



Universidad Autónoma de San Luis Potosí
Facultad de Ingeniería
Centro de Investigación y Estudios de Posgrado



Modelación hidrológica e hidráulica del agua pluvial en una zona urbana de la ciudad de San Luis Potosí

T E S I S

Que para obtener el grado de:

Maestro en Tecnología y Gestión del Agua

Presenta:

Ing. Luis Fernando Laguna Zárate

Asesor:

Dr. Clemente Rodríguez Cuevas

Co - Asesor:

Dr. Franklin Manuel Torres Bejarano

Agradecimientos

A la **Universidad Autónoma de San Luis Potosí (UASLP)** y al **Centro de Investigación y Estudios de Posgrado (CIEP)**, por haberme dado la oportunidad de realizar mis estudios de posgrado.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)**, por permitirme ser su becario y, además, por el valioso apoyo económico brindado en ambas ocasiones: durante la maestría y durante la estancia académica en Colombia.

A la **Corporación Universidad de la Costa (CUC)**, en particular a la Facultad de Ciencias Ambientales, por darme un espacio y haberme facilitado las herramientas necesarias para el desarrollo de esta tesis.

A mi director de tesis, **Dr. Clemente Rodríguez Cuevas**, por su paciencia, apoyo, confianza y el haberme brindado conocimientos además de consejos muy significativos para el desarrollo de esta tesis.

Al **Dr. Franklin Manuel Torres Bejarano**, por su confianza, amistad, asesoría. Gracias por compartir sus conocimientos y experiencia en el tema de la hidrodinámica.

Al **M.I. Jorge Alberto Rodríguez Robledo**, para mi usted es una fuente de inspiración profesional, un ejemplo a seguir. Le agradezco enormemente su guía para el desarrollo de una visión profesional y con ética en el ejercicio de la ingeniería.

A mis sinodales, **Dr. Abraham Cárdenas Tristán** y al **Dr. Rodrigo Cisneros Almazán**, por su paciencia, comentarios, sugerencias y palabras estimulantes en los momentos de adversidad, lo que demuestra su experiencia, preparación y sentido de la enseñanza.

Por último, sin quitar importancia por ello, a mis profesores, amigos de la **Maestría en Tecnología y Gestión del Agua**, al equipo de la **consultoría CRC** y a todas aquellas personas que no importando que haya sido algo mínimo, ustedes también aportaron al desarrollo de esta tesis.

Resumen

La ciudad de San Luis Potosí, con una población de un poco más de 825000 habitantes, es una ciudad que cada día sigue creciendo, lo que genera un cambio en el uso del suelo al área que se urbaniza. Este cambio de uso de suelo, el cual representa una alteración del ciclo hidrológico, al tener poca o nula infiltración incrementa el escurrimiento superficial y, en consecuencia, se presentan inundaciones que resultan en afectaciones directas a la población de la ciudad.

Este trabajo describe como un modelo hidrodinámico utilizado ampliamente a nivel mundial, el Environmental Fluid Dynamics Code (EFDC), fue utilizado para simular el escurrimiento generado por una lluvia con periodo de retorno de 25 años. El modelo resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes con ciertas consideraciones aplicables a flujos poco profundos. La versión comercial utilizada del modelo permitió conocer las zonas de inundación y la cantidad de agua acumulada.

A manera de ejemplo, este trabajo presenta la aplicación del modelo al fraccionamiento Sierra Azul perteneciente a la ciudad de San Luis Potosí. Dicho fraccionamiento fue caracterizado dentro de dos subcuencas a las cuales se les realizó un estudio hidrológico y con los resultados obtenidos del estudio se cuantificó y posteriormente se realizó una modelación hidrológica del escurrimiento generado por lluvia.

Como solución al problema de inundación, se propuso implementar y diseñar un sistema de colectores pluviales. Finalmente se utilizó el modelo dinámico EPA SWMM para realizar una modelación hidráulica del escurrimiento del agua de lluvia dentro de la red pluvial.

Se considera que los resultados obtenidos son bastante satisfactorios dando pauta a que el uso de la dinámica computacional aplicada, permite incorporar una metodología diferente, mejor y más rápida para estudiar el problema de inundación en zonas urbanas.

Palabras claves: Modelación hidrológica, modelación hidráulica, EFDC EXPLORER, colector pluvial.

Abstract

The city of San Luis Potosi, with a population of just over 825,000 inhabitants, is a city that continues to grow each day, generating a change in the land use of an area that is urbanized. This change in land use, which represents an alteration of the hydrological cycle, having little or no infiltration increases surface runoff and consequently floods that result in direct affectations to the population of the city are presented.

This work describes how a commercial widely-used hydrodynamic model, the Environmental Fluid Dynamics Code (EFDC), was used to simulate the runoff generated by a rain with a return period of 25 years. The model solves the Navier-Stokes equations with certain considerations applicable to shallow waters. The model used allowed to know the flood zones and the amount of accumulated water.

As an example, this work presents the application's model to Sierra Azul residential, located in a suburban area of San Luis Potosi city. It was characterized into two sub-basins in which a hydrological study was performed and, with the results of the study, the runoff generated by rain was both estimated and hydrologically modeled.

As a solution to the flooding problem, it was proposed to implement and design a stormwater system. Finally, the EPA SWMM dynamic model was used to perform a hydraulic modeling of the runoff inside the stormwater system.

The results obtained and presented are highly satisfactory. It is stated that a faster, different and better methodology to study flooding problems in urban areas is achieved by applying the computational fluid dynamics.

Keywords: Hydrological modeling, hydraulic modeling, EFDC EXPLORER, stormwater system.

Índice general

	Página
Agradecimientos	i
Resumen	ii
Abstract	iii
Índice general	iv
Lista de figuras	x
Lista de tablas	xvi
Introducción	xx
Capítulo 1 Antecedentes	
1.1 Introducción	1.1
1.2 Inundaciones en la ciudad de San Luis Potosí	1.1
1.3 Descripción de la zona de estudio	1.2
1.3.1 Macro localización	1.2
1.3.2 Micro localización	1.3
1.3.2.1 El fraccionamiento Sierra Azul	1.3
1.4 Geología	1.4
1.5 Edafología	1.5
1.6 Orografía	1.5
1.7 Hidrografía	1.6
1.7.1 Escurrimientos cercanos a la zona de estudio	1.6
1.8 Planteamiento del problema	1.7
1.9 Metodología	1.9
Capítulo 2 Estudio hidrológico de la cuenca	
2.1 Introducción	2.1
2.1.1 Ciclo hidrológico	2.1
2.2 Componentes del ciclo hidrológico	2.2
2.2.1 Precipitación	2.2
2.2.2 Evaporación y transpiración	2.2
2.2.3 Infiltración	2.2
2.2.4 Escorrentía	2.3
2.3 Balance Hídrico	2.3
2.3.1 Ecuación general del balance hídrico	2.3

2.4	Condiciones Meteorológicas	2.4
2.4.1	Presión atmosférica	2.4
2.4.2	Viento	2.5
2.4.3	Temperatura	2.5
2.4.3.1	Temperatura media	2.5
2.4.4	Radiación solar	2.5
2.4.5	Humedad atmosférica	2.5
2.4.5.1	Humedad absoluta	2.6
2.4.5.2	Humedad específica	2.6
2.4.5.3	Humedad relativa	2.6
2.5	Hidrología urbana	2.7
2.6	Geomorfología de la cuenca	2.8
2.6.1	Concepto de cuenca	2.8
2.6.2	Características de la cuenca y los cauces	2.8
2.6.3	Subcuencas a realizar el estudio hidrológico	2.10
2.6.4	Área y perímetro de las subcuencas	2.13
2.6.5	Coeficiente de compacidad	2.14
2.6.6	Curva hipsométrica de las subcuencas	2.15
2.6.7	Elevación media de la cuenca	2.17
2.6.8	Pendiente de la cuenca	2.18
2.6.9	Factor de forma	2.19
2.6.10	Relación de elongación	2.20
2.7	Geomorfología de la red de drenaje	2.20
2.7.1	Cauce principal y corrientes tributarias	2.21
2.7.2	Orden de corrientes	2.21
2.7.3	Densidad de drenaje	2.21
2.7.4	Densidad de corrientes	2.22
2.7.5	Perfil topográfico del cauce principal	2.22
2.7.6	Pendiente del cauce principal	2.24
2.7.6.1	Método simplificado	2.24
2.7.6.2	Método de reducción de porcentajes	2.24
2.7.6.3	Método de igualación de áreas	2.25
2.7.6.4	Método de la fórmula de Taylor - Schwarz	2.26
2.7.7	Comparación de métodos para la obtención de la pendiente del cauce principal	2.29
2.7.8	Coeficiente de torrencialidad	2.29

2.8	Estudio climatológico	2.30
2.8.1	Precipitación media de la cuenca	2.33
2.8.1.1	Método de curvas isoyetas	2.40
2.8.1.2	Método polígonos de Thiessen	2.42
2.8.2	Estación base	2.43
2.8.3	Procesamiento de lluvias máximas diarias	2.43
2.8.3.1	Análisis de homogeneidad o consistencia	2.44
2.8.3.2	Prueba estadística de Helmert	2.44
2.8.3.3	Distribuciones de probabilidad utilizadas en la hidrología	2.46
2.8.3.4	Distribución Gumbel simple	2.46
2.8.3.5	Distribución Log – Pearson III	2.49
2.8.3.6	Distribución Gamma incompleta	2.52
2.8.3.7	Distribución general de valores extremos	2.55
2.8.3.8	Comparativa del procesamiento estadístico de las distribuciones para distintos periodos de retorno	2.58
2.8.3.9	Elección de la mejor distribución	2.58
2.8.4	Curvas I – D – Tr	2.59
2.9	Gasto - Escurrimiento	2.65
2.9.1	Tiempo de concentración	2.65
2.9.2	Tiempo de concentración urbano	2.68
2.9.2.1	Estimación del tiempo de concentración urbano por formulas empíricas	2.69
2.9.3	Estimación del número N de la curva de escurrimiento	2.71
2.9.4	Estimación de la lluvia en exceso	2.72
2.9.5	Selección del periodo de retorno	2.73
2.9.6	Método racional de Kuishiling	2.73
2.9.7	Hidrograma unitario triangular del USBR	2.76
2.9.8	Hidrograma unitario del SCS	2.78
2.9.9	Hidrograma unitario de Snyder	2.81
2.9.9.1	Duración de la lluvia según el método de Snyder	2.82
2.9.9.2	Tiempo al pico del modelo de Snyder	2.82
2.9.9.3	Caudal al pico del modelo de Snyder	2.82
2.9.9.4	Duración del escurrimiento superficial	2.83
2.9.9.5	Esquema del hidrograma unitario del modelo de Snyder	2.83
2.9.9.6	Estimación de las coordenadas del hidrograma unitario de Snyder	2.84

2.9.10	Hidrograma unitario sintético de Williams y Hann	2.87
2.9.10.1	Parámetros del modelo de Williams y Hann	2.87
2.9.10.2	Tiempos del modelo de Williams y Hann	2.87
2.9.10.3	Caudal al pico del hidrograma unitario de Williams y Hann	2.89
2.9.10.4	Forma del hidrograma unitario de Williams y Hann	2.89
2.9.11	Compilación de gastos picos para las subcuencas	2.92
2.9.12	Comparativas de los hidrogramas para subcuenca A	2.93
2.9.13	Comparativas de los hidrogramas para subcuenca B	2.94

Capítulo 3 Modelación de los escurrimientos pluviales de la cuenca

3.1	Introducción	3.1
3.2	Modelación hidrodinámica	3.3
3.2.1	Selección del tipo de modelo matemático	3.3
3.2.2	Modelos hidrodinámicos	3.4
3.2.3	Clasificación y características de algunos modelos hidrodinámicos	3.4
3.3	Revisión de la literatura especializada	3.5
3.4	Ecuaciones gobernantes	3.8
3.4.1	Ecuaciones de Navier – Stokes promediadas por Reynolds (RANS)	3.8
3.4.1.1	Primer hipótesis (Aproximación de Boussinesq)	3.9
3.4.1.2	Segunda hipótesis (Concepto de viscosidad turbulenta)	3.10
3.5	Shallow water equations	3.10
3.5.1	Tercer hipótesis (Agua somera)	3.10
3.6	Modelización de la turbulencia	3.13
3.6.1	Características de la turbulencia	3.13
3.6.2	Aproximaciones numéricas para el tratamiento de la turbulencia	3.14
3.6.3	El problema del cierre de la turbulencia	3.14
3.6.4	Modelos del cierre de la turbulencia	3.14
3.7	Solución numérica de las ecuaciones gobernantes	3.16
3.7.1	Discretización temporal	3.16
3.7.2	Discretización espacial	3.16
3.7.3	Método de diferencias finitas	3.18

3.8	Validación	3.19
3.9	El modelo Environmental Fluid Dynamics Code	3.19
3.9.1	Descripción del modelo EFDC	3.19
3.9.2	Ecuaciones gobernantes	3.21
3.9.3	Solución numérica de las ecuaciones gobernantes	3.24
3.10	Configuración del modelo EFDC EXPLORER para su aplicación al fraccionamiento Sierra Azul	3.25
3.10.1	Etapa de pre-procesamiento	3.26
3.10.2	Etapa Solver	3.30
3.10.3	Etapa de post-procesamiento	3.30
3.11	Resultados de la simulación hidrodinámica	3.31

Capítulo 4 Diseño de colector pluvial para solucionar el problema de inundación

4.1	Introducción	4.1
4.2	Sistema de alcantarillado pluvial	4.2
4.2.1	Componentes del sistema de drenaje urbano	4.2
4.3	Trazo del sistema de alcantarillado pluvial	4.5
4.3.1	Trazo o configuración del sistema de alcantarillado	4.6
4.3.2	Trazo de la red de atarjeas	4.8
4.3.3	Ubicación de sumideros o coladeras pluviales	4.10
4.4	Condiciones óptimas de diseño y de funcionamiento hidráulico	4.12
4.4.1	Diámetro mínimo de diseños de la tubería	4.12
4.4.2	Velocidades permisibles de escurrimiento	4.12
4.4.3	Pendientes de diseño	4.13
4.4.3.1	Pendientes mínimas	4.13
4.4.3.2	Pendientes máximas	4.13
4.4.4	Zanjas para la instalación de tubería	4.13
4.4.4.1	Ancho de zanjas	4.13
4.4.4.2	Profundidad de zanjas	4.14
4.4.5	Plantilla o cama	4.14
4.4.6	Conexiones de la tubería	4.15
4.4.6.1	Pozos de visita	4.16
4.5	Consideraciones adicionales en el diseño del SAP	4.17

4.6	Diseño de colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul	4.18
4.6.1	Metodología para el diseño del SAP	4.19
4.6.2	Trazo del colector pluvial para el fraccionamiento Sierra Azul	4.20
4.6.2.1	Propiedades de la red de drenaje pluvial	4.21
4.6.2.2	Nombramiento de pozos como atarjea o de vertido	4.23
4.6.2.3	Niveles topográficos de las tuberías del SAP	4.24
4.6.3.4	Pozos con estructura de caída escalonada	4.27
4.7	Modelación hidráulica del colector pluvial con el uso del EPA SWMM	4.29
4.7.1	Descripción del StormWater Management Model	4.29
4.7.2	Fundamento de cálculo del SWMM	4.31
4.7.2.1	Steady flow (flujo permanente)	4.31
4.7.2.2	Kinematic wave (Onda cinemática)	4.32
4.7.2.3	Dynamic wave (Onda dinámica)	4.32
4.7.3	Modelos de infiltración usados en el SWMM	4.33
4.7.4	Aplicación del SWMM al colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul	4.34
4.7.4.1	Perfiles topográficos del SAP	4.37
	Conclusiones	C.1
Anexo 1	El modelo EFDC EXPLORER Tutorial básico	
	Referencias bibliográficas	

Lista de figuras

		Página
Capítulo 1		
Figura 1.1	Localización del estado de San Luis Potosí.	1.1
Figura 1.2	Zona metropolitana de San Luis Potosí.	1.3
Figura 1.3	Localización del fraccionamiento Sierra Azul dentro de la ciudad de San Luis Potosí.	1.4
Figura 1.4	Geología de la ciudad de San Luis Potosí.	1.4
Figura 1.5	Edafología de la ciudad de San Luis Potosí.	1.5
Figura 1.6	Orografía de la ciudad de San Luis Potosí.	1.6
Figura 1.7	Escurrimientos cercanos a la zona de estudio.	1.7
Figura 1.8	Zonas detectadas susceptibles a inundación en la ciudad de San Luis Potosí.	1.7
Figura 1.9	Zonas detectadas susceptibles a inundación cercanas a la zona de estudio.	1.8
Capítulo 2		
Figura 2.1	Esquema del ciclo hidrológico.	2.1
Figura 2.2	Ciclo hidrológico urbano.	2.7
Figura 2.3	Escurrimientos cercanos a la zona de estudio.	2.9
Figura 2.4	Subcuenca "A", parteaguas trazado con el SIATL.	2.11
Figura 2.5	Subcuenca "B", parteaguas trazado con el SIATL.	2.12
Figura 2.6	Regiones hidrológicas de México.	2.10
Figura 2.7	Parteaguas de las subcuencas en estudio.	2.13
Figura 2.8	División en áreas parciales para cada subcuenca.	2.15
Figura 2.9	Curva hipsométrica de la subcuenca A.	2.16
Figura 2.10	Curva hipsométrica de la subcuenca B.	2.16
Figura 2.11	Red de drenaje y orden de las subcuencas.	2.20
Figura 2.12	Perfil topográfico del cauce principal de la subcuenca A.	2.23
Figura 2.13	Perfil topográfico del cauce principal de la subcuenca B.	2.23
Figura 2.14	Pendiente del cauce principal por el método que iguala áreas para la subcuenca A.	2.25
Figura 2.15	Pendiente del cauce principal por el método que iguala áreas para la subcuenca B.	2.26

Figura 2.16	Pendiente del cauce principal por el método de la fórmula de Taylor – Schwarz para la subcuena A.	2.27
Figura 2.17	Pendiente del cauce principal por el método de la fórmula de Taylor – Schwarz para la subcuena B.	2.28
Figura 2.18	Ubicación de las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.	2.31
Figura 2.19	Climatología anual de precipitación de la estación: El peaje, SLP.	2.33
Figura 2.20	Climatología anual de precipitación de la estación: SLP (OBS).	2.33
Figura 2.21	Climatología anual de precipitación de la estación: Soledad de Graciano, SLP.	2.34
Figura 2.22	Climatología anual de precipitación de la estación: SLP (DGE).	2.34
Figura 2.23	Climatología anual de precipitación de la estación: Colonia Benito Juárez, SLP.	2.35
Figura 2.24	Climatología anual de precipitación de la estación: Rincón del Porvenir, SLP.	2.35
Figura 2.25	Climatología anual de precipitación de la estación: Mexquitic, SLP.	2.36
Figura 2.26	Climatología anual de precipitación de la estación: Pino Suarez, ZAC.	2.36
Figura 2.27	Climatología anual de precipitación de la estación: Armadillo de los Infante, SLP.	2.37
Figura 2.28	Climatología anual de precipitación de la estación: Xoconoxtle, SLP.	2.37
Figura 2.29	Climatología anual de precipitación de la estación: Zaragoza, SLP.	2.38
Figura 2.30	Climatología anual de precipitación de la estación: La Salitrera, SLP.	2.38
Figura 2.31	Climatología anual de precipitación de la estación: Santa Catarina, SLP.	2.39
Figura 2.32	Climatología anual de precipitación de la estación: San Nicolás Tolentino.	2.39
Figura 2.33	Curvas isoyetas para subcuencas en estudio.	2.41
Figura 2.34	Polígonos de Thiessen para las estaciones climatológicas.	2.42
Figura 2.35	Distribución Gumbel Simple vs Histórico.	2.49

Figura 2.36	Distribución Log – Pearson III vs Histórico.	2.52
Figura 2.37	Distribución Gamma incompleta vs Histórico.	2.55
Figura 2.38	Distribución General de Valores Extremos vs Histórico.	2.57
Figura 2.39	Isoyetas de intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 10 años.	2.61
Figura 2.40	Isoyetas de intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 25 años.	2.61
Figura 2.41	Isoyetas de intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 50 años.	2.62
Figura 2.42	Isoyetas de intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 100 años.	2.62
Figura 2.43	Curvas I – D – Tr.	2.64
Figura 2.44	Forma típica del hidrograma unitario triangular. Método del USBR.	2.76
Figura 2.45	Hidrograma unitario triangular de la subcuenca A por el método del USBR.	2.77
Figura 2.46	Hidrograma unitario triangular de la subcuenca B por el método del USBR.	2.77
Figura 2.47	Hidrograma unitario adimensional del SCS.	2.79
Figura 2.48	Hidrograma unitario por el método del SCS para la subcuenca A.	2.80
Figura 2.49	Hidrograma unitario por el método del SCS para la subcuenca B.	2.81
Figura 2.50	Esquema del hidrograma unitario de Snyder.	2.84
Figura 2.51	Hidrograma unitario por el método de Snyder para la subcuenca A.	2.86
Figura 2.52	Hidrograma unitario por el método de Snyder para la subcuenca B.	2.86
Figura 2.53	Relación entre n y B (Parte1).	2.88
Figura 2.54	Relación entre n y B (Parte2).	2.88
Figura 2.55	Esquema del hidrograma sintético de Williams y Hann.	2.90
Figura 2.56	Hidrograma sintético unitario método de Williams y Hann para la subcuenca A.	2.91
Figura 2.57	Hidrograma sintético unitario método de Williams y Hann para la subcuenca B.	2.91
Figura 2.58	Comparativos de los hidrogramas de los diversos métodos para la subcuenca A con un Tr = 25 años.	2.93

Figura 2.59	Comparativos de los hidrogramas de los diversos métodos para la subcuenca A con un $T_r = 25$ años.	2.94
-------------	---	------

Capítulo 3

Figura 3.1	Procedimiento típico en la simulación numérica.	3.2
Figura 3.2	Modelos estadísticos de turbulencia.	3.15
Figura 3.3	Dominio discreto.	3.17
Figura 3.4	Ejemplos de mallas en 2D.	3.18
Figura 3.5	Módulos del EFDC.	3.20
Figura 3.6	Estructura del componente hidrodinámico en el modelo EFDC.	3.20
Figura 3.7	Interfaz de usuario. Definición de la geometría a utilizar y generación de la malla.	3.26
Figura 3.8	Interfaz de usuario. Mapa de la generación de la malla.	3.27
Figura 3.9	Topografía del fraccionamiento Sierra Azul.	3.27
Figura 3.10	Interfaz de usuario. Introducción de parámetros atmosféricos.	3.28
Figura 3.11	Interfaz de usuario. Configuración para la duración de la simulación e incremento temporal.	3.29
Figura 3.12	Interfaz de usuario. Herramientas del post-procesador 2D del EFDC EXPLORER.	3.31
Figura 3.13	Interfaz de usuario. Niveles de agua.	3.32
Figura 3.14	Interfaz de usuario. Vectores de velocidad.	3.32
Figura 3.15	Interfaz de usuario. Zonas de acumulación de agua con tirantes mayores a 15 cm.	3.33
Figura 3.16	Identificación y cuantificación de la acumulación de agua pluvial.	3.33

Capítulo 4

Figura 4.1	Sistema de drenaje pluvial.	4.1
Figura 4.2	Partes de un tubo.	4.2
Figura 4.3	Tipos de bocas de tormenta.	4.3
Figura 4.4	Estructuras de conducción en una red de drenaje.	4.3
Figura 4.5	Pozos de visita.	4.4
Figura 4.6	Estructura de vertido.	4.4
Figura 4.7	Cruce elevado como obra complementaria.	4.5

Figura 4.8	Modelo perpendicular.	4.6
Figura 4.9	Modelo radial.	4.7
Figura 4.10	Modelo de interceptores.	4.7
Figura 4.11	Modelo en abanico.	4.8
Figura 4.12	Trazo de la red de atarjeas en Zigzag.	4.8
Figura 4.13	Trazo de la red de atarjeas en peine.	4.9
Figura 4.14	Trazo combinado de la red de atarjeas.	4.9
Figura 4.15	Ubicación de coladeras de banqueteta.	4.10
Figura 4.16	Ubicación de coladeras de piso y de banqueteta.	4.10
Figura 4.17	Ubicación de coladeras de piso.	4.11
Figura 4.18	Ubicación de coladeras longitudinales de banqueteta.	4.11
Figura 4.19	Ubicación de coladeras transversales de piso.	4.11
Figura 4.20	Conexión clave con clave.	4.15
Figura 4.21	Conexión rasante con rasante.	4.15
Figura 4.22	Conexión eje con eje.	4.15
Figura 4.23	Gastos de diseño en L/s para el colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul.	4.18
Figura 4.24	Trazo del colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul.	4.20
Figura 4.25	Pozo con estructura de caída escalonada.	4.27
Figura 4.26	Esquema de escalera pluvial.	4.28
Figura 4.27	Modelos de infiltración utilizados en SWMM.	4.33
Figura 4.28	Trazo de colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul en SWMM.	4.34
Figura 4.29	Resultados del SWMM. Caudales que transitan dentro del SAP. Unidades en L/s.	4.35
Figura 4.30	Resultados del SWMM. Velocidad del agua dentro del SAP. Unidades en m/s.	4.36
Figura 4.31	Resultados del SWMM. Capacidad de las tuberías. Ratio 0 – 1.	4.37
Figura 4.32	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-1 a P-15.	4.38
Figura 4.33	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-16 a P-20.	4.39
Figura 4.34	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-25 a P-20.	4.40
Figura 4.35	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-20 a P-31.	4.41
Figura 4.36	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-31 a P-35.	4.42
Figura 4.37	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-35 a P-66.	4.43
Figura 4.38	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-46 a P-49.	4.44
Figura 4.39	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-49 a P-44.	4.45

Figura 4.40	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-54 a P-64.	4.46
Figura 4.41	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-64 a P-67.	4.47
Figura 4.42	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-68 a P-ESC5.	4.48
Figura 4.43	Perfil topográfico del SAP. Tramo P-70 a P-77.	4.49

Lista de tablas

Página

Capítulo 1

Tabla 1.1	Algunas fechas registradas como antecedentes de inundación en la ciudad de San Luis Potosí	1.1
-----------	--	-----

Capítulo 2

Tabla 2.1	Descripción de los componentes de la ecuación del balance hídrico	2.4
Tabla 2.2	Área y perímetro de las subcuencas a estudiar	2.13
Tabla 2.3	Clasificación de las cuencas según su tamaño	2.14
Tabla 2.4	Forma de la cuenca de acuerdo al coeficiente de compacidad	2.14
Tabla 2.5	Coefficiente de compacidad para las subcuencas y su descripción de forma	2.15
Tabla 2.6	Elevación media para cada subcuenca	2.17
Tabla 2.7	Datos para la obtención de la curva hipsométrica y elevación media para la subcuenca A	2.17
Tabla 2.8	Datos para la obtención de la curva hipsométrica y elevación media para la subcuenca B	2.18
Tabla 2.9	Datos para la obtención de la pendiente para ambas subcuencas	2.19
Tabla 2.10	Longitud de cuenca y factor de forma para ambas subcuencas	2.19
Tabla 2.11	Clasificación del significado del factor de forma	2.19
Tabla 2.12	Relación de elongación para ambas subcuencas	2.20
Tabla 2.13	Datos del cauce principal para ambas subcuencas	2.21
Tabla 2.14	Orden de corrientes para ambas subcuencas	2.21
Tabla 2.15	Densidad de drenaje para ambas subcuencas	2.21
Tabla 2.16	Densidad de corrientes para ambas subcuencas	2.22
Tabla 2.17	Datos del cauce principal para la subcuenca A	2.22
Tabla 2.18	Datos del cauce principal para la subcuenca B	2.22

Tabla 2.19	Comparativa de los resultados para la obtención de la pendiente del cauce principal expresados en % para ambas subcuencas	2.29
Tabla 2.20	Coefficiente de torrencialidad para ambas subcuencas	2.29
Tabla 2.21	Información de las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio	2.32
Tabla 2.22	Precipitación media anual por estación	2.40
Tabla 2.23	Precipitación media anual de la subcuenca A	2.41
Tabla 2.24	Precipitación media anual de la subcuenca B	2.42
Tabla 2.25	Registro máximo de la precipitación por año	2.43
Tabla 2.26	Factor de transporte según curvas isoyetas	2.44
Tabla 2.27	Prueba estadística de homogeneidad (HELMERT)	2.45
Tabla 2.28	Valores para la distribución Gumbel Simple	2.47
Tabla 2.29	Procesamiento estadístico utilizando la distribución Gumbel Simple	2.47
Tabla 2.30	Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método Gumbel Simple	2.49
Tabla 2.31	Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método Log – Pearson III	2.50
Tabla 2.32	Procesamiento estadístico utilizando la distribución Log – Pearson III	2.50
Tabla 2.33	Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método Gamma Incompleta	2.52
Tabla 2.34	Procesamiento estadístico utilizando la distribución Gamma Incompleta	2.53
Tabla 2.35	Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método GVE	2.55
Tabla 2.36	Procesamiento estadístico utilizando la distribución GVE	2.56
Tabla 2.37	Comparativa del ajuste de las distintas distribuciones	2.58
Tabla 2.38	Selección del mejor ajuste por mínimos cuadrados	2.58
Tabla 2.39	Predicciones convertidas en precipitaciones de 24 horas	2.60
Tabla 2.40	Valores de intensidad de la lluvia para 60 minutos	2.63
Tabla 2.41	Valores de los parámetros R y F	2.63
Tabla 2.42	Valores de las variables a,b,c	2.63
Tabla 2.43	Valores obtenidos aplicando el método de CHEN	2.64
Tabla 2.44	Tiempos de concentración para la subcuenca A	2.67
Tabla 2.45	Tiempos de concentración para la subcuenca B	2.67

Tabla 2.46	Factor de resistencia al flujo sobre el terreno	2.69
Tabla 2.47	Factores de canalización de Espey	2.70
Tabla 2.48	Tiempo de concentración urbano para las subcuencas en estudio	2.70
Tabla 2.49	Numero N de la curva de escurrimiento en áreas suburbanas y urbanas	2.71
Tabla 2.50	Numero N para las subcuencas en estudio	2.71
Tabla 2.51	Precipitación en exceso subcuenca A	2.72
Tabla 2.52	Precipitación en exceso subcuenca B	2.72
Tabla 2.53	Selección del periodo de retorno para el caso de estudio	2.73
Tabla 2.54	Ecuaciones para la obtención de la precipitación efectiva. Método del SCS	2.73
Tabla 2.55	Coeficiente de Kuishiling	2.74
Tabla 2.56	Fórmulas utilizadas en el método racional de Kuishiling	2.74
Tabla 2.57	Estimación del gasto para la subcuenca A por el método racional de Kuishiling	2.75
Tabla 2.58	Estimación del gasto para la subcuenca B por el método racional de Kuishiling	2.75
Tabla 2.59	Resultados del cálculo por el método del USBR para ambas subcuencas	2.76
Tabla 2.60	Coordenadas del hidrograma unitario adimensional del SCS	2.79
Tabla 2.61	Resultados del cálculo por el método del SCS	2.80
Tabla 2.62	Coordenadas para generar el hidrograma unitario de Snyder	2.84
Tabla 2.63	Resultados del cálculo por el método de Snyder.	2.85
Tabla 2.64	Coordenadas de los puntos del hidrograma de Snyder para ambas subcuencas	2.85
Tabla 2.65	Ecuaciones para la determinación del hidrograma sintético de Williams y Hann	2.89
Tabla 2.66	Resultados del cálculo por el método de Williams y Hann	2.90
Tabla 2.67	Gastos pico para la subcuenca A obtenidos por distintos métodos en m ³ /s	2.92
Tabla 2.68	Gastos pico para la subcuenca B obtenidos por distintos métodos en m ³ /s	2.92

Capítulo 3

Tabla 3.1	Características de algunos modelos hidrodinámicos	3.4
Tabla 3.2	Clases y tipos de discretización espacial	3.17
Tabla 3.3	Lista de datos de entrada requeridos por el modelo EFDC	3.29

Capítulo 4

Tabla 4.1	Velocidad máxima permisible	4.12
Tabla 4.2	Ancho de zanja	4.13
Tabla 4.3	Colchón mínimo para tuberías	4.14
Tabla 4.4	Separación máxima entre pozos	4.16
Tabla 4.5	Número de rejilla y magnitud del caudal a evacuar	4.19
Tabla 4.6	Datos de las tuberías	4.21
Tabla 4.7	Tipo de función de algunos pozos	4.23
Tabla 4.8	Niveles topográficos para las tuberías	4.24
Tabla 4.9	Especificaciones de las escaleras pluviales	4.28

INTRODUCCIÓN

Con el crecimiento de las ciudades, los problemas ambientales con relación al agua en ellas, se han vuelto cada día de mayor preocupación. Uno de esos problemas son las inundaciones. Como el manejo de este tipo de problemas que se presentan en las ciudades es tan complejo, es necesario implementar métodos que permitan comprender de forma integral los distintos eventos ocasionados por las lluvias.

En particular, la modelación numérica, ha sido aceptada como una importante alternativa para describir y entender los distintos procesos hidrológicos en las zonas urbanas. En años recientes, se han desarrollado, calibrado y validado diversos modelos hidrológicos e hidráulicos capaces de dar soluciones a una amplia gama de problemas generados por la lluvia, como lo es la escorrentía (Zhu et al, 2015).

Así, la estimación de la escorrentía es esencial para evaluar el potencial de escurrimiento de una cuenca. La modelación numérica permite simular la escorrentía, con una precisión razonable al considerar varios factores que la afectan (Akansha, 2013).

Es importante mencionar que los resultados obtenidos producto de la modelación numérica requieren de una interpretación, ya que no hay que olvidar que un modelo es siempre una aproximación de la realidad.

Los resultados entonces permiten crear medidas para la conservación del agua. Algunas de estas medidas son aplicables a: la recarga de acuíferos, la reducción de sedimentos y el riesgo de inundación.

Por otro lado, los sistemas de drenaje han cambiado de zanjas primitivas a complejas redes de alcantarillas junto con conductos superficiales y/o subterráneos. Para diseñar estos sistemas, es necesario el uso de técnicas numéricas. Asimismo, es necesario combinar los procesos hidrológicos fundamentales con modelos matemáticos de forma tal que produzcan resultados confiables en puntos de interés en el tiempo y en el espacio (Breña, 2010).

Justificación

Las inundaciones son problemas serios, ya que tienen una repercusión directa con la población de una zona urbana. La modelación de la escorrentía permite, entre otras cosas, obtener los elementos necesarios para proponer soluciones a los problemas generados por el agua pluvial, las cuales permitirán evacuar y direccionar el agua acumulada hacia alguna obra de captación.

En años recientes, el agua pluvial en zonas urbanas ha causado desastres significativos, por tal motivo es necesario estudiar este fenómeno con un énfasis computacional. Es precisamente este enfoque un aporte adicional a las técnicas de la ingeniería en la solución de los problemas de inundación (Bedient et al, 2013).

En San Luis Potosí solo existe un estudio de inundabilidad hecho con un modelo hidrodinámico (CONAGUA, 2009), de ahí resulta la necesidad de incorporar y divulgar este tipo de modelación a la metodología tradicional para el control de inundaciones.

Lo anterior conlleva a que la información generada a través de la modelación hidrodinámica se utilice para generar y/o actualizar mapas de riesgo de inundación que permitan a las autoridades respectivas tomar decisiones en beneficio de la sociedad.

Hipótesis

Los resultados de una modelación numérica aplicada a una cuenca urbana en épocas de lluvia son buenas aproximaciones del fenómeno real.

Hipótesis específicas

La detección de zonas propensas a inundación en una zona urbana puede realizarse con el uso del modelo hidrodinámico EFDC EXPLORER.

Se mejora y agiliza la metodología tradicional de control de inundaciones si se aplica la modelación numérica.

El diseño de un sistema de drenaje pluvial para la evacuación de los volúmenes de escorrentía generados por la precipitación en la zona de estudio reducirá notoriamente los eventos de inundación que puedan generarse dentro de ella.

Objetivos

El objetivo más importante de este trabajo es determinar las áreas susceptibles a inundación debido a la esorrentía generada por una lluvia con periodo de retorno de 25 años en el fraccionamiento Sierra Azul mediante la implementación del modelo hidrodinámico EFDC EXPLORER.

Dentro de los objetivos particulares que se plantearon se encuentran los siguientes:

1. Mostrar los efectos de la urbanización en la respuesta hidrológica de una cuenca.
2. Resolver un problema bidimensional de flujo con superficie libre.
3. Demostrar que el uso de la dinámica de fluidos computacional puede ser empleada e incorporada como una herramienta adicional a las técnicas tradicionales del control de inundaciones.
4. Proponer el uso de un sistema de alcantarillado pluvial como solución al problema de inundación y evacuar el agua pluvial acumulada en el fraccionamiento Sierra Azul.

Estructura de la tesis

Esta tesis ha sido estructurada de manera tal que la metodología aplicada genere y muestre información obtenida. Por ello, el contenido presentado en este trabajo se planeó como se describe a continuación:

- **Introducción.** Se describe el porqué de esta tesis, se justifica el trabajo y además se establecen los alcances u objetivos que se siguieron.

- **Capítulo 1.** En este capítulo se mencionan los antecedentes asociados a la zona de estudio. Este capítulo está destinado a presentar aspectos relevantes que influyen en el comportamiento del escurrimiento, como la geología, edafología, los escurrimientos superficiales.

- **Capítulo 2.** Este capítulo está enfocado al ciclo hidrológico. Se mencionan las variables atmosféricas que participan en él y como éstas influyen en el comportamiento hidrológico de las cuencas. Se realiza un estudio hidrológico en la zona de estudio con el objetivo de determinar la esorrentía generada por el agua de lluvia con periodo de retorno de 25 años.

- **Capítulo 3.** Este capítulo está destinado a la modelación numérica. En él se hace una descripción del modelo hidrodinámico EFDC EXPLORER. Se explica el esquema numérico de solución y las ecuaciones diferenciales gobernantes y auxiliares que resuelve. Se da énfasis a su aplicación en el fraccionamiento Sierra Azul y se muestran los resultados obtenidos.

- **Capítulo 4.** Este capítulo presenta como propuesta de solución el uso de un sistema de colectores pluviales. Se describe su función, sus componentes y la metodología necesaria para su diseño hidrológico. Además, se hace una simulación numérica con el modelo dinámico EPA SWMM para conocer el comportamiento del agua pluvial en el interior de la red de colectores pluviales.

- **Conclusiones.** Finalmente, se indican las conclusiones generadas del trabajo. Además, se adjunta como anexo un pequeño tutorial del uso del EFDC EXPLORER.

CAPÍTULO 1

Antecedentes

1.1 Introducción

Las inundaciones urbanas son un desafío que enfrentan los habitantes de ciudades en continuo crecimiento. La superficie impermeable y las estructuras hidráulicas existentes en las ciudades contribuyen a que ocurran inundaciones rápidas aun en presencia de lluvias de moderada intensidad, lo que finalmente tiene como consecuencia que las ciudades sean vulnerables a estos tipos de eventos (Mugisha, 2015).

Las inundaciones de agua pluvial en zonas urbanas son causadas por lluvias prolongadas y/o intensas las cuales superan las capacidades del sistema de drenaje pluvial. Estos tipos de inundaciones repercuten en pérdidas económicas importantes, daños a la salud e impactos ecológicos.

1.2 Inundaciones en la ciudad de San Luis Potosí

Las inundaciones se han presentado en varias ocasiones de la historia de la ciudad de San Luis Potosí, donde a lo largo de ésta han ocurrido afectaciones directas o indirectas a la ciudad. A continuación (Tabla 1.1), se presentan algunas fechas de inundaciones registradas en la historia de la ciudad.

Tabla 1.1 Algunas fechas registradas como antecedentes de inundación en la ciudad de San Luis Potosí. Fuente: CONAGUA, 2009.

Fecha	Precipitación en mm
14 de junio de 1887	Sin dato
15 de septiembre de 1933	Sin dato
16 de septiembre de 1944	Sin dato
20 y 21 de sept 1955	73.6
24 de junio de 1958	63.0
11,12 y 13 de junio de 1966	44.6
22,23 y 24 de ago. de 1967	63.4
28 y 29 junio, 1970	95.9
22 al 25 junio, 1971	103.5
1 al 14 julio, 1976	102.5
19 al 22 junio, 1985	123.5
8 julio 1991	41.5
12 julio 1991	50.0
3,5 julio 2003	23.5
6 julio 2003	28.5

Tabla 1.1 Algunas fechas registradas como antecedentes de inundación en la ciudad de San Luis Potosí. Fuente: CONAGUA, 2009 (continuación).

Fecha	Precipitación en mm
30 julio 2003	35.2
8 y 9 junio 2004	92.3
12 agosto 2005	43.3
8 al 10 de septiembre 2006	132.0
18 y 19 de sept 2006	54.5
24 junio 2007	32.5

1.3 Descripción de la zona de estudio

1.3.1 Macro localización

El estado de San Luis Potosí se encuentra localizado en la altiplanicie central mexicana (**Figura 1.1**). Representa el 3.12% de la superficie del país, tiene una población total de 2,717,820 habitantes, la cual representa el 2.3% del total del país. Sus límites geográficos son: al norte $24^{\circ}29'$, al sur $21^{\circ}10'$ de latitud norte; al este $98^{\circ}20'$, al oeste $102^{\circ}18'$ de longitud oeste. Colinda con los estados de Zacatecas, Coahuila, Nuevo León, Tamaulipas, Veracruz, Hidalgo, Querétaro, Guanajuato y Jalisco. El clima que predomina es el seco y semiseco. La temperatura media es de 21°C . La precipitación media anual es de 950 mm (INEGI, 2015).

