



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

**DISEÑO DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL MEDIANTE UN ALGORITMO DE  
OPTIMIZACIÓN Y LA REVISIÓN DE SU FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:

**JUAN ANTONIO CHOMPA ABARCA**

TUTOR PRINCIPAL

**DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES**  
**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. NOVIEMBRE 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Domínguez Mora Ramón

Secretario: Dr. Gracia Sánchez Jesús

Vocal: Dr. Fuentes Mariles Oscar Arturo

1<sup>er.</sup> Suplente: M.I. Franco Víctor

2<sup>do.</sup> Suplente: Dr. Pozos Estrada Óscar

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

**DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES**

-----  
FIRMA

## AGRADECIMIENTOS

*A mis padres, **Rosalba y Ubel**, por todo el apoyo incondicional brindado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante de ser una persona con ganas de salir adelante, pero más que nada, por su amor.*

*A mi esposa **Aurora**, mi compañera de vida a la cual le agradezco todo el apoyo, confianza y compartir todos estos momentos a su lado, conociéndonos cada día. Ha sido el motor para ser una mejor persona cada día, espero que esta aventura continúe por mucho tiempo juntos y lleno de amor.*

*A mis tías y tíos: **Tere, Anita, Isidro y Domingo**; quienes siempre vi de ellos un ejemplo de vida y me orientaron en mi crecimiento con buenos consejos, siempre están en mi mente y en mi corazón.*

*A mis hermanos, **Luis y Daniel**, quienes con sus palabras me hacen sentir orgulloso de lo obtenido. Ojalá y algún día me convierta en ese ejemplo para que puedan seguir avanzando en su camino.*

*A mis primos: **Carlos, Mali, Loli, Lili y Alberto**; quienes son como mis hermanos y me ayudaron a crecer día con día, y valorar el poco tiempo que pasamos juntos como familia a pesar de la distancia siempre están en mi mente.*

*En especial a mis abuelos, el **abuelo Reynaldo y la abuela Antonia**; quienes son mis segundos padres, a ti abuelita te agradezco el valor del amor y vivir la vida con alegría ya que siempre encuentro en ti una sonrisa y mucho cariño, están en mi corazón en cada momento. Siempre tengo en cuenta sus consejos y sus enseñanzas de vida.*

*A **Saúl y Erika**, por el apoyo recibido desde el inicio de la maestría, muchas gracias chicos, siempre valoré el recibimiento que me dieron, y a lo largo de la maestría sus experiencias y consejos para llegar a la conclusión de esta tesis.*

*Mi más sincero agradecimiento a la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por brindarme la oportunidad de continuar con mi formación profesional en el Posgrado de Ingeniería.*

*Le agradezco al **Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles**, por su tiempo, experiencia y consejos para llevar a buen fin esta tesis.*

*Al comité evaluador: **Dr. Ramón Domínguez Mora, Dr. Jesús Gracia Sánchez, M.I. Víctor Franco y Dr. Óscar Pozos Estrada**. Por sus consejos para la mejora de este trabajo y por sus enseñanzas en las materias que impartieron, para mí fueron de gran aprendizaje.*

*Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)**, por el apoyo económico brindado para cursar el posgrado y por el impulsar el desarrollo de México.*

*“Sé el cambio que quieres ver en el mundo.”*

Mahatma Gandhi.

# RESUMEN

En la ingeniería existen varios métodos de diseño para el drenaje pluvial, ya que su principal función sirve para salvaguardar los bienes materiales ante lluvias intensas, debido a la presencia de algún fenómeno meteorológico. 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.

El presente trabajo de investigación desarrolla una metodología para el diseño de redes de drenaje pluvial, el cual permitirá obtener la combinación de diámetros y pendientes que generen los menores costos constructivos. La metodología a utilizar está basada en los Algoritmos Genéticos (AG's), un método basado en analogías con la evolución de los seres vivos que intercambian información genética, que para este caso el algoritmo propone una solución próxima a la óptima global del problema.

El método requiere de información inicial como son diámetros comerciales, pendientes aceptables y costos de tuberías. Se optimizará el costo total de la red cumpliendo una serie de condiciones de tipo hidráulico (restricciones). Con el método de optimización se determinará la mejor combinación de tuberías, profundidades y pendientes, para una red a menor costo y que cumpla con cada una de las restricciones hidráulicas. La metodología antes descrita, se aplicará a una red en la Ciudad de Tapachula, Chiapas.

En este trabajo de investigación se divide principalmente en tres partes:

El análisis hidrológico. Se obtuvo los gastos de diseño de la red, usando un modelo lluvia-escorrentamiento. Para determinar los gastos de diseño se utilizó el Método Racional con un Periodo de Retorno de 10 años, y así también se obtuvieron los hidrogramas de entrada para cada pozo dividiéndolas en áreas tributarias o de aportación.

Se propuso un método de diseño en redes de drenaje pluvial, mediante AG's el cual considera optimizar el costo total de la red, cumpliendo una serie de restricciones hidráulicas para determinar la mejor combinación de tuberías, profundidades y pendiente. Partiendo de una hipótesis relacionando sus tirantes y diámetros, la cual se explicará más adelante.

Una vez hecho los dos pasos anteriores, se realizó una revisión hidráulica de la red de drenaje pluvial mediante un modelo de flujo unidimensional, el sistema de simulación desarrollado en este estudio, emplea el Modelo de Gestión de Aguas Pluviales (Storm Water Management Model, SWMM), desarrollado por la Agencia de Protección al Ambiente (Environmental Protection Agency, EPA). La simulación del funcionamiento se aplica a dos escenarios, con los gastos máximos, y con los hidrogramas de entrada a cada nodo; y así conocer el comportamiento hidráulico y verificar que el diseño de drenaje pluvial usando el algoritmo de optimización, sea confiable.

# ABSTRACT

In engineering there are several methods to design stormwater drainage, since its main function serves to safeguard material goods before heavy rains, due to the presence of some meteorological phenomenon. In general, storm drainage networks are designed with simplified methods of hydraulic calculation, considering partially filled pipe operation and permanent flow conditions.

The present research develops a methodology for the design of rain drainage networks, which will allow to obtain the combination of diameters and slopes that generate the lowest construction costs. The methodology is based on the Genetic Algorithms (AG's), a method based on analogies with the evolution of living beings that exchange genetic information, which for this case the algorithm proposes a solution close to the global optimum of the problem.

The method requires initial information such as commercial diameters, acceptable slopes and pipe costs. The total cost of the network will be optimized, fulfilling a series of hydraulic conditions (restrictions). With the optimization method, the best combination of pipes, depths and slopes will be determined, for a network at lower cost and that complies with each of the hydraulic restrictions. The methodology described above will be applied to a network in the City of Tapachula, Chiapas.

This research is divided into three parts:

The hydrological analysis. The design costs of the network were obtained, using a rain-runoff model. Rational Method with a 10-year Return Period was used to determine the flow rates and thus the input hydrographs for each well were obtained by dividing them into tributary areas.

A design method was proposed in storm drainage networks, through AG's which considers optimizing the total cost of the network, fulfilling a series of hydraulic restrictions to determine the best combination of pipes, depths and slope. Starting from a hypothesis relating its braces and diameters, which will be explained later.

Once the two previous steps were completed, a hydraulic revision of the storm drainage network was carried out using a one-dimensional flow model. Numerical simulation was performed using the Storm Water Management Model (SWMM), developed by the Environmental Protection Agency (EPA). The simulation of the operation is applied to two scenarios, with the maximum expenses, and with the input hydrographs to each node; and thus to know the hydraulic behavior and verify that the design of pluvial drainage using the algorithm of optimization, is reliable.

## ÍNDICE GENERAL

1.	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1.	OBJETIVOS .....	3
1.1.1.	OBJETIVO GENERAL .....	3
1.1.2.	OBJETIVOS PARTICULAR.....	3
1.2.	DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.....	3
1.3.	ESTADO DEL ARTE.....	4
1.4.	SISTEMA DE DRENAJE URBANO.....	7
1.4.1.	TIPOS DE SISTEMAS DE DRENAJE .....	8
2.	SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL .....	10
2.1.	COMPONENTES DE UN DRENAJE PLUVIAL .....	10
2.1.1.	ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN .....	11
2.1.2.	ESTRUCTURAS DE CONDUCCIÓN.....	13
2.1.3.	ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN Y MANTENIMIENTO.....	14
2.1.4.	ESTRUCTURAS DE VERTIDO.....	18
2.2.	OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	19
2.2.1.	ESTACIÓN DE BOMBEO.....	19
2.2.2.	VERTEDORES .....	20
2.2.3.	ESTRUCTURAS DE CRUCE.....	20
2.3.	DISPOSICIÓN FINAL .....	22
2.3.1.	ESTRUCTURA DE DESCARGA CON CONDUCTO CERRADO .....	22
2.3.2.	ESTRUCTURA DE DESCARGA CON CANAL ABIERTO .....	22
2.4.	ETAPAS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL URBANO.....	22
2.4.1.	ANÁLISIS HIDROGRÁFICO E HIDROLÓGICO .....	22
2.4.2.	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONVENCIONAL Y METODOLOGIA PROPUESTA	23
3.	ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	25
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO .....	25
3.1.1.	RASGOS FÍSICOS .....	26
3.1.2.	CARACTERÍSTICAS FISOGRAFICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	27
3.2.	ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO .....	33
3.2.1.	RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS .....	33
3.2.2.	ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LLUVIAS.....	37
3.3.	EVENTOS DE DISEÑO A LA ZONA DE ESTUDIO.....	40

3.3.1.	DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD APLICADAS A LA ZONA DE ESTUDIO 40	
3.3.2.	CURVAS I-D-T DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	42
3.4.	GASTOS DE DISEÑO .....	45
3.4.1.	ESTIMACIÓN DE ÁREAS TRIBUTARIAS.....	45
3.4.2.	MÉTODO RACIONAL .....	46
3.4.3.	AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA ZONA DE ESTUDIO .....	47
4.	ANÁLISIS HIDRÁULICO DE UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL .....	50
4.1.	CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO.....	50
4.1.1.	FUNCIONAMIENTO DEL CONDUCTO.....	50
4.1.2.	TIEMPO .....	51
4.1.3.	DISTANCIA .....	51
4.1.4.	FUERZAS PREDOMINANTES EN EL MOVIMIENTO DEL FLUIDO.....	51
4.1.5.	NIVEL DE ENERGÍA .....	52
4.2.	ECUACIONES FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO .....	53
4.2.1.	CONTINUIDAD.....	53
4.2.2.	ENERGÍA .....	54
4.2.3.	ENERGÍA ESPECÍFICA .....	55
4.2.4.	CANTIDAD DE MOVIMIENTO O FUERZA ESPECÍFICA.....	56
4.3.	ANÁLISIS DE FLUJO EN CONDUCCIONES CERRADAS .....	57
4.3.1.	FLUJO CON SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA.....	57
4.3.2.	FLUJO UNIFORME Y TIRANTE NORMAL.....	58
5.	ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN (ALGORITMO GENÉTICO).....	61
5.1.	ALGORITMOS GENÉTICOS .....	61
5.1.1.	DEFINICIÓN DEL ALGORITMO GENÉTICO .....	61
5.1.2.	PRINCIPALES ELEMENTOS DE UN ALGORITMO GÉNÉTICO .....	62
5.1.3.	GENERACIÓN DE LA POBLACIÓN INICIAL.....	62
5.1.4.	GRADO DE ADAPTACIÓN DE LOS INDIVIDUOS .....	63
5.1.5.	PROCESO DE SELECCIÓN.....	63
5.1.6.	PROCESO DE REPRODUCCION: OPERADORES GENETICOS (CRUZA Y MUTACIÓN).....	64
5.1.7.	EL PROCESO DE REEMPLAZO .....	64
5.2.	IMPLEMENTACIÓN DEL ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN PARA LA RED DE DRENAJE PLUVIAL.....	64

5.2.1.	CODIFICACIÓN .....	65
5.2.2.	POBLACIÓN INICIAL .....	66
5.2.3.	EVALUACIÓN DE LA APTITUD .....	68
5.2.4.	SELECCIÓN PROPORCIONAL .....	68
5.2.5.	CRUZA Y MUTACIÓN .....	71
5.2.6.	ITERACIONES.....	72
6.	APLICACIÓN Y REVISIÓN DEL ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN .....	73
6.1.	ALGORITMO GENÉTICO APLICADO AL DRENAJE PLUVIAL .....	73
6.1.1.	FUNCIÓN “LEER DATOS” .....	73
6.1.2.	FUNCIÓN “POBLACIÓN INICIAL” .....	73
6.1.3.	FUNCIÓN “CÁLCULO DEL TIRANTE EN CADA TRAMO” .....	75
6.1.4.	FUNCIÓN “RESTRICCIONES HIDRÁULICAS” .....	76
6.1.5.	FUNCIÓN OBJETIVO .....	76
6.1.6.	FUNCIÓN PRINCIPAL (ALGORITMOS GENÉTICOS).....	78
6.2.	INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL ALGORITMO GENÉTICO .....	80
6.2.1.	RUGOSIDAD DEL MATERIAL .....	80
6.2.2.	DIÁMETROS COMERCIALES.....	80
6.2.3.	DATOS TOPOGRÁFICOS DE LA RED .....	81
6.2.4.	GASTOS DE DISEÑO .....	82
6.3.	CASO DE ESTUDIO DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL .....	84
6.3.1.	INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO DE LA RED .....	84
6.3.2.	GENERACIÓN DE LA POBLACIÓN INICIAL.....	84
6.3.3.	GENERACIÓN DE LA MATRIZ TIRANTE .....	85
6.3.4.	COSTOS DE LA FUNCIÓN OBJETIVO .....	86
6.3.5.	RESULTADOS DE LA OPTIMIZACIÓN.....	87
6.4.	REVISIÓN HIDRAULICA DEL DRENAJE PLUVIAL.....	93
6.4.1.	MODELACIÓN MATEMÁTICA APLICADA A REDES DE DRENAJE PLUVIAL 93	
6.4.2.	RESULTADOS DE LA REVISIÓN HIDRÁULICA.....	94
7.	CONCLUSIONES .....	101
8.	BIBLIOGRAFÍA .....	103

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Sistema de Drenaje Pluvial (adaptado de Chow et al., 1994).....	9
Figura 1-2. Sistema de drenaje combinado (adaptado de Kibler, 1982). ....	9
Figura 2-1. Tipos de boca de tormenta (adaptado de AISI, 1985). ....	12
Figura 2-2. Geometría de lavadero (adaptado de SCT- 2006). ....	12
Figura 2-3. Trazo de una red de drenaje.....	13
Figura 2-4. Secciones transversales de conductos cerrados (adaptado de Lewis, 2010). ....	14
Figura 2-5. Secciones transversales de conductos a cielo abierto (adaptado de Lewis, 2010). ....	14
Figura 2-6 Pozo de visita común.....	16
Figura 2-7 Pozo de visita especial.....	16
Figura 2-8 Vista de perfil de Pozo con caída adosada.....	17
Figura 2-9 Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo normal a la corriente). ....	18
Figura 2-10 Estructura de vertido a cielo abierto. ....	19
Figura 2-11 Sifón invertido.....	20
Figura 2-12 Cruce elevado. ....	21
Figura 2-13 Alcantarillas pluviales (adaptado de ASCE, 1992). ....	21
Figura 3-1 Localización Geográfica de la Zona de Estudio.....	25
Figura 3-2 Localización hidrológica de la zona de estudio.....	26
Figura 3-3 Delimitación de microcuenca en la zona de estudio.....	28
Figura 3-4 Perfil del Cauce Principal.....	30
Figura 3-5 Estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.....	35
Figura 3-6 Regiones homogéneas de la zona de estudio.....	36
Figura 3-7 Técnica geoestadística de interpolación inversa.....	37
Figura 3-8 Distribuciones de probabilidad para las estaciones con influencia Parte I.....	41
Figura 3-9 Distribuciones de probabilidad para las estaciones con influencia Parte II.....	42
Figura 3-10 Polígonos de Thiessen de la microcuenca de la zona de estudio.....	42
Figura 3-11 Relación empírica para estimar la lluvia de 1hr y $T_r=2$ años.....	43
Figura 3-12 Curvas $h_p$ - $d$ - $T$ y curvas $I$ - $d$ - $T$ , de la zona de estudio. ....	44
Figura 3-13 Hidrograma Unitario Triangular.....	47
Figura 3-14 Forma del Hidrograma unitario adimensional del SCS.....	48
Figura 3-15 Hidrograma de diseño para la zona de estudio (HUA).....	49
Figura 4-1 Clasificación del flujo con respecto al tiempo.....	51
Figura 4-2 Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones transversales.....	54
Figura 4-3 Diagrama de energía específica.....	55
Figura 4-4 Análisis del salto hidráulico. ....	56
Figura 4-5 Elementos geométricos de las secciones más comunes.....	57
Figura 5-1 Diagrama de flujo del Algoritmo Genético. ....	62
Figura 5-2 Ruleta de selección. ....	63
Figura 5-3 Diagrama general de la metodología propuesta.....	66
Figura 5-4 Consideraciones en las restricciones hidráulicas.....	70
Figura 6-1 Diagrama de flujo de la población inicial.....	74
Figura 6-2 Diagrama de flujo del cálculo del tirante normal en cada tramo.....	75
Figura 6-3 Diagrama de flujo de la "Función principal (Algoritmos Genéticos).....	79
Figura 6-4 Trazo de la Red de Drenaje Pluvial de la Zona de Estudio. ....	81

Figura 6-5 Trazo de la red y gastos de ingreso de la red de drenaje pluvial. ....	83
Figura 6-6 Optimización de la red de drenaje pluvial. ....	88
Figura 6-7 Resultados del diseño de la red mediante el algoritmo de optimización. ....	92
Figura 6-8 Modelo del drenaje pluvial en SWMM. ....	95
Figura 6-9 Tirantes calculados de la simulación en la condición estática. ....	96
Figura 6-10 Perfil del Colector Principal (Pozo-1 a Pozo 10).....	97
Figura 6-11 Tirantes calculados de la simulación en la condición dinámica. ....	98
Figura 6-12 Perfil del Subcolector 1 (Pozo-11 a Pozo 10).....	99
Figura 6-13 Perfil del Subcolector 2 (Pozo-13 a Pozo 10).....	100
Figura 6-14 Perfil del Subcolector 3 (Pozo-15 a Pozo 10).....	100
Figura 6-15 Perfil del Subcolector 6 (Pozo-18 a Pozo 10).....	100

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Separación máxima entre pozos.....	15
Tabla 3-1 Características fisiográficas de la microcuenca. ....	28
Tabla 3-2 Longitud y Pendiente del Cauce Principal. ....	29
Tabla 3-3 Tiempo de Concentración. ....	31
Tabla 3-4 Coeficiente de escurrimiento para Tr de 2 a 100 años (Campos-Aranda, 2010). ....	32
Tabla 3-5 Coeficientes de Escurrimiento para diferentes Tr en la zona de estudio. ....	33
Tabla 3-6 Estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio. ....	33
Tabla 3-7 Estaciones Climatológicas para el análisis hidrológico. ....	34
Tabla 3-8 Datos faltantes en las estaciones de estudio. ....	34
Tabla 3-9 Regiones homogéneas cercanas a la zona de estudio. ....	36
Tabla 3-10 Estaciones climatológicas de la Región Homogénea II.....	37
Tabla 3-11 Series de lluvia máxima anual rellenadas, parte I.....	38
Tabla 3-12 Series de lluvia máxima anual rellenadas, parte II.....	39
Tabla 3-13 Resumen de la pruebas estadísticas de homogeneidad, tendencia e independencia. ....	40
Tabla 3-14 Eventos de diseño para Tr de 5,10, 20, 50 y 100 años.....	41
Tabla 3-15 Días promedio de hp apreciable (hp>1mm).....	43
Tabla 3-16 Relación R y eventos de diseño para diferentes periodos de retorno.....	44
Tabla 3-17 Áreas tributarias, para la zona urbana de estudio.....	45
Tabla 3-18 Método Racional: Gastos de ingreso a los pozos de visita. ....	46
Tabla 4-1 Clasificación del flujo con respecto a la viscosidad. ....	52
Tabla 5-1 Colchón mínimo para tuberías (Conagua, 2016). ....	69
Tabla 6-1 Datos Iniciales para generar la población inicial. ....	74
Tabla 6-2 Ancho de zanja recomendado. ....	77
Tabla 6-3 Diámetros comerciales de tubería PEAD.....	81
Tabla 6-4 Gastos de ingreso a la red de drenaje pluvial.....	82
Tabla 6-5 Resumen de gastos en los conductos de la red. ....	83
Tabla 6-6 Arreglo de la red. ....	84
Tabla 6-7 Matriz de Población inicial (parte I). ....	85
Tabla 6-8 Matriz de Población inicial (parte II).....	85
Tabla 6-9 Matriz de Cálculo de tirante en el tramo 1.....	86
Tabla 6-10 Matriz de Cálculo de tirante en un tramo n.....	86
Tabla 6-11 Costos de tubería por metro lineal. ....	87
Tabla 6-12 Costos de construcción por metro cúbico. ....	87
Tabla 6-13 Evolución de las generaciones en el algoritmo genético. ....	88
Tabla 6-14 Evolución del algoritmo con los costos de tubería y construcción. ....	89
Tabla 6-15 Evolución del algoritmo de la generación 10 y sus características hidráulicas. ....	89
Tabla 6-16 Evolución del algoritmo de la generación 100 y sus características hidráulicas. ....	90
Tabla 6-17 Evolución del algoritmo de la generación 1000 y sus características hidráulicas. ....	90
Tabla 6-18 Evolución del algoritmo de la generación 2100 y sus características hidráulicas. ....	90
Tabla 6-19 Evolución del algoritmo de la generación 2610 y sus características hidráulicas. ....	91
Tabla 6-20 Comparación de las características hidráulicas en condición estática. ....	96
Tabla 6-21 Hidrogramas de ingreso a los pozos de visita de la red de drenaje (parte I).....	97
Tabla 6-22 Hidrogramas de ingreso a los pozos de visita de la red de drenaje (parte II). ....	98
Tabla 6-23 Comparación de las características hidráulicas en condición de onda dinámica. ....	99

# 1. INTRODUCCIÓN

Una red de drenaje pluvial es un sistema de tuberías, pozos de visitas e instalaciones complementarias que permite evacuar de manera eficiente los escurrimientos para evitar posibles molestias, e incluso daños materiales y humanos debido a su acumulación de escurrimiento superficial. Su importancia se manifiesta especialmente en zonas con altas precipitaciones y superficies poco permeables. Partiendo de este interés, este trabajo desarrolló una metodología para el diseño de redes de drenaje pluvial, la cual permitirá obtener la combinación de diámetros y pendientes que genere los menores costos constructivos.

La metodología a utilizar son los algoritmos genéticos, un método basado en analogías con la evolución de los seres vivos que intercambian información genética, que para este caso el algoritmo genético se aplica para el diseño del drenaje pluvial, mediante la búsqueda de la función objetivo con el costo mínimo de construcción, tomando en cuenta los principales aspectos relacionados con el drenaje pluvial, como son sus características hidráulicas, tirante, velocidad, radio hidráulico, y el número de Froude.

En este trabajo de investigación se propone una técnica alternativa al convencional, para el diseño de la red de drenaje pluvial aplicando el algoritmo de optimización o también llamado algoritmo genético; esta metodología parte de la hipótesis de la relación de llenado en un conducto, la cual asocia el tirante máximo con el diámetro del conducto y que de acuerdo al Manual de Agua Potable de Alcantarillado y Saneamiento de Conagua debe de estar entre un 80% y 90% de la sección transversal al conducir el gasto de diseño para evitar que los conductos trabajen a presión.

El método de optimización aplicado, es de búsqueda cuyo objetivo es encontrar en el espacio posible de soluciones, visto biológicamente como conjuntos de individuos (cada solución posible se mira como un individuo), un individuo altamente adaptado a la solución. En este caso el nivel de adaptación se mide como la minimización del costo de cada solución. Se aplicó esta metodología a una red de la Ciudad de Tapachula, Chiapas.

Este trabajo está compuesto por 7 capítulos, donde el primero corresponde a la introducción de la problemática que existe en el diseño de drenaje pluvial.

En el capítulo dos se describen los principales componentes de un drenaje pluvial, las estructuras de captación, conducción, conexión, mantenimiento y estructuras de vertido; obras complementarias, estaciones de bombeo, disposición final y por último las etapas para diseñar un sistema de alcantarillado pluvial; desde el análisis hidrográfico e hidrológico y la información previa para el análisis hidráulico, usando metodologías convencionales y la metodología del algoritmo de optimización.

El capítulo tres, va enfocado al análisis hidrológico de la zona de estudio, en donde se describen sus características generales como son los rasgos físicos, las características fisiográficas, las estaciones climatológicas con las que cuenta, además se realiza el análisis estadístico de estas últimas, para que mediante el modelo lluvia- escurrimiento calcular los gastos a diferentes periodos de retorno y determinar las avenidas de diseño por medio del hidrograma unitario triangular.

En el capítulo cuatro, se resume las ecuaciones fundamentales utilizadas en el diseño hidráulico, como la ecuación de continuidad, energía y cantidad de movimiento, etc. Se describe también el funcionamiento hidráulico en un conducto cerrado parcialmente lleno, bajo el análisis a flujo uniforme.

En el capítulo cinco, se describe la base teórica del algoritmo genético, su definición, los principales elementos que lo conforman y se resume la información básica para la aplicación del algoritmo en el diseño del drenaje pluvial.

En el capítulo seis, se desarrolla la metodología para el diseño de la red de drenaje pluvial, usando el algoritmo de optimización. Así también, se realizó la aplicación a un caso de estudio de una red de drenaje en la ciudad de Tapachula, Chiapas. Y por último se complementó con una revisión hidráulica, mediante un software de modelación unidimensional.

Por último, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones, iniciando con la comprobación de la hipótesis inicial, el análisis de resultados del funcionamiento hidráulico, la comparación de los resultados del algoritmo de optimización con el software de modelación, la posible dirección que puede tomar futuros trabajos de investigación en el tema, la capacidad computacional aplicada en el método de optimización, y una breve comparación del procedimiento convencional con la metodología desarrollada.

## **1.1. OBJETIVOS**

Dentro de los objetivos planteados, para el presente estudio son los siguientes:

### **1.1.1. OBJETIVO GENERAL**

Proponer un método de diseño para una red de drenaje pluvial que considere optimizar el costo total de la red, cumpliendo una serie de condiciones hidráulicas, el cual determinará la mejor combinación de tuberías, profundidades y pendiente. La optimización mediante algoritmos genéticos (AG's) se realiza a partir del trazo de la red, los gastos de ingreso en cada nodo de acuerdo a su área de captación, los diámetros disponibles y las restricciones hidráulicas.

### **1.1.2. OBJETIVOS PARTICULAR**

a) Obtener los gastos de diseño de la red, mediante un modelo lluvia-escurrimiento. Para el caso de estudio se utilizó el Método Racional; con base en la evaluación de intensidades, duraciones, periodos de retorno, tiempo de concentración y coeficientes de escurrimiento; así como determinar mediante áreas tributarias los gastos por cada uno de los tramos que conforman la red de drenaje.

b) Realizar una revisión a flujo no permanente de los resultados obtenidos del diseño de la red de drenaje pluvial usando AG's; mediante hidrogramas de entrada a cada nodo que conforma la red de drenaje, y conocer el comportamiento hidráulico y verificar que el diseño propuesto sea confiable.

## **1.2. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA**

La metodología convencional para el diseño de tuberías de alcantarillado pluvial se basa en dos requisitos: La hidráulica y los factores ambientales. La hidráulica garantiza que dados ciertos parámetros de entrada (materiales, topografía y propiedades del fluido) se transporte del gasto demandado, evitando ciertas condiciones no deseables como el incumplimiento de la restricción de máxima relación de llenado; por otra parte, los factores ambientales deben ser tomados en cuenta para evitar la sedimentación de partículas, razón por la cual es importante diseñar bajo los criterios de velocidad y esfuerzo cortante mínimo, para facilitar la autolimpieza de la tubería. La concepción anterior se basaba en llevar a cabo un diseño con los dos requisitos mencionados anteriormente, de tal manera que se garantizará el transporte del caudal de diseño en la red para los parámetros previamente establecidos.

Por lo anterior, es importante plantear un método que permita encontrar el diseño óptimo, garantizando el cumplimiento de las restricciones constructivas e hidráulicas por medio de la selección de la alternativa de costo mínimo.

En este trabajo se desarrolló un método de selección basado en una revisión exhaustiva de todas las alternativas posibles para un diseño dado, en el cual se evalúan todos los diseños factibles (cumpliendo con las restricciones constructivas e hidráulicas), y se seleccionan solo aquellas donde la pendiente genera la mejor relación de llenado posible (80% del diámetro) para un conducto determinado.

El análisis de esta metodología parte de una hipótesis en función de la relación de llenado de las tuberías. Los Algoritmos Genéticos Holland (1975) están basados en la mecánica de la selección natural, derivados de la teoría de la evolución natural. Estos algoritmos representan las soluciones utilizando cadenas (también denominadas cromosomas) de variables, que están formadas por una serie de genes (variables de decisión). La aptitud de cada cromosoma es una expresión del valor la función objetivo. Un algoritmo genético comienza con una población de individuos, que a través de operadores genéticos como la selección, cruza y mutación producen mejores individuos sucesivamente hasta encontrar una solución óptima.

Para el alcance de este trabajo, cabe señalar que se está limitando la cantidad de tramos de la red del caso de estudio; pero para el alcance del código desarrollado, se puede ampliar la red de alcantarillado pluvial a cierto número de tramos.

### **1.3. ESTADO DEL ARTE**

Los Algoritmos Genéticos (AG's), son una técnica de resolución de problemas de búsqueda y optimización inspirada en la teoría de la evolución de las especies y la selección natural. Estos algoritmos reúnen características de búsqueda aleatoria con características de búsqueda dirigida que provienen del mecanismo de selección de los individuos más adaptados. Indudablemente, un algoritmo diseñado de forma específica para la resolución de un problema en concreto será más eficiente que un algoritmo de optimización (Cervigón, 2009).

Los algoritmos genéticos constituyen un método de búsqueda ordenada por el espacio de solución. Es decir, los algoritmos genéticos van buscando por el espacio soluciones, localizando a los individuos de cada generación progresivamente más cerca de los mínimos (locales o globales) de la función objetivo.

Es de esperar que después de un número razonable de generaciones se encuentre una solución candidata cuyo valor en la función de costo sea relativamente bajo, o se halle relativamente "cerca" al mínimo. Su eficacia como tal se ha visto comprobada tanto por la resolución efectiva de diversos problemas desde su desarrollo (para ver algunos ejemplos referirse a (Michell, 1999), como por el éxito que han tenido como mecanismo de optimización dentro de los sistemas biológicos.

Los primeros métodos de optimización se remontan a los años 1600. Gracias a Isaac Newton y Gottfried Wilhelm Von Leibniz, se desarrollaron los métodos de cálculo diferencial; Johann Bernoulli, Leonhard Euler, Joseph-Louis Lagrange, Pierre Fermat y Karl Weierstrass contribuyeron con los fundamentos del cálculo de variaciones; también destacan aportaciones de Lagrange y Augustin-Louis Cauchy, Menchaca (2008).

Las aplicaciones han sido diversas, tanto dentro de áreas tales como la física como en problemas técnicos y económicos. Sobre todo, en campos de la industria y de la ingeniería, el término es usado extensivamente.

En el caso de los métodos de optimización, se pueden identificar aquellos que involucran la programación lineal, representada por el método Simplex debido a Dantzig y a Kantorovich (1939), de manera simultánea con el desarrollo de las computadoras y la optimización matemática;

posteriormente aparecen avances en los algoritmos de optimización incluyendo la programación dinámica de Bellman (1957); formas especiales de programación dinámica de Dantzing (1963) y redes de flujo como las analizadas por Ford y Fulkerson (1962). El desarrollo de estas técnicas se complementó con los avances tecnológicos de las computadoras.

Además de la programación lineal, existen otras técnicas clásicas de optimización, como por ejemplo la programación cuadrática, no lineal, geométrica o entera; cuya finalidad, es resolver una clase particular de problemas. Las técnicas de programación no lineal son métodos más generales, empleados cuando el modelo por optimizar involucra ecuaciones no lineales. Ejemplos de estos métodos son el Gradiente Reducido Generalizado (GRG), de optimización no lineal de Lasdon y Waren (1989), programación dinámica diferencial de Jacobson y Mayne (1970).

Existen métodos convencionales de optimización, entre los cuales destacan aquellos basados en gradiente, los cuales se dirigen hacia la solución más próxima siguiendo la dirección en la que el gradiente disminuye o aumenta, según la forma de abordar el problema (minimización o maximización), sin capacidad para discernir entre solución local y global. Nuevos métodos heurísticos se han desarrollado durante las dos últimas décadas, entre los cuales destacan el recocido simulado (RS), los algoritmos genéticos (AG), optimización con cúmulo de partículas (PSO) y más recientemente con el método de ondas gravitatorias. Estos métodos han alcanzado una gran popularidad debido a su capacidad para acometer la resolución de problemas complicados de naturaleza muy diversa.

Los trabajos en computación evolutiva dieron comienzo a finales de los años 50 y fueron llevados a cabo por investigadores como Friedberg, Box y Bremermann entre otros Ratón (2002). El campo permaneció prácticamente en desconocimiento durante tres décadas debido en parte a la “ausencia de una plataforma computacional poderosa y defectos metodológicos de los primeros métodos”. En la década de 1960 nació la programación evolutiva con los trabajos de Fogel, mientras que las estrategias evolutivas fueron propuestas por Schwefel e Rechenberg y las estrategias evolutivas en 1975 por Holland, quienes en conjunto serían los encargados de cambiar lentamente esta situación, Ratón (2002).

Durante las dos últimas décadas, el incremento en el empleo de algoritmos genéticos (AG) se ha llevado a cabo en el campo de la planeación, ya que representan una herramienta poderosa y flexible para resolver problemas de planeación de los recursos hídricos, tal como lo plantean Nicklow y otros (2010), también se han aplicado a la optimización de la función de máxima verosimilitud para el caso las funciones Gumbel y Gumbel de dos poblaciones (Fuentes et al., 2016).

En cuanto al tema de evaluación de suelos y agua Zhang y colaboradores (2009) han empleado la combinación de los algoritmos genéticos y el modelo Bayesiano para realizar simultáneamente el modelo a los datos observados, el análisis de la incertidumbre y proporcionar un intervalo de incertidumbre, Jain y Srinivasulu (2004) proponen un nuevo enfoque empleando Algoritmos Genéticos (AG's), codificados en forma real con ayuda de redes neuronales, para formar modelos de lluvia- escurrimiento.

Las aplicaciones de los Algoritmos Genéticos se han planteado también para la determinación del diseño de redes de alcantarillado y agua potable mediante la aplicación de técnicas de optimización que permiten una mayor reducción en los costos.

Se han planteado diversas formulaciones para la determinación del diseño de redes mediante la aplicación de técnicas de optimización que permiten una mayor reducción de costos de construcción. La clasificación de los distintos procedimientos puede hacerse en función de la topología de la red y del método de resolución. De forma general, los principales métodos empleados se basan en técnicas de programación lineal (Alperovits y Shamir, 1977, Fujiwara y col., 1987, Sonak y Bhave, 1993, y Eiger y col., 1994), y no lineal (Shamir, 1974, Lansey y Mays, 198, Fujiwara y Khang, 1990).

En la mayoría de los sistemas reales, los gastos en los tubos no se fijan de antemano, sino que varían con los diámetros de tubería seleccionados. La mayoría de los métodos utilizados para resolver problemas con flujo variable, inicialmente lo fijan y encuentran una solución óptima. Rally (1971), Shamir (1974), Alperovits (1977), Quindry et al. (1979 y 1981), Mays (1984) han propuesto variaciones en este tipo de metodologías. Smith combina un muestreo aleatorio y programación lineal. Bhave y Kikacheishvili (1984) también desarrollaron métodos incorporando programación lineal.

Otros investigadores han usado una combinación de programación no lineal y algoritmos heurísticos. Pitchai (1966) usó una técnica de muestreo aleatorio. Jacoby (1968) usó una aproximación aleatoria mezclada con una técnica de gradiente para redes de agua potable. Cembrowicz y Harrington (1973) propusieron utilizar una combinación gráfica y reglas heurísticas, mientras que Lam propuso un método que él llamó: "Gradiente de optimización discreta".

Deb y Sarkar (1971) propusieron un método para determinar el diámetro de las tuberías basado en "tubos equivalentes". Deb extendió la metodología de "tubos equivalentes" para la determinación de las cargas iniciales. Watanatada (1973) utilizó una técnica de programación no lineal secuencial. Rasmusen (1976) usó un método de búsqueda de gradiente basado en los nodos críticos del sistema. Cenendese y Mele (1978) usaron un procedimiento heurístico para determinar los diámetros óptimos. Kher et al. (1979) utilizan programación no lineal en conjunto con un método iterativo para ajustar los diámetros. Gessler (1982) y Walski (1984) usan una técnica de enumeración bastante eficiente para identificar no solamente el sistema óptimo, sino también, varios sistemas cercanos al óptimo, ellos también toman en cuenta la rehabilitación de tuberías. Conbere y Jeppson (1984) utilizan una búsqueda lineal dentro de variables discretas. Stoner agregó una selección heurística de tuberías a un modelo de simulación hidráulica ya existente. Margan y Goulter (1982 y 1985) usaron programación lineal para determinar el trazo óptimo de una red, mientras que Bhave y Lam (1983) utilizaron "Arboles de Steiner" para identificar el trazo óptimo de sistemas ramificados.

Estudios en Latinoamérica:

Tzatchkov y Alfonso (1991) presentan un procedimiento para seleccionar los diámetros óptimos de una red de tuberías. La selección se efectúa entre un surtido de diámetros discretos y está sujeta a condiciones de velocidad máxima en los tramos, presión mínima en los nodos y costo mínimo de

la red. La solución parte de suponer los diámetros de las tuberías, e iterativamente realizar el cálculo hidráulico de la misma, cambiando el diámetro de un tramo si no se cumplen las condiciones hidráulicas. El cálculo hidráulico en cada etapa consiste en la solución de un sistema de ecuaciones no lineales con incógnitas en las cargas hidráulicas de los nudos, utilizando el método de Newton-Raphson.

Saldarriaga (1994) presenta un programa para el diseño óptimo de redes de distribución. El programa utiliza el método del gradiente como método de análisis hidráulico. Para la optimización de los diámetros, Saldarriaga desarrolló cuatro algoritmos basado en los criterios de Wu, Featherstone y Fujiwara; uno de ellos es el de cargas iniciales, el cual aproxima las cargas a la función objetivo; cargas ideales, el cual establece la función objetivo; cálculo de los diámetros, el cual calcula el diámetro de cada uno de los tubos de la red; y redondeo a diámetros comerciales, el cual encuentra los diámetros definitivos de las tuberías utilizando diámetros del mercado.

Carrillo et al. (1998) presentan un método de optimización de redes que no requiere una distribución inicial de los gastos en las tuberías de la red, como sí requieren muchos de los métodos ya descritos. Para el análisis hidráulico de la red, emplea un modelo estático y se trabaja el con diámetros comerciales por lo que al final del cálculo no se tienen que hacer redondeos.

Pimentel y Marques (2002) presentan un método de optimización de redes "ramificadas", utilizando técnicas de programación no lineal, de tal forma que permite encontrar los diámetros de las tuberías y las presiones en el sistema, de tal manera que la suma de los costos de inversión y operación del sistema de abastecimiento de agua sea el menor posible. El dimensionamiento económico fue hecho utilizando un algoritmo GRG2, basado en la técnica de gradientes reducidos generalizados.

Hernández et al. (2007) presentan un método de optimización usando algoritmos genéticos; el cual, en su metodología, formulo programas para obtener los resultados aplicando condicionales y restricciones, hidráulicas; donde parte de la información de la red de drenaje pluvial, con dicha información crea su población inicial, propone un armado geométrico de la red y aplica el algoritmo genético; el cual si cumple con las condicionales mencionadas; llega a su solución óptima, mediante los costos de instalación de la red (incluyendo tuberías y excavaciones).

El punto en común de todos los modelos antes mencionados es que no están disponibles para los diseñadores. Solamente los programas de Gessler y Walski (1985), están disponibles, documentados y cuentan con un manual para el usuario, aunque debido al tiempo en el que se desarrolló la metodología mencionada; en la actualidad se podrían mejorar a través del avance computacional que existe en la actualidad.

#### **1.4. SISTEMA DE DRENAJE URBANO**

En las últimas décadas, a nivel mundial se ha presentado un continuo incremento en la densidad poblacional en zonas urbanas. Como resultado de este proceso, se ha aumentado el porcentaje de áreas impermeables, así como los niveles de contaminación de las aguas residuales; fenómenos que les dan una gran importancia a los sistemas de drenaje urbano, ya que éstos se convierten en una

herramienta que permiten controlar inundaciones y epidemias, al recolectar y transportar las aguas lluvias y las aguas residuales que se producen a lo largo de una determinada área tributaria.

En la mayoría de las ciudades se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia para evitar que se inunden las viviendas, los comercios, las industrias y otras áreas de interés. Además, el hombre requiere deshacerse de las aguas que han servido para su aseo y consumo. Para abastecer de agua a las poblaciones, se cuentan con tecnologías para la captación, almacenamiento, tratamiento y distribución del agua mediante complicados sistemas de conducción y obras complementarias. Sin embargo, una vez que las aguas procedentes del abastecimiento son empleadas en las múltiples actividades humanas, son contaminadas con desechos orgánicos, inorgánicos y bacterias patógenas. Después de cierto tiempo, la materia orgánica contenida en el agua se descompone y produce gases con olor desagradable. Además, las bacterias existentes en el agua causan enfermedades. Por lo que la disposición o eliminación de las aguas de deshecho o residuales debe ser atendida convenientemente para evitar problemas de tipo sanitario.

Por otra parte, la construcción de edificios, casas, calles, estacionamientos y otros modifican el entorno natural en que habita el hombre y, tiene como algunas de sus tantas consecuencias, la creación de superficies poco permeables (que favorece a la presencia de una mayor cantidad de agua sobre el terreno) y la eliminación de los cauces de las corrientes naturales (que reduce la capacidad de desalojo de las aguas pluviales y residuales), (Conagua, 2016).

#### **1.4.1. TIPOS DE SISTEMAS DE DRENAJE**

Los sistemas de drenaje se clasifican como drenajes separados, es aquel en el cual se independiza la evacuación de aguas residuales y agua de lluvia. Donde se subdivide como:

Sistemas de drenajes sanitarios, se diseñan únicamente para recibir las aportaciones de aguas de desecho, tanto domesticas como industriales, con el fin de alejarlas de la localidad hasta un sitio adecuado, donde serán tratadas o no; para posteriormente incorporarlas a una corriente natural, o usarlas en actividades tales como la agricultura, en la industria y cuando su calidad lo permita (Hernández, 2007).

Los sistemas de drenajes pluviales se proyectan cuando transportan únicamente aguas producto del escurrimiento superficial del agua de lluvia (Figura 1-1), el drenaje pluvial en general comprende todo tipo de sistema usado para poder evacuar agua superficial que circula libremente por las calles causando problemas como las inundaciones y si no se tiene una adecuada capacidad de evacuación de agua superficial dichas aguas causarán problemas en la zona, también por la necesidad de evacuar el agua que afecta las vías de tránsito erosionando el pavimento, así como la protección de la superficie de rodadura a las altas velocidades de agua superficial y la gran cantidad de altura de agua obtenida atacando en su mayoría las fisuras del pavimento provocando un deterioro acelerado de las mismas, estos problemas vienen en aumento debido a que se ha tenido efectos sobre la cuenca original en el proceso de urbanización, volviendo esta de superficie impermeable y de flujos superficiales más rápidos y concentrados, por ello se plantea un sistema de drenaje que pueda resolver los problemas mencionados, siendo una realidad a futuro el incremento de la población y de su necesidad de áreas urbanas y con ello la impermeabilización de muchas áreas más (Conagua, 2016).

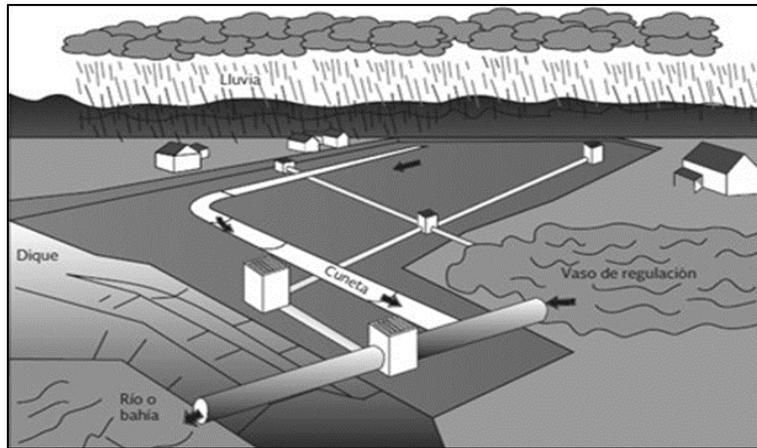


Figura 1-1. Sistema de Drenaje Pluvial (adaptado de Chow et al., 1994).

Los sistemas de drenajes combinados:

Son los sistemas que se proyectan cuando desalojan los dos tipos de aguas (Figura 1-2), y tienen la característica de captar tanto las aguas residuales, como las pluviales, con lo cual el diseño, construcción y operación en apariencia es más económico. En este aspecto, los sistemas separados implican mayores inversiones y pueden resultar menos atractivos especialmente cuando se trate de sistemas de drenaje nuevos. Sin embargo, debe tenerse en consideración que los problemas a resolver entre el alcantarillado sanitario y el drenaje pluvial urbano son distintos, siendo el objetivo del segundo el desalojo de escurrimiento pluvial, que puede poner en riesgo a la población y la infraestructura de la comunidad (Conagua, 2016).

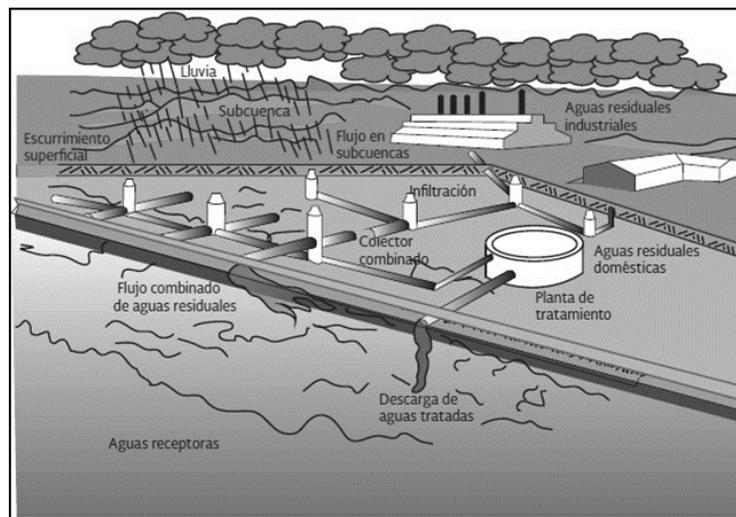


Figura 1-2. Sistema de drenaje combinado (adaptado de Kibler, 1982).

Esta es una de las principales clasificaciones de los sistemas de drenaje urbano, para este trabajo de investigación nos basamos en el diseño de los sistemas de drenajes pluviales, el cual nos adentraremos más a detalle en el siguiente Capítulo de la presente investigación.

## 2. SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL

En las zonas urbanas, se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia de tal modo que se mitiguen los riesgos de inundación para los habitantes, las viviendas, los comercios, las industrias y otras áreas que afectan a la población. Sin embargo, la construcción de edificios, casas, la pavimentación de calles, estacionamientos y otras construcciones modifican el entorno natural y generan superficies poco permeables; aumentando los volúmenes de escurrimiento. Así, la urbanización incrementa los volúmenes que escurren superficialmente, debido a la impermeabilidad de las superficies de concreto y pavimento. Esto obliga a diseñar los sistemas de drenaje artificial con mayor capacidad que la que tenían las corrientes naturales originales. El drenaje pluvial urbano, tiene como función principal la captación y desalajo de las aguas de lluvia hasta sitios donde se descarguen en los cuerpos de agua, de tal forma que se reduzcan los daños e inconvenientes a los habitantes donde llegan o cruzan los escurrimientos debidos a las precipitaciones. (Conagua, 2016).

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

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

### 2.1. COMPONENTES DE UN DRENAJE PLUVIAL

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

a) Estructuras de captación. Recolectan las aguas a transportar. Se utilizan sumideros o bocas de tormenta como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae en techos y patios. En los sumideros (ubicados convenientemente en puntos bajos del terreno y a cierta distancia en las calles) se coloca una rejilla o coladera para evitar el ingreso de objetos que obstruyan los conductos, por lo que son conocidas como coladeras pluviales.

b) Estructuras de conducción. Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Representan la parte medular de un sistema de alcantarillado pluvial y se forman con conductos cerrados y/o abiertos conocidos como tuberías y canales, respectivamente. Por las características del sistema de drenaje se diseñan para que el flujo sea a superficie libre.

c) Estructuras de conexión y mantenimiento. Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de drenaje pluvial, pues además de permitir la conexión de varios conductos, incluso de diferente diámetro o material, también disponen del espacio suficiente para

que un operador baje hasta el nivel de las tuberías y maniobre para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos; tales estructuras son conocidas como pozos de visita.

d) Estructuras de vertido. Son estructuras de descarga terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, se diseñan para evitar posibles daños al último tramo de tubería, que pueden ser causados por la corriente a donde descarga la red o por el propio flujo de salida de la conducción. Para su diseño en su descarga al cuerpo receptor, deben considerarse los niveles de superficie libre del agua asociados al periodo de retorno establecido, para protección a la población. Lo anterior debido a que éste es mayor al de diseño del sistema de drenaje pluvial.

e) Obras complementarias. Se considera dentro de este grupo a las instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de drenaje, pero que en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento. Entre ellas se tiene a los cárcamos de bombeo, estructuras de cruce, lagunas de retención y detención, disipadores de energía, etc.

f) Disposición final. La disposición final de las aguas captadas por un sistema de alcantarillado no es una estructura que forme parte del sistema; sin embargo, representa una parte fundamental del proyecto de alcantarillado. Su importancia radica en que, si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto el destino de las aguas pluviales, entonces se pueden provocar graves daños al medio ambiente e incluso a la población servida o a aquella que se encuentra cerca de la zona de vertido.

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

### **2.1.1. ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN**

Las estructuras de captación recolectan las aguas en los sistemas de alcantarillado pluvial, se utilizan sumideros o bocas de tormenta y lavaderos.

#### **a) Bocas de tormenta,**

Son las estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno y la conducen al sistema de atarjeas. Se ubican a cierta distancia en las calles con el fin de interceptar el flujo superficial, especialmente aguas arriba del cruce de calles; también se les coloca en los puntos bajos del terreno, donde pudiera acumularse el agua. Están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias pesadas que arrastra el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permite la entrada del agua de la superficie del terreno al sistema de la red de atarjeas mediante una tubería de concreto a la que se le denomina albañal pluvial. La coladera evita el paso de basura, ramas y otros objetos que pudieran taponar los conductos de la red. Existen varios tipos de bocas de tormenta, a los cuales se acostumbra llamarles coladeras pluviales: las de piso, de banqueta. combinadas, longitudinales y transversales.

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

La selección de alguna de ellas o de alguna de sus combinaciones depende exclusivamente de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por recolectar. En ocasiones, se les combina con una depresión del espesor del pavimento para hacerlas más eficientes. En la (Figura 2-1) se muestran algunos tipos de coladeras pluviales.

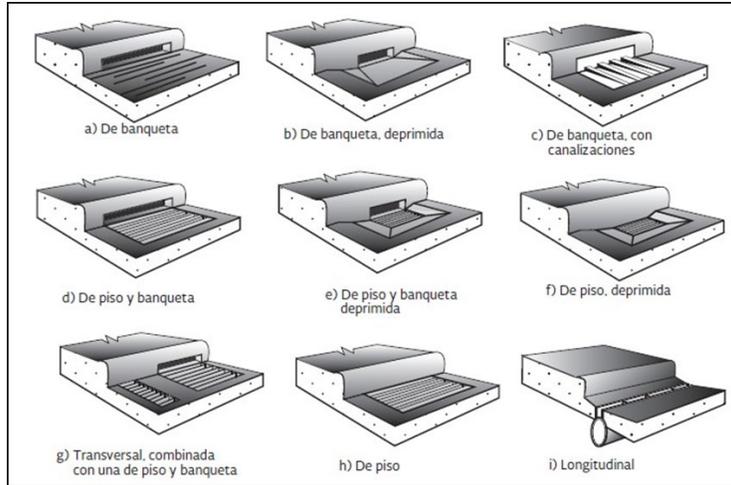


Figura 2-1. Tipos de boca de tormenta (adaptado de AISI, 1985).

b) Lavaderos

Son canales que conducen y descargan el agua recolectada por las aceras, cunetas y guarniciones a lugares donde no causen daños a la estructura del pavimento. Los lavaderos pueden ser de mampostería, concreto hidráulico o metálicos. Los que se construyen con mampostería o concreto hidráulico, generalmente tienen sección triangular, ya que con esto se logra una concavidad en su intersección con el acotamiento, con lo cual se facilita la entrada del agua al lavadero (

Figura 2-2). El diseño de estas obras de captación estará en función de las características específicas de sitio y está regido por la norma N-CTR-CAR-1-03-006/00 expedida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2014).

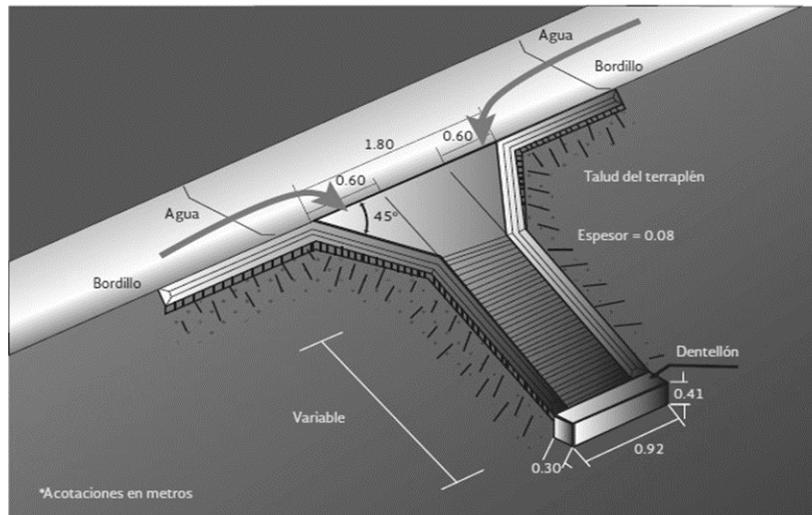


Figura 2-2. Geometría de lavadero (adaptado de SCT- 2006).

**2.1.2. ESTRUCTURAS DE CONDUCCIÓN**

Son todas las estructuras que transportan las aguas recolectadas por las obras de captación hasta el sitio de vertido. Se pueden clasificar, en primera instancia, por su importancia dentro de la red y la segunda clasificación es según el tipo de material y método de construcción con que fueron fabricados.

a) Importancia del conducto dentro de la red

Los conductos pueden ser clasificados como atarjeas, subcolectores, colectores y emisores (Figura 2-3). Se le llama atarjeas o red de atarjeas a los conductos de menor diámetro en la red, a los cuales descargan la mayor parte de las estructuras de captación. Los subcolectores son conductos de mayor diámetro que las atarjeas, que reciben directamente las aportaciones de dos o más atarjeas y las conducen hacia los colectores. Los colectores son los conductos de mayor tamaño en la red y representan la parte medular del sistema de alcantarillado. Su función es reunir el agua recolectada por los subcolectores y llevarla hasta el punto de salida de la red e inicio del emisor. El emisor conduce las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento. Una red puede tener más de un emisor dependiendo del tamaño de la localidad. Se le distingue de los colectores porque no recibe conexiones adicionales en su recorrido.

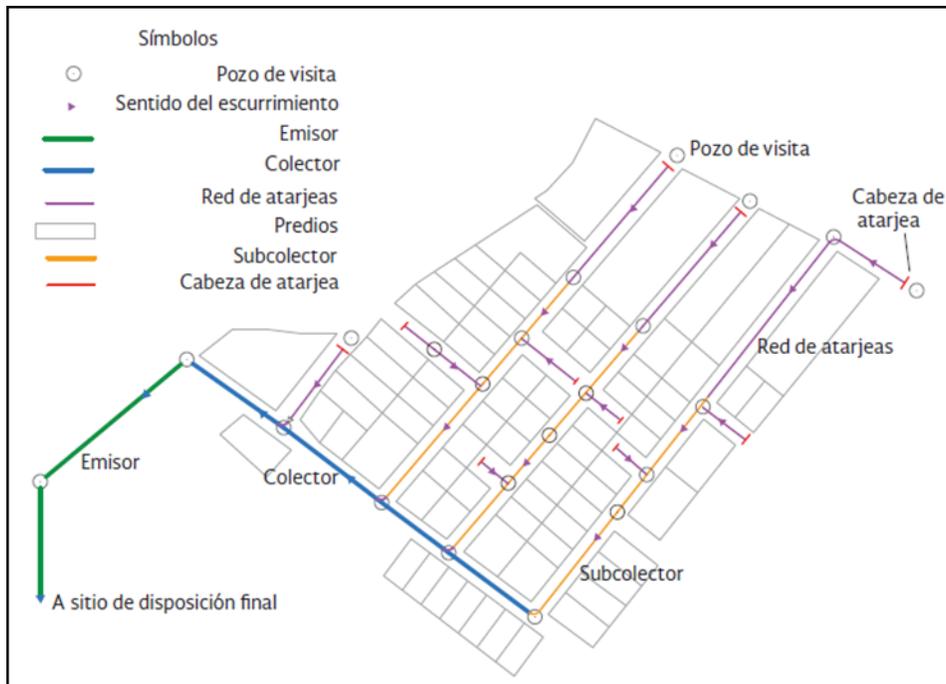


Figura 2-3. Trazo de una red de drenaje.

b) Por tipo de material y método de construcción de fabricación

Desde el punto de vista de su construcción, existen dos tipos de conductos: los prefabricados y los que son hechos en el lugar.

Los conductos prefabricados son a los que comúnmente se les denomina como “tuberías”, con varios sistemas de unión o ensamble, y generalmente de sección circular. Las tuberías comerciales

más usuales en México se fabrican de los materiales siguientes: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemento, policloruro de vinilo o PVC, y polietileno. Normalmente se les llama cerradas porque se construyen con secciones transversales de forma semielíptica, herradura, circular, rectangular o en bóveda (Figura 2-4).

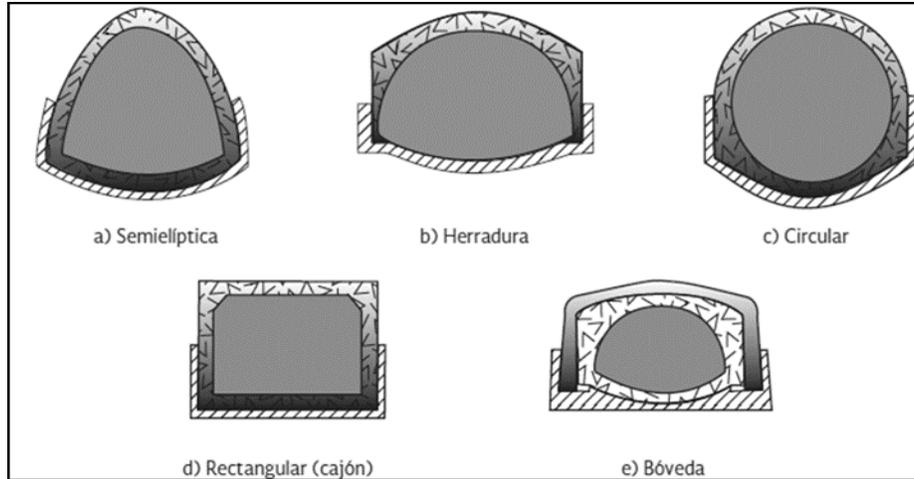


Figura 2-4. Secciones transversales de conductos cerrados (adaptado de Lewis, 2010).

Los conductos construidos en el lugar o in situ son usualmente de concreto reforzado y pueden ser estructuras cerradas o a cielo abierto. Las estructuras a cielo abierto corresponden a canales de sección rectangular, trapecial, triangular o combinadas (Figura 2-5).

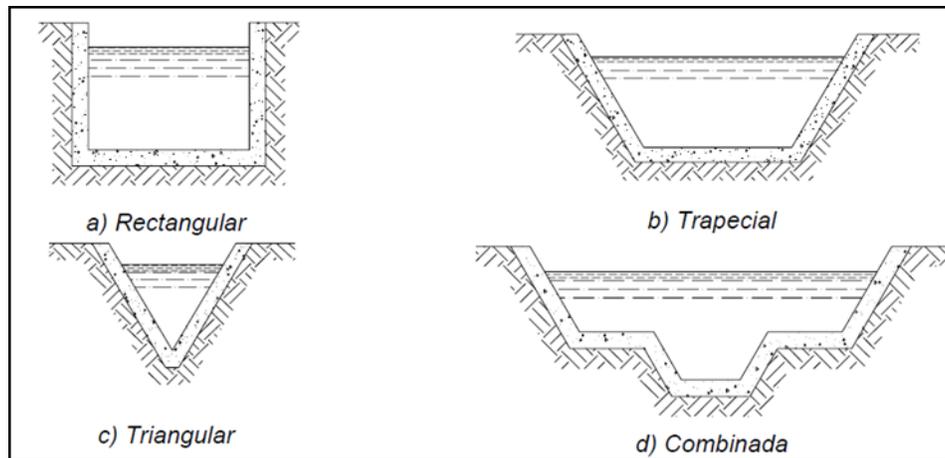


Figura 2-5. Secciones transversales de conductos a cielo abierto (adaptado de Lewis, 2010).

### 2.1.3. ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN Y MANTENIMIENTO

Son elementos subterráneos que facilitan la conexión y el mantenimiento de las obras de conducción del sistema, permitiendo conectar tuberías de diferentes diámetros y/o material. Se les conoce como pozos de visita o cajas de visita según sus dimensiones y son de vital importancia en la red de alcantarillado, ya que gracias a estas estructuras se evitan reparaciones complicadas y costosas.

Pozos de visita. Se les conoce como pozos de visita o cajas de visita según sus dimensiones. Este tipo de estructuras facilitan la inspección, ventilación y limpieza de los conductos de una red de alcantarillado, su existencia en las redes de alcantarillado es vital, pues sin ellas, estos se taponarían y su reparación podría ser complicada y costosa. Para dar mantenimiento a la red, los pozos de visita se ubican al inicio de las atarjeas, en puntos donde la tubería cambia de diámetro, dirección o de pendiente y también donde se requiere la conexión con otras atarjeas, subcolectores o colectores. La separación máxima entre pozos de visita en tramos rectos se muestra en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1 Separación máxima entre pozos.

Diámetro de la tubería [m]	Longitud [m]
$0.30 \leq D \leq 0.61$	100
$0.69 \leq D \leq 1.22$	125
$1.52 \leq D \leq 2.44$	150

Existen varios tipos de pozos de visita que se clasifican según la función y dimensiones de las tuberías que confluyen en los mismos e incluso del material de que están hechos. Así se tienen:

- Pozos de visita común
- Pozos de visita tipo especial
- Pozos tipo caja
- Pozos tipo caja de deflexión
- Pozos con caída (adosada, libre y escalonada)

Los pozos de visita usuales se fabrican con ladrillo y concreto. También existen pozos de visita prefabricados de concreto reforzado, fibrocemento y de polietileno. Los componentes esenciales de los pozos de visita son: La Base, que incluye campanas de entrada de tubería, espigas de salida de tubería, medias cañas y banquetas; el Cuerpo, el cual puede ser monolítico o contar con extensiones para alcanzar la profundidad deseada; Cono de acceso; Brocal y Tapa.

a) Pozos de visita común

Los pozos de visita comunes están formados por una chimenea de tabique de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. La cimentación de estos pozos puede ser de mampostería o de concreto. En terrenos suaves se construye de concreto armado. Todos estos elementos se juntan con mortero cemento- arena. Son suficientemente amplios para darle paso a una persona y permitirle maniobrar en su interior. Un brocal de concreto o de fierro fundido, cubre la boca. El piso de los pozos de visita comunes, es una plataforma en la cual se localizan canales (medias cañas) que prolongan los conductos. Una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo, permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema. Los pozos de visita comunes tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan con tubería de diámetro máximo de 0.61 m, con entronques de hasta 0.45 m de diámetro y permiten una deflexión máxima en la tubería de 90 grados (Figura 2-6).

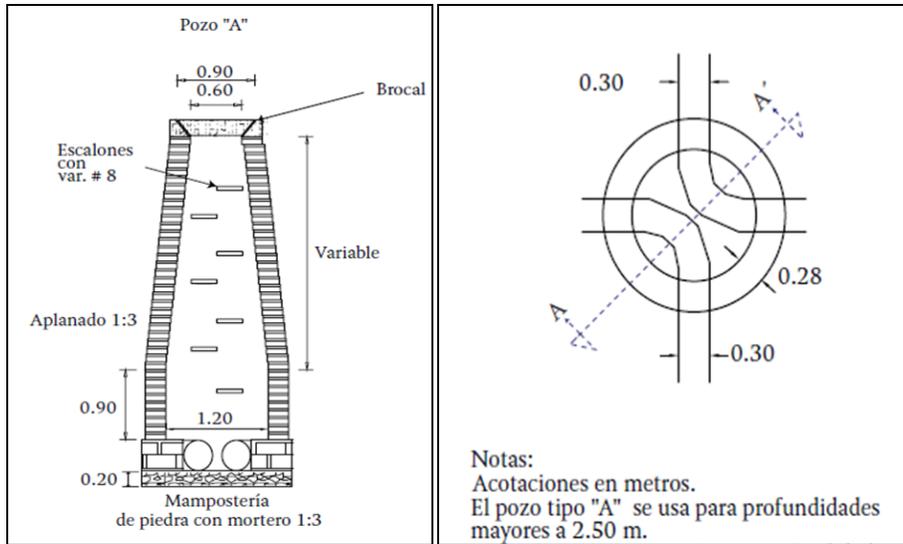


Figura 2-6 Pozo de visita común.

b) Pozos especiales

Este tipo de pozos son de forma similar a los pozos de visita comunes, pero de dimensiones mayores. Existen dos tipos de pozos especiales:

- Tipo 1, presenta un diámetro interior de 1.5 m, se utiliza con tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro con entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados
- Tipo 2, el cual presenta 2.0 m de diámetro interior, se usa con diámetros de 1.22 m y entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados (Figura 2-7).

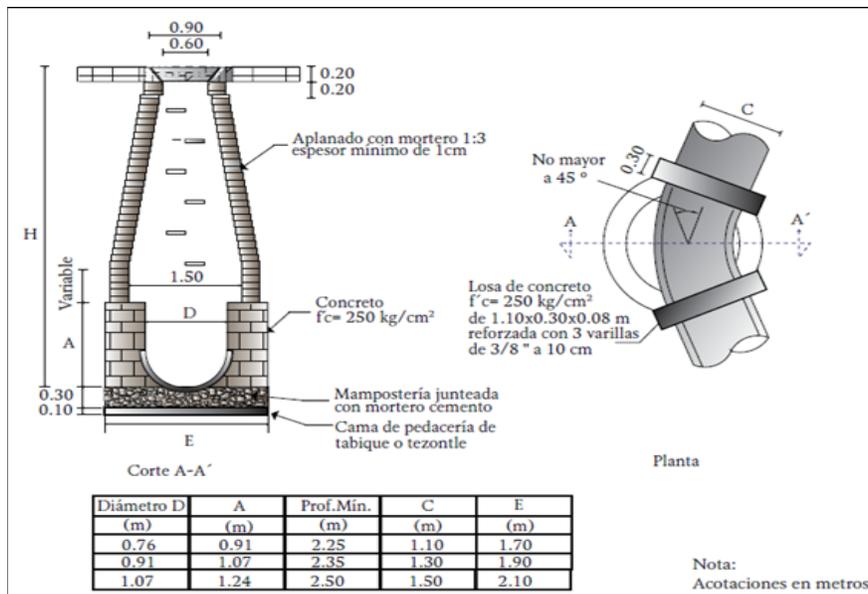


Figura 2-7 Pozo de visita especial.

c) Pozos con caída (libre, adosada y escalonada)

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

- Caídas libres. Se permiten caídas hasta de 0.50 m dentro del pozo sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial.
- Pozos con caída adosada. Son pozos de visita comunes, a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 0.20 y 0.25 m de diámetro con un desnivel hasta de 2.00 m (Figura 2-8).
- Pozos con caída. Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea de tabique, a los cuales en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 0.30 a 0.76 m de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 metros.
- Estructuras de caída escalonada. Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 0.50 en 0.50 m hasta llegar a 2.50 m (cinco tramos) como máximo, que están provistas de dos pozos de visita en los extremos, entre los cuales se construye la caída escalonada; en el primer pozo, se localiza la plantilla de entrada de la tubería, mientras que en el segundo pozo se ubica su plantilla de salida. Este tipo de estructuras se emplean en tuberías con diámetros desde 0.91 hasta de 2.44 m.

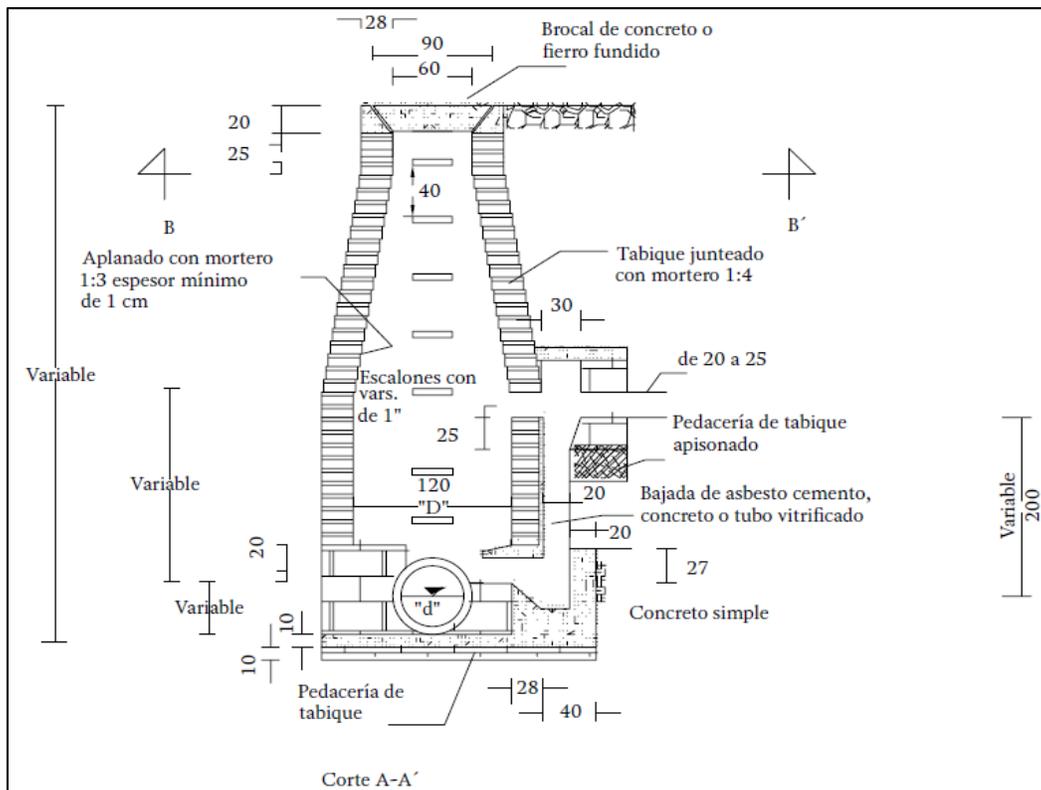


Figura 2-8 Vista de perfil de Pozo con caída adosada.

**2.1.4. ESTRUCTURAS DE VERTIDO**

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

a) Estructura de vertido en conductos cerrados

Cuando la conducción por el emisor de una red de drenaje es entubada y se requiere verter las aguas a una corriente receptora que cuente con cierta velocidad y dirección, se utiliza una estructura que encauce la descarga directa a la corriente receptora y proteja al emisor de deslaves y taponamientos. Este tipo de estructuras de descarga se construyen con (Figura 2-9).

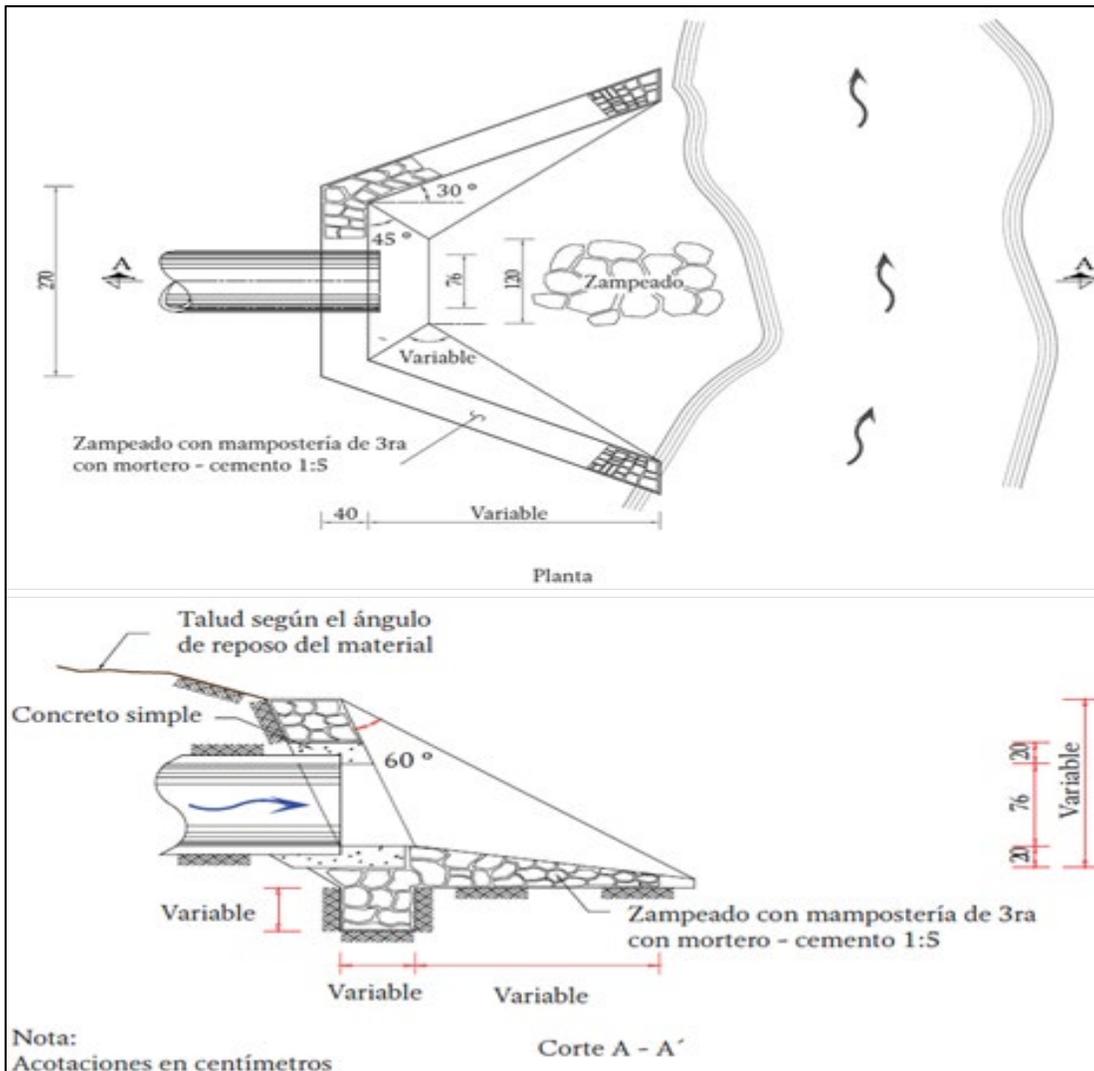


Figura 2-9 Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo normal a la corriente).

b) Estructura de vertido en canal a cielo abierto

En este caso, la estructura de descarga consiste en un canal a cielo abierto hecho con base en un zampeado de mampostería, cuyo ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente receptora. De esta forma se evita la socavación del terreno natural y se permite que la velocidad disminuya antes de ingresar al cuerpo receptor (Figura 2-10).

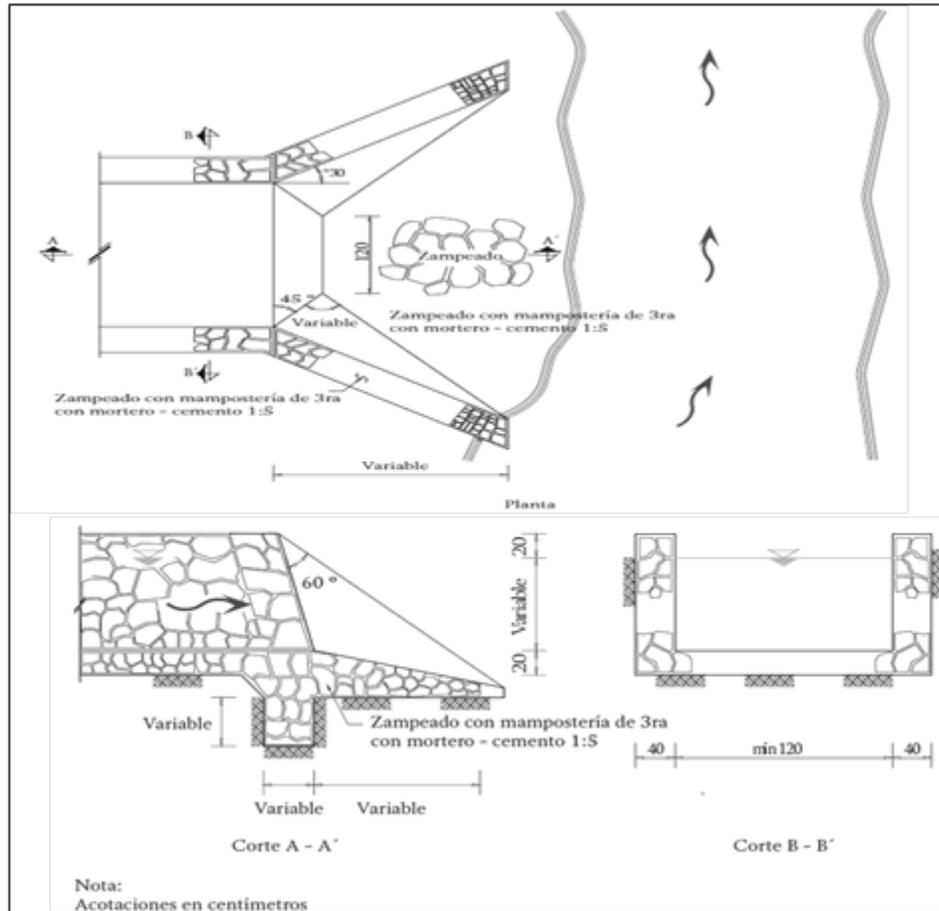


Figura 2-10 Estructura de vertido a cielo abierto.

## 2.2. OBRAS COMPLEMENTARIAS

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

### 2.2.1. ESTACIÓN DE BOMBEO

Una estación de bombeo se compone de un cárcamo de bombeo o tanque donde las aguas son descargadas por el sistema de drenaje y a su vez son extraídas por un conjunto de bombas cuya

función es elevar el agua hasta cierto punto para vencer desniveles y continuar la conducción hasta el vertido final. Se utilizan cuando:

- La elevación donde se concentra el agua está por debajo de la corriente natural de drenaje o del colector existente.
- Por condiciones topográficas no es posible drenar por gravedad el área por servir hacia el colector principal, debido a que ella se encuentra fuera del parteaguas de la zona a la que sirve el colector.
- Los costos de construcción son muy elevados debido a la profundidad a la que se instalarán los colectores o el emisor a fin de que funcionen por gravedad.

### 2.2.2. 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.

### 2.2.3. ESTRUCTURAS DE CRUCE

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

- Sifones invertidos. Es una estructura de cruce que permite salvar obstrucciones tales como arroyos, ríos, otras tuberías, túneles, vías de comunicación (pasos vehiculares a desnivel), etc. Se utilizan para conducir el agua a presión por debajo de los obstáculos por medio de dos pozos, uno de caída y otro de ascenso, los cuales están conectados en su parte inferior por una tubería que pasa por debajo del obstáculo (Figura 2-11).

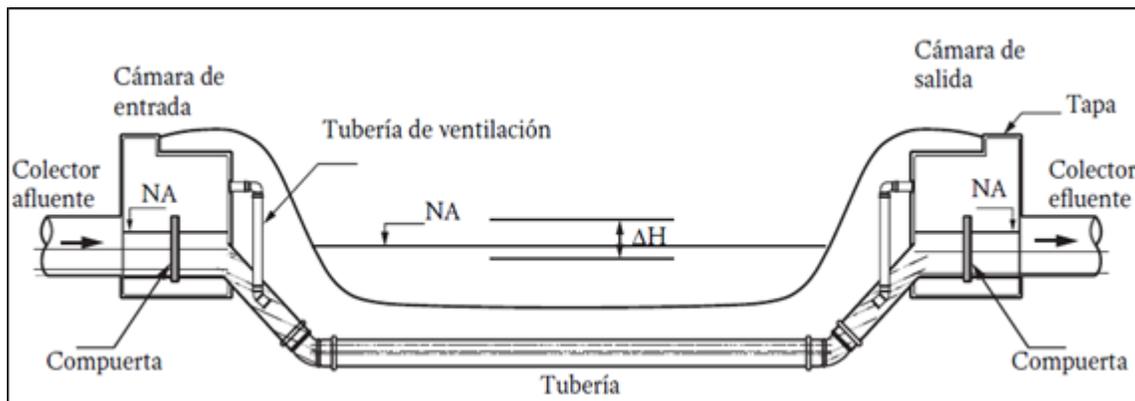


Figura 2-11 Sifón invertido.

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

c) Cruces elevados. Cuando el trazo de un conducto tiene que cruzar una depresión profunda, como es el caso de un cañón o barrancas, se utilizan estructuras ligeras como los puentes de acero, o de concreto, los cuales soportan la tubería que conduce el agua pluvial (Figura 2-12). En ocasiones, se utilizan puentes carreteros existentes donde se coloca la tubería anclándola por debajo o a un lado de la estructura. 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.

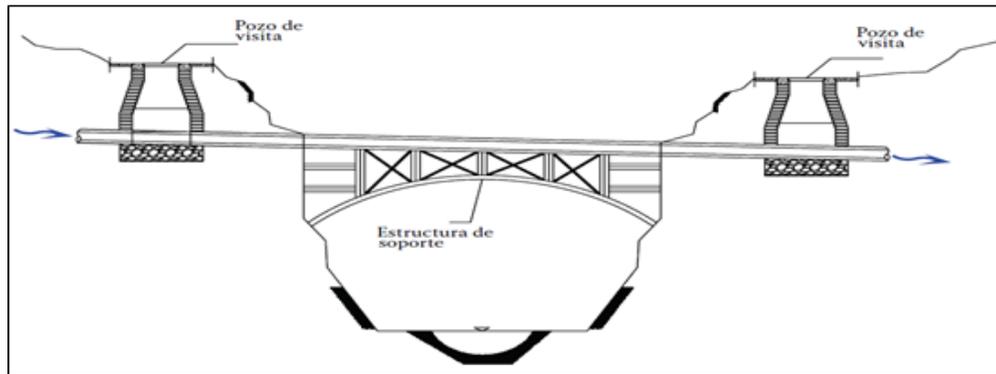


Figura 2-12 Cruce elevado.

c) Alcantarillas pluviales y puentes. Este tipo de estructuras de cruce son regularmente empleadas en carreteras, caminos e incluso en ciertas calles en localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (Figura 2-13). Son tramos de tubería o conductos que se incorporan en el cuerpo del terraplén de un camino para facilitar el paso de las aguas de las corrientes naturales, o de aquellas conducidas por canales o cunetas, a través del terraplén. Cuando las dimensiones de los conductos son excesivas, es más conveniente el diseño de un puente.

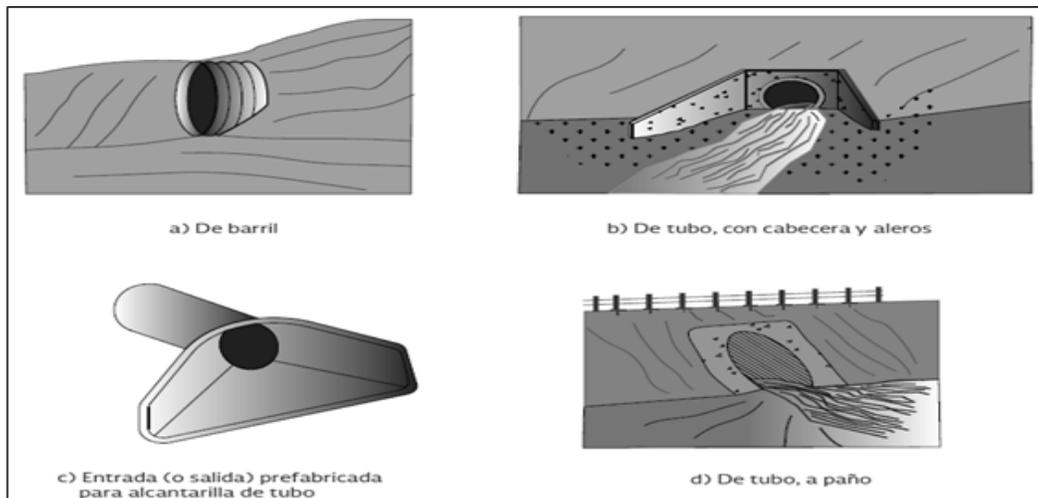


Figura 2-13 Alcantarillas pluviales (adaptado de ASCE, 1992).

### **2.3. DISPOSICIÓN FINAL**

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

Las estructuras de descarga se pueden clasificar en dos tipos:

#### **2.3.1. ESTRUCTURA DE DESCARGA CON CONDUCTO CERRADO**

Esta se da cuando el emisor de la red es entubado, generalmente se requiere verter el agua a una corriente receptora que posee cierta velocidad y dirección.

#### **2.3.2. ESTRUCTURA DE DESCARGA CON CANAL ABIERTO**

Consiste en un canal, construido generalmente de zampeado de mampostería y el ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente receptora, con esto se evita la socavación del terreno natural

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

### **2.4. ETAPAS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL URBANO**

El diseño de un sistema de drenaje pluvial urbano se realiza en varias etapas e involucra distintas áreas de la ingeniería, a continuación, se presenta una breve descripción de estas etapas:

#### **2.4.1. ANÁLISIS HIDROGRÁFICO E HIDROLÓGICO**

Para llevar a cabo esta etapa, se parte de la información disponible de las estaciones climatológicas, se recopilan los datos de precipitación histórica, de las estaciones cercanas al sitio de estudio y por medio de análisis estadísticos y probabilísticos, que, para cada periodo de retorno establecido, definen la intensidad de precipitación, la duración y su variación a lo largo del tiempo.

Y una vez caracterizada la precipitación en la zona de estudio, se debe evaluar el comportamiento del flujo sobre la superficie del terreno; por medio de estudios hidrográficos y geomorfológicos se transforman las precipitaciones, obtenidas, en escurrimiento superficial y se analiza su recorrido a lo largo de la cuenca, subcuenca y microcuencas de la zona en estudio. El análisis hidrográfico de una cuenca se realiza evaluándose los parámetros geomorfológicos de la misma (uso de suelo, pendiente de la cuenca y línea de corriente principal) con ayuda de un Modelo Digital de Elevación; estableciendo los elementos que intervienen en el cálculo de los gastos pluviales.

- a) Información para realizar el análisis hidrográfico
- Modelo Digital de Elevaciones (MDE).
  - Área de la cuenca (A).
  - Precipitación histórica (hp).
  - Altura total de precipitación puntual (hp).
  - Longitud de cause principal (m).
  - Duración (Tiempo de Concentración).
  - Características de la cuenca (uso de suelo, pendiente, vegetación, edafología, etc.), (S, f).
  - Coeficiente de escurrimiento (Ce).
- b) Información para realizar el análisis hidrológico
- Periodo de Retorno
  - Distribución en el espacio de la lluvia (Polígonos de Thiessen, Isoyetas, etc.)
  - Altura de precipitación espacial
  - Modelo Lluvia- Escurrimiento
  - Estimación de gastos pluviales (Racional, Racional Modificado, Gráfico Alemán, etc.).
  - Estimación de Hidrogramas de Diseño (Hidrograma Unitario Triangular, etc.).

### **2.4.2. ANALISIS HIDRÁULICO CONVENCIONAL Y METODOLOGIA PROPUESTA**

Con la información obtenida en el análisis hidrológico se analizan los efectos del escurrimiento en la zona de estudio y se proponen alternativas de solución para mitigar los riesgos asociados, todo esto a través de análisis hidráulicos y modelos de simulación matemática. Una vez definida la alternativa más adecuada, se realiza un diseño geométrico e hidráulico de los distintos elementos que conforman la red de drenaje pluvial.

- a) Información para el análisis hidráulico de red de drenaje pluvial convencional
- 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.
  - Geometría de la red. Se establece el trazo de la red, longitudes, profundidades y pendientes, de acuerdo con la topografía de la zona de proyecto. Se proponen las estructuras necesarias para el funcionamiento adecuado del sistema, como son las estructuras de captación, conducción, conexión y mantenimiento, y vertido.
  - 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. Cumpliendo las recomendaciones para velocidades máximas y mínimas permisibles; además las ventajas y desventajas de diversos tipos de tubería empleados en la construcción del drenaje pluvial.

b) Información previa para el análisis hidráulico para una red de drenaje pluvial mediante algoritmos de optimización (Algoritmos Genéticos).

- Datos topográficos de la red. Información topográfica, dentro de la información necesaria para este punto son las longitudes de cada tramo comprendido entre crucero, las áreas tributarias de cada crucero y las elevaciones de terreno en cada crucero, así como indicar la dirección del flujo y numerar la cantidad de cruces los cuales serán definidos más adelante como los nodos de la red.
- Rugosidad del material. Es el conjunto de irregularidades que posee cada tubería en función del material y condición en la que se encuentre, el valor de la rugosidad se aplicará en la ecuación de Manning.
- Diámetros comerciales. Los valores del diámetro disponible deben tomarse entre un conjunto de valores establecidos con antelación, donde el diámetro más pequeño debe ser el mínimo permitido. Los diámetros comerciales van en función al tipo de material a usar para cada red de drenaje.
- Gastos de diseño. Se obtienen mediante el modelo lluvia – escurrimiento.
- Colchón mínimo. Existe un espesor mínimo recomendable del material de relleno entre la cresta del tubo y la superficie del terreno.
- Profundidad de inicio. Se refiere a que la profundidad extremo aguas arriba debe ser igual o mayor que la profundidad extremo aguas abajo.
- Diámetros de tubos anteriores. La condición de que la tubería de ser igual o mayor que el diámetro de la tubería que la anteceden.
- Velocidad permisible. La velocidad del flujo en cada tubo cumpla la restricción entre la velocidad máxima y la velocidad mínima.
- Costo de excavación y relleno. Para esta consideración se consideran costos por excavación para diferentes tipos de material a excavar y la consideración del relleno considera material producto de la excavación y relleno con material mejorado. Toda consideración se realiza por metro cúbico.
- Costo por metro de tubería. Esta condición va en función del tipo de material y el diámetro de la tubería.
- Población Inicial. Es el conjunto de soluciones requeridas para el AG's, la cual será llamada como "soluciones candidatas", y es la información inicial requerida para la aplicación de los AG's, en el diseño del drenaje pluvial.

Toda la información anterior se verá a detalle en los capítulos siguientes, los cuales se describirá individualmente, para poder realizar la metodología propuesta mediante Algoritmos Genéticos (AG's).

### 3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

Se presenta el estudio hidrológico correspondiente a la zona de estudio que pertenece a la Cuenca del río Suchiate, para la zona de estudio se encuentra dentro de la subcuenca el río Puerto Madero, donde se determinó las características geomorfológicas a partir de un Modelo Digital de Elevaciones (DEM).

#### 3.1. DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

La zona de estudio San Reforma se localiza en el municipio de Tapachula, en el Estado de Chiapas. y se encuentra en las coordenadas geográficas  $14^{\circ}46'59.66''N$  y  $92^{\circ}19'2.56''O$ . La localidad se encuentra a una altura media de 45 metros sobre el nivel del mar, como se muestra en la Figura 3-1

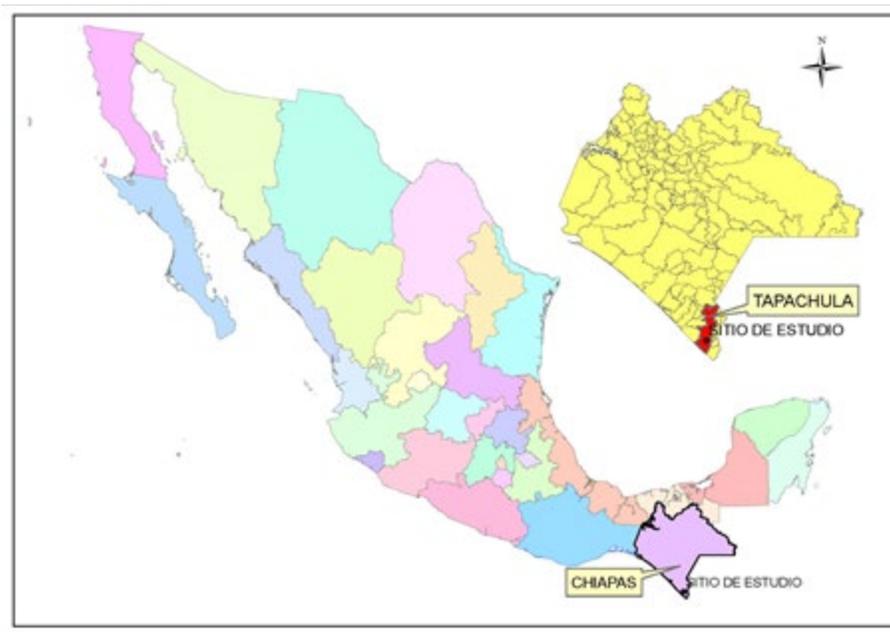


Figura 3-1 Localización Geográfica de la Zona de Estudio.

Como se mencionó, la zona de estudio corresponde a la subcuenca del río Puerto Madero, perteneciente a la cuenca Suchiate y otros ríos; la subcuenca Puerto Madero tiene una superficie de aportación de 389.28 km<sup>2</sup> y se ubica en el sureste del país, que se encuentra delimitada al Norte y al Oeste por la cuenca hidrológica Coatán, al Sur por el océano Pacífico y al Este por la cuenca hidrológica Cahucán.

La subcuenca del río Puerto Madero, se encuentra en el Estado de Chiapas y pertenece a la región hidrológica N. 23 Costa de Chiapas, en las coordenadas geográficas  $15^{\circ} 16' 36''$  y  $14^{\circ} 46' 12''$  latitud norte, y  $92^{\circ} 31' 12''$  y  $92^{\circ} 07' 36''$  longitud oeste. Se ubica en la vertiente del pacífico (Sierra Madre de Chiapas), cercana a la frontera con Guatemala, como se muestra en la Figura 3-2.

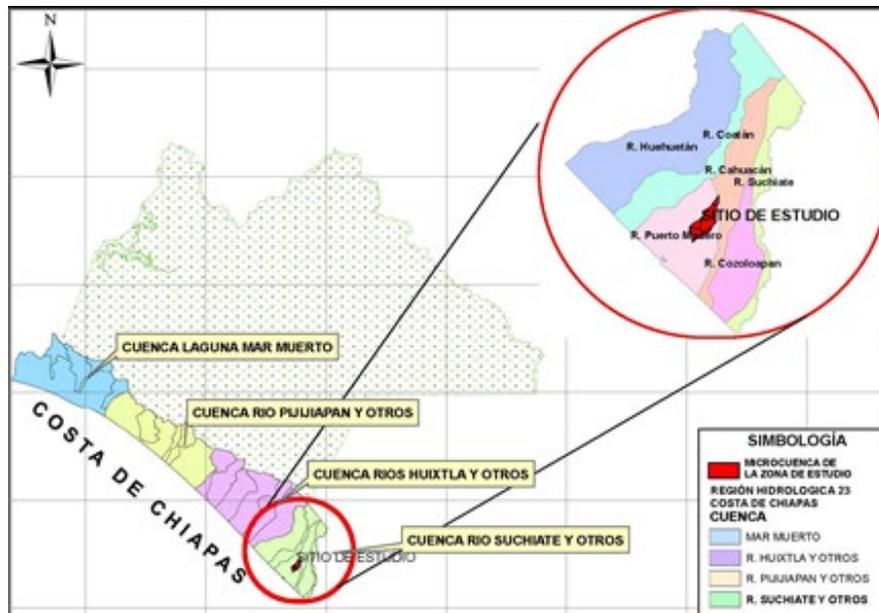


Figura 3-2 Localización hidrológica de la zona de estudio.

### 3.1.1. RASGOS FÍSICOS

- a) **OROGRAFÍA.** Las zonas planas ocupan la parte sur del municipio dado que parte del territorio está en la llanura costera del Pacífico, las zonas semiplanas se localizan en el centro y las accidentadas en la parte norte.
- b) **HIDROGRAFÍA.** Las principales corrientes de agua que fluyen dentro del municipio son los ríos Coatlán, Cuilco y Huehuetán. Otras corrientes dentro del municipio son: Pumpuapa, Cahucacán, Texcuyuapan, Nejapa, El Caimito, Santo Domingo, Escocia, Juan Manuel, Chalón, Toros, San Juan Lagartero, Cuscuchate, Madronal, Cahoa, El Censo, La Joya, Coatancito, Salitre, Cahua y el Tiplillo.
- c) **CLIMA.** La temperatura media anual según el área municipal oscila entre 24 a 35 °C. El clima es cálido todo el año. El período más cálido del año es el mes de abril. Las precipitaciones pluviales oscilan según el área municipal desde más de 2300 hasta más de 3900 mm anuales. El clima es cálido todo el año y el período más cálido es desde inicios de marzo hasta inicios de mayo. Los meses más lluviosos son junio y septiembre. Sin embargo, en septiembre y octubre hay lluvias copiosas y prolongadas debido a la temporada de huracanes, que provoca problemas de inundaciones en gran parte del municipio.
- d) **FLORA.** En el municipio existen diferentes tipos de vegetación: Selva baja, mediana, bosque de encino-pino y páramo de altura. El municipio abarca porciones de algunas zonas sujetas a Conservación Ecológica como: El Cabildo-Amatán (36,11 km<sup>2</sup>), El Gancho-Murillo (72,84 km<sup>2</sup>) y Volcán Tacaná (106.38 km<sup>2</sup>).
- e) **FAUNA.** La fauna del municipio es abundante en especies siendo las más sobresalientes las siguientes: armadillo, conejo, iguana, mapache, boa, culebra, garza, loro, urraca y zorrillo.

f) **GEOLOGÍA.** El municipio en el que se encuentra la zona de estudio, está compuesto de suelo aluvial, lacustre y litoral de origen cuaternario; roca sedimentaria de conglomerado, toba intermedia y extrusita de origen Terciario; y granito de origen Paleozoico. La composición más abundante es el suelo aluvial y el menos abundante es el suelo lacustre.

g) **FISIOGRAFÍA.** Las características fisiográficas condicionan el comportamiento hidrológico de una cuenca, la cual funciona como un gran colector que recibe las precipitaciones y las transforma en escurrimientos. Esta transferencia se realiza con pérdidas (infiltración, retención por la cubierta vegetal, etc.) y es una función compleja con factores predominantes tales como: el clima, la configuración del terreno en el que se desarrollan los fenómenos hidrológicos, y las características predominantes de los suelos, que rigen las condiciones de su régimen hidrológico. De lo anterior, se infiere que uno de los parámetros básicos en la obtención de la avenida de diseño, son las principales características fisiográficas de la cuenca, tales como: el área de aportación, la pendiente media del cauce principal, tiempo de concentración y el coeficiente de escurrimiento. Para estimar estos parámetros, se hizo apoyo de la cartografía editada por INEGI: topográfica, edafológica y de Uso del Suelo y Modelo Digital de Elevación con una resolución de 15 m.

Con la información de los rasgos físicos de la zona de estudio, se delimito la microcuenca desde la zona de estudio San Reforma, Tapachula, Chiapas, que pertenece a subcuenca Puerto Madero y a su vez a la cuenca Suchiate, esto para poder obtener las características fisiográficas de la cuenca, las que servirán para poder determinar el comportamiento de la cuenca, con información del área de la zona de estudio, la pendiente media del cauce principal, tiempo de concentración y el coeficiente de escurrimiento.

### **3.1.2. CARACTERÍSTICAS FISOGRÁFICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO**

En los siguientes incisos se describen las características fisiográficas de la microcuenca de la zona de estudio, la cual se delimito a partir de la zona de estudio hacia aguas arriba:

- Área de la microcuenca
- Longitud del cauce principal
- Pendiente del cauce principal
- Tiempo de concentración
- Coeficiente de escurrimiento

a) Microcuenca de la zona de estudio

Se delimito el área de aportación de la microcuenca, hasta el sitio de estudio como se muestra en la Figura 3-3. El área de la microcuenca de la zona de estudio San Reforma, y demás características, se determinó con ayuda de un Sistema de Información Geográfica, con el cual se pudo obtener el área de la microcuenca, el perímetro o longitud del parteaguas, centroide de la cuenca, etc. Así también se presentan los resultados de las características principales de la microcuenca analizada, como se observa en la Tabla 3-1.

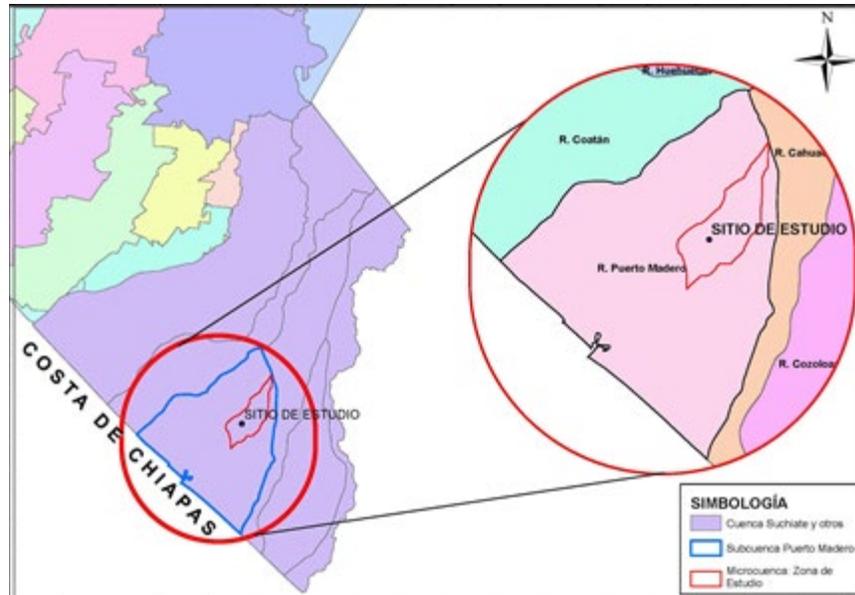


Figura 3-3 Delimitación de microcuenca en la zona de estudio.

Tabla 3-1 Características fisiográficas de la microcuenca.

PARÁMETRO	UNIDAD	NOMENCLATURA	CUENCA
Superficie total de la microcuenca	Km <sup>2</sup>	At	35.86
Perímetro	Km.	P	31.77
Zona de Proyección UTM	Adm.	Zona	15
X	m	Coord. X	574996.25
Y	m	Coord. Y	1636001.07
Z	m	Coord. Z	54.29
Desnivel total de la cuenca	Km.	Ht	0.079
Altura máxima cuenca	m.s.n.m.	H <sub>cu</sub>	100.0
Altura máxima río	m.s.n.m.	H <sub>máx</sub>	80.0
Coefficiente de desarrollo de la línea del parteaguas	Adm.	mp	1.50
Parámetro de forma	Adm.	Pf	0.89
Pendiente media de la cuenca [%]	%	Microcuenca	0.593%
Número total de corrientes	Adm.	Nc	4
Densidad de corriente	Adm.	Dc	0.11

a) Longitud y pendiente del cauce principal

La longitud y pendiente del cauce principal de San Reforma, se determinó con ayuda de un Sistema de Información Geográfica, dichas características se obtuvieron desde la corriente más lejana de la microcuenca hacia la zona de estudio.

El cauce principal tiene un escurrimiento de Norte a Sur y nace en la parte montañosa al Norte del Municipio de Tapachula, posee una longitud de cauce de 8.198 Km. Es una cuenca es del tipo Exorreica con una Corriente de orden 4.

La pendiente media del cauce principal se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos; se calcula con el criterio de Taylor – Schwarz, el cual se basa en la siguiente expresión (Aparicio 1999):

La pendiente del cauce principal se calcula con el criterio de Taylor y Schwarz:

$$S_m = \left( \frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{s_n}}} \right) = 0.00527 = 0.527\% \quad (1)$$

Tabla 3-2 Longitud y pendiente del cauce principal.

n	Longitud del Tramo [m]	Longitud Acumulada [Km]	Elevación [msnm]	Desnivel [m]	S <sub>i</sub>	l <sub>i</sub> /(S <sub>i</sub> <sup>0.5</sup> )	
0	0.0	0	80.0				
1	231.8	0.23	79.0	1.0	4.31E-03	3,528.21	
2	1,485.0	1.72	68.0	11	7.41E-03	17,253.71	
3	1,062.3	2.78	61.0	7.0	6.59E-03	13,086.04	
4	144.0	2.92	60.0	1.00	6.94E-03	17,28.29	
5	1,383.6	4.31	52.0	8.0	5.78E-03	18,196.63	
6	1,442.0	5.75	45.0	7.00	4.85E-03	20,697.54	
7	64.3	5.81	44.4	0.60	9.33E-03	665.63	
8	21.0	5.84	44.0	0.40	1.87E-02	156.89	
9	192.9	6.03	43.6	0.40	2.07E-03	4,236.02	
10	34.0	6.06	43.0	0.60	1.76E-02	257.82	
11	138.3	6.20	42.6	0.43	3.10E-03	2,481.42	
12	508.0	6.71	40.0	2.57	5.06E-03	7,133.80	
13	1,490.4	8.20	34.0	6.000	4.03E-03	2,3490.80	
L <sub>Total</sub> =		<b>8,197.9 m</b>				<b>Σ=</b>	<b>112,912.80</b>

Se presente en la Figura 3-4, el perfil del cauce principal, que se determinó mediante un Sistema de Información Geográfica.

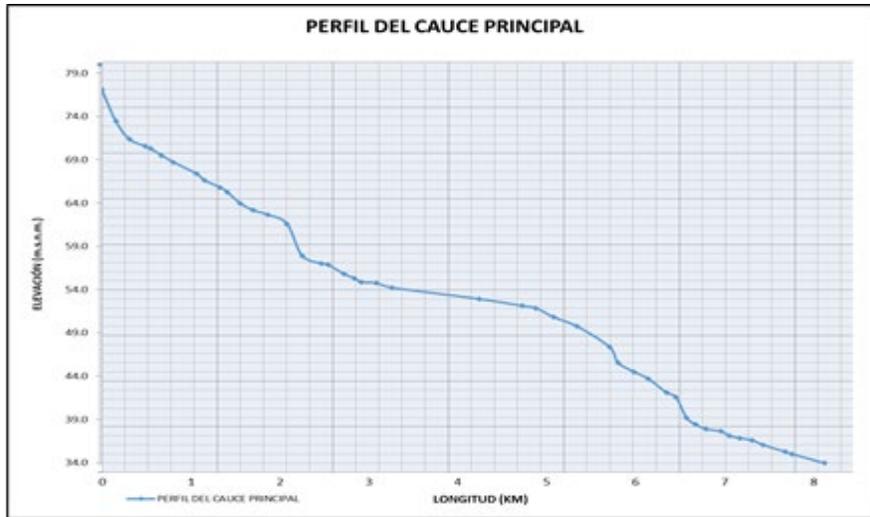


Figura 3-4 Perfil del cauce principal.

c) Tiempo de concentración

El tiempo de concentración en cualquier corriente por analizar, se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el sitio de interés. De acuerdo a esta definición si se presenta una lluvia de intensidad constante, distribuida uniformemente en el área de aportación, al inicio del proceso solamente aportarán escurrimientos al tramo bajo análisis las zonas más cercanas a él, pero poco a poco, el área de aportación se incrementará hasta que cuando la duración de la lluvia alcance el tiempo de concentración, contribuya toda el área, con un gasto igual al de diseño. Si la lluvia mantiene una duración mayor al de concentración, la descarga se mantendrá hasta que la lluvia cese.

Para definir el valor de la lámina de lluvia de diseño, de acuerdo con un modelo de tormenta planteado, se requiere conocer cuál es la duración de la tormenta más desfavorable por analizar, para ello, dado que el gasto de escurrimiento adquiere su máximo valor (gasto pico), cuando el tiempo de tránsito de escurrimiento es igual al tiempo de concentración ( $t_c$ ), es común aceptar que la duración de la tormenta sea igual al  $t_c$ .

En la práctica, es muy difícil calcular con precisión el tiempo que tarda el agua en escurrir por la superficie hasta llegar a los puntos de estudio; existen diversas metodologías que permiten estimar dicho tiempo, entre ellas destacan las de: Rowe, Kirpich y Soil Conservation Service SCS.

- Ecuación de Rowe (Fuentes y Franco, 1999)

$$t_c = \left( \frac{0.87L^3}{D} \right)^{0.385} \quad (2)$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración, en h.

D: Desnivel entre el punto más alejado y la salida de la cuenca, en m.

L: Longitud entre los puntos antes mencionados, en km.

- Ecuación de Kirpich (Aparicio 1999)

$$t_c = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (3)$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración, en h.

S: Pendiente media del cauce principal, adimensional.

L: Longitud del cauce principal, en m.

- Ecuación del Soil Conservation Service, SCS (Fuentes y Franco, 1999)

$$t_c = \frac{L^{1.15}}{3085D^{0.38}} \quad (4)$$

Dónde:

Tc: Tiempo de concentración, en h.

L: Longitud del cauce principal, en m.

D: Desnivel del cauce principal, en m.

El resumen del cálculo del tiempo de concentración ( $t_c$ ) por diversos métodos para la microcuenca de la zona de estudio, se muestran en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3 Tiempo de concentración.

Método	Pendiente [Adm.]	Desnivel [m]	Longitud [m]	Tc [h]
Rowe	0.00527	46.00	8,197.87	2.47
Kirpich				2.52
SCS				2.40
<b>Promedio</b>			<b>en Hrs.</b>	<b>2.46</b>
			<b>en Min.</b>	<b>147.69</b>

d) Coeficiente de escurrimiento

La parte de la precipitación que queda atrapada por la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se infiltra se le conoce como “pérdida”. A la altura de precipitación que resulta de restar la total menos la debida a las pérdidas de precipitación se les conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva y es la que da origen al escurrimiento directo. Los criterios más usados para calcular las pérdidas son: coeficiente de escurrimiento, índice de infiltración media y número de escurrimiento.

El coeficiente de escurrimiento  $C$ , se define como el cociente de la lámina de lluvia en exceso entre la lámina de lluvia total precipitada. Para asignar un coeficiente de escurrimiento a la microcuenca en estudio se realiza el siguiente procedimiento:

1. Dividir la cuenca dependiendo de las características específicas de cada sitio en estudio por tipo de uso de suelo (independientemente de la división de subcuencas y microcuencas).
2. Clasificar cada zona de acuerdo con las características de la Tabla 3-4.
3. Sobreponer el plano de subcuencas.
4. Calcular para cada subcuenca el área y por cada tipo de uso de suelo, se debe calcular el porcentaje de área que ocupa dentro de la cuenca, con respecto al área total.
5. Ponderar el coeficiente de escurrimiento por subcuenca, siendo el promedio pesado de los escurrimientos por tipo de uso de suelo dentro de la misma, con la siguiente ecuación:

$$\bar{C}_e = \frac{\sum_{i=1}^n A_{is} C_{ei}}{A_{t_{mc}}} \quad (5)$$

Dónde:

$C_e$ : Coeficiente de escurrimiento promedio ponderado, adimensional.

$A_{is}$ : Área por tipo de uso de suelo, ha.

$C_{ei}$ : Coeficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo, adimensional.

$A_{t_{mc}}$ : Área total de la cuenca urbana.

$is$ : Tipo de suelo.

$n$ : Número de tipos de suelo dentro de la cuenca urbana.

Tabla 3-4 Coeficiente de escurrimiento para Tr de 2 a 100 años (Campos-Aranda, 2010).

Cubierta y Uso de Suelo	Periodo de Retorno (Tr)					
	Tr= 2	Tr= 5	Tr= 10	Tr= 20	Tr= 50	Tr= 100
Superficie Asfáltica	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95
Superficie de Concreto	0.75	0.80	0.83	0.88	0.90	0.95
Superficie de Terracerías	0.25	0.35	0.44	0.53	0.57	0.60
Parques y Jardines	0.18	0.25	0.35	0.40	0.50	0.65
Escuelas	0.45	0.50	0.60	0.62	0.67	0.7
Techo o Azoteas	0.60	0.65	0.70	0.72	0.77	0.8
Cultivos	0.31	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54
Cementerios	0.10	0.25	0.35	0.49	0.57	0.65
Campos de Juego	0.25	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65

En la siguiente tabla se presentan los valores ponderados de los números de escurrimiento en la cuenca urbana, para diferentes Periodos de Retornos (Tabla 3-5).

Tabla 3-5 Coeficientes de Escurrimiento para diferentes Tr en la zona de estudio.

Tr (Años)	2	5	10	20	50	100
Coef. Esc.	0.51	0.57	0.62	0.66	0.71	0.76

### 3.2. ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO

En esta actividad se recopiló la información pluviométrica, que pudiera ser útil en el estudio hidrológico, en este caso, se cuenta con las alturas de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones climatológicas ubicadas cerca y dentro de la zona de estudio; en el cual todas las estaciones climatológicas se encuentran dentro de la cuenca Suchiate, pertenecientes a la Región Hidrológica 23, Costa de Chiapas.

#### 3.2.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS

En la Tabla 3-6, se enlistan el nombre, clave de la estación y ubicación; donde para ello se consultaron las bases de datos Climatológica Nacional (Sistema CLICOM).

Tabla 3-6 Estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.

Clave	Nombre de la estación	Coordenadas	
		X	Y
7116	Medio Monte	587053.2	1649116.1
7164	Tapachula (OBS)	580662.2	1649702.1
7191	Malpaso (Tapachula)	579920.5	1649577.9
7200	Tapachula (DGE)	579526.8	1648293.5
7117	Metapa de Domínguez	586968.6	1639802.1
7068	Frontera Hidalgo	588669.1	1633846.2
7163	Suchiate	591622.9	1626910.6
7244	Suchiate II	591596.8	1625251.3
7078	Ignacio López Rayón	587807.2	1616211.4
7045	El Dorado	584759.5	1622284.2
7019	Cahuacán	578647.3	1627727.9
7136	Puerto Madero	566058.3	1625389.7
7075	Huehuetán	564472.6	1658656.7
7336	Plan de Iguala	553313.0	1653839.7
7326	Mazatán	558741.5	1645833.3
7370	Adolfo Ruiz Cortines	549751.4	1644552.1

Las estaciones que tienen influencia en la zona de estudio y cuentan con información confiable de al menos de 30 años de registro, son las que se presentan en la Tabla 3-7; ya que algunas estaciones contaban con escasa o nula información y estas fueron descartadas.

## ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

Tabla 3-7 Estaciones Climatológicas para el análisis hidrológico.

Clave	Nombre de la estación	Periodo		Años de Registro
		Inicio	Fin	
7116	Medio Monte	01/01/1961	01/02/2016	56
7191	Malpaso (Tapachula)	01/01/1961	01/12/2016	56
7200	Tapachula (DGE)	01/01/1952	01/12/2016	65
7117	Metapa de Domínguez	01/05/1944	01/02/2016	73
7078	Ignacio López Rayón	01/07/1951	01/02/2016	66
7045	El Dorado	01/07/1951	01/02/2016	66
7019	Cahuacán	01/12/1961	01/06/2007	56
7075	Huehuetán	01/09/1964	01/11/2016	53
7336	Plan de Iguala	01/03/1980	01/02/2016	37
7326	Mazatán	01/02/1980	01/02/2016	37

Tabla 3-8 Datos faltantes en las estaciones de estudio.

Clave	Nombre de la estación	Registros	Días	Registro	Registro
		Diarios [Días]	Faltantes [Días]	Completo [%]	Faltante [%]
7116	Medio Monte	19097	991	95.07	4.93
7191	Malpaso (Tapachula)	19694	394	98.04	1.96
7200	Tapachula (DGE)	23044	332	98.58	1.42
7117	Metapa de Domínguez	24125	1807	93.03	6.97
7078	Ignacio López Rayón	22843	898	96.22	3.78
7045	El Dorado	21290	2451	89.68	10.32
7019	Cahuacán	16200	236	98.56	1.44
7075	Huehuetán	15647	2980	84.00	16.00
7336	Plan de Iguala	12654	495	96.24	3.76
7326	Mazatán	12905	244	98.14	1.86

La Tabla 3-8, muestra la relación de las estaciones climatológicas, con lo que se realiza el análisis hidrológico, y además muestra la información con lo que cuenta cada estación, es decir, el registro faltante que existe en cada estación y el porcentaje del mismo.

En la siguiente Figura 3-5 se muestra la ubicación de las estaciones climatológicas que tienen influencia con la zona de estudio, y así también se muestra la microcuenca delimitada de la zona de estudio, donde las características fisiográficas de la microcuenca se detallaron anteriormente.

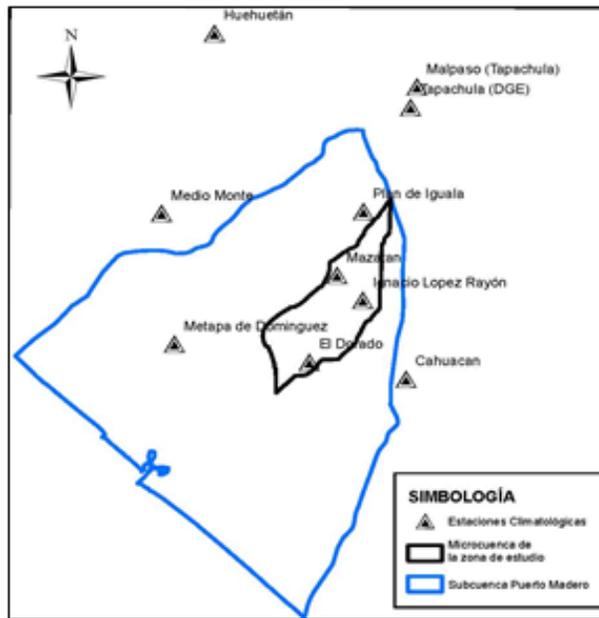


Figura 3-5 Estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.

Una vez consultada la base de datos de las 10 estaciones climatológicas, se realizó el análisis de la cantidad y calidad de información, y después del análisis de lo anterior se aplicó las Técnicas de Delimitación de Regiones Homogéneas. La aplicación de las técnicas regionales, hacen uso de la transferencia de información entre patrones similares en el comportamiento de las series, ya que, el agregar información de una estación que no pertenece a la misma región puede provocar la sobreestimación o subestimación de los eventos de diseño.

Para la delimitación de regiones homogéneas se considera un periodo en común de 10 años como mínimo, comprendiendo desde el año 1990 al año 1999; las metodologías aplicadas fueron las siguientes:

- Parámetro  $\beta$  de la Distribución General de Valores Extremos (GVE). La técnica permite identificar regiones homogéneas a partir de la comparación del valor del parámetro  $\beta$ , de tal manera que una primera fase en la delimitación es separar valores positivos y negativos.
- Coeficiente de Variación-L. La técnica de CV por momentos- L compara los coeficientes de variación y a partir de límites inferior y superior se determina a que región pertenece cada estación.
- Región de Influencia. La técnica permite comparar la distancia Euclidiana entre los atributos a modelar en la serie de datos como son precipitaciones acumuladas, máximas en 24 horas, precipitaciones mensuales, la ubicación geográfica de cada estación, etc. Para la aplicación de la técnica se obtiene el promedio de cada estación climatológica.

El criterio para la delimitación de regiones homogéneas consistió en seleccionar aquellas estaciones que, según dos de las técnicas mencionadas, indicaran que forma parte de una región homogénea, para este estudio se generaron dos regiones homogéneas las cuales se presentan en la Tabla 3-9:

Tabla 3-9 Regiones homogéneas cercanas a la zona de estudio.

REGIÓN I	REGIÓN II
ESTACIONES	
7116	7045
7191	7019
7200	7336
7117	7326
7075	7078

A continuación, se muestra la agrupación de las regiones homogéneas, y las estaciones cercanas a la zona de estudio y como referencia el municipio de Tapachula, Chiapas. En la Figura 3-6, se muestra el área de influencia de las regiones homogéneas en la zona de estudio, en donde se observa que la región homogénea II, tiene el total del área de influencia con respecto a la subcuenca de estudio.

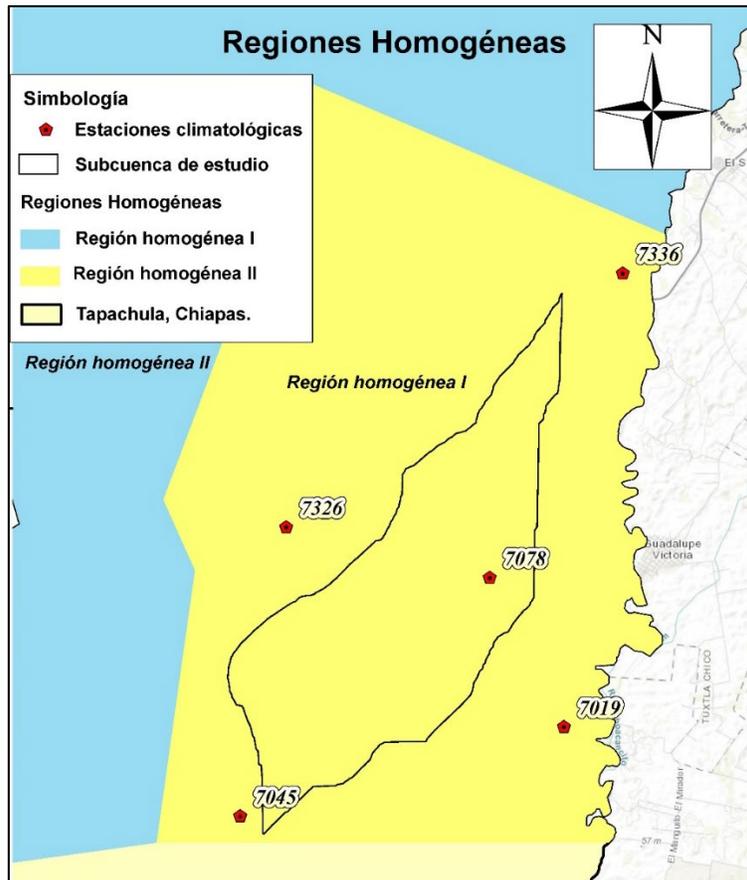


Figura 3-6 Regiones homogéneas de la zona de estudio.

Con todo lo anterior, se concluye que las estaciones de la región homogénea II son con las que se trabajó para el estudio hidrológico.

3.2.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LLUVIAS

Las estaciones que tienen influencia directa en la microcuenca bajo estudio, como se mencionó son los de la región homogénea II (Tabla 3-10).

Tabla 3-10 Estaciones climatológicas de la Región Homogénea II

Clave	Estación	Años de registro	Registro Completo [%]	Registro Faltante [%]
7078	Ignacio López Rayón	66	96.22	3.78
7045	El Dorado	66	89.68	10.32
7019	Cahuacán	56	98.56	1.44
7336	Plan de Iguala	37	96.24	3.76
7326	Mazatán	37	98.14	1.86

Cabe mencionar, que los registros de las estaciones contaban con valores faltantes de lluvias y estas se deben a una gran variedad de causas. Por ejemplo, debido a desperfectos en el equipo de mediciones, por enfermedad, por interrupciones debidas a limitaciones presupuestales, etc. Los datos de precipitación diaria faltantes se estimaron mediante la técnica geoestadística de interpolación inversa, considerando la información entre la estación base y las estaciones cercanas para la transferencia de información. El modelo se describe a continuación:

Sea  $X_j$  y  $Y_j$  las coordenadas de los puntos  $j$  (Figura 3.2-3), en un espacio bidimensional y  $P_j$  una función de las coordenadas  $X_j$  y  $Y_j$ ; la que denota el proceso observado en  $n$  estaciones de medición.  $P_e$  es una estimación del proceso en un punto con coordenadas  $X_e$  y  $Y_e$ . La estimación puntual se hace a través de una combinación lineal del tipo:

$$P_e = \sum_{j=1}^n \omega_j P_j \quad \omega_j = \frac{\left(\frac{1}{d_{ej}}\right)^\beta}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{d_{ej}}\right)^\beta} \quad (6)$$

Donde:

$P_e$ : Precipitación en la estación o punto a interpolar con coordenadas X, Y.

$\omega_j$ : Factor de peso en los sitios de muestreo.

$P_j$ : Precipitación en estaciones vecinas con coordenadas X, Y.

$d_{ej}$ : Distancia entre estaciones vecinas con estación o punto a interpolar.

$\beta=2$ : Interpolación del cuadrado de la distancia inversa.

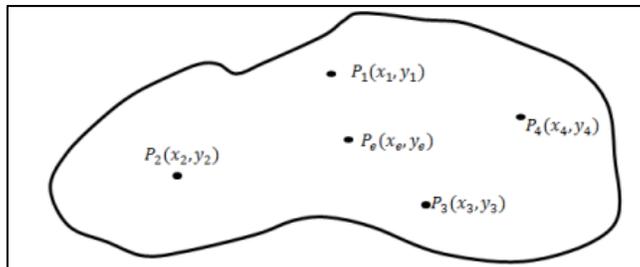


Figura 3-7 Técnica geoestadística de interpolación inversa.

ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

Una vez completadas las series de precipitación, se obtuvo la serie de precipitación máxima anual de cada estación, ver Tabla 3-11.

Tabla 3-11 Series de lluvia máxima anual rellenas, parte I.

Precipitación Máxima en 24h Anual	Relleno de Datos Faltantes				
	7078	7045	7019	7336	7326
AÑO	Ignacio López Rayón	El Dorado	Cahuacán	Plan de Iguala	Mazatán
1951	200.3	110.5			
1952	65.0	55.0			
1953	158.0	132.0			
1954	78.0	111.0			
1955	155.5	112.5			
1956	90.0	95.5			
1957	140.8	80.5			
1958	74.2	102.0			
1959	155.0	227.5			
1960	300.0	99.4			
1961	143.7	132.6			
1962	120.0	124.5	99.5		
1963	<b>225.5</b>	204.5	201.0		
1964	108.3	105.6	140.4		
1965	<b>57.7</b>	<b>90.3</b>	<b>92.5</b>		
1966	<b>117.2</b>	<b>122.9</b>	90.5		
1967	<b>90.2</b>	100.9	85.0		
1968	<b>97.2</b>	<b>72.2</b>	<b>54.7</b>		
1969	<b>110.2</b>	104.5	160.4		
1970	<b>83.2</b>	<b>76.8</b>	91.0		
1971	145.8	73.0	91.4		
1972	101.5	141.0	<b>123.8</b>		
1973	<b>142.4</b>	<b>122.9</b>	146.5		
1974	<b>117.6</b>	<b>157.8</b>	216.1		
1975	<b>75.2</b>	<b>130.0</b>	80.8		
1976	<b>69.8</b>	<b>72.6</b>	82.7		
1977	74.6	60.9	70.1		
1978	115.3	144.2	<b>163.3</b>		
1979	<b>93.5</b>	95.2	130.4		
1980	78.5	92.5	84.5	80.0	74.2
1981	98.0	101.2	92.0	100.4	60.0
1982	100.8	328.4	326.6	86.3	112.6
1983	100.2	147.1	121.4	113.5	100.0
1984	83.2	95.0	99.2	100.8	80.0
1985	92.2	85.1	73.0	63.0	45.0
1986	133.0	115.8	204.5	128.5	109.0
1987	110.2	136.6	52.2	101.5	180.0
1988	103.6	196.2	144.8	200.0	106.0

De la tabla anterior y la siguiente (Tabla 3-12), se aprecia que se presentan en negritas, los registros incompletos y recalculados mediante las técnicas geoestadísticas.

Tabla 3-12 Series de lluvia máxima anual rellenadas, parte II.

Precipitación Máxima en 24h Anual	Relleno de Datos Faltantes				
	7078	7045	7019	7336	7326
AÑO	Ignacio López Rayón	El Dorado	Cahuacán	Plan de Iguala	Mazatán
1989	136.9	86.3	92.1	260.0	75.0
1990	82.2	135.0	100.0	80.0	83.0
1991	87.5	134.2	97.0	80.4	92.5
1992	<b>81.3</b>	110.1	102.6	140.2	<b>135.0</b>
1993	104.0	86.8	133.9	80.2	110.0
1994	104.0	98.8	74.6	80.0	120.0
1995	101.0	152.3	105.8	60.0	162.0
1996	100.0	101.5	136.5	80.0	192.0
1997	69.5	107.4	<b>107.2</b>	<b>142.8</b>	<b>210.0</b>
1998	144.0	129.5	<b>165.2</b>	80.0	<b>160.0</b>
1999	122.5	94.5	130.3	80.8	79.0
2000	<b>120.0</b>	102.0	<b>108.8</b>	60.5	95.0
2001	64.0	80.1	<b>44.3</b>	41.3	118.6
2002	145.2	80.9	78.5	80.6	121.0
2003	<b>101.5</b>	80.4	82.1	56.8	210.0
2004	<b>71.4</b>	70.3	<b>122.0</b>	98.6	73.0
2005	<b>194.4</b>	197.5	<b>220.0</b>	<b>221.3</b>	253.0
2006	65.3	120.1	<b>120.0</b>	<b>46.0</b>	154.0
2007	130.2	133.1		280.7	159.0
2008	<b>183.0</b>	188.9		157.3	240.0
2009	<b>65.5</b>	84.9		92.5	130.0
2010	<b>181.5</b>	235.5		<b>135.9</b>	235.0
2011	<b>120.0</b>	<b>115.1</b>		163.8	135.0
2012	<b>49.9</b>	<b>47.9</b>		<b>100.5</b>	<b>62.0</b>
2013	<b>68.2</b>	<b>67.1</b>		144.5	120.0
2014	88.8	<b>88.6</b>		86.0	<b>150.0</b>
2015	63.1	<b>96.4</b>		<b>61.7</b>	112.0

Una vez completado el registro de precipitaciones máximas en 24 horas, se revisa que las estaciones no presenten procesos de lluvia estacionarios, mediante la prueba de Independencia de Anderson, pruebas de Homogeneidad de la serie de datos en la media y en la varianza y por último se le aplico pruebas de Tendencia y correlación a la serie de estaciones.

El resumen de los resultados de las pruebas, anteriormente mencionadas, se muestran en la siguiente Tabla 3-13:

Tabla 3-13 Resumen de las pruebas estadísticas de homogeneidad, tendencia e independencia.

ESTACIÓN	NOMBRE	PRUEBAS ESTADÍSTICAS DE HOMOGENEIDAD		PRUEBA DE INDEPENDENCIA	PRUEBA DE TENDENCIA
		Media	Varianza	P. de Anderson	Mann- Kendall
7078	Ignacio López Rayón	Homogénea	No Homogénea	Independiente	Sin Tendencia
7045	El Dorado	Homogénea	Homogénea	Independiente	Sin Tendencia
7019	Cahuacán	Homogénea	Homogénea	Independiente	Sin Tendencia
7336	Plan de Iguala	Homogénea	Homogénea	Independiente	Sin Tendencia
7326	Mazatán	No Homogénea	Homogénea	Independiente	Con Tendencia

En resumen, las pruebas aplicadas muestran que estadísticamente se están presentando pocos cambios en el proceso del ciclo hidrológico y en la climatología de la cuenca, las zonas más sensibles a estos cambios son la parte media de la cuenca.

### 3.3. EVENTOS DE DISEÑO A LA ZONA DE ESTUDIO

Para la estimación de eventos de diseño en sitios donde no existe algún instrumento de medición es necesario inferir los datos de precipitación a partir de los medidos por las estaciones vecinas. Para reducir la incertidumbre en la estimación de precipitaciones se determina la precipitación media en la cuenca de la zona de estudio, para diferentes periodos de retorno.

#### 3.3.1. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD APLICADAS A LA ZONA DE ESTUDIO

Una vez que se cuenta con el registro de la serie de precipitaciones, se realiza el análisis de frecuencia de las series, utilizando las distintas funciones de probabilidad (Normal, Log-normal, Gumbel, General de Valores Extremos, Gamma y Doble Gumbel) al conjunto de datos y se calcula el error estándar ajuste de cada una de ellas respecto a la muestra. Los métodos para calcular los parámetros de las funciones de probabilidad son por momentos, momentos-L y por máxima verosimilitud; además, las funciones Log-normal y Gamma pueden calcularse para dos o tres parámetros. El análisis de frecuencia de eventos extremos consiste en obtener una distribución de probabilidad que mejor describa el comportamiento de la variable aleatoria, en este caso sería la serie las precipitaciones máximas en 24 horas

Una vez que se cuenta con la serie de datos, se realiza el ajuste de todas las funciones de probabilidad mencionadas anteriormente. El criterio ayuda a la elección de la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste, por medio del mínimo valor del error estándar, el cual como se ha especificado, da una medida del buen o mal ajuste de la función de probabilidad a los datos históricos, y está dado por la expresión:

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - x_c)^2}{n}} \quad (7)$$

En la siguiente Tabla 3-14, se presenta un resumen de los resultados de las distribuciones que mejor se ajustaron, el menor error estándar de ajuste y las precipitaciones máximas en 24 horas ( $hp_{24hrs}$ ) para diferentes periodos de retorno ( $Tr$ ). Los resultados presentados se realizaron de manera puntual y los resultados de la zona de estudio mediante la metodología de isoyetas, para determinar la precipitación media en la cuenca para diferente periodo de retorno.

# ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

Tabla 3-14 Eventos de diseño para Tr de 5,10, 20, 50 y 100 años.

TR (AÑOS)/hp <sub>24h</sub>	Ignacio López Rayón	El Dorado	Cahuacán	Plan de Iguala	Mazatán
	Estación 7078	Estación 7045	Estación 7019	Estación 7336	Estación 7326
2	101.21	105.43	106.77	90.56	116.96
5	138.22	142.13	148.99	145.91	172.56
10	166.34	178.93	185.47	189.02	217.91
20	196.40	217.49	223.42	233.25	236.53
50	240.33	254.37	268.46	293.39	257.41
100	277.43	278.77	300.15	340.08	273.90
DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD	GVE - MAX VER	GUMBEL- GUMBEL	GUMBEL- GUMBEL	Gamma3 M.L.	GUMBEL- GUMBEL
	PARÁMETROS				
Ubicación 1=	90.50	93.07	92.47	23.09	98.47
Escala 1=	28.44	25.87	30.11	30.04	35.44
Peso	-0.15	0.93	0.93	3.53	0.91
Ubicación 2=	----	214.86	213.97	----	222.30
Escala 2=	----	32.67	44.06	----	15.89
<b>EEA=</b>	<b>6.64</b>	<b>9.187</b>	<b>10.240</b>	<b>9.619</b>	<b>4.928</b>

Como se puede observar las distribuciones de probabilidad que mejor se ajustan a las estaciones bajo influencia de la zona de estudio (Tabla 3-14), fue la distribución Doble Gumbel, en nuestro país, existen diversos lugares donde la serie de datos es de dos poblaciones diferentes, debido a los ciclones que se presentan en ciertas zonas y los fenómenos meteorológicos dominantes de la región. En estas situaciones se dice que llegamos a tener dos poblaciones para una misma zona en estudio.

Se presentan en las siguientes Figura 3-8 y Figura 3-9, las 3 distribuciones de probabilidad que mejor se ajustaron para cada estación climatológica.

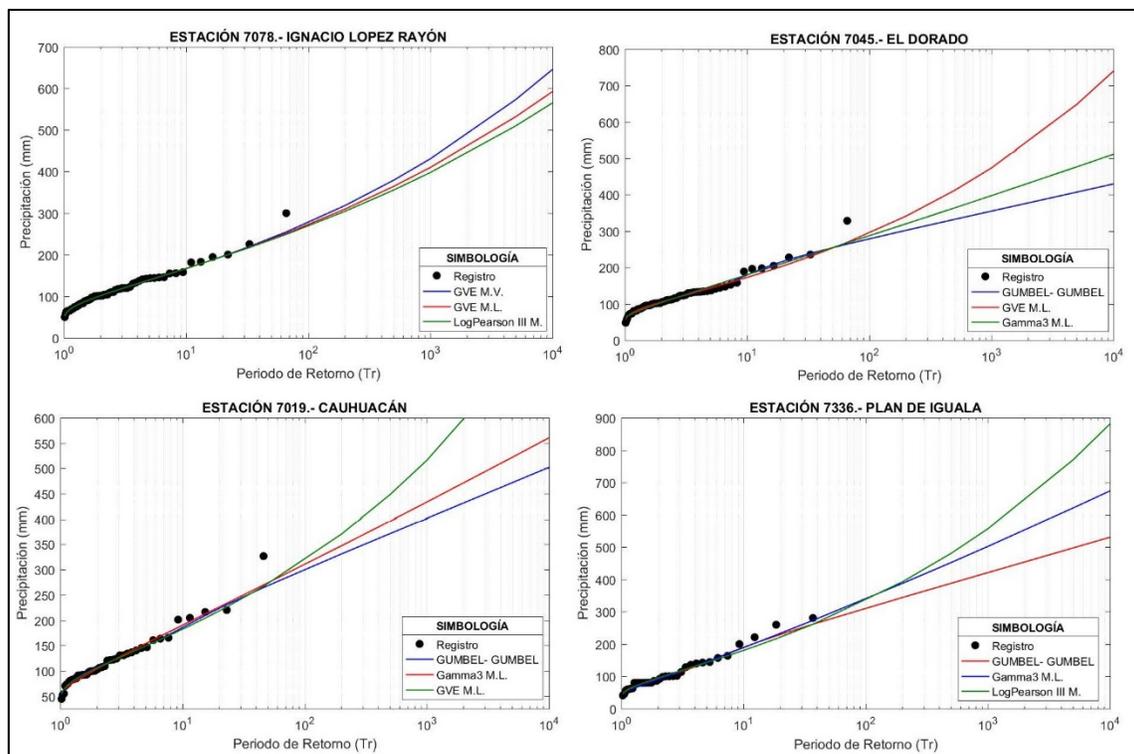


Figura 3-8 Distribuciones de probabilidad para las estaciones con influencia Parte I.

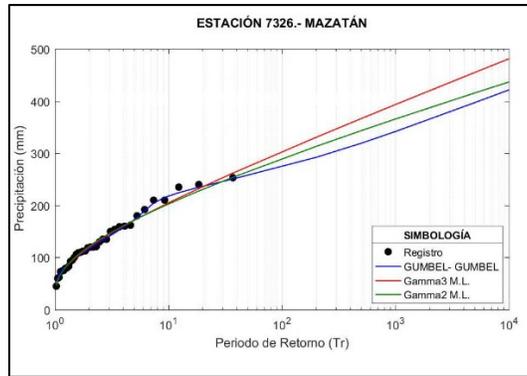


Figura 3-9 Distribuciones de probabilidad para las estaciones con influencia Parte II.

### 3.3.2. CURVAS I-D-T DE LA ZONA DE ESTUDIO

Los procesos de planeación, diseño, construcción y operación de una obra dedicada al aprovechamiento o control del agua requieren del evento para el cual la estructura tendrá un funcionamiento hidráulico eficiente, con una óptima relación beneficio costo y un riesgo de falla aceptable de acuerdo con las normas propuestas por los organismos encargados de administrar el agua, en el caso de México es la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Los eventos de diseño asociados a ciertos periodos de retorno se estiman a través de la modelación de variables hidrológicas, ya sea escurrimiento (gastos instantáneos) o mediante las relaciones lluvia escurrimiento, donde la variable analizada es la precipitación.

En este último caso se puede contar con aquella información que proviene de registro de pluviógrafos, donde se puede determinar la variación de la precipitación con respecto del tiempo; o mediante pluviómetros, donde la información obtenida es la lluvia acumulada en 24 hrs. El impulso (intensidad de lluvia) de un modelo lluvia escurrimiento se obtiene estableciendo relaciones entre las lluvias de determinada duración y periodo de retorno. Cuando sólo se dispone de la lluvia acumulada en 24 horas se puede utilizar el Método SCS USA. Para la obtención de las curvas I-D-T es necesario conocer los días promedio de precipitación apreciable; cuando la lámina de precipitación es mayor a 1 mm (Tabla 3-15) de las estaciones que tienen influencia en la zona de estudio. Una vez generada los días promedio de precipitación apreciable con ayuda de los polígonos de Thiessen, se obtienen los días por medio para la zona de estudio (Figura 3-10).

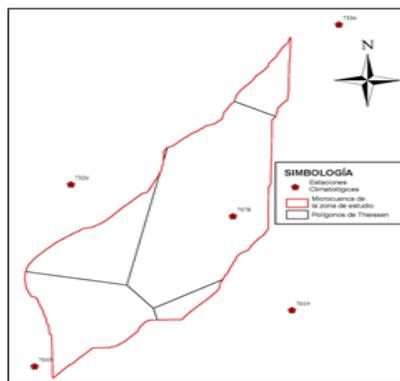


Figura 3-10 Polígonos de Thiessen de la microcuenca de la zona de estudio.

Tabla 3-15 Días promedio de hp apreciable (hp>1mm).

Estaciones	7078	7045	7019	7336	7326	Zona de estudio
Nombre	Ignacio López Rayón	El Dorado	Cahuacán	Plan de Iguala	Mazatán	
Días con hp > 1mm	87	75	70	66	64	71
Área de Influencia	1.67	7.30	20.00	2.17	4.72	35.86

Con la cantidad de días de lluvia apreciable (N) y el promedio de las lluvias máximas de 24 horas, con apoyo de la Figura 3-11, se obtiene la lluvia en una hora para un periodo de retorno de 2 años. Con la lluvia de una hora y la lluvia máxima diaria para un periodo de retorno de 2 años, se obtiene la relación:

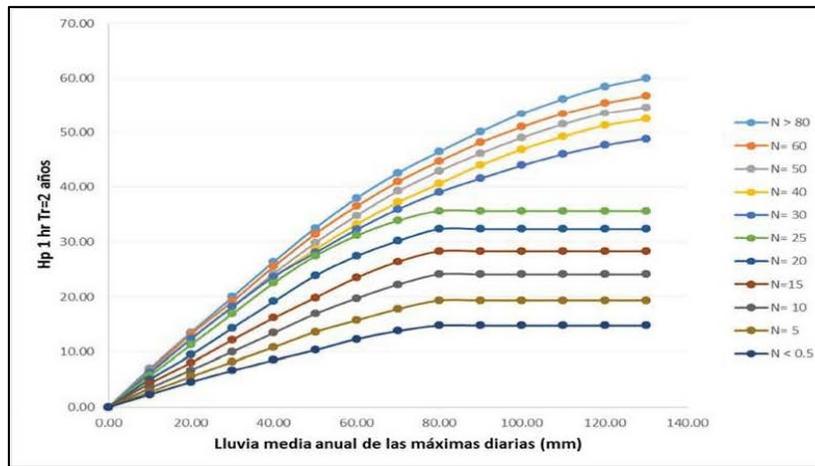


Figura 3-11 Relación empírica para estimar la lluvia de 1hr y Tr=2 años.

La ecuación utilizada para estimar la relación empírica es la siguiente:

$$R = \frac{hp_{T=2}^{1h}}{hp_{T=2}^{24h}} \tag{8}$$

Dónde:

R: Relación de la lluvia de 1 hora con la lluvia de 24 horas.

hp<sup>1h</sup><sub>T=2</sub>: Es la lluvia de una hora para Tr= 2 años.

hp<sup>24h</sup><sub>T=2</sub>: Es la lluvia máxima diaria de la distribución con mejor ajuste.

La relación R no cambia para los distintos Tr, por lo que a partir de esta relación se puede calcular las lluvias de 1 hora para diferentes periodos de retorno:

$$hp_{T=2,5,\dots,100}^{1h} = R \cdot hp_{T=2,5,\dots,100}^{24h} \tag{9}$$

De la siguiente Tabla 3-16, se pudo determinar la Relación de lluvia de 1hr/24hr, para cada periodo de retorno y con la información de las estaciones y los eventos de diseño de la zona de estudio se obtuvo por medio de las Isoyetas con información de las estaciones vecinas.

Tabla 3-16 Relación R y eventos de diseño para diferentes periodos de retorno.

Zona de Estudio	
Tr	hp (mm)
2	106.12
5	133.15
10	160.37
20	187.11
50	221.17
100	246.47
Días con hp > 1mm	
71	
hp <sub>T=2</sub> <sup>1h</sup>	
56.1	
R	
0.529	

Para poder generar las curvas hp-d-T y las curvas i-d-T, se realizó una interpolación logarítmica con la siguiente ecuación:

$$hp_T^d = 10^{\left\{ \frac{\log(d) - \log(1)}{\log(24) - \log(1)} * [\log(hp_T^{24h}) - \log(hp_T^{1h})] + \log(hp_T^{1h}) \right\}} \quad (10)$$

Dónde:

d es la duración de la lluvia a interpolar (horas).

hp<sup>1h</sup><sub>T</sub>: Es la lluvia de una hora para diferentes periodos de retorno, Tr= 2,5, 10,...,100 años.

hp<sup>24h</sup><sub>T</sub>: Es la lluvia de 24 horas para diferentes periodos de retorno, Tr= 2,5, 10,...,100 años.

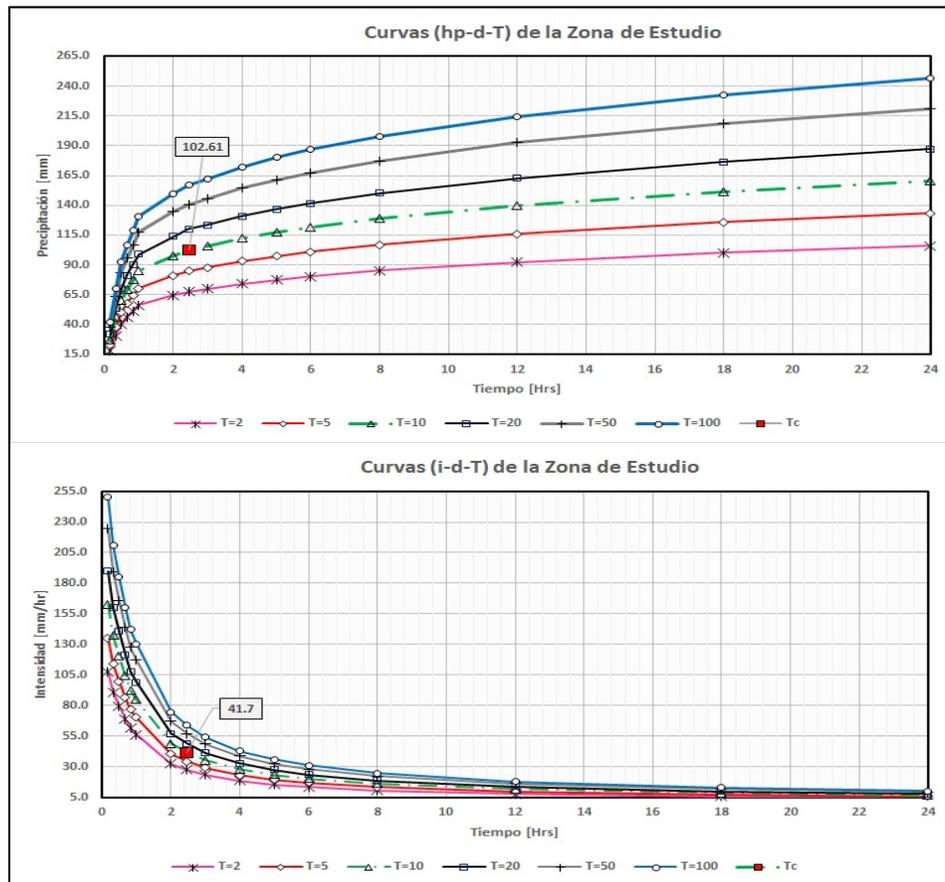


Figura 3-12 Curvas hp- d- T y curvas I- d- T, de la zona de estudio.

En el empleo de modelos lluvia-escorrentamiento, es común relacionar la duración de la llamada lluvia en exceso (De) con el tiempo de concentración de la cuenca,  $T_c = D_e$ , con lo que se obtiene el valor del gasto máximo. Con la información generada con las curvas i-d-T, y con la duración calculada en el subcapítulo de Características Fisiográficas de la zona de estudio, se puede obtener el valor de la intensidad en la zona de estudio.

$$\text{Intensidad } i = 41.7 \text{ mm/h}$$

### 3.4. GASTOS DE DISEÑO

El objetivo del presente estudio consiste en determinar las avenidas, correspondientes a los gastos máximos en la zona de estudio para un periodo de retorno de 10 años, mediante modelos lluvia-escorrentamiento, para ello se ha propuesto el método racional (Campos-Aranda, 2010, recomienda el uso de este método se debe limitar para cuencas con un área no mayor a  $0.89 \text{ km}^2$ ), siguiendo esta recomendación el área urbana del proyecto se limitó a un área de  $0.358 \text{ km}^2$ .

#### 3.4.1. ESTIMACIÓN DE ÁREAS TRIBUTARIAS

Cabe mencionar que para estimar los gastos de diseño es imprescindible tomar en cuenta la topografía de la zona de estudio, en el cual para este caso de estudio el drenaje pluvial, se subdividió en áreas tributarias y con la información previamente generada (coeficiente de escorrentamiento, intensidad, área tributaria, etc.), poder estimar dichos gastos de diseño de aportación para cada área tributaria.

Una de las principales consideraciones que se debe hacer al diseñar una red de drenaje pluvial es definir la dirección del flujo como lo indiquen los perfiles de las calles y avenidas para conducir el caudal de agua de lluvias. Para el diseño de la red se deben considerar aspectos como la topografía del terreno en base a los planos del lugar y con la geometría de la red establecida. En base a lo anterior se presentan las áreas tributarias (Tabla 3-17), limitadas de acuerdo a la topografía de la zona de estudio en San Reforma, Tapachula, Chiapas.

Tabla 3-17 Áreas tributarias, para la zona urbana de estudio.

Áreas Tributarias				At [km <sup>2</sup> ]	0.358	km <sup>2</sup>
A <sub>1</sub> =	[ha]	2.02	5.64%	A <sub>10</sub> =	1.77	4.94%
A <sub>2</sub> =	[ha]	3.17	8.85%	A <sub>11</sub> =	1.30	3.63%
A <sub>3</sub> =	[ha]	1.47	4.11%	A <sub>12</sub> =	1.23	3.44%
A <sub>4</sub> =	[ha]	2.45	6.84%	A <sub>13</sub> =	2.20	6.14%
A <sub>5</sub> =	[ha]	4.26	11.90%	A <sub>14</sub> =	1.40	3.91%
A <sub>6</sub> =	[ha]	1.24	3.46%	A <sub>15</sub> =	3.27	9.13%
A <sub>7</sub> =	[ha]	2.38	6.65%	A <sub>16</sub> =	1.50	4.19%
A <sub>8</sub> =	[ha]	1.61	4.50%	A <sub>17</sub> =	2.98	8.31%
A <sub>9</sub> =	[ha]	1.56	4.36%	Σ=	<b>35.805</b>	<b>100.00%</b>

Una vez delimitada las áreas tributarias, calculado la intensidad con información de la duración y los coeficientes de escorrentamiento; se puede realizar el cálculo de los eventos de diseño para cada área tributaria.

**3.4.2. MÉTODO RACIONAL**

La concepción fundamental del método Racional establece que la intensidad de lluvia comienza instantáneamente y continua indefinidamente, la cantidad de escurrimiento se va incrementando hasta alcanzar el tiempo de concentración, cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo en su salida. En realidad, este método es todavía el procedimiento más utilizado en la estimación de crecientes urbanas y en el diseño hidrológico de colectores pluviales (Campos Aranda, 2014).

Este criterio se resume en la ecuación siguiente:

$$Q_p = 0.00278CIA \tag{11}$$

Dónde:

Q<sub>p</sub>: Gasto de pico, en m<sup>3</sup>/s.

C: Coeficiente de escurrimiento, adimensional.

I: Intensidad de lluvia para una duración que generalmente, se obtiene igual al tiempo de concentración, en mm/h.

A: Área tributaria, en ha.

Se estimaron los gastos pluviales, mediante el método racional, para los eventos de diseño de un drenaje pluvial, con un periodo de retorno de 10 años, ver Tabla 3-18:

Tabla 3-18 Método Racional: Gastos de ingreso a los pozos de visita.

<b>MÉTODO RACIONAL: GASTOS DE INGRESO A LOS POZOS DE VISITA</b>					
<b>POZOS</b>	<b>Periodo de Retorno [Años]</b>	<b>Coeficiente de Escurrimiento [Ce]</b>	<b>Área Tributaria [Ha]</b>	<b>I<sub>tc</sub><sup>T</sup> [mm/hr]</b>	<b>Q = 0.00278*C*I*A [m<sup>3</sup>/s]</b>
1	<b>10</b>	<b>0.62</b>	2.02	<b>41.7</b>	0.145
2			3.17		0.229
3			1.47		0.106
4			2.45		0.177
5			4.26		0.307
6			1.24		0.090
7			2.38		0.172
8			1.61		0.116
9			1.56		0.113
10			1.77		0.128
11			1.30		0.094
12			1.23		0.089
13			2.20		0.159
14			1.40		0.101
15			3.27		0.236
16			1.50		0.109
17			2.98		0.215
<b>Tr=</b>	<b>10</b>	<b>ΣAt =</b>	<b>35.80</b>	<b>ΣQi=</b>	<b>2.585</b>

### 3.4.3. AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA ZONA DE ESTUDIO

Para la estimación de avenidas de diseño en cuenca urbanas, se emplea el uso de hidrogramas sintéticos, uno de los hidrogramas de mayor uso es el Hidrograma Unitario Triangular (HUT), desarrollado para cuencas urbanas pequeñas. Para aplicarlo es necesario conocer las características fisiográficas de la microcuenca, el resultado cuya forma es triangular. Además, para las cuencas urbanas se han desarrollado los hidrogramas de ingreso en los tramos de la red primaria de drenaje y los hidrogramas generados a la salida de la red; su forma puede definirse a través de hidrogramas triangulares o trapezoidales, utilizando una metodología que se ha implementado para tal proceso:

a) Hidrograma unitario triangular

El HUT se aplica para determinar hidrogramas en cuencas urbanas pequeñas: su forma típica se observa en la Figura 3-13:

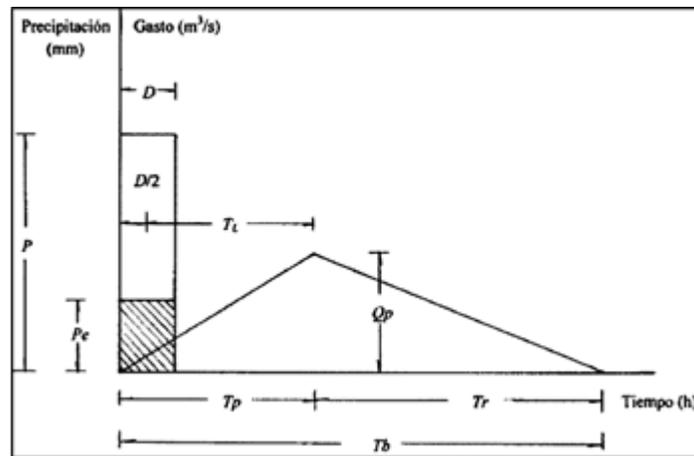


Figura 3-13 Hidrograma Unitario Triangular.

Donde:

$Q_p$ : gasto de pico, en  $m^3/s$ .

$T_p$ : Tiempo de Pico, en horas.

$$T_p = 0.60 * T_c + \frac{\Delta t}{2} = (0.60 * T_c) + (\sqrt{T_c}) \quad (12)$$

$T_c$ : Tiempo de concentración, en horas.

$T_r$ : Tiempo de recesión, en horas.

$$T_r = 1.67 * T_p \quad (13)$$

$T_b$ : Tiempo base, en horas.

$$T_b = T_p + T_r = 2.67 * T_p \quad (14)$$

b) Cálculo del Hidrograma Unitario Adimensional (HUA), del SCS

El Soil Conservation Service de Estados Unidos (SCS, 1975) propone usar el Hidrograma unitario adimensional, que se muestra en la siguiente figura, el cual fue obtenido a partir de varios hidrogramas registrados en una gran variedad de cuencas.

La forma del Hidrograma Unitario queda definida al multiplicar los valores de las ordenadas y las abscisas, de la Figura 3-14, por  $q_p$  y  $t_p$ , respectivamente.

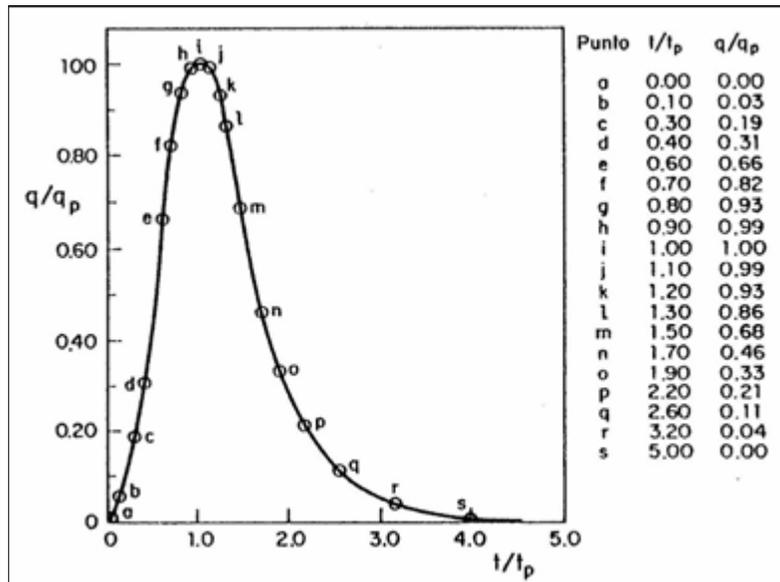


Figura 3-14 Forma del Hidrograma unitario adimensional del SCS.

Por lo cual, el desarrollo se realiza de la siguiente manera:

- 1) Se escoge un valor de  $t/t_p$  y con ayuda de la figura anterior se obtiene  $q/q_p$ .
- 2) Conocido  $q_p$  se despeja el valor de  $q$ .
- 3) De la relación  $t/t_p$  elegida se despeja el valor de  $t$ .
- 4) Se repite lo mencionado para cada valor de  $q$  y  $t$ , calculados se dibujan para definir el Hidrograma Unitario, para un periodo de retorno de 10 años.

Así pues, con los valores de  $q_p$  se obtienen de los gastos máximos reportados en la tabla anterior, y el tiempo pico  $t_p$  se obtiene del Hidrograma Unitario Triangular. A continuación, se presenta los hidrogramas de ingreso para cada pozo por cada área tributaria en la zona de estudio (Figura 3-15).

Toda vez realizado el análisis hidrológico, con la información generada se puede realizar el cálculo hidráulico de la red de drenaje pluvial de la zona de estudio, San Reforma, Chiapas. Estos cálculos se presentarán en los capítulos siguientes, toda vez que se realizara el cálculo hidráulico del drenaje pluvial por el método propuesto (Algoritmos Genéticos) y la revisión del comportamiento del modelo hidráulico.

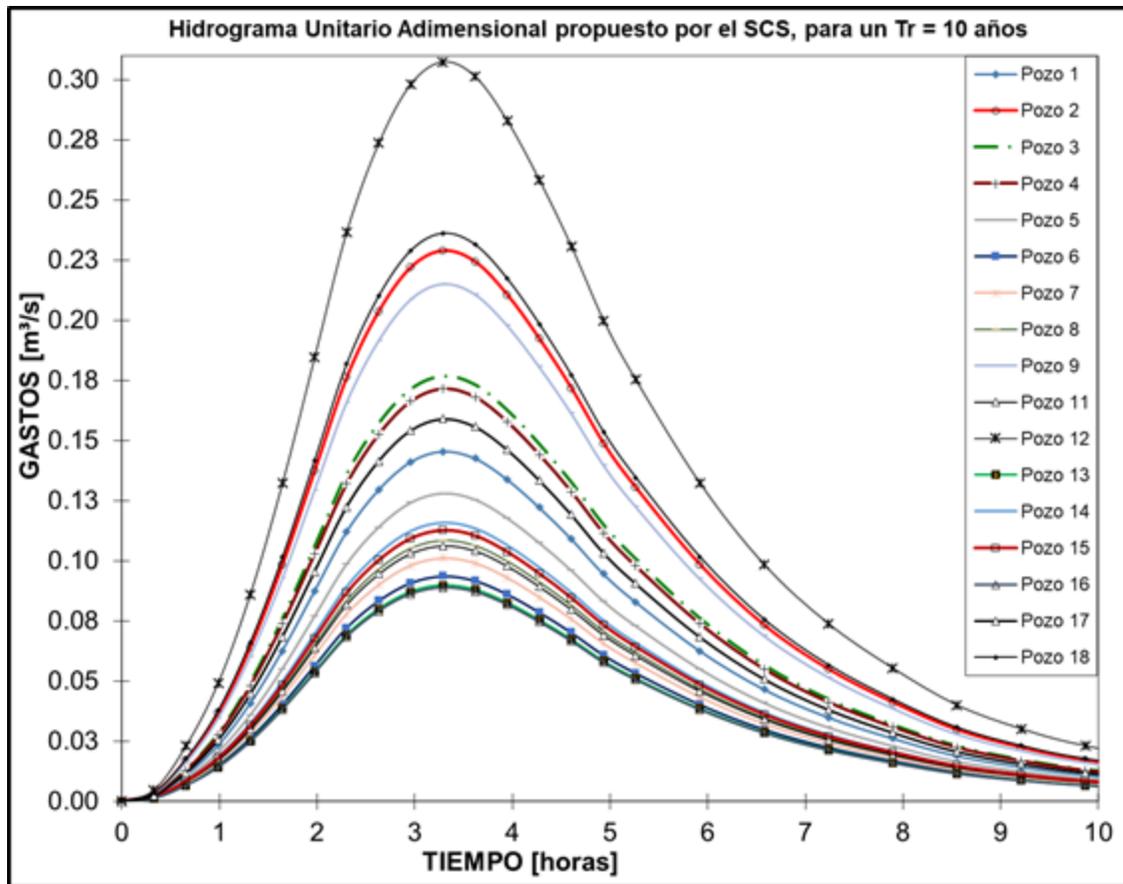


Figura 3-15 Hidrograma de diseño para la zona de estudio (HUA).

## 4. ANALISIS HIDRÁULICO DE UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL

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) Características del Flujo
- 2) Ecuaciones fundamentales de:
  - a) Conservación de masa (o de continuidad),
  - b) Cantidad de movimiento
  - c) Energía
- 3) Conceptos de energía específica,
- 4) Conceptos de pérdidas de carga
  - a) por fricción
  - b) locales
- 5) Perfiles hidráulicos
- 6) Salto hidráulico
- 7) Estructuras hidráulicas especiales

Los conceptos mencionados son objeto de libros completos; sin embargo, se presenta en forma breve los algunos conceptos para el desarrollo del presente trabajo:

### 4.1. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO

La identificación del tipo de flujo en una conducción es esencial debido a que las ecuaciones de diseño solo son aplicables a ciertas condiciones del flujo o han sido desarrolladas para casos o intervalos específicos. Para la clasificación del flujo de agua en una conducción, los elementos a considerar son los siguientes:

#### 4.1.1. FUNCIONAMIENTO DEL CONDUCTO

Una red de drenaje pluvial puede estar formada por conductos abiertos, cauces naturales y conductos cerrados. El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales solo puede darse con superficie libre (formándose una relación agua-aire); en cambio, en los conductos cerrados el flujo del agua puede ser con superficie libre (sección transversal parcialmente llena) o a presión (sección llena).

En el diseño de una red de drenaje se recomienda que los conductos cerrados o tuberías trabajen con superficie libre como si fueran canales. De esta forma se aprovecha al máximo la capacidad de conducción de las tuberías, por otra parte, se evita que entren en carga (o trabaje a presión), ya que esto puede provocar que el agua escape del sistema y brote en las calles ocasionando inundaciones y daños.

#### 4.1.2. TIEMPO

Si los tirantes, velocidades y gastos del flujo, correspondientes a cualquier sección transversal de la canalización, son constantes con respecto al tiempo, el flujo se denomina permanente. En caso contrario, se le llama no permanente. Por ejemplo, el tránsito de un hidrograma desde aguas arriba o la influencia de la marea aguas abajo en un canal corresponde a un flujo no permanente.

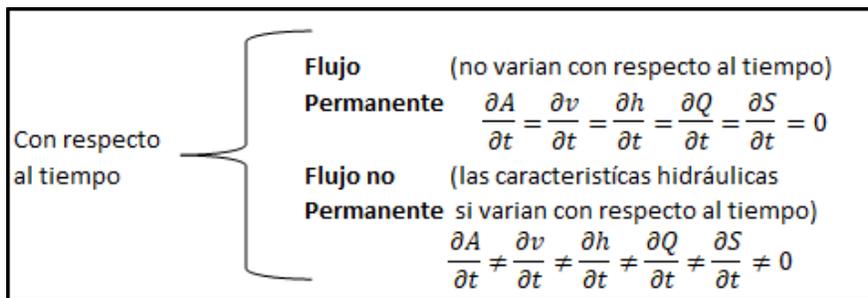


Figura 4-1 Clasificación del flujo con respecto al tiempo.

#### 4.1.3. DISTANCIA

Cuando en un flujo los tirantes, las velocidades y los gastos en cualquier sección transversal a lo largo del canal son iguales, el flujo es uniforme. De otra forma, es no uniforme o variado. En caso de que los tirantes y las velocidades cambien abruptamente en distancias cortas, tal como sucede por ejemplo en un salto hidráulico, el flujo se considera rápidamente variado. En la mayoría de las ocasiones, el flujo no uniforme es gradualmente variado, pues las velocidades y los tirantes en cada sección varían poco a poco a lo largo de la conducción. Existen casos en que un canal descarga un gasto a otro canal por medio de un vertedor lateral o de fondo. El flujo que se da en el tramo del canal donde funciona el vertedor es gradualmente variado, pero también se le considera espacialmente variado por que el gasto varía con la longitud.

#### 4.1.4. FUERZAS PREDOMINANTES EN EL MOVIMIENTO DEL FLUIDO

El flujo del agua en una tubería, en un canal o sobre una superficie puede ser clasificado de acuerdo a la distribución de velocidades y a la naturaleza de las trayectorias de las partículas del agua. En ambas se manifiestan fuerzas debidas a la viscosidad del fluido y a su inercia, pero en la mayoría de los flujos de agua encontrados en la práctica dominan las fuerzas inerciales. Cuando dominan las fuerzas debidas a la viscosidad del fluido, el flujo se denomina laminar porque las partículas del agua parecen desplazarse en pequeñas capas con trayectorias suaves. En cambio, cuando las fuerzas generadas por la gravedad o inercia del flujo tienen mayor influencia, se le denomina turbulento debido a que las partículas siguen trayectorias irregulares y aleatorias. Entre ambos,

existe un intervalo al cual se le llama de transición. Este proceso puede consultarse a mayor detalle en Streeter et al., 2000. En la mayoría de los análisis usuales del flujo en tuberías y canales, el flujo será turbulento. La definición del tipo de flujo (laminar, de transición o turbulento), se basa en el parámetro adimensional conocido como número de Reynolds, el cual relaciona las fuerzas inerciales con las viscosas como:

$$Re = \frac{VL}{\nu} \quad (15)$$

Donde:

Re: Número de Reynolds, adimensional.

V: Velocidad media del flujo, m/s.

L: Longitud característica, que para conductos a presión es el diámetro D y para conducciones a superficie libre es cuatro veces el radio hidráulico 4R, m.

$\nu$ : Viscosidad cinemática del fluido ( $m^2/s$ ).

Tabla 4-1 Clasificación del flujo con respecto a la viscosidad.

Clasificación del flujo	Conducciones a	
	Presión (Tuberías)	Superficie Libre (Canales)
Laminar	Re < 2,300	Re < 500
Transición	2, 300 < Re < 4, 000	500 < Re < 12, 500
Turbulento	Re > 4, 000	Re > 12, 500

#### 4.1.5. NIVEL DE ENERGÍA

El flujo del agua con superficie libre también puede ser clasificado de acuerdo al nivel de energía contenido en el propio flujo. Así, pueden establecerse tres tipos de flujo: subcrítico, crítico o supercrítico. Para diferenciarlos se emplea el parámetro adimensional conocido como número de Froude:

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{g \frac{Y}{\alpha}}} \quad (16)$$

Donde:

$F_R$ : Número de Froude, adimensional.

V: Velocidad media en la sección, m/s.

Y: Tirante medio o hidráulico, m.

g: Aceleración de la gravedad,  $m/s^2$

$\alpha$ : Coeficiente de Coriolis, adimensional.

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

## 4.2. ECUACIONES FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO

Las ecuaciones básicas de la hidráulica aplicada al diseño de sistemas de drenaje pluvial se derivan de los principios fundamentales de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía aplicados a un volumen de control, dando origen a las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento y energía, respectivamente. Dichas ecuaciones poseen formas generales que se pueden simplificar o adaptar según el tipo de flujo o el fenómeno que se quiere analizar. La aplicación particular de uno o varios de los principios de conservación en un problema real permite definir una ecuación o un conjunto de ecuaciones cuya solución en un instante representa las condiciones del flujo y evalúa las variables de interés relativas al flujo. En el presente trabajo no se presenta el desarrollo matemático de las ecuaciones fundamentales, solo se presenta la forma desarrollada de la ecuación para efectos de diseño. El desarrollo completo de las mismas puede ser consultado en (Sotelo, 2002).

### 4.2.1. CONTIUIDAD

El principio de continuidad puede explicarse de forma simple como: “La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa a un volumen de control y aquella que se extrae del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen”. 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.

$$Q = A \cdot V \quad (17)$$

Donde:

Q: Gasto, m<sup>3</sup>/s.

V: Velocidad media del flujo, m/s.

A: Área hidráulica, m<sup>2</sup>.

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

$$Q_1 = Q_2 = A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (18)$$

Donde:

Q<sub>1</sub>=Q<sub>2</sub>: Gasto en la sección 1 y 2, respectivamente, m<sup>3</sup>/s.

V<sub>1</sub>=V<sub>2</sub>: Velocidad media del flujo en la sección 1 y 2, respectivamente, m/s.

A<sub>1</sub>=A<sub>2</sub>: Área hidráulica en la sección 1 y 2, respectivamente, m<sup>2</sup>.

### 4.2.2. ENERGÍA

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

Energía total en flujo a superficie libre

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (19)$$

Donde:

H: Energía total o carga hidráulica, m.

z: Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia, el cual equivale a la carga de posición, m.

y: Tirante del flujo en conducciones a superficie libre, m.

p/γ: Carga de presión en conducciones a presión, m.

α: Coeficiente de Coriolis o de energía, adimensional

V<sup>2</sup>/2g: Carga de velocidad, m.

De acuerdo con el principio de conservación de la energía aplicado a un flujo con superficie libre, “La energía contenida en un flujo no cambia a lo largo de la trayectoria del mismo, sólo existen transformaciones entre sus componentes”. De esta forma, al aplicar dicho principio entre dos secciones transversales de un flujo con superficie libre (Figura 4-2) se obtiene la ecuación de la energía (Chaudhry, 2008):

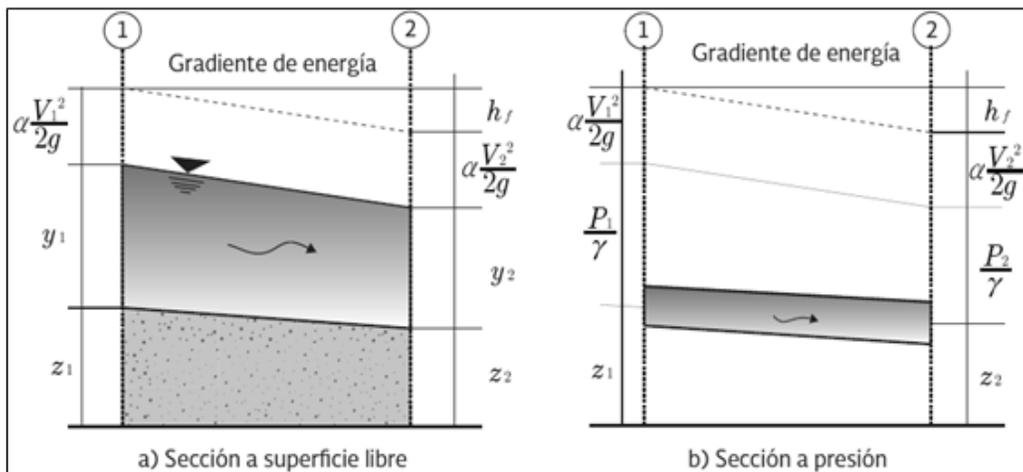


Figura 4-2 Ecuación de la energía aplicada entre dos secciones transversales.

$$z_1 + y_1 + \dots + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \dots + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (20)$$

Donde:

$z_1, z_2$ : Nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia, el cual equivale a la carga de posición en la sección 1 y 2, m.

$y_1, y_2$ : Tirante del flujo en conducciones a superficie libre en la sección 1 y 2, en m.

$p_1/\gamma, p_2/\gamma$ : Carga de presión en conducciones a presión en la sección 1 y 2, en m.

$\alpha_1, \alpha_2$ : Coeficiente de Coriolis o de energía en la sección 1 y 2, adimensional.

$V_1^2/2g, V_2^2/2g$ : Carga de velocidad en la sección 1 y 2, en m.

$h_f$ : Sumatoria de las pérdidas por fricción y locales entre las secciones 1 y 2, en m.

### 4.2.3. ENERGÍA ESPECÍFICA

Sí en la Ecuación de la Energía no se toma en cuenta la carga de posición, entonces se trata de la ecuación de energía específica  $E$  (m).

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (21)$$

Donde:

$E$ : Energía específica, m.

$y$ : Tirante, m.

$\alpha$ : Coeficiente de Coriolis o de energía, adimensional.

$V^2/2g$ : Carga de velocidad en la sección, m.

Esta ecuación es importante para la determinación de ciertos parámetros del flujo de acuerdo a su nivel de energía (régimen subcrítico, crítico o supercrítico). Cuando se realiza una gráfica de la ecuación anterior en función del tirante y en relación de un gasto constante, se obtiene una curva tal como la mostrada en la Figura 4-3, donde se observa que existe un nivel de energía mínima o crítica correspondiente al denominado tirante crítico.

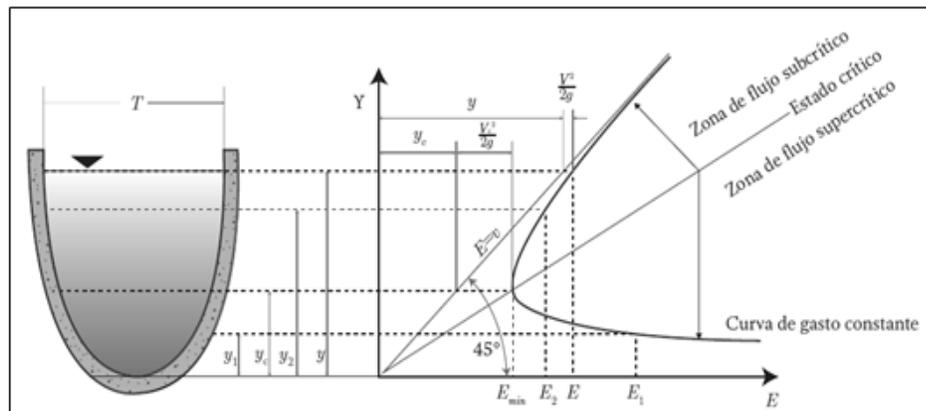


Figura 4-3 Diagrama de energía específica.

A partir de la ecuación de Energía específica, es posible determinar el tirante crítico. Para su cálculo esta ecuación se deriva y se iguala a cero (se busca el mínimo de una función). Mediante algunos pasos matemáticos se obtiene la expresión (Chaudhry, 2008):

$$\frac{Q^2}{g/A} = \frac{A^3}{T} \quad (22)$$

Donde:

Q= Gasto, en m<sup>3</sup>/s.

g= Aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>.

A= Área hidráulica de la sección, en m<sup>2</sup>.

T= Ancho de la superficie libre, en m.

#### 4.2.4. CANTIDAD DE MOVIMIENTO O FUERZA ESPECÍFICA

La cantidad de movimiento o fuerza específica se puede explicar a partir del análisis del salto hidráulico (Figura 4-4) y la función matemática se describe en (Sotelo, 2002):

$$M = \frac{Q^2}{gA} + z_g A \quad (23)$$

Donde:

M= Cantidad de movimiento, en [kgf/(kgf/m<sup>3</sup>)].

Q= Gasto, en m<sup>3</sup>/s.

A= Área hidráulica de la sección, en m<sup>2</sup>.

Z<sub>g</sub>= Profundidad desde la superficie libre del agua hasta el centro de gravedad de la sección, en m.

g= Aceleración de la gravedad, m/s<sup>2</sup>.

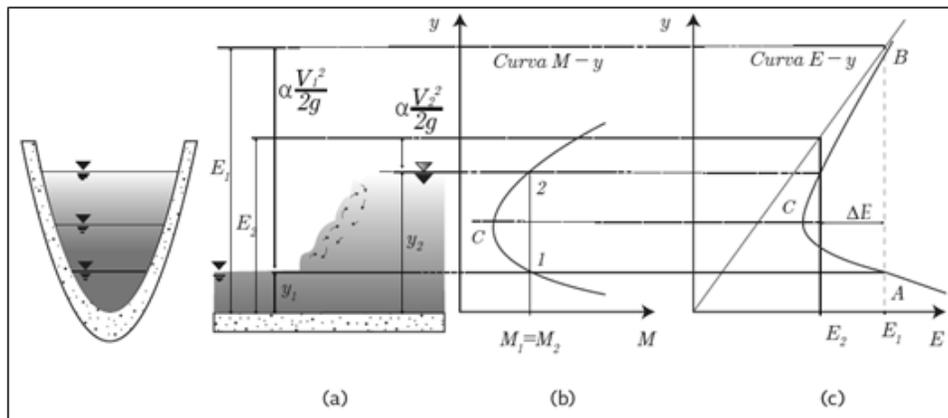


Figura 4-4 Análisis del salto hidráulico.

Del análisis de la gráfica b, se puede establecer que, para un valor de M, existen tirantes y<sub>1</sub> y y<sub>2</sub>, que reciben el nombre de “conjugados”, y que corresponden a los tirantes antes y después del salto hidráulico (M<sub>1</sub> = M<sub>2</sub>). Así, el tirante conjugado mayor corresponde a flujo subcrítico y el menor a supercrítico. El punto C de la gráfica b corresponde al tirante crítico. Cuando se observa

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

### 4.3. ANÁLISIS DE FLUJO EN CONDUCCIONES CERRADAS

En las redes de drenaje se recomienda que los conductos se diseñen con suficiente capacidad para trabajar a superficie libre ante la ocurrencia del gasto máximo. Sin embargo, en ocasiones trabajan a presión por obstrucciones, hundimientos, cruces o en lugares donde las condiciones características del sitio obligan a este funcionamiento.

En este subcapítulo se presenta, en forma breve, las formas en que pueden calcularse los flujos en conductos como: colectores, subcolectores y emisores.

#### 4.3.1. 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 sistemas de drenaje, para evitar que los conductos trabajen a presión porque el agua podría brotar hacia las calles.

Es recomendable diseñar los conductos de una red de drenaje para que trabajen a superficie libre, entre el 80 y el 90 por ciento de su sección transversal, al conducir el gasto de diseño. En una sección circular los parámetros hidráulicos con sección parcialmente llena, tales como el área hidráulica, el perímetro mojado y el ancho de la superficie libre pueden calcularse con las ecuaciones presentadas en la Figura 4-5:

SECCIÓN	CIRCULAR	RECTANGULAR	TRAPEZIAL	TRIANGULAR
ELEMENTO GEOMÉTRICO				
Área, A	$\frac{1}{4} \left( \theta - \frac{1}{2} \text{sen} 2\theta \right) D^2$	$by$	$(b + ky)y$	$ky^2$
Perímetro mojado, P	$\theta D$	$b + 2y$	$b + 2\sqrt{1 + k^2} y$	$2\sqrt{1 + k^2} y$
Radio Hidráulico, R= A/P	$\frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\text{sen} 2\theta}{2\theta} \right) D$	$\frac{by}{b + 2y}$	$\frac{(b + ky)y}{b + 2\sqrt{1 + k^2} y}$	$\frac{ky}{2\sqrt{1 + k^2} y}$
Ancho de superficie libre, T	$\frac{(\text{sen} \theta) D}{2\sqrt{y(D - y)}}$	$b$	$b + 2ky$	$2ky$
Tirante medio, A/T	$\frac{1}{4} \left( \theta - \frac{1}{2} \frac{\text{sen} 2\theta}{\text{sen} \theta} \right) D$	$y$	$\frac{(b + ky)y}{b + 2ky}$	$\frac{1}{2} y$
Tirante, y	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 1$			
Ángulo, $\theta$	$\theta = \arccos \left( 1 - \frac{2y}{D} \right)$			

Figura 4-5 Elementos geométricos de las secciones más comunes.

Se presentan los principales parámetros en un conducto circular:

a) Área hidráulica

$$A = \frac{2y - D}{2} + \frac{D^2}{4} \arcsin\left(\frac{2y - D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8} \quad (24)$$

b) Perímetro mojado

$$P = \left[ \arcsin\left(\frac{2y - D}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \right] D \quad (25)$$

c) Ancho superficial

$$T = 2\sqrt{y(D - y)} \quad (26)$$

Donde:

$A$ : Área hidráulica, en  $m^2$ .

$P$ : Perímetro mojado, en m.

$T$ : Ancho superficial, en m.

$D$ : Diámetro, en m.

$Y$ : Tirante de la sección, en m.

#### 4.3.2. FLUJO UNIFORME Y TIRANTE NORMAL

El flujo uniforme se da en canales de gran longitud y de sección prismática (con sección transversal y pendiente constantes a lo largo del cauce), lo cual permite el establecimiento de un flujo con tirantes y velocidades idénticos en cualquier sección de la conducción. En este tipo de flujo se observa que el escurrimiento se mantiene con cierto tirante cuando existe un equilibrio entre la fuerza gravitacional que provoca el flujo y la resistencia generada en las paredes y fondo del cauce.

Este tirante se le conoce como normal, el cual indica que existe una relación única entre las condiciones geométricas de la sección transversal y el gasto que puede conducir. El análisis de tal relación conduce a la formulación de las ecuaciones empíricas de pérdida de carga (Manning, Darcy - Weisbach, etc.).

El cálculo del flujo uniforme interesa en dos tipos de problemas:

- 1) **Revisión:** Conocida la geometría y el material del canal, determinar los parámetros hidráulicos del flujo con cierto gasto o tirante.
- 2) **Diseño:** Dados ciertos parámetros hidráulicos, determinar alguna de las condiciones geométricas del canal

En ambos tipos de problemas se emplea la ecuación de pérdida de carga, expresada en función de la velocidad o del gasto (aplicando la ecuación de continuidad):

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}; \quad R = \frac{A}{P} \quad (26)$$

Donde:

$Q$ : Gasto, en  $m^3/s$ .

$A$ : Área hidráulica, en  $m^2$ .

$R$ : Radio hidráulico, en m.

$P$ : Perímetro mojado, en m.

$S_f$ : Pendiente de fricción, adimensional.

$n$ : Coeficiente de rugosidad de Manning,  $s/m^{1/3}$ .

A través de esta ecuación es posible estimar el tirante normal de cualquier sección prismática para un canal. Sin embargo, la solución de la ecuación anterior requiere el empleo de un método numérico para resolver el sistema no lineal, entre los que pueden figurar el método de Bisección, Punto Fijo, Newton-Raphson, Secante, etc. En la actualidad este proceso se simplifica a través del uso de hojas de cálculo y programas de cómputo. A continuación, se describen brevemente cada uno de estos métodos.

a) Método de bisección. Este es uno de los métodos más sencillos y de fácil intuición para resolver ecuaciones en una variable. Se basa en el teorema del valor intermedio (TVI), el cual establece que toda función continua  $f$  definida en un intervalo cerrado  $[a, b]$ . En caso de que  $f(a)$  y  $f(b)$  tengan signos opuestos, el valor cero sería un valor intermedio entre  $f(a)$  y  $f(b)$ , por lo que con certeza existe una solución en  $[a, b]$  que cumple  $f(p)=0$ . De esta forma, se asegura la existencia al menos una solución de la ecuación  $f(a)=0$ .

b) Método del punto fijo. Un punto fijo de una función  $g$ , es un número  $p$  tal que  $g(p) = p$ . El problema de encontrar las soluciones de una ecuación  $f(x) = 0$  y el de encontrar los puntos fijos de una función  $h(x)$  son equivalentes en el siguiente sentido: dado el problema de encontrar las soluciones de una ecuación  $f(x) = 0$ , podemos definir una función  $g$  con un punto fijo  $p$  de muchas formas; por ejemplo,  $f(x) = x - g(x)$ . En forma inversa, si la función  $g$  tiene un punto fijo en  $p$ , entonces la función definida por  $f(x) = x - g(x)$  posee un cero en  $p$ .

c) Método de Newton-Raphson. El método de Newton-Raphson es un método iterativo que permite aproximar la solución de una ecuación del tipo  $f(x) = 0$ . Se parte de una estimación inicial de la solución  $x_0$  y construimos una sucesión de aproximaciones de forma recurrente mediante la fórmula:

$$x_{j+1} = x_j - \frac{f(x_j)}{f'(x_j)} \quad (27)$$

Donde:

$x_{j+1}$ : Estimación de la solución en la iteración  $j+1$ .

$x_j$ : Estimación de la solución en la iteración  $j$ .

$f(x_j)$ : Función de la variable  $x$ .

$f'(x_j)$ : Primera derivada de la función  $x$ .

El método de Newton-Raphson tiene por inconveniente conocer el valor de la primera derivada de la función en el punto, lo cual puede llegar a resultar complicado.

d) Método de la secante. El método de la secante, a diferencia del de bisección, casi nunca falla ya que solo requiere de 2 puntos al principio, y después el mismo método se va retroalimentando. Lo que hace básicamente es ir calculando rectas secantes a la curva de la ecuación que se tiene originalmente, y va iterando hacia la intersección de esas rectas con el eje de las  $x$  para ver si es la raíz que se busca.

## 5. ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN (ALGORITMO GENÉTICO)

En este proyecto de investigación se desarrolló una metodología para el diseño de redes de drenaje pluvial, la cual toma en cuenta aspectos económicos y técnicos que aseguren el adecuado funcionamiento del sistema hidráulico con un costo de construcción bajo. El análisis de esta metodología parte de una hipótesis, que va en función de definir la relación de llenado de las tuberías, la cual permite obtener la combinación de diámetros y pendientes que genera los menores costos constructivos, al mismo tiempo que asegura una adecuada operación del sistema al minimizar el riesgo de que se presenten sobrecargas e inundaciones, en un drenaje pluvial. Esta metodología se basa en el uso de los Algoritmos Genéticos como técnica de optimización gracias a su enfoque multiobjetivo, que sea útil a los proyectistas y, en general a todo personal que se dediquen al trabajo de diseño de las redes de drenaje pluvial. A continuación, se presenta la base teórica de la metodología.

### 5.1. ALGORITMOS GENÉTICOS

Los algoritmos genéticos se encuentran dentro de los denominados algoritmos evolutivos, los cuales incluyen estrategias de evolución, la programación evolutiva y la programación genética. Están basados en la mecánica de la selección natural, derivados de la teoría de la evolución natural. Estos algoritmos representan las soluciones utilizando cadenas (también denominadas cromosomas) de variables, que están formadas por una serie de genes (variables de decisión). La aptitud de cada cromosoma es una expresión del valor la función objetivo. Un algoritmo genético comienza con una población de cromosomas, que a través de operadores genéticos como la selección, cruza y mutación producen mejores cromosomas sucesivamente hasta encontrar una solución óptima (Goldberg, 1989).

#### 5.1.1. DEFINICIÓN DEL ALGORITMO GENÉTICO

El desarrollo de los algoritmos genéticos se debe en gran medida a John Holland en 1975, investigador de la Universidad de Michigan. A finales de la década de los 60 desarrolló una técnica que imitaba en su funcionamiento a la selección natural, son algoritmos de búsqueda fundamentados en el proceso de selección natural (evolución biológica) basado en la teoría de Darwin. El concepto más básico es que el fuerte tiende a adaptarse y sobrevivir mientras que el débil tiende a morir, la optimización está basada en la supervivencia del más fuerte. (Wainwright, 1993), así los individuos más aptos transmiten sus características a las siguientes generaciones (Carrión, López, Ortega, & De Juan, 2003). El diagrama de flujo del funcionamiento de un algoritmo genético se presenta en la Figura 5-1.

Los algoritmos genéticos tienen la habilidad de crear una población inicial de posibles soluciones (individuos) y combinarlas en una manera de guiar su búsqueda hacia solo las áreas más prometedoras (Wainwright, 1993). Cada individuo es evaluado por medio de la función objetivo seleccionando únicamente a los más aptos.

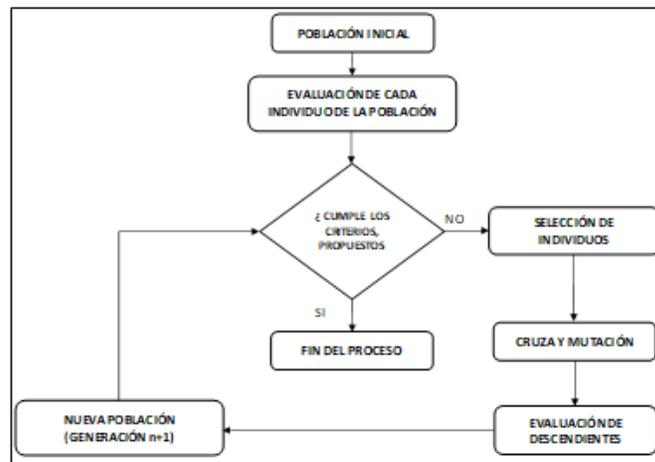


Figura 5-1 Diagrama de flujo del Algoritmo Genético.

### 5.1.2. PRINCIPALES ELEMENTOS DE UN ALGORITMO GÉNÉTICO

Los AG's, así como otras clases de Algoritmos Evolutivos, responden en general a un mismo esquema. La aplicación de un AG's requiere de una serie de parámetros de funcionamiento, como por ejemplo el tamaño de la población con la que va a trabajar, que definen su comportamiento promedio. Una vez que el algoritmo dispone de los valores para estos parámetros, comienza generando una población de individuos, cada uno de los cuales es un candidato a ser solución del problema tratado, o permite llegar a la solución a partir de él. A continuación, la población de individuos se somete a un bucle de evolución cada uno de cuyos ciclos incluye un proceso de selección, que modifica la composición de la población, eliminando a ciertos individuos y reforzando la presencia de otros, a un proceso de reproducción, que introduce nuevos individuos, y una nueva evaluación, que actualiza los datos de evolución.

Se detalle los elementos del esquema general para el caso de los algoritmos genéticos. Para cada uno de estos elementos veremos algunos de las variantes más básicas o más usuales. Los procedimientos que se presentan que se refieren a la representación de los individuos son específicos de los algoritmos genéticos.

### 5.1.3. GENERACIÓN DE LA POBLACIÓN INICIAL

Los individuos de la población inicial de un AG suelen ser cadenas de ceros y unos generadas de forma completamente aleatoria, es decir, se va generando cada gen con una función que devuelve el cero o un uno con igual probabilidad. En algunos problemas en los que se disponga de información adicional que nos permita saber de antemano que determinadas cadenas tienen más probabilidades de llegar a ser solución, podemos favorecer su generación al crear la población inicial. Sin embargo, es imprescindible para el buen funcionamiento del AG's dotar a la población de suficiente variedad para poder explorar todas las zonas del espacio de búsqueda.

### 5.1.4. GRADO DE ADAPTACIÓN DE LOS INDIVIDUOS

La evolución de la población depende de la calidad relativa de los individuos que compiten por aumentar su presencia en la población y por participar en las operaciones de reproducción. En un problema de búsqueda u optimización, dicha calidad se mide por la adecuación o adaptación de cada individuo a ser solución al problema. Es necesario especificar las condiciones en las que el algoritmo deja de evolucionar y se presenta la mejor solución encontrada. La condición de terminación más sencilla es alcanzar un determinado número de generaciones de evolución.

### 5.1.5. PROCESO DE SELECCIÓN

La población del algoritmo genético se somete a un proceso de selección que debe tender a favorecer la cantidad de copias de los individuos más adaptados. Este proceso se puede realizar de formas muy diferentes:

a) Selección proporcional o por ruleta. Los padres se seleccionan de acuerdo a su fitness. Los individuos mejores (con mayor fitness) son los que tienen mayores posibilidades de ser elegidos. Intuitivamente el proceso construye una ruleta o un "pastel" en la que cada uno de las porciones representa a un individuo. La porción de la ruleta que le toca a cada individuo es proporcional a su fitness. Así los individuos buenos se llevarán las mayores porciones y al revés ocurrirá con los peores. El siguiente ejemplo clarifica el proceso Figura 5-2.

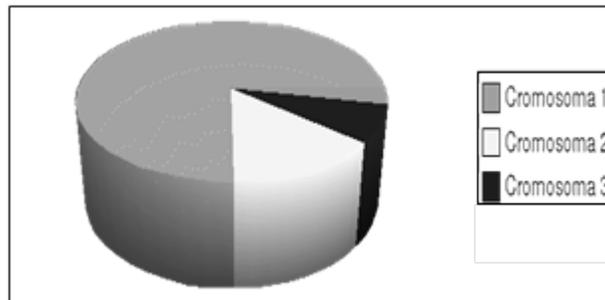


Figura 5-2 Ruleta de selección.

La aptitud mayor es la mayor abertura o rebanada, la cual se traduce como la probabilidad de ser seleccionado y de supervivencia en la próxima generación, este proceso se repite para cada individuo que se desee seleccionar.

b) Muestreo estocástico universal. Es un procedimiento similar al muestreo por ruleta, y a partir del cual se generan  $k$  números (para generar  $k$  individuos) espaciados de igual forma. Los números se calculan de la siguiente forma:

$$a_j = \frac{a + j - 1}{k}; \quad (\forall_j = 1, \dots, k) \quad (28)$$

Una vez generados estos números, el método funciona de la misma forma que la selección por ruleta.

c) Selección por torneo. En la selección por torneo se elige aleatoriamente una pequeña muestra de la población y de ella se selecciona el individuo de mejor valor de adaptación.

Normalmente se utiliza un tamaño pequeño para la muestra. El proceso se repite hasta completar el número de individuos que se desee seleccionar. Esta selección puede realizarse de forma determinística o probabilística.

#### **5.1.6. PROCESO DE REPRODUCCIÓN: OPERADORES GENÉTICOS (CRUZA Y MUTACIÓN)**

En cada nueva generación se crean algunos individuos que no estaban presentes en la población anterior. De esta forma el algoritmo genético va accediendo a nuevas regiones del espacio de búsqueda. Los nuevos individuos se crean aplicando ciertos “operadores genéticos” a individuos de la población anterior. Los operadores que suelen estar presentes en todo el algoritmo genético son los operadores de cruce y mutación:

a) Operador de cruce.

El operador cruce, escoge a dos padres y corta sus cadenas de cromosomas en una posición elegida de manera aleatoria, produciendo dos cadenas iniciales y dos cadenas finales, después realiza un intercambio entre las cadenas finales y produce dos nuevos cromosomas. Ambos descendientes heredan genes de cada uno de los padres. Habitualmente el operador cruce no se aplica a todos los pares de individuos que han sido seleccionados para emparentarse, sino que se aplica con una probabilidad aleatoria entre 0.5 y 1. Los padres que no se cruzaron pasan a la siguiente generación y son conocidos como élite.

b) Operador de 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.

#### **5.1.7. EL PROCESO DE REEMPLAZO**

Habitualmente los AG's mantienen un tamaño de población constante, aunque existen otras posibilidades. Para mantener el tamaño de la población, los nuevos individuos creados mediante los operadores genéticos deben reemplazar a otros de la población anterior, hasta que este alcance cierto número de generaciones y se tenga el mejor individuo de todas ellas.

### **5.2. IMPLEMENTACIÓN DEL ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN PARA LA RED DE DRENAJE PLUVIAL**

Una de las razones al tomar en cuenta como metodología propuesta la optimización de la red de drenaje pluvial mediante el uso de algoritmos genéticos; es que una de las funciones más importantes para los responsables de la toma de decisiones para llevar a cabo, la construcción de una obra de este tipo, se expresan en funciones de costos constructivos, asociadas a la cantidad de

material, mano de obra y todo lo correspondiente al costo de construcción. Es por esta razón principalmente que se propone esta metodología la cual propone reducir los costos de construcción en una obra de drenaje pluvial, ya que proponiendo la función objetivo apropiada (el costo constructivo y bajo restricciones hidráulicas), se puede alcanzar este objetivo.

Este objetivo puede lograrse en la medida que dentro del proceso de optimización se tenga en cuenta: (a) que para garantizar una buena operación de la red, se debe verificar qué sucede cuando los cálculos hidráulicos se realizan bajo la suposición de flujo no permanente (una vez que se hallan definido los diámetros de cada tramo de la red con base en la condición de flujo uniforme); y (b) que incluso en los diseños en los que se realiza la revisión, no existe certeza de que se esté construyendo la mejor configuración de la red en términos de la confiabilidad del sistema, es decir, de su capacidad de superar bajo ciertas condiciones de operación las diferentes cargas que le son impuestas.

### 5.2.1. CODIFICACIÓN

El diseño óptimo de una red de drenaje pluvial mediante esta metodología, tiene por objetivo determinar los menores costos de construcción en función de los diámetros de cada uno de los tramos de ella, de tal manera que se satisfagan las restricciones hidráulicas, tales como, tirante, velocidad del flujo en las tuberías, entre otras. En este caso, el costo es una función exclusiva de los diámetros de las tuberías (ya que su longitud está definida), por lo tanto, el primer paso es codificar el conjunto de diámetros comerciales que pueden ser elegidos, de tal manera que después sea posible realizar los demás pasos del AG's. La metodología parte de las consideraciones básicas para el diseño de una red de drenaje pluvial:

- |                                  |  |
|----------------------------------|--|
| a) Datos topográficos            | h) Velocidades permisibles                       |
| b) Rugosidad del material        | i) Costo de excavación y costos de relleno       |
| c) Diámetros comerciales         | j) Costo por suministro e instalación de tubería |
| d) Gastos de diseño              |  |
| e) Colchón mínimo                |  |
| f) Profundidad de diseño         |  |
| g) Diámetros de tubos anteriores |  |

El método propuesto pretende lograr 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. A continuación, se presente un diagrama de flujo de manera general, cómo se estructura esta metodología (Figura 5-3):

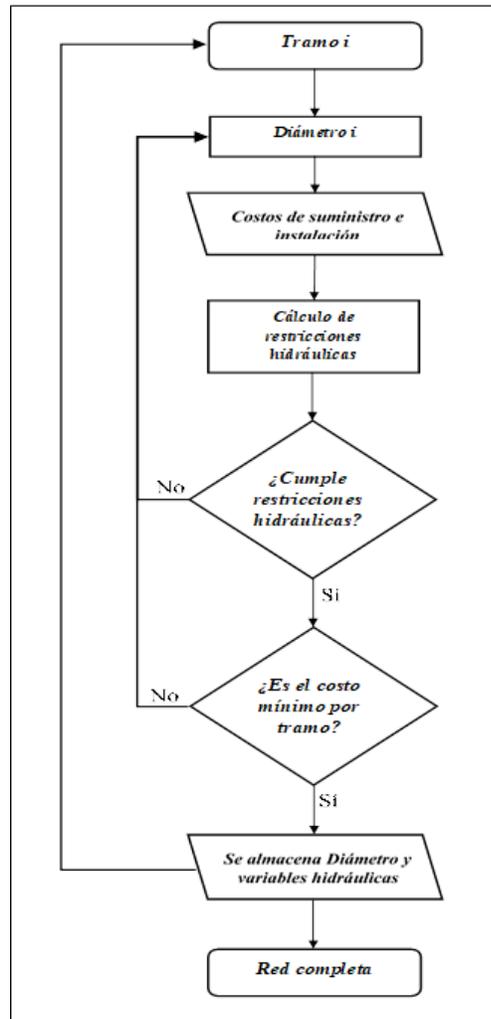


Figura 5-3 Diagrama general de la metodología propuesta.

### 5.2.2. POBLACIÓN INICIAL

Para el inicio de la metodología, se parte de una hipótesis basado en la máxima relación de llenado posible para un diámetro determinado (diámetro comercial), se buscó obtener la pendiente que genere los menores costos constructivos, es decir, con esta información se genera la población inicial para cada tramo en nuestro caso de estudio.

Partiendo de la ecuación de continuidad, suponiendo flujo uniforme y con la ecuación de Manning, ya que 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, definida como:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (29)$$

Donde:

$Q$ : Gasto de entrada, en  $m^3/s$ .

$S_f$ : Pendiente de fricción, *adimensional*.

$A$ : Área hidráulica, en  $m^2$ .

$R$ : Radio hidráulico, en  $m$ .

En cuanto a la relación máxima de llenado se propuso la relación máxima de  $y=0.8D$ , y partiendo de la Figura 4-5, se sustituye esta relación en cada parámetro del canal cerrado con sección circular, parcialmente lleno:

a) Ángulo,  $\theta$ .

$$\theta = \arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right) = \arccos\left(1 - \frac{2(0.8D)}{D}\right) = 2.214 \quad (30)$$

b) Área hidráulica,  $A$ .

$$A = \frac{1}{4}\left(\theta - \frac{1}{2}\sin(2\theta)\right) * D^2 = 0.6735D^2 \quad (31)$$

c) Perímetro mojado,  $P$

$$P = \theta * D = 2.214D \quad (32)$$

d) Radio hidráulico,  $R$ .

$$R = \frac{A}{P} = 0.3042D \quad (33)$$

Con estas simplificaciones podemos calcular la pendiente de fricción para cada diámetro comercial  $k$ , en cada tramo  $i$ .

$$S_f = \left(\frac{Q_i n}{A_k R h_k^{2/3}}\right)^2 \quad (34)$$

Donde:

$S_i$ : Pendiente de fricción para cada tramo  $i$ , *adimensional*.

$Q_i$ : Gasto de entrada para cada tramo  $i$ , en  $m^3/s$ .

$A$ : Área hidráulica para cada diámetro  $k$ , en  $m^2$ .

$R$ : Radio hidráulico para cada diámetro  $k$ , en  $m$ .

Y es así, como a partir de esta simplificación se genera la población inicial, que ayudara a encontrar la mejor solución, en cada tramo, pasando por cada uno de los diámetros comerciales disponibles.

### 5.2.3. EVALUACIÓN DE LA APTITUD

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. En la actualidad para definir la función aptitud del algoritmo genético, basta con encontrar el valor mínimo; ya que hace algunos años la función aptitud únicamente maximizaba, y la minimización se realizaba utilizando el recíproco de la función maximizante (cuidando que el recíproco de la función no genere una división por cero).

Para el caso de la función objetivo, la 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 drenaje pluvial, 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 los costos de excavación y relleno. Sin embargo, cada tramo de la red creada se verifica para comprobar si cumple con las restricciones hidráulicas. 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:

$$f_a = C_c + C_p \quad (35)$$

Donde:

$f_a$ : Valor de la función aptitud.

$C_c$ : Costo de construcción de la red de drenaje pluvial, en función de la suma de los costos de suministro e instalación.

$C_p$ : Costo considerando penalizaciones en los tramos que no cumplan con las restricciones hidráulicas.

Si el costo de penalización es alto, el valor de función aptitud será alto; por lo que los individuos que presenten esas características desaparecerán en las siguientes generaciones. Asimismo, se tendrán individuos aptos cuando  $C_p$  tenga valor cero y  $C_c$  sea pequeño. Esto se obtiene si los diámetros de la red son los más pequeños posibles que satisfagan las restricciones hidráulicas con los costos mínimos de suministro e instalación.

### 5.2.4. SELECCIÓN PROPORCIONAL

El operador de selección que se utiliza en el caso de la red de drenaje pluvial 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.

Es decir, para que cada individuo tenga una mayor probabilidad de continuar en las siguientes generaciones y ser considerada como candidata o para continuar en la siguiente generación, es necesario que satisfaga las condiciones puestas para continuar. En el caso de la red de drenaje pluvial las condiciones son las restricciones hidráulicas, en donde a continuación se hace mención de las restricciones propuestas:

a) Velocidades Permisibles

Tomando en cuenta las condiciones óptimas de diseño y de funcionamiento hidráulico la velocidad del flujo en cada tubo está comprendida entre las velocidades máxima y mínima permisibles. Para este proyecto de investigación se estimaron los valores de **0.30 m/ s** y **3.5 m/ s**, como mínimo y máximo, respectivamente. Las velocidades permisibles del escurrimiento tienen por finalidad, por una parte, evitar la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por la otra, evitar la erosión de las paredes del conducto, ni dislocamiento en las juntas.

b) Diámetro mínimo

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en alcantarillado pluvial es de 30 cm con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente costos de conservación y de operación del sistema. Además, como una de las restricciones propuestas a este algoritmo, es que de acuerdo al trazo del red principal y secundaria, el diámetro anterior puede ser igual o menor al diámetro siguiente. Esto evitara que haya demasiada variación de presión y velocidad en los conductos. Es decir, se debe cumplir esta condición:

$$D_{j-1} \leq D_j \quad (36)$$

Donde:

$D_{j-1}$ : Diámetro de la tubería del tramo anterior.

$D_j$ : Diámetro de la tubería del tramo actual.

c) Profundidad

Utilizada para garantizar condiciones de flujo a superficie libre a lo largo de la red. Se debe de cumplir con el colchón adecuado para la tubería con el fin de evitar daños en ella, en donde, los factores principales que intervienen para modificar la profundidad son: el tipo de tubería a utilizar, el material de relleno de la zona, así como las cargas vivas y muertas que puedan presentarse.

Una de las consideraciones a tomar en cuenta para determinar la profundidad inicial son el diámetro del tramo y el colchón, a continuación, se presenta una tabla donde se muestra el colchón mínimo a considerar de acuerdo a un diámetro establecido (Tabla 5-1):

Tabla 5-1 Colchón mínimo para tuberías (Conagua, 2016).

Diámetro del tubo [cm]	Colchón mínimo [m]
Tuberías con diámetro hasta 45 cm	0.9
Mayores de 45 cm y hasta 122 cm	1.0
Mayores de 122 cm y hasta 183 cm	1.3
Mayores de 183 cm	1.5

Iniciando en el primer punto o pozo aguas arriba (Figura 5.2-2), se calcula la profundidad con la suma del colchón mínimo 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.

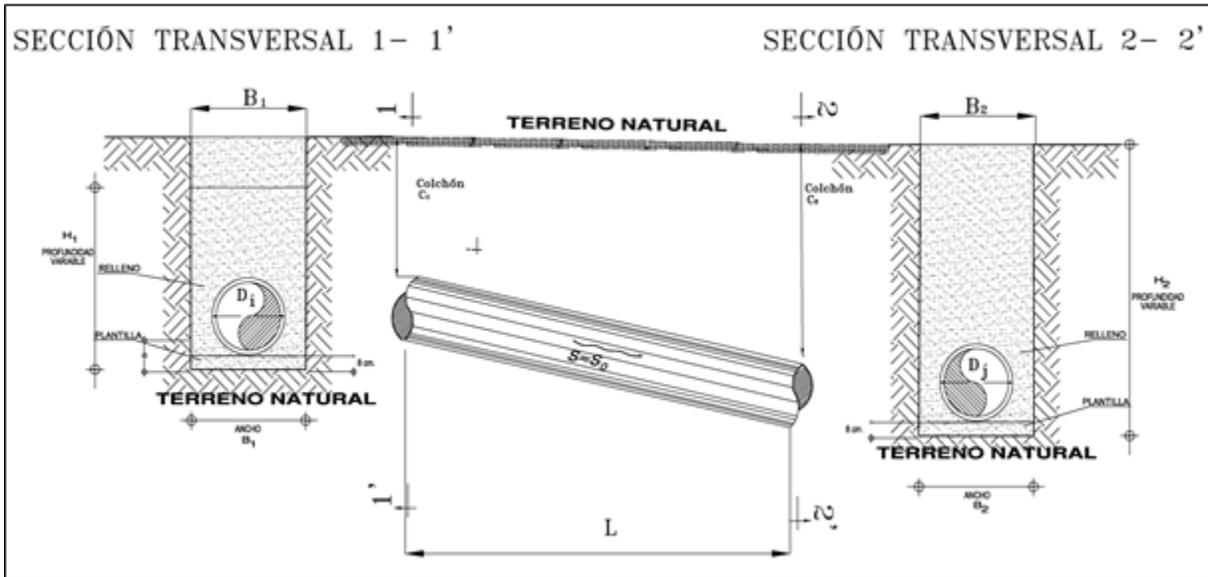


Figura 5-4 Consideraciones en las restricciones hidráulicas.

De tal manera que la profundidad inicial del tramo aguas arriba, se calcula:

$$H_I = C_I + D_i + P_I \quad (37)$$

Donde:

$H_I$ : Profundidad Inicial, en m.

$C_I$ : Colchón mínimo aguas arriba del tramo, en m.

$D_i$ : Diámetro del tramo aguas arriba  $i$ , en m.

$P_I$ : Altura Plantilla aguas arriba del tramo, en m.

Para conocer la cota de plantilla solo se restaría la diferencia de la cota del terreno con el de la profundidad:

$$Z_{PLI} = Z_{TNI} - H_I \quad (38)$$

Donde:

$Z_{PLI}$ : Cota de plantilla aguas arriba del tramo, en msnm.

$H_I$ : Profundidad inicial aguas arriba, en m.

$Z_{TNI}$ : Cota del terreno natural aguas arriba del tramo, en msnm.

Con la longitud y la pendiente del tramo se obtiene la plantilla del pozo siguiente (aguas abajo):

$$Z_{PL2} = (Z_{PL1}) - (S * L) \quad (39)$$

Donde:

$Z_{PL2}$ : Cota de plantilla aguas abajo del tramo, en msnm.

$Z_{PL1}$ : Cota de plantilla aguas arriba del tramo, en msnm.

$S_i$ : Pendiente del tramo  $i$ , adimensional.

$L_i$ : Longitud del tramo  $i$ , en m.

De lo anterior, la profundidad final del tramo aguas abajo, se calcula:

$$H_2 = Z_{TN2} - Z_{PL2} \quad (40)$$

Donde:

$H_2$ : Profundidad final aguas abajo, en m.

$Z_{TN2}$ : Cota del terreno natural aguas abajo del tramo, en msnm.

$Z_{PL2}$ : Cota de plantilla aguas abajo del tramo, en msnm.

Este proceso se repite para cada individuo de la población inicial, y la restricción que debe cumplir, para continuar como individuo apto para las generaciones futuras, es la siguiente:

$$H_{ini} \leq H_{fin} \quad (41)$$

Donde:

$H_{ini}$ : Profundidad inicial aguas arriba, en m.

$H_{fin}$ : Profundidad final aguas abajo, m.

Este proceso sirva para evaluar a cada individuo de la población inicial, y de tramo en tramo, cada una de las restricciones hidráulicas anteriormente mencionadas.

### 5.2.5. CRUZA Y MUTACIÓN

#### a) Cruza

Se cruzan los individuos que ya han sido evaluados y seleccionados. Se usa la cruza 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 continua sin cruza. 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 este tipo de aplicaciones se usa generalmente como probabilidad de cruza ( $P_C = 0.7$ ).

#### b) Mutación

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 AG's, el valor correcto de  $P_m$  dependerá del problema. Se ha usado  $P_m \approx 1/L$ , también  $P_m \approx 1/(N*(L^{0.5}))$ , donde  $N$  es el tamaño de la población y  $L$  es la longitud del cromosoma.

Para este caso se utiliza una probabilidad de mutación de 0.3. Para cada uno de los descendientes obtenidos mediante el operador de cruce, 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.

### **5.2.6. 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. Para estos casos de aplicación el número específico de iteraciones dependerá del tamaño de la red de drenaje pluvial.

## 6. APLICACIÓN Y REVISIÓN DEL ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN

En este capítulo se aplica la metodología para el diseño de redes de drenaje pluvial usando el algoritmo de optimización (AG's), a un caso de estudio, donde a partir de los resultados obtenidos nos sirva de comparación a las metodologías convencionales y llegar a una conclusión a partir de dichos resultados. Una vez aplicado la metodología, se realiza una revisión hidráulica de la red de drenaje pluvial mediante un modelo de flujo unidimensional. La simulación del funcionamiento se aplica a dos escenarios, con los gastos máximos obtenidos (condición estática o flujo permanente), y con los hidrogramas de entrada a cada nodo (condición dinámica); y así conocer el comportamiento hidráulico y comprobar que el diseño de drenaje pluvial usando AG's, sea confiable.

### 6.1. ALGORITMO GENÉTICO APLICADO AL DRENAJE PLUVIAL

El algoritmo se elaboró con el software MATLAB R2016a (abreviatura de MATrix LABoratory), es una herramienta de software matemático que ofrece un entorno de desarrollo integrado (IDE) con un lenguaje de programación propio (lenguaje M). El cual, por su interfaz y alcances, hacen posible la realización del código de manera rápida y sencilla.

El código se subdividió desde la función Principal, a las diversas funciones que forman parte del algoritmo genético, los cuales son las siguientes.

#### 6.1.1. FUNCIÓN “LEER DATOS”

Esta función es la encargada de llamar a los datos desde un archivo Excel (.xlsx), son los datos básicos del proyecto, como son los diámetros comerciales, longitud en los tramos, cota de terreno en cada Pozo de visita, número de Manning de acuerdo al material de la tubería por tramo ( $n=0.010$ ), costos de instalación y de suministro (se explicará a detalle más adelante del presente trabajo de investigación), entre otros.

#### 6.1.2. FUNCIÓN “POBLACIÓN INICIAL”

La función de Población Inicial, es la encargada de generar el posible conjunto de soluciones de acuerdo a la hipótesis de relación de llenado. El código de Población inicial genera la primera generación de posible solución (matriz de pendientes), a partir de las combinaciones de los diámetros y gastos de ingreso en cada tramo, a continuación, se presentan las posibles combinaciones para cada tramo Tabla 6-1:

Tabla 6-1 Datos Iniciales para generar la población inicial.

Identificador	Diámetro	Tramo	Gasto de Ingreso
ID	[m]	[tramo]	[m <sup>3</sup> /s]
1	0.37	Tramo 1	0.145
2	0.45	Tramo 2	0.374
3	0.61	Tramo 3	0.657
4	0.66	Tramo 4	0.919
5	0.71	Tramo 5	1.159
6	0.75	Tramo 6	1.676
7	0.86	Tramo 7	2.025
8	0.91	Tramo 8	2.370
9	1.07	Tramo 9	2.585
10	1.22	Tramo 10	0.106
		Tramo 11	0.090
		Tramo 12	0.113
		Tramo 13	0.307
		Tramo 14	0.423
		Tramo 15	0.089
		Tramo 16	0.248
		Tramo 17	0.236

De acuerdo al subcapítulo de población inicial, se estableció que partir de la relación de llenado, la ecuación de Manning se simplifica, de tal manera que para el cálculo de la pendiente que servirá para generar la población inicial, solo basta con conocer el gasto de ingreso correspondiente en cada tramo, el valor de Manning de acuerdo al material de la tubería y los diámetros disponibles (comerciales). Esta función generará una matriz que se guardará en el código, y servirá para alimentar la función siguiente de la metodología para el diseño del drenaje pluvial usando los algoritmos de optimización, este código generará todas las combinaciones posibles sin algún limite en la cantidad de tramos, gastos de ingresos o diámetros comerciales de acuerdo al material de la tubería.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo de la función de Población inicial (Figura 6-1):

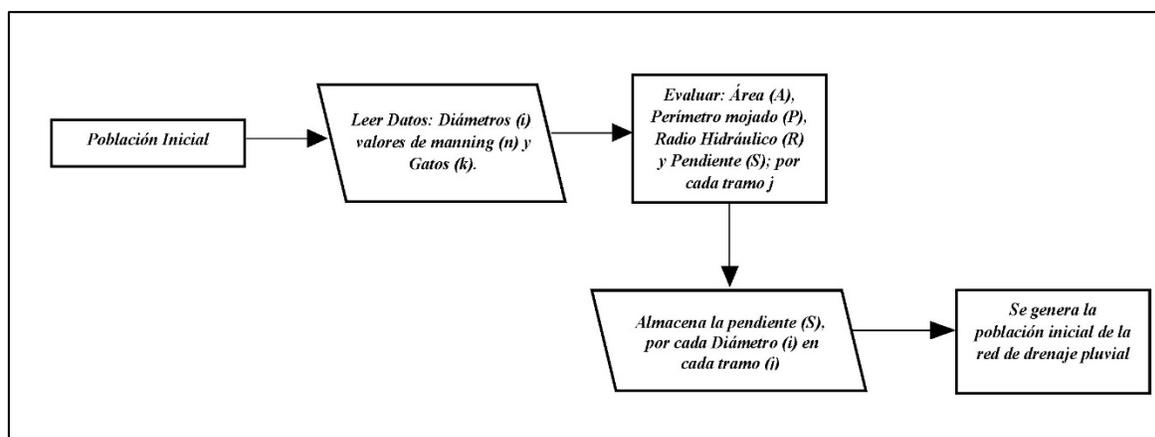


Figura 6-1 Diagrama de flujo de la población inicial.

**6.1.3.FUNCIÓN “CÁLCULO DEL TIRANTE EN CADA TRAMO”**

La función del Cálculo del Tirante en flujo uniforme se da en canales de sección transversal prismática y pendiente constante a lo largo del conducto, como se mencionó anteriormente, el flujo uniforme se utiliza para el diseño de las características hidráulicas de la red, para esto se emplea la ecuación de Manning, en donde, con esta ecuación es posible estimar el tirante normal de cualquier sección prismática regular para un canal.

Sin embargo, la solución de la ecuación de Manning requiere el empleo de un método numérico para resolver el sistema no lineal, entre los que pueden figurar el método de Bisección, Punto Fijo, Newton-Raphson, Secante, etc. Para este caso se usó el método de la Bisección, donde a continuación se presenta el diagrama de flujo de la metodología empleada (Figura 6-2):

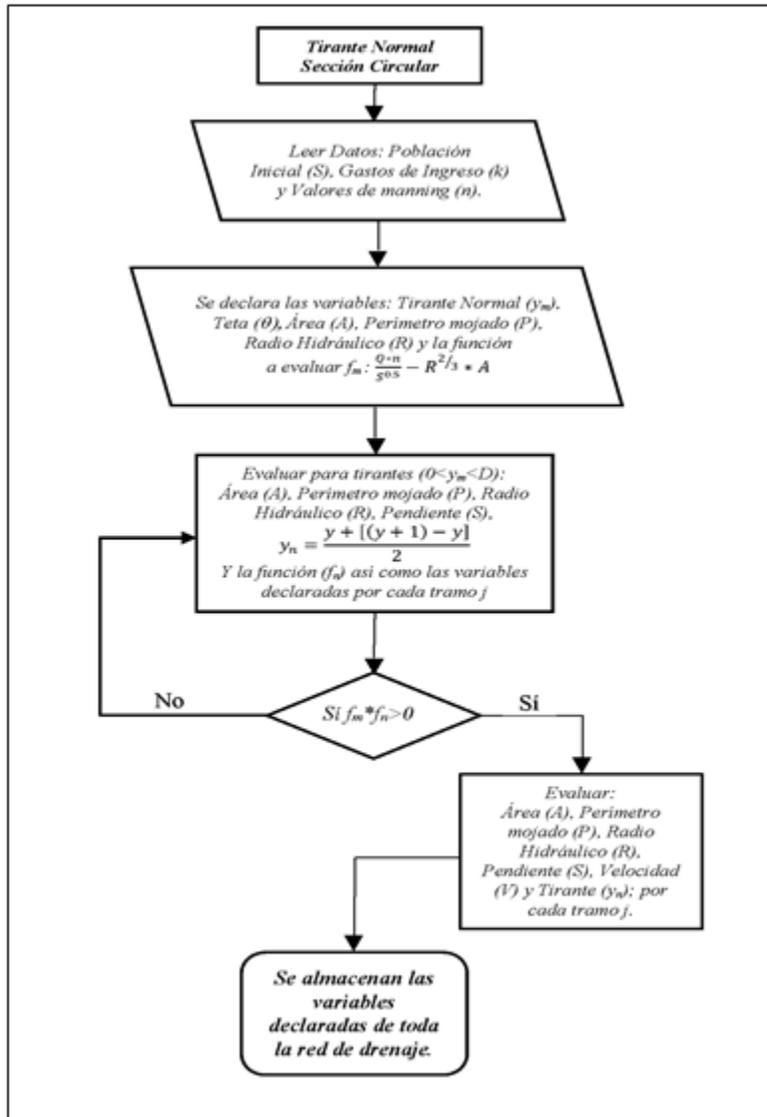


Figura 6-2 Diagrama de flujo del cálculo del tirante normal en cada tramo.

#### 6.1.4. FUNCIÓN “RESTRICCIONES HIDRÁULICAS”

El principal objetivo de la función de restricciones hidráulicas, es la de descartar las opciones de solución que no cumplan con las características hidráulicas propuestas, basándose en los manuales, criterios de diseño y de construcción en una red de drenaje pluvial. Esta función realiza el filtro de descartar todas las opciones candidatas que genera la función anterior (Función de cálculo de tirante en cada tramo); y solo acepta las posibles soluciones que cumplen con cada uno de los criterios propuestos, a continuación, se resumen las restricciones utilizadas para el presente proyecto de investigación:

- a) Restricción de velocidades.  $0.3 \leq V \leq 3.5$  (m/s).
- b) Restricciones de diámetros.  $D_{j-1} \leq D_j$ .
- c) Restricciones de profundidad.  $H_{ini} \leq H_{fin}$ .
- d) Restricciones de relación de llenado.  $y/d \leq 0.8$ .

Estas fueron las restricciones hidráulicas consideradas, para esta aplicación del diseño de la red de drenaje pluvial. Las posibles soluciones candidatas que cumplan con estas restricciones, podrán ser la posible solución que satisfaga de acuerdo a la función objetivo que se establece como solución para la red de drenaje pluvial.

#### 6.1.5. FUNCIÓN OBJETIVO

Esta función es la que determina el costo de todas las combinaciones posibles, en la evaluación de cada tramo, cabe mencionar que, para este caso de estudio, dicha función evalúa todas las posibles opciones, y más adelante se explicara, la función de “restricciones”, que es la función que descarta todas las opciones que no cumplan con las restricciones hidráulicas. Esta función se resume en la siguiente ecuación:

$$F. O. = C. I. + C. M. \quad (42)$$

Donde:

F. O.= función objetivo del caso de estudio

C. C.= Costo de instalación

C. P.= Costo de materiales

En donde la función objetivo se resumen como la suma del costo de instalación, más el costo de materiales, por cada tramo en toda la red de drenaje pluvial. Y estos costos a su vez se desglosan de la siguiente manera:

- a) Costo de materiales. Este costo se refiere principalmente al costo total de la tubería de toda la red de drenaje pluvial.

$$C. M. = \sum_{j=1}^n [(C_{Di} * L_1) + (C_{Di} * L_2) + \dots + (C_{Di} * L_n)] \quad (43)$$

Donde:

$C.M.$ : Costo de materiales, en \$.

$C_{Di}$ : Costo de Tubería  $i= 1, \dots, n$ , por metro lineal, en \$.

$L_n$ : Longitud del tramo  $j= 1, \dots, n$ , en m.

b) Costo de instalación. Se refiere al costo debido a la excavación y relleno; para la instalación de la tubería de toda la red de drenaje pluvial.

$$C.I. = C_{EXC} + C_{RELL} \quad (44)$$

Donde:

$C.I.$ : Costo total de instalación, en \$.

$C_{EXC}$ : Costo de excavación en toda la red, en \$.

$C_{RELL}$ : Costo de relleno en toda la red, en \$.

El costo de excavación se calcula a partir de información, antes mencionada en el subcapítulo 5.2.4, ya que ahí se detalla el cálculo de la profundidad  $H_{ini}$  y  $H_{fin}$ , en cualquier tramo.

Para el caso del ancho de excavación recomendable de la zanja, se usa la siguiente tabla de acuerdo a Libro 19 del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento; para diferentes diámetros de tuberías (Tabla 6-2).

Tabla 6-2 Ancho de zanja recomendado.

Diámetro de la tubería [cm]	Ancho de zanja [cm]
30	85
38	100
45	110
61	130
75	150
90	170
107	195
122	215
152	250
183	285

A partir de lo anterior, el cálculo del costo de excavación y de relleno de la red de drenaje se calcula de la siguiente manera:

$$C_{EXC} = (\$xm^3) \sum_{j=1}^n \left\{ \left[ \left( \frac{H_{ini1} + H_{fin1}}{2} \right) (L_1 A_1) \right] + \left[ \left( \frac{H_{ini2} + H_{fin2}}{2} \right) (L_2 A_2) \right] + \dots + \left[ \left( \frac{H_{inin} + H_{finn}}{2} \right) (L_n A_n) \right] \right\} \quad (45)$$

Donde:

$C_{EXC}$ : Costo total por excavación en toda la red (\$).

$H_{ini}$ : Profundidad aguas arriba del tramo  $j$  (m).

$H_{fin}$ : Profundidad aguas abajo del tramo  $j$  (m).

$L_j$ : Longitud del tramo  $j$  (m).

$A_i$ : Ancho de zanja en función del diámetro  $i$  (m).

Costo por  $m^3$ : El costo por metro cubico (\$).

$$C_{RELL} = (\$xm^3) \sum_{j=1}^n \left\{ \left[ \left( \frac{H_{ini1} + H_{fin1}}{2} \right) (A_1) - \left( \frac{\pi D_1^2}{4} \right) \right] L_1 + \left[ \left( \frac{H_{ini1} + H_{fin1}}{2} \right) (A_1) - \left( \frac{\pi D_1^2}{4} \right) \right] L_2 + \dots + \left[ \left( \frac{H_{inin} + H_{finn}}{2} \right) (A_{in}) - \left( \frac{\pi D_{in}^2}{4} \right) \right] L_{jn} \right\} \quad (46)$$

Donde:

$C_{RELL}$ : Costo total por relleno en toda la red (\$).

$H_{ini}$ : Profundidad aguas arriba del tramo  $j$  (m).

$H_{fin}$ : Profundidad aguas abajo del tramo  $j$  (m).

$L_j$ : Longitud del tramo  $j$  (m).

$A_i$ : Ancho de zanja en función del diámetro  $i$  (m).

$D_i$ : Diámetro  $i$ , en el tramo  $j$  (m).

Costo por  $m^3$ : El costo por metro cubico (\$).

La sumatoria de los dos costos: el costo de instalación y el costo del material, resulta en el costo total de la red de drenaje pluvial; esa fue la manera en que se definió la función objetivo, para este caso de estudio.

### 6.1.6. FUNCIÓN PRINCIPAL (ALGORITMO GENÉTICO)

A continuación, se presenta un diagrama de flujo de la función principal (Figura 6-3), en el que intervienen todas las funciones anteriormente mencionadas, desde la función Leer Datos, hasta llegar a la Función Objetivo. Esta función principal, es la más importante de todas, ya que esta función es la que contiene el algoritmo de optimización o también llamado algoritmo genético. Todas las funciones anteriores alimentan de información a la función principal, desde la función leer datos, lo alimenta de los datos básico de la red, como la información topográfica, el arreglo de la red, el tipo de material y los diámetros comerciales. La función población inicial, es la que genera el conjunto de población inicial que servirá para usar las posibles pendientes que se ajustaran en el proceso del cálculo hidráulico mediante la función cálculo del tirante normal, y una vez calculadas todas las opciones, la función restricciones hidráulicas, hará el filtro para descartar todas aquellas malas candidatas que no cumplen, mientras que a función objetivo encontrara el conjunto de solución que satisfaga todo lo anterior. La función del algoritmo procesa toda esa información en cuestión de segundos a pesar que todas las combinaciones posibles hacen un cálculo bastante robusto, pero esto no limita al algoritmo al momento de procesar la información.

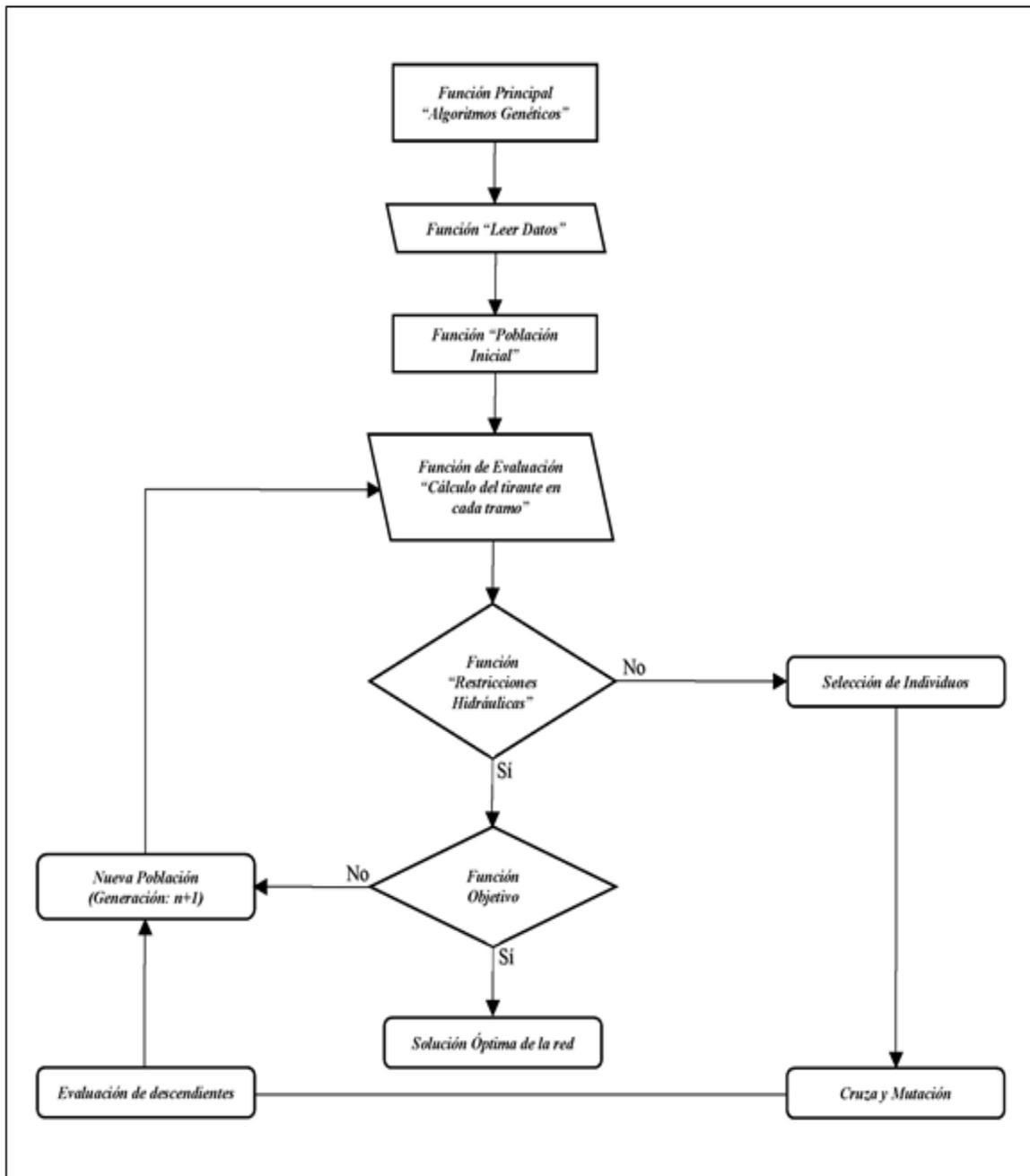


Figura 6-3 Diagrama de flujo de la "Función principal (Algoritmos Genéticos).

## 6.2. INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL ALGORITMO GENÉTICO

Para la aplicación del algoritmo genético (AG's), se plantea el diseño de una red de drenaje pluvial en el municipio de Tapachula, Chiapas.

Por su ubicación Geográfica la zona de estudio se encuentra frecuentemente afectada por eventos meteorológicos extremos, como inundaciones, olas de calor, sequias, entre otras. Es de vital importancia que mediante el diseño de proyectos hidráulicos ayuden a salvaguardar a la población de este tipo de eventos meteorológicos, como es el caso de las inundaciones provocadas por ciclones y huracanes, es por esa razón, que mediante este tipo de trabajos de investigación ayude en un futuro a los tomadores de decisiones a invertir en este tipo de metodologías alternas con un costo menor a las metodologías tradicionales.

Como se mencionó anteriormente, la información inicial para la aplicación del algoritmo de al drenaje pluvial es la siguiente:

### 6.2.1. RUGOSIDAD DEL MATERIAL

Para el caso de estudio se propuso el material de tubería PEAD (Polietileno Corrugado de Alta Densidad), pared interior lisa. Ya que dentro de sus principales ventajas son el poco mantenimiento, hermeticidad, cuenta con una alta resistencia a la corrosión, es compatible a conexiones a otros materiales (PVC, acero, etc.), durabilidad, es ligero y de fácil colocación; entre otras características que hacen que este material sea el adecuado para la zona de estudio.

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  $n = 0.010$  para tuberías PEAD (Conagua, 2016).

### 6.2.2. DIÁMETROS COMERCIALES

A continuación, se mencionan algunas características de la tubería, así como sus diámetros comerciales, que se utilizaron en la metodología propuesta:

Es una tubería de alta resistencia, unión 100% hermética y tecnología avanzada, con doble pared (pared exterior color negro con corrugas reforzadas de doble arco y pared interior lisa color naranja de alto contraste). Cuenta con Campana bi-capa reforzada y coextruida; y cuenta con un desempeño superior a tuberías de PVC, concreto y otros materiales.

Cumple con las siguientes NORMAS:

-Tubería y Piezas Especiales: NMX-E-241-CNCP, AASHTO M252/294, ASTM F2648, ASTM F2306.

-Empaque Elastomérico: NMX-T-021, ASTM F 477.

-Materia Prima: ASTM D3350 Clasificación mínima 435420 C/E

-Instalación: MAPAS (CONAGUA), ASTM D2321, AASHTO SECCIÓN 30.

Los diámetros comerciales, se presenta en la siguiente Tabla 6-3:

Tabla 6-3 Diámetros comerciales de tubería PEAD.

Tubería Pead corrugado								
Diámetro Nominal		Diámetro Exterior		Espesor de la pared		Diámetro Interior		
[mm]	[in]	[mm]	[in]	[mm]	[in]	[mm]	[in]	[m]
375	15 "	374.3	14.7	2.0	0.08	370	14.6	0.37
450	18"	454.5	17.9	2.2	0.09	450	17.7	0.45
600	24"	615.0	24.2	2.5	0.10	610	24.0	0.61
660	26"	665.0	26.2	2.5	0.10	660	26.0	0.66
710	28"	716.4	28.2	2.5	0.10	711	28.0	0.71
750	30"	755.3	29.7	2.5	0.10	750	29.5	0.75
860	34"	870.3	34.3	3.0	0.12	864	34.0	0.86
900	26"	916.2	36.1	3.0	0.12	910	35.8	0.91
1050	42"	1076.8	42.4	3.2	0.13	1070	42.1	1.07
1200	48"	1227.0	48.3	3.5	0.14	1220	48.0	1.22

### 6.2.3. DATOS TOPOGRÁFICOS DE LA RED

Son esenciales para la aplicación de la metodología desarrollada, pues de ellos depende el definir adecuadamente la configuración de la red, ya que en la definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y atarjeas. Para ello, se siguen normas de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad. A continuación, se presenta en la siguiente Figura 6-4, los datos topográficos de la red, así como su trazo; como se mencionó en el párrafo anterior se basó en el trazo urbano de la localidad.

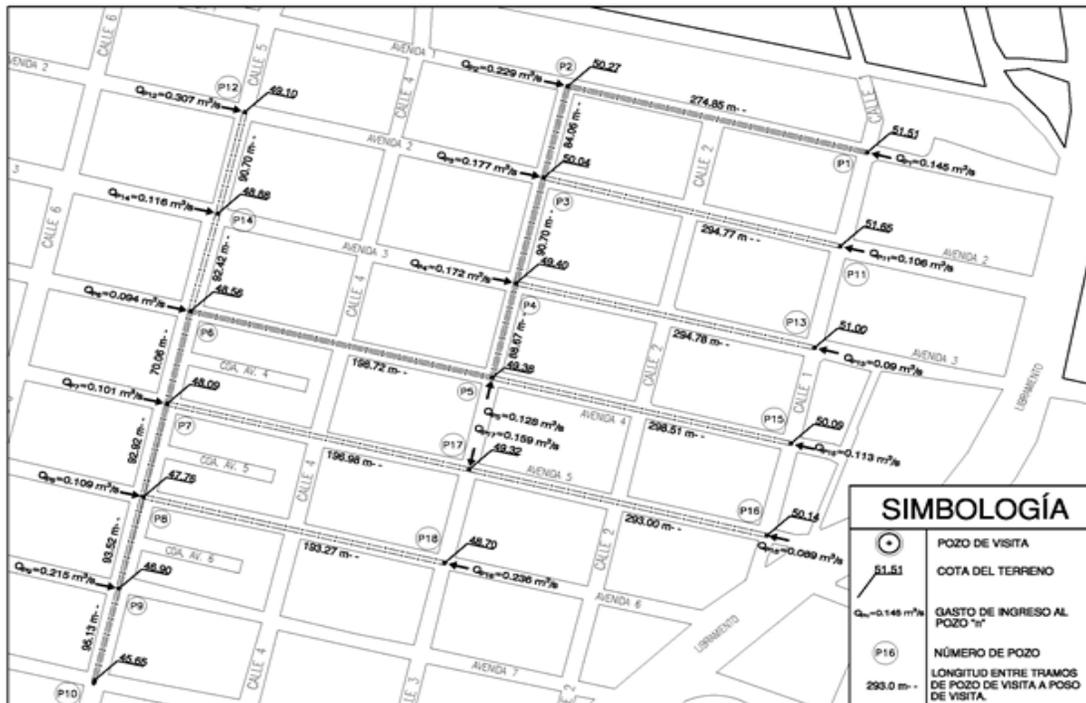


Figura 6-4 Trazo de la Red de Drenaje Pluvial de la Zona de Estudio.

Como se puede observar el trazo de la red de drenaje pluvial, consta de 17 tramos y 18 Pozos de visita, el trazo está conformada de un colector principal que va del Pozo 1 al Pozo 10, y de seis subcolectores que llegan al colector principal, el subcolector 1, va del Pozo 11 al Pozo 3, el subcolector 2, va del Pozo 13 al Pozo 4, el subcolector 3, va del Pozo 15 al Pozo 5, el subcolector 4, va del Pozo 16 al Pozo 7, el subcolector 5 va del Pozo 18 al Pozo 8 y por último el subcolector 6 va del Pozo 12 al Pozo 6. Cabe mencionar, que en la numeración de los pozos se tomó en cuenta como el valor del Pozo inicial del colector principal es el tramo aguas arriba de la red (Pozo 1) y el Pozo final del colector principal es el tramo aguas abajo (Pozo 10). Sin embargo, en los subcolectores que aportan al colector principal las tuberías se numeran de aguas abajo hacia aguas arriba.

#### 6.2.4. GASTOS DE DISEÑO

Se calcularon los gastos de diseño para el drenaje pluvial del caso de estudio, para un Periodo de Retorno de 10 años ( $T_r = 10$  años), el gasto de ingreso a cada pozo de acuerdo a su área tributaria se presenta en la siguiente Tabla 6-4:

Tabla 6-4 Gastos de ingreso a la red de drenaje pluvial.

Pozo de ingreso [pozo]	Tramo [tramo]	Área de aportación [ha]	Gasto de Ingreso [m <sup>3</sup> /s]
P1	T1	2.02	0.145
P2	T2	3.17	0.229
P3	T3	2.45	0.177
P4	T4	2.38	0.172
P5	T5	1.77	0.128
P6	T6	1.30	0.094
P7	T7	1.40	0.101
P8	T8	1.50	0.109
P9	T9	2.98	0.215
P11	T10	1.47	0.106
P13	T11	1.24	0.090
P15	T12	1.56	0.113
P12	T13	4.26	0.307
P14	T14	1.61	0.116
P16	T15	1.23	0.089
P17	T16	2.20	0.159
P18	T17	3.27	0.236

Los gastos de ingreso de la red, queda formada como se aprecia en el plano de la Figura 6-5. En donde se expresa el gasto de ingreso en el pozo, el gasto propio y tributario en el conducto, desde el inicio de la red (Pozo 1), hasta la descarga de la red (Pozo 10). Como se mencionó anteriormente la red de drenaje pluvial está conformada de un colector principal y seis subcolectores; y dicho resumen del gasto por conducto se presenta en la Tabla 6.2-3; con esta información, se inicia la metodología de los algoritmos genéticos aplicado al drenaje pluvial de la red de San Reforma, Tapachula, Chiapas.

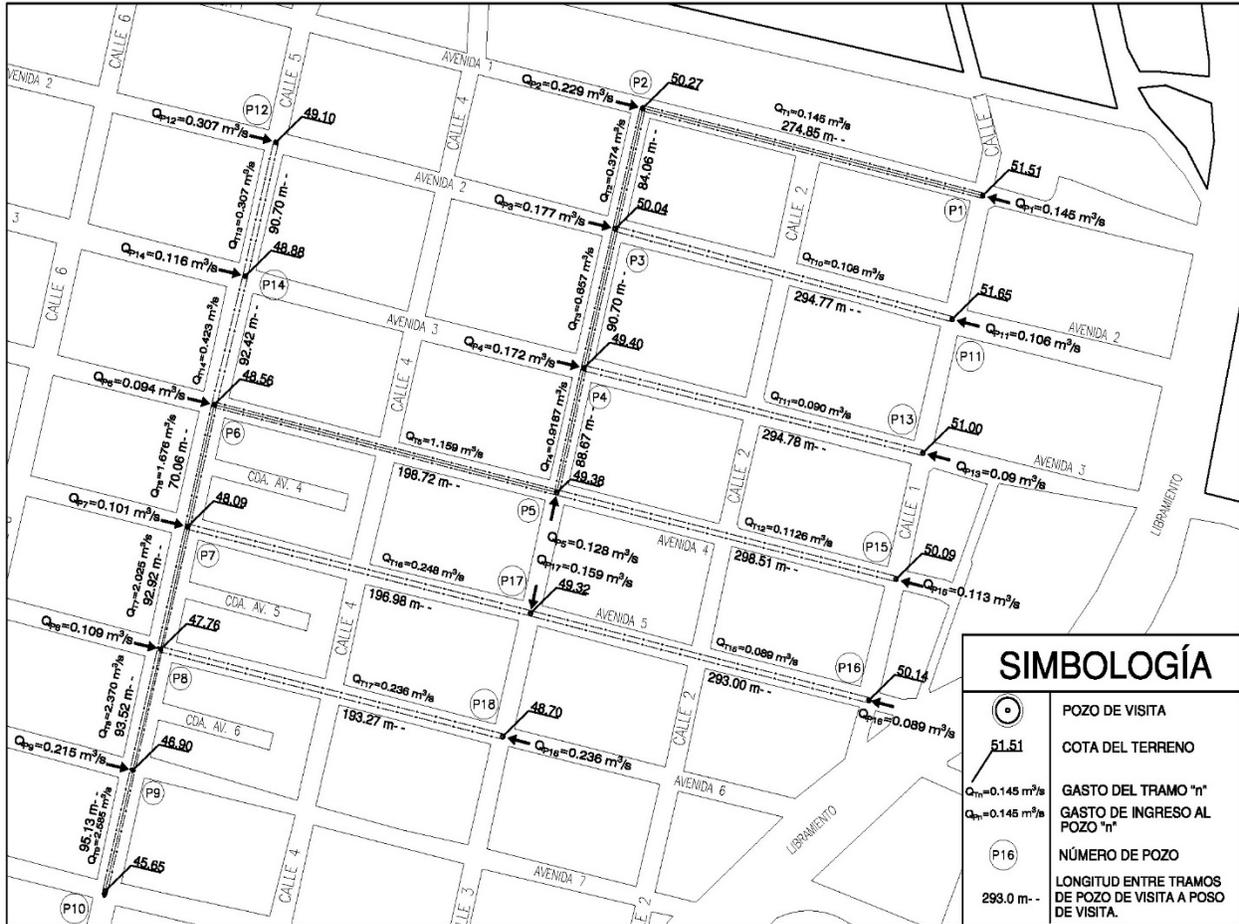


Figura 6-5 Trazo de la red y gastos de ingreso de la red de drenaje pluvial.

Tabla 6-5 Resumen de gastos en los conductos de la red.

Tramo	Pozo Inicial	Pozo Final	Gasto de Ingreso [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]		
	De:	A:	Propia	Tributario	Acumulado
T1	P1	P2	0.145	0.000	0.145
T2	P2	P3	0.229	0.145	0.374
T3	P3	P4	0.177	0.481	0.657
T4	P4	P5	0.172	0.747	0.919
T5	P5	P6	0.128	1.031	1.159
T6	P6	P7	0.094	1.583	1.676
T7	P7	P8	0.101	1.924	2.025
T8	P8	P9	0.109	2.261	2.370
T9	P9	P10	0.215	2.370	2.585
T10	P11	P3	0.106	0.000	0.106
T11	P13	P4	0.090	0.000	0.090
T12	P15	P5	0.113	0.000	0.113
T13	P12	P14	0.307	0.000	0.307
T14	P14	P6	0.116	0.307	0.423
T15	P16	P17	0.089	0.000	0.089
T16	P17	P7	0.159	0.089	0.248
T17	P18	P8	0.236	0.000	0.236

### 6.3. CASO DE ESTUDIO DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL

De acuerdo a la metodología desarrollada para el diseño de una red de drenaje pluvial usando algoritmos de optimización (AG's), aplicado a un caso de estudio en el municipio de Tapachula, Chiapas. Se describirá a continuación la información básica y se presentan los resultados de cálculo obtenidos al aplicar dicha metodología.

#### 6.3.1. INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO DE LA RED

Se presenta la siguiente Tabla 6-6, el arreglo de la red. La información adicional, como número de Manning, diámetros comerciales, colchón mínimo, etcétera; se encuentra en el subcapítulo 6.2. De la información básica para aplicar el método de optimización se encuentra en los subcapítulos anteriores, es importante mencionar que esta metodología no cuenta con un límite en la cantidad de tramos ni diámetros comerciales disponibles.

Tabla 6-6 Arreglo de la red.

Tramo	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud	Elevación Inicial	Elevación Final	Manning
	De:	A:	[m]	[msnm]	[msnm]	[Pead]
T1	P1	P2	274.9	51.5	50.3	0.01
T2	P2	P3	84.1	50.3	50.0	0.01
T3	P3	P4	90.7	50.0	49.4	0.01
T4	P4	P5	88.7	49.4	49.4	0.01
T5	P5	P6	198.7	49.4	48.6	0.01
T6	P6	P7	70.1	48.6	48.1	0.01
T7	P7	P8	92.9	48.1	47.8	0.01
T8	P8	P9	93.5	47.8	46.9	0.01
T9	P9	P10	95.1	46.9	45.7	0.01
T10	P11	P3	294.8	51.7	50.0	0.01
T11	P13	P4	294.8	51.0	49.4	0.01
T12	P15	P5	298.5	50.1	49.4	0.01
T13	P12	P14	90.7	49.1	48.9	0.01
T14	P14	P6	92.4	48.9	48.6	0.01
T15	P16	P17	293.0	50.1	49.3	0.01
T16	P17	P7	197.0	49.3	48.1	0.01
T17	P18	P8	193.3	48.7	47.8	0.01

#### 6.3.2. GENERACIÓN DE LA POBLACIÓN INICIAL

Como se mencionó en la función “Población Inicial”, es la encargada de generar el posible conjunto de soluciones requeridas para el algoritmo (pendientes), de acuerdo a los diámetros disponibles y gastos de ingreso en la red de drenaje pluvial. La función Población Inicial, nos genera una matriz de  $m \times n$ , donde  $m$  es el número de tramos en la red y  $n$  es el número de diámetros comerciales disponibles para el diseño de la red.

Se presentan los resultados obtenidos de la población inicial de pendientes (Tabla 6-7 y Tabla 6-8), en donde se aclara que esta función no cuenta con alguna restricción en los resultados ya que la función de Restricciones Hidráulicas es la encargada de descartar el conjunto de soluciones que no cumplen con las condiciones hidráulicas propuestas.

Tabla 6-7 Matriz de Población inicial (parte I).

Diámetro [m]	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5	Tramo 6	Tramo 7	Tramo 8	Tramo 9
	Pendiente [Adimensional]								
0.37	4.58E-03	3.03E-02	9.35E-02	1.83E-01	2.91E-01	6.08E-01	8.87E-01	1.22E+00	1.45E+00
0.45	1.61E-03	1.07E-02	3.29E-02	6.43E-02	1.02E-01	2.14E-01	3.12E-01	4.28E-01	5.09E-01
0.61	3.18E-04	2.11E-03	6.50E-03	1.27E-02	2.02E-02	4.23E-02	6.17E-02	8.45E-02	1.00E-01
0.66	2.08E-04	1.38E-03	4.26E-03	8.31E-03	1.32E-02	2.77E-02	4.04E-02	5.53E-02	6.58E-02
0.71	1.40E-04	9.29E-04	2.87E-03	5.60E-03	8.91E-03	1.86E-02	2.72E-02	3.72E-02	4.43E-02
0.75	1.06E-04	7.00E-04	2.16E-03	4.22E-03	6.71E-03	1.40E-02	2.05E-02	2.81E-02	3.34E-02
0.86	4.98E-05	3.30E-04	1.02E-03	1.99E-03	3.16E-03	6.62E-03	9.66E-03	1.32E-02	1.57E-02
0.91	3.77E-05	2.50E-04	7.70E-04	1.50E-03	2.39E-03	5.01E-03	7.31E-03	1.00E-02	1.19E-02
1.07	1.59E-05	1.05E-04	3.24E-04	6.34E-04	1.01E-03	2.11E-03	3.08E-03	4.22E-03	5.02E-03
1.22	7.89E-06	5.23E-05	1.61E-04	3.15E-04	5.01E-04	1.05E-03	1.53E-03	2.09E-03	2.49E-03

Tabla 6-8 Matriz de Población inicial (parte II).

Diámetro [m]	Tramo 10	Tramo 11	Tramo 12	Tramo 13	Tramo 14	Tramo 15	Tramo 16	Tramo 17
	Pendiente [Adimensional]							
0.37	2.44E-03	1.74E-03	2.74E-03	2.05E-02	3.88E-02	1.71E-03	1.33E-02	1.21E-02
0.45	8.61E-04	6.14E-04	9.66E-04	7.20E-03	1.37E-02	6.00E-04	4.68E-03	4.25E-03
0.61	1.70E-04	1.21E-04	1.91E-04	1.42E-03	2.70E-03	1.19E-04	9.23E-04	8.38E-04
0.66	1.11E-04	7.94E-05	1.25E-04	9.31E-04	1.77E-03	7.76E-05	6.04E-04	5.49E-04
0.71	7.49E-05	5.35E-05	8.41E-05	6.27E-04	1.19E-03	5.23E-05	4.07E-04	3.70E-04
0.75	5.64E-05	4.03E-05	6.34E-05	4.72E-04	8.96E-04	3.94E-05	3.07E-04	2.78E-04
0.86	2.66E-05	1.90E-05	2.99E-05	2.23E-04	4.22E-04	1.86E-05	1.45E-04	1.31E-04
0.91	2.01E-05	1.44E-05	2.26E-05	1.68E-04	3.19E-04	1.40E-05	1.09E-04	9.93E-05
1.07	8.48E-06	6.05E-06	9.53E-06	7.10E-05	1.35E-04	5.92E-06	4.61E-05	4.19E-05
1.22	4.21E-06	3.01E-06	4.73E-06	3.53E-05	6.69E-05	2.94E-06	2.29E-05	2.08E-05

Como se puede observar, el siguiente paso es aplicar la función “Cálculo del tirante normal en cada tramo”, en donde se puede observar que el algoritmo evaluará en cada tramo diez posibles soluciones, para encontrar el diámetro óptimo.

### 6.3.3. GENERACIÓN DE LA MATRIZ TIRANTE

La función “Cálculo del tirante normal”, es la encargada de generar la matriz de posibles tirantes normales en cada tramo, en función del diámetro comercial y el gasto de ingreso en el pozo de visita, a evaluar. Esta nos genera una matriz la cual almacena variables hidráulicas como el tirante, velocidad, área hidráulica, etc.; donde el tamaño de la matriz está en función de la cantidad de tramos en la red.

Se presentan a continuación la matriz de resultados del tramo 1 hasta el tramo n, de la función del Cálculo del tirante normal, en donde almacena las siguientes variables: tirante normal, velocidades, área hidráulica, perímetro mojado, radio hidráulico y pendiente; cabe mencionar que, así como la función anterior no cuenta con restricción en los resultados, ya que la encargada de realizar esa función es la función siguiente.

Tabla 6-9 Matriz de Cálculo de tirante en el tramo 1.

Diámetro [in]	Diámetro [m]	Tramo 1					
		Pendiente [Adim.]	Tirante normal [Yn]	Velocidad [m/s]	Área Hidráulica [m <sup>2</sup> ]	Perímetro Mojado [m]	Radio Hidráulico [m]
15"	0.37	4.58E-03	0.296	1.577	0.092	0.819	0.113
18"	0.45	1.61E-03	0.360	1.066	0.996	0.137	0.136
24"	0.61	3.18E-04	0.488	0.580	1.351	0.186	0.251
26"	0.66	2.08E-04	0.528	0.495	1.462	0.201	0.294
28"	0.71	1.40E-04	0.569	0.427	1.575	0.216	0.341
30"	0.75	1.06E-04	0.600	0.384	1.661	0.228	0.379
34"	0.86	4.98E-05	0.691	0.290	1.912	0.263	0.502
36"	0.91	3.77E-05	0.728	0.261	2.015	0.277	0.558
42"	1.07	1.59E-05	0.856	0.189	2.369	0.325	0.771
48"	1.22	7.89E-06	0.976	0.145	2.701	0.371	1.003

Tabla 6-10 Matriz de Cálculo de tirante en un tramo n.

Diámetro [in]	Diámetro [m]	Tramo n					
		Pendiente [Adim.]	Tirante normal [Yn]	Velocidad [m/s]	Área Hidráulica [m <sup>2</sup> ]	Perímetro Mojado [m]	Radio Hidráulico [m]
15"	0.37	S <sub>n-1</sub>	Y <sub>n-1</sub>	V <sub>n-1</sub>	A <sub>h-1</sub>	P <sub>m-1</sub>	R <sub>h-1</sub>
18"	0.45	S <sub>n-2</sub>	Y <sub>n-2</sub>	V <sub>n-2</sub>	A <sub>h-2</sub>	P <sub>m-2</sub>	R <sub>h-2</sub>
24"	0.61	S <sub>n-3</sub>	Y <sub>n-3</sub>	V <sub>n-3</sub>	A <sub>h-3</sub>	P <sub>m-3</sub>	R <sub>h-3</sub>
26"	0.66	S <sub>n-4</sub>	Y <sub>n-4</sub>	V <sub>n-4</sub>	A <sub>h-4</sub>	P <sub>m-4</sub>	R <sub>h-4</sub>
28"	0.71	S <sub>n-5</sub>	Y <sub>n-5</sub>	V <sub>n-5</sub>	A <sub>h-5</sub>	P <sub>m-5</sub>	R <sub>h-5</sub>
30"	0.75	S <sub>n-6</sub>	Y <sub>n-6</sub>	V <sub>n-6</sub>	A <sub>h-6</sub>	P <sub>m-6</sub>	R <sub>h-6</sub>
34"	0.86	S <sub>n-7</sub>	Y <sub>n-7</sub>	V <sub>n-7</sub>	A <sub>h-7</sub>	P <sub>m-7</sub>	R <sub>h-7</sub>
36"	0.91	S <sub>n-8</sub>	Y <sub>n-8</sub>	V <sub>n-8</sub>	A <sub>h-8</sub>	P <sub>m-8</sub>	R <sub>h-8</sub>
42"	1.07	S <sub>n-9</sub>	Y <sub>n-9</sub>	V <sub>n-9</sub>	A <sub>h-9</sub>	P <sub>m-9</sub>	R <sub>h-9</sub>
48"	1.22	S <sub>n-10</sub>	Y <sub>n-10</sub>	V <sub>n-10</sub>	A <sub>h-10</sub>	P <sub>m-10</sub>	R <sub>h-10</sub>

Esta función almacenara una matriz para cada uno de los tramos que forman parte en la red de drenaje pluvial, en donde guardara cada una de las variables hidráulicas, anteriormente mencionadas; y las cuales en la siguiente función serán evaluadas las restricciones hidráulicas por medio del algoritmo de optimización hasta encontrar la solución óptima.

### 6.3.4. COSTOS DE LA FUNCIÓN OBJETIVO

Un elemento importante dentro del algoritmo es definir los costos del material y construcción de la red de drenaje pluvial, el material de la tubería como se definió anteriormente es de tubería PEAD (Polietileno Corrugado de Alta Densidad), pared interior lisa. A continuación, se presentan en la siguiente Tabla 6-11, los costos por metro lineal de acuerdo al diámetro de la tubería, este costo consiste en el suministro y la instalación de la tubería en toda la red, para el municipio de Tapachula, Chiapas:

Tabla 6-11 Costos de tubería por metro lineal.

Identificador	Diámetro	Costo
ID	[m]	[\$]
1	0.37	\$116.8
2	0.45	\$175.4
3	0.61	\$331.7
4	0.66	\$430.1
5	0.71	\$530.7
6	0.75	\$584.8
7	0.86	\$757.8
8	0.91	\$846.1
9	1.07	\$1,147.5
10	1.22	\$1,778.6

Otro costo que se definió, fue el costo de construcción el cual toma en cuenta el costo generado por la excavación del material para la instalación de la tubería y el relleno del material producto de la excavación, las unidades de estos costos de construcción es el m<sup>3</sup>, y a continuación se presentan en la siguiente Tabla 6-12:

Tabla 6-12 Costos de construcción por metro cúbico.

Excavación	Relleno
[m <sup>3</sup> ]	
\$132.1	\$201.7

Estos costos son los que definirán cual de todas las posibles soluciones serán las óptimas, en función del costo final de construcción de la red y a su vez, las que cumplan con las restricciones hidráulicas definidas, el algoritmo reproducirá todas las posibles combinaciones.

### 6.3.5. RESULTADOS DE LA OPTIMIZACIÓN

Una vez reunida toda la información para el algoritmo de optimización, se ejecuta la función principal “Algoritmo Genético”, esta función realiza de manera automática todos los procesos mencionados desde la función Leer datos, la función Población inicial, la función Cálculo del tirante, la función “Algoritmo de optimización”, la función “restricciones hidráulicas” hasta concluir y encontrar la solución óptima mediante la función objetivo, que consiste en encontrar el costo mínimo, de todo el conjunto de soluciones.

Presentamos en la siguiente Figura 6-6, el proceso de evolución de manera gráfica, en donde el algoritmo de optimización se detiene cuando llega a encontrar la solución óptima; para la red en cuestión de 17 tramos, la encuentra en la generación 2610.

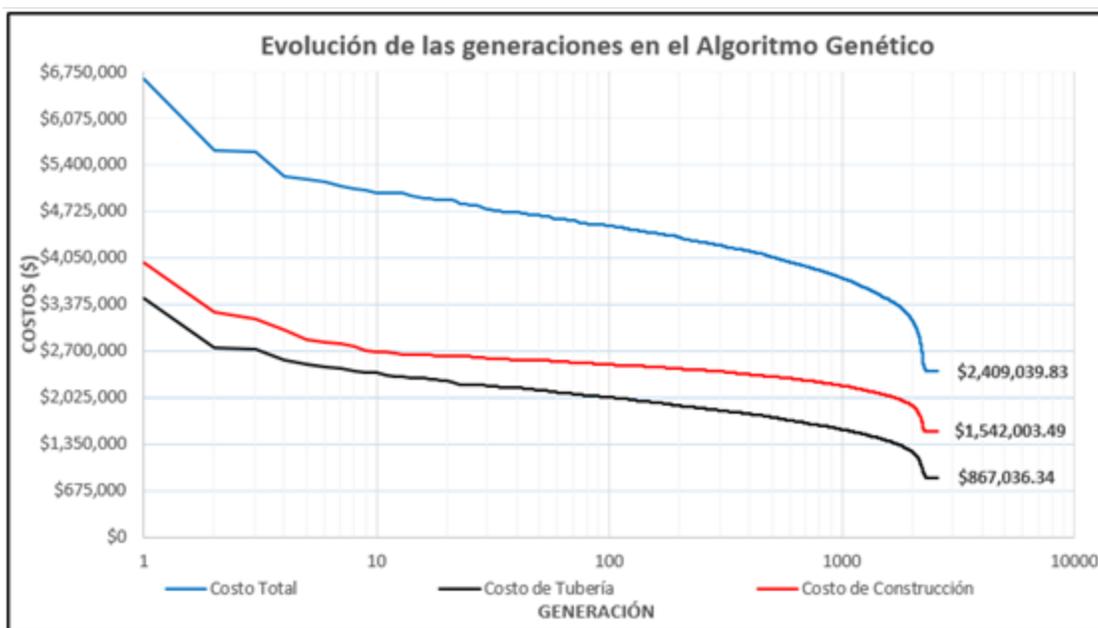


Figura 6-6 Optimización de la red de drenaje pluvial.

Se observa en la figura anterior la evolución del algoritmo de optimización, este procedimiento se realiza de manera automática, y el proceso del algoritmo se detiene hasta encontrar la solución óptima; a continuación, se presenta una tabla de la evolución del algoritmo conforme a las generaciones. La primera Tabla 6-13, representa la evolución de la red de drenaje pluvial con el identificador de diámetro mediante las generaciones y la segunda Tabla 6-14, representa la red que conformaría cada generación, pero en esta ocasión en vez de ser el identificador se usa el diámetro comercial; se agrega adicionalmente los costos de la tubería y los costos de construcción.

Tabla 6-13 Evolución de las generaciones en el algoritmo genético.

AG's	Generación 1	Generación 5	Generación 10	Generación 50	Generación 100	Generación 500	Generación 1000	Generación 1500	Generación 2100	Generación 2322	Generación 2610
Tramo	Id del diámetro										
Tramo 1	10	9	7	10	6	2	8	2	1	1	1
Tramo 2	10	2	1	6	2	5	3	9	2	2	2
Tramo 3	9	2	4	6	10	3	3	4	6	3	3
Tramo 4	10	2	5	5	5	5	4	5	4	4	4
Tramo 5	10	10	5	5	6	5	7	9	6	5	5
Tramo 6	9	1	7	7	9	7	9	6	5	7	7
Tramo 7	10	9	8	8	7	9	9	9	8	9	9
Tramo 8	9	10	10	10	9	9	9	7	6	9	9
Tramo 9	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Tramo 10	8	9	5	4	9	9	2	2	4	1	1
Tramo 11	9	10	2	7	5	4	1	1	3	1	1
Tramo 12	10	1	10	3	5	3	2	6	1	1	1
Tramo 13	9	9	9	9	5	1	2	3	3	1	1
Tramo 14	10	9	6	3	3	2	8	3	4	2	2
Tramo 15	2	1	7	3	5	2	7	1	2	1	1
Tramo 16	9	9	5	8	8	7	4	9	6	1	1
Tramo 17	1	2	9	3	1	9	4	2	3	1	1
Costo total	\$6,640,368.0	\$ 5,202,693.0	\$ 5,001,283.3	\$4,673,818.4	\$4,521,661.9	\$4,068,384.4	\$3,767,507.1	\$3,500,076.6	\$3,062,617.9	\$2,409,039.8	\$2,409,039.8

## APLICACIÓN Y REVISIÓN DEL ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN

Tabla 6-14 Evolución del algoritmo con los costos de tubería y construcción.

AG's	Generación 1	Generación 5	Generación 10	Generación 50	Generación 100	Generación 500	Generación 1000	Generación 1500	Generación 2100	Generación 2322	Generación 2610
Tramo	Diámetro de la tubería por cada tramo [m]										
Tramo 1	1.22	1.07	0.86	1.22	0.75	0.45	0.91	0.45	0.37	0.37	0.37
Tramo 2	1.22	0.45	0.37	0.75	0.45	0.71	0.61	1.07	0.45	0.45	0.45
Tramo 3	1.07	0.45	0.66	0.75	1.22	0.61	0.61	0.66	0.75	0.61	0.61
Tramo 4	1.22	0.45	0.71	0.71	0.71	0.71	0.66	0.71	0.66	0.66	0.66
Tramo 5	1.22	1.22	0.71	0.71	0.75	0.71	0.86	1.07	0.75	0.71	0.71
Tramo 6	1.07	0.37	0.86	0.86	1.07	0.86	1.07	0.75	0.71	0.86	0.86
Tramo 7	1.22	1.07	0.91	0.91	0.86	1.07	1.07	1.07	0.91	1.07	1.07
Tramo 8	1.07	1.22	1.22	1.22	1.07	1.07	1.07	0.86	0.75	1.07	1.07
Tramo 9	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
Tramo 10	0.91	1.07	0.71	0.66	1.07	1.07	0.45	0.45	0.66	0.37	0.37
Tramo 11	1.07	1.22	0.45	0.86	0.71	0.66	0.37	0.37	0.61	0.37	0.37
Tramo 12	1.22	0.37	1.22	0.61	0.71	0.61	0.45	0.75	0.37	0.37	0.37
Tramo 13	1.07	1.07	1.07	1.07	0.71	0.37	0.45	0.61	0.61	0.37	0.37
Tramo 14	1.22	1.07	0.75	0.61	0.61	0.45	0.91	0.61	0.66	0.45	0.45
Tramo 15	0.45	0.37	0.86	0.61	0.71	0.45	0.86	0.37	0.45	0.37	0.37
Tramo 16	1.07	1.07	0.71	0.91	0.91	0.86	0.66	1.07	0.75	0.37	0.37
Tramo 17	0.37	0.45	1.07	0.61	0.37	1.07	0.66	0.45	0.61	0.37	0.37
Costo de tubería	\$3,482,841.8	\$2,836,810.6	\$2,322,427.7	\$2,122,887.8	\$2,004,018.3	\$1,737,189.9	\$1,586,230.7	\$1,482,006.9	\$1,166,462.0	\$887,038.3	\$887,038.3
Costo de construcción	\$3,877,628.2	\$2,687,082.6	\$2,878,866.8	\$2,661,130.8	\$2,617,843.7	\$2,331,184.6	\$2,202,278.4	\$2,038,070.7	\$1,807,186.8	\$1,642,003.6	\$1,542,003.6

Las tablas anteriores y la figura muestran la evolución del algoritmo genético, a través de las generaciones y como se puede observar el algoritmo se va adaptando conforme pasan las generaciones hasta encontrar la solución que de acuerdo a las restricciones hidráulicas y a la función objetivo, llega a la meta u objetivo propuesto.

A continuación, se presenta un resumen de las características hidráulicas de acuerdo a la generación que se procesa, las características hidráulicas que se presentan son la pendiente de fricción, tirante, velocidad, área hidráulica, gasto de ingreso, perímetro mojado, radio hidráulico, etc.

Tabla 6-15 Evolución del algoritmo de la generación 10 y sus características hidráulicas.

GENERACIÓN 10								
NÚMERO DE	Gasto (Q)	Diámetro	Pendiente	Tirante (Ym)	Velocidad (V)	Área Hidráulica (A <sub>n</sub> )	Perímetro mojado (P <sub>m</sub> )	Radio hidráulico (R <sub>n</sub> )
TRAMO	m <sup>3</sup> /s	m	Adm.	m	m/s	m <sup>2</sup>	m	m
1	0.15	0.86	4.98E-05	0.691	0.29	0.50	1.91	0.26
2	0.37	0.37	3.03E-02	0.296	4.06	0.09	0.82	0.11
3	0.66	0.66	4.26E-03	0.528	2.24	0.29	1.46	0.20
4	0.92	0.71	5.60E-03	0.569	2.70	0.34	1.57	0.22
5	1.16	0.71	8.91E-03	0.569	3.40	0.34	1.57	0.22
6	1.68	0.86	6.62E-03	0.691	3.34	0.50	1.91	0.26
7	2.02	0.91	7.31E-03	0.728	3.63	0.56	2.02	0.28
8	2.37	1.22	2.09E-03	0.976	2.36	1.00	2.70	0.37
9	2.58	1.22	2.49E-03	0.976	2.58	1.00	2.70	0.37
10	0.11	0.71	7.49E-05	0.569	0.31	0.34	1.57	0.22
11	0.09	0.45	6.14E-04	0.360	0.66	0.14	1.00	0.14
12	0.11	1.22	4.73E-06	0.976	0.11	1.00	2.70	0.37
13	0.31	1.07	7.10E-05	0.856	0.40	0.77	2.37	0.33
14	0.42	0.75	8.96E-04	0.600	1.12	0.38	1.66	0.23
15	0.09	0.86	1.86E-05	0.691	0.18	0.50	1.91	0.26
16	0.25	0.71	4.07E-04	0.569	0.73	0.34	1.57	0.22
17	0.24	1.07	4.19E-05	0.856	0.31	0.77	2.37	0.33
<b>COSTO DE TUBERÍA</b>							\$2,322,427.70	
<b>COSTO DE CONSTRUCCIÓN</b>							\$2,678,855.56	
<b>COSTO TOTAL</b>							\$5,001,283.26	

## APLICACIÓN Y REVISIÓN DEL ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN

Tabla 6-16 Evolución del algoritmo de la generación 100 y sus características hidráulicas.

GENERACIÓN 100								
NÚMERO DE	Gasto (Q)	Diámetro	Pendiente	Tirante (Yn)	Velocidad (V)	Área Hidráulica (A <sub>n</sub> )	Perímetro mojado (P <sub>m</sub> )	Radio hidráulico (R <sub>n</sub> )
TRAMO	m <sup>3</sup> /s	m	Adim.	m	m/s	m <sup>2</sup>	m	m
1	0.15	0.75	1.06E-04	0.600	0.38	0.38	1.66	0.23
2	0.37	0.45	1.07E-02	0.360	2.74	0.14	1.00	0.14
3	0.66	1.22	1.61E-04	0.976	0.66	1.00	2.70	0.37
4	0.92	0.71	5.60E-03	0.569	2.70	0.34	1.57	0.22
5	1.16	0.75	6.71E-03	0.600	3.06	0.38	1.66	0.23
6	1.68	1.07	2.11E-03	0.856	2.17	0.77	2.37	0.33
7	2.02	0.86	9.66E-03	0.691	4.03	0.50	1.91	0.26
8	2.37	1.07	4.22E-03	0.856	3.07	0.77	2.37	0.33
9	2.58	1.22	2.49E-03	0.976	2.58	1.00	2.70	0.37
10	0.11	1.07	8.48E-06	0.856	0.14	0.77	2.37	0.33
11	0.09	0.71	5.35E-05	0.569	0.26	0.34	1.57	0.22
12	0.11	0.71	8.41E-05	0.569	0.33	0.34	1.57	0.22
13	0.31	0.71	6.27E-04	0.569	0.90	0.34	1.57	0.22
14	0.42	0.61	2.70E-03	0.488	1.69	0.25	1.35	0.19
15	0.09	0.71	5.23E-05	0.569	0.26	0.34	1.57	0.22
16	0.25	0.91	1.09E-04	0.728	0.44	0.56	2.02	0.28
17	0.24	0.37	1.21E-02	0.296	2.56	0.09	0.82	0.11
<b>COSTO DE TUBERÍA</b>							<b>\$2,004,018.25</b>	
<b>COSTO DE CONSTRUCCIÓN</b>							<b>\$2,517,643.67</b>	
<b>COSTO TOTAL</b>							<b>\$4,521,661.92</b>	

Tabla 6-17 Evolución del algoritmo de la generación 1000 y sus características hidráulicas.

GENERACIÓN 1000								
NÚMERO DE	Gasto (Q)	Diámetro	Pendiente	Tirante (Yn)	Velocidad (V)	Área Hidráulica (A <sub>n</sub> )	Perímetro mojado (P <sub>m</sub> )	Radio hidráulico (R <sub>n</sub> )
TRAMO	m <sup>3</sup> /s	m	Adim.	m	m/s	m <sup>2</sup>	m	m
1	0.15	0.91	3.77E-05	0.728	0.26	0.56	2.02	0.28
2	0.37	0.61	2.11E-03	0.488	1.49	0.25	1.35	0.19
3	0.66	0.61	6.50E-03	0.488	2.62	0.25	1.35	0.19
4	0.92	0.66	8.31E-03	0.528	3.13	0.29	1.46	0.20
5	1.16	0.86	3.16E-03	0.691	2.31	0.50	1.91	0.26
6	1.68	1.07	2.11E-03	0.856	2.17	0.77	2.37	0.33
7	2.02	1.07	3.08E-03	0.856	2.63	0.77	2.37	0.33
8	2.37	1.07	4.22E-03	0.856	3.07	0.77	2.37	0.33
9	2.58	1.22	2.49E-03	0.976	2.58	1.00	2.70	0.37
10	0.11	0.45	8.61E-04	0.360	0.78	0.14	1.00	0.14
11	0.09	0.37	1.74E-03	0.296	0.97	0.09	0.82	0.11
12	0.11	0.45	9.66E-04	0.360	0.83	0.14	1.00	0.14
13	0.31	0.45	7.20E-03	0.360	2.25	0.14	1.00	0.14
14	0.42	0.91	3.19E-04	0.728	0.76	0.56	2.02	0.28
15	0.09	0.86	1.86E-05	0.691	0.18	0.50	1.91	0.26
16	0.25	0.66	6.04E-04	0.528	0.84	0.29	1.46	0.20
17	0.24	0.66	5.49E-04	0.528	0.80	0.29	1.46	0.20
<b>COSTO DE TUBERÍA</b>							<b>\$1,565,230.66</b>	
<b>COSTO DE CONSTRUCCIÓN</b>							<b>\$2,202,276.40</b>	
<b>COSTO TOTAL</b>							<b>\$3,767,507.07</b>	

Tabla 6-18 Evolución del algoritmo de la generación 2100 y sus características hidráulicas.

GENERACIÓN 2100								
NÚMERO DE	Gasto (Q)	Diámetro	Pendiente	Tirante (Yn)	Velocidad (V)	Área Hidráulica (A <sub>n</sub> )	Perímetro mojado (P <sub>m</sub> )	Radio hidráulico (R <sub>n</sub> )
TRAMO	m <sup>3</sup> /s	m	Adim.	m	m/s	m <sup>2</sup>	m	m
1	0.15	0.37	4.58E-03	0.296	1.58	0.09	0.82	0.11
2	0.37	0.45	1.07E-02	0.360	2.74	0.14	1.00	0.14
3	0.66	0.75	2.16E-03	0.600	1.73	0.38	1.66	0.23
4	0.92	0.66	8.31E-03	0.528	3.13	0.29	1.46	0.20
5	1.16	0.75	6.71E-03	0.600	3.06	0.38	1.66	0.23
6	1.68	0.71	1.86E-02	0.569	4.92	0.34	1.57	0.22
7	2.02	0.91	7.31E-03	0.728	3.63	0.56	2.02	0.28
8	2.37	0.75	2.81E-02	0.600	4.55	0.38	1.66	0.23
9	2.58	1.22	2.49E-03	0.976	2.58	1.00	2.70	0.37
10	0.11	0.66	1.11E-04	0.528	0.36	0.29	1.46	0.20
11	0.09	0.61	1.21E-04	0.488	0.36	0.25	1.35	0.19
12	0.11	0.37	2.74E-03	0.296	1.22	0.09	0.82	0.11
13	0.31	0.61	1.42E-03	0.488	1.23	0.25	1.35	0.19
14	0.42	0.66	1.77E-03	0.528	1.44	0.29	1.46	0.20
15	0.09	0.45	6.00E-04	0.360	0.65	0.14	1.00	0.14
16	0.25	0.75	3.07E-04	0.600	0.65	0.38	1.66	0.23
17	0.24	0.61	8.38E-04	0.488	0.94	0.25	1.35	0.19
<b>COSTO DE TUBERÍA</b>							<b>\$1,155,452.05</b>	
<b>COSTO DE CONSTRUCCIÓN</b>							<b>\$1,907,165.81</b>	
<b>COSTO TOTAL</b>							<b>\$3,062,617.86</b>	

Por medio de las tablas anteriores, se muestra la evolución del algoritmo de optimización para cada generación que se evaluó; a continuación, se presenta la Tabla 6-19, la generación 2610, que es la generación donde el código se detuvo, ya que encontró la solución óptima de acuerdo a las restricciones y función objetivo dadas; cabe aclarar que desde la generación 2322 ya no hubo cambios en el arreglo de la red de drenaje pluvial.

Tabla 6-19 Evolución del algoritmo de la generación 2610 y sus características hidráulicas.

GENERACIÓN 2610								
NÚMERO DE	Gasto (Q)	Diámetro	Pendiente	Tirante (Yn)	Velocidad (V)	Área Hidráulica (A <sub>n</sub> )	Perimetro mojado (P <sub>m</sub> )	Radio hidráulico (R <sub>n</sub> )
TRAMO	m <sup>3</sup> /s	m	Adim.	m	m/s	m <sup>2</sup>	m	m
1	0.15	0.37	4.58E-03	0.296	1.58	0.09	0.82	0.11
2	0.37	0.45	1.07E-02	0.360	2.74	0.14	1.00	0.14
3	0.66	0.61	6.50E-03	0.488	2.62	0.25	1.35	0.19
4	0.92	0.66	8.31E-03	0.528	3.13	0.29	1.46	0.20
5	1.16	0.71	8.91E-03	0.569	3.40	0.34	1.57	0.22
6	1.68	0.86	6.62E-03	0.691	3.34	0.50	1.91	0.26
7	2.02	1.07	3.08E-03	0.856	2.63	0.77	2.37	0.33
8	2.37	1.07	4.22E-03	0.856	3.07	0.77	2.37	0.33
9	2.58	1.22	2.49E-03	0.976	2.58	1.00	2.70	0.37
10	0.11	0.37	2.44E-03	0.296	1.15	0.09	0.82	0.11
11	0.09	0.37	1.74E-03	0.296	0.97	0.09	0.82	0.11
12	0.11	0.37	2.74E-03	0.296	1.22	0.09	0.82	0.11
13	0.31	0.37	2.05E-02	0.296	3.33	0.09	0.82	0.11
14	0.42	0.45	1.37E-02	0.360	3.10	0.14	1.00	0.14
15	0.09	0.37	1.71E-03	0.296	0.96	0.09	0.82	0.11
16	0.25	0.37	1.33E-02	0.296	2.69	0.09	0.82	0.11
17	0.24	0.37	1.21E-02	0.296	2.56	0.09	0.82	0.11
						<b>COSTO DE TUBERÍA</b>	<b>\$867,036.34</b>	
						<b>COSTO DE CONSTRUCCIÓN</b>	<b>\$1,542,003.49</b>	
						<b>COSTO TOTAL</b>	<b>\$2,409,039.83</b>	

La Tabla 6-19, muestra el arreglo final de la red con la generación 2610, así como su costo de construcción, costo de tubería y sus características hidráulicas. Este arreglo se revisará en el subcapítulo siguiente mediante un software de modelado unidimensional.

Esta metodología en comparación a las metodologías convencionales, se realiza de una manera rápida y además te permite ver las características hidráulicas de los resultados de manera inmediata; y no está limitado a una cantidad de nodos o tramos; esto hace que el código sea implementado para facilitar el diseño hidráulico del drenaje pluvial. Ya que una vez ingresado los datos básicos y el arreglo de la red, el algoritmo trabaja y genera la información necesaria para la red en cuestión, en un tiempo menor a la metodología convencional.

A continuación, se muestra en la Figura 6-7, se presenta los resultados de la red. Donde se indican cada una de las características que servirán para la construcción de la red, esta metodología tuvo como característica que, en las llegadas y salidas en los pozos de visita, tuvieron caídas ya que la pendiente óptima, no coincidía con la pendiente del terreno; estas tuvieron diferentes profundidades, es decir hubo caídas, debido a que las elevaciones en estas llegadas deben ser mayores que las elevaciones en el nodo respectivo.

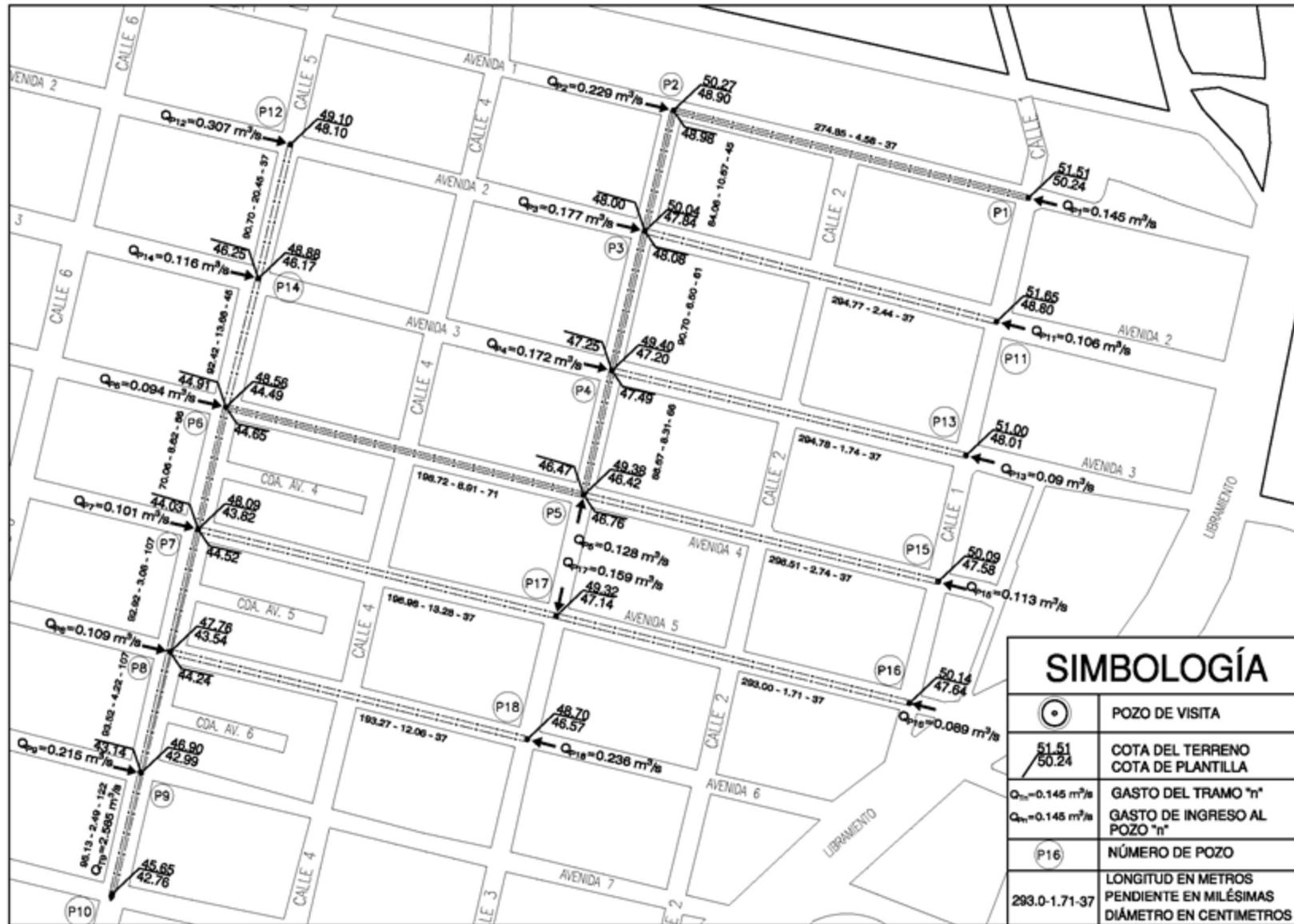


Figura 6-7 Resultados del diseño de la red mediante el algoritmo de optimización.

## 6.4. REVISIÓN HIDRAULICA DEL DRENAJE PLUVIAL

Una vez aplicado el diseño del drenaje pluvial usando el algoritmo de optimización (Algoritmos Genéticos), se efectúa la revisión del funcionamiento hidráulico de la red durante un evento hidrometeorológico usando un modelo de flujo unidimensional. El sistema de simulación desarrollado en este estudio, emplea el Modelo de Gestión de Aguas Pluviales (Storm Water Management Model, SWMM), desarrollado por la Agencia de Protección al Ambiente (Environmental Protection Agency, EPA).

### 6.4.1. MODELACIÓN MATEMÁTICA APLICADA A REDES DE DRENAJE PLUVIAL

El análisis del funcionamiento hidráulico permite llevar a cabo la revisión y diseño de una red y de acuerdo con los resultados obtenidos, se proporcionan soluciones factibles dentro de límites razonables de seguridad y economía. En el estudio y diseño de las redes de drenaje actualmente es esencial apoyarse en modelos de simulación matemática que consideren el comportamiento hidrológico, geohidrográfico, hidráulico y en algunos casos la carga contaminante presente en el agua (Conagua, 2016).

Del modelo que se utilizará para la revisión hidráulica, puede clasificarse por la variable fundamental del tiempo, los modelos de simulación hidráulica se pueden dividir en estáticos, cinemáticos y dinámicos.

a) Estáticos o de flujo permanente. - En un modelo de este tipo no existe variación en el tiempo, por lo que el resultado obtenido corresponderá a un instante en el tiempo, es similar a tomar una fotografía de la red, solo se mostrará el funcionamiento en el momento en que la fotografía fue tomada.

b) Cinemáticos. - En este tipo de modelos se resuelven las ecuaciones de Saint-Venant, considerando en la ecuación de equilibrio, exclusivamente las componentes de gravedad y de fricción. Por tanto, el modelo se limita al caudal máximo que pueden llevar los conductos en flujo a superficie libre, es decir en el punto donde se llena toda su sección transversal. Este tipo de modelos no permite modelar entrada de flujo a presión ni ningún efecto que se pueda producir de aguas abajo hacia aguas arriba, como remansos o reflujos.

c) Dinámicos. - En este tipo de modelos se consideran, como fuerzas actuantes, además de la gravedad y la fricción, la presión y la inercia. Por lo que es posible simular la variación temporal, los efectos generados de aguas abajo hacia aguas arriba y la conducción a presión.

Para este caso de estudio, se realiza la revisión hidráulica para la condición estática y dinámica, donde la ecuación de onda dinámica se representa de la siguiente forma:

Las ecuaciones diferenciales que modelan los cambios de caudal y nivel de un líquido a lo largo del espacio unidimensional y el tiempo de manera no permanente en un canal a superficie libre o abierto son las ecuaciones de Saint-Venant ya que son capaces de representar la mayoría de los problemas de escurrimientos en ríos, canales, embalses y sobre la cuenca de aporte.

El sistema de ecuaciones de Saint Venant se define por las ecuaciones de la conservación de la masa y la ecuación de la cantidad en movimiento.

Conservación de masa. Primera ecuación de Saint-Venant (1871).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (47)$$

Donde:

$q$ : Caudal del escurrimiento por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ).

$x$ : Espacio de análisis (m).

$t$ : Tiempo (s).

$Q$ : Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$A$ : Área de la sección ( $\text{m}^2$ ).

Conservación de la cantidad de movimiento. Segunda ecuación de Saint Venant (1871).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q}{A} \right)^2 + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (48)$$

Donde:

$Q$ : Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$A$ : Área de la sección ( $\text{m}^2$ ).

$y$ : Altura de la lámina de agua o tirante (m).

$t$ : Tiempo (s).

$x$ : Abscisa a lo largo del conducto (m).

$g$ : Aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ ).

$S_0$ : Pendiente del canal (adimensional).

$S_f$ : Pendiente de fricción (adimensional).

De manera general los programas de cómputo especializados en la modelación de redes de drenaje permiten realizar las modelaciones para diferentes condiciones o escenarios. Para la revisión del funcionamiento hidráulico de la red de drenaje pluvial se hará para dos condiciones, la primera la condición a flujo permanente o estático y la segunda se realizará para la condición de onda dinámica o flujo no permanente.

#### 6.4.2. RESULTADOS DE LA REVISIÓN HIDRÁULICA

La simulación del funcionamiento hidráulico se realizó usando el modelo unidimensional EPA SWMM, es un modelo de simulación de lluvia-escurrimiento, utilizado para un solo evento o simulación de largo plazo (continuo) de la cantidad y calidad de escurrimiento en zonas principalmente urbanas. El programa es de uso libre y permite simular las distintas etapas del agua, desde la precipitación, hasta su captación en la red de drenaje o a la salida de una cuenca.

Se presenta a continuación el modelo de acuerdo a los resultados obtenidos del algoritmo de optimización para su revisión hidráulica (Figura 6-8), compuesta por 17 tramos y 18 pozos de visita.

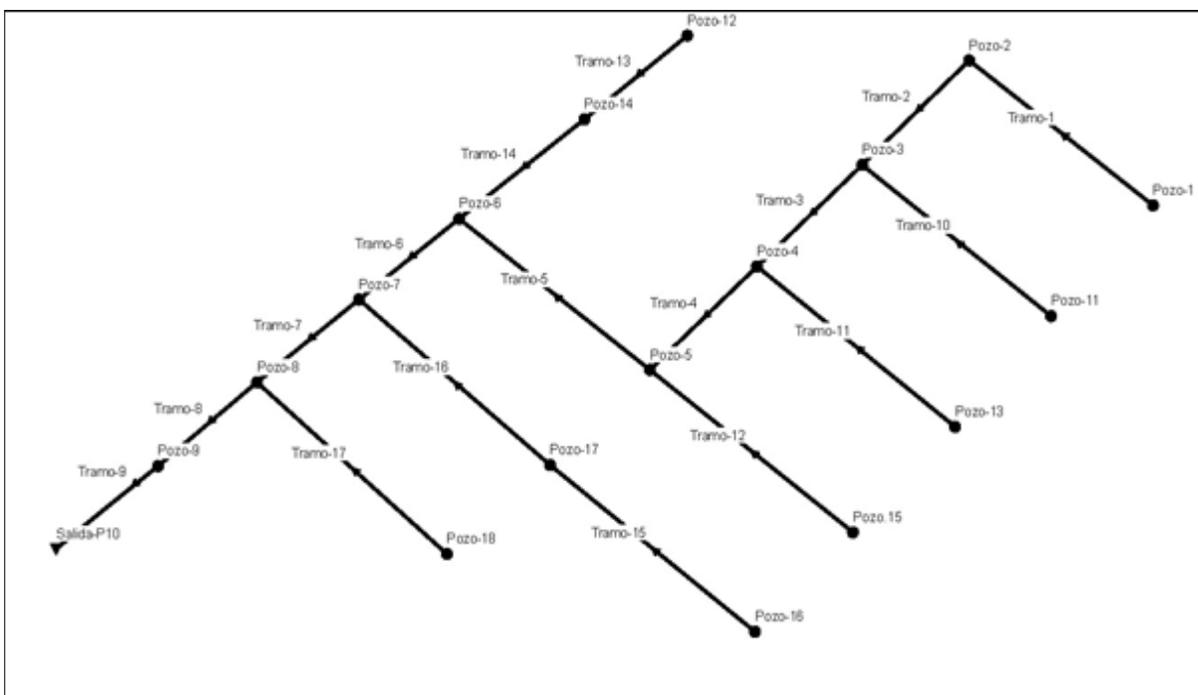


Figura 6-8 Modelo del drenaje pluvial en SWMM.

Para su revisión hidráulica se aplicó a dos escenarios:

a) El primero es para condiciones a flujo permanente o condición estática, es decir, de acuerdo a los eventos de diseño con  $Tr=10$  años, que resultó del análisis hidrológico, se supone que en cada conducto se traslada el gasto de aporte máximo calculado sin variación en el tiempo. Esta clase de modelos se emplean frecuentemente para analizar el comportamiento de la red bajo las condiciones más desfavorables.

En la Tabla 6-4, se presentaron los gastos de ingreso a cada pozo para la revisión en la condición estática del modelo mediante el uso del software SWMM, ya que para el diseño hidráulico del algoritmo de optimización (Algoritmo Genético) se realizó para flujo uniforme, condición que representa la condición estática.

Una vez realizado la simulación en la condición estática (sin variación en el tiempo con el gasto máximo aportado), se pueda observar los resultados de manera gráfica o en tablas, cualquier variable hidráulica de interés, como puede ser la velocidad, el tirante, Froude, etc.

En la siguiente Figura 6-9, se presentan los tirantes calculados a partir de la mencionada simulación:

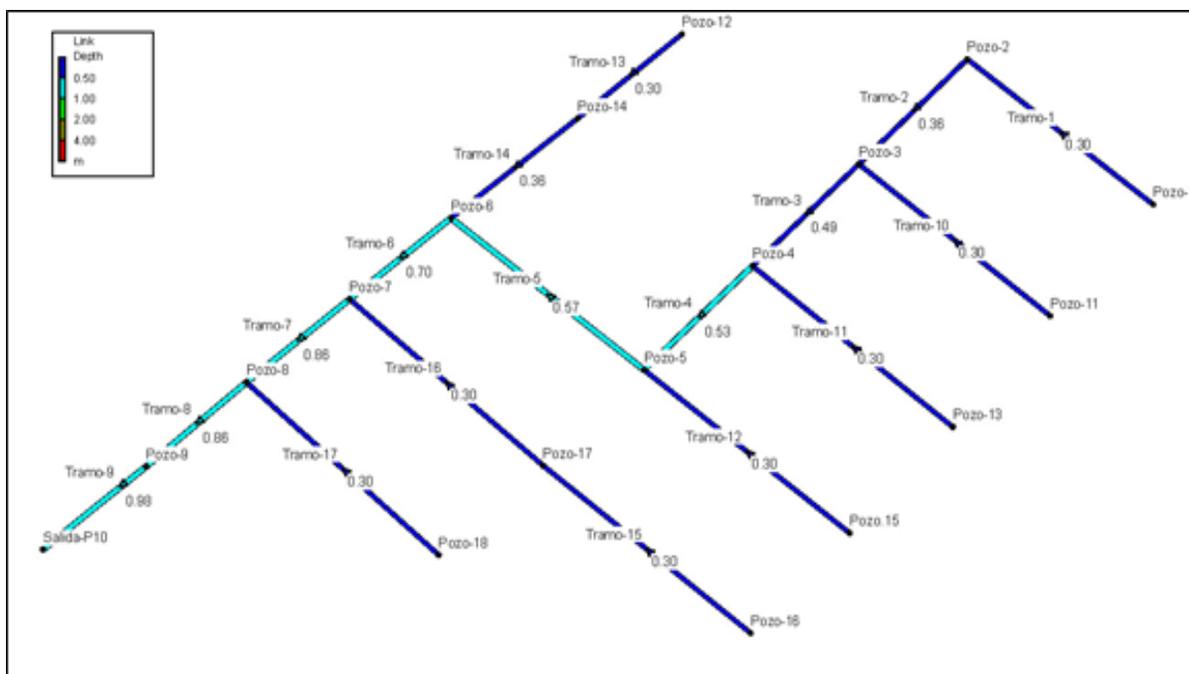


Figura 6-9 Tirantes calculados de la simulación en la condición estática.

En la siguiente Tabla 6-20, se presentan las características hidráulicas generadas a partir de la condición estática en el modelo SWMM, y las características calculadas por el algoritmo de optimización:

Tabla 6-20 Comparación de las características hidráulicas en condición estática.

TRAMO	NODO INICIAL	NODO FINAL	DIÁMETRO [m]	ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN			CONDICIÓN ESTÁTICA (SWMM)		
	DE:	A:		TIRANTE [m]	VELOCIDAD [m/s]	RELACIÓN DE LLENADO	TIRANTE [m]	VELOCIDAD [m/s]	RELACIÓN DE LLENADO
T1	P1	P2	0.37	0.30	1.58	CUMPLE	0.30	1.58	CUMPLE
T2	P2	P3	0.45	0.36	2.74	CUMPLE	0.36	2.74	CUMPLE
T3	P3	P4	0.61	0.49	2.62	CUMPLE	0.49	2.62	CUMPLE
T4	P4	N5	0.66	0.53	3.13	CUMPLE	0.53	3.12	CUMPLE
T5	P5	P6	0.71	0.57	3.40	CUMPLE	0.57	3.40	CUMPLE
T6	P6	P7	0.86	0.69	3.34	CUMPLE	0.69	3.32	CUMPLE
T7	P7	P8	1.07	0.86	2.63	CUMPLE	0.86	2.62	CUMPLE
T8	P8	P9	1.07	0.86	3.07	CUMPLE	0.86	3.07	CUMPLE
T9	P9	P10	1.22	0.98	2.58	CUMPLE	0.98	2.58	CUMPLE
T10	P11	P3	0.37	0.30	1.15	CUMPLE	0.30	1.15	CUMPLE
T11	P13	P4	0.37	0.30	0.97	CUMPLE	0.30	0.97	CUMPLE
T12	P15	P5	0.37	0.30	1.22	CUMPLE	0.30	1.22	CUMPLE
T13	P12	P14	0.37	0.30	3.33	CUMPLE	0.36	3.33	CUMPLE
T14	P14	P6	0.45	0.36	3.10	CUMPLE	0.30	3.10	CUMPLE
T15	P16	P17	0.37	0.30	0.96	CUMPLE	0.30	0.96	CUMPLE
T16	P17	P7	0.37	0.30	2.69	CUMPLE	0.30	2.69	CUMPLE
T17	P18	P8	0.37	0.30	2.56	CUMPLE	0.30	2.56	CUMPLE

En la siguiente Figura 6-10, se muestra el perfil hidráulico del colector principal en la condición estática:

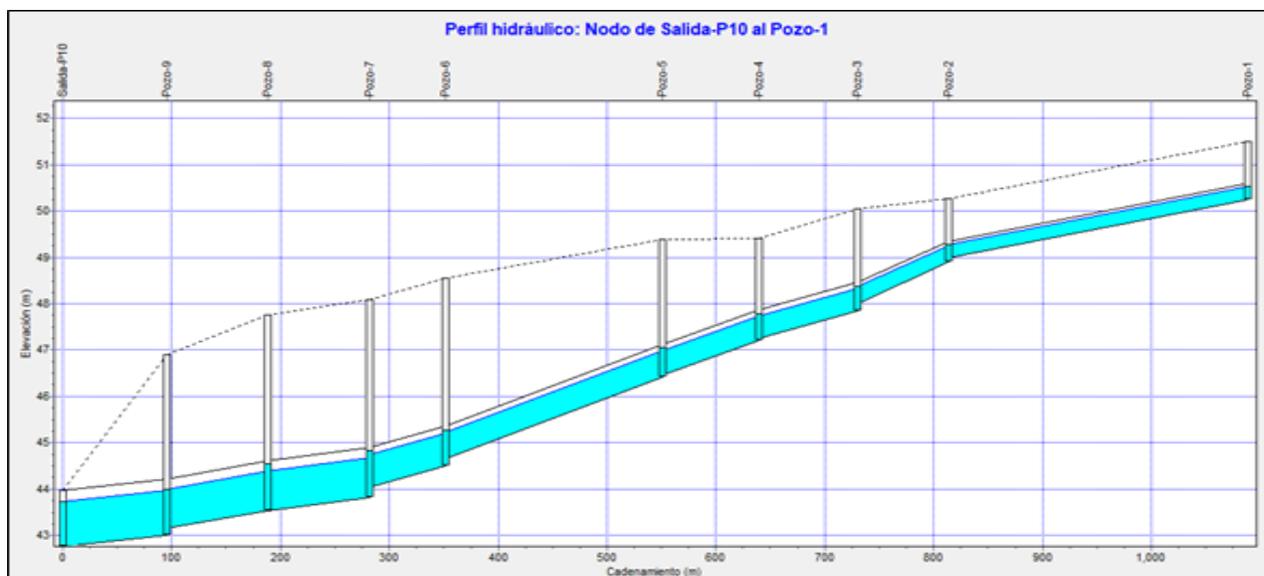


Figura 6-10 Perfil del Colector Principal (Pozo-1 a Pozo 10).

b) El segundo escenario es para condición de onda dinámica, ya que esta condición es la que se aproxima más a la realidad del funcionamiento hidráulico de la red de drenaje pluvial, esta condición acepta flujos superiores en cada tubería al máximo aceptable, y permite simular la salida de flujo desde la red, eliminándola del sistema o almacenándola en cada pozo para volver a introducirla en la red. En las Tabla 6-21 y Tabla 6-22, se presenta la tabla los hidrogramas de ingreso a cada pozo que se utilizaron para el modelo, ya que esta condición con la variación temporal describe de mejor manera el comportamiento hidráulico en la red de drenaje:

Tabla 6-21 Hidrogramas de ingreso a los pozos de visita de la red de drenaje (parte I).

TIEMPO [Hr]	POZO 1	POZO 2	POZO 3	POZO 4	POZO 5	POZO 6	POZO 7	POZO 8	POZO 9
00:00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
00:19	0.002	0.003	0.003	0.003	0.002	0.001	0.002	0.002	0.003
00:39	0.011	0.017	0.013	0.013	0.010	0.007	0.008	0.008	0.016
00:59	0.023	0.037	0.028	0.027	0.020	0.015	0.016	0.017	0.034
01:18	0.041	0.064	0.049	0.048	0.036	0.026	0.028	0.030	0.060
01:38	0.063	0.098	0.076	0.074	0.055	0.040	0.043	0.047	0.093
01:58	0.087	0.137	0.106	0.103	0.077	0.056	0.061	0.065	0.129
02:18	0.112	0.176	0.136	0.132	0.099	0.072	0.078	0.084	0.166
02:37	0.129	0.204	0.157	0.153	0.114	0.083	0.090	0.097	0.191
02:57	0.141	0.222	0.171	0.166	0.124	0.091	0.098	0.105	0.209
<b>03:17</b>	<b>0.145</b>	<b>0.229</b>	<b>0.177</b>	<b>0.172</b>	<b>0.128</b>	<b>0.094</b>	<b>0.101</b>	<b>0.109</b>	<b>0.215</b>
03:37	0.143	0.224	0.173	0.168	0.125	0.092	0.099	0.106	0.211
03:56	0.134	0.210	0.163	0.158	0.118	0.086	0.093	0.100	0.198
04:16	0.122	0.192	0.148	0.144	0.107	0.079	0.085	0.091	0.181
04:36	0.109	0.172	0.133	0.129	0.096	0.070	0.076	0.081	0.161
04:56	0.095	0.149	0.115	0.112	0.083	0.061	0.066	0.071	0.140
05:15	0.083	0.130	0.101	0.098	0.073	0.053	0.058	0.062	0.123
05:55	0.063	0.098	0.076	0.074	0.055	0.040	0.043	0.047	0.093
06:34	0.047	0.073	0.057	0.055	0.041	0.030	0.032	0.035	0.069
07:14	0.035	0.055	0.042	0.041	0.031	0.022	0.024	0.026	0.052
07:53	0.026	0.041	0.032	0.031	0.023	0.017	0.018	0.020	0.039
08:33	0.019	0.030	0.023	0.022	0.017	0.012	0.013	0.014	0.028
09:12	0.014	0.022	0.017	0.017	0.013	0.009	0.010	0.011	0.021
09:52	0.011	0.017	0.013	0.013	0.010	0.007	0.008	0.008	0.016
11:30	0.005	0.008	0.006	0.006	0.005	0.003	0.004	0.004	0.008
13:09	0.003	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004
14:48	0.001	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002
16:26	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001

Se puede observar que el gasto máximo del hidrograma en cada pozo, sucede en la hora 03:17 h, y se considera la condición más crítica del sistema, por lo cual es de vital importancia evaluar esta condición para la red y conocer el comportamiento de la red.

Tabla 6-22 Hidrogramas de ingreso a los pozos de visita de la red de drenaje (parte II).

TIEMPO [Hr]	POZO 11	POZO 12	POZO 13	POZO 14	POZO 15	POZO 16	POZO 17	POZO 18
00:00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
00:19	0.002	0.005	0.001	0.002	0.002	0.001	0.002	0.004
00:39	0.008	0.023	0.007	0.009	0.008	0.007	0.012	0.018
00:59	0.017	0.049	0.014	0.019	0.018	0.014	0.025	0.038
01:18	0.030	0.086	0.025	0.032	0.032	0.025	0.045	0.066
01:38	0.046	0.132	0.039	0.050	0.048	0.038	0.068	0.102
01:58	0.064	0.184	0.054	0.070	0.068	0.053	0.095	0.142
02:18	0.082	0.237	0.069	0.089	0.087	0.068	0.122	0.182
02:37	0.095	0.274	0.080	0.103	0.100	0.079	0.141	0.210
02:57	0.103	0.298	0.087	0.112	0.109	0.086	0.154	0.229
<b>03:17</b>	<b>0.106</b>	<b>0.307</b>	<b>0.090</b>	<b>0.116</b>	<b>0.113</b>	<b>0.089</b>	<b>0.159</b>	<b>0.236</b>
03:37	0.104	0.301	0.088	0.114	0.110	0.087	0.156	0.231
03:56	0.098	0.283	0.083	0.107	0.104	0.082	0.146	0.217
04:16	0.089	0.258	0.075	0.097	0.095	0.075	0.134	0.198
04:36	0.080	0.231	0.067	0.087	0.084	0.067	0.119	0.177
04:56	0.069	0.200	0.058	0.075	0.073	0.058	0.103	0.153
05:15	0.061	0.175	0.051	0.066	0.064	0.051	0.091	0.135
05:55	0.046	0.132	0.039	0.050	0.048	0.038	0.068	0.102
06:34	0.034	0.098	0.029	0.037	0.036	0.028	0.051	0.076
07:14	0.026	0.074	0.022	0.028	0.027	0.021	0.038	0.057
07:53	0.019	0.055	0.016	0.021	0.020	0.016	0.029	0.042
08:33	0.014	0.040	0.012	0.015	0.015	0.012	0.021	0.031
09:12	0.010	0.030	0.009	0.011	0.011	0.009	0.016	0.023
09:52	0.008	0.023	0.007	0.009	0.008	0.007	0.012	0.018
11:30	0.004	0.011	0.003	0.004	0.004	0.003	0.006	0.008
13:09	0.002	0.006	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004
14:48	0.001	0.003	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002
16:26	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001

Se realiza la simulación en condición de onda dinámica, y a continuación se presentan algunos resultados:

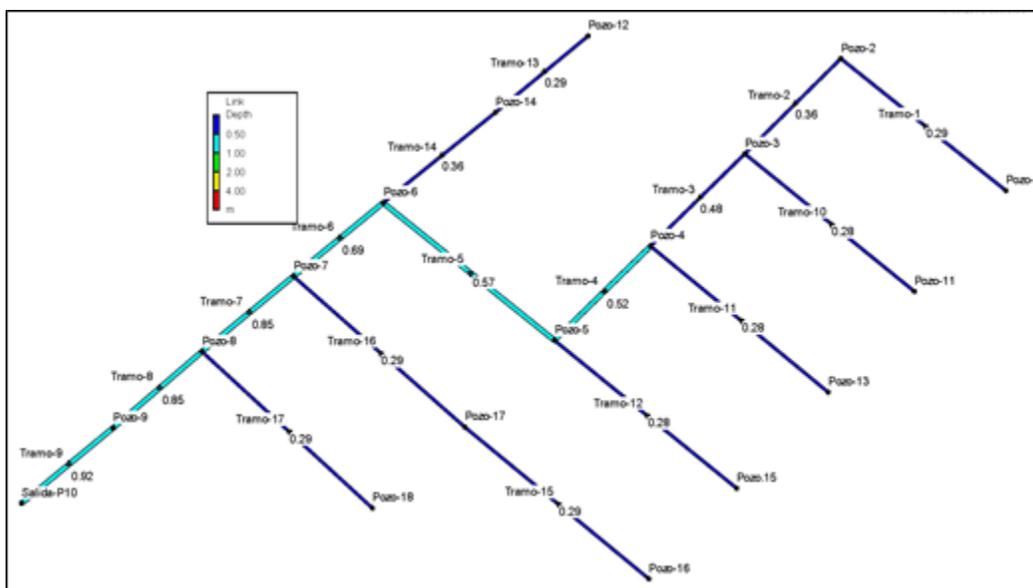


Figura 6-11 Tirantes calculados de la simulación en la condición dinámica.

En la siguiente Figura 2-5, se puede apreciar que presentan tirantes muy similares, y en algunos casos menores a la condición estática y al propuesto por el Algoritmo de optimización, eso significa que la relación de llenado es muy cercana al 80%.

En la siguiente Tabla 6-23, se presentan la comparación de las características hidráulicas generadas a partir de la condición dinámica en el modelo SWMM, y las características calculadas por el algoritmo de optimización

Tabla 6-23 Comparación de las características hidráulicas en condición de onda dinámica.

TRAMO	NODO INICIAL	NODO FINAL	LONGITUD [m]	ALGORITMO DE OPTIMIZACIÓN				CONDICIÓN DINÁMICA (SWMM)		
	DE:	A:		DIÁMETRO [m]	TIRANTE [m]	VELOCIDAD [m/s]	RELACIÓN DE LLENADO	TIRANTE [m]	VELOCIDAD [m/s]	RELACIÓN DE LLENADO
T1	P1	P2	274.85	0.37	0.30	1.58	CUMPLE	0.29	1.60	0.78
T2	P2	P3	84.06	0.45	0.36	2.74	CUMPLE	0.36	2.74	0.80
T3	P3	P4	90.70	0.61	0.49	2.62	CUMPLE	0.48	2.62	0.79
T4	P4	N5	88.67	0.66	0.53	3.13	CUMPLE	0.52	3.13	0.79
T5	P5	P6	198.72	0.71	0.57	3.40	CUMPLE	0.57	3.40	0.80
T6	P6	P7	70.06	0.86	0.69	3.34	CUMPLE	0.69	3.32	0.80
T7	P7	P8	92.92	1.07	0.86	2.63	CUMPLE	0.85	2.63	0.79
T8	P8	P9	93.52	1.07	0.86	3.07	CUMPLE	0.85	3.08	0.79
T9	P9	P10	95.13	1.22	0.98	2.58	CUMPLE	0.92	2.72	0.75
T10	P11	P3	294.77	0.37	0.30	1.15	CUMPLE	0.28	1.21	0.76
T11	P13	P4	294.78	0.37	0.30	0.97	CUMPLE	0.28	1.05	0.76
T12	P15	P5	298.51	0.37	0.30	1.22	CUMPLE	0.28	1.28	0.76
T13	P12	P14	90.70	0.37	0.30	3.33	CUMPLE	0.29	3.34	0.78
T14	P14	P6	92.42	0.45	0.36	3.10	CUMPLE	0.36	3.10	0.80
T15	P16	P17	293.00	0.37	0.30	0.96	CUMPLE	0.29	0.96	0.78
T16	P17	P7	196.98	0.37	0.30	2.69	CUMPLE	0.29	2.69	0.78
T17	P18	P8	193.27	0.37	0.30	2.56	CUMPLE	0.29	2.56	0.78

A continuación, se muestran los perfiles de los subcolectores y su comportamiento en la condición dinámica, se presentan cuando ocurre el gasto pico del hidrograma en cada nodo de la red (hora 03:15 h), donde se puede observar que en ningún caso estos presentan desbordamiento.

Perfil del Subcolector 1, inicia en el pozo 11 hasta la salida de la red de drenaje (pozo 10).



Figura 6-12 Perfil del Subcolector 1 (Pozo-11 a Pozo 10).

Perfil del Subcolector 2, inicia en el pozo 13 hasta la salida de la red de drenaje (pozo 10).

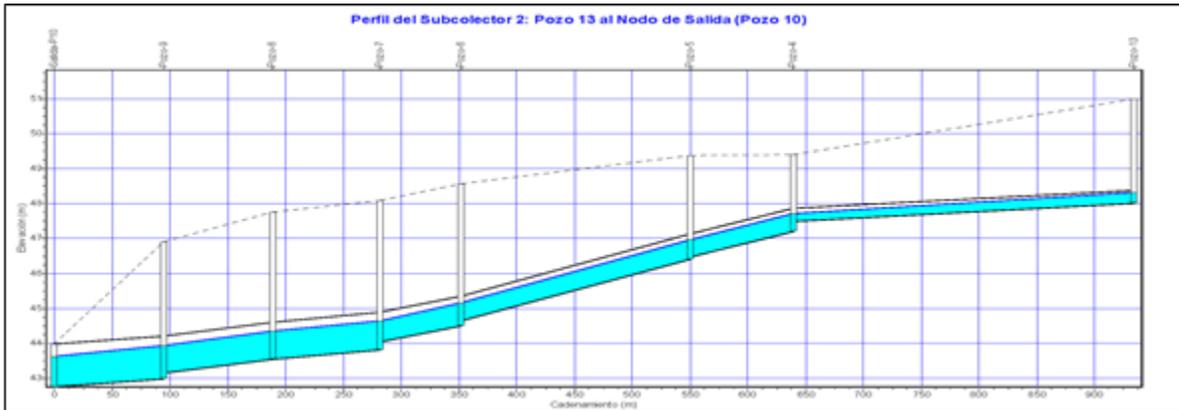


Figura 6-13 Perfil del Subcolector 2 (Pozo-13 a Pozo 10).

Perfil del Subcolector 3, inicia en el pozo 15 hasta la salida de la red de drenaje (pozo 10).

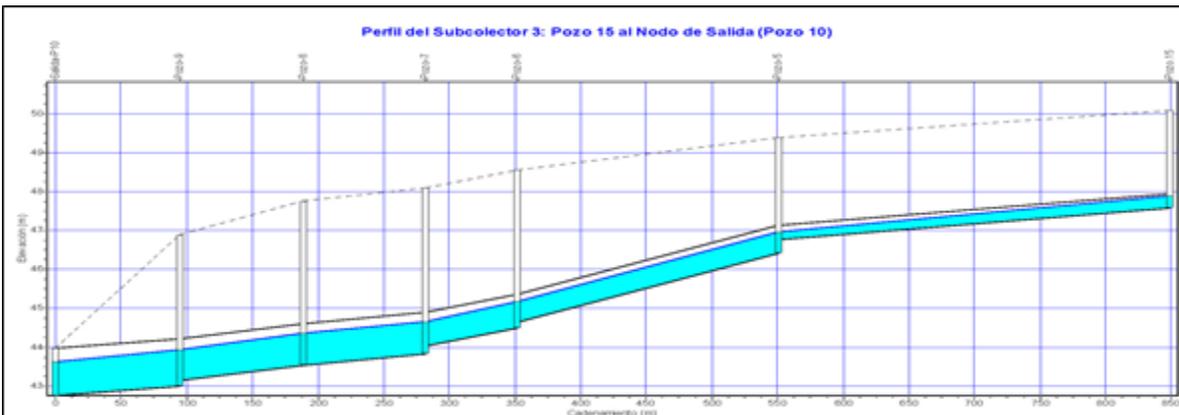


Figura 6-14 Perfil del Subcolector 3 (Pozo-15 a Pozo 10).

Perfil del Subcolector 6, inicia en el pozo 18 hasta la salida de la red de drenaje (pozo 10).

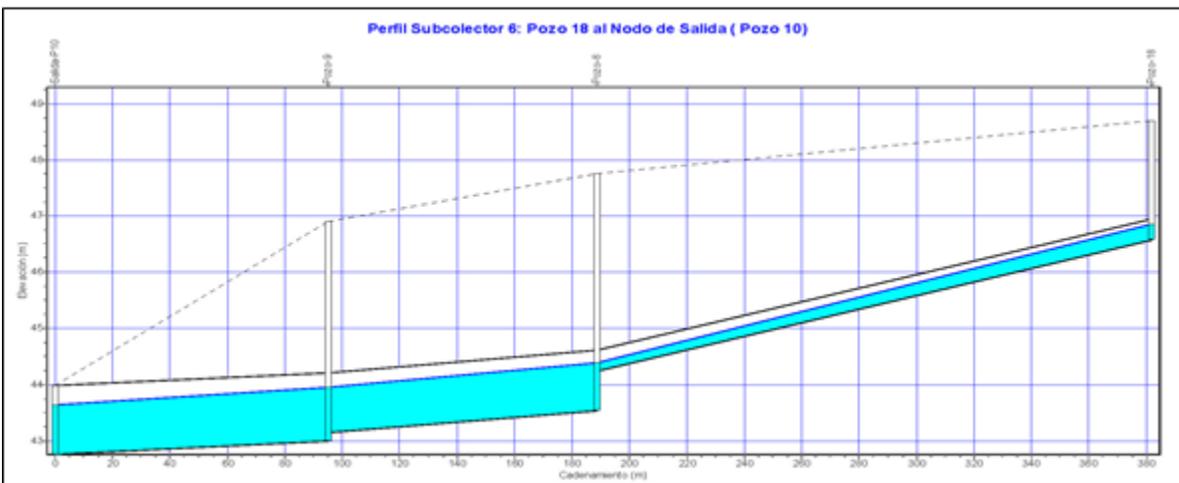


Figura 6-15 Perfil del Subcolector 6 (Pozo-18 a Pozo 10).

## 7. CONCLUSIONES

El trabajo de investigación tuvo como finalidad desarrollar un método alternativo al convencional para el diseño de una red de drenaje pluvial. Se aplicó un algoritmo de optimización o también llamado algoritmo genético que parte de la hipótesis de una relación de llenado (porcentaje del diámetro de una tubería que es ocupado por el agua) en un conducto, el cual este no supere el 80% de su capacidad.

Se comienza a desarrollar la metodología definiendo una población inicial a partir de las posibles pendientes que cumplen con ciertos criterios del tipo hidráulico, y que servirán para realizar todas las combinaciones posibles, de pendientes, diámetros y gastos de ingreso a los pozos; con el fin de obtener la mejor combinación en toda la red de drenaje; siempre y cuando cumple con las restricciones hidráulicas propuestas y la función objetivo establecida a partir del costo mínimo.

Cabe mencionar que las metodologías convencionales y el del algoritmo de optimización se realiza bajo la suposición de flujo uniforme, lo que implica no sólo la subestimación de fuerzas y comportamientos que se dan en la realidad; y una de las diferencias con la metodología del algoritmo de optimización con el convencional, es que para el diseño del método convencional se evalúa cada componente de forma independiente, sin tener en cuenta la influencia de las tuberías que se encuentran aguas arriba o aguas abajo.

Quienes han estudiado el tema de optimización de redes de drenaje pluvial tradicionalmente se han enfocado sólo en buscar minimizar los costos de las tuberías y se basan en redes de tamaños muy pequeños. Para esta metodología empleada, se tomó en cuenta a diferencia de las demás, la importancia en la red del colector principal y adicionalmente la relación o punto de llegada de los subcolectores al colector principal, y, además, para esta metodología no existe un límite en la cantidad de tramos y pozos que puedan conformar la red de drenaje pluvial.

La metodología desarrollada para el diseño de la red, se planteó con base en análisis realizados en otros trabajos de investigación, que independientemente que se tome como criterio el costo mínimo como función objetivo (costo de instalación más costo de materiales), no asegura que el funcionamiento vaya a ser el adecuado, es por eso, que se realizó una revisión hidráulica con el apoyo de un software de modelación unidimensional EPA SWMM, un modelo de simulación de lluvia- escurrimiento; el cual permitió evaluar bajo dos escenarios el comportamiento hidráulico de la red, usando estas metodologías de optimización.

Los escenarios de simulación fueron la condición estática (gasto de aporte máximo calculado sin variación en el tiempo), en donde los resultados de las características hidráulicas como velocidad, tirante y Numero de Froude; fueron muy similares ya que esta condición supone flujo uniforme. Sin embargo, el siguiente escenario fue la condición dinámica (hidrogramas de entrada), que es una condición crítica y apegada a la realidad ya que esta condición evalúa el comportamiento del gasto de entrada a los pozos de visita de acuerdo al área de captación que tenga el pozo, en donde a partir de los resultados obtenidos, se observa principalmente que la relación de llenado en todos los tramos de la red es igual o inferior al 80%, la importancia de este resultado es que la hipótesis inicial para el diseño de redes de drenaje pluvial usando el algoritmo de optimización (algoritmo genético), cumple con la finalidad inicial de desarrollar una metodología diferente a la

convencional, ya que, en comparación con las metodologías convencionales para el diseño de la red, se usan diámetros de mayor tamaño, y el criterio principal es el diseño a partir de la pendiente del terreno.

El resultado presentado muestra que la metodología del algoritmo de optimización, en comparación con otras técnicas de cálculo, encuentra la solución óptima o el arreglo de diámetro en un número relativamente bajo de evaluaciones, y además demuestra que su funcionamiento hidráulico es el adecuado. Aunque dentro del método de cálculo contiene un número elevado de operaciones dentro de ellas, que no se ven los procesos pero que son de suma importancia para llegar al resultado deseado.

Para tener una referencia de la metodología empleada, que se basa en la teoría de la evolución de las especies, aplicada como estrategia para resolver problemas que cuentan con múltiples soluciones.

En esta red de alcantarillado propuesta, cuenta con 17 tramos de tubería, 10 diámetros comerciales disponibles y 10 posibles pendientes por cada tramo; codificadas de forma binaria, y midiendo la adaptación al problema por medio de la función aptitud que permite evaluar cualitativamente y cuantitativamente a cada uno de las posibles candidatas. 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 17 tramos de tubería de la red, se realizan, entonces, un total de  $10^{17} = 1 \times 10^{17}$  combinaciones de soluciones, y dentro de cada una de esas posibles soluciones una cantidad de cálculos adicionales de costos, volúmenes, velocidad, tirantes y demás características hidráulicas empleadas para el algoritmo de optimización. Es tal la cantidad de operaciones que, si se realizan con una técnica convencional -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 corto, comparado con otras metodologías de optimización.

Es importante mencionar que esta metodología propuesta, puede ser mejorada partiendo de lo obtenido, como puede ser los archivos de salida, para simplificación en su revisión hidráulica, estos archivos se pudieran ajustar al formato que admite el programa de modelación unidimensional, de tal manera que este archivo solo se ingrese al software y realice la modelación en cualquier condición.

La metodología de desarrollada en este proyecto de investigación permite generar redes que presentan menores riesgos de sobrecargas e inundaciones, ya que como se observó en los resultados de la simulación unidimensional en ambos escenarios (estático y dinámico), el diseño de la red fue adecuada, ya que no se observan incapacidades que originen inundaciones. De esta manera se generan beneficios para quien construye el sistema, al igual que para la sociedad en general (gracias a la disminución de los impactos ambientales y socioeconómicos que genera la inundación de una red de alcantarillado pluvial).

## 8. BIBLIOGRAFÍA

Coley, A. D. (1999). *An Introduction to Genetic Algorithms for Scientists and Engineers*. World Scientific Mitchel Melanie.

Massachusetts, I. T. (2001). *An Introduction to Genetic Algorithms*. The Massachusetts Institute of Technology Press.

Chow, Ven Te (2005). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw Hill.

Sotelo, Á. G. (2002). *Hidráulica de canales*. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.

Escalante, S. C. y L. Reyes Chávez (2003). *Técnicas Estadísticas en Hidrología*. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.

Diversos Autores (2016). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento MAPAS*. Comisión Nacional del Agua.

Araujo, L. y Cervigón C. (2009). *Algoritmos evolutivos un enfoque práctico*. Editorial Alfa y Omega.

Davis, L (1991). *Handbook of Genetic Algorithms*, Van Nostrand Reinhold, New York.

Manpreet S. Bhatti., Dhriti Kapoor., Rajeev K. Kalia., Akepati S., Reddy and Ashwani K. Thukral (2011). RSM and ANN modeling for electrocoagulation of copper from simulated wastewater: Multi objective optimization using genetic algorithm approach.

Murphy, L.J., Simpson, A.R., Dandy, G.C., “Design of a Network Using Genetic Algorithms”. *Water* 20, 1993.

Fuentes Mariles, O.A., Hernández Aguilar, D.A y de Luna Cruz, F (2008). *Diseño de una red de alcantarillado usando un algoritmo genético*. septiembre de 2008.

Goldberg, D.E (1989). *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*, Addison-Wesley, Reading, MA.

Hernández, D., *Un método de diseño de redes de alcantarillado*. Tesis. México: Universidad Nacional. Autónoma de México, 2007.

Holland, J (1975). *Adaptation in Natural and Artificial Systems*, University of Michigan Press, Ann Arbor.

Aparicio M. F. J. (2009). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Editorial Limusa.

Báez, D. (2010). *Matlab con aplicaciones a la ingeniería, física y finanzas*. ALFAOMEGA, primera edición.

Charpa, C. S. & Canale P. Raymond (2010). *Métodos Numéricos para Ingenieros*. McGraw Hill, sexta edición, México, D.F.