552.56	75452.50	6	5.33	0.813	0.1875	1.8297	0.8870	111.3	87.3151
51.2	100.0	212.39	3095.32	45110.17	7	4.57	0.781	0.2188	1.7435	0.7762	105.8	33.1256
74.8	93.0	57.36	434.43	3290.21	8	4.00	0.750	0.2500	1.6651	0.6742	100.9	62.3141
84.6	84.9	0.28	-0.15	0.08	9	3.56	0.719	0.2813	1.5928	0.5788	96.6	136.5485
70.5	84.6	0.68	-0.56	0.47	10	3.20	0.688	0.3125	1.5252	0.4884	92.7	65.7894
68.0	83.0	5.89	-14.28	34.66	11	2.91	0.656	0.3438	1.4614	0.4018	89.2	38.2689
102.0	80.0	29.45	-159.78	867.02	12	2.67	0.625	0.3750	1.4006	0.3182	85.9	35.3807
75.0	78.5	47.97	-332.29	2301.52	13	2.46	0.594	0.4063	1.3422	0.2368	82.9	19.7970
175.0	78.2	52.71	-382.63	2777.86	14	2.29	0.563	0.4375	1.2858	0.1570	80.2	3.9452
100.0	76.6	77.90	-687.61	6069.08	15	2.13	0.531	0.4688	1.2310	0.0782	77.5	0.8625
93.0	76.5	79.68	-711.25	6348.83	16	2.00	0.500	0.5000	1.1774	0.0000	75.1	2.0928
200.0	75.0	108.71	-1133.43	11817.56	17	1.88	0.469	0.5313	1.2310	-0.0782	72.7	5.2693
103.5	74.8	112.92	-1199.92	12750.73	18	1.78	0.438	0.5625	1.2858	-0.1570	70.5	18.8043
156.0	71.1	205.24	-2940.40	42125.12	19	1.68	0.406	0.5938	1.3422	-0.2368	68.3	7.7454
84.9	70.5	222.80	-3325.52	49637.90	20	1.60	0.375	0.6250	1.4006	-0.3182	66.3	18.0414
69.9	69.9	241.07	-3742.89	58113.42	21	1.52	0.344	0.6563	1.4614	-0.4018	64.3	31.8161
62.0	68.0	303.68	-5291.99	92219.93	22	1.45	0.313	0.6875	1.5252	-0.4884	62.3	32.1724
62.0	67.1	335.85	-6154.99	112798.42	23	1.39	0.281	0.7188	1.5928	-0.5788	60.4	44.2395
83.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	24	1.33	0.250	0.7500	1.6651	-0.6742	58.6	11.4729
80.0	62.0	548.79	-12856.22	301174.24	25	1.28	0.219	0.7813	1.7435	-0.7762	56.8	26.9236
56.0	59.3	685.20	-17935.91	469495.13	26	1.23	0.188	0.8125	1.8297	-0.8870	55.0	17.7734
44.7	56.0	865.91	-25480.55	749799.31	27	1.19	0.156	0.8438	1.9268	-1.0100	53.3	7.4466
52.2	52.2	1103.99	-36681.54	1218793.30	28	1.14	0.125	0.8750	2.0393	-1.1504	51.5	0.4774
78.2	51.2	1171.44	-40094.19	1372727.30	29	1.10	0.094	0.9063	2.1758	-1.3182	49.7	2.1574
59.3	44.7	1658.63	-67550.13	2751069.50	30	1.07	0.063	0.9375	2.3548	-1.5344	47.9	10.3318
78.5	39.7	2090.90	-95609.13	4371855.44	31	1.03	0.031	0.9688	2.6328	-1.8631	46.0	40.0428
Σ	2648.22	42066.98	2561613.01	294517989.53								3250.55

\bar{x}	85.43
S ² _{sesg}	1357.00
S ² _{insesg}	1402.23
g _{sesg}	1.6530
g _{insesg}	1.8259
k _{sesg}	5.1593
k _{insesg}	6.3096
S	37.4464
Cv	0.4383

PARA UNA PROBABILIDAD ACUMULADA

0 < F(x) ≤ 0.5

$$U_T \approx v - \frac{b_0 + b_1v + b_2v^2}{1 + b_3v + b_4v^2 + b_5v^3}$$

PARA UNA PROBABILIDAD

0.5 < F(x) ≤ 1 se cambia

F(x) por [1 - F(x)]

y se cambia el signo de U_T

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2}$$

$$\hat{\alpha} = \frac{S}{\sqrt{\hat{\beta}}}$$

$$\hat{x}_0 = \bar{x} - S \sqrt{\hat{\beta}}$$

β	1.20
α	34.19
X ₀	44.41
p(No.de par)	3

E.E.	10.77
------	-------

ESTIMACIÓN DE EVENTOS

$$\hat{X}_T = \hat{x}_0 + \hat{\alpha} \hat{\beta} \left[1 - \frac{1}{9\hat{\beta}} + U_T \sqrt{\frac{1}{9\hat{\beta}}} \right]^3$$

$$v = \sqrt{\text{Ln} \left[\frac{1}{[F(x)]^{\frac{1}{\beta}}} \right]}$$

DONDE
 b₀ = 2.515517 b₁ = 0.802853
 b₂ = 0.010328 b₃ = 1.432788
 b₄ = 0.189269 b₅ = 0.001308

Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	\hat{X}_T mm	hp máx mm
2	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	75.1	84.8
5	0.8000	0.2000	1.7941	0.8415	109.0	123.2
10	0.9000	0.1000	2.1460	1.2817	134.0	151.4
20	0.9500	0.0500	2.4477	1.6452	158.9	179.6
50	0.9800	0.0200	2.7971	2.0542	192.0	217.0
100	0.9900	0.0100	3.0349	2.3268	217.3	245.6
500	0.9980	0.0020	3.5255	2.8785	277.1	313.1
1000	0.9990	0.0010	3.7169	3.0905	303.2	342.6
5000	0.9998	0.0002	4.1273	3.5402	365.1	412.6
10000	0.9999	0.0001	4.2919	3.7191	392.2	443.2

$\bar{X} = h_p$ media anual 85.4 96.5

CON ESTE VALOR Y EL PROMEDIO DE DÍAS CON LLUVIA DE 1 mm O MÁS

DÍAS C LLUVIA 125

DE LA FIGURA 4.32

$$h^1_{pT} = 2 \quad 52.1 \text{ mm}$$

$$R = \frac{h^1_{pT=2}}{h^3_{pT=2}} = 0.614$$

Tr	hp 24 hr mm	hp 1 hr mm
2	84.8	52.1
5	123.2	75.7
10	151.4	93.0
20	179.6	110.3
50	217.0	133.3
100	245.6	150.9
500	313.1	192.3
1000	342.6	210.5
5000	412.6	253.4
10000	443.2	272.3

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (h_i - h_c)^2}{n - p} \right]^{1/2}$$

h_i = Altura de precip. real

n = Tamaño de la muestra

m = Número de orden

h_c = Altura de precip. calculada

p = Número de parámetros de la distribución

ANEXO B. PRECIPITACIÓN

DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL 2 LAS ÁNIMAS

hp Xr mm	hp Xr mm	LN(hp) mm	(x _r -x̄) ²	(x _r -x̄) ³	(x _r -x̄) ⁴	No de orden m	Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	X̄ _T mm	(X _r -X _T) ²
153.0	200.0	5.2983	0.8551	0.7907	0.7311	1	32.0000	0.9688	0.0313	2.6328	1.8631	159.3	1657.3363
67.1	175.0	5.1648	0.6259	0.4952	0.3918	2	16.0000	0.9375	0.0625	2.3548	1.5344	140.9	1165.8513
76.6	156.0	5.0499	0.4573	0.3092	0.2091	3	10.6667	0.9063	0.0938	2.1758	1.3182	129.9	680.7501
39.7	153.0	5.0304	0.4314	0.2834	0.1861	4	8.0000	0.8750	0.1250	2.0393	1.1504	122.0	960.7159
76.5	103.5	4.6396	0.0707	0.0188	0.0050	5	6.4000	0.8438	0.1563	1.9268	1.0100	115.8	150.2574
71.1	102.0	4.6250	0.0632	0.0159	0.0040	6	5.3333	0.8125	0.1875	1.8297	0.8870	110.6	73.1639
51.2	100.0	4.6052	0.0536	0.0124	0.0029	7	4.5714	0.7813	0.2188	1.7435	0.7762	106.1	36.7650
74.8	93.0	4.5326	0.0253	0.0040	0.0006	8	4.0000	0.7500	0.2500	1.6651	0.6742	102.1	82.6531
84.6	84.9	4.4415	0.0046	0.0003	0.0000	9	3.5556	0.7188	0.2813	1.5928	0.5788	98.5	185.2500
70.5	84.6	4.4379	0.0041	0.0003	0.0000	10	3.2000	0.6875	0.3125	1.5252	0.4884	95.2	113.0871
68.0	83.0	4.4188	0.0020	0.0001	0.0000	11	2.9091	0.6563	0.3438	1.4614	0.4018	92.2	84.6322
102.0	80.0	4.3820	0.0001	0.0000	0.0000	12	2.6667	0.6250	0.3750	1.4006	0.3182	89.4	87.6090
75.0	78.5	4.3631	0.0001	0.0000	0.0000	13	2.4615	0.5938	0.4063	1.3422	0.2368	86.7	66.9023
175.0	78.2	4.3588	0.0002	0.0000	0.0000	14	2.2857	0.5625	0.4375	1.2858	0.1570	84.1	35.5536
100.0	76.6	4.3386	0.0012	0.0000	0.0000	15	2.1333	0.5313	0.4688	1.2310	0.0782	81.7	25.8668
93.0	76.5	4.3373	0.0013	0.0000	0.0000	16	2.0000	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	79.3	8.0090
200.0	75.0	4.3175	0.0032	-0.0002	0.0000	17	1.8824	0.4688	0.5313	1.2310	-0.0782	77.0	4.1699
103.5	74.8	4.3148	0.0035	-0.0002	0.0000	18	1.7778	0.4375	0.5625	1.2858	-0.1570	74.8	0.0000
156.0	71.1	4.2641	0.0120	-0.0013	0.0001	19	1.6842	0.4063	0.5938	1.3422	-0.2368	72.6	2.2614
84.9	70.5	4.2556	0.0139	-0.0016	0.0002	20	1.6000	0.3750	0.6250	1.4006	-0.3182	70.4	0.0055
69.9	69.9	4.2471	0.0160	-0.0020	0.0003	21	1.5238	0.3438	0.6563	1.4614	-0.4018	68.3	2.7000
62.0	68.0	4.2195	0.0237	-0.0037	0.0006	22	1.4545	0.3125	0.6875	1.5252	-0.4884	66.1	3.6795
62.0	67.1	4.2062	0.0280	-0.0047	0.0008	23	1.3913	0.2813	0.7188	1.5928	-0.5788	63.9	10.3429
83.0	62.0	4.1271	0.0608	-0.0150	0.0037	24	1.3333	0.2500	0.7500	1.6651	-0.6742	61.6	0.1272
80.0	62.0	4.1271	0.0608	-0.0150	0.0037	25	1.2800	0.2188	0.7813	1.7435	-0.7762	59.3	7.1033
56.0	59.3	4.0818	0.0852	-0.0249	0.0073	26	1.2308	0.1875	0.8125	1.8297	-0.8870	56.9	5.4065
44.7	56.0	4.0254	0.1213	-0.0422	0.0147	27	1.1852	0.1563	0.8438	1.9268	-1.0100	54.4	2.6713
52.2	52.2	3.9551	0.1752	-0.0733	0.0307	28	1.1429	0.1250	0.8750	2.0393	-1.1504	51.6	0.3818
78.2	51.2	3.9357	0.1917	-0.0840	0.0368	29	1.1034	0.0938	0.9063	2.1758	-1.3182	48.4	7.5977
59.3	44.7	3.8000	0.3291	-0.1888	0.1083	30	1.0667	0.0625	0.9375	2.3548	-1.5344	44.7	0.0004
78.5	39.7	3.6814	0.4792	-0.3318	0.2297	31	1.0323	0.0313	0.9688	2.6328	-1.8631	39.5	0.0368
Σ		135.58	4.20	1.14	1.97								5460.8873

Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	X̄ _T mm
2	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	79.33
5	0.8000	0.2000	1.7941	0.8415	108.68
10	0.9000	0.1000	2.1460	1.2817	128.15
20	0.9500	0.0500	2.4477	1.6452	146.82
50	0.9800	0.0200	2.7971	2.0542	171.09
100	0.9900	0.0100	3.0349	2.3268	189.46
500	0.9980	0.0020	3.5255	2.8785	232.90
1000	0.9990	0.0010	3.7169	3.0905	252.13
5000	0.9998	0.0002	4.1273	3.5402	298.34
10000	0.9999	0.0001	4.2919	3.7191	318.99

X̄	4.37
S ² _{sesg}	0.135
S ² _{insesg}	0.140
g _{sesg}	0.7386
g _{insesg}	0.8158
k _{sesg}	3.4579
k _{insesg}	4.2289
S	0.3742
Cv	0.0855

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

μ _y	4.3736
σ _y	0.3742
p(No.de par)	2

E.E.	13.72
------	-------

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(X_i)$$

$$\sigma_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln X_i - \hat{\mu}_y)^2}{n-1}$$

ESTIMACIÓN DE EVENTOS

$$\hat{X}_T = \text{EXP}(\hat{\mu}_y + U_T \sigma_y)$$

PARA UNA PROBABILIDAD ACUMULADA

$$0 < F(x) \leq 0.5 \quad U_T \approx v - \frac{b_0 + b_1 v + b_2 v^2}{1 + b_3 v + b_4 v^2 + b_5 v^3}$$

DONDE $b_0 = 2.515517$ $b_1 = 0.802853$

$b_2 = 0.010328$ $b_3 = 1.432788$

$b_4 = 0.189269$ $b_5 = 0.001308$

PARA UNA PROBABILIDAD

$0.5 < F(x) \leq 1$ se cambia $F(x)$ por $[1 - F(x)]$

y se cambia el signo de U_T

$$v = \sqrt{\ln\left\{\frac{1}{[F(x)]^2}\right\}}$$

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (h_i - h_c)^2}{n-p} \right]^{1/2}$$

h_i = Altura de precip. real

n = Tamaño de la muestra

m = Número de orden

h_c = Altura de precip. calculada

p = Número de parámetros de la distribución

ANEXO B. PRECIPITACIÓN

DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL 3 LAS ÁNIMAS

hp Xr mm	hp Xr mm	$(x_r-x)^{-2}$	$(x_r-x)^{-3}$	$(x_r-x)^{-4}$	No de orden m	Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	\hat{X}_T mm	$(X_r-X_r)^2$
153.0	200.0	13127.1234	1504022.5627	172321368.5978	1	32.0000	0.9688	0.0313	2.6328	1.8631	172.8	737.6549
67.1	175.0	8023.4404	718688.9192	64375596.3559	2	16.0000	0.9375	0.0625	2.3548	1.5344	148.6	695.7083
76.6	156.0	4980.6414	351502.0876	24806788.5551	3	10.6667	0.9063	0.0938	2.1758	1.3182	134.8	449.7195
39.7	153.0	4566.1994	308554.8040	20850177.1833	4	8.0000	0.8750	0.1250	2.0393	1.1504	125.1	779.7280
76.5	103.5	326.6572	5903.8902	106704.8993	5	6.4000	0.8438	0.1563	1.9268	1.0100	117.6	197.7856
71.1	102.0	274.6862	4552.5552	75452.4980	6	5.3333	0.8125	0.1875	1.8297	0.8870	111.4	88.7451
51.2	100.0	212.3915	3095.3220	45110.1679	7	4.5714	0.7813	0.2188	1.7435	0.7762	106.2	38.5343
74.8	93.0	57.3603	434.4275	3290.2057	8	4.0000	0.7500	0.2500	1.6651	0.6742	101.7	75.0899
84.6	84.9	0.2770	-0.1458	0.0767	9	3.5556	0.7188	0.2813	1.5928	0.5788	97.6	161.9962
70.5	84.6	0.6828	-0.5643	0.4663	10	3.2000	0.6875	0.3125	1.5252	0.4884	94.0	88.0155
68.0	83.0	5.8871	-14.2842	34.6583	11	2.9091	0.6563	0.3438	1.4614	0.4018	90.6	58.4726
102.0	80.0	29.4452	-159.7795	867.0183	12	2.6667	0.6250	0.3750	1.4006	0.3182	87.6	57.2086
75.0	78.5	47.9742	-332.2856	2301.5235	13	2.4615	0.5938	0.4063	1.3422	0.2368	84.7	38.2799
175.0	78.2	52.7054	-382.6331	2777.8578	14	2.2857	0.5625	0.4375	1.2858	0.1570	82.0	14.5548
100.0	76.6	77.9043	-687.6098	6069.0786	15	2.1333	0.5313	0.4688	1.2310	0.0782	79.4	7.9443
93.0	76.5	79.6796	-711.2469	6348.8322	16	2.0000	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	77.0	0.2252
200.0	75.0	108.7086	-1133.4327	11817.5557	17	1.8824	0.4688	0.5313	1.2310	-0.0782	74.6	0.1390
103.5	74.8	112.9191	-1199.9170	12750.7272	18	1.7778	0.4375	0.5625	1.2858	-0.1570	72.4	5.9676
156.0	71.1	205.2440	-2940.3960	42125.1157	19	1.6842	0.4063	0.5938	1.3422	-0.2368	70.1	0.9040
84.9	70.5	222.7956	-3325.5238	49637.9009	20	1.6000	0.3750	0.6250	1.4006	-0.3182	68.0	6.3048
69.9	69.9	241.0673	-3742.8924	58113.4224	21	1.5238	0.3438	0.6563	1.4614	-0.4018	65.9	16.2985
62.0	68.0	303.6774	-5291.9850	92219.9341	22	1.4545	0.3125	0.6875	1.5252	-0.4884	63.8	18.0087
62.0	67.1	335.8548	-6154.9889	112798.4234	23	1.3913	0.2813	0.7188	1.5928	-0.5788	61.7	29.6561
83.0	62.0	548.7934	-12856.2221	301174.2408	24	1.3333	0.2500	0.7500	1.6651	-0.6742	59.5	6.0549
80.0	62.0	548.7934	-12856.2221	301174.2408	25	1.2800	0.2188	0.7813	1.7435	-0.7762	57.4	21.2464
56.0	59.3	685.1971	-17935.9060	469495.1305	26	1.2308	0.1875	0.8125	1.8297	-0.8870	55.2	16.5560
44.7	56.0	865.9095	-25480.5489	749799.3141	27	1.1852	0.1563	0.8438	1.9268	-1.0100	52.9	9.7762
52.2	52.2	1103.9897	-36681.5386	1218793.3011	28	1.1429	0.1250	0.8750	2.0393	-1.1504	50.4	3.2052
78.2	51.2	1171.4424	-40094.1868	1372277.2992	29	1.1034	0.0938	0.9063	2.1758	-1.3182	47.7	12.3069
59.3	44.7	1658.6348	-67550.1273	2751069.5023	30	1.0667	0.0625	0.9375	2.3548	-1.5344	44.5	0.0327
78.5	39.7	2090.8982	-95609.1253	4371855.4434	31	1.0323	0.0313	0.9688	2.6328	-1.8631	40.3	0.3912
Σ	2648.22	42066.98	2561613.01	294517989.53								3636.5111

Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	\hat{X}_T mm
2	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	77.0
5	0.8000	0.2000	1.7941	0.8415	109.2
10	0.9000	0.1000	2.1460	1.2817	132.6
50	0.9500	0.0500	2.4477	1.6452	156.3
20	0.9800	0.0200	2.7971	2.0542	188.9
100	0.9900	0.0100	3.0349	2.3268	214.8
500	0.9980	0.0020	3.5255	2.8785	279.7
1000	0.9990	0.0010	3.7169	3.0905	310.0
5000	0.9998	0.0002	4.1273	3.5402	386.4
10000	0.9999	0.0001	4.2919	3.7191	422.1

\bar{x}	85.42634
S^2_{sesg}	1356.99939
S^2_{insesg}	1402.23270
g_{sesg}	1.65304
g_{insesg}	1.82594
k_{sesg}	5.15930
k_{insesg}	6.30955
S	37.44640
Cv	0.43835

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

$$w = \frac{(g^2 + 4)^{1/2} - g}{2}$$

$$\hat{n}_x = \frac{S}{\bar{X}}, \quad \hat{n}_z = \frac{1-w^{2/3}}{w^{1/3}}$$

$$\hat{x}_0 = \bar{X} \left(1 - \frac{\hat{n}_x}{\hat{n}_z} \right)$$

$$\hat{\rho}_y = \text{Ln} \left(\frac{S}{\hat{n}_z} \right) - \frac{1}{2} \text{Ln}(\hat{n}_z^2 + 1)$$

$$\hat{\sigma}_y = \left[\text{Ln}(\hat{n}_z^2 + 1) \right]^{1/2}$$

w	0.4411
n_x	0.4383
n_z	0.5524
X_0	17.6433
μ_y	4.0831
σ_y	0.5161
p(No.de par)	3

ESTIMACIÓN DE EVENTOS

$$\hat{X}_T = \hat{x}_0 + \text{EXP} \left(\hat{\rho}_y + U_T \hat{\sigma}_y \right)$$

DONDE $b_0 = 2.515517$ $b_1 = 0.802853$
 $b_2 = 0.010328$ $b_3 = 1.432788$
 $b_4 = 0.189269$ $b_5 = 0.001308$

$$v = \sqrt{\text{Ln} \left\{ \frac{1}{[F(x)]^2} \right\}}$$

E.E.	11.40
------	-------

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (h_r - h_c)^2}{n-p} \right]^{1/2}$$

h_r = Altura de precip. real

n = Tamaño de la muestra

m = Número de orden

h_c = Altura de precip. calculada

p = Número de parámetros de la distribución

PARA UNA PROBABILIDAD ACUMULADA
 $0 < F(x) \leq 0.5$

$$U_T \approx v - \frac{b_0 + b_1 v + b_2 v^2}{1 + b_3 v + b_4 v^2 + b_5 v^3}$$

PARA UNA PROBABILIDAD $0.5 < F(x) \leq 1$ se cambia
 $F(x)$ por $[1 - F(x)]$
 y se cambia el signo de U_T

B.5 RESUMEN DEL ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

ESTACIÓN LAS ÁNIMAS

La prueba de bondad en el ajuste

Tabla B.4 Error estándar

DISTRIBUCIÓN	ERROR ESTÁNDAR
GUMBEL	12.46
NORMAL	17.47
GAMMA 2	13.30
GAMMA 3	10.77
LOGNOR 2	13.72
LOGNOR 3	11.40

indica que el mejor ajuste fue con la Distribución: Gamma 3.

Estimación de parámetros

Ecuación B.21

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2} = 1.20$$

Ecuación B.22

$$\hat{\alpha} = \frac{S}{\sqrt{\hat{\beta}}} = 34.19$$

Ecuación B.23

$$\hat{X}_0 = \bar{X} - S\sqrt{\hat{\beta}} = 44.41$$

Estimación de eventos

Ecuación B.24

$$\hat{X}_T = X_0 + \alpha\beta \left\{ 1 - \frac{1}{9\beta} + U_T \sqrt{\frac{1}{9\beta}} \right\}^3$$

La h_p máxima en 24 horas se obtiene multiplicando X_T por 1.13

Tabla B.5 Precipitación máxima en 24 hr.

Tr	P(1-1/T) prob acum	P(1/T)	v	UT	\hat{X}_T mm	hp máx mm
2	0.5000	0.5000	1.1774	0.0000	75.1	84.8
5	0.8000	0.2000	1.7941	0.8415	109.0	123.2
10	0.9000	0.1000	2.1460	1.2817	134.0	151.4
20	0.9500	0.0500	2.4477	1.6452	158.9	179.6
50	0.9800	0.0200	2.7971	2.0542	192.0	217.0
100	0.9900	0.0100	3.0349	2.3268	217.3	245.6
500	0.9980	0.0020	3.5255	2.8785	277.1	313.1
1000	0.9990	0.0010	3.7169	3.0905	303.2	342.6
5000	0.9998	0.0002	4.1273	3.5402	365.1	412.6
10000	0.9999	0.0001	4.2919	3.7191	392.2	443.2

Una vez realizado el análisis de frecuencias de la estación, la función que ajusta se ve a continuación

Tabla B.6 La mejor distribución

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN
Las Ánimas	Gamma 3

Se observa que la distribución que mejor ajusta a la estación es la Distribución Gamma 3.

B.6 CONSTRUCCIÓN DE CURVAS $h-d-T$ e $i-d-T$

Bell y Chen desarrollaron expresiones para el cálculo de la precipitación asociada a distintas duraciones y periodos de retorno; los resultados obtenidos han sido aceptables. Ambos realizaron sus estudios apoyados en las mediciones llevadas a cabo por el U.S. Weather Bureau.

En México se han elaborado mapas que muestran la regionalización del factor R , llamado factor de convectividad. R es la relación entre la precipitación máxima anual en 1 hora para un periodo de retorno T , y la precipitación máxima anual en 24 horas para el mismo periodo de retorno T .

En el presente trabajo se utiliza la figura B.2 del U.S. Weather Bureau (Daniel F. Campos A.; *Procesos del ciclo hidrológico*) para obtener el valor de la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años.

Días de lluvia: 125

Lluvia media anual: 85.4 mm
de la figura B.2

$$h_{pT=2}^{1h} = 52.1 \text{ mm}$$

Con el dato anterior y la lluvia de 24 horas y periodo de retorno de 2 años se obtiene la relación

$$R = \frac{h_{pT=2}^{1h}}{h_{pT=2}^{24h}} \quad (\text{B.42})$$

$$R = \frac{52.1}{84.8} = 0.614$$

Esta relación no cambia con el periodo de retorno, por lo que se aplica a todos los datos de 1 hora de duración.

Para el cálculo de las precipitaciones con duraciones menores a 1 (una) hora se emplean los siguientes valores (Daniel F. Campos A.; *Procesos del ciclo hidrológico*):

Tabla B.7 Relación $\frac{h_p^{d\ min}}{h_p^{1hr}}$

minutos	5	10	15	30	45
Relación $\frac{h_p^{d\ min}}{h_p^{1hr}}$	0.30	0.45	0.57	0.79	0.91

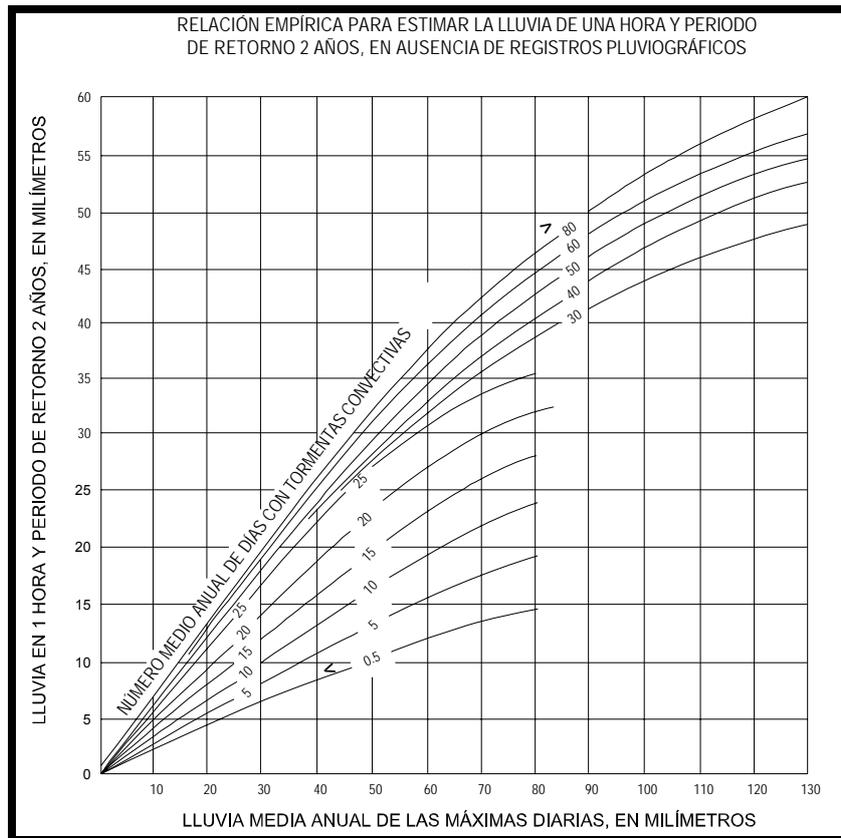


Figura B.2 Gráfica del U.S. Weather Bureau

A continuación se presentan los datos para la construcción de las curvas $h-d-T$ e $i-d-T$ de cada una de las estaciones, que van desde los 5 minutos hasta los 10 días (240 horas)

Tabla B.8 Curvas altura-duración-periodo de retorno

LAS ÁNIMAS CURVAS h-d-T		Tr, EN AÑOS									
DURACIÓN		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
24 h	24	84.8	123.2	151.4	179.6	217.0	245.6	313.1	342.6	412.6	443.2
1 h	1	52.1	75.7	93.0	110.3	133.3	150.9	192.3	210.5	253.4	272.3
5 min	0.083	15.6	22.7	27.9	33.1	40.0	45.3	57.7	63.1	76.0	81.7
10 min	0.167	23.4	34.1	41.9	49.6	60.0	67.9	86.5	94.7	114.0	122.5
15 min	0.250	29.7	43.1	53.0	62.9	76.0	86.0	109.6	120.0	144.5	155.2
30 min	0.500	41.2	59.8	73.5	87.1	105.3	119.2	151.9	166.3	200.2	215.1
45 min	0.750	47.4	68.9	84.6	100.4	121.3	137.3	175.0	191.5	230.6	247.8
1 h	1	52.1	75.7	93.0	110.3	133.3	150.9	192.3	210.5	253.4	272.3
1.5 h	1.5	55.4	80.5	99.0	117.4	141.9	160.5	204.7	224.0	269.7	289.7
2 h	2	57.9	84.2	103.4	122.7	148.3	167.8	213.9	234.1	281.9	302.8
3 h	3	61.7	89.6	110.1	130.6	157.8	178.5	227.6	249.1	299.9	322.2
4 h	4	64.4	93.6	115.0	136.4	164.9	186.6	237.9	260.3	313.5	336.7
5 h	5	66.7	96.8	119.0	141.2	170.6	193.1	246.1	269.4	324.4	348.5
6 h	6	68.6	99.6	122.4	145.2	175.5	198.6	253.1	277.0	333.6	358.3
7 h	7	70.2	102.0	125.3	148.7	179.7	203.3	259.2	283.7	341.5	366.9
8 h	8	71.7	104.1	127.9	151.7	183.4	207.5	264.5	289.5	348.6	374.5
9 h	9	73.0	106.0	130.3	154.5	186.7	211.3	269.4	294.8	355.0	381.3
10 h	10	74.2	107.7	132.4	157.0	189.7	214.7	273.7	299.6	360.7	387.5
15 h	15	78.9	114.6	140.9	167.1	201.9	228.5	291.3	318.8	383.9	412.4
20 h	20	82.5	119.8	147.2	174.6	211.0	238.8	304.4	333.2	401.2	431.0
24 h	24	84.8	123.2	151.4	179.6	217.0	245.6	313.1	342.6	412.6	443.2
48 h	48	94.3	137.0	168.4	199.7	241.3	273.1	348.2	381.1	458.8	492.9
72 h	72	100.4	145.8	179.2	212.5	256.8	290.6	370.5	405.5	488.2	524.5
96 h	96	104.9	152.3	187.3	222.1	268.4	303.8	387.2	423.8	510.3	548.2
120 h	120	108.5	157.7	193.8	229.8	277.7	314.3	400.7	438.5	528.0	567.2
144 h	144	111.6	162.1	199.3	236.3	285.6	323.2	412.0	451.0	543.0	583.3
168 h	168	114.3	166.0	204.0	242.0	292.4	331.0	421.9	461.8	556.0	597.3
192 h	192	116.7	169.4	208.3	247.0	298.5	337.8	430.6	471.3	567.5	609.6
216 h	216	118.8	172.5	212.1	251.5	303.9	344.0	438.5	479.9	577.8	620.7
240 h	240	120.7	175.3	215.5	255.6	308.9	349.6	445.6	487.7	587.2	630.8

LAS ÁNIMAS CURVAS h-d-T

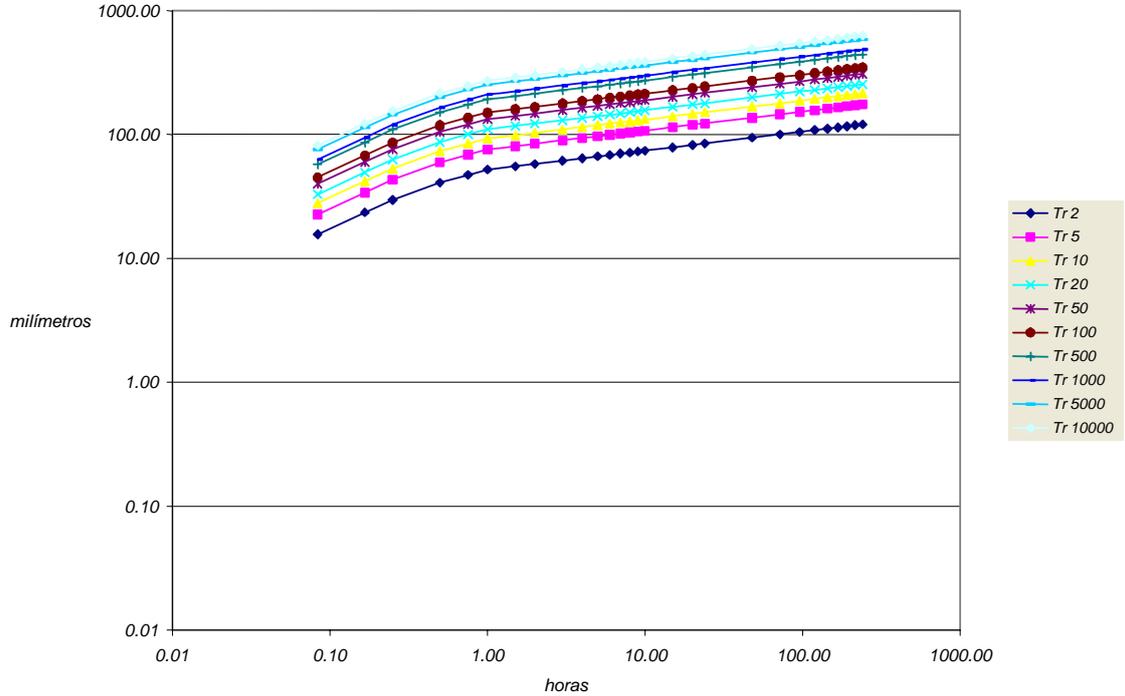


Figura B.3 Curvas altura-duración-periodo de retorno obtenidas de la tabla B.8.

Tabla B.9 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno

LAS ÁNIMAS CURVAS <i>i-d-T</i>		<i>T_r</i> , EN AÑOS									
DURACIÓN		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
24 h	24	3.5	5.1	6.3	7.5	9.0	10.2	13.0	14.3	17.2	18.5
1 h	1	52.1	75.7	93.0	110.3	133.3	150.9	192.3	210.5	253.4	272.3
5 min	0.083	187.6	272.4	334.9	397.1	479.9	543.1	692.4	757.8	912.4	980.2
10 min	0.167	140.7	204.3	251.1	297.8	359.9	407.3	519.3	568.3	684.3	735.1
15 min	0.250	118.8	172.5	212.1	251.5	303.9	344.0	438.5	479.9	577.8	620.8
30 min	0.500	82.3	119.6	147.0	174.3	210.6	238.4	303.9	332.6	400.4	430.2
45 min	0.750	63.2	91.8	112.9	133.8	161.7	183.1	233.4	255.4	307.5	330.3
1 h	1	52.1	75.7	93.0	110.3	133.3	150.9	192.3	210.5	253.4	272.3
1.5 h	1.5	37.0	53.7	66.0	78.3	94.6	107.0	136.4	149.3	179.8	193.2
2 h	2	29.0	42.1	51.7	61.3	74.1	83.9	106.9	117.0	140.9	151.4
3 h	3	20.6	29.9	36.7	43.5	52.6	59.5	75.9	83.0	100.0	107.4
4 h	4	16.1	23.4	28.8	34.1	41.2	46.6	59.5	65.1	78.4	84.2
5 h	5	13.3	19.4	23.8	28.2	34.1	38.6	49.2	53.9	64.9	69.7
6 h	6	11.4	16.6	20.4	24.2	29.2	33.1	42.2	46.2	55.6	59.7
7 h	7	10.0	14.6	17.9	21.2	25.7	29.0	37.0	40.5	48.8	52.4
8 h	8	9.0	13.0	16.0	19.0	22.9	25.9	33.1	36.2	43.6	46.8
9 h	9	8.1	11.8	14.5	17.2	20.7	23.5	29.9	32.8	39.4	42.4
10 h	10	7.4	10.8	13.2	15.7	19.0	21.5	27.4	30.0	36.1	38.8
15 h	15	5.3	7.6	9.4	11.1	13.5	15.2	19.4	21.3	25.6	27.5
20 h	20	4.1	6.0	7.4	8.7	10.6	11.9	15.2	16.7	20.1	21.5
24 h	24	3.5	5.1	6.3	7.5	9.0	10.2	13.0	14.3	17.2	18.5
48 h	48	2.0	2.9	3.5	4.2	5.0	5.7	7.3	7.9	9.6	10.3
72 h	72	1.4	2.0	2.5	3.0	3.6	4.0	5.1	5.6	6.8	7.3
96 h	96	1.1	1.6	2.0	2.3	2.8	3.2	4.0	4.4	5.3	5.7
120 h	120	0.9	1.3	1.6	1.9	2.3	2.6	3.3	3.7	4.4	4.7
144 h	144	0.8	1.1	1.4	1.6	2.0	2.2	2.9	3.1	3.8	4.1
168 h	168	0.7	1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.5	2.7	3.3	3.6
192 h	192	0.6	0.9	1.1	1.3	1.6	1.8	2.2	2.5	3.0	3.2
216 h	216	0.5	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	2.0	2.2	2.7	2.9
240 h	240	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5	1.9	2.0	2.4	2.6

LAS ÁNIMAS CURVAS *i-d-T*

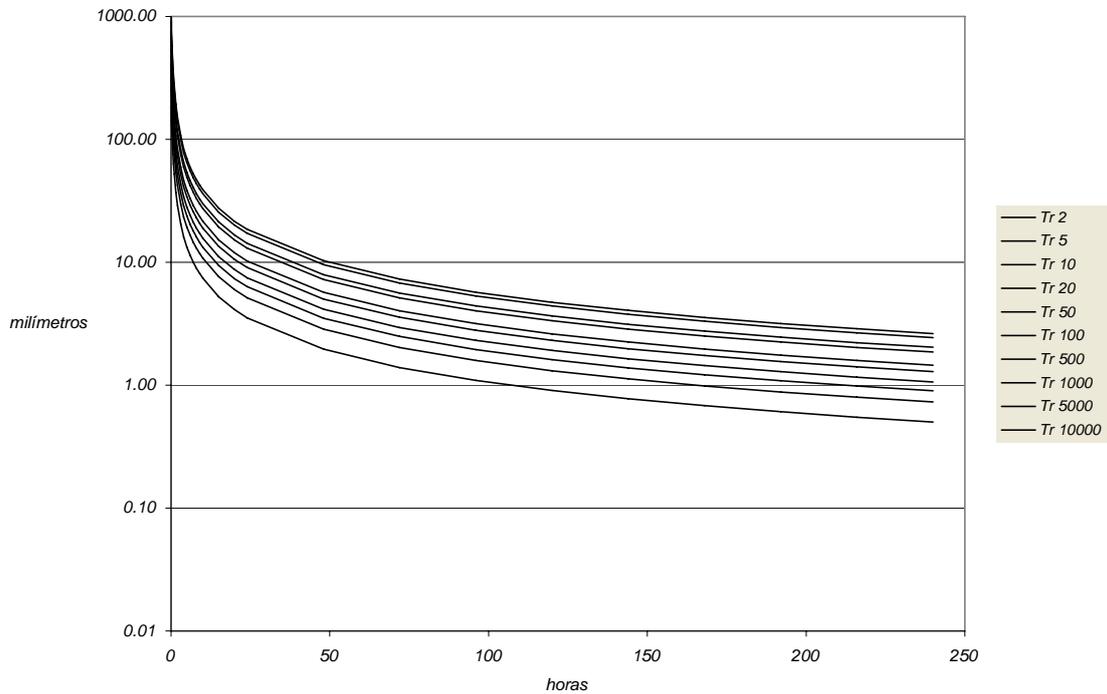


Figura B.4 Curvas *i-d-T* obtenidas de la Tabla B.9

BIBLIOGRAFÍA

1. Chow Ven Te
Hidráulica de canales abiertos
McGraw Hill
2005
2. Sotelo Ávila Gilberto
Hidráulica de canales
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
2002
3. Sotelo Ávila Gilberto
Hidráulica General. Volumen 1. Fundamentos
Limusa
1999
4. Escalante Sandoval Carlos A. y Reyes Chávez Lilia
Técnicas Estadísticas en Hidrología
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
2003
5. Campos Aranda Daniel F.
Procesos del Ciclo Hidrológico
Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de San Luis Potosí
1998
6. Chow Ven T., Maidment David R. & Mays Larry W.
Hidrología Aplicada
McGraw Hill
1988
7. Raudkivi Arved J.
An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling
Pergamon Press
1979
8. Aparicio Mijares Francisco Javier
Fundamentos de Hidrología de Superficie
Limusa
1999
9. Lara González Jorge Luis
Alcantarillado
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
1991
10. Comisión Nacional del Agua
Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento MAPAS
2005
11. Sánchez Segura Araceli
Proyecto de Sistemas de Alcantarillado
Instituto Politécnico Nacional
1995

BIBLIOGRAFÍA

12. Coley A David.
An Introduction to Genetic Algorithms for Scientists and Engineers.
World Scientific
1999
13. Mitchel Melanie
An Introduction to Genetic Algorithms
The Massachusetts Institute of Technology Press
2001
14. Goldberg David E.
Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning
Addison Wesley
1989
15. Joyanes Aguilar Luis
Programación en Quickbasic 4.0/4.5
McGraw Hill
1989
16. Ceballos Francisco Javier
Qbasic y MS-DOS 5
Addison Wesley Iberoamericana
1993
17. Jiménez Magaña Martín R.
Diseño óptimo de redes de distribución de agua potable utilizando un algoritmo genético
Tesis de Maestría
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
2004