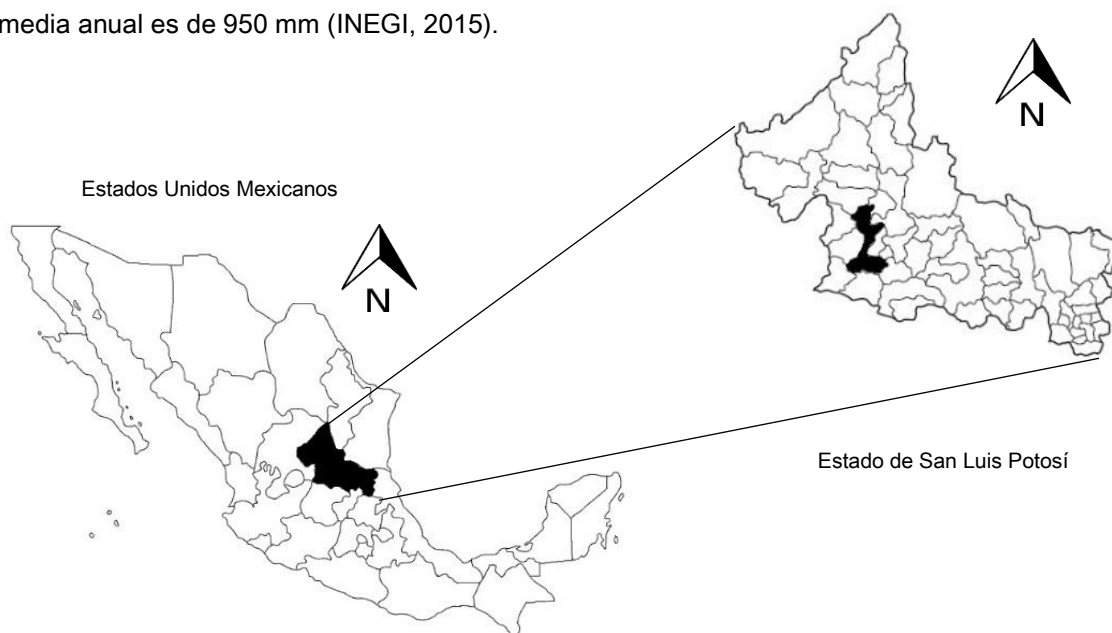


Figura 1.1 Localización del estado de San Luis Potosí.

1.3.2 Micro localización

El municipio de San Luis Potosí es la capital del estado que lleva su mismo nombre y se localiza en la parte central del estado (**Figura 1.2**). Está localizado a 363 km al noroeste de la Ciudad de México. Debido a su posición en el mapa de México está situado entre los paralelos $22^{\circ} 09'04''$ latitud Norte y entre los meridianos $100^{\circ} 58' 34''$ longitud Oeste. Su superficie es de $1,443.14 \text{ km}^2$ y tiene una altura promedio de 1860 msnm. Los climas que se presentan son seco templado, semi-seco templado y seco semi-calido. La población municipal registrada es de 824,229 habitantes (INEGI, 2015).

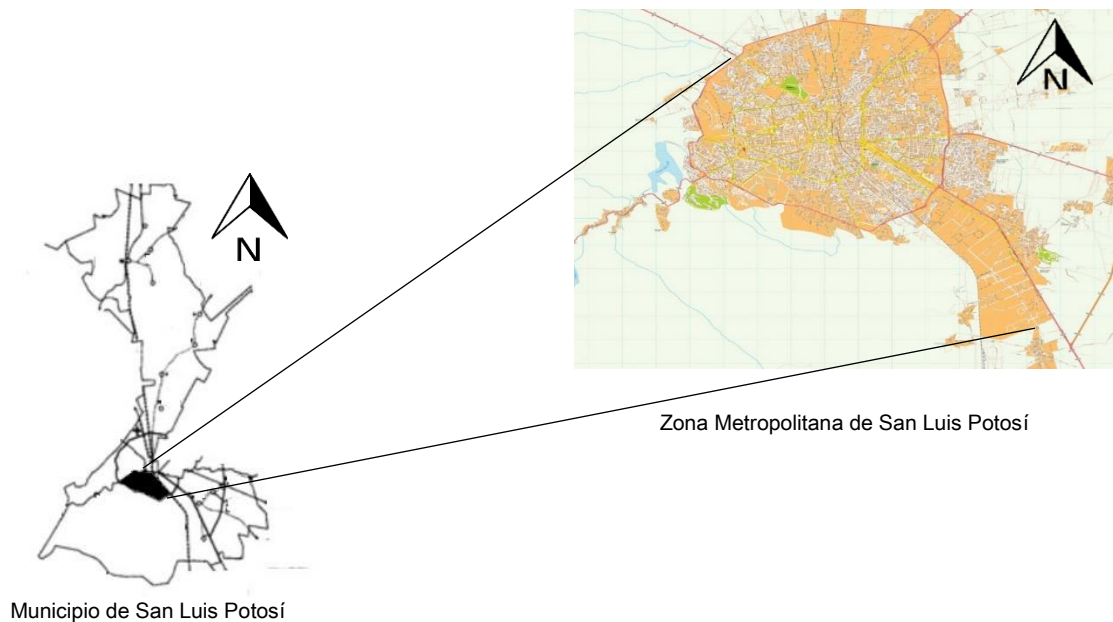


Figura 1.2 Zona metropolitana de San Luis Potosí.

1.3.2.1 El fraccionamiento Sierra Azul

El fraccionamiento Sierra Azul se encuentra dentro del área metropolitana de la ciudad de San Luis Potosí. Está ubicado entre los paralelos $22^{\circ} 7'3.77''\text{N}$ latitud norte y entre los meridianos $101^{\circ} 0'54.50''$ longitud oeste. Tiene una altura promedio de 2030 msnm y una superficie de 0.23 km^2 . Forma parte de un grupo habitacional residencial denominado Desarrollo del Pedregal (**Figura 1.3**).



Figura 1.3 Localización del fraccionamiento Sierra Azul dentro de la ciudad de San Luis Potosí.

Fuente: Desarrollo del Pedregal.

1.4 Geología

La geología de la zona de estudio está conformada en su mayoría por la predominación de conglomerados y brechas. Estos sedimentos gruesos ocurren en forma de fanglomerados y coluviones en las márgenes de la mancha urbana (Figura 1.4).

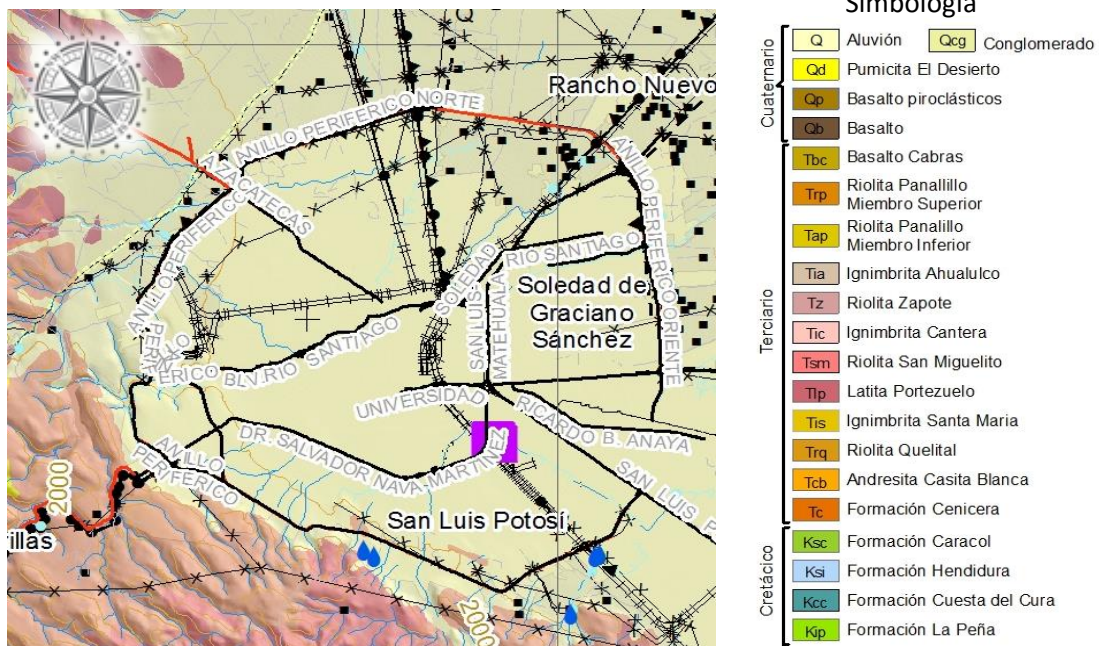


Figura 1.4 Geología de la ciudad de San Luis Potosí.

Fuente: H. A. de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez, 2011.

1.5 Edafología

Los principales suelos son del tipo semidesértico y desértico, también conocidos como Litosol y Feozem (**Figura 1.5**). El Litosol, que es el suelo predominante en la zona de estudio, se caracteriza por su profundidad menor de 10 centímetros y está limitado por la presencia de roca, tepetate o caliche endurecido.

En la zona de estudio también hay presencia de suelo Yermosol. En ocasiones presentan capas de cal, yeso y sales en la superficie o en alguna parte del subsuelo. La capa superficial de los Yermosoles es aún más pobre de humus y generalmente más clara que los Xerosoles

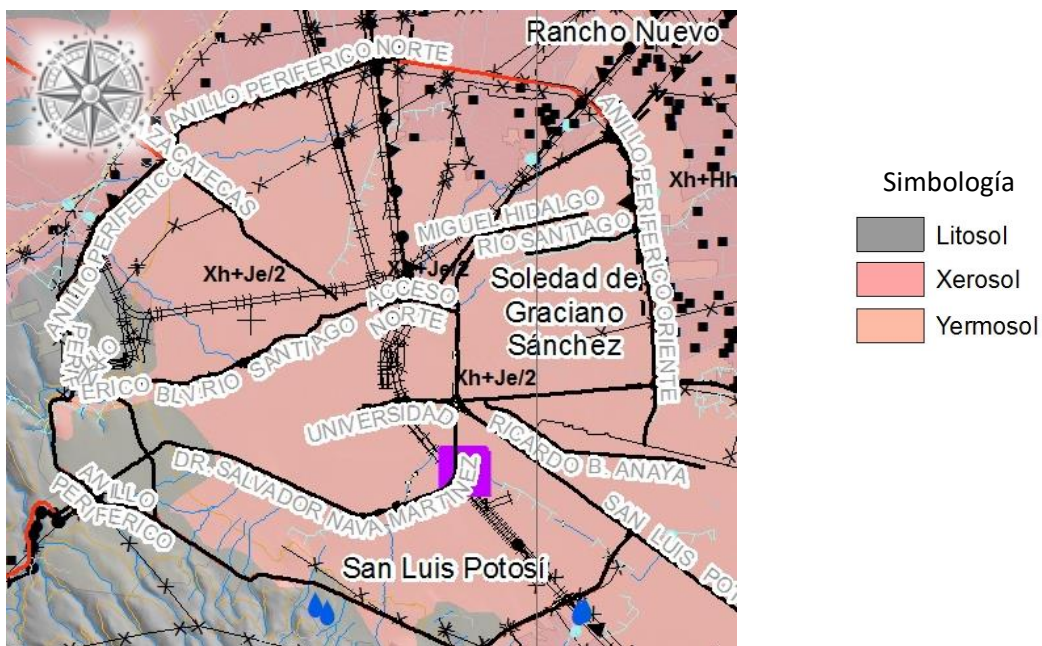


Figura 1.5 Edafología de la ciudad de San Luis Potosí.

Fuente: H. A. de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez, 2011.

1.6 Orografía

Se localizan formaciones montañosas al norte del municipio, destacando por su altura: Cerro Gordo, el Panalillo, el Divisadero, El Cabo y El Coyote, al sur y oeste se localiza la sierra de San Miguelito, destacando los cerros de: Las Peñas Blancas, El Picacho del Fraile, Mesa Redonda, La Yerbabuena, Mesa las Gallinas, Las Palomas, La Peña, La Campana, El Mezapil y El Borrego (**Figura 1.6**).

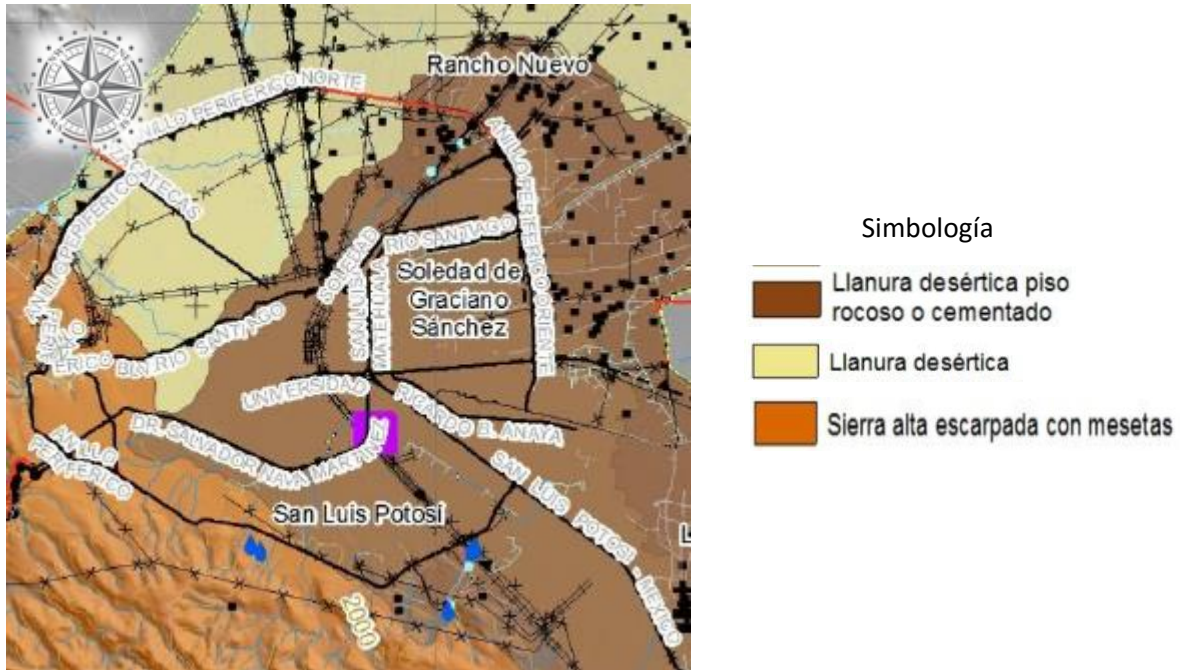


Figura 1.6 Orografía de la ciudad de San Luis Potosí.

Fuente: H. A. de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez, 2011.

1.7 Hidrografía

Existen dos corrientes principales que inciden en la ciudad de San Luis Potosí, los Ríos España y Santiago. Éstas, de régimen intermitente, nacen en las estribaciones de la Sierra de San Miguelito, al sur-poniente de la cuenca general del valle de San Luis. Del último, sus arroyos son formados debido a escurrimientos que en temporadas de lluvia descienden de la Sierra de San Miguelito, en donde existen grandes cañadas que desembocan en el valle, por lo que constituyen sitios potenciales de avenidas. De estas corrientes se abastecen las presas de San José y El Peaje, aguas arriba de la mancha urbana y sus excedentes llegan al Río Santiago.

1.7.1 Escurrimientos cercanos a la zona de estudio

La **Figura 1.7** presenta los escurrimientos superficiales cercanos a la zona de estudio. En ella se puede observar que los escurrimientos superficiales rodean al fraccionamiento Sierra Azul (el cual al ser residencial está bardeado en su perímetro), concluyendo así que no existe un ingreso de agua al fraccionamiento Sierra Azul de forma exterior, únicamente se ve afectado por el agua pluvial interior.

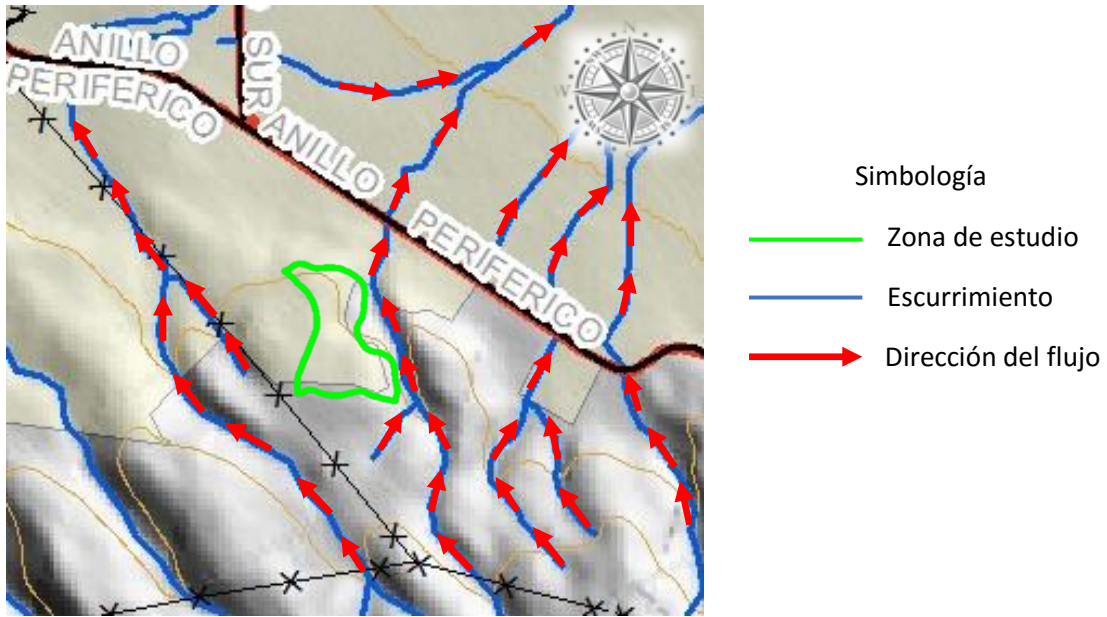


Figura 1.7 Escurrimientos cercanos a la zona de estudio.

Fuente: H.A. de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez, 2011.

1.8 Planteamiento del problema

El conocimiento del funcionamiento del ciclo hidrológico en zonas urbanas permite entender el comportamiento del agua escurrida generada por lluvia.

En años recientes la ciudad de San Luis Potosí ha experimentado un incremento del número de veces en que se han presentado lluvias. Debido a esto, resulta fácil localizar los puntos críticos donde se generan inundaciones (**Figuras 1.8 y 1.9**). En el área de estudio también se presenta esta situación.

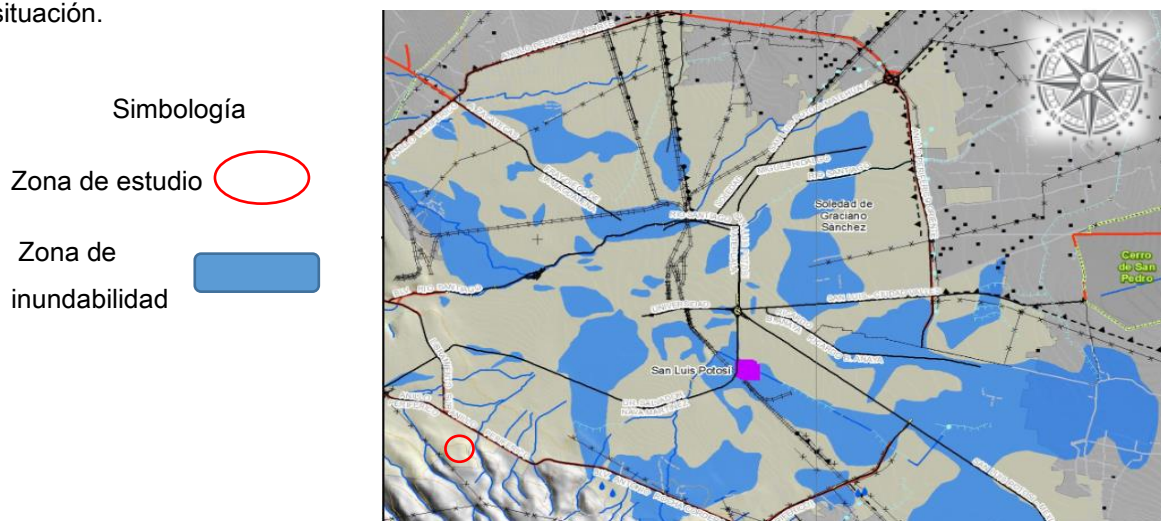


Figura 1.8 Zonas detectadas susceptibles a inundación en la ciudad de San Luis Potosí.

Fuente: H.A. de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez, 2011.

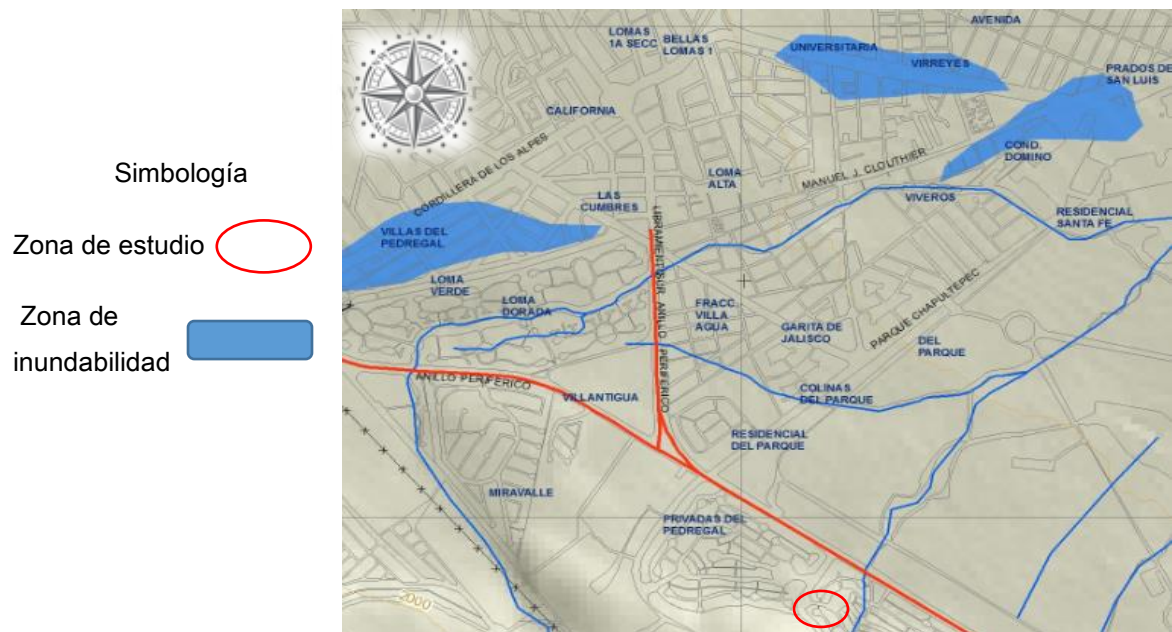


Figura 1.9 Zonas detectadas susceptibles a inundación cercanas a la zona de estudio.

Fuente: H.A. de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez, 2011.

Aunado a esto, otro de los problemas que generan las inundaciones es la existencia de un sistema de drenaje conocido como “alcantarillado mixto”, es decir, un sistema único de drenaje para el drenaje sanitario y el drenaje pluvial, siendo por tanto insuficiente para satisfacer ambas demandas.

Adicionalmente, se debe tener presente el mantenimiento de las estructuras de captación del agua pluvial (sumideros, canales, etc), hacer caso omiso a su mantenimiento ocasionaría la atenuación del problema. Vale la pena, además, añadir la consideración de concientizar a la población del buen uso y cuidado de los sistemas de drenaje. De no haber un buen uso de los sistemas de drenaje, el problema de las inundaciones solo persistirá y las afectaciones continuaran.

En el caso particular del fraccionamiento Sierra Azul, éste no cuenta con un sistema de alcantarillado pluvial, por lo que en época de lluvias el agua pluvial ocasiona afectaciones a las viviendas del fraccionamiento, siendo así necesario implementar un drenaje pluvial con el fin de evacuar las aguas acumuladas dentro del fraccionamiento causadas por las lluvias.

1.9 Metodología

La metodología para la realización de este proyecto fue la siguiente:

1. Selección de la zona de estudio.
2. Recopilación de información necesaria (topografía, datos atmosféricos, etc).
3. Realización de un estudio hidrológico en la zona de estudio para la cuantificación del escurrimiento pluvial que se generará.
4. Modelación de los escurrimientos pluviales en la zona de estudio aplicando el modelo hidrodinámico EFDC EXPLORER.
5. Detección de zonas de acumulación de agua pluvial dentro del fraccionamiento Sierra Azul.
6. Cuantificación del agua pluvial acumulada en las zonas detectadas.
7. Propuesta de solución al problema de inundación del fraccionamiento Sierra Azul.
8. Diseño del sistema de alcantarillado pluvial.

De esta manera se pretende utilizar una metodología más integral para dar una propuesta de solución al problema de inundación del fraccionamiento Sierra Azul.

CAPÍTULO 2

Estudio hidrológico de
la cuenca

2.1 Introducción

2.1.1 Ciclo Hidrológico

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua en la tierra. Involucra un proceso de transporte recirculatorio e indefinido. Este movimiento permanente del ciclo se debe fundamentalmente a dos causas:

- a) El sol proporciona la energía para elevar el agua (evaporación)
- b) La gravedad terrestre, que hace que el agua condensada descienda (precipitación y escurrimiento).

La **Figura 2.1** muestra al ciclo hidrológico en forma esquemática.

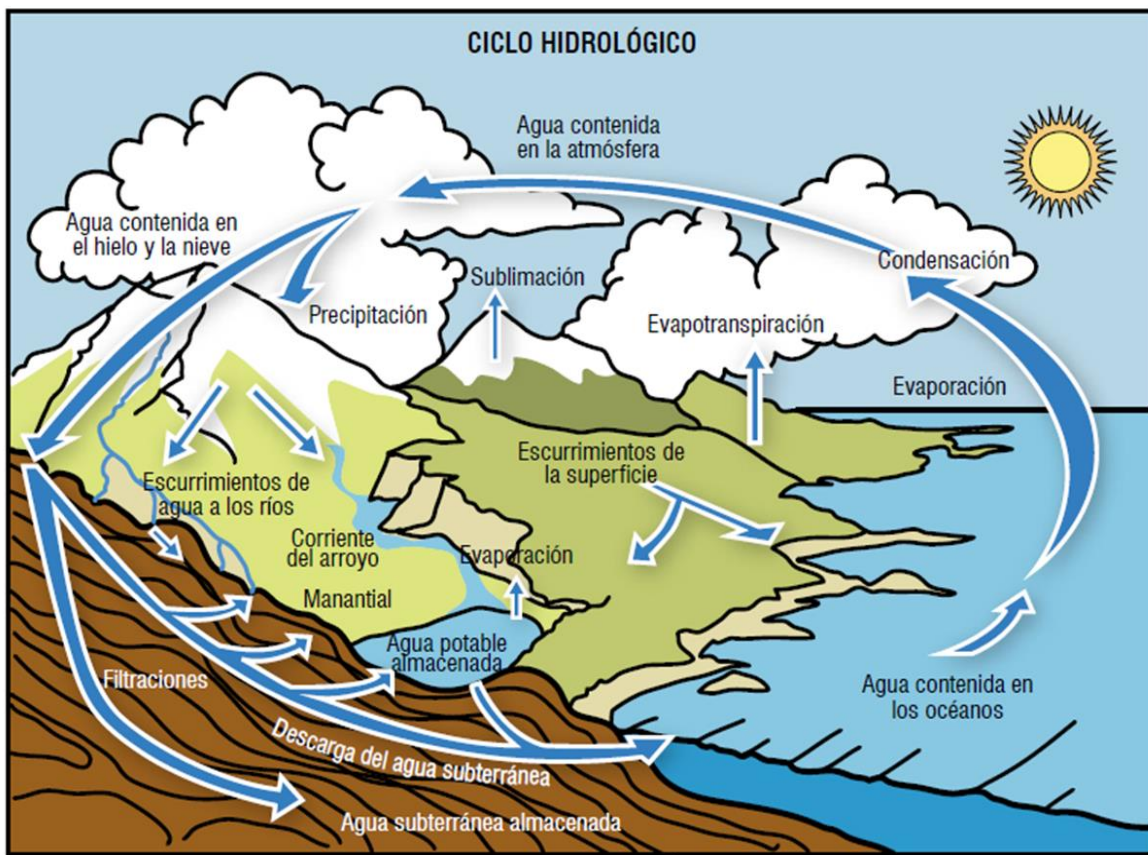


Figura 2.1 Esquema del ciclo hidrológico. Fuente:

<http://cienciasnaturales1cssa.blogspot.mx/2014/01/ciclo-del-agua.html>

2.2 Componentes del ciclo hidrológico

2.2.1 Precipitación

Es conocida como toda forma de humedad que, originándose en las nubes, alcanza la superficie del suelo en forma de lluvia, granizo, nieve, neblina o rocío.

Referente a la precipitación, lo importante es conocer la intensidad, la duración, el patrón y la frecuencia o la probabilidad de ocurrencia para eventos de cierta magnitud.

La precipitación se mide en términos del espesor de lámina de agua que alcanzaría a formarse sobre una superficie impermeable (De la torre, 2005).

2.2.2 Evaporación y transpiración

Evaporación. Proceso en el cual una sustancia como el agua de su estado líquido o sólido pasa a estado gaseoso.

Transpiración. Pérdida de agua a través de los poros de las plantas por evaporación a la atmósfera.

Evapotranspiración. Pérdida del agua a la atmósfera por efecto combinado de evaporación de agua del suelo y transpiración de las plantas. Depende de la radiación solar, temperatura, el viento, la humedad, la duración del día, el suelo y el tipo de vegetación.

Evapotranspiración potencial. Es la máxima evapotranspiración que se produciría si la humedad del suelo y la cobertura vegetal estuvieran en condiciones óptimas.

Evapotranspiración real. Es la que se produce realmente para condiciones particulares. Considera fluctuaciones que expresan niveles variables en la humedad del suelo y con una cubierta vegetal incompleta (De la torre, 2005).

2.2.3 Infiltración

Es la absorción y movimiento del agua precipitada en el suelo y los mantos rocosos. Depende del tipo de suelo, la pendiente, la temperatura, tipo e intensidad de la lluvia y el estado de humedad del suelo antes de la lluvia (De la torre, 2005).

2.2.4 Escorrentía

Término referido al flujo superficial y al flujo en cauces naturales y canales. Se mide por caudal, que es el volumen de agua que pasa por una sección dada en unidad de tiempo (De la torre, 2005).

2.3 Balance Hídrico

Es el análisis de las entradas-salidas y cambio en el almacenamiento dentro de un sistema hidrológico o cuenca hidrológica. Su conocimiento es muy importante, ya que proporciona una idea de la disponibilidad del agua de una región.

2.3.1 Ecuación general del balance hídrico

En todo sistema o subsistema hidrológico el principio de que el agua no se crea ni se destruye se refleja en la ecuación de balance, la cual permite relacionar las unidades de agua que circulan por un ciclo (Campos,1998). En esta ecuación se deben diferenciar las entradas y salidas.

$$E - S = \Delta_S \quad (2.1)$$

En donde:

E: Entradas de agua

S: Salidas de agua

Δ_S : Cambio de almacenamiento

La ecuación general escrita del balance hídrico en componentes es:

$$(P + R_1 + G_1) - (R_2 + G_2 + E_s + E_g + T_s + T_g) = (S_s + S_g) = \Delta_S \quad (2.2)$$

En su forma compacta:

$$P - R - E - T - G = \Delta_S \quad (2.3)$$

Los componentes de la ecuación general del balance hídrico son descritos en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.1 Descripción de los componentes de la ecuación del balance hídrico.

Tipo	Componente	Descripción
Entradas	P	Precipitación.
	R ₁	Escorrentamiento superficial proveniente de otra cuenca.
	G ₁	Flujo de agua subterránea proveniente de otra cuenca.
Salidas	R ₂	Escorrentamiento superficial hacia otra cuenca.
	G ₂	Flujo de agua subterránea hacia otra cuenca.
	E _s	Evaporación superficial.
	E _g	Evaporación subterránea.
	T _s	Transpiración superficial.
	T _g	Transpiración subterránea.
Δs	S _g	Almacenamiento subterráneo.
	S _s	Almacenamiento superficial.

2.4 Condiciones Meteorológicas

2.4.1 Presión atmosférica

Es el peso por unidad de área de la masa de aire atmosférico que está por encima de un lugar determinado. La unidad universal de la presión es el milibar. La presión atmosférica corresponde a la del nivel del mar y tiene una equivalencia de 1013.20 MB o una columna de 760 mm de Hg.

Una ecuación para la evaluación de la presión atmosférica la cual solamente depende de la altitud, con validez hasta los 12000 msnm, está descrita por la ecuación 2.4:

$$P_{atm} = 1013.20 \left(\frac{288 - 0.0065 Z}{288} \right)^{5.256} \quad (2.4)$$

Donde:

P_{atm}: Presión atmosférica en Mb.

Z: altitud en msnm.

2.4.2 Viento

Es el aire en movimiento. Se originan por numerosas fuerzas: las fuerzas de presión, el efecto Coriolis y las fuerzas de fricción. El viento tiene magnitud y dirección. La trayectoria del viento es modificada por la acción de las fuerzas debidas a la rotación de la tierra (fuerza Coriolis), la cual es la desviación relativa de la trayectoria que sufre una masa de aire con respecto de un objeto en la superficie de la Tierra. Esta fuerza es función de la velocidad del viento y de la latitud del lugar (De la torre, 2005).

2.4.3 Temperatura

Término que implica cierto grado de calor. Es una medida de la cantidad de energía que posee un cuerpo como calor (De la torre, 2005).

Para su medición normal se emplean termómetros de bulbo de mercurio, para temperaturas muy elevadas se usa el pirómetro y para temperaturas mínimas el termómetro de alcohol.

2.4.3.1 Temperatura media

Se refiere a la temperatura promedio de la masa de aire atmosférico en una estación durante las 24 horas del día. Puede calcularse con el registro de un termógrafo. El rango de temperaturas entre la máxima y mínima es mayor en zonas continentales que en zonas cercanas al mar. (Silva, 1985).

2.4.4 Radiación solar

Es la principal fuente de energía que produce evaporación. El sol es la fuente madre de energía sobre la tierra y la principal fuerza impulsora de los procesos de evaporación y evapotranspiración. Influye en las variaciones de temperatura, presión, corrientes oceánicas y masas de aire. El instrumento más común para medir la radiación solar es el actinógrafo el cual genera registros de forma continua en cal/cm^2 de la radiación solar global incidente sobre una superficie horizontal (Aparicio, 2005).

2.4.5 Humedad atmosférica

Es el contenido de vapor de agua contenido en la atmosfera. Se produce por procesos de evaporación del agua del suelo, cuerpos de agua, océanos y la transpiración de las plantas. La permanencia del vapor de agua como gas de la atmosfera depende de las condiciones físicas de la atmosfera en un momento dado que tiene que ver con la temperatura y la presión atmosférica (De la torre, 2005).

2.4.5.1 Humedad absoluta

Corresponde a la densidad del vapor de agua. Representa el contenido de humedad en la masa de aire (Silva, 1985).

2.4.5.2 Humedad específica

Es la relación entre la masa de vapor de agua y la masa de aire húmedo.

$$q = \frac{0.622 e}{p - 0.378 e} \quad (2.5)$$

Donde:

q : humedad específica.

e : presión de vapor de agua (mb).

p : presión de aire húmedo (mb).

2.4.5.3. Humedad relativa

Se determina como la relación entre la masa del vapor de agua presente en la atmosfera y la correspondiente a la de saturación. Es igual a la presión de vapor (e) dividida por la presión de vapor de saturación (e_s).

$$H. R. (\%) = \frac{e}{e_s} \cdot 100 \quad (2.6)$$

Los aparatos más comunes para su medición son básicamente dos: el psicrómetro y el higrómetro.

2.5 Hidrología Urbana

La hidrología urbana es la disciplina que trata el agua en las ciudades (donde predominan las superficies casi impermeables y el relieve artificial del terreno), su ocurrencia, circulación, uso y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su relación con los habitantes (Breña, 2010).

Los efectos combinados de la urbanización, la industrialización y el crecimiento poblacional alteran el paisaje natural y la respuesta hidrológica de las cuencas. Las principales modificaciones notables a los componentes del ciclo hidrológico son causadas por el abastecimiento de agua potable, el drenaje y la recolección junto al manejo de las aguas residuales (Campos, 2015).

En el ciclo hidrológico urbano existen dos fuentes principales de agua: el abastecimiento de agua potable municipal y la precipitación (Campos, 2015). La **Figura 2.2** muestra un esquema del ciclo hidrológico urbano.

La hidrología urbana abarca los conceptos de cantidad y calidad del agua. En este trabajo solo se analiza la cantidad, ya que la calidad requiere del uso de conceptos relacionados con aspectos de niveles de contaminantes de las aguas residuales y de los métodos para su correcta depuración, por lo tanto, el análisis de calidad sale de los objetivos particulares de este trabajo.

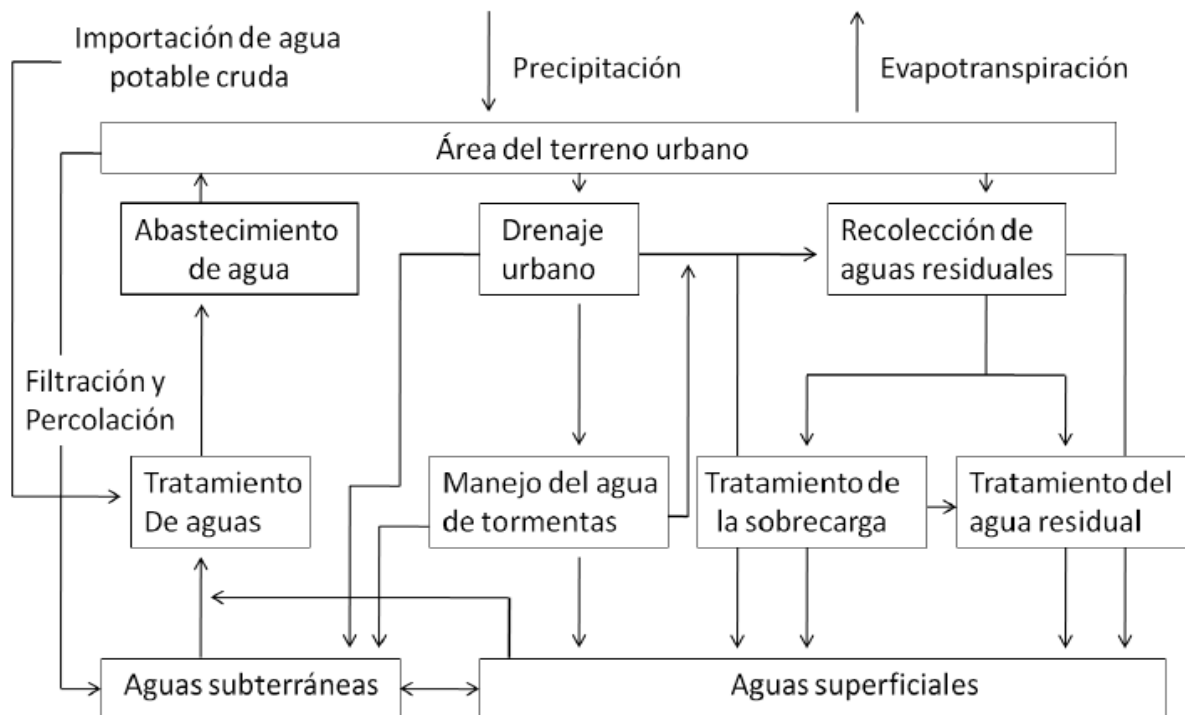


Figura 2.2 Ciclo hidrológico urbano Fuente: Campos 2015

2.6 Geomorfología de la cuenca

2.6.1 Concepto de cuenca

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Aparicio, 2005).

2.6.2 Características de la cuenca y los cauces

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otro, y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización.

Para comenzar un estudio geomorfológico, lo primero que hay que conocer es la ubicación de los ríos y zonas de interés, a fin de integrar las variables participantes que permitirán conocer la respuesta de la cuenca.

El Simulador de flujos de agua de cuencas (SIATL) es una plataforma computacional que permite detectar los escurrimientos. Esta plataforma es una herramienta proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).

La **Figura 2.3** muestra los escurrimientos y las direcciones de flujo que según SIATL existen en la zona de estudio.

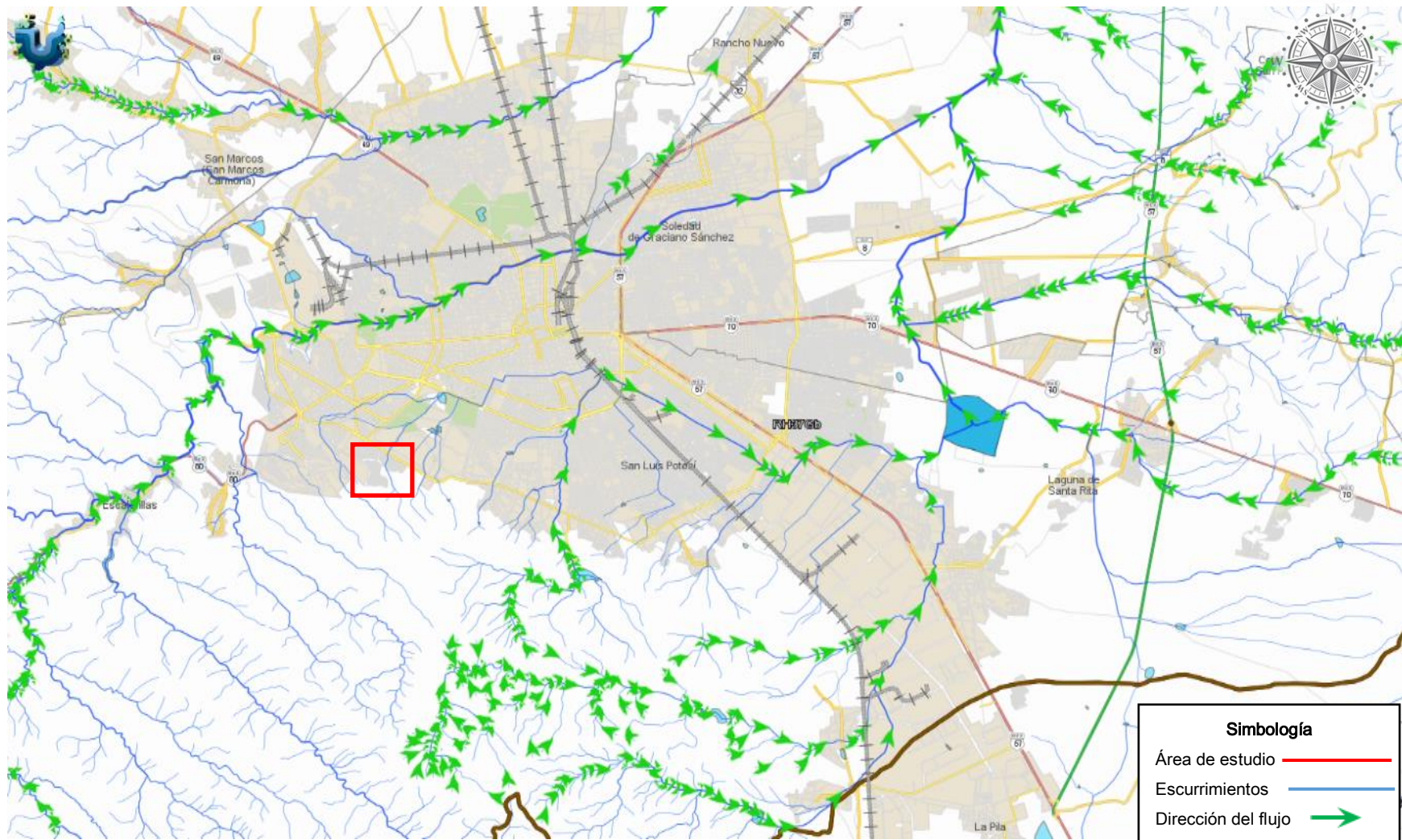


Figura 2.3 Escurremientos cercanos a la zona de estudio (Fuente: Google Earth).

La topografía del lugar donde se encuentra el fraccionamiento Sierra Azul muestra que sobre su superficie existen dos parteaguas, haciendo necesario que el análisis hidrológico sea hecho a través de dos subcuencas. Para auxiliarse en el trazo del parteaguas, se utilizó la plataforma SIATL del INEGI. Dichos parteaguas son mostrados en las Figuras 2.4 y 2.5.

2.6.3 Subcuencas a realizar el estudio hidrológico

Las subcuencas en este estudio se localizan, de acuerdo a la subdivisión hecha por la subdirección general de programación de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en la región hidrológica No. 37 “El Salado”. La Figura 2.6 muestra un mapa de la República Mexicana con sus regiones hidrológicas.

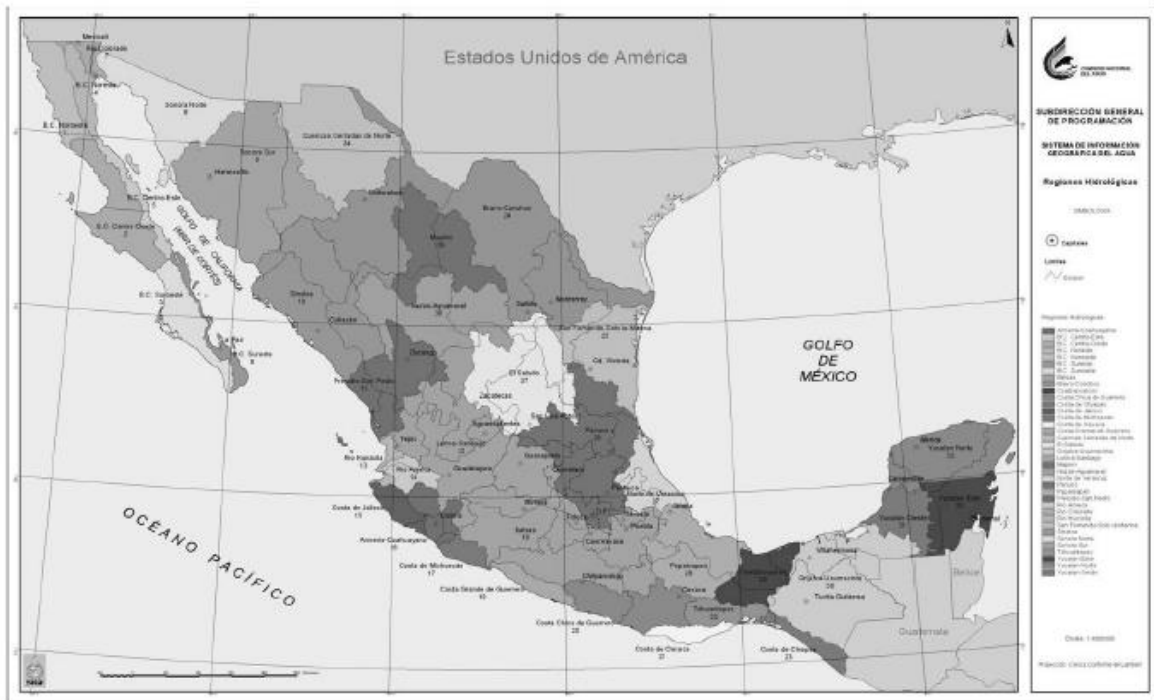


Figura 2.6 Regiones hidrológicas de México. Fuente: CONAGUA

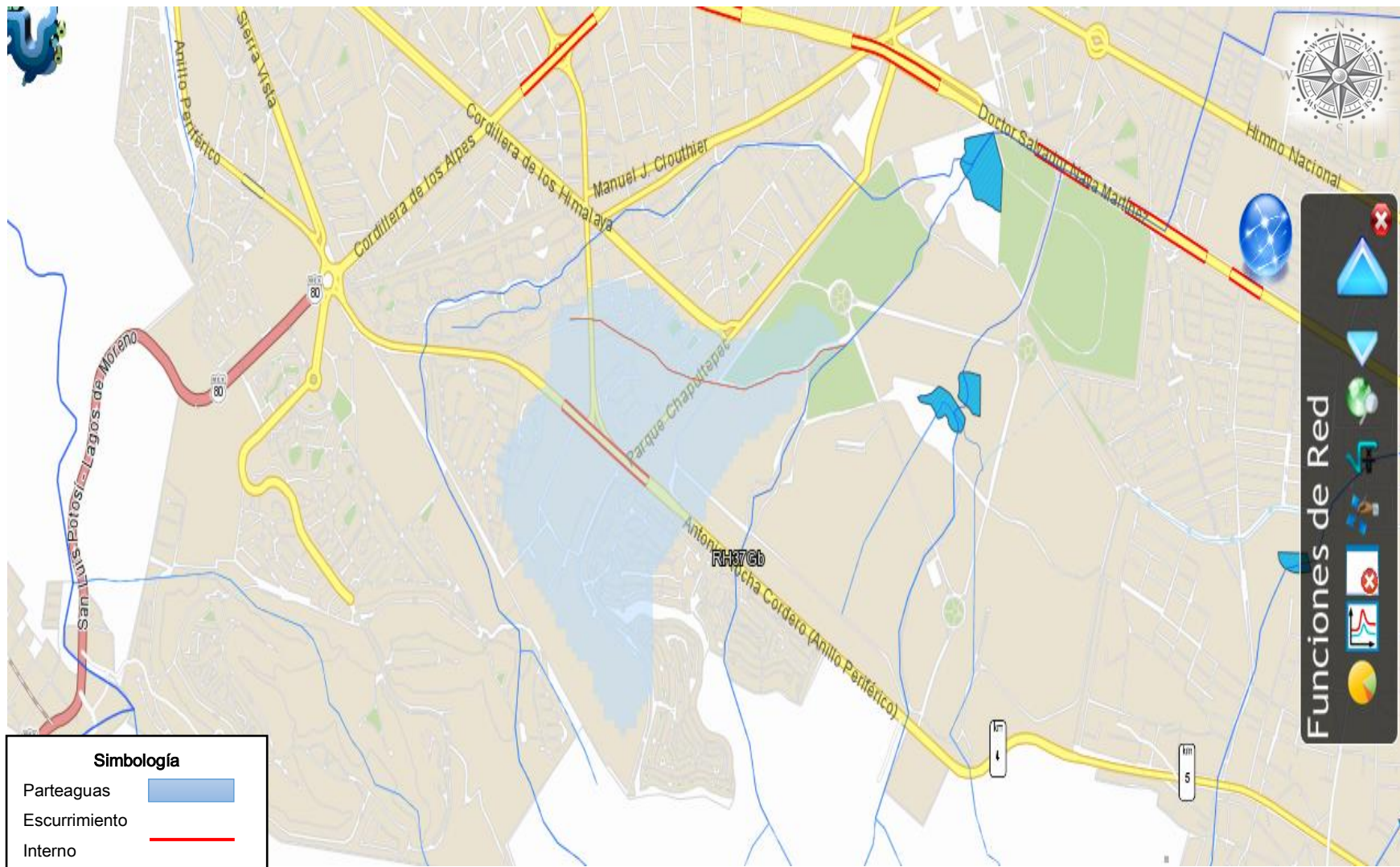


Figura 2.4 Subcuenca "A", parteaguas trazado con el SIATL, Fuente: INEGI.

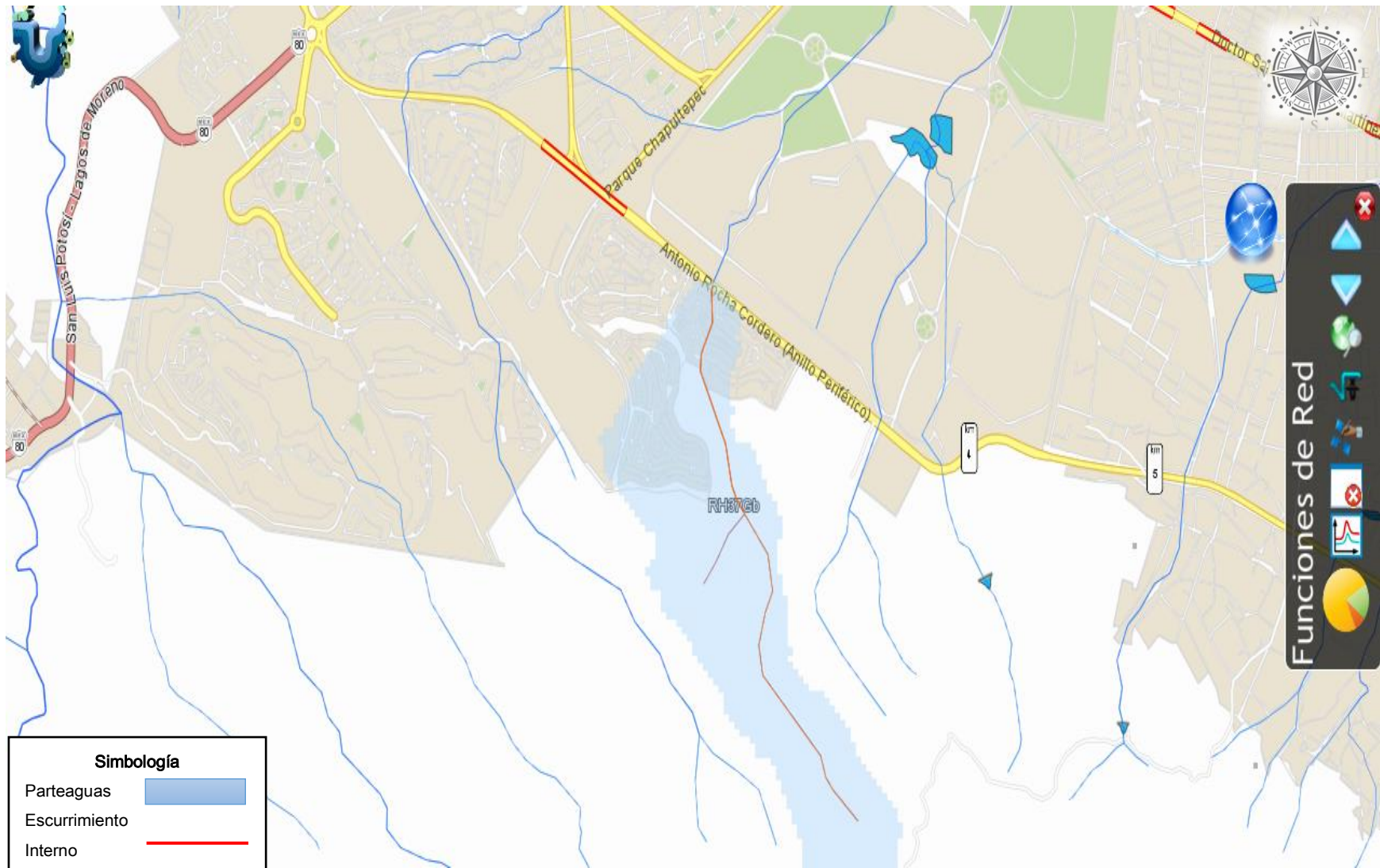


Figura 2.5 Subcuenca "B", parteaguas trazado con el SIATL, Fuente: INEGI.

Las subcuencas delimitadas por su parteaguas con sus respectivas consideraciones son las mostradas en la **Figura 2.7**. Ambas subcuencas son del tipo exorreico, es decir, su punto de interés (punto de descarga) se encuentra en el parteaguas.



Figura 2.7 Parteaguas de las subcuencas en estudio. Fuente: Google Earth

2.6.4 Área y perímetro de las subcuencas

El parteaguas es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas (Aparicio, 2005). Es el encargado de delimitar el área de la cuenca, y debe corresponder a las fronteras físicas del flujo. La **Tabla 2.2** presenta el área y perímetro de las subcuencas en estudio.

Tabla 2.2 Área y perímetro de las subcuencas a estudiar.

Subcuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)
A	1.7954	5.6519
B	0.6676	3.7606

De acuerdo a la clasificación por tamaño de cuenca mostrada en la **Tabla 2.3** (Campos, 1998) puede decirse que las subcuencas son “Muy pequeñas”.

Tabla 2.3 Clasificación de las cuencas según su tamaño. Fuente: Campos, 1998.

Área de la cuenca (km ²)	Clasificación
< 25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia pequeña
500 a 2500	Intermedia grande
2500 a 5000	Grande
> 5000	Muy grande

2.6.5 Coeficiente de compacidad

Es una medida de la redondez de las cuencas. Compara la forma de la cuenca con la de una circunferencia, cuyo círculo inscrito tiene la misma área de la cuenca en estudio. Indica la tendencia a concentrar el volumen de escurrimiento.

Este coeficiente se define como la razón entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de la circunferencia. P_c es el perímetro de la cuenca en km y A el área de la cuenca en km².

$$C_c = 0.2820 \frac{P_c}{\sqrt{A}} \quad (2.7)$$

Si resulta que $C_c = 1$, la cuenca tiene forma circular, mientras que si $C_c > 1$, la cuenca es alargada y/o asimétrica.

Los valores de este índice serán mayores a la unidad, sin embargo, la concentración de agua será más destacado si este coeficiente tiende a la unidad. Existe una clasificación de este coeficiente establecida en las siguientes características mostrada en la **Tabla 2.4** (TRAGSA, 1994).

Tabla 2.4 Forma de la cuenca de acuerdo al coeficiente de compacidad

Valor del coeficiente	Descripción de la forma
1.00 – 1.25	Redonda
1.25 – 1.50	Ovalada
1.50 – 1-75	Oblonga

Para las subcuencas en estudio, el coeficiente de compacidad es el mostrado en la **Tabla 2.5**.

Tabla 2.5 Coeficiente de compacidad para las subcuencas y su descripción de forma.

Subcuenca	Cc	Forma
A	1.1895	Redonda
B	1.2979	Ovalada

2.6.6 Curva hipsométrica de las subcuencas

La topografía o relieve de una cuenca puede tener más influencia sobre su respuesta hidrológica que la forma de la misma. Es frecuente definir el relieve de una cuenca por medio de su llamada curva hipsométrica. Esta representa gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes.

Para realizar el trazo de la curva, es necesario dividir las subcuencas en áreas parciales correspondientes a la superficie entre curvas topográficas. Las curvas hipsométricas se presentan en las **Figuras 2.9 y 2.10**.

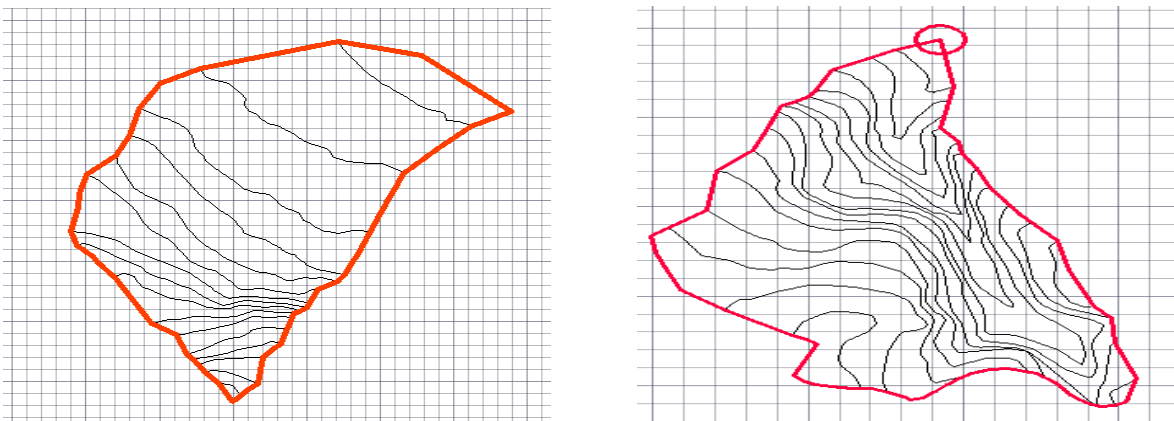


Figura 2.8 División en áreas parciales para cada subcuenca.

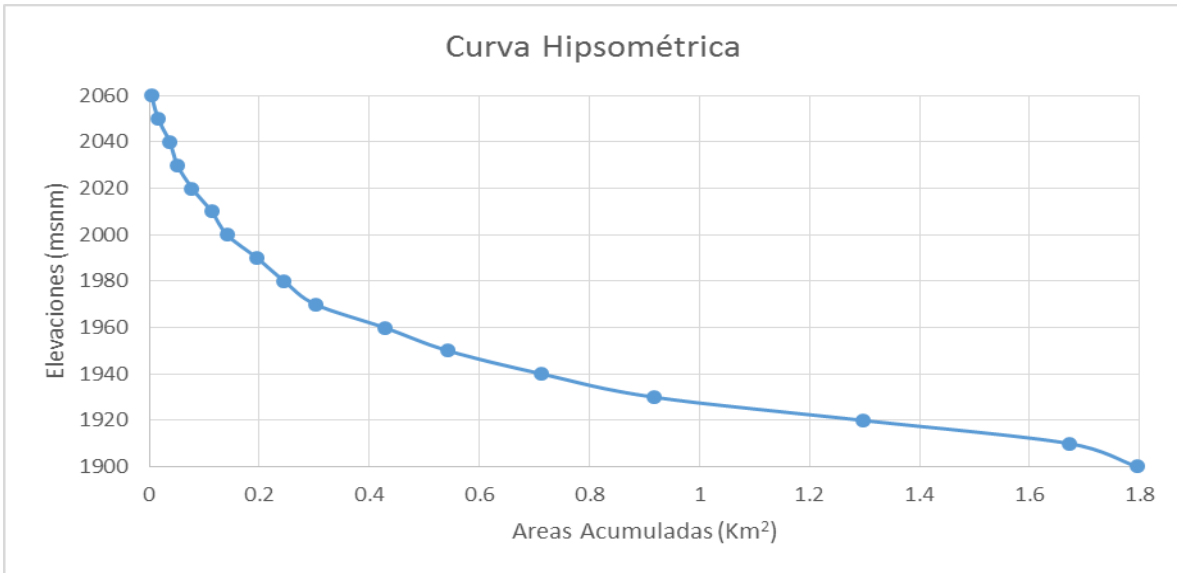


Figura 2.9 Curva hipsométrica de la subcuenca A.

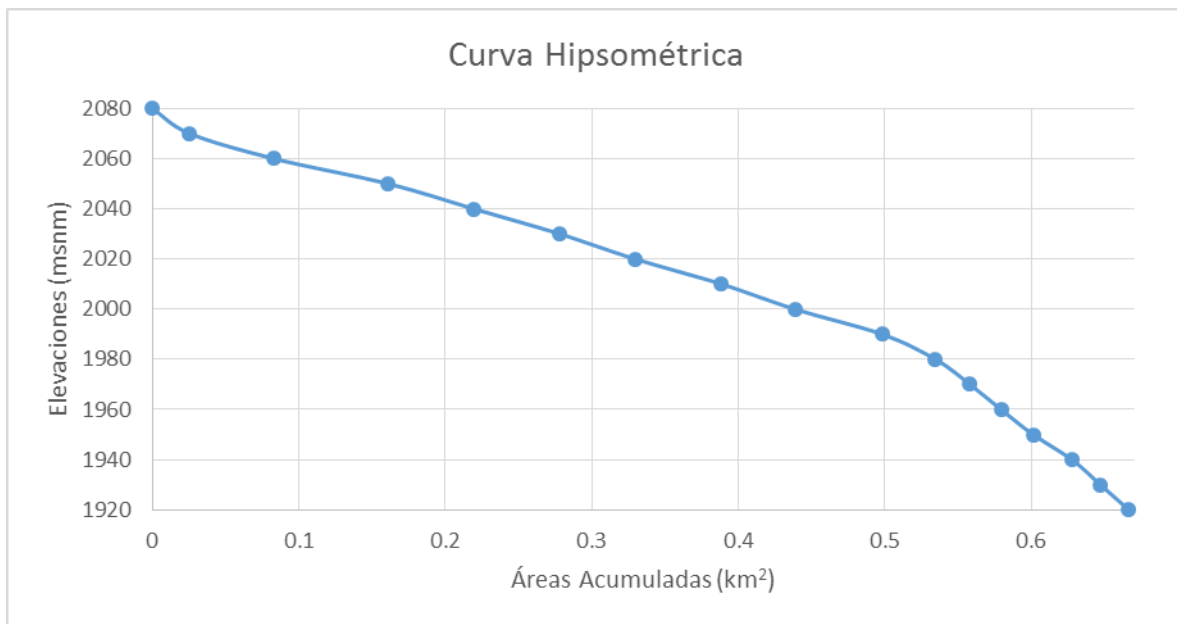


Figura 2.10 Curva hipsométrica de la subcuenca B.

Por medio del análisis hipsométrico se concluye:

Cuenca A: Cuenca de pie de montaña geológicamente madura.

Cuenca B: Cuenca de meseta geológicamente joven.

2.6.7 Elevación media de la cuenca

Esta tiene una influencia fundamental en el régimen hidrológico, debido al efecto que presentan las precipitaciones que alimentan el ciclo hidrológico de la cuenca.

La elevación media es calculada con la siguiente formula:

$$E_{Media} = \frac{\sum A_i E_i}{A_T} \quad (2.8)$$

Tabla 2.6 Elevación media para cada subcuenca.

Subcuenca	Elevación media (msnm)
A	1932.6173
B	2014.5801

La información detallada para la obtención de la curva hipsométrica, así como para la elevación media para ambas subcuencas, es presentada en las **Tablas 2.7 y 2.8**.

Tabla 2.7 Datos para la obtención de la curva hipsométrica y elevación media para la subcuenca A.

#	Elevación (msnm)	Areas (Km ²)	Areas Acumuladas (Km ²)	D	A * Desnivel	
1	2060 - 2050	0.004	0.004	2055	8.015	
2	2050 - 2040	0.012	0.016	2045	24.949	
3	2040 - 2030	0.021	0.037	2035	42.735	
4	2030 - 2020	0.014	0.051	2025	28.350	
5	2020 - 2010	0.027	0.078	2015	53.599	
6	2010 - 2000	0.036	0.113	2005	71.378	
7	2000 - 1990	0.028	0.141	1995	55.661	
8	1990 - 1980	0.054	0.196	1985	107.984	
9	1980 - 1970	0.050	0.245	1975	97.960	
10	1970 - 1960	0.057	0.302	1965	111.416	
11	1960 - 1950	0.125	0.427	1955	244.962	
12	1950 - 1940	0.116	0.543	1945	225.426	
13	1940 - 1930	0.170	0.713	1935	329.337	
14	1930 - 1920	0.204	0.917	1925	392.315	
15	1920 - 1910	0.380	1.297	1915	726.743	
16	1910 - 1900	0.375	1.672	1905	714.947	
17	1900 - 1890	0.123	1.795	1895	233.275	
Totales		1.795			3469.048	
					Elevación media de la subcuenca:	1932.617

Tabla 2.8 Datos para la obtención de la curva hipsométrica y elevación media para la subcuenca B.

#	Elevación (msnm)	Areas (Km ²)	Areas Acumuladas (Km ²)	D	A * Desnivel
1	2080 - 2070	0.026	0.026	2075	53.2200
2	2070 - 2060	0.058	0.083	2065	118.8488
3	2060 - 2050	0.078	0.161	2055	160.0693
4	2050 - 2040	0.058	0.220	2045	119.5754
5	2040 - 2030	0.059	0.278	2035	119.1832
6	2030 - 2020	0.051	0.330	2025	104.1975
7	2020 - 2010	0.059	0.389	2015	118.8478
8	2010 - 2000	0.050	0.439	2005	100.4634
9	2000 - 1990	0.059	0.498	1995	118.6954
10	1990 - 1980	0.036	0.535	1985	72.3759
11	1980 - 1970	0.024	0.558	1975	46.4337
12	1970 - 1960	0.021	0.579	1965	41.7694
13	1960 - 1950	0.022	0.601	1955	42.7559
14	1950 - 1940	0.026	0.628	1945	51.5169
15	1940 - 1930	0.019	0.647	1935	37.5300
16	1930 - 1920	0.019	0.667	1925	37.3360
Totales		0.667			1342.8185
				Elevación media de la subcuenca:	2014.5811

2.6.8 Pendiente de la cuenca

La pendiente de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo de los cauces. Es uno de los factores físicos que controlan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas (Campos ,1998).

La pendiente de la cuenca puede ser conocida con el criterio de J.W. Alvord, el cual utiliza la siguiente relación:

$$S_c = \frac{D \cdot L}{A} \quad (2.9)$$

En donde:

D: Desnivel entre curvas de nivel.

A: Área de la cuenca en km².

L: Longitud total de las curvas de nivel, en km.

Los datos para obtener la pendiente de las subcuencas se presentan en la **Tabla 2.9**.

Tabla 2.9 Datos para la obtención de la pendiente para ambas subcuencas.

Subcuenca A		Subcuenca B	
Long. Total Curvas (L) en km	12.4287	Long. Total Curvas (L) en km	16.0831
Desnivel (D) en km	0.01	Desnivel (D) en km	0.01
Área de la cuenca (A) en km ²	1.795	Área de la cuenca (A) en km ²	0.667
Pendiente de la cuenca (S)	0.06924	Pendiente de la cuenca (S)	0.241
S en %	6.92	S en %	24.129

2.6.9 Factor de forma

Es la relación entre el área de la cuenca (A en km²) y el cuadrado de la longitud de cuenca (Lc en km). La longitud de cuenca es la distancia máxima desde el punto de interés hasta el parteaguas en la dirección del cauce principal. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

$$F = \frac{A}{Lc^2} \quad (2.10)$$

Una cuenca con un factor de forma bajo, está menos sujeta a crecientes que una de la misma área y mayor factor de forma. Para las subcuencas en estudio se tiene el factor de forma en la **Tabla 2.10** y su significado en la **Tabla 2.11**:

Tabla 2.10 Longitud de cuenca y factor de forma para ambas subcuencas.

Subcuenca	Longitud de cuenca (km)	Factor de forma
A	1.5122	0.7851
B	1.3149	0.3861

Tabla 2.11 Clasificación del significado del factor de forma.

Factor de forma	Interpretación
F > 1	Cuenca achatada, tendencia a ocurrencia de avenidas
F < 1	Cuenca alargada, baja susceptibilidad a las avenidas

2.6.10 Relación de elongación

Está definido como la relación entre el diámetro de un círculo que posea la misma área de la cuenca y cuyo diámetro sea igual a la longitud de cuenca.

$$R_e = 1.1283 \frac{\sqrt{A}}{L_c} \quad (2.11)$$

Si el valor de la relación de elongación se acerca a la unidad entonces la cuenca es muy plana y circular. Mientras que, si la cuenca es plana con porciones accidentadas, la relación de elongación estará entre 0.5 y 0.8. La relación de elongación para las subcuencas se presenta en la **Tabla 2.12**.

Tabla 2.12 Relación de elongación para ambas subcuencas.

Subcuenca	R_e	Interpretación
A	0.9998	Relieve bajo y de pendiente pequeña
B	0.7011	Relieve alto y de pendiente pronunciada

2.7 Geomorfología de la red de drenaje

La red de drenaje de una cuenca es el sistema de cauces por el que fluyen los escurrimientos superficiales, subsuperficiales y subterráneos, de manera temporal o permanente. Su importancia se manifiesta por sus efectos en la formación y rapidez de drenado de los escurrimientos normales o extraordinarios (Campos, 1998). La **Figura 2.11** muestra la red de drenaje, así como el orden de las subcuencas. La subcuenca A es de orden 1 y la subcuenca B es de orden 2.

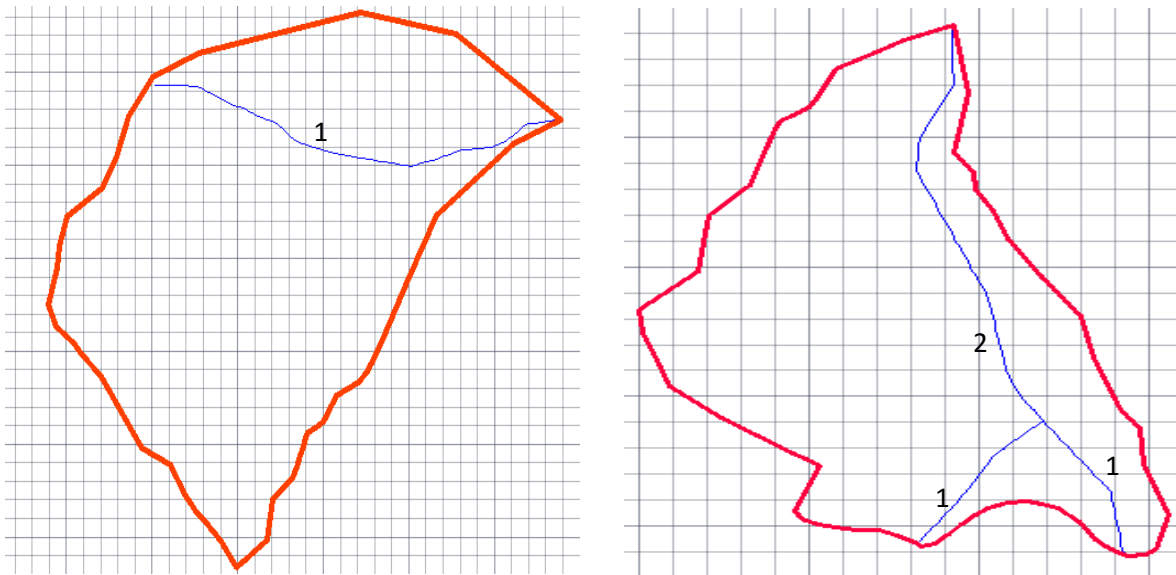


Figura 2.11 Red de drenaje y orden de las subcuencas.

2.7.1 Cauce Principal y corrientes tributarias

El cauce principal de una cuenca es la corriente que pasa por el punto de descarga de la misma. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Si el grado de bifurcación de un sistema de drenaje es alto, la respuesta de la cuenca a la precipitación será rápida. (Aparicio, 2005). Esto se puede apreciar en la **Figura 2.11**. Los datos del cauce principal se presentan en la **Tabla 2.13**.

Tabla 2.13 Datos del cauce principal para ambas subcuencas.

Subcuenca	Longitud del cauce principal (km)
A	1.5722
B	1.3905

2.7.2 Orden de corrientes

Es una clasificación que refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca (**Tabla 2.14**).

Tabla 2.14 Orden de corrientes para ambas subcuencas.

Orden de corrientes cuenca A			Orden de corrientes cuenca B		
Orden	Longitud (km)	Número	Orden	Longitud (km)	Número
1	1.572	1	1	0.738	2
Suma	1.572	1	2	1.018	1
			Suma	1.756	3

2.7.3 Densidad de drenaje

Se define como la longitud total de los cauces dentro de la cuenca ($\sum L_u$) en km, dividida entre el área total de drenaje (A) en km². Está dada por la siguiente fórmula:

$$D_d = \frac{\sum L_u}{A} \quad (2.12)$$

La densidad de drenaje para ambas subcuencas se presenta en la **Tabla 2.15**.

Tabla 2.15 Densidad de drenaje para ambas subcuencas.

Subcuenca	Densidad de drenaje (km ⁻¹)
A	0.8757
B	2.633

2.7.4 Densidad de corrientes

Se define como el número de corrientes perennes e intermitentes ($\sum N_u$) por unidad de área (A) en km². La densidad de corrientes para ambas subcuencas se presenta en la **Tabla 2.16**.

$$D_d = \frac{\sum N_u}{A} \quad (2.13)$$

Tabla 2.16 Densidad de corrientes para ambas subcuencas.

Subcuenca	Densidad de drenaje (corriente / km ²)
A	0.636
B	4.497

2.7.5 Perfil topográfico del cauce principal

El perfil de un río se obtiene llevando a una gráfica los valores de sus recorridos horizontales (abscisas) contra sus cambios de elevaciones respectivas (ordenadas). Las **Tablas 2.17** y **2.18** muestran la información para el trazo de los perfiles topográficos de las subcuencas A y B respectivamente.

Tabla 2.17 Datos del cauce principal para la subcuenca A.

Tabla de datos del cauce principal subcuenca A			
#	Elevación (msnm)	Long. (Km)	Long. Acumulada (Km)
1	1917.839 - 1910	0.377	0.377
2	1910 - 1900	0.985	1.362
3	1900 - 1895.366	0.210	1.572
Totales		1.572	

Tabla 2.18 Datos del cauce principal para la subcuenca B.

Tabla de datos del cauce principal cuenca B			
#	Elevación (msnm)	Long. (Km)	Long. Acumulada (Km)
1	2059.058 - 2050	0.074	0.074
2	2050 - 2040	0.065	0.138
3	2040 - 2030	0.047	0.186
4	2030 - 2020	0.031	0.217
5	2020 - 2010	0.034	0.251
6	2010 - 2000	0.022	0.273
7	2000 - 1990	0.133	0.406
8	1990 - 1980	0.297	0.703
9	1980 - 1970	0.048	0.751
10	1970 - 1960	0.077	0.828
11	1960 - 1950	0.110	0.938
12	1950 - 1940	0.133	1.071
13	1940 - 1930	0.132	1.203
14	1930 - 1922.058	0.188	1.391
Totales		1.391	

Las Figuras 2.12 y 2.13 muestran el perfil del cauce principal para subcuenca A y subcuenca B respectivamente.

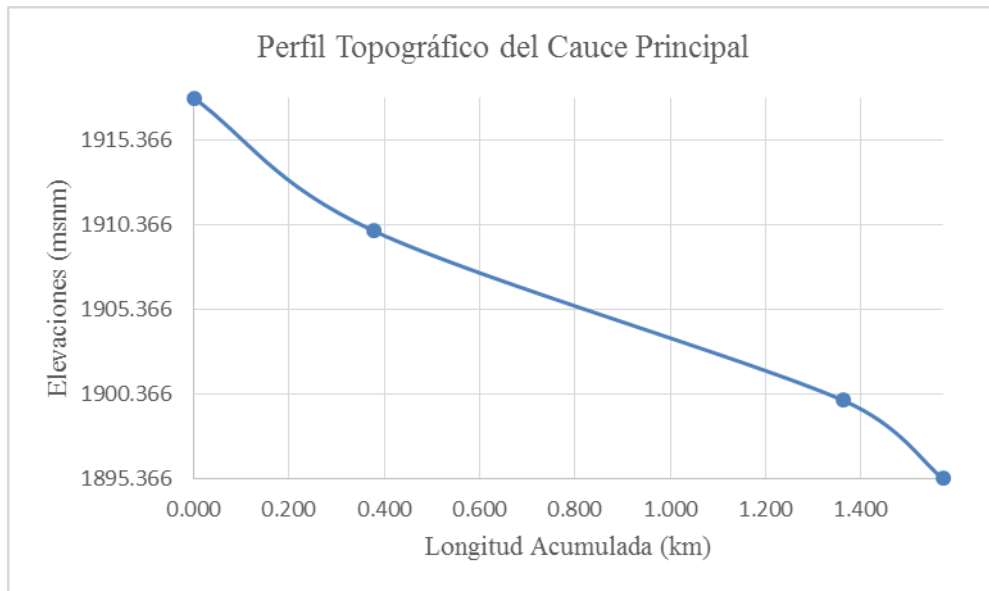


Figura 2.12 Perfil topográfico del cauce principal de la subcuenca A.

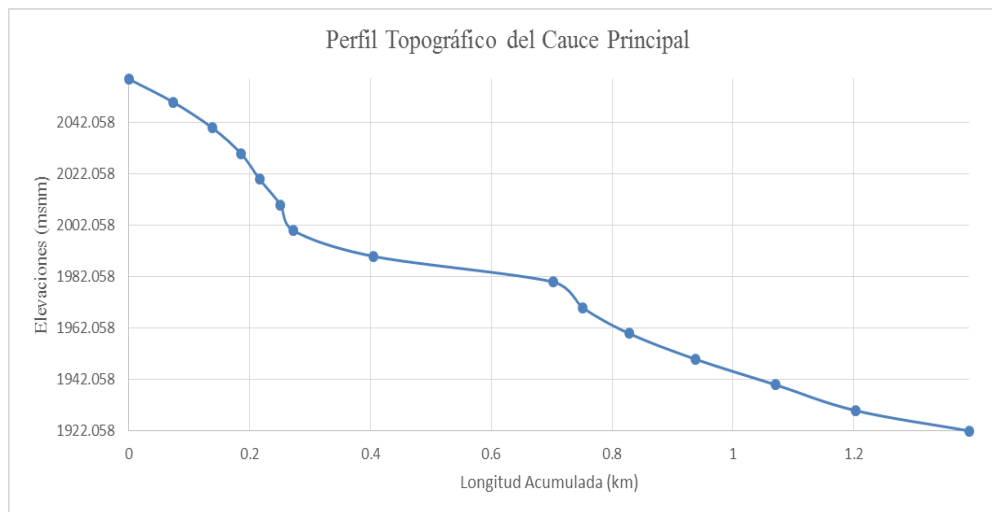


Figura 2.13 Perfil topográfico del cauce principal de la subcuenca B.

2.7.6 Pendiente del cauce principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenidas y con la capacidad para el transporte de sedimentos. Debido a que la pendiente varía a lo largo del cauce, es menester definir una pendiente media, aplicando distintos métodos (Aparicio, 2005).

2.7.6.1 Método simplificado

Consiste en determinar el desnivel entre el punto más elevado y el punto más bajo del cauce en estudio y luego dividirlo entre la longitud del mismo cauce.

$$S_s = \frac{H}{L_{Total}} \quad (2.14)$$

Para subcuenca A:

$$S_s = \frac{1917.839 \text{ mts} - 1895.366 \text{ mts}}{1572 \text{ mts}} = 0.0143 = 1.423\%$$

Para subcuenca B:

$$S_s = \frac{2059.058 \text{ mts} - 1922.058 \text{ mts}}{1391 \text{ mts}} = 0.0985 = 9.85 \%$$

2.7.6.2 Método de reducción de porcentajes

Consiste en quitar al cauce un porcentaje de sus 2 orillas, el 15% de la longitud total en la orilla de mayor pendiente y el 10% de la longitud total en la orilla de menor pendiente. Finalmente, por el método simplificado obtener la pendiente a la parte central la cual tendrá una longitud del 75% de la longitud total.

$$S_{RP} = \frac{H'}{0.75L_{Total}} \quad (2.15)$$

Para subcuenca A:

$$S_{RP} = \frac{12.6741 \text{ mts}}{0.75 \cdot 1572 \text{ mts}} = 0.01075 = 1.075 \%$$

Para subcuenca B:

$$S_{RP} = \frac{108.2064 \text{ mts}}{0.75 \cdot 1391 \text{ mts}} = 0.1037 = 10.37 \%$$

2.7.6.3 Método de igualación de áreas

Consiste en trazar una recta partiendo del punto más bajo del cauce con dirección a su punto más alto. La recta deberá quedar ubicada de tal forma que las áreas que se definan entre la recta y el perfil topográfico por encima de la recta sean iguales a las que se forma por debajo de la recta. La pendiente del cauce por este método será la pendiente de la recta obtenida por el cauce principal (Figuras 2.14 y 2.15).

$$S_{RI} = \frac{H''}{L_{Total}} \quad (2.16)$$

Para subcuenca A:

$$S_{RI} = \frac{21.35 \text{ mts}}{1572 \text{ mts}} = 0.0136 = 1.36\%$$

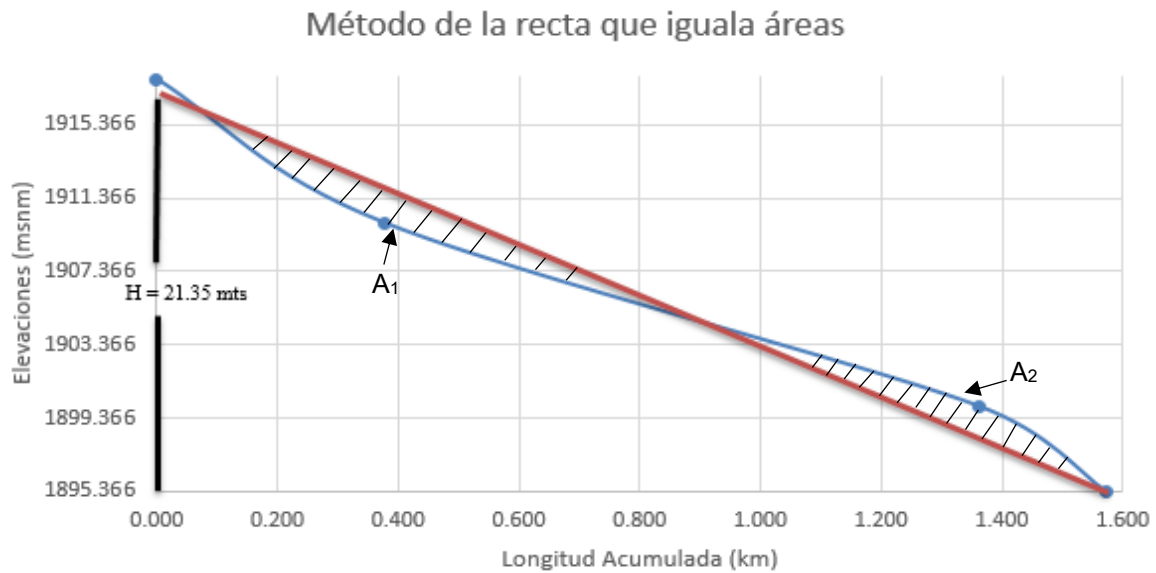


Figura 2.14 Pendiente del cauce principal por el método que iguala áreas para la subcuenca A.

Para subcuenca B:

$$S_{RI} = \frac{108.41 \text{ mts}}{1391 \text{ mts}} = 0.07794 = 7.794\%$$

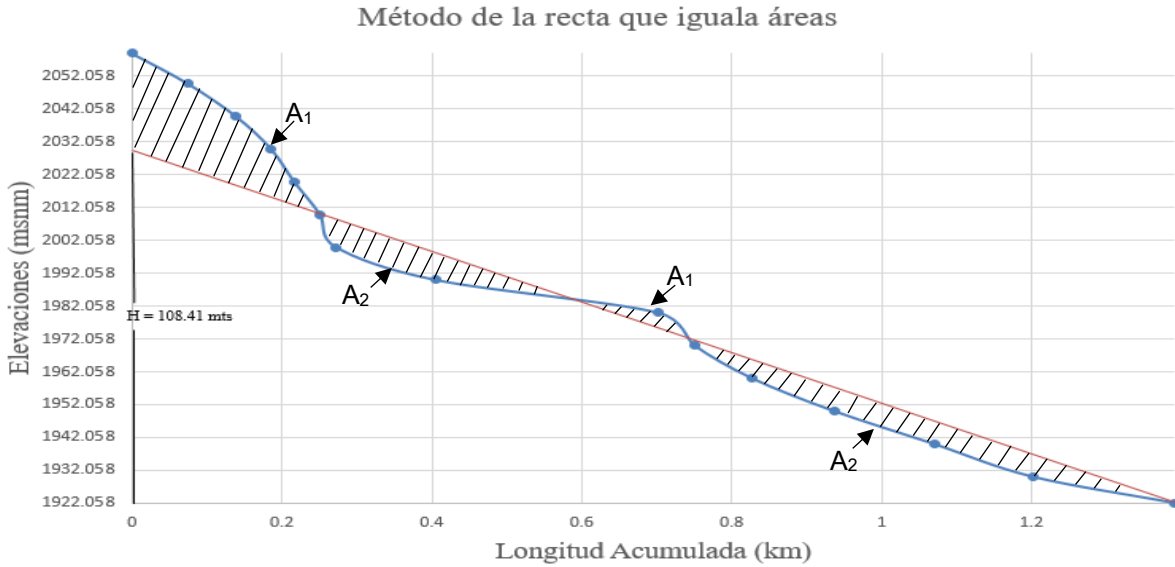


Figura 2.15 Pendiente del cauce principal por el método que iguala áreas para la subcuenca B.

2.7.6.4 Método de la fórmula de Taylor – Schwarz

El método trata de ajustar una rasante al perfil del cauce, los proponentes de este método sugieren dividir el cauce en tramos de igual longitud, para cada tramo se obtiene su pendiente por el método simplificado para finalmente aplicar la fórmula. Para aplicar este método, el número de tramos (n) deberá ser como mínimo 6 (Figuras 2.16 y 2.17).

$$S_{TS} = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (2.17)$$

$$S_i = \frac{H_i}{l} \quad (2.18)$$

$$l = \frac{L_{Total}}{n} \quad (2.19)$$

Para subcuenca A:

Número de tramos "n" = 8

$$\frac{1572 \text{ mts}}{8} = 196.5 \text{ mts}$$

$$= \left[\frac{8}{\frac{1}{\sqrt{0.0207}} + \frac{1}{\sqrt{0.0199}} + \frac{1}{\sqrt{0.0101}} + \frac{1}{\sqrt{0.0101}} + \frac{1}{\sqrt{0.0101}} + \frac{1}{\sqrt{0.0101}} + \frac{1}{\sqrt{0.0109}} + \frac{1}{\sqrt{0.022}}} \right]^2$$

$$S_{TS} = \left[\frac{8}{69.9971} \right]^2 = 0.01306 = 1.31\%$$

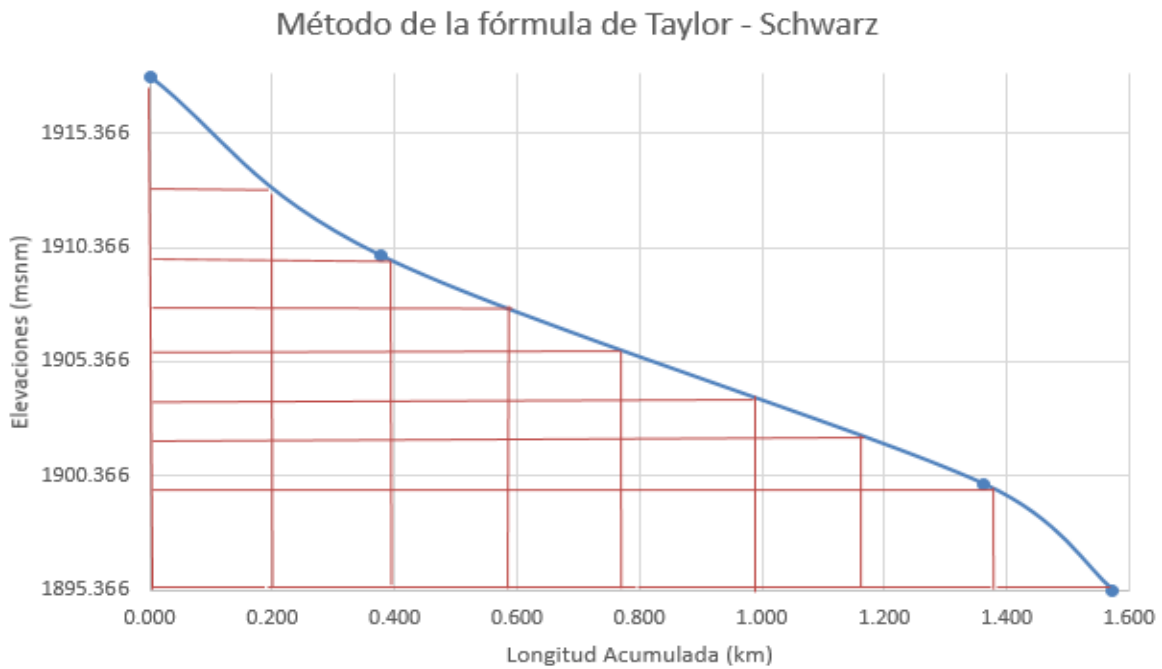


Figura 2.16 Pendiente del cauce principal por el método de la fórmula de Taylor - Schwarz para la subcuenca A.

Para subcuenca B:

Número de tramos "n" = 8

$$\frac{1391 \text{ mts}}{8} = 173.875 \text{ mts}$$

$$S_{TS} = \left[\frac{8}{\frac{1}{\sqrt{0.1525}} + \frac{1}{\sqrt{0.2194}} + \frac{1}{\sqrt{0.0476}} + \frac{1}{\sqrt{0.0337}} + \frac{1}{\sqrt{0.1381}} + \frac{1}{\sqrt{0.0814}} + \frac{1}{\sqrt{0.073}} + \frac{1}{\sqrt{0.0422}}} \right]^2$$

$$S_{TS} = \left[\frac{8}{29.4931} \right]^2 = 0.07357 = 7.357\%$$

Método de la fórmula de Taylor - Schwarz

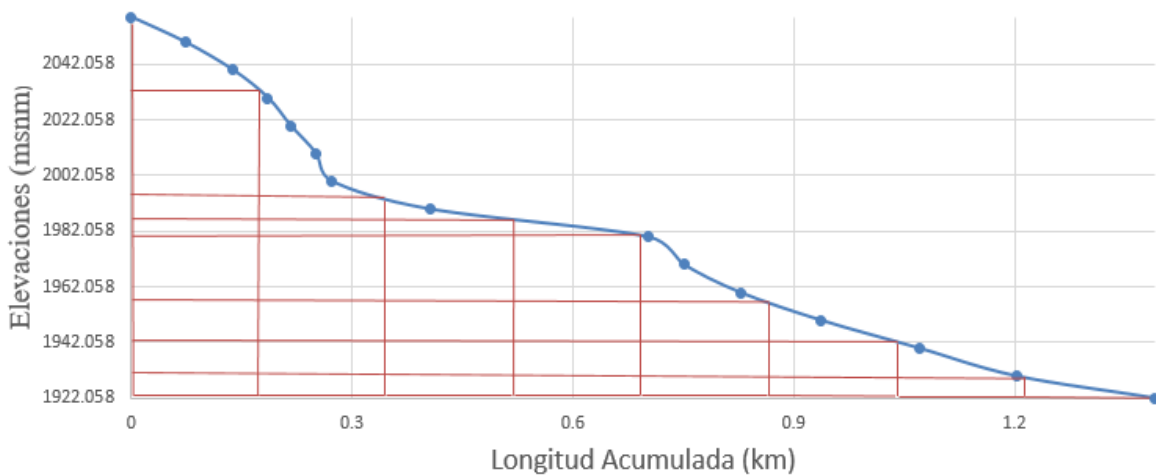


Figura 2.17 Pendiente del cauce principal por el método de la fórmula de Taylor - Schwarz para la subcuenca B.

2.7.7 Comparación de métodos para la obtención de la pendiente del cauce principal

En la **Tabla 2.19** se muestra una comparación de las pendientes del cauce principal calculada por los distintos métodos utilizados.

Tabla 2.19 Comparativa de los resultados para la obtención de la pendiente del cauce principal expresados en % para ambas subcuencas.

Subcuenca	Método simplificado	Método reducción de porcentajes	Método que iguala áreas	Método de la fórmula de Taylor - Schwarz
A	1.423	1.075	1.36	1.31
B	9.85	10.37	7.794	7.357

2.7.8 Coeficiente de torrencialidad (C_t)

Relaciona el número de corrientes de primer orden y el área total de la cuenca. A mayor magnitud, mayor el grado de torrencialidad que presentará una cuenca.

$$C_t = \frac{\# \text{ de corrientes de orden 1}}{A} \quad (2.20)$$

La **Figura 2.11** muestra el número de corrientes de orden 1, haciendo su conteo y dividiendo entre el área, se obtienen los resultados mostrados en la **Tabla 2.20**.

Tabla 2.20 Coeficiente de torrencialidad para ambas subcuencas.

Subcuenca	C_t (km ⁻²)
A	0.557
B	2.995

2.8 Estudio climatológico

El estudio climatológico de la zona de estudio se basa principalmente en conocer y predecir la cantidad de agua que se ha precipitado y la que se precipitará debido a fenómenos climatológicos, principalmente la lluvia.

Primeramente, es necesario detectar todas las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio, después conseguir de cada una de ellas los datos históricos de lluvias que han registrado.

En México existen dos organismos que se encargan de recopilar y procesar toda la información climatológica de todas las estaciones con las que México cuenta, estas son: la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y el Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California (CICESE).

La CONAGUA por medio de su sitio web Normales Climatológicas y el CICESE por medio de su software CLICOM, permiten descargar de la web de manera gratuita toda la información histórica de los parámetros climatológicos que cada estación registra, además de que también proporciona gráficas y datos estadísticos.

Con la ayuda del software antes mencionado (CLICOM) y del sitio web (Normales Climatológicas), se ubicaron 14 estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.

La **Figura 2.18** muestra la ubicación de las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.

La **Tabla 2.21** muestra información relacionada a cada una de las estaciones climatológicas.

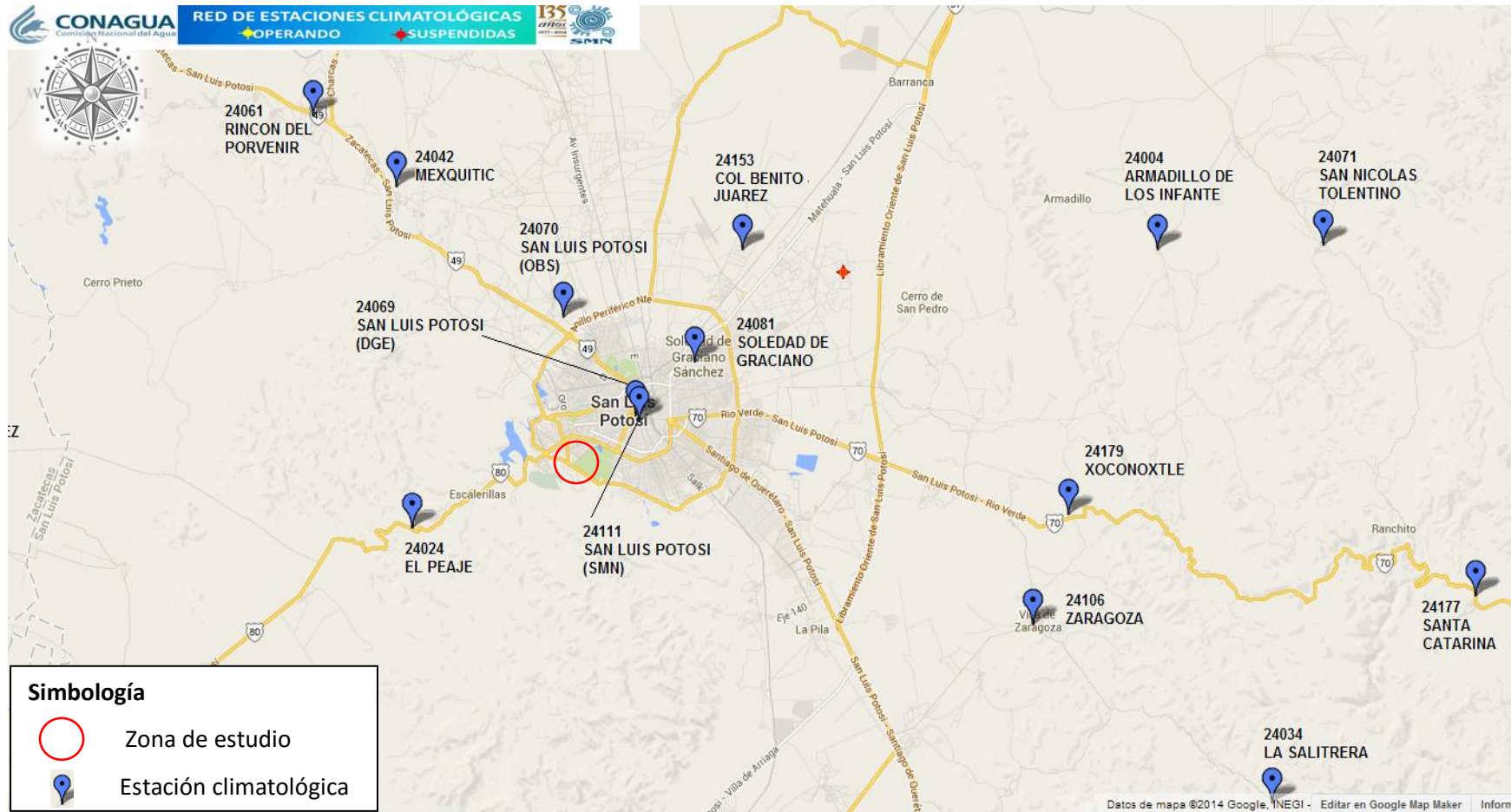


Figura 2.18 Ubicación de las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio (Fuente: CONAGUA)

Tabla 2.21 Información de las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.

Clave	Estación	Latitud (°)	Longitud (°)	Coordenada UTM, Zona 14 N		Altitud (msnm)
				ESTE	NORTE	
24024	El Peaje, S.L.P.	22.0906	-101.1153	281762.34	2444365.73	2109
24070	SLP (OBS)	22.2075	-101.0222	291538.41	2457185.42	1903
24081	Soledad de Graciano, S.L.P.	22.1831	-100.9408	299896.13	2454368.84	1850
24069	SLP (DGE)	22.1528	-100.9772	296099.62	2451064.47	1870
24153	Colonia Benito Juárez, S.L.P.	22.2450	-100.9116	302990.63	2461189.95	1837
24061	Rincón del Porvenir, S.L.P.	22.3197	-101.1767	275791.1	2469834.35	1900
24042	Mexquitic, S.L.P.	22.2800	-101.1250	281052.89	2465359.4	2014
32127	Pino Suarez, Zac.	22.1178	-101.3992	252508.82	2447815.13	2119
24004	Armadillo de los Infante, S.L.P.	22.2450	-100.6552	329418.82	2460878.42	1628
24179	Xoconoxtle, S.L.P.	22.0983	-100.7100	323595.4	2444701.65	2068
24106	Zaragoza, S.L.P.	22.0375	-100.7319	321254.58	2437991.57	1983
24034	La Salitrera, S.L.P.	21.9377	-100.5844	336365.92	2426785.29	1893
24177	Santa Catarina, S.L.P.	22.0530	-100.4588	349456.57	2439419.21	1233
24071	San Nicolás Tolentino, S.L.P.	22.2477	-100.5530	339958.19	2461074.26	1460

2.8.1 Precipitación media de la cuenca

Para conocer la precipitación media de las subcuencas, primero se debe conocer la precipitación promedio anual de cada una de las estaciones mostradas en la **Tabla 2.21**. Para ello se utilizó la información proporcionada por la plataforma CLICOM (**Figuras 2.19 a 2.32**). La **Tabla 2.22** muestra un resumen de la precipitación anual para cada estación.

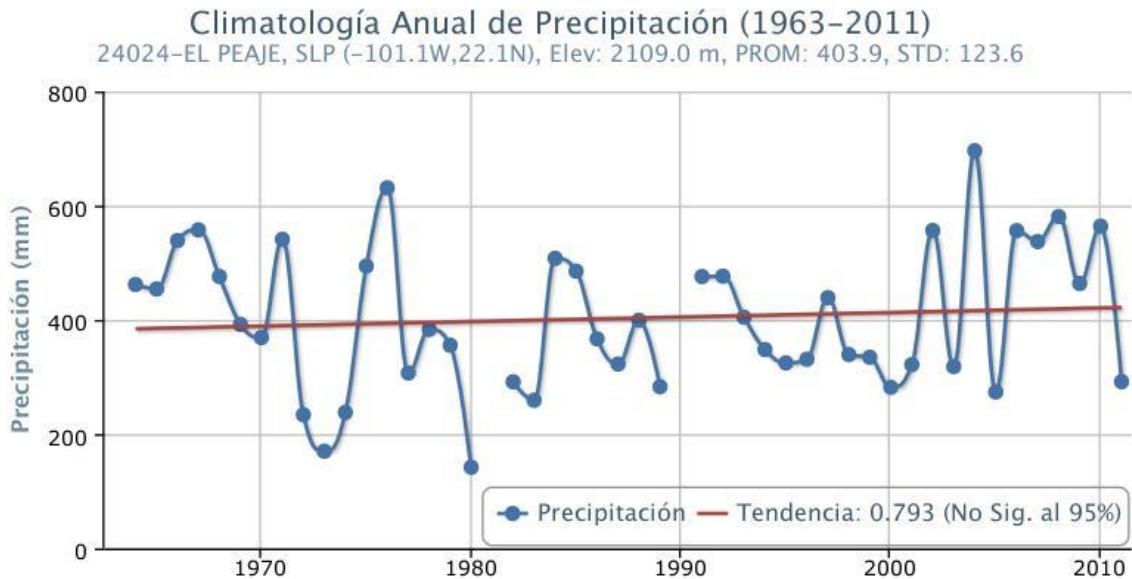


Figura 2.19 Climatología anual de precipitación de la estación: El Peaje, SLP.

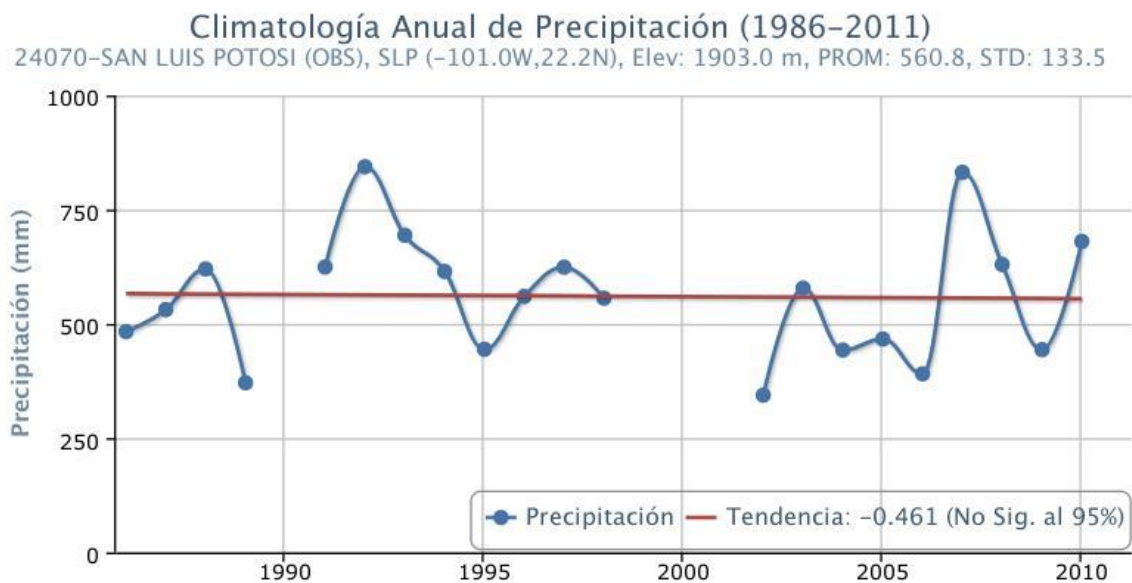


Figura 2.20 Climatología anual de precipitación de la estación: SLP (OBS).

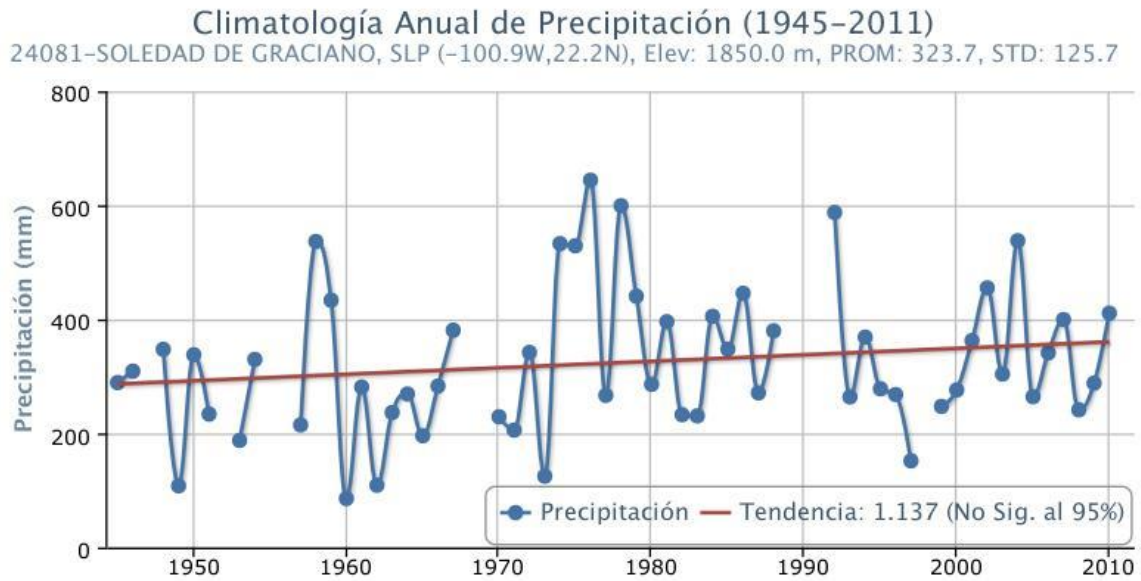


Figura 2.21 Climatología anual de precipitación de la estación: Soledad de Graciano, SLP.

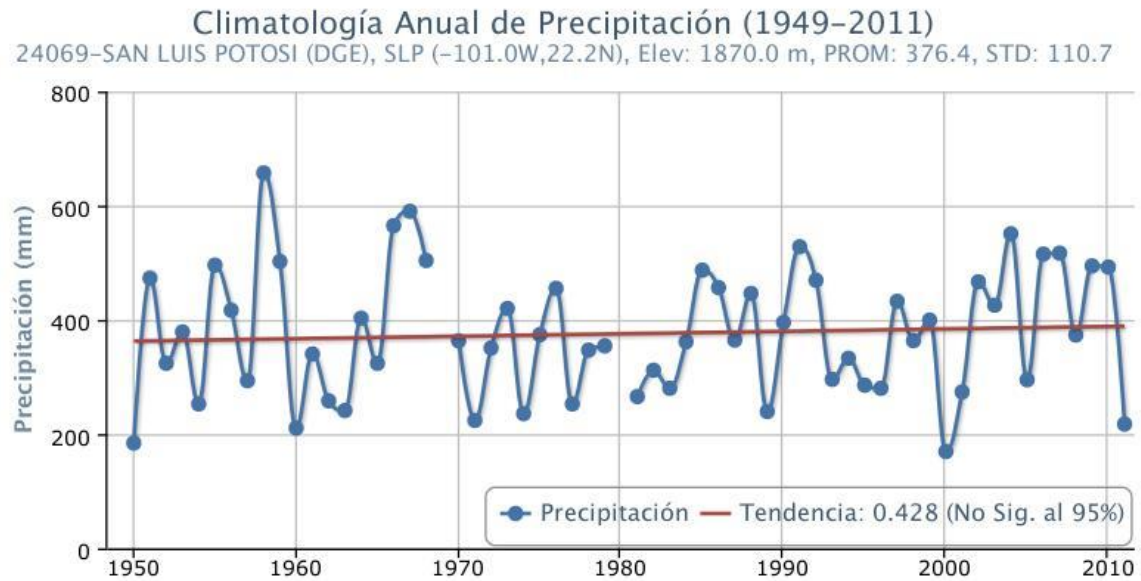


Figura 2.22 Climatología anual de precipitación de la estación: SLP (DGE).

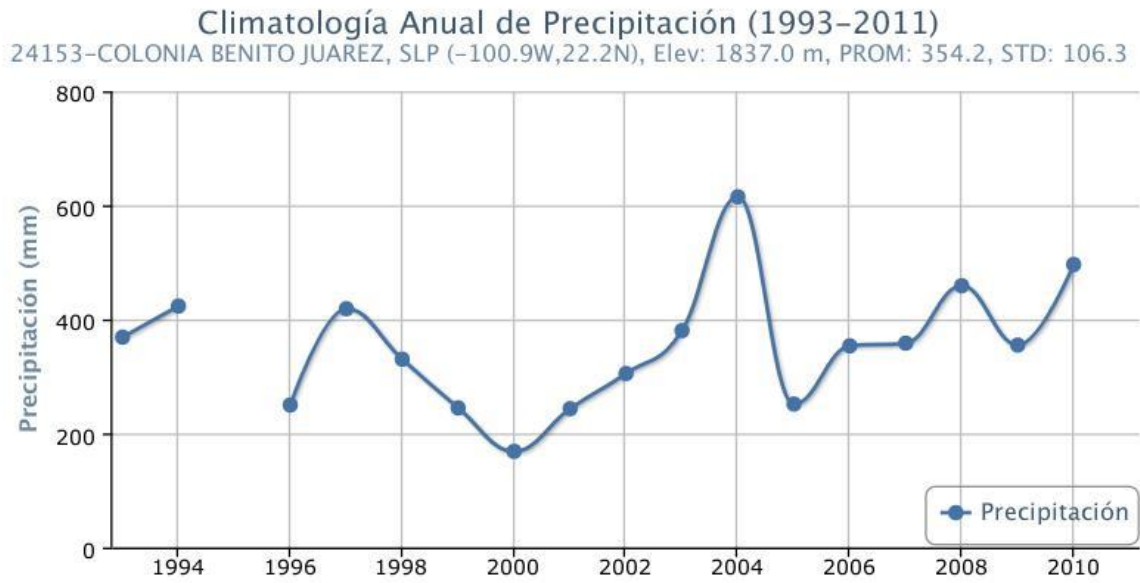


Figura 2.23 Climatología anual de precipitación de la estación: Colonia Benito Juárez, SLP.

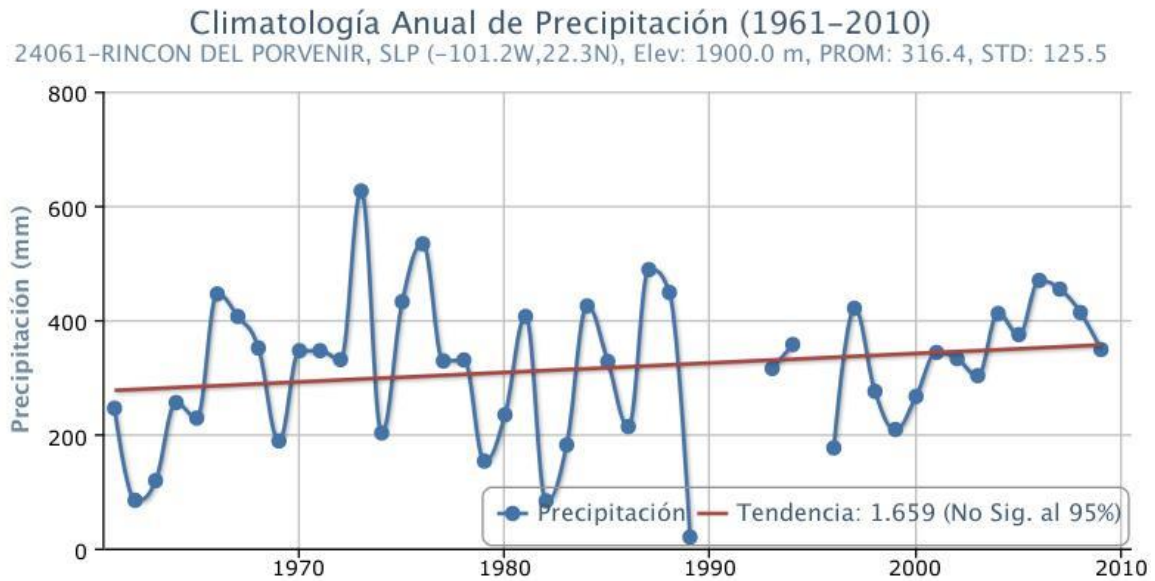


Figura 2.24 Climatología anual de precipitación de la estación: Rincón del Porvenir, SLP.

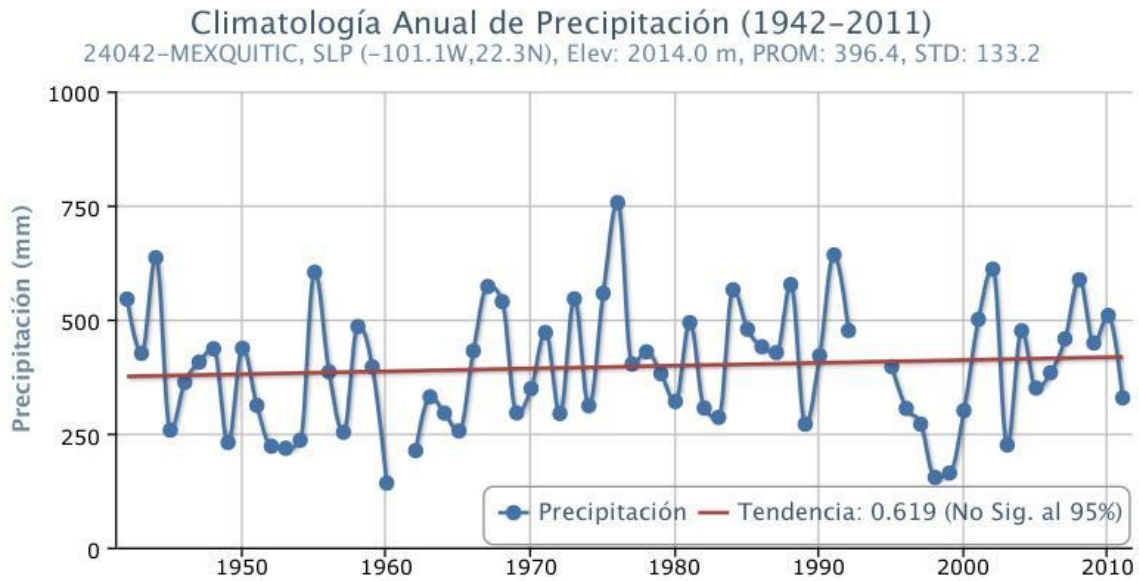


Figura 2.25 Climatología anual de precipitación de la estación: Mexquitic, SLP.

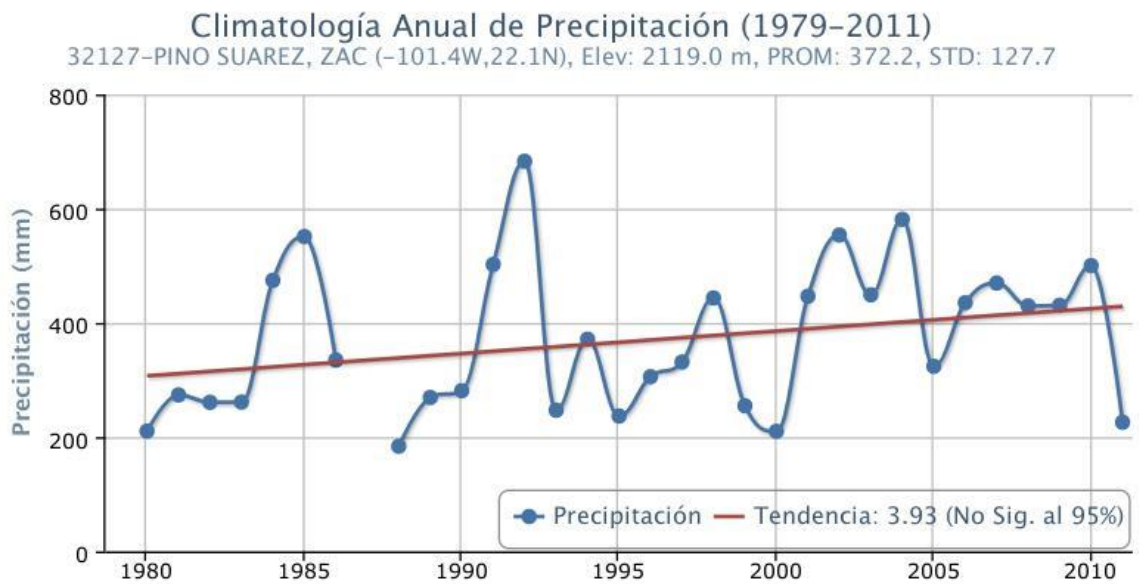


Figura 2.26 Climatología anual de precipitación de la estación: Pino Suarez, ZAC.

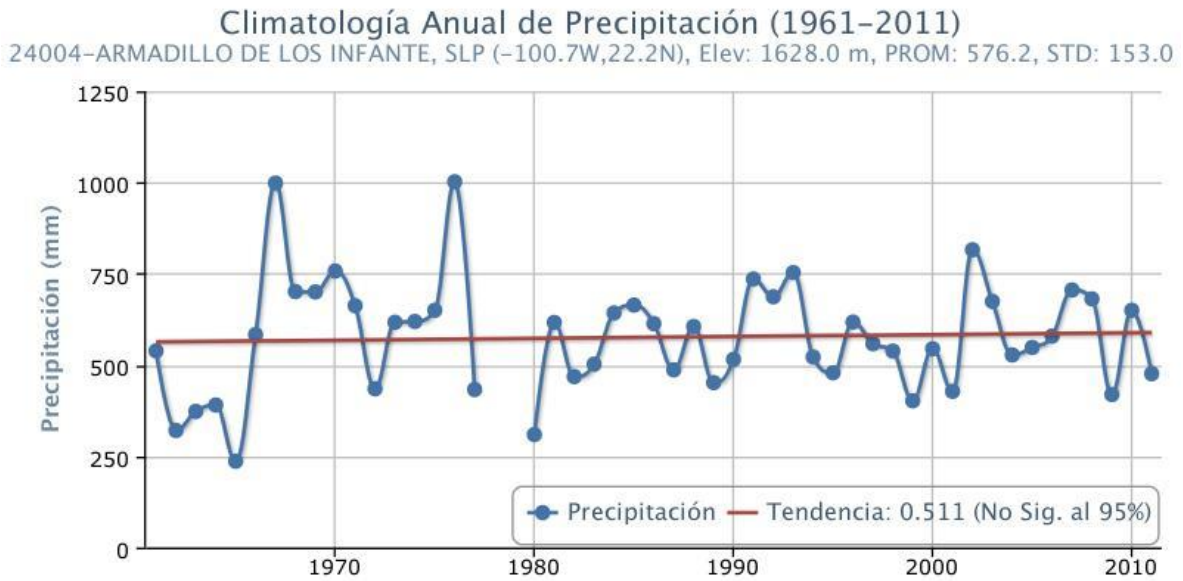


Figura 2.27 Climatología anual de precipitación de la estación: Armadillo de los Infante, SLP.

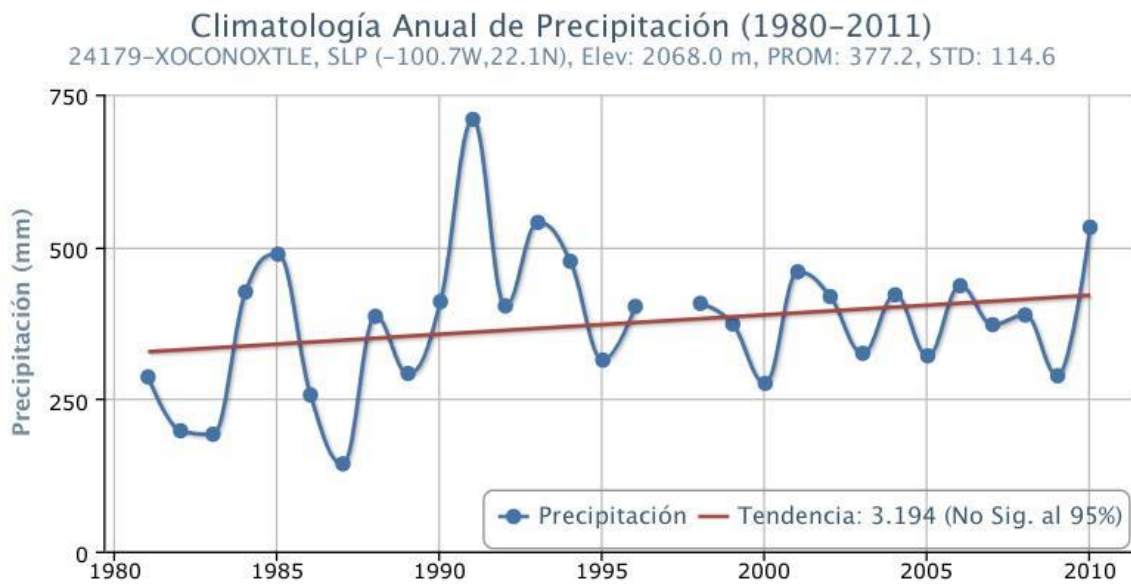


Figura 2.28 Climatología anual de precipitación de la estación: Xoconoxtle, SLP.

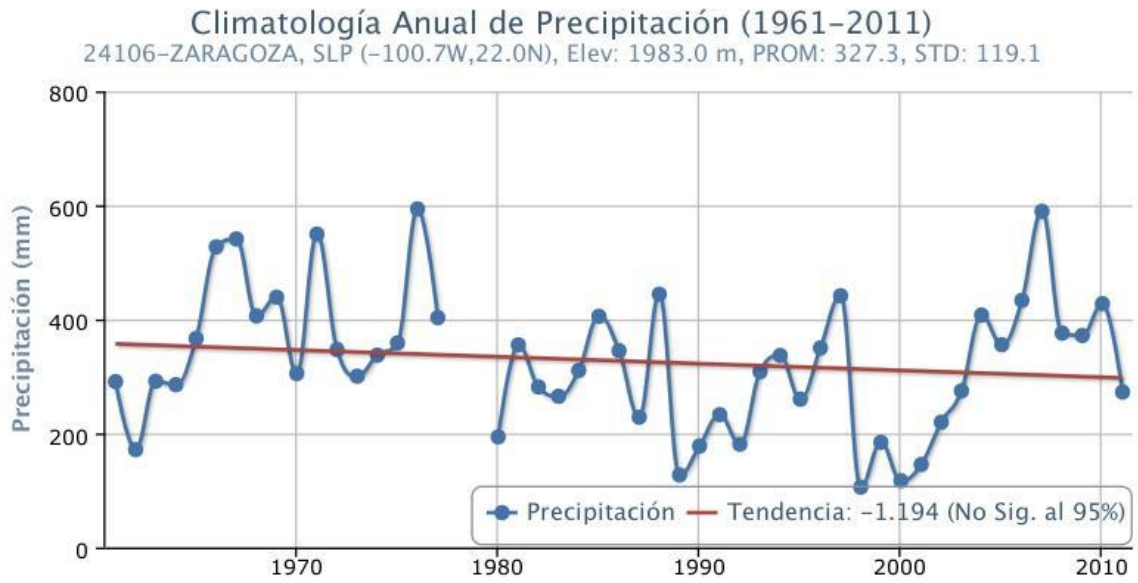


Figura 2.29 Climatología anual de precipitación de la estación: Zaragoza, SLP.

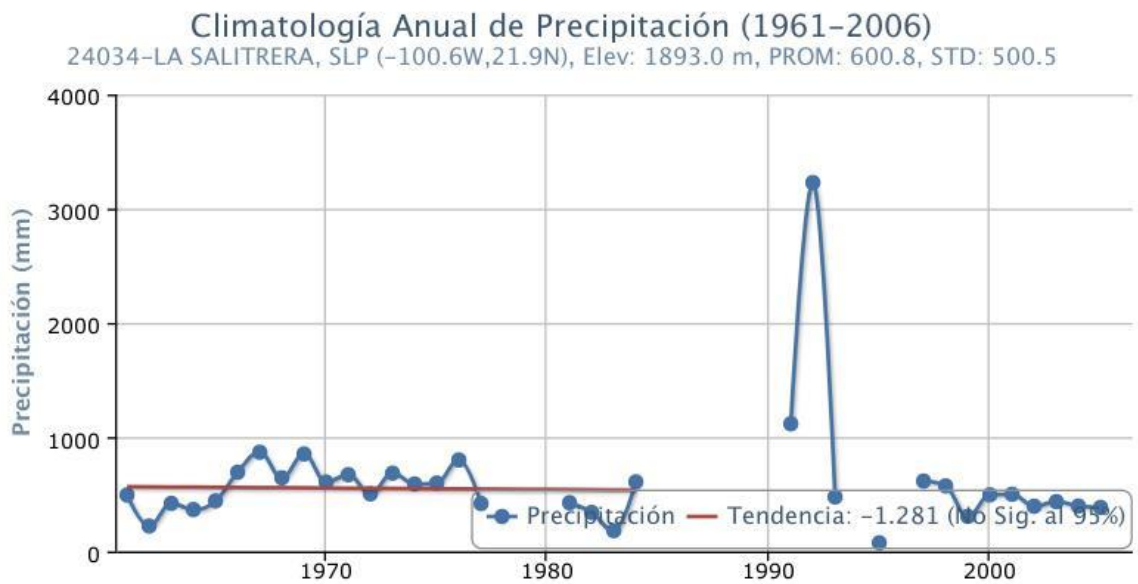


Figura 2.30 Climatología anual de precipitación de la estación: La Salitrera, SLP.

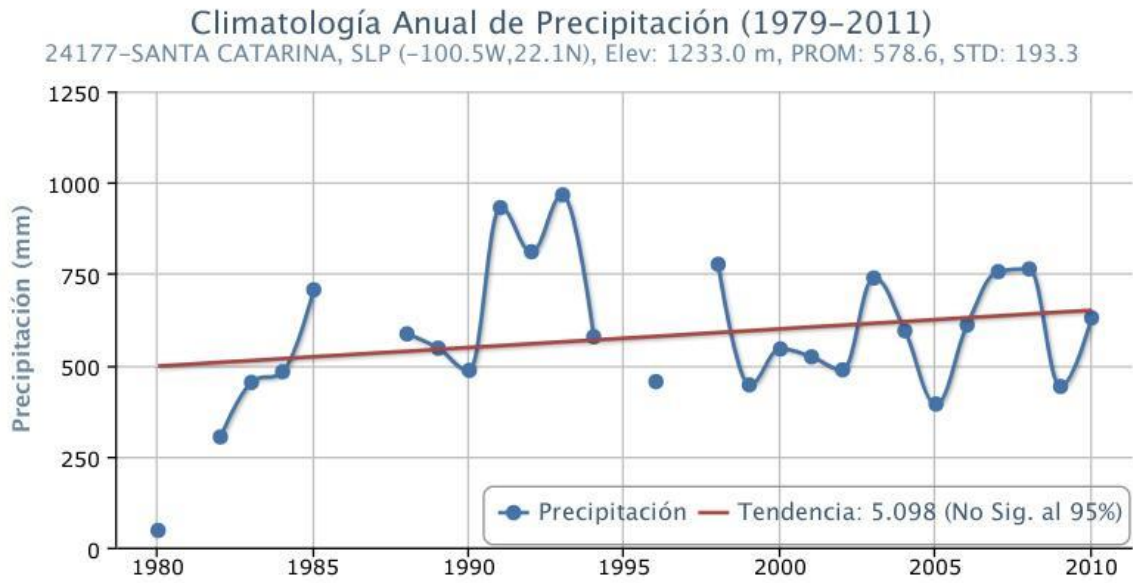


Figura 2.31 Climatología anual de precipitación de la estación: Santa Catarina, SLP.

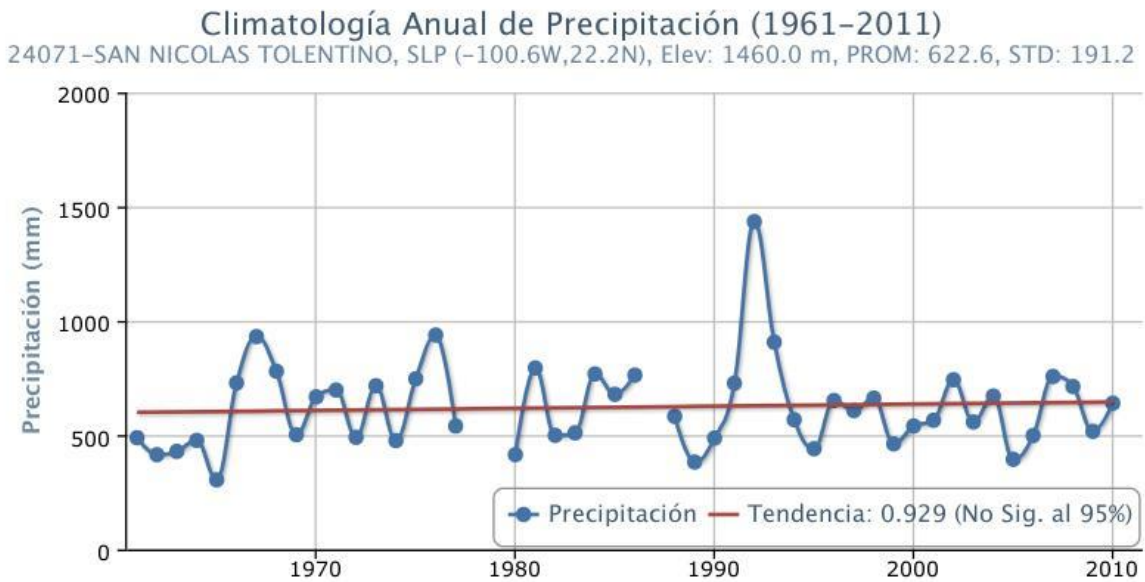


Figura 2.32 Climatología anual de precipitación de la estación: San Nicolás Tolentino, SLP.

Tabla 2.22 Precipitación media anual por estación.

Clave	Estación	Precipitación media anual (mm)
24024	El Peaje, S.L.P.	403.9
24070	SLP (OBS)	560.8
24081	Soledad de Graciano, S.L.P.	323.7
24069	SLP (DGE)	376.4
24153	Colonia Benito Juárez, S.L.P.	354.2
24061	Rincón del Porvenir, S.L.P.	316.4
24042	Mexquitic, S.L.P.	396.4
32127	Pino Suarez, Zac.	372.2
24004	Armadillo de los Infante, S.L.P.	576.2
24179	Xoconoxtle, S.L.P.	377.2
24106	Zaragoza, S.L.P.	327.3
24034	La Salitrera, S.L.P.	600.8
24177	Santa Catarina, S.L.P.	578.6
24071	San Nicolás Tolentino, S.L.P.	622.6

Con la información mostrada en la **Tabla 2.22** se puede proceder a calcular la precipitación media para las subcuencas en estudio. Los métodos utilizados son dos: Polígonos de Thiessen y Curvas Isoyetas.

2.8.1.1 Método de Curvas Isoyetas

Una isoyeta es una línea que une puntos de igual cantidad de precipitación. El método consiste prácticamente en tres pasos:

1. Localizar en un plano el área de la cuenca y las estaciones existentes dentro y cerca de ella, anotándole a cada una el valor de su precipitación media anual.
2. Buscar puntos que tengan el mismo valor de precipitación y se unirán todos ellos por líneas curvas.
3. Aplicar la siguiente fórmula:

En donde:

$$P_{mc} = \frac{\sum A_i \cdot P_i}{A}$$

P_{mc} : Precipitación media de la cuenca
 A_i : Área entre 2 curvas isoyetas dentro del partaguas de la cuenca
 A : Área total de la cuenca
 P_i : Valor medio de la precipitación entre 2 curvas isoyetas

(2.21)

La **Figura 2.33** muestra las Curvas Isoyetas en la zona de estudio. Las **Tablas 2.33** y **2.34** muestran la precipitación media de la cuenca por este método.

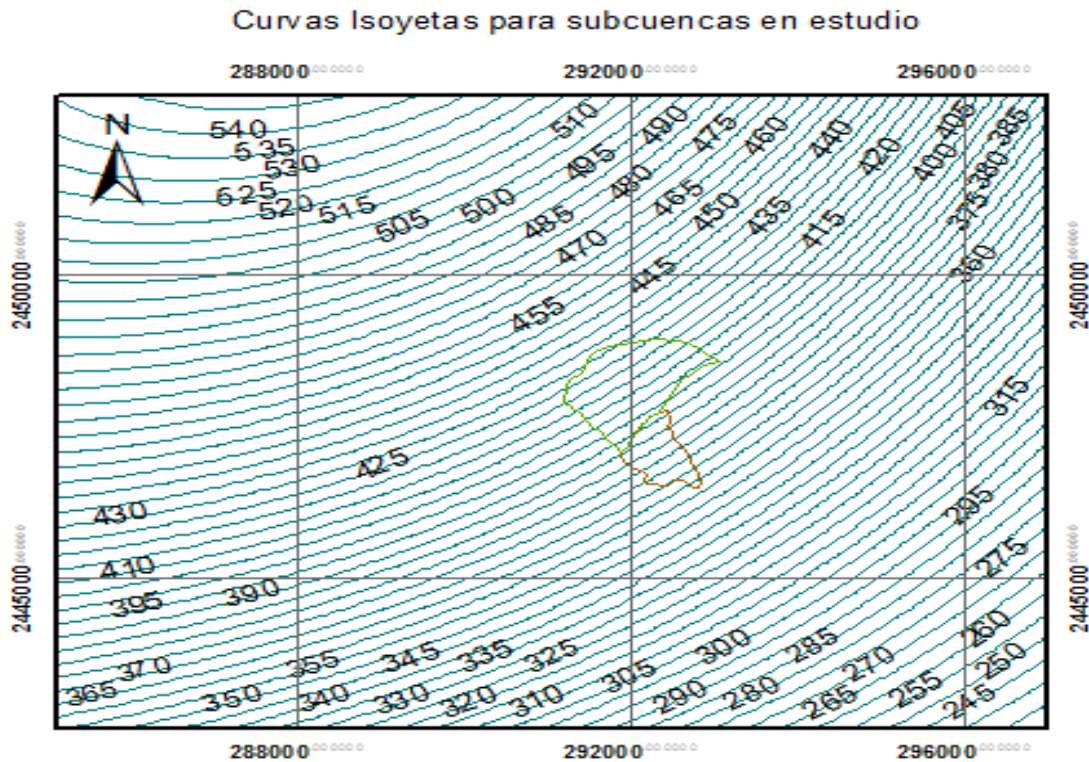


Figura 2.33 Curvas Isoyetas para subcuencas en estudio.

Tabla 2.23 Precipitación media anual de la subcuenca A.

Isoyetas	A _i (km ²)	P _i	A * P _i
432 - 430	29667.9651	431	12786892.96
430 - 420	436852.621	425	185662364.1
420 - 410	614913.858	415	255189251.2
410 - 400	560602.336	405	227043945.9
400 - 390	153363.496	395	60578580.76
Σ	1795400.28		741261034.9

$$P_{mc} \text{ (mm)} = 412.866727$$

Tabla 2.24 Precipitación media anual de la subcuenca B.

Isoyetas	A _i (km ²)	P _i	A * P _i
400 - 390	142909.942	395	56449426.9
390 - 380	251269.978	385	96738941.7
380 - 370	217433.697	375	81537636.3
370 - 360	55978.8968	365	20432297.3
Σ	667592.514		255158302

$$P_{mc} \text{ (mm)} = 382.2066561$$

2.8.1.2 Método Polígonos de Thiessen

El método consiste en trazar triángulos de tal forma que los vértices de ellos sean las estaciones. A continuación, se trazan líneas perpendiculares a cada lado de los triángulos, lo cual definirá un polígono alrededor de cada estación (**Figura 2.34**).

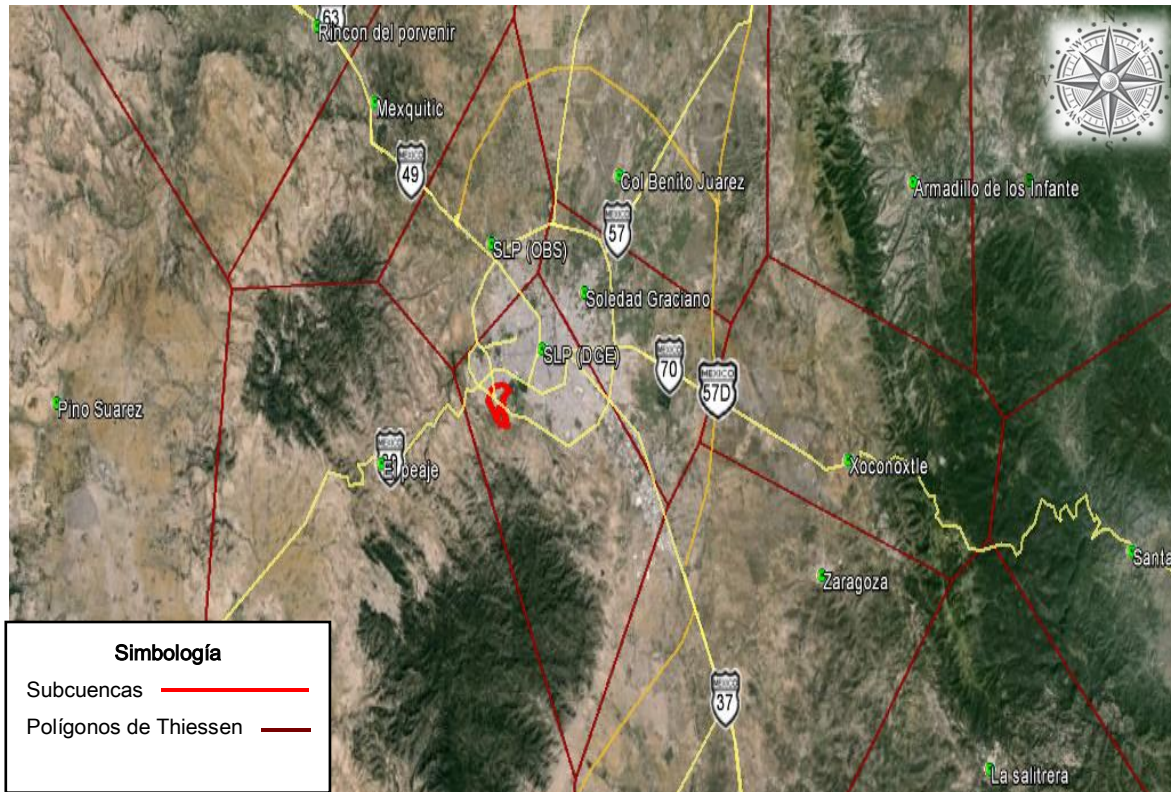


Figura 2.34 Polígonos de Thiessen para las estaciones climatológicas (Fuente: Google earth)

En la **Figura 2.34** se puede observar que ambas subcuencas caen dentro del polígono correspondiente al de la estación SLP (DGE). Por lo tanto, la precipitación media de ambas subcuencas será la de dicha estación.

2.8.2 Estación base

Para continuar con el estudio climatológico es necesario identificar cual será la estación base de la cuenca. La característica de la estación base debe de ser que se encuentre dentro de la cuenca en estudio, de no haber ninguna, se elegirá la estación que se encuentre más cercana al punto de interés.

Para ambas subcuencas en estudio se eligió como estación base la estación 24069 SLP (DGE).

2.8.3 Procesamiento de lluvias máximas diarias

Después de tener identificada la estación base, prosigue obtener los registros de lluvias diarias. Con ayuda de la plataforma CLICOM del CICESE fue posible obtener esa información. Con esa información hay que identificar el valor máximo registrado de precipitación por año.

El valor de precipitación máxima diaria por año se muestra en la **Tabla 2.25**.

Tabla 2.25 Registro máximo de la precipitación por año. Estación base SLP (DGE).

Año	P máxima anual (mm)	Año	P máxima anual (mm)	Año	P máxima anual (mm)
1949	15.9	1970	52	1991	41.5
1950	20.6	1971	28.4	1992	25.4
1951	50.9	1972	31.3	1993	59
1952	40.5	1973	35	1994	33.5
1953	63.6	1974	28.5	1995	46.5
1954	41.9	1975	57.2	1996	51
1955	60	1976	58	1997	42.7
1956	35.9	1977	42.9	1998	35.5
1957	48.6	1978	26.4	1999	45.5
1958	63	1979	65.5	2000	25.9
1959	35.5	1980	22	2001	20.7
1960	40	1981	34.2	2002	37.5
1961	63.2	1982	66.5	2003	40.2
1962	39.4	1983	26	2004	44.6
1963	27.2	1984	31.5	2005	43.3
1964	59	1985	46.5	2006	76.9
1965	32	1986	44	2007	42.8
1966	30	1987	41	2008	46.1
1967	40.2	1988	55	2009	42.5
1968	31.5	1989	21.5	2010	45.3
1969	31.5	1990	29.8	2011	44.5

Los valores de la **Tabla 2.25** se deben multiplicar por un factor de transporte, el cual se considera que fue obtenido de una estación ficticia ubicada en el centro de gravedad para cada subcuenca.

El factor de transporte se obtiene con la siguiente ecuación:

$$FT = \frac{P_{media\ de\ la\ cuenca}}{P_{media\ de\ la\ estación}} \quad (2.22)$$

Para ambas subcuencas en estudio, el factor de transporte se calculará utilizando la precipitación media de la cuenca del método Curvas Isoyetas (**Tabla 2.26**).

Tabla 2.26 Factor de transporte según Curvas Isoyetas.

Subcuenca	Factor de transporte
A	1.0967
B	1.0154

Para procesar los registros de lluvias se emplean dos criterios: Interpolación (regresión lineal) y extrapolación (distribución de probabilidad).

Los registros de lluvia nos permiten obtener una predicción de la cantidad de lluvias futuras. Esto se logra con un análisis probabilístico, por lo que hay que obtener funciones de distribución para predecir las posibles precipitaciones anuales máximas anuales que se pudieran presentar.

2.8.3.1 Análisis de homogeneidad o consistencia

Una serie de datos es llamada homogénea si es una muestra de una única población. Esta prueba se realiza para validar las estimaciones estadísticas muestrales de los parámetros poblacionales. Existen varios métodos para realizar dichas pruebas, en este trabajo se utilizará la prueba estadística de Helmert.

2.8.3.2 Prueba estadística de Helmert

Se utiliza para valores anuales y consiste en analizar la desviación con respecto a la media de cada evento, si una desviación es seguida por otra del mismo signo una secuencia *S* es creada. Si cambia de signo se crea un cambio *C*. El tamaño de la muestra es representado por *n*.

Para que el registro sea homogéneo se debe cumplir:

$$|S - C| \leq \sqrt{n - 1} \quad (2.23)$$

La **Tabla 2.27** muestra el procedimiento de la prueba, la cual concluye que la muestra es homogénea.

Tabla 2.27 Prueba estadística de homogeneidad (HELMERT).

PRUEBA ESTADÍSTICA DE HOMOGENEIDAD (HELMERT)

Clave de estación:	24069
Nombre de estación:	Los Filtros, S.L.P.
Coordenadas:	296099.62 E 2451064.47 N
Nombre de elemento:	Precipitación total anual

n=	63
P _{EST} =	362.97
S=	34
C=	28

$$|s - c| \leq \sqrt{n-1}$$

$$|34 - 28| \leq \sqrt{63 - 1}$$

$$|6| \leq 7.874$$

ES HOMOGENEA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	signo	S	C
1949	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	40.30	12.70	0.00	15.90	0.00	10.30	81.20	-	S	1 0
1950	0.00	0.00	5.60	17.10	0.00	50.30	38.50	36.00	13.40	19.40	4.00	0.00	184.30	-	S	1 0
1951	0.00	0.00	6.70	78.90	50.40	58.20	30.10	94.30	114.60	40.00	0.00	0.00	473.20	+	C	0 1
1952	0.50	0.00	0.00	33.00	49.10	102.30	34.90	38.20	53.00	5.10	1.90	5.90	323.90	-	C	0 1
1953	0.00	3.80	1.10	1.10	10.30	59.00	29.70	77.20	48.90	28.40	89.50	29.90	378.90	+	C	0 1
1954	0.00	3.00	0.00	48.40	30.50	52.40	18.20	47.40	19.20	30.40	2.50	0.80	252.80	-	C	0 1
1955	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	20.00	66.60	136.60	209.30	42.90	2.70	1.60	495.90	+	C	0 1
1956	0.00	1.40	0.00	7.70	74.60	79.10	117.00	78.20	34.00	11.50	13.50	0.00	417.00	+	S	1 0
1957	4.40	0.00	0.00	1.90	9.10	58.60	31.90	26.80	136.10	24.80	0.00	0.00	293.60	-	C	0 1
1958	41.70	5.80	0.00	0.00	64.50	118.70	84.20	57.30	46.00	92.40	119.90	26.70	657.20	+	C	0 1
1959	3.80	14.00	0.00	67.40	61.20	152.40	36.20	46.30	64.00	52.90	4.20	0.00	502.40	+	S	1 0
1960	1.40	0.00	0.00	4.90	5.20	36.80	38.40	76.60	18.10	26.20	0.50	2.50	210.60	-	C	0 1
1961	0.00	0.00	1.00	56.20	56.20	77.70	0.00	84.60	37.40	16.60	6.50	4.30	340.50	-	S	1 0
1962	3.00	7.00	0.00	39.10	17.60	59.50	22.10	59.90	20.20	2.20	4.70	23.00	258.30	-	S	1 0
1963	0.00	3.90	2.90	6.10	0.00	95.50	14.60	34.00	38.50	45.20	0.70	0.00	241.40	-	S	1 0
1964	25.30	4.80	6.20	30.40	88.10	25.00	45.20	73.80	14.80	0.00	70.50	19.10	403.20	+	C	0 1
1965	8.10	36.80	0.00	46.70	15.60	45.80	9.40	94.40	0.00	38.90	0.00	28.30	324.00	-	C	0 1
1966	71.90	21.10	42.30	23.40	69.10	107.60	73.00	57.00	12.00	77.50	0.00	10.30	565.20	+	C	0 1
1967	47.90	0.00	51.50	0.00	45.20	83.10	7.70	127.00	140.00	71.60	14.80	1.50	590.30	+	S	1 0
1968	4.30	31.30	44.80	48.10	18.70	77.00	39.00	87.40	113.40	15.40	7.00	17.70	504.10	+	S	1 0
1969	9.50	1.50	0.00	0.00	0.00	36.20	74.50	117.60	38.20	0.00	2.60	0.00	280.10	-	C	0 1
1970	0.00	19.10	0.00	0.00	10.40	167.50	37.00	42.90	68.40	0.00	18.20	0.00	363.50	+	C	0 1
1971	4.00	0.00	8.50	1.00	53.70	0.00	10.30	92.80	34.60	16.10	0.00	3.00	224.00	-	C	0 1
1972	9.20	0.00	12.70	0.00	94.80	61.10	80.60	14.20	39.70	31.50	3.80	3.10	350.70	-	S	1 0
1973	11.60	2.60	1.00	8.90	10.00	127.40	102.00	101.50	44.70	8.20	2.20	0.00	420.10	+	C	0 1
1974	3.20	0.80	9.50	22.30	1.90	30.70	53.50	6.80	81.40	4.10	8.10	13.60	235.90	-	C	0 1
1975	28.10	0.00	0.00	1.10	11.00	35.30	156.40	84.00	51.70	5.00	0.00	1.80	374.40	+	C	0 1
1976	1.20	0.00	11.80	11.70	34.20	62.30	236.40	15.60	0.00	48.90	18.10	14.90	455.10	+	S	1 0
1977	3.30	0.00	0.00	10.60	51.80	0.00	13.20	68.00	65.80	26.80	9.50	3.80	252.80	-	C	0 1
1978	0.00	2.60	24.80	8.00	20.20	7.60	54.00	60.70	131.60	30.50	7.20	0.00	347.20	-	S	1 0
1979	0.00	15.20	0.00	6.30	0.90	99.90	37.80	71.00	15.80	4.00	0.00	103.70	354.60	-	S	1 0
1980	0.00	0.00	0.00	20.50	4.70	2.50	7.00	0.00	0.00	51.40	0.00	27.00	113.10	-	S	1 0
1981	35.90	0.00	3.00	0.00	82.80	0.00	83.30	23.70	0.00	25.40	4.60	6.90	265.60	-	S	1 0
1982	0.00	3.00	0.00	29.90	59.80	2.90	117.10	13.60	20.00	52.70	12.80	0.00	311.80	-	S	1 0
1983	18.80	0.00	0.00	0.00	39.90	33.90	77.60	25.60	71.30	9.70	3.60	0.00	280.40	-	S	1 0
1984	61.60	8.60	0.00	0.00	40.70	22.00	97.80	24.90	50.30	49.60	2.20	3.90	361.60	-	S	1 0
1985	0.00	1.40	3.00	31.30	68.00	160.10	82.40	49.40	15.60	40.60	25.40	10.00	487.20	+	C	0 1
1986	0.00	3.50	0.00	96.00	22.00	138.50	65.20	10.10	52.10	41.80	24.80	2.70	456.70	+	S	1 0
1987	11.20	8.20	0.00	37.00	103.60	85.00	51.80	13.90	52.10	0.00	2.00	0.00	364.80	+	S	1 0
1988	15.10	0.90	7.90	65.90	36.50	48.60	72.00	143.30	44.10	2.70	1.00	17.00	455.00	+	S	1 0
1989	0.00	3.00	0.00	23.00	18.20	83.00	2.50	59.30	8.50	1.20	12.80	28.00	239.50	-	C	0 1
1990	2.50	12.60	10.90	5.10	66.40	42.40	39.10	29.40	56.60	115.30	15.20	0.00	395.50	+	C	0 1
1991	4.50	5.50	0.00	0.00	53.40	87.30	210.90	15.30	89.60	29.40	13.40	18.80	528.10	+	S	1 0
1992	125.40	14.30	12.40	25.70	87.90	31.60	46.00	13.60	27.90	58.50	23.80	2.50	469.60	+	S	1 0
1993	13.40	0.00	0.00	6.40	29.60	93.60	37.50	5.80	91.40	4.00	14.40	0.00	296.10	-	C	0 1
1994	9.00	0.00	0.00	37.90	80.20	59.80	52.80	8.70	35.80	48.00	0.60	0.00	332.80	-	S	1 0
1995	6.50	1.50	1.20	0.00	27.70	4.50	34.00	175.20	8.50	2.90	3.40	20.30	285.70	-	S	1 0
1996	0.00	1.00	0.00	0.00	13.10	23.90	24.70	68.80	133.20	15.20	0.50	0.00	280.40	-	S	1 0
1997	21.40	20.50	30.20	59.00	50.90	71.70	91.50	23.80	5.50	53.60	3.70	0.80	432.60	+	C	0 1
1998	0.00	3.00	1.00	0.00	0.00	72.90	15.20	53.40	143.00	75.20	0.00	0.00	363.70	+	S	1 0
1999	0.00	0.00	4.00	2.20	21.10	51.20	114.50	84.70	91.60	17.00	4.30	9.20	399.80	+	S	1 0
2000	1.00	0.00	0.00	0.00	7.50	61.30	3.90	29.10	6.00	27.90	7.50	25.40	169.60	-	C	0 1
2001	3.10	1.10	4.50	15.30	18.50	42.70	40.40	54.20	74.70	10.30	1.60	7.50	273.90	-	S	1 0
2002	45.20	24.20	0.00	13.60	10.80	54.80	116.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	265.50	-	S	1 0
2003	6.40	2.00	0.00	6.20	71.10	30.10	175.60	44.90	52.10	37.30	0.00	0.00	425.70	+	C	0 1
2004	25.40	1.80	51.90	1.60	62.10	152.20	94.80	41.60	88.10	23.80	0.00	7.50	550.80	+	S	1 0
2005	3.20	36.90	8.30	0.50	5.30	27.00	49.70	117.70	39.30	7.20	0.00	0.00	295.10	-	C	0 1
2006	11.20	0.00	4.70	27.70	35.80	2.00	69.70	50.60	243.70	26.40	33.00	10.40	515.20	+	C	0 1
2007	14.30	20.60	1.50	22.70	19.30	160.10	114.40	82.30	59.50	8.00	14.20	0.00	516.90	+	S	1 0
2008	1.00	0.00	0.00	8.00	31.40	15.70	118.70	146.90	41.30	10.50	0.00	0.00	373.50	+	S	1 0
2009	0.00	0.00	8.10	0.00	54.10	27.90	32.40	12.00	227.70	91.90	3.90	36.50	494.50	+	S	1 0
2010	27.3	93	0	16.6	21.9	37.3	233.7	20.5	42.4	0	0	0	492.70	+	S	1 0
2011	1	0	0	6.5	0	74	49.1	7	55.5	22.4	2	0	217.50	-	C	0 1
													Suma			22867.30
																34 28

2.8.3.3 Distribuciones de probabilidad utilizadas en la hidrología

Existen un número importantes de distribuciones de probabilidad empleadas en hidrología, de ellas sólo unas cuantas son las comúnmente utilizadas, debido a que los datos hidrológicos de diversos tipos han probado en repetidas ocasiones ajustarse satisfactoriamente a un cierto modelo teórico. Las funciones de distribución más empleadas en hidrología son: Gumbel Simple, Log-Pearson Tipo III, Gamma Incompleta y General de Valores Extremos.

2.8.3.4 Distribución Gumbel Simple

Esta distribución es de tipo exponencial porque al crecer X converge a una función exponencial, también se conoce como distribución de valores extremos tipo I.

V.T. Chow (1954) demostró que la distribución Gumbel es básicamente un caso especial de la distribución Log-Normal, así la función tiene un coeficiente de asimetría constante e igual a 1.139, por lo que toma la forma:

$$X = \bar{x} + \left(\frac{y - \bar{y}}{\sigma_n} \right) \cdot S \quad (2.24)$$

en donde:

X = Valor buscado de una determinada probabilidad o período de retorno.

\bar{x} , S = Media y desviación típica de los datos, respectivamente.

\bar{y}_n, σ_n = Constantes teóricas, función del tamaño n de la muestra.

y = Variable reducida, función de la probabilidad, se calcula con la ecuación.

$$y = -Ln[-Ln[P(X \leq x)]] \quad (2.25)$$

Para calcular esta distribución se determina primeramente los parámetros, \bar{y}_n y σ_n , utilizando los valores mostrados en la **Tabla 2.28** y del número de eventos de la serie.

En seguida se evalúa la variable reducida y el valor del factor de frecuencia. Por último se aplica la ecuación para X y se obtiene el valor buscado. Las **Tablas 2.28 – 2.30** muestran los datos necesarios para aplicar esta distribución a los datos históricos.

Tabla 2.28 Valores para la distribución Gumbel Simple. Fuente: Campos, 1998.

n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	28	0.5343	1.1047	48	0.5477	1.1574	76	0.5561	1.1906
9	0.4902	0.9288	29	0.5353	1.1086	49	0.5481	1.1590	78	0.5565	1.1923
10	0.4952	0.9497	30	0.5362	1.1124	50	0.5485	1.1607	80	0.5569	1.1938
11	0.4996	0.9676	31	0.5371	1.1159	51	0.5489	1.1623	82	0.5572	1.1953
12	0.5035	0.9833	32	0.5380	1.1193	52	0.5493	1.1638	84	0.5576	1.1967
13	0.5070	0.9972	33	0.5388	1.1226	53	0.5497	1.1653	86	0.5580	1.1980
14	0.5100	1.0095	34	0.5396	1.1255	54	0.5501	1.1667	88	0.5583	1.1994
15	0.5128	1.0206	35	0.5403	1.1285	55	0.5504	1.1681	90	0.5586	1.2007
16	0.5157	1.0316	36	0.5410	1.1313	56	0.5508	1.1696	92	0.5589	1.2020
17	0.5181	1.0411	37	0.5418	1.1339	57	0.5511	1.1708	94	0.5592	1.2032
18	0.5202	1.0493	38	0.5424	1.1363	58	0.5515	1.1721	96	0.5595	1.2044
19	0.5220	1.0566	39	0.5430	1.1388	59	0.5518	1.1734	98	0.5598	1.2055
20	0.5236	1.0628	40	0.5436	1.1413	60	0.5521	1.1747	100	0.5600	1.2065
21	0.5252	1.0696	41	0.5442	1.1436	62	0.5527	1.1770	150	0.5646	1.2253
22	0.5268	1.0754	42	0.5448	1.1458	64	0.5533	1.1793	200	0.5672	1.2360
23	0.5283	1.0811	43	0.5453	1.1480	66	0.5538	1.1814	250	0.5688	1.2429
24	0.5296	1.0864	44	0.5458	1.1499	68	0.5543	1.1834	300	0.5699	1.2479
25	0.5309	1.0915	45	0.5363	1.1519	70	0.5548	1.1854	500	0.5724	1.2588
26	0.5320	1.0961	46	0.5468	1.1538	72	0.5552	1.1873	1000	0.5745	1.2685
27	0.5332	1.1004	47	0.5473	1.1557	74	0.5557	1.1890	∞	0.5772	1.2826

De la **Tabla 2.28** e interpolando obtenemos los valores \bar{y}_n, σ_n :

n	\bar{y}_n	σ_n
62	0.5527	1.1770
63	0.553	1.17815
64	0.5533	1.1793

Tabla 2.29 Procesamiento estadístico utilizando la distribución Gumbel Simple.

LLUVIA (mm)	Tr	P(X<=x)	Y	X	Error M.C.	
1	76.9	64.00	0.9844	4.1510	81.8	24
2	66.5	32.00	0.9688	3.4499	73.9	55
3	65.5	21.33	0.9531	3.0364	69.3	14.2
4	63.6	16.00	0.9375	2.7405	65.9	5.5
5	63.2	12.80	0.9219	2.5090	63.3	0
6	63	10.67	0.9063	2.3183	61.2	3.3
7	60	9.14	0.8906	2.1556	59.4	0.4
8	59	8.00	0.8750	2.0134	57.8	1.5
9	59	7.11	0.8594	1.8868	56.3	7.1
10	58	6.40	0.8438	1.7726	55.1	8.7
11	57.2	5.82	0.8281	1.6682	53.9	11
12	55	5.33	0.8125	1.5720	52.8	4.8
13	52	4.92	0.7969	1.4826	51.8	0
14	51	4.57	0.7813	1.3989	50.9	0
15	50.9	4.27	0.7656	1.3203	50.0	0.9
16	48.6	4.00	0.7500	1.2459	49.1	0.3
17	46.5	3.76	0.7344	1.1753	48.3	3.4
18	46.5	3.56	0.7188	1.1079	47.6	1.2
19	46.1	3.37	0.7031	1.0435	46.9	0.6
20	45.5	3.20	0.6875	0.9816	46.2	0.4

Tabla 2.29 Procesamiento estadístico utilizando la distribución Gumbel Simple (continuación).

21	45.3	3.05	0.6719	0.9221	45.5	0
22	44.6	2.91	0.6563	0.8646	44.8	0.1
23	44.5	2.78	0.6406	0.8090	44.2	0.1
24	44	2.67	0.6250	0.7550	43.6	0.2
25	43.3	2.56	0.6094	0.7025	43.0	0.1
26	42.9	2.46	0.5938	0.6514	42.4	0.2
27	42.8	2.37	0.5781	0.6015	41.9	0.8
28	42.7	2.29	0.5625	0.5528	41.3	1.9
29	42.5	2.21	0.5469	0.5050	40.8	2.9
30	41.9	2.13	0.5313	0.4580	40.3	2.6
31	41.5	2.06	0.5156	0.4119	39.8	3
32	41	2.00	0.5000	0.3665	39.2	3.1
33	40.5	1.94	0.4844	0.3217	38.7	3.1
34	40.2	1.88	0.4688	0.2775	38.2	3.8
35	40.2	1.83	0.4531	0.2337	37.8	6
36	40	1.78	0.4375	0.1903	37.3	7.5
37	39.4	1.73	0.4219	0.1473	36.8	6.9
38	37.5	1.68	0.4063	0.1045	36.3	1.4
39	35.9	1.64	0.3906	0.0619	35.8	0
40	35.5	1.60	0.3750	0.0194	35.3	0
41	35.5	1.56	0.3594	-0.0231	34.9	0.4
42	35	1.52	0.3438	-0.0656	34.4	0.4
43	34.2	1.49	0.3281	-0.1083	33.9	0.1
44	33.5	1.45	0.3125	-0.1511	33.4	0
45	32	1.42	0.2969	-0.1943	32.9	0.9
46	31.5	1.39	0.2813	-0.2378	32.4	0.9
47	31.5	1.36	0.2656	-0.2819	32.0	0.2
48	31.5	1.33	0.2500	-0.3266	31.5	0
49	31.3	1.31	0.2344	-0.3721	30.9	0.1
50	30	1.28	0.2188	-0.4186	30.4	0.2
51	29.8	1.25	0.2031	-0.4662	29.9	0
52	28.5	1.23	0.1875	-0.5152	29.3	0.7
53	28.4	1.21	0.1719	-0.5659	28.8	0.1
54	27.2	1.19	0.1563	-0.6186	28.2	0.9
55	26.4	1.16	0.1406	-0.6738	27.5	1.3
56	26	1.14	0.1250	-0.7321	26.9	0.8
57	25.9	1.12	0.1094	-0.7943	26.2	0.1
58	25.4	1.10	0.0938	-0.8617	25.4	0
59	22	1.08	0.0781	-0.9359	24.6	6.8
60	21.5	1.07	0.0625	-1.0198	23.7	4.7
61	20.7	1.05	0.0469	-1.1185	22.5	3.4
62	20.6	1.03	0.0313	-1.2429	21.1	0.3
63	15.9	1.02	0.0156	-1.4252	19.1	10.2
$\Sigma =$	2604.5					14.14

Tabla 2.30 Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método Gumbel Simple.

Parámetros estadísticos de la muestra	
Tamaño de la muestra (n)	63.0000
Media aritmética (\bar{x})	41.3413
Desviación típica o estándar (S)	13.2468

Finalmente, se dibujan los valores de X calculados y los datos del registro histórico para apreciar la bondad del ajuste (Figura 2.35).

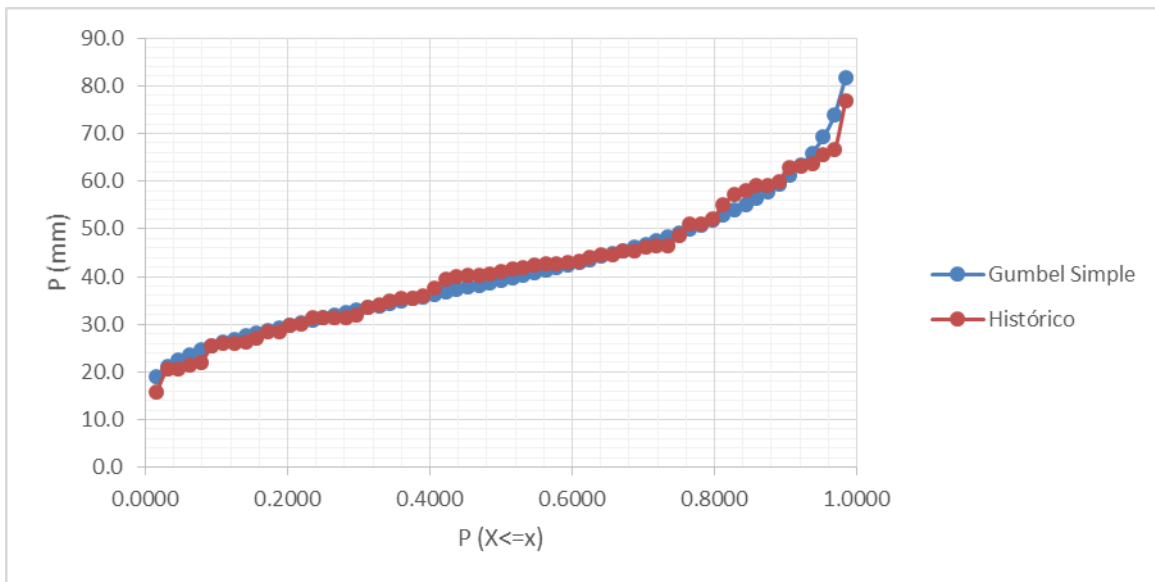


Figura 2.35 Distribución Gumbel Simple vs. Histórico

2.8.3.5 Distribución Log – Pearson III

En los análisis probabilísticos de eventos extremos como lluvias y avenidas, se ha generalizado el uso de la llamada: Distribución Log-Pearson III en la cual se utiliza como variable $y = \log x$.

Esta distribución es un caso especial de la Gamma, es asimétrica y generalmente con forma de campana, depende de tres parámetros estadísticos y por ello es bastante flexible. Esta distribución se calcula con la siguiente expresión:

$$\log X = \overline{\log x} + K(I_v) \tag{2.26}$$

Para esta distribución cuando el coeficiente de oblicuidad (g) vale cero se reduce a una distribución log-normal. Las **Tablas 2.31** y **2.32** muestran los datos necesarios para aplicar esta distribución a los datos históricos.

Tabla 2.31 Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método Log – Pearson III.

Parámetros estadísticos de las muestras	
Tamaño de la muestra (n)	63
Media aritmética (\bar{x})	41.34
Desviación típica o estándar (S)	13.25
Media logarítmica ($\overline{\log x}$)	1.593481
Índice de variabilidad (lv)	0.145113
Coeficiente de oblicuidad (g)	-0.355622

Los valores de k se obtienen de:

P(X<=x)	Xf	x	Xo
	-0.3	-0.355622	-0.4
0.010	-2.544	-2.583492	-2.615
0.050	-1.726	-1.739349	-1.75
0.100	-1.309	-1.313450	-1.317
0.200	-0.824	-0.819550	-0.816
0.500	0.05	0.058900	0.066
0.800	0.853	0.854112	0.855
0.900	1.245	1.237213	1.231
0.960	1.643	1.622420	1.606
0.980	1.89	1.858852	1.834
0.990	2.104	2.062284	2.029
0.998	2.517	2.451366	2.399

Tabla 2.32 Procesamiento estadístico utilizando la distribución Log -Pearson III.

#	LLUVIA (mm)	Tr	P(X<=x)	K	log(X)	X	Error M.C.
1	76.9	64.00	0.9844	1.9479	1.8761	75.2	2.9
2	66.5	32.00	0.9688	1.7259	1.8439	69.8	11
3	65.5	21.33	0.9531	1.5783	1.8225	66.5	0.9
4	63.6	16.00	0.9375	1.4780	1.8080	64.3	0.4
5	63.2	12.80	0.9219	1.3777	1.7934	62.1	1.1
6	63	10.67	0.9063	1.2773	1.7788	60.1	8.4
7	60	9.14	0.8906	1.2013	1.7678	58.6	2
8	59	8.00	0.8750	1.1414	1.7591	57.4	2.5
9	59	7.11	0.8594	1.0816	1.7504	56.3	7.3
10	58	6.40	0.8438	1.0217	1.7417	55.2	8

Tabla 2.32 Procesamiento estadístico utilizando la distribución Log – Pearson III (continuación).

11	57.2	5.82	0.8281	0.9619	1.7331	54.1	9.7
12	55	5.33	0.8125	0.9020	1.7244	53.0	4
13	52	4.92	0.7969	0.8458	1.7162	52.0	0
14	51	4.57	0.7813	0.8044	1.7102	51.3	0.1
15	50.9	4.27	0.7656	0.7630	1.7042	50.6	0.1
16	48.6	4.00	0.7500	0.7216	1.6982	49.9	1.7
17	46.5	3.76	0.7344	0.6802	1.6922	49.2	7.4
18	46.5	3.56	0.7188	0.6387	1.6862	48.5	4.2
19	46.1	3.37	0.7031	0.5973	1.6802	47.9	3.2
20	45.5	3.20	0.6875	0.5559	1.6742	47.2	3
21	45.3	3.05	0.6719	0.5145	1.6681	46.6	1.6
22	44.6	2.91	0.6563	0.4731	1.6621	45.9	1.8
23	44.5	2.78	0.6406	0.4317	1.6561	45.3	0.6
24	44	2.67	0.6250	0.3902	1.6501	44.7	0.5
25	43.3	2.56	0.6094	0.3488	1.6441	44.1	0.6
26	42.9	2.46	0.5938	0.3074	1.6381	43.5	0.3
27	42.8	2.37	0.5781	0.2660	1.6321	42.9	0
28	42.7	2.29	0.5625	0.2246	1.6261	42.3	0.2
29	42.5	2.21	0.5469	0.1832	1.6201	41.7	0.7
30	41.9	2.13	0.5313	0.1417	1.6140	41.1	0.6
31	41.5	2.06	0.5156	0.1003	1.6080	40.6	0.9
32	41	2.00	0.5000	0.0589	1.6020	40.0	1
33	40.5	1.94	0.4844	0.0131	1.5954	39.4	1.2
34	40.2	1.88	0.4688	-0.0326	1.5887	38.8	2
35	40.2	1.83	0.4531	-0.0784	1.5821	38.2	4
36	40	1.78	0.4375	-0.1241	1.5755	37.6	5.6
37	39.4	1.73	0.4219	-0.1699	1.5688	37.1	5.5
38	37.5	1.68	0.4063	-0.2156	1.5622	36.5	1
39	35.9	1.64	0.3906	-0.2614	1.5556	35.9	0
40	35.5	1.60	0.3750	-0.3071	1.5489	35.4	0
41	35.5	1.56	0.3594	-0.3529	1.5423	34.9	0.4
42	35	1.52	0.3438	-0.3986	1.5356	34.3	0.5
43	34.2	1.49	0.3281	-0.4444	1.5290	33.8	0.2
44	33.5	1.45	0.3125	-0.4901	1.5224	33.3	0
45	32	1.42	0.2969	-0.5359	1.5157	32.8	0.6
46	31.5	1.39	0.2813	-0.5816	1.5091	32.3	0.6
47	31.5	1.36	0.2656	-0.6274	1.5024	31.8	0.1
48	31.5	1.33	0.2500	-0.6731	1.4958	31.3	0
49	31.3	1.31	0.2344	-0.7189	1.4892	30.8	0.2
50	30	1.28	0.2188	-0.7646	1.4825	30.4	0.1
51	29.8	1.25	0.2031	-0.8104	1.4759	29.9	0
52	28.5	1.23	0.1875	-0.8813	1.4656	29.2	0.5
53	28.4	1.21	0.1719	-0.9585	1.4544	28.5	0
54	27.2	1.19	0.1563	-1.0356	1.4432	27.7	0.3
55	26.4	1.16	0.1406	-1.1128	1.4320	27.0	0.4
56	26	1.14	0.1250	-1.1900	1.4208	26.4	0.1
57	25.9	1.12	0.1094	-1.2671	1.4096	25.7	0
58	25.4	1.10	0.0938	-1.3667	1.3952	24.8	0.3
59	22	1.08	0.0781	-1.4998	1.3758	23.8	3.1
60	21.5	1.07	0.0625	-1.6329	1.3565	22.7	1.5
61	20.7	1.05	0.0469	-1.8053	1.3315	21.5	0.6
62	20.6	1.03	0.0313	-2.1350	1.2837	19.2	1.9
63	15.9	1.02	0.0156	-2.4648	1.2358	17.2	1.7
$\Sigma =$	2604.5						10.91

La **Figura 2.36** muestra la bondad del ajuste para la distribución Log – Pearson III.

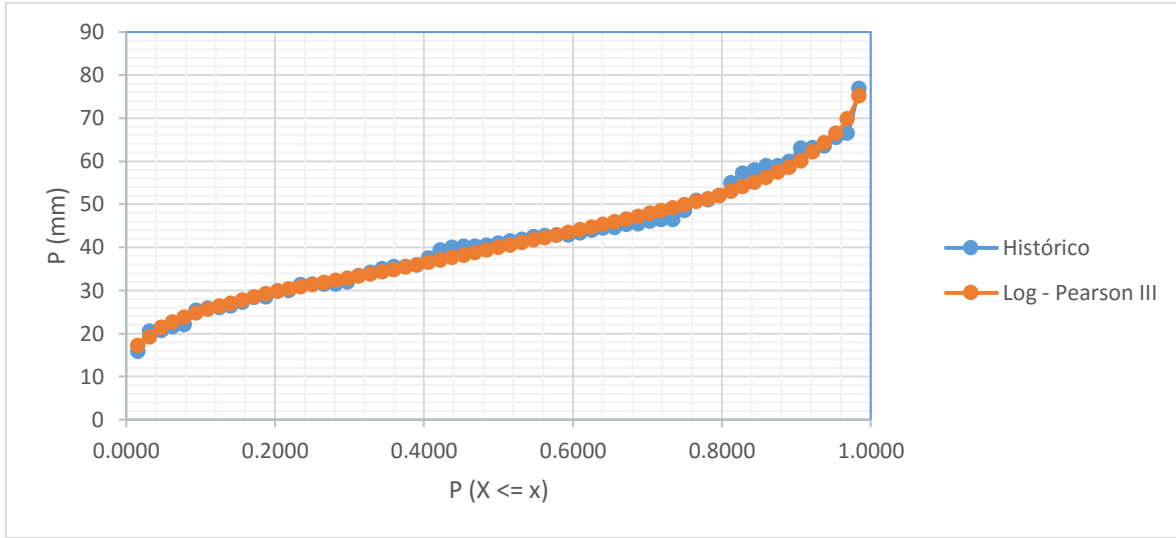


Figura 2.36 Distribución Log – Pearson III vs. Histórico

2.8.3.6 Distribución Gamma Incompleta

La distribución Gamma Incompleta o de dos parámetros (a y b positivos) es bastante flexible, su parámetro de forma a y el de escala b , se evalúan por medio de las expresiones:

$$a = \frac{(\bar{x})^2}{S^2} \quad y \quad b = \frac{S^2}{\bar{x}} \quad (2.27), (2.28)$$

donde \bar{x} es el valor medio de la lluvia y S^2 la varianza o el cuadrado de la desviación típica. En función del parámetro de forma a , y de la probabilidad, se determina los valores de la variable reducida $u = X / S$, con lo cual $X = u (S)$. Las **Tablas 2.33** y **2.34** muestran los datos necesarios para aplicar esta distribución a los datos históricos.

Tabla 2.33 Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método Gamma Incompleta.

Parámetros estadísticos de las muestras	
Tamaño de la muestra (n)	63
Media aritmética (\bar{x})	41.34
Desviación típica o estándar (S)	13.25
Parámetro de forma (a)	9.7396

Tabla 2.34 Procesamiento estadístico utilizando la distribución Gamma Incompleta.

LLUVIA (mm)	Tr	P(X<=x)	U	X	Error M.C.	
1	76.9	64.0000	0.9844	5.7664	76.4	0.3
2	66.5	32.0000	0.9688	5.3855	71.3	23.4
3	65.5	21.3333	0.9531	5.0045	66.3	0.6
4	63.6	16.0000	0.9375	4.8083	63.7	0
5	63.2	12.8000	0.9219	4.6583	61.7	2.2
6	63	10.6667	0.9063	4.5083	59.7	10.7
7	60	9.1429	0.8906	4.3984	58.3	3
8	59	8.0000	0.8750	4.3152	57.2	3.4
9	59	7.1111	0.8594	4.2320	56.1	8.6
10	58	6.4000	0.8438	4.1488	55.0	9.3
11	57.2	5.8182	0.8281	4.0655	53.9	11.2
12	55	5.3333	0.8125	3.9823	52.8	5
13	52	4.9231	0.7969	3.9064	51.7	0.1
14	51	4.5714	0.7813	3.8595	51.1	0
15	50.9	4.2667	0.7656	3.8126	50.5	0.2
16	48.6	4.0000	0.7500	3.7657	49.9	1.6
17	46.5	3.7647	0.7344	3.7189	49.3	7.6
18	46.5	3.5556	0.7188	3.6720	48.6	4.6
19	46.1	3.3684	0.7031	3.6251	48.0	3.7
20	45.5	3.2000	0.6875	3.5782	47.4	3.6
21	45.3	3.0476	0.6719	3.5314	46.8	2.2
22	44.6	2.9091	0.6563	3.4845	46.2	2.4
23	44.5	2.7826	0.6406	3.4376	45.5	1.1
24	44	2.6667	0.6250	3.3907	44.9	0.8
25	43.3	2.5600	0.6094	3.3439	44.3	1
26	42.9	2.4615	0.5938	3.2970	43.7	0.6
27	42.8	2.3704	0.5781	3.2501	43.1	0.1
28	42.7	2.2857	0.5625	3.2032	42.4	0.1
29	42.5	2.2069	0.5469	3.1564	41.8	0.5
30	41.9	2.1333	0.5313	3.1095	41.2	0.5
31	41.5	2.0645	0.5156	3.0626	40.6	0.9
32	41	2.0000	0.5000	3.0157	39.9	1.1
33	40.5	1.9394	0.4844	2.9789	39.5	1.1
34	40.2	1.8824	0.4688	2.9420	39.0	1.5
35	40.2	1.8286	0.4531	2.9052	38.5	2.9
36	40	1.7778	0.4375	2.8683	38.0	4
37	39.4	1.7297	0.4219	2.8315	37.5	3.6
38	37.5	1.6842	0.4063	2.7946	37.0	0.2
39	35.9	1.6410	0.3906	2.7577	36.5	0.4
40	35.5	1.6000	0.3750	2.7209	36.0	0.3

Tabla 2.34 Procesamiento estadístico utilizando la distribución Gamma Incompleta (continuación).

41	35.5	1.5610	0.3594	2.6840	35.6	0
42	35	1.5238	0.3438	2.6472	35.1	0
43	34.2	1.4884	0.3281	2.6103	34.6	0.1
44	33.5	1.4545	0.3125	2.5734	34.1	0.3
45	32	1.4222	0.2969	2.5343	33.6	2.5
46	31.5	1.3913	0.2813	2.4862	32.9	2.1
47	31.5	1.3617	0.2656	2.4382	32.3	0.6
48	31.5	1.3333	0.2500	2.3901	31.7	0
49	31.3	1.3061	0.2344	2.3420	31.0	0.1
50	30	1.2800	0.2188	2.2939	30.4	0.1
51	29.8	1.2549	0.2031	2.2458	29.7	0
52	28.5	1.2308	0.1875	2.1977	29.1	0.4
53	28.4	1.2075	0.1719	2.1496	28.5	0
54	27.2	1.1852	0.1563	2.1015	27.8	0.4
55	26.4	1.1636	0.1406	2.0534	27.2	0.6
56	26	1.1429	0.1250	2.0053	26.6	0.3
57	25.9	1.1228	0.1094	1.9572	25.9	0
58	25.4	1.1034	0.0938	1.8827	24.9	0.2
59	22	1.0847	0.0781	1.7686	23.4	2
60	21.5	1.0667	0.0625	1.6544	21.9	0.2
61	20.7	1.0492	0.0469	1.5403	20.4	0.1
62	20.6	1.0323	0.0313	1.4262	18.9	2.9
63	15.9	1.0159	0.0156	1.3120	17.4	2.2
$\Sigma =$	2604.5					11.41

Los valores de u se obtienen a partir de:

Parámetro de Forma			
P (X<= x)	Xf	X	Xo
		9	9.7396
0.001	0.81	0.898756	0.93
0.010	1.16	1.270945	1.31
0.100	1.81	1.928342	1.97
0.300	2.47	2.543964	2.57
0.500	2.89	3.015738	3.06
0.800	3.79	3.915738	3.96
0.900	4.33	4.448342	4.49
0.950	4.81	4.928342	4.97
0.990	5.8	5.903549	5.94
0.995	6.19	6.300945	6.34
0.999	7.05	7.138756	7.17

La **Figura 2.37** muestra la bondad del ajuste para la distribución Gamma Incompleta.

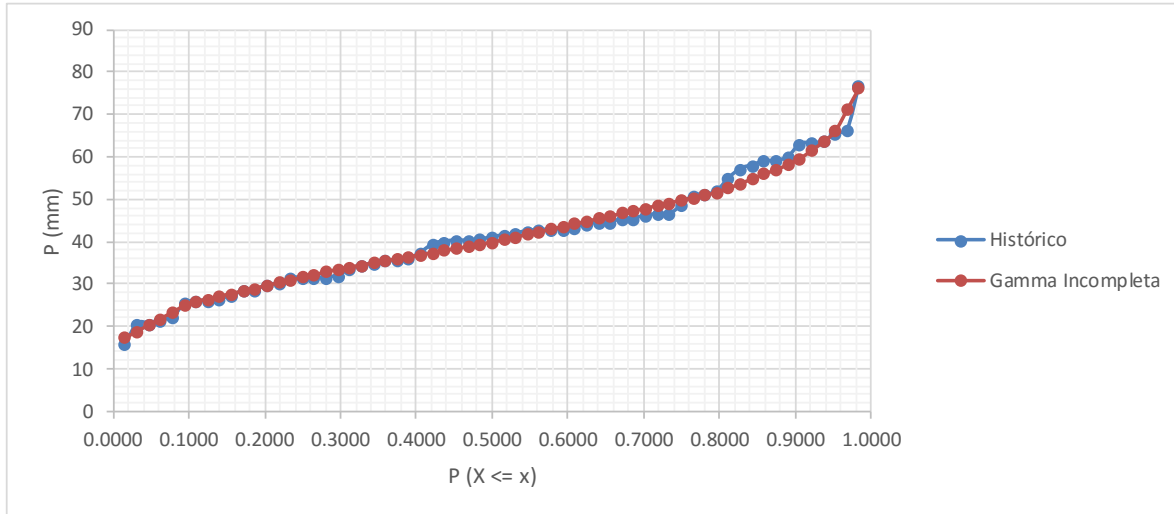


Figura 2.37 Distribución Gamma Incompleta vs Histórico.

2.8.3.7 Distribución General de Valores Extremos

Las distribuciones de valores extremos ejemplifican los intentos para deducir sobre una base puramente teórica cómo se distribuyen las crecientes y precipitaciones máximas anuales. La solución inversa de la ecuación general de distribución General de Valores Extremos (GVE) es:

$$X = u + \frac{\alpha}{k} [1 - e^{-k \cdot y}] \tag{2.29}$$

Siendo X la variable que se estima probabilísticamente, u el parámetro de ubicación, con unidades idénticas a X , α es el parámetro de escala, k el de forma, y la variable reducida de Gumbel función de la probabilidad de no excedencia con la expresión siguiente:

$$y = -\ln[-\ln F(x)] - \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{Tr}\right)\right] \tag{2.30}$$

Tabla 2.35 Parámetros estadísticos de la muestra en estudio. Método GVE.

Parámetros estadísticos de las muestras	
Tamaño de la muestra (n)	63
Media aritmética (\bar{x})	41.34
λ_1	41.34
λ_2	7.53
λ_3	0.64
C	0.02
K	0.14
Z	1.14
$\Gamma(z)$	0.94
α	12.14
u	35.77

Tabla 2.36 Procesamiento estadístico utilizando la distribución GVE.

LLUVIA (mm)		Tr	P(X<=x)	Y	b_1	b_2	X	Error M.C.
1	76.9	64.00	0.9844	4.1510	1.2206	1.22063492	74.2	7.1
2	66.5	32.00	0.9688	3.4499	1.0385	1.02150538	69.2	7.2
3	65.5	21.33	0.9531	3.0364	1.0061	0.97315605	66.0	0.2
4	63.6	16.00	0.9375	2.7405	0.9607	0.91342953	63.5	0
5	63.2	12.80	0.9219	2.5090	0.9385	0.87691572	61.6	2.7
6	63	10.67	0.9063	2.3183	0.9194	0.84399788	59.9	9.6
7	60	9.14	0.8906	2.1556	0.8602	0.77560374	58.4	2.4
8	59	8.00	0.8750	2.0134	0.8308	0.73543854	57.1	3.4
9	59	7.11	0.8594	1.8868	0.8157	0.70869532	56.0	9.2
10	58	6.40	0.8438	1.7726	0.7870	0.67088044	54.9	9.7
11	57.2	5.82	0.8281	1.6682	0.7615	0.63665987	53.9	11
12	55	5.33	0.8125	1.5720	0.7181	0.58862784	52.9	4.2
13	52	4.92	0.7969	1.4826	0.6656	0.53469652	52.1	0
14	51	4.57	0.7813	1.3989	0.6398	0.50343733	51.2	0.1
15	50.9	4.27	0.7656	1.3203	0.6255	0.48194203	50.4	0.2
16	48.6	4.00	0.7500	1.2459	0.5848	0.44099116	49.7	1.2
17	46.5	3.76	0.7344	1.1753	0.5476	0.40398126	49.0	6
18	46.5	3.56	0.7188	1.1079	0.5357	0.38641686	48.3	3.1
19	46.1	3.37	0.7031	1.0435	0.5193	0.3660665	47.6	2.2
20	45.5	3.20	0.6875	0.9816	0.5009	0.34487925	46.9	2
21	45.3	3.05	0.6719	0.9221	0.4871	0.32739291	46.3	1
22	44.6	2.91	0.6563	0.8646	0.4682	0.30698463	45.7	1.2
23	44.5	2.78	0.6406	0.8090	0.4557	0.29135504	45.1	0.3
24	44	2.67	0.6250	0.7550	0.4393	0.27367732	44.5	0.2
25	43.3	2.56	0.6094	0.7025	0.4212	0.25551191	43.9	0.4
26	42.9	2.46	0.5938	0.6514	0.4064	0.23982776	43.3	0.2
27	42.8	2.37	0.5781	0.6015	0.3945	0.22633527	42.8	0
28	42.7	2.29	0.5625	0.5528	0.3826	0.21326165	42.2	0.2
29	42.5	2.21	0.5469	0.5050	0.3699	0.20013346	41.7	0.6
30	41.9	2.13	0.5313	0.4580	0.3540	0.18570169	41.2	0.5
31	41.5	2.06	0.5156	0.4119	0.3400	0.17278168	40.6	0.7
32	41	2.00	0.5000	0.3665	0.3254	0.16003123	40.1	0.8
33	40.5	1.94	0.4844	0.3217	0.3111	0.14788094	39.6	0.8
34	40.2	1.88	0.4688	0.2775	0.2985	0.13699982	39.1	1.3
35	40.2	1.83	0.4531	0.2337	0.2882	0.12755156	38.6	2.7
36	40	1.78	0.4375	0.1903	0.2765	0.11785148	38.1	3.8
37	39.4	1.73	0.4219	0.1473	0.2623	0.10748491	37.5	3.5
38	37.5	1.68	0.4063	0.1045	0.2400	0.09443227	37.0	0.2
39	35.9	1.64	0.3906	0.0619	0.2206	0.08317091	36.5	0.4
40	35.5	1.60	0.3750	0.0194	0.2090	0.07539053	36.0	0.3

Tabla 2.36 Procesamiento estadístico utilizando la distribución GVE (continuación).

41	35.5	1.56	0.3594	-0.0231	0.1999	0.06883483	35.5	0
42	35	1.52	0.3438	-0.0656	0.1882	0.06169575	35.0	0
43	34.2	1.49	0.3281	-0.1083	0.1751	0.05454408	34.4	0.1
44	33.5	1.45	0.3125	-0.1511	0.1630	0.04808491	33.9	0.2
45	32	1.42	0.2969	-0.1943	0.1475	0.04109693	33.4	1.9
46	31.5	1.39	0.2813	-0.2378	0.1371	0.03595981	32.8	1.8
47	31.5	1.36	0.2656	-0.2819	0.1290	0.03172924	32.3	0.6
48	31.5	1.33	0.2500	-0.3266	0.1210	0.02776309	31.7	0
49	31.3	1.31	0.2344	-0.3721	0.1122	0.02390857	31.1	0
50	30	1.28	0.2188	-0.4186	0.0998	0.01964191	30.5	0.3
51	29.8	1.25	0.2031	-0.4662	0.0916	0.01650928	29.9	0
52	28.5	1.23	0.1875	-0.5152	0.0803	0.01315756	29.3	0.6
53	28.4	1.21	0.1719	-0.5659	0.0727	0.01072751	28.6	0.1
54	27.2	1.19	0.1563	-0.6186	0.0627	0.00821939	27.9	0.5
55	26.4	1.16	0.1406	-0.6738	0.0541	0.00620483	27.2	0.6
56	26	1.14	0.1250	-0.7321	0.0466	0.00458311	26.4	0.2
57	25.9	1.12	0.1094	-0.7943	0.0398	0.00326106	25.6	0.1
58	25.4	1.10	0.0938	-0.8617	0.0325	0.00213207	24.7	0.5
59	22	1.08	0.0781	-0.9359	0.0225	0.00110801	23.6	2.7
60	21.5	1.07	0.0625	-1.0198	0.0165	0.00054141	22.5	1
61	20.7	1.05	0.0469	-1.1185	0.0106	0.00017376	21.1	0.2
62	20.6	1.03	0.0313	-1.2429	0.0053	0	19.3	1.6
63	15.9	1.02	0.0156	-1.4252	0.0000	0	16.7	0.6
$\sum =$	2604.5				24.43	17.65		10.69

Las **Tablas 2.35** y **2.36** muestran datos necesarios para aplicar esta distribución a los datos históricos. La **Figura 2.38** muestra la bondad del ajuste para la distribución GVE.

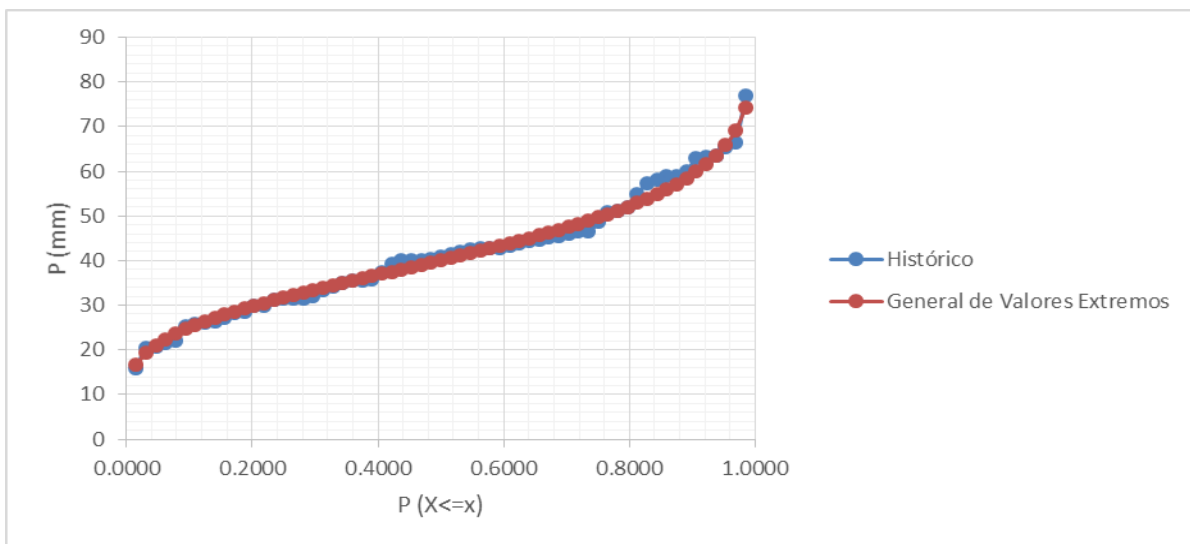


Figura 2.38 Distribución General de Valores Extremos vs. Histórico.

2.8.3.8 Comparativa del procesamiento estadístico de las distribuciones para distintos periodos de retorno

La **Tabla 2.37** presenta una comparativa del procesamiento estadístico de los registros históricos de la estación 24069 SLP (DGE) para distintos periodos de retorno.

Tabla 2.37 Comparativa del ajuste de las distintas distribuciones.

Tr (años)	Gumbel Simple	Log – Pearson III	Gamma Incompleta	General de Valores Extremos
2	39.2	40.0	39.9	40.1
5	52.0	52.2	51.9	52.2
10	60.4	59.3	58.9	59.3
25	71.1	67.4	65.3	67.2
50	79.0	73.0	78.2	72.5
100	86.8	78.1	83.5	77.2

2.8.3.9 Elección de la mejor distribución

Si se observan de las **Tablas 2.29, 2.32, 2.34 y 2.36** la columna Error mínimo cuadrado (Error M.C) en su parte inferior, se puede llegar a la siguiente comparativa (**Tabla 2.38**):

Tabla 2.38 Selección del mejor ajuste por mínimos cuadrados.

Distribución	Valor de $\sum \sqrt{(P - X)^2}$
Gumbel Simple	14.14
Log – Pearson III	10.91
Gamma Incompleta	11.41
General de Valores Extremos	10.69

Se puede concluir que el mejor ajuste es aquel que presenta menor error en su distribución, siendo para este caso de estudio la distribución General de Valores Extremos.

2.8.4 Curvas I – D – Tr

El procedimiento utilizado en este trabajo es el basado en la fórmula de Chen. Utiliza la información pluviométrica procesada.

Se comienza por recabar en mapas de isoyetas [Isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia (SCT, 1990)] las intensidades con duración de 60 minutos y periodos de retorno (T_r) de 10, 25 y 50 años, que son las disponibles y que se designan por: P_1^{10} , P_1^{25} , P_1^{50} respectivamente.

Estas intensidades por tener duración de una hora corresponden a precipitaciones o lámina de lluvia en milímetros. En seguida, las predicciones de lluvia máxima de periodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años se multiplican por 1.13 (Weiss, 1964) para convertirlas en P_{24}^{Tr} , con los cuales se obtienen los cocientes lluvia-duración (R) y lluvia frecuencia (F) necesarios para aplicar la fórmula de Chen (Chen, 1983). Éstos son:

$$R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}} \quad (2.31)$$

$$F = \frac{P_1^{100}}{P_{24}^{10}} \quad (2.32)$$

Con el valor promedio (R_{prom}) de los tres cocientes R que se pueden evaluar, uno para cada periodo de retorno de 10, 25 y 50 años, se obtienen en las gráficas propuestas por Chen los parámetros a , b y c de la fórmula expuesta. Estas gráficas se han expresado en forma de ecuaciones de regresión polinomial.

$$a = -2.297536 + 100.0389R - 432.5438R^2 + 1256.228R^3 - 1028.902R^4 \quad (2.33)$$

$$b = -9.845761 + 96.94864R - 341.4349R^2 + 757.9172R^3 - 598.7461R^4 \quad (2.34)$$

$$c = -0.06498345 + 5.069294R - 16.08111R^2 + 29.09596R^3 - 20.06288R^4 \quad (2.35)$$

Las expresiones anteriores fueron calculadas con base en las parejas de valores R - a , R - b y R - c que presenta Chen, sus coeficientes de determinación son prácticamente de 100% y son válidas únicamente en el intervalo $0.10 \leq R \leq 0.60$. Pero si $0.60 \leq R \leq 0.70$, las expresiones para calcular los parámetros a , b y c son:

$$a = 21.03453 - 186.4683R + 825.4915R^2 - 1084.846R^3 + 524.06R^4 \quad (2.36)$$

$$b = 3.487775 - 68.13976R + 389.4625R^2 - 612.4041R^3 + 315.8721R^4 \quad (2.37)$$

$$c = 0.2677553 + 0.9481759R + 2.109415R^2 - 4.827012R^3 + 2.459584R^4 \quad (2.38)$$

La fórmula de Chen es la siguiente:

$$i_t^{Tr} = \frac{aP_1^{10} \log(10^{2-F} Tr^{F-1})}{(t+b)^c} = \frac{\alpha_{Tr}}{(t+b)^c} \quad (2.39)$$

i_t^{Tr} está mm/h, P_1^{10} en mm, t en minutos ($5 \leq t \leq 1,440$) y Tr ($5 \leq Tr \leq 100$) en años. Los valores calculados de i_t^{Tr} permiten dibujar las curvas $I-D-Tr$ buscadas.

Aplicando el método detallado anteriormente, se empieza multiplicando las predicciones de lluvia diaria para periodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años de la **Tabla 2.37** por 1.13 para convertirlas en precipitaciones de 24 horas de duración e igual $Tr(P_{24}^{Tr})$.

En la **Tabla 2.39** se muestran los resultados.

Tabla 2.39 Predicciones convertidas en precipitaciones de 24 horas.

Tr (años)	P (mm)	P_{24}^{Tr} (mm)
2	40.1	45.313
5	52.2	58.986
10	59.3	67.009
25	67.2	75.936
50	72.5	81.925
100	77.2	87.236

Este método necesita el valor de la intensidad de la lluvia para 60 minutos para los periodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años

Estos valores se obtienen de las gráficas proporcionadas por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) las cuales corresponden a las **Figuras 2.39, 2.40, 2.41 y 2.42**.

Un resumen de los valores obtenidos de las isoyetas de intensidad de lluvia, se muestra en la **Tabla 2.40**.

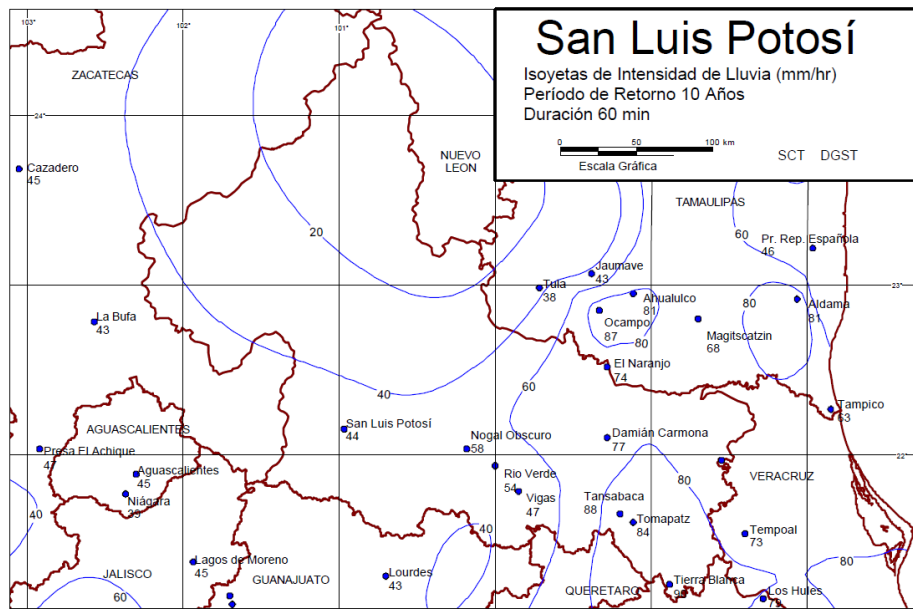


Figura 2.39 Isoyetas de Intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 10 años (Fuente: SCT).

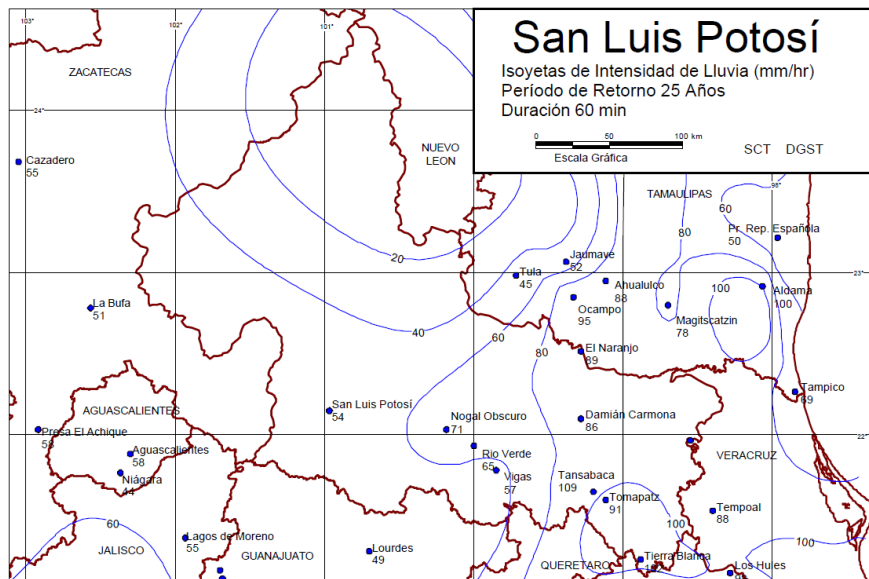


Figura 2.40 Isoyetas de Intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 25 años (Fuente: SCT).

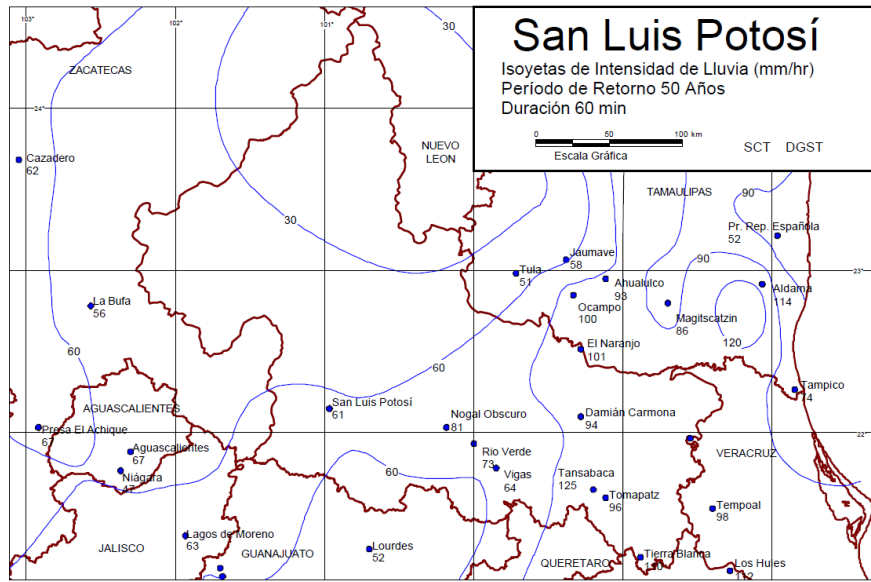


Figura 2.41 Isoyetas de Intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 50 años (Fuente: SCT).

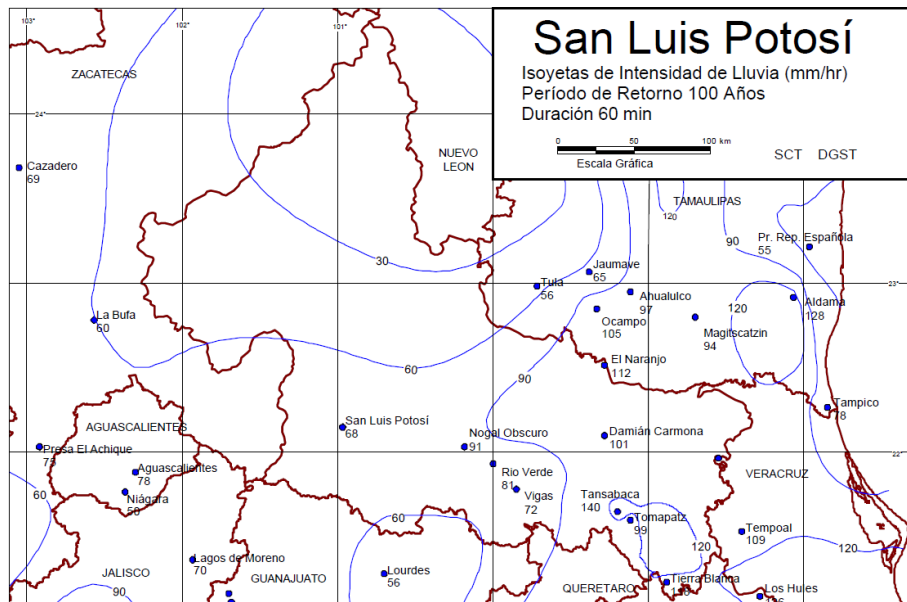


Figura 2.42 Isoyetas de Intensidad de Lluvia para una duración = 60 min y un periodo de retorno de 100 años (Fuente: SCT).

Tabla 2.40 Valores de intensidad de la lluvia para 60 minutos.

Tr (años)	$P_1^{Tr} (mm)$
10	44.0
25	54.0
50	61.0
100	68.0

Con los valores de la **Tabla 2.40** se procede a obtener los valores de R y de F (**Tabla 2.41**).

Tabla 2.41 Valores de los parámetros R y F.

R ₁	0.6566
R ₂	0.7111
R ₃	0.7445
R _{promedio}	0.7041
F	1.3018

Los valores de las variables *a*, *b*, *c* se muestran en la **Tabla 2.42**, teniendo en consideración que para las subcuencas en estudio el valor de R promedio es aproximadamente igual a 0.7.

Tabla 2.42 Valores de las variables a,b,c.

a	49.1082
b	12.4555
c	0.9007

Aplicando el método de Chen, y con la información calculada se obtiene la **Tabla 2.43**.

Con los datos mostrados en esa tabla se grafican los valores para obtener las curvas I-D-Tr

(**Figura 2.43**).

Tabla 2.43 Valores obtenidos aplicando el método de CHEN.

Tr (años)	α	Duración (minutos)									
		5	10	15	30	45	60	80	100	120	1440
2	1704.868	129.742	103.408	86.281	58.265	44.367	36.002	28.905	24.231	20.909	2.419
5	1964.419	149.494	119.151	99.417	67.136	51.121	41.483	33.306	27.920	24.093	2.787
10	2160.762	164.436	131.060	109.353	73.846	56.231	45.629	36.634	30.711	26.501	3.065
25	2420.313	184.188	146.802	122.489	82.716	62.985	51.110	41.035	34.399	29.684	3.434
50	2616.656	199.130	158.711	132.425	89.426	68.095	55.256	44.364	37.190	32.092	3.712
100	2812.999	214.072	170.621	142.362	96.136	73.205	59.402	47.693	39.981	34.500	3.991

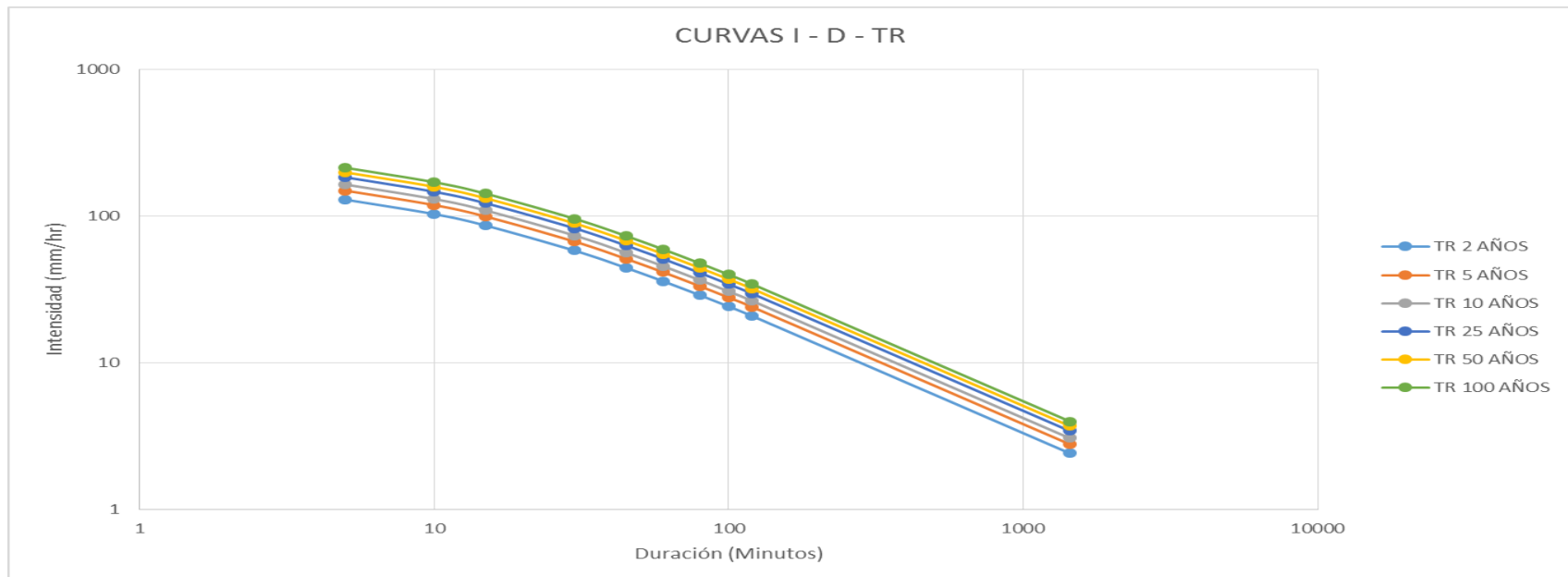


Figura 2.43 Curvas I – D – Tr.

2.9 Gasto – Escurrimiento

Ahora se procede a calcular la componente más importante del ciclo hidrológico: El Escurrimiento. El escurrimiento es la variable que indica la cantidad de agua que llegará a la zona en estudio.

Para el cálculo del escurrimiento se utilizarán 5 métodos: Método Racional, USBR, SCS, Snyder y Williams – Hann.

Antes de calcular el gasto por escurrimiento se tiene que calcular el tiempo de concentración, necesario para aplicar las fórmulas de los métodos mencionados en el párrafo anterior.

2.9.1 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (T_c) se define como el tiempo que tarda el escurrimiento de una tormenta en viajar desde el punto hidráulicamente más distante hasta la salida de la cuenca o sitio del proyecto, o bien el lapso transcurrido desde el final de la tormenta hasta el termino de su hidrograma de escurrimiento superficial (Campos, 2015).

El tiempo de concentración se calculará con las siguientes formulas:

1. Estimación basada en la velocidad de la onda de la creciente.
2. Fórmula de Kirpich.
3. Fórmula de California Highways and Public Works.
4. Fórmula de Témez.
5. Fórmula de Giandotti.
6. Fórmula del US Corps of Engineers.

Los parámetros que utilizan las fórmulas son los siguientes:

T_c : tiempo de concentración en horas.

L_c : Longitud del colector principal en km.

H : Desnivel del colector principal en mts.

S : Pendiente promedio adimensional.

V_c : Velocidad promedio (onda de creciente) en km / hr.

L_{cg} : Distancia en km sobre el colector principal desde la salida de la cuenca hasta el punto más cercano al centro de gravedad de ésta.

1. Estimación basada en la velocidad de la onda de la creciente.

$$T_c = \frac{L_c}{V_c} \quad (2.40)$$

2. Fórmula de Kirpich.

$$T_c = 0.0663 \left[\frac{L}{\sqrt{H/L_c}} \right]^{0.77} \quad (2.41)$$

Observación: el valor entre paréntesis debe ser menor de 305, o bien el $T_c < 5$ hrs.

3. Fórmula de California Highways and Public Works.

$$T_c = \left[\frac{0.8708 \cdot L_c^3}{H} \right]^{0.385} \quad (2.42)$$

4. Fórmula de Témez.

$$T_c = 0.3 \left[\frac{L}{(H/L_c)^{0.25}} \right]^{0.76} \quad (2.43)$$

5. Fórmula de Giandotti.

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}} \quad (2.44)$$

Observación: el resultado de esta fórmula debe estar entre $0.185L_c$ y $0.280L_c$.

6. Fórmula del US Corps of Engineers.

$$T_c = 0.2733 \cdot \left[\frac{L_c \cdot L_{cg}}{\sqrt{S}} \right]^{0.38} \quad (2.45)$$

Los tiempos de concentración obtenidos por las fórmulas anteriores se presentan en las **Tablas 2.44** y **2.45** para las subcuencas A y B respectivamente.

Tabla 2.44 Tiempos de concentración para la subcuenca A.

Fórmula	Tc (horas)	Observación
Estimación basada en la velocidad de la onda de la creciente.	1.1644	_____
Kirpich	0.4916	_____
California Highways and Public Works	0.4919	_____
Témez	0.9575	_____
Giandotti	2.0870	No cumple con restricción
US Corps of Engineers	0.8381	_____
Promedio	0.8	Redondeado

Tabla 2.45 Tiempos de concentración para la subcuenca B.

Fórmula	Tc (horas)	Observación
Estimación basada en la velocidad de la onda de la creciente.	0.597	_____
Kirpich	0.2283	_____
California Highways and Public Works	0.2285	_____
Témez	0.6261	_____
Giandotti	0.6428	No cumple con restricción
US Corps of Engineers	0.4488	_____
Promedio	0.45	Redondeado

2.9.2 Tiempo de concentración urbano

La estimación del tiempo de concentración (T_c) en cuencas rurales es básicamente global. En cambio, en las cuencas urbanas la estimación del T_c es discretizada, teniéndose que tomar en cuenta el tipo de flujo que predomina sobre la cuenca para seleccionar la mejor fórmula empírica. Los tipos de flujo pueden ser: a) sobre el terreno, b) en canal y c) en tubería.

El tiempo de concentración (T_c) puede ser integrado por tres lapsos que ocurren en cada uno de los siguientes componentes:

- Flujo en lámina o sobre el terreno
- Flujo concentrado en cañadas y cauces
- Flujo en canales revestidos o conductos cerrados

Generalmente estos tres componentes ocurren secuencialmente como fueron citados, pero en cuencas urbanas algunas veces sólo existe uno o dos de ellos.

Para estimar el tiempo de viaje en el flujo sobre el terreno (t_{v1}) se utiliza la fórmula de Kerby – Hathaway:

$$t_{v1} = \left(\frac{2.198 \cdot n_r \cdot L}{\sqrt{S}} \right)^{0.467} \quad (2.46)$$

La estimación del tiempo de viaje en flujos concentrados (t_{v2}) se obtiene utilizando la fórmula de Kirpich:

$$t_{v2} = \frac{0.0195 \cdot L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (2.47)$$

Finalmente, el tiempo de viaje en canales revestidos, tuberías o alcantarillados y cunetas de calles (t_{v3}) se estima como el cociente de la longitud del tramo entre la velocidad de Manning en condiciones de flujo lleno, esto es:

$$t_{v3} = \frac{L}{\left(\frac{60}{n} \right) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}} \quad (2.48)$$

Donde:

t_{v1} , t_{v2} , t_{v3} : tiempo de viaje en minutos.

n_r : Factor de resistencia al flujo sobre el terreno (**Tabla 2.46**).

n: Coeficiente de rugosidad de manning.

S: Pendiente media (m/m).

R: Radio hidráulico, considerado de forma aproximada al tirante en cauces, cunetas y canales.

Tabla 2.46 Factor de resistencia al flujo sobre el terreno. Fuente: Campos 2015.

Tipo de superficie	n_r
Pavimentos lisos	0.020
Asfalto o concreto	0.05 – 0.15
Suelo desnudo compacto, sin piedras	0.10
Terreno moderadamente rugoso o cobertura de pasto disperso	0.30
Cobertura dispersa de césped	0.20
Cobertura moderada de césped	0.40
Cobertura densa de césped	0.17 – 0.80
Pasto denso	0.17 – 0.30
Pasto bermuda	0.30 – 0.48
Bosque maderable	0.60

2.9.2.1 Estimación del tiempo de concentración urbano por fórmulas empíricas

Se presentan algunas fórmulas empíricas básicas, para fines comparativos de los resultados devueltos por las fórmulas.

1) Fórmula de Carter.

$$T_c = \frac{45.636 \cdot L^{0.60}}{S_c^{0.30}} \quad (2.49)$$

2) Fórmula 1 de McCuen, Wong y Rawls

$$T_c = \frac{12.202 \cdot L^{0.5552}}{i_2^{0.7164} \cdot S_c^{0.2070}} \quad (2.50)$$

3) Fórmula 2 de McCuen, Wong y Rawls

$$T_c = \frac{34.0 \cdot L^{0.4450} \cdot \phi^{0.5517}}{i_2^{0.7231} \cdot S_c^{0.2260}} \quad (2.51)$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración en minutos.

i : Intensidad de lluvia de duración igual al tiempo de concentración y periodo de retorno 2 años.

Sc: Pendiente media.

L: Longitud total del flujo en metros.

Φ : Factor de canalización (**Tabla 2.47**).

Tabla 2.47 Factores de canalización de Espey. Fuente: Campos 2015.

Descripción	ϕ_1
Cauce sin vegetación	0.00
Cauce con vegetación escasa	0.10
Cauce con vegetación moderada	0.20
Cauce con vegetación excesiva	0.30
Descripción	ϕ_2
Cauce en condiciones naturales	1.00
Cauce con algún mejoramiento y alcantarillados; principalmente limpieza y ensanchamiento.	0.80
Cauces con mejoramiento exhaustivo y sistema de drenajes de tormentas, sistema de cauces entubados.	0.60

Las estimaciones del Tc realizadas con base a las formulas empíricas pueden conducir a valores erróneos cuando se aplica una sola ecuación, en una cuenca que no tiene similitud con las que se emplearon para su deducción. Debido a ello, es recomendable emplear todas las ecuaciones aplicables para disponer de varios resultados, el análisis de éstos en relación con la similitud de la cuenca y el predominio del flujo permitirá concluir sobre el valor más conveniente para el Tc que se estima. La **Tabla 2.48** muestra un resumen de los tiempos de concentración urbanos obtenidos por las diversas fórmulas para ambas subcuencas.

Tabla 2.48 Tiempo de concentración urbano para las subcuencas en estudio.

Subcuenca	Componentes de flujo (hrs)	Carter (hrs)	McCuen, Wong y Rawls 1 (hrs)	McCuen, Wong y Rawls 2 (hrs)	Promedio (hrs)
A	0.31	0.46	0.31	0.32	0.35
B	0.18	0.25	0.16	0.16	0.18

2.9.3 Estimación del número N de la curva de escurrimiento

Los hidrólogos del Soil Conservation Service (SCS) propusieron en la década de los años setentas un método para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta, el cual se basa en el parámetro N que describe numéricamente una combinación específica del suelo, uso del terreno y su tratamiento, mismo que se denomina: Complejo hidrológico suelo – cobertura (Mockus, 1972). Los valores del número N en función de su grupo hidrológico de suelos se presentan en la **Tabla 2.49**. La **Tabla 2.50** muestra el numero N obtenido para cada subcuenca en estudio.

Tabla 2.49 Número N de la curva de escurrimiento en áreas suburbanas y urbanas.

Fuente: Campos, 2015.

Uso del terreno y condición hidrológica	Grupo hidrológico de suelos			
	A	B	C	D
Parques, campos de Golf, cementerios, espacios abiertos, canchas deportivas, etc.				
Condición buena (el pasto cubre un 75 % o más del área)	39	61	74	80
Condición regular (el pasto cubre del 50 al 75 % del área)	49	69	79	84
Condición pobre (el pasto cubre menos del 50 del área)	68	79	86	89
Áreas comerciales (85 % impermeable)	89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeable)	81	88	91	93
Zonas residenciales:*				
Tamaño promedio del lote		Promedio del área impermeable**		
< 500 m ²		65 %	77	85
1,000 m ²		38 %	61	75
1,350 m ²		30 %	57	72
2,000 m ²		25 %	54	70
4,000 m ²		20 %	51	68
8,000 m ²		12 %	46	65
Calzadas, tejados, estacionamientos pavimentados, etc. ***	98		98	98
Calles pavimentadas con guarnición y alcantarillado.***	98		98	98
Caminos pavimentados incluyendo derecho de vía y canales	83		89	92
Caminos engravados incluyendo derecho de vía.	76		85	89
Caminos de arcilla incluyendo derecho de vía.	72		82	87
Áreas urbanas en desarrollo (terrenos nivelados sin vegetación)	77		86	91

* Se considera que el escurrimiento es conducido a la calle con un mínimo de pérdidas (infiltración en césped).

** Las áreas permeables restantes (césped) se están considerando en condición hidrológica buena.

*** En climas cálidos usar N = 95. Excluyendo derecho de vía.

Tabla 2.50 Número N para las subcuencas en estudio.

Subcuenca	Número N
A	82
B	85

2.9.4 Estimación de la lluvia en exceso

El SCS propone las siguientes expresiones para estimar la precipitación en exceso:

$$P_{min} = \frac{5080}{N} - 50.8 \quad (2.52)$$

$$P_{ei} = \frac{(P_i - P_{min})^2}{P_i + \frac{20320}{N} - 203.2} \quad (2.53)$$

donde P_{ei} es la precipitación en exceso en mm la cual es función del número N , P_{min} es la precipitación mínima en mm, y P_i es la lluvia máxima en mm de 24 horas asociada a un periodo de retorno.

Las **Tablas 2.51** y **2.52** muestran la precipitación en exceso para cada subcuenca.

Tabla 2.51 Precipitación en exceso subcuenca A.

Tr (años)	P_i	P_{min}	P_{ei}
2	45.313	11.151	12.979
5	58.986		22.088
10	67.009		27.954
25	75.936		34.819
50	81.925		39.587
100	87.236		43.908

Tabla 2.52 Precipitación en exceso subcuenca B.

Tr (años)	P_i	P_{min}	P_{ei}
2	45.313	8.965	16.277
5	58.986		26.381
10	67.009		32.752
25	75.936		40.120
50	81.925		45.195
100	87.236		49.770

2.9.5 Selección del periodo de retorno

La **Tabla 2.53** muestra los periodos de diseño para diversas obras y la consideración de su elección dependiendo del tamaño población donde se desea hacer la obra.

Tabla 2.53 Selección del periodo de retorno para el caso de estudio.

Fuente: CONAGUA, 2015 y Campos 2015.

Elemento	Periodo de diseño
Pozo, Embalse (presa)	5 hasta 50
Línea de conducción	5 a 20
Planta potabilizadora	5 a 10
Estación de bombeo	5 a 10
Tanque	5 a 20
Distribución primaria	5 a 20
Distribución secundaria	A saturación
Red de atarjeas	A saturación
Colector y emisor	5 a 20
Planta de tratamiento	5 a 10

Drenaje pluvial en zonas urbanas	
Descripción de la obra hidráulica	Tr (años)
Poblados pequeños con menos de 100,000 habitantes.	2 a 5
Poblados medianos con 100,000 a un millón de habitantes.	5 a 10
Poblados grandes con más de un millón de habitantes.	10 a 25

Como el objetivo del estudio es evacuar la escorrentía generada por lluvia a través de colectores pluviales, se utilizará un periodo de retorno de 25 años.

2.9.6. Método Racional de Kuishiling

Este método indica que el gasto se estima según la fórmula:

$$Q = 0.278 C I A \quad (2.54)$$

Donde C es el coeficiente de escurrimiento, I la intensidad de la lluvia de diseño en mm/hr y A es el área de la cuenca en km². Este método requiere encontrar la precipitación efectiva (H_e) y utilizar el coeficiente de Kuishiling.

Las ecuaciones se muestran a continuación (**Tabla 2.54**):

Tabla 2.54 Ecuaciones para la obtención de la precipitación efectiva, Método del SCS.

Método del SCS para encontrar la precipitación efectiva	
$S = \frac{25400}{CN} - 254$	CN: Numero de curva de escorrentía, adimensional. S: Potencial máximo de retención, en mm.
$H_e = \frac{(H_p - 0.2 \cdot S)^2}{(H_p + 0.8 \cdot S)}$	He: Precipitación efectiva, en mm. Hp: Precipitación media de diseño, en mm.

Observación: La fórmula para la obtención del He es similar al de la ecuación (2.53), vuelve a hacerse mención de dicha ecuación en la **Tabla 2.54** debido que el método de Kushiling utiliza una Hp propia del método difiriendo de la lluvia máxima en 24 horas.

Tabla 2.55 Coeficiente de Kuishiling.

Coeficiente de Kuishiling (e)	Condiciones de uso
0.45 – 0.50	Cuencas muy grandes con Tc igual o mayor a 48 horas.
0.50 – 0.55	Cuencas grandes con Tc mayor a 24 horas y menor de 48 horas.
0.55 – 0.60	Cuencas medianas con Tc entre 6 y 24 horas.
0.60 – 0.70	Cuencas pequeñas con Tc entre 6 horas y 1 hora.
0.70 – 0.80	Cuencas muy pequeñas con Tc menor a 1 hora.

Con el uso de la información anterior, el método requiere emplear las siguientes fórmulas (**Tabla 2.56**):

Tabla 2.56 Fórmulas utilizadas en el método racional de Kuishiling.

$K = \frac{h_p \cdot (1 - e)}{24^{1-e}}$	K: Parámetro de la ecuación de distribución de lluvia en el tiempo, en mm. hp: Precipitación de duración 24 horas, en mm.
$I_p = \frac{K}{(1 - e) \cdot T_c^e}$	Tc: Tiempo de concentración, en horas. e: Coeficiente de Kuishiling, adimensional.
$H_p = \frac{K \cdot T_c^{1-e}}{1 - e}$	Ip: Intensidad de diseño, en mm/hr. Hp: Precipitación media de diseño, en mm.
$C = \frac{H_e}{H_p}$	He: Precipitación efectiva, en mm. C: Coeficiente de escurrimiento, adimensional.
$Q = 0.278 \cdot C \cdot I_p \cdot A$	A: Área de la cuenca hidrográfica, en km ² . Q: Gasto estimado, en m ³ /s.

Las **Tablas 2.57** y **2.58** muestran los resultados de la estimación del gasto de escurrimiento utilizando el método racional para ambas subcuencas.

Tabla 2.57 Estimación del gasto para la subcuenca A por el método racional de Kuishiling.

Estimación del Gasto para la subcuenca A								
Tr (años)	P_{24}^{Tr} (mm)	K (mm)	Hp (mm)	S (mm)	He (mm)	C	I (mm/hr)	Q (m ³ /s)
2	45.313	4.7997	19.4533	55.7561	1.0760	0.0553	55.5810	1.5344
5	58.986	6.2479	25.3233	55.7561	2.8722	0.1134	72.3523	4.0959
10	67.009	7.0978	28.7677	55.7561	4.2296	0.1470	82.1933	6.0317
25	75.936	8.0433	32.6001	55.7561	5.9589	0.1828	93.1432	8.4977
50	81.925	8.6777	35.1713	55.7561	7.2323	0.2056	100.4893	10.3136
100	87.236	9.2402	37.4513	55.7561	8.4295	0.2251	107.0038	12.0210

Tabla 2.58 Estimación del gasto para la subcuenca B por el método racional de Kuishiling.

Estimación del Gasto para la subcuenca B								
Tr (años)	P_{24}^{Tr} (mm)	K (mm)	Hp (mm)	S (mm)	He (mm)	C	I (mm/hr)	Q (m ³ /s)
2	45.313	4.7997	17.0308	44.8235	1.2301	0.0722	94.6156	1.2684
5	58.986	6.2479	22.1698	44.8235	3.0050	0.1355	123.1654	3.0983
10	67.009	7.0978	25.1852	44.8235	4.3101	0.1711	139.9178	4.4440
25	75.936	8.0433	28.5404	44.8235	5.9505	0.2085	158.5577	6.1354
50	81.925	8.6777	30.7913	44.8235	7.1478	0.2321	171.0630	7.3699
100	87.236	9.2402	32.7875	44.8235	8.2674	0.2522	182.1526	8.5242

2.9.7 Hidrograma unitario triangular del USBR

Este método se aplica para determinar hidrogramas en cuencas pequeñas, su forma típica puede verse en la **Figura 2.44** (Breña, 2010).

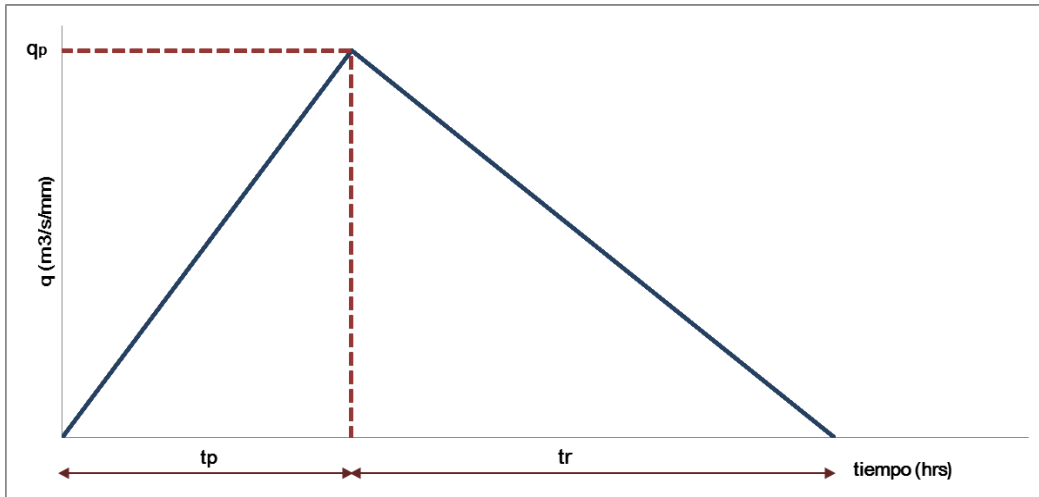


Figura 2.44 Forma típica del hidrograma unitario triangular. Método del USBR.

El gasto pico (q_p) se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$q_p = 0.208 \cdot \frac{A}{t_p} \quad (2.55)$$

En donde q_p es el gasto pico unitario, en $m^3/s/mm$; A es el área de la cuenca en km^2 , t_p es el tiempo al pico en horas. Por otra parte, para estimar los valores del tiempo de recesión (t_r) y del tiempo al pico (t_p), ambos en horas, se usan las siguientes expresiones:

$$t_r = 1.67 \cdot t_p \quad (2.56)$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 \cdot t_c \quad (2.57)$$

La **Tabla 2.59** muestra los cálculos necesarios para generar el hidrograma unitario de ambas subcuencas.

Tabla 2.59 Resultados del cálculo por el método del USBR para ambas subcuencas.

Parámetros	Subcuenca A	Subcuenca B
Área (A) en km^2	1.7954	0.6676
Tiempo de concentración (t_c) en hrs	0.35	0.18
Tiempo al pico (t_p) en hrs.	0.802	0.532
Tiempo de recesión (T_r) en hrs	1.339	0.888
Gasto al pico (q_p) en $m^3/s/mm$	0.466	0.261

Las Figuras 2.45 y 2.46 muestran los hidrogramas unitarios triangulares por el método del USBR.

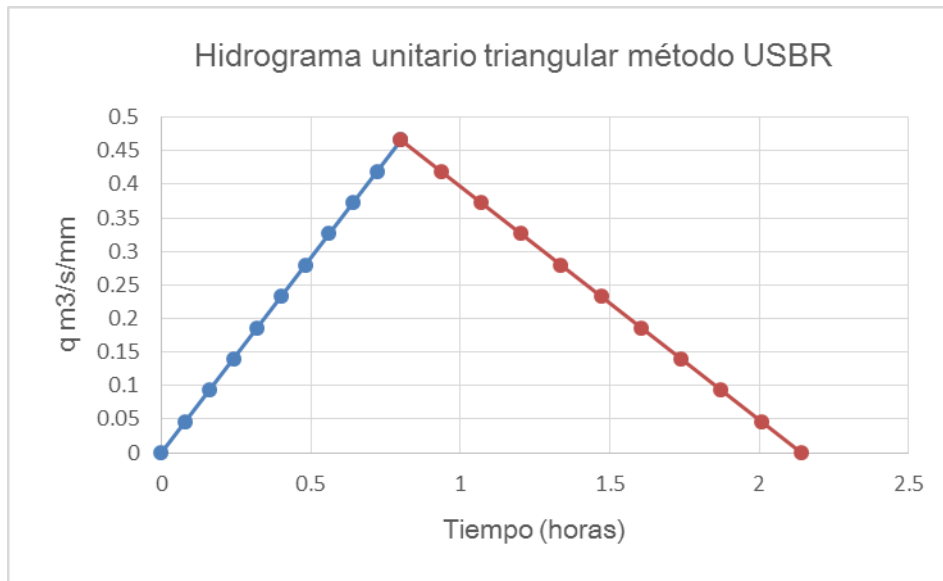


Figura 2.45 Hidrograma unitario triangular de la subcuenca A por el método del USBR.

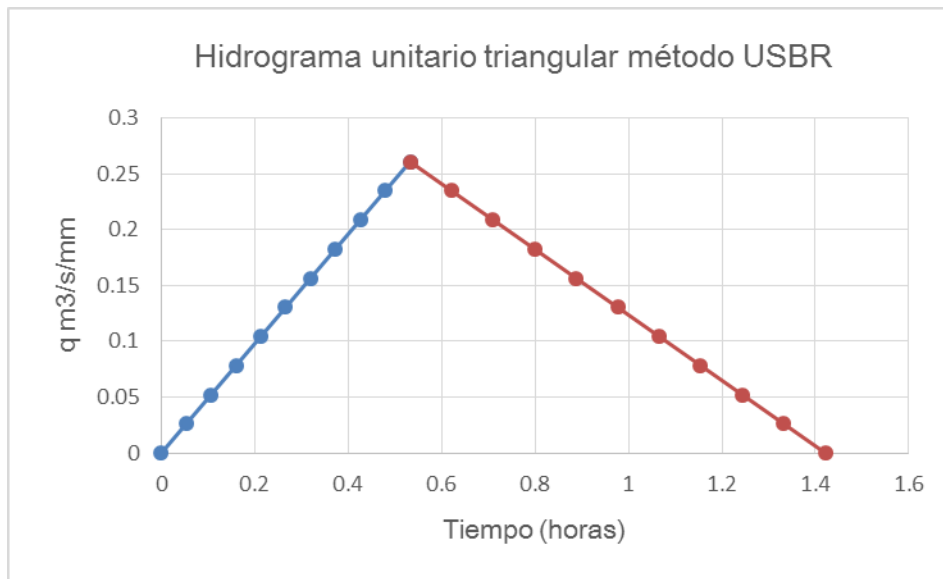


Figura 2.46 Hidrograma unitario triangular de la subcuenca B por el método del USBR.

2.9.8 Hidrograma unitario del SCS

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS) desarrolló un hidrograma unitario adimensional a partir de una serie de hidrógrafas observadas en cuencas de muy diversos tamaños ubicadas en diferentes lugares geográficos de los Estados Unidos.

Para calcular el tiempo de desfase de la cuenca hidrográfica se utiliza el método de curva CN, el cual se expresa con la siguiente fórmula:

$$t_l = \frac{L^{0.8} \cdot (2540 - 22.86 \cdot CN)^{0.7}}{14104 \cdot CN^{0.7} \cdot Y^{0.5}} \quad (2.58)$$

En donde t_l : tiempo de desfase de la cuenca hidrográfica en horas, L: longitud hidráulica del colector principal en metros, CN: número de curva de escurrimiento, Y: pendiente promedio del terreno de la cuenca en m/m.

El tiempo pico (t_p) y el tiempo de recesión (t_r), ambos en horas, se estiman como sigue:

$$\frac{t_p}{t_l} = \frac{10}{9} \quad (2.59)$$

$$\frac{t_r}{t_l} = \frac{2}{9} \quad (2.60)$$

Para el sistema métrico, la fórmula del gasto pico es:

$$q_p = \frac{0.208 \cdot A}{t_p} \quad (2.55)$$

En donde q_p : gasto pico del hidrograma unitario a 1mm de precipitación efectiva en m^3/s , A: área de la cuenca en km^2 y t_p es el tiempo al pico en horas.

Ya determinados t_p y q_p , el hidrograma unitario adimensional del SCS se construye utilizando los valores adimensionales mostrados en la **Figura 2.47** y de la **Tabla 2.60**.

Los resultados de la aplicación de éste método se presentan en la **Tabla 2.61**.

Tabla 2.60 Coordenadas del hidrograma unitario adimensional del SCS.

t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p
0.0	0.000	2.6	0.107
0.2	0.100	2.8	0.077
0.4	0.310	3.0	0.055
0.6	0.660	3.2	0.040
0.8	0.930	3.4	0.029
1.0	1.000	3.6	0.021
1.2	0.930	3.8	0.015
1.4	0.780	4.0	0.011
1.6	0.560	4.2	0.010
1.8	0.390	4.4	0.007
2.0	0.280	4.6	0.003
2.2	0.207	4.8	0.0015
2.4	0.147	5.0	0.000

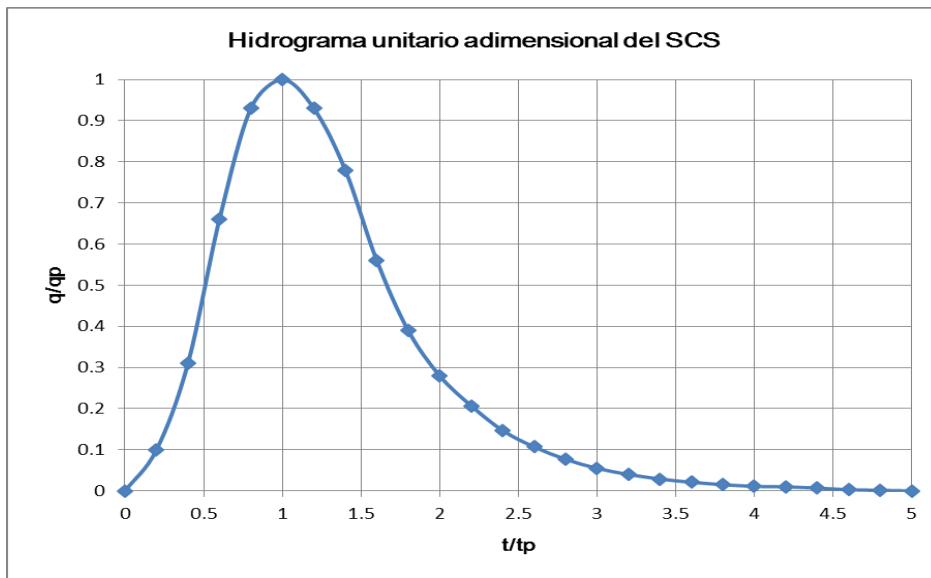


Figura 2.47 Hidrograma unitario adimensional del SCS.

Tabla 2.61 Resultados del cálculo por el método del SCS.

Parámetro	Subcuenca A	Subcuenca B
Longitud del colector principal (L) en metros	1572	1391
Número (CN) de la curva de escurrimiento	82	85
Pendiente promedio de la cuenca (Y) en m/m	0.0692	0.2412
Área en km ²	1.7954	0.6676
Tiempo de desfase (t _i)	0.421	0.185
Tiempo al pico (t _p)	0.467	0.205
Tiempo de recesión (t _r)	0.096	0.041
Gasto pico (q _p) en m ³ /s/mm	0.798	0.676

Con ayuda de la **Tabla 2.61** se procede a hacer los gráficos de los hidrogramas. Las **Figuras 2.48 y 2.49** muestran los hidrogramas unitarios por el método del SCS.

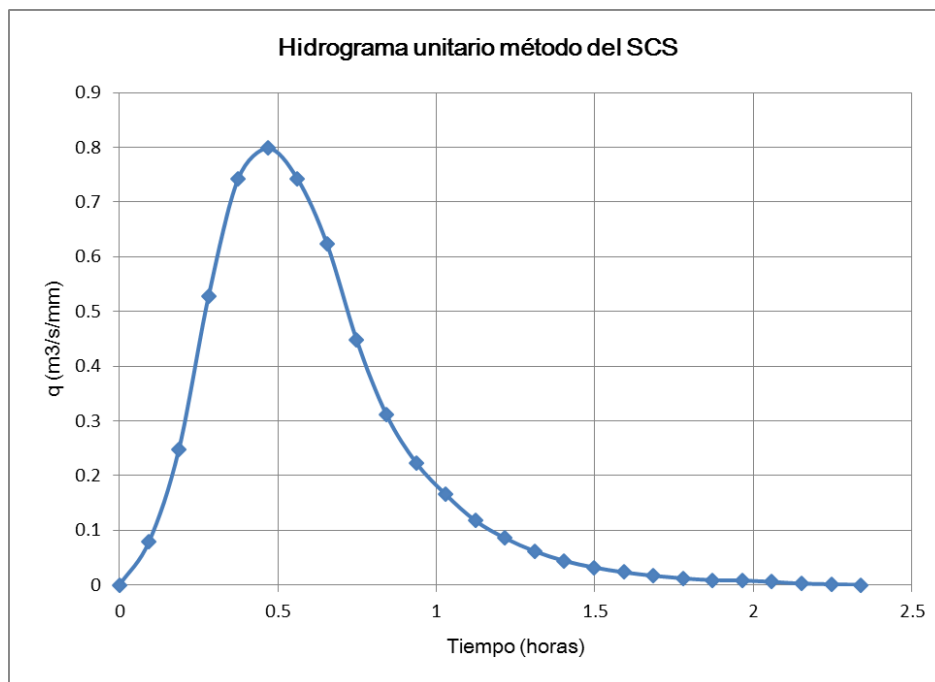


Figura 2.48 Hidrograma unitario por el método del SCS para la subcuenca A.

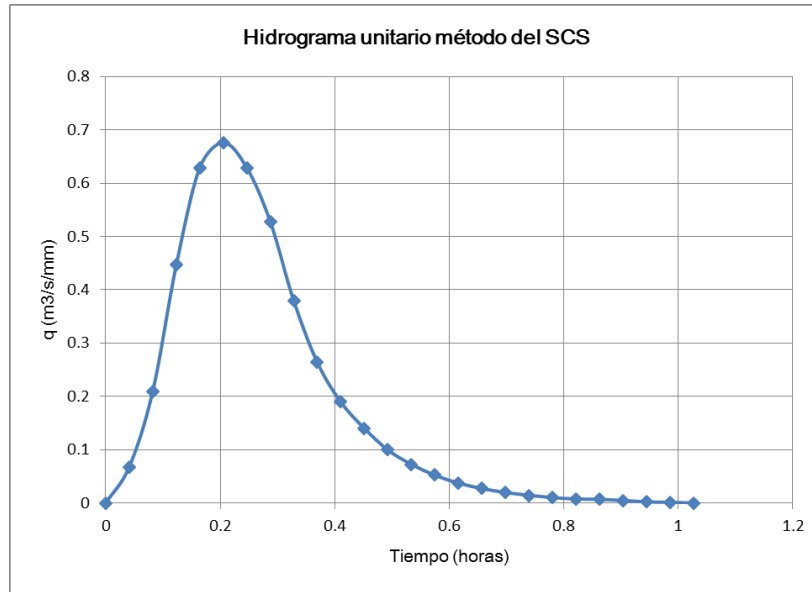


Figura 2.49 Hidrograma unitario por el método del SCS para la subcuenca B.

2.9.9 Hidrograma unitario de Snyder

En un estudio de cuencas localizadas principalmente en los montes Apalaches de los Estados Unidos y con tamaños que variaban desde cerca de 30 a 30000 km², (Snyder, 1938) encontró relaciones sintéticas para algunas características de un hidrograma unitario estándar. Se describen a continuación las principales componentes del hidrograma unitario de Snyder (Monsalve, 2011).

El tiempo de rezago definido como el tiempo en horas desde el centroide del histograma de precipitación efectiva hasta el caudal pico del hidrograma se calcula como:

$$t_r = \frac{L_c^{0.8} \cdot (S + 1)^{0.7}}{1900 \cdot S_c^{0.5}} \tag{2.61}$$

Si el tiempo de rezago es mayor al tiempo de concentración se recomienda utilizar la siguiente relación:

$$t_r = 0.6 \cdot t_c \tag{2.62}$$

En donde t_r es el tiempo de rezago en horas, S es el factor de retención o almacenamiento calculado con base al número de curva CN, L_c es la longitud del colector principal en pies, S_c es la pendiente de la cuenca en porcentaje y t_c es el tiempo de concentración en horas.

2.9.9.1 Duración de la lluvia según el método de Snyder

Snyder considero lluvias que estuvieran de acuerdo con el tamaño de la cuenca definiendo para ello una relación de 1/5.5 veces el tiempo de rezago; así entonces:

$$t_s = \frac{t_r}{5.5} \quad (2.63)$$

Donde t_s será la duración de la lluvia efectiva en horas y t_r el tiempo de rezago en horas.

2.9.9.2 Tiempo al pico del modelo de Snyder

El tiempo al pico puede calcularse como:

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r \quad (2.64)$$

Donde t_p es el tiempo al pico en horas, t_c representa la duración de la lluvia en horas (tiempo de concentración) y t_r es el tiempo de rezago en horas.

2.9.9.3 Caudal al pico del modelo de Snyder

El caudal al pico por milla cuadrada u_p puede ser estimado utilizando la siguiente expresión:

$$u_p = C_p \cdot \frac{640}{t_r} \quad (2.65)$$

Donde u_p representa el caudal al pico por unidad de área (en pie³/smi²), t_r es el tiempo de rezago en horas y C_p es un coeficiente que depende de la topografía de la cuenca variando entre 0.5 y 0.8. La ecuación anterior es usada cuando el hidrograma unitario a construir corresponde a una precipitación efectiva cuya duración coincide con el tiempo al pico en caso contrario se utiliza la siguiente expresión:

$$u_p = C_p \left[\frac{640}{t_r + \frac{(t_c - t_s)}{4}} \right] \quad (2.66)$$

t_s es la duración de la lluvia en horas y t_c es la duración de la precipitación efectiva en horas.

Una vez obtenido el caudal al pico por unidad de área, el caudal al pico total se obtiene como:

$$U_p = u_p \cdot A_c \quad (2.67)$$

Siendo A_c el área total de la cuenca en millas cuadradas.

2.9.9.4 Duración del escurrimiento superficial

El cálculo del tiempo base del hidrograma unitario se estima mediante la siguiente expresión:

$$t_b = 3 + 3 \cdot \frac{t_r}{24} \quad (2.68)$$

Donde t_b es el tiempo base en días con el t_r en horas. Esta ecuación es adecuada para cuencas de tamaño considerable, pero para cuencas pequeñas arroja valores excesivamente altos, por lo que el tiempo base debe recalcularse como de 3 a 5 veces el tiempo al pico. Por lo general se puede usar un valor medio:

$$t_b = 4 \cdot t_p \quad (2.69)$$

Donde t_p es el tiempo al pico.

2.9.9.5 Esquema del hidrograma unitario del modelo de Snyder

El cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos introdujo dos ecuaciones adicionales al modelo con el propósito de obtener 4 puntos del hidrograma unitario de Snyder los cuales facilitarán graficar el hidrograma.

$$W_{50} = \frac{770}{u_p^{1.08}} \quad (2.70)$$

$$W_{75} = \frac{440}{u_p^{1.08}} \quad (2.71)$$

Donde u_p representa el caudal al pico por unidad de área (en $\text{pie}^3/\text{smi}^2$), W_{50} es el intervalo de tiempo en horas correspondiente al 50% del caudal al pico y W_{75} es el intervalo de tiempo en horas correspondiente al 75% del caudal al pico. Cada intervalo de tiempo se ubicará en la hidrógrafa de tal forma que su tercera parte quede a la izquierda de la vertical que pasa por el pico del hidrograma unitario y las dos terceras partes a la derecha de la línea como se muestra en la **Figura 2.50** (Snyder, 1938).

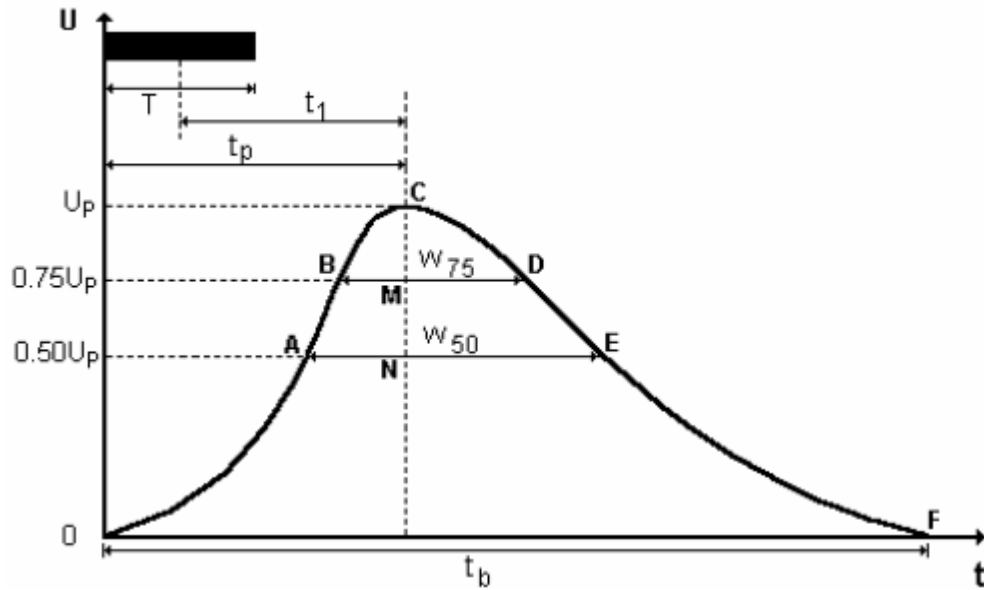


Figura 2.50 Esquema del hidrograma unitario de Snyder.

2.9.9.6 Estimación de las coordenadas del hidrograma unitario de Snyder

Utilizando el esquema de la **Figura 2.50**, se estiman las coordenadas de los puntos A, B, C, D, E y F con las siguientes ecuaciones (**Tabla 2.62**):

Tabla 2.62 Coordenadas para generar el hidrograma unitario del método de Snyder.

Punto	Tiempo	Gasto
A	$t = t_p - \frac{W_{50}}{3}$	$Q = 0.5 \cdot U_p$
B	$t = t_p - \frac{W_{75}}{3}$	$Q = 0.75 \cdot U_p$
C	$t = t_p$	$Q = U_p$
D	$t = t_p + 2 \frac{W_{75}}{3}$	$Q = 0.75 \cdot U_p$
E	$t = t_p + 2 \frac{W_{50}}{3}$	$Q = 0.5 \cdot U_p$
F	$t = t_b$	$Q = 0.0$

En las **Tablas 2.62** y **2.63** se muestran los resultados del cálculo de los valores para la construcción del hidrograma unitario de Snyder correspondiente a ambas subcuencas. La **Tabla 2.64** muestra las coordenadas del hidrograma para ambas subcuencas en estudio.

Tabla 2.63 Resultados del cálculo por el método de Snyder.

Parámetro	Subcuenca A	Subcuenca B
Tiempo de rezago (t_r) en horas	0.210	0.108
Tiempo de concentración (t_c) en horas	0.350	0.180
Duración de lluvia efectiva (t_s) en horas	0.038	0.019
Tiempo al pico (t_p) en horas	0.385	0.198
Tiempo base (t_b) en horas	1.54	0.792
C_p	0.8	0.8
Caudal pico (u_p) en $\text{ft}^3/(\text{s mi}^2 \text{ in})$	1778.058	3457.336
Caudal pico total (U_p) $\text{ft}^3/\text{s/in}$	1233.091	891.550
Gasto pico $\text{m}^3/\text{s/mm}$	1.375	0.994
W_{50}	0.238	0.116
W_{75}	0.136	0.066

Tabla 2.64 Coordenadas de los puntos del hidrograma de Snyder para ambas subcuencas.

Punto	Subcuenca A		Subcuenca B	
	Tiempo (horas)	Gasto ($\text{m}^3/\text{s/mm}$)	Tiempo (horas)	Gasto ($\text{m}^3/\text{s/mm}$)
A	0.306	0.687	0.159	0.497
B	0.339	1.031	0.176	0.745
C	0.385	1.375	0.198	0.994
D	0.476	1.031	0.242	0.745
E	0.544	0.687	0.275	0.497
F	1.54	0.000	0.792	0.000

Con ayuda de las **Tablas 2.63** y **2.64** se grafican los hidrogramas unitarios por el método de Snyder.

Las **Figuras 2.51** y **2.52** muestran dichos hidrogramas.

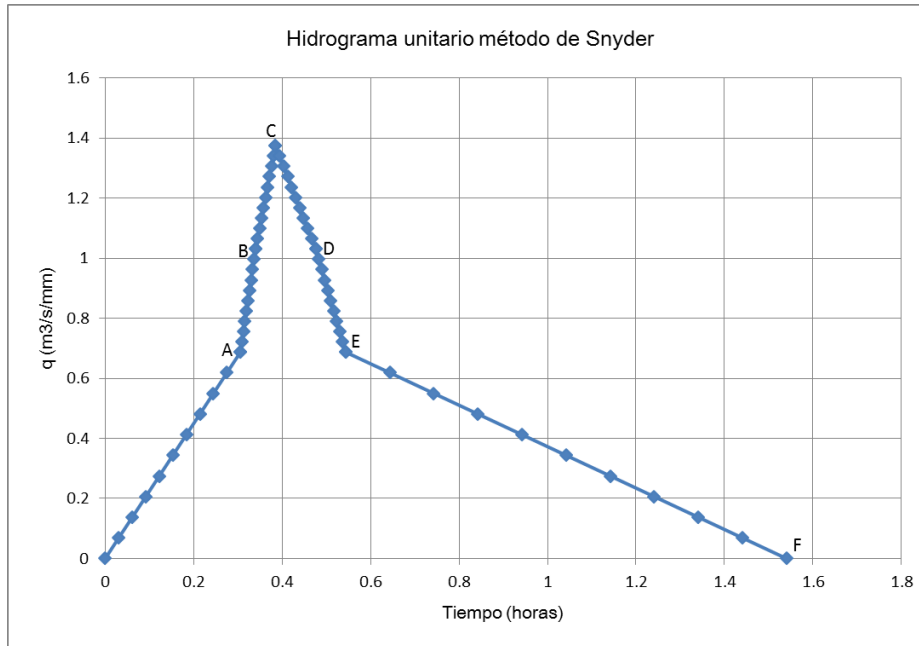


Figura 2.51 Hidrograma unitario por el método de Snyder para la subcuenca A.

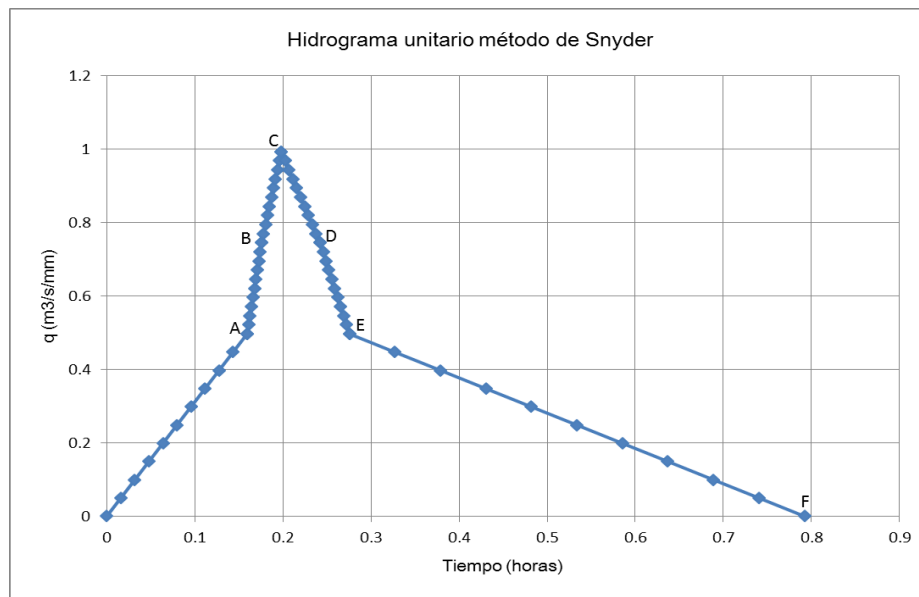


Figura 2.52 Hidrograma unitario por el método de Snyder para la subcuenca B.

2.9.10 Hidrograma unitario sintético de Williams y Hann

A principios de la década de los 70's Jimmy R. Williams y Roy W. Hann propusieron un modelo para calcular el hidrograma sintético producido por una lluvia instantánea en una cuenca, a partir de sus principales características geomorfológicas, como el área, la pendiente del colector principal y la relación largo ancho.

Las características geomorfológicas de la cuenca están representadas por dos parámetros, que son la constante de recesión K y el tiempo al pico T_p .

2.9.10.1 Parámetros del modelo de Williams y Hann

La constante de recesión K y el tiempo al pico T_p fueron determinados por Williams y Hann mediante análisis de regresión. Dichos análisis arrojaron como resultado las siguientes ecuaciones:

$$K = 27.0 \cdot A_c^{0.231} \cdot S_{cp}^{-0.777} \cdot \left(\frac{L}{W_c}\right)^{0.124} \quad (2.72)$$

$$T_p = 4.63 \cdot A_c^{0.422} \cdot S_{cp}^{-0.48} \cdot \left(\frac{L}{W_c}\right)^{0.133} \quad (2.73)$$

Siendo A_c el área de la cuenca en mi^2 , S_{cp} la pendiente media del colector principal en ft/mi , W_c es el ancho de la cuenca definido como A_c/L_c y L/W_c es la relación largo ancho de la cuenca y se calcula como la división entre la longitud del colector principal hasta la divisoria por el ancho de la cuenca.

2.9.10.2 Tiempos del modelo de Williams y Hann

La determinación de los tiempos t_0 y t_1 además de los parámetros n y B es necesaria para la obtención del hidrograma sintético. Las expresiones son las siguientes:

$$t_0 = T_p \cdot \left[1 + \frac{1}{(n-1)^{1/2}}\right] \quad (2.74)$$

$$t_1 = t_0 + 2K \quad (2.75)$$

Dentro de la literatura n es conocido como el parámetro de forma del hidrograma sintético unitario de Williams y Hann. Este parámetro viene dado por la siguiente relación:

$$n = 1 + \left\{ \frac{1}{2 \left(\frac{K}{T_p} \right)} + \left[\frac{1}{4 \left(\frac{K}{T_p} \right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{K}{T_p} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}^2 \quad (2.76)$$

El coeficiente B actúa como un parámetro de conversión de unidades en vez de un parámetro con significado físico. El valor de B se encuentra resolviendo la ecuación integral derivada por Williams y Hann pero para efectos prácticos el valor de B se estima gráficamente en función de n (Figuras 2.53 y 2.54).

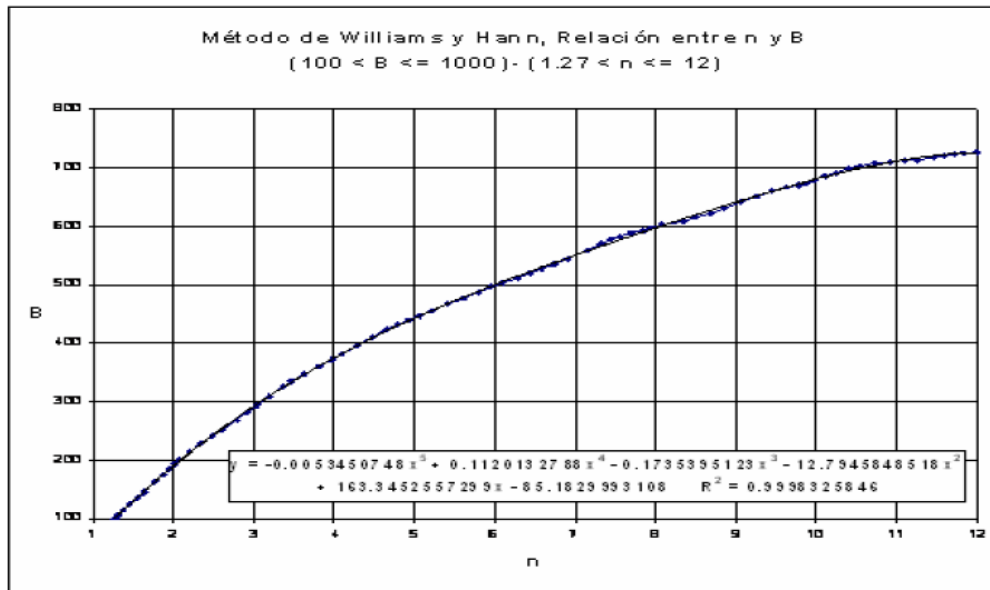


Figura 2.53 Relación entre n y B (Parte 1)

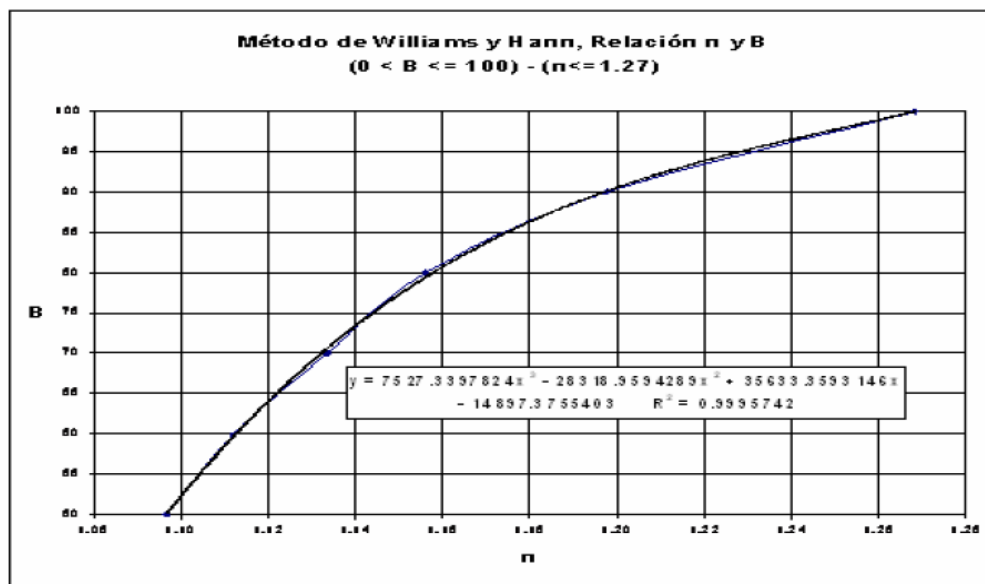


Figura 2.54 Relación entre n y B (parte 2).

La **Figura 2.53** muestra que la siguiente ecuación es válida en los intervalos:

$$(100 < B \leq 1000) \text{ y } (1.27 < n \leq 12)$$

$$B = -0.0053450748 \cdot n^5 + 0.1120132788 \cdot n^4 - 0.1735395123 \cdot n^3 - 12.7945848518 \cdot n^2 + 163.3452557299 \cdot n - 85.1829993108 \quad (2.77)$$

La **Figura 2.54** muestra que la siguiente ecuación es válida en los intervalos:

$$(0 < B \leq 100) \text{ y } (n \leq 1.27)$$

$$B = 7527.3397824 \cdot n^3 - 28318.9594289 \cdot n^2 + 35633.3593146 \cdot n - 14897.3755403 \quad (2.78)$$

2.9.10.3 Caudal al pico del hidrograma unitario de Williams y Hann

El caudal al pico se estima como:

$$U_p = \frac{B \cdot A_c}{T_p} \quad (2.79)$$

2.9.10.4 Forma del hidrograma unitario de Williams y Hann

Las ecuaciones propuestas por Williams y Hann para la determinación de la forma de su hidrograma sintético son las siguientes (**Tabla 2.65**):

Tabla 2.65 Ecuaciones para la determinación del hidrograma sintético de Williams y Hann.

Caudal	Intervalo
$U = U_p \left(\frac{t}{T_p}\right)^{n-1} \cdot \exp\left[(1-n)\left(\frac{t}{T_p} - 1\right)\right]$	$t \leq t_0$
$U = U_0 \cdot \exp\left(\frac{t_0 - t}{K}\right)$	$t_0 \leq t \leq t_1$
$U = U_1 \cdot \exp\left(\frac{t_1 - t}{3K}\right)$	$t \geq t_1$

La **Figura 2.55** muestra un esquema del hidrograma unitario sintético de Williams y Hann.

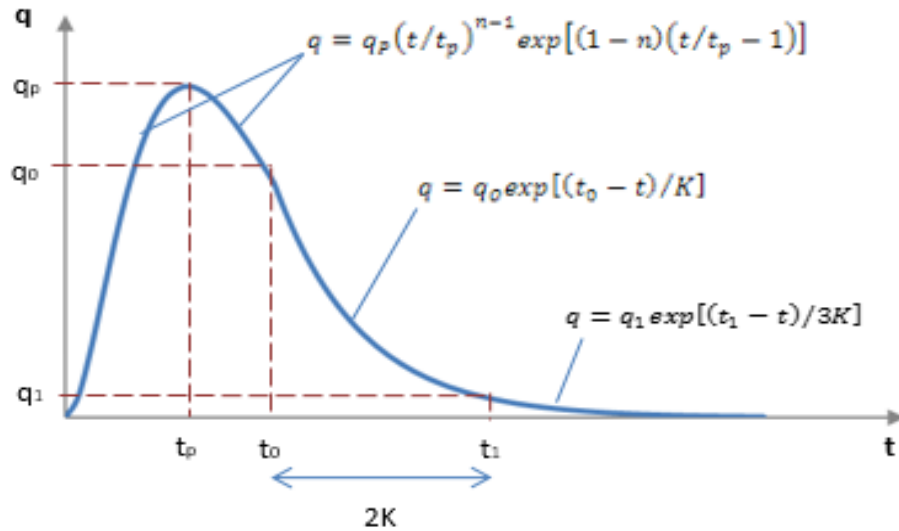


Figura 2.55 Esquema del hidrograma sintético de Williams y Hann.

En la **Tabla 2.66** se muestran los resultados del cálculo de los valores para la construcción del hidrograma sintético de Williams y Hann correspondiente a ambas subcuencas.

Tabla 2.66 Resultados del cálculo por el método de Williams y Hann.

Parámetros	Subcuenca A	Subcuenca B
Ancho de la cuenca (W_c) en millas	0.274	0.115
Pendiente media del colector principal (S_{cp}) en ft/mi	24.149	200.827
Relación largo – ancho (L/W_c)	9.225	19.425
Constante de recesión (K) en horas	2.378	0.463
Parámetro de forma (n)	1.855	2.446
Parámetro B	173.875	238.848
Tiempo al pico (T_p) en horas	1.056	0.304
Tiempo t_0 en horas	2.198	0.557
Tiempo t_1 en horas	6.956	1.483
Caudal pico (U_p) en $ft^3/s/in$	4.494	7.971
Caudal pico (U_p) en $m^3/s/mm$	0.127	0.226
Caudal (U_0) en $m^3/s/mm$	0.094	0.163
Caudal (U_1) en $m^3/s/mm$	0.013	0.022

Con ayuda de la **Tabla 2.66** se grafican los hidrogramas unitarios sintéticos por el método de Williams y Hann.

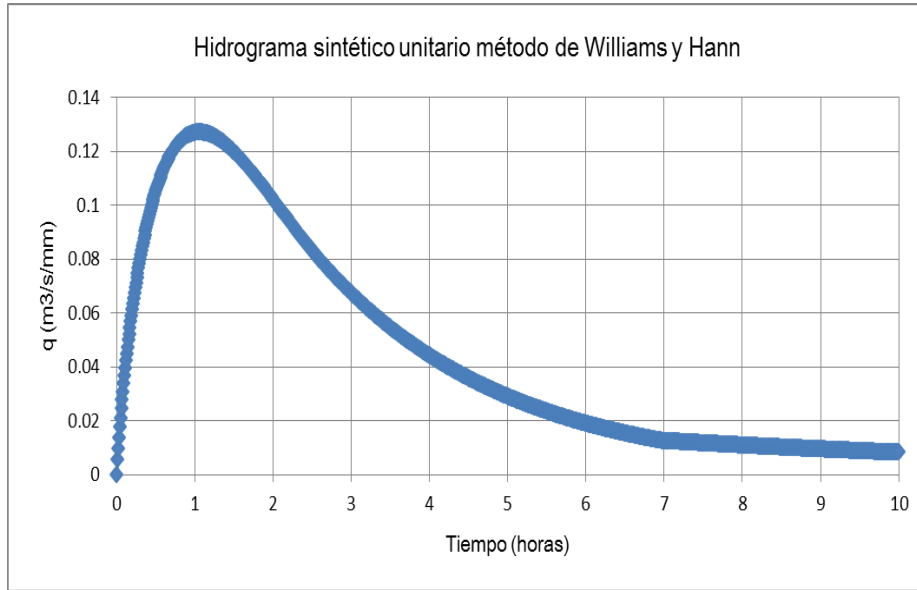


Figura 2.56 Hidrograma sintético unitario método de Williams y Hann para la subcuenca A.

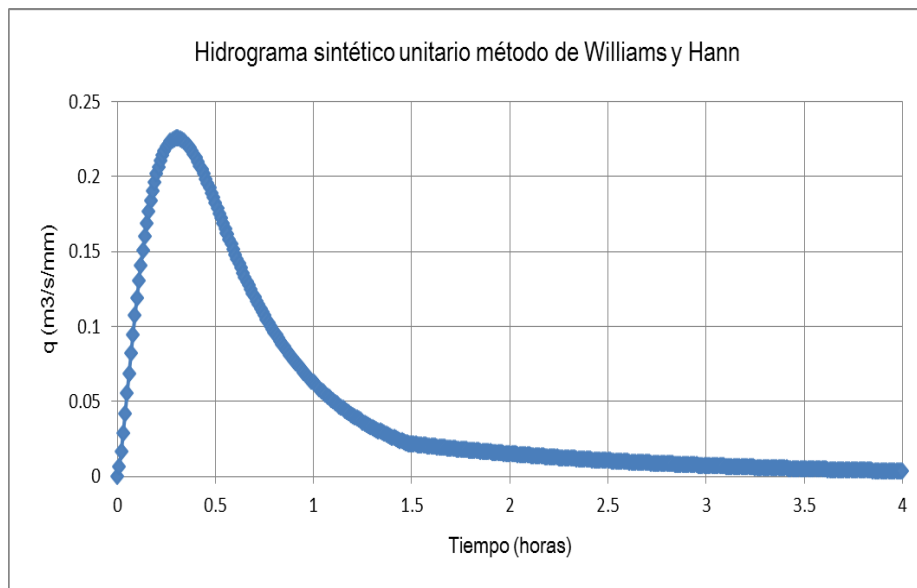


Figura 2.57 Hidrograma sintético unitario método de Williams y Hann para la subcuenca B.

2.9.11 Compilación de gastos picos para las subcuencas

Las Tablas 2.67 y 2.68 muestran un resumen de los gastos picos calculados por los métodos utilizados para los seis periodos de retorno utilizados para la subcuenca A y subcuenca B respectivamente.

Tabla 2.67 Gastos pico para la subcuenca A obtenidos por distintos métodos en m³/s.

Periodo de retorno (años)	Pe (mm)	Método				
		Racional	USBR	SCS	Snyder	Williams - Hann
2	12.979	1.5344	6.048	10.357	17.846	1.648
5	22.088	4.0959	10.293	17.626	30.372	2.805
10	27.954	6.0317	13.027	22.307	38.437	3.550
25	34.819	8.4977	16.225	27.785	47.876	4.422
50	39.587	10.3136	18.447	31.590	54.432	5.027
100	43.908	12.0210	20.461	35.039	60.374	5.576

Tabla 2.68 Gastos pico para la subcuenca B obtenidos por distintos métodos en m³/s.

Periodo de retorno (años)	Pe (mm)	Método				
		Racional	USBR	SCS	Snyder	Williams - Hann
2	16.277	1.2684	4.248	11.003	16.178	3.678
5	26.381	3.0983	6.885	17.834	26.223	5.962
10	32.752	4.4440	8.548	22.140	32.556	7.402
25	40.120	6.1354	10.471	27.140	39.879	9.067
50	45.195	7.3699	11.796	30.552	44.923	10.214
100	49.770	8.5242	12.989	33.644	49.471	11.248

2.9.12 Comparativas de los hidrogramas para subcuenca A

La Figura 2.58 muestra una comparativa de los hidrogramas obtenidos por los diversos métodos para la subcuenca A.

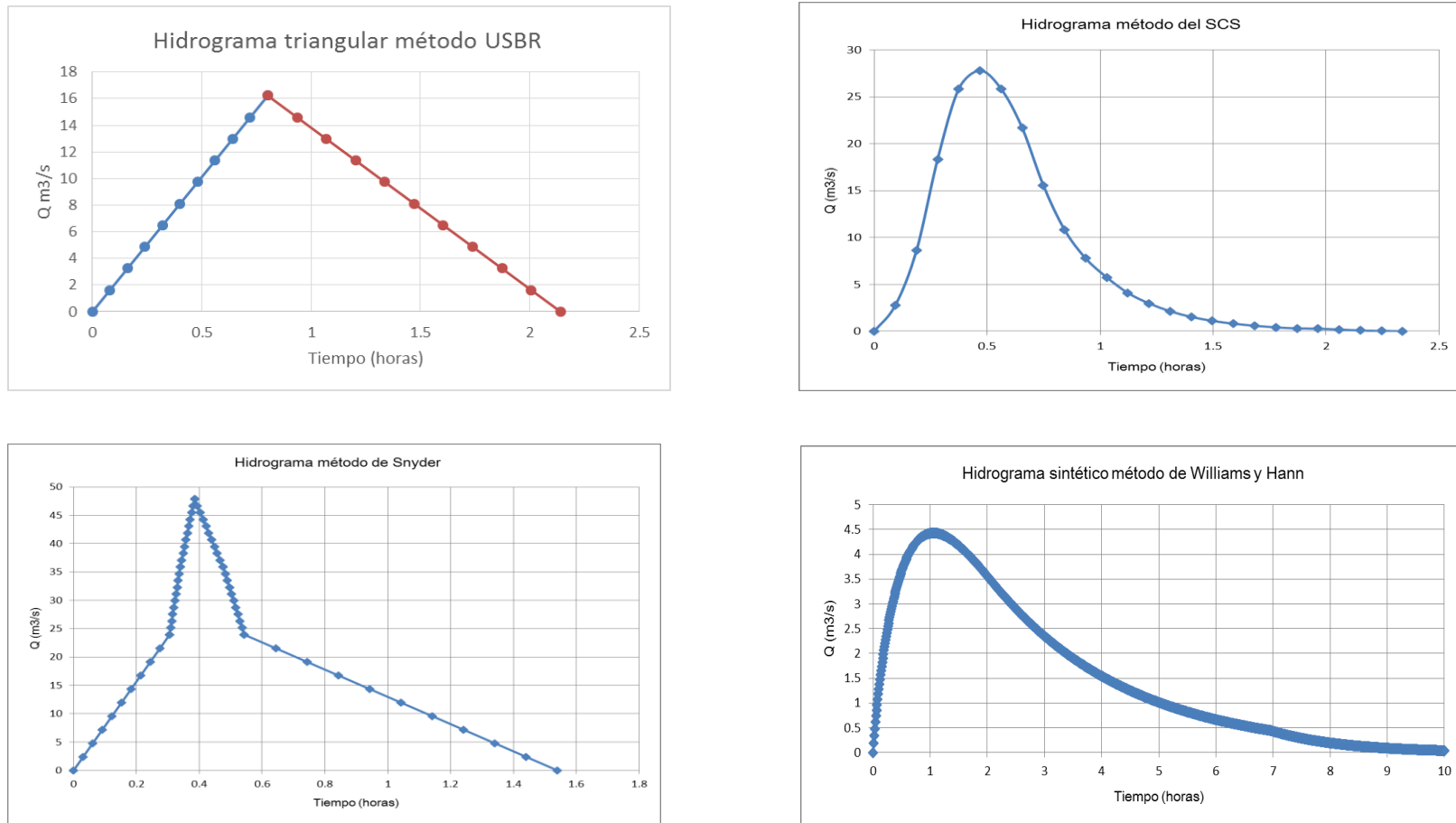


Figura 2.58 Comparativas de los hidrogramas de los diversos métodos para la subcuenca A con un $Tr = 25$ años.

2.9.13 Comparativas de los hidrogramas para subcuenca B

La Figura 2.59 muestra una comparativa de los hidrogramas obtenidos por los diversos métodos para la subcuenca B.

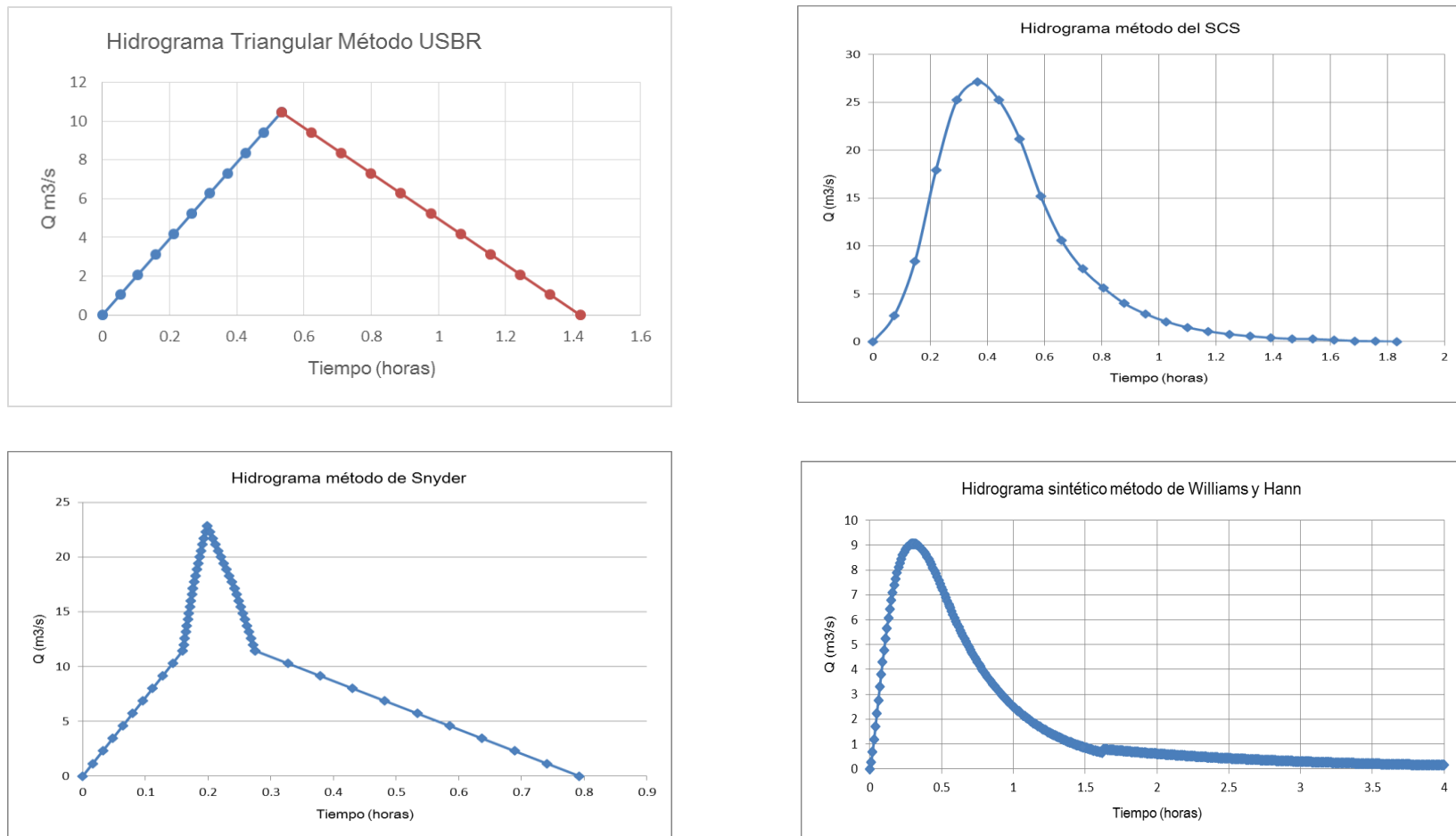


Figura 2.59 Comparativas de los hidrogramas de los diversos métodos para la subcuenca B con un $T_r = 25$ años.

CAPÍTULO 3

Modelación de los
escurrimientos
pluviales de la
cuenca

3.1 Introducción

La modelación matemática ha sido desarrollada y aplicada en diversos campos en los últimos años. Hoy en día su uso ha sido extendido gracias a la universalización de códigos comerciales y a la mejora continua de los algoritmos con que éstos son desarrollados.

En el campo de la hidrodinámica, en los últimos años, la modelación matemática ha adquirido cada vez más importancia. Resulta evidente que esto se debe al progreso de la tecnología en las diversas áreas de la ciencia. Los modelos han evolucionado desde los más simples (1D) hasta los más complejos (2D y 3D).

El objetivo de la modelación matemática es que ella proporcione cálculos detallados del movimiento de los fluidos con el uso de un ordenador para la resolución de las ecuaciones gobernantes que expresan las leyes que rigen a los fluidos. Su uso se debe a que actualmente las ecuaciones gobernantes no admiten soluciones generales analíticas, por lo que se debe recurrir al empleo de herramientas como lo es la modelación matemática.

Específicamente a los cuerpos de agua, el uso de la modelación matemática proporciona la ventaja de simular y a la vez valorar las acciones del hombre hechas sobre ellos. Es precisamente gracias a la simulación que se pueden conocer los impactos (antes, durante y después) realizados a los cuerpos de agua y finalmente con los resultados generados a partir de ella, se puede entender, predecir y en su caso controlar los diversos procesos físico – químicos que suceden y con base a esa información obtenida tomar decisiones adecuadas.

La simulación numérica de un fenómeno físico requiere de las observaciones científicas, la experiencia técnica de ingenieros, los métodos numéricos de los matemáticos y las técnicas modernas de los programadores además de computadoras poderosas. Ésta permite la examinación de procesos que experimentalmente no pueden ser probados.

Por último, los resultados computacionales deben ser comparados con aquellos que responden como el experimento físico, y de ser necesario, el algoritmo numérico debe ser ajustado (mejora de la discretización por medio de una mejor resolución o un alto orden de convergencia) o el modelo matemático debe ser modificado con el ajuste de ciertos parámetros o inclusive con la alteración de ciertas ecuaciones (Griebel et al, 1998).

La **Figura 3.1** muestra un esquema de los pasos involucrados en la simulación numérica.

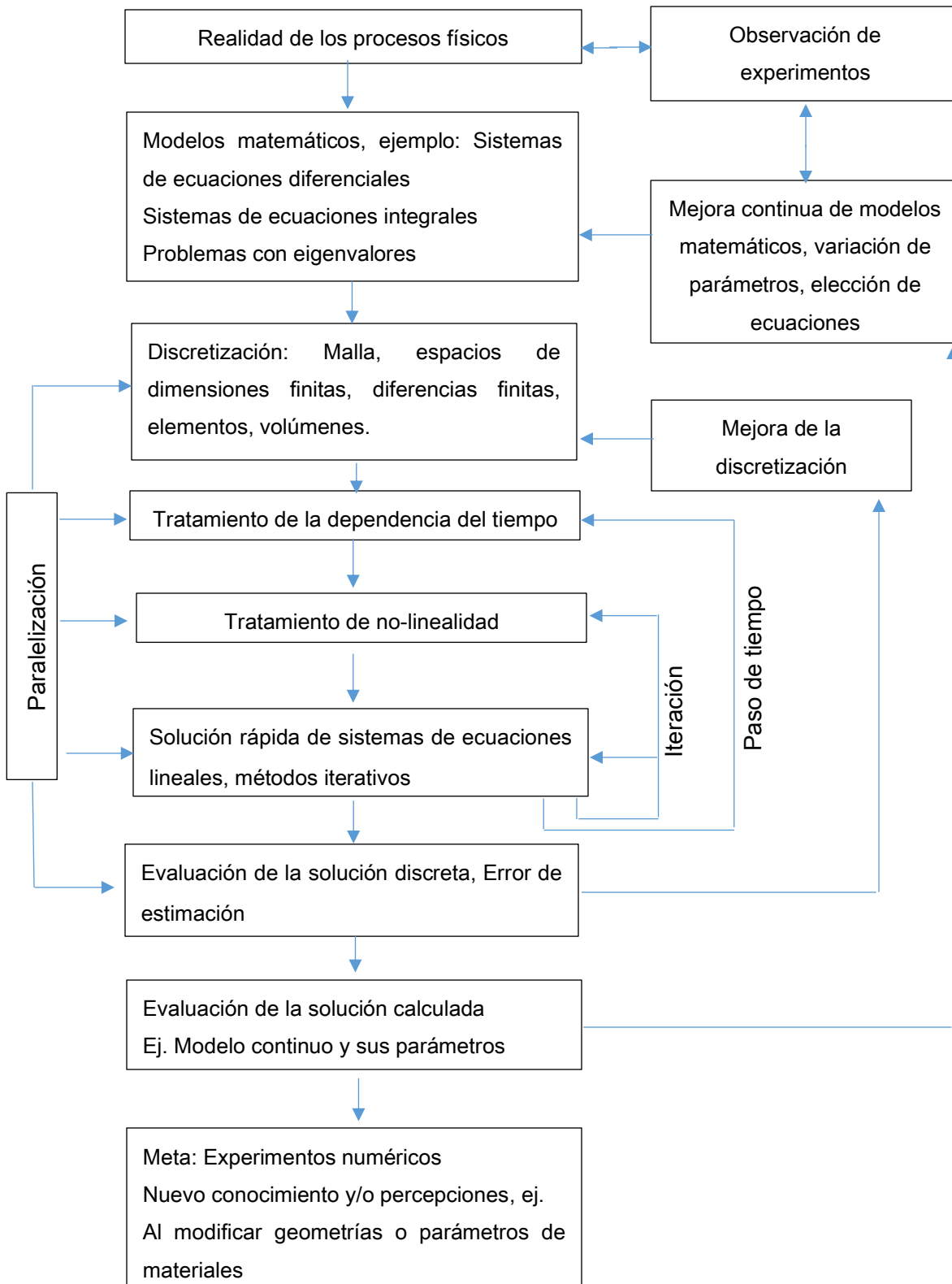


Figura 3.1 Procedimiento típico en la simulación numérica. Fuente: Griebel et al, 1998.

3.2 Modelación hidrodinámica

La dinámica de fluidos computacional (CFD por sus siglas en inglés) es una rama de la mecánica de fluidos y consiste en el empleo de computadores y de técnicas numéricas para resolver todos aquellos problemas físicos que estén relacionados con el movimiento de los fluidos (Fernández, 2012).

La hidrodinámica forma parte de esta disciplina. Los modelos hidrodinámicos son usados en diversas aplicaciones para sistemas acuáticos (ríos, zonas costeras, lagos, etc.) y están estrechamente relacionados a los modelos desarrollados para la meteorología, la aeronáutica, entre otros. La base común de estas actividades de modelación es la solución numérica de las ecuaciones de momentum y de masa en un fluido (Ecuaciones de Navier - Stokes).

Las ecuaciones de Navier – Stokes son un modelo general que puede ser aplicado para modelar el flujo del agua en muchas aplicaciones. Sin embargo, al considerar un problema específico, como el flujo somero del agua, en donde la escala horizontal es mucho más grande que en la escala vertical las ecuaciones de flujo somero en tres dimensiones serán más que suficientes para resolver el problema en cuestión (Broomans, 2003).

En la modelación hidrodinámica estas ecuaciones de flujo somero son apropiadas en su uso. De forma general se pueden utilizar para modelar lagos, ríos, estuarios y zonas costeras.

3.2.1 Selección del tipo de modelo matemático

La selección del tipo de modelo matemático dependerá de la zona de estudio (características del cuerpo de agua) y la información disponible asociada a dicha zona.

Para esto, se debe tener conocimiento suficiente del tema y experiencia para tomar una buena decisión en la selección. Además, siempre hay que tener presente el entrenamiento respectivo para el uso del software y también conocer las limitaciones propias de cada modelo.

La selección de un modelo matemático no es sencilla. Es necesario considerar las etapas de calibración, validación y análisis de los resultados, ya que ellas representan los aspectos más relevantes (y por ende repercuten en su costo) del proceso de la modelación matemática.

3.2.2 Modelos hidrodinámicos

Desde la década de los 90's se encuentran en el mercado diversos modelos matemáticos disponibles para realizar simulaciones hidrodinámicas. Precisamente en esa década es donde empieza la programación y el desarrollo de la mayoría de los modelos hidrodinámicos vigentes hoy día.

Como ejemplos están: EFDC, MOHID, Delft3D, FVCOM y MIKE 3. Algunos de estos modelos se pueden conseguir tanto en versiones abiertas como en versiones comerciales, el último solo es accesible de forma comercial.

Estos modelos representan una herramienta fundamental ya que permiten estimar el impacto ambiental derivado de proyectos y obras.

3.2.3 Clasificación y características de algunos modelos hidrodinámicos

Los modelos existentes se pueden clasificar de acuerdo a los siguientes criterios (Padilla, 2015):

- Hipótesis simplificativas.
- Método de resolución de las ecuaciones de gobierno.
- Forma de discretización de las ecuaciones de gobierno.
- Representación de las variables horizontales y verticales.
- Modelación de la turbulencia.
- El tratado de las celdas secas y mojadas en el dominio de estudio.

La **Tabla 3.1** muestra las características de su parte hidrodinámica más importantes de algunos modelos matemáticos.

Tabla 3.1 Características de algunos modelos hidrodinámicos

Modelo Características	EFDC	MIKE 3 FM	DELFT 3D	FVCOM
Tipo de malla	Estructurada	No estructurada	Estructurada	No estructurada
Método numérico	FDM	FEM, FVM	FEM, FVM	FVM
Coord. Vertical	Sigma	Sigma - z	Sigma - z	Sigma
Hipótesis	RANS			
Dimensión de trabajo	1D/2D/3D	3D	3D	3D
Modelo de cierre de turbulencia	H: Smagorinsky V: Mellor – Yamada orden 2.5	H: Smagorinsky V: $k - \epsilon$	H y V: $k - \epsilon$ $k - L$ AEM	H: Smagorinsky V: M -Y 2.5 $k - \epsilon$ GOTM

3.3 Revisión de la literatura especializada

El gran desarrollo que han tenido las computadoras (procesadores) en décadas recientes han convertido a los métodos numéricos (utilizando los conceptos de la mecánica de fluidos) en una gran herramienta para estudiar el movimiento del agua y el transporte de sustancias (nutrientes, sedimentos y contaminantes) en ambientes como embalses, lagos, ríos y zonas costeras. Este desarrollo ha hecho que se dispongan de varios modelos y con ello utilizarlos para el análisis de distintos ambientes acuáticos sujetos a condiciones que permitan aproximar la naturaleza de diversos fenómenos.

A continuación, son presentados algunos estudios relacionados con la modelación hidrodinámica, los cuales provienen de diversas fuentes bibliográficas.

1. **Análisis característico de la intrusión salina usando el modelo EFDC aguas abajo del río Geum (2010)**, elaborado por Sangman Jeong, Kyusung Yeon, Kukryul Oh en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Nacional de Kongju y con Youngteck Hur del Centro de Operación de Recursos del Agua en la República de Corea. En el artículo el Environmental Fluid Dynamics Code (EFDC) fue utilizado para analizar las características de la intrusión salina aguas abajo del río Geum. La simulación numérica se realizó para investigar el rango de intrusión salina cuando las compuertas estuvieran completamente abiertas. Los resultados obtenidos por la simulación numérica muestran que el modelo tiene gran precisión.
2. **Modelación hidrodinámica tridimensional del río Chicago, Illinois (2012)**, elaborado por S.Siha, M.H.Garcia del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental en la Universidad de Illinois en Urbana y Champaign y por X.Liu del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental en la Universidad de Texas en San Antonio. En el artículo los autores presentan y describen los resultados de un modelo aplicado al río de Chicago bajo una condición de clima húmedo. Aunque el flujo del río es de norte a sur, el flujo adquiere una naturaleza tridimensional en varios puntos del río. Las razones de esto pueden ser atribuidas a las condiciones de frontera dinámicas generadas por los eventos combinados de sobreflujo (CSO por sus siglas en inglés) en el drenaje, así como la presencia de confluencias en varias bifurcaciones del río con arroyos y escurrimientos. El modelo utilizado fue el EFDC, el cual simuló el flujo en el río Chicago por un periodo de 8 días en septiembre de 2008, durante en los cuales lluvias torrenciales en la Ciudad de Chicago propiciaron eventos CSO.

3. **La modelación hidrodinámica para la gestión hídrica del embalse Guajaro, Colombia (2015)**, realizado por F. Torres Bejarano, J. Padilla Coba, R. Cantero Rodelo de la Universidad de la costa, C Rodríguez Cuevas de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí y H. Ramírez León del Instituto Mexicano del Petróleo. El artículo desarrollado por los autores implementa un modelo bidimensional (EFDC Explorer), además presentan su calibración mediante una comparativa de series temporales de los niveles de agua del embalse de las velocidades medidas y las calculadas por el modelo, en 2 escenarios climáticos distintos (temporada de secas y de lluvia). Las comparaciones realizadas mostraron un buen comportamiento y un buen ajuste entre los valores medidos y los simulados por el modelo.

4. **Modelación numérica del oleaje en zonas costeras con batimetría no constante mediante elementos finitos (2009)**, elaborado por David Modesto Galende de la Universidad Politécnica de Catalunya. En el trabajo se modela la propagación de ondas lineales bajo una batimetría variable utilizando la ecuación Mild Slope en su formulación frecuencial. Utiliza elemento finito como método numérico con una aproximación Galerkin continua. El tratamiento del dominio de resolución infinito se lleva a cabo mediante la acción combinada de un truncamiento con un contorno artificial y un material absorbente numérico (PML). Se impone una condición de radiación de primer orden en el contorno exterior del PML.

5. **Método de diferencias finitas semi-implícito para el flujo en aguas someras en tres dimensiones (1992)**, este trabajo fue elaborado por Vincenzo Casulli en el departamento de matemáticas de la Universidad de Trento en Italia y con la cooperación de Ralph T. Cheng del Servicio Geológico de los Estados Unidos de América (USGS por sus siglas en inglés). En el artículo los autores presentan y discuten un método semi-implícito de diferencias finitas para la solución numérica de flujos en aguas someras. Las ecuaciones gobernantes son las ecuaciones promedio de flujo turbulento en 3D, donde la distribución de presión en la vertical se supone que es hidrostática. En el método de solución, se adoptan un mínimo de suposiciones, de tal manera que el algoritmo resultante es estable y proporciona una eficiencia computacional máxima en un mínimo costo computacional. En cada paso de tiempo el método numérico requiere la solución de un gran sistema lineal de ecuaciones que puede ser descompuesto en un pequeño sistema tridiagonal de ecuaciones acoplado con sistema pentadiagonal. Todos esos sistemas lineales son simétricos y positivos, así la existencia y singularidad de la solución numérica está asegurada. Al ser utilizada sólo una capa en la vertical, este método se reduce como un caso especial de un esquema semi- implícito para la solución de las ecuaciones

bidimensionales del flujo en aguas someras. Se ha demostrado que los resultados del algoritmo en dos y/o tres dimensiones han sido rápidos, exactos y conservativos de masa y pueden ser también aplicados para simular las mareas y flujos tridimensionales.

6. **Modelación urbana integrada hidrológica e hidráulica en Chicago, Illinois (2015)**, realizado por Z. Zhu, N. Oberg, V. M. Morales, J. C. Quijano, B. J. Landry y M. H. García del laboratorio de hidrosistemas Ven Te Chow perteneciente al Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign. En el artículo, los autores describen como el modelo hidrodinámico EFDC es ampliamente utilizado. Este modelo tiene el potencial de ser acoplado con cualquier interfase abiertas de modelado (OpenMI en inglés) para varios estudios. El caso de estudio fue la aplicación del OpenMI EFDC acoplado con InfoWorks-CS para representar la altamente zona urbanizada de la ciudad de Chicago, Illinois. La modelación integrada simula el vínculo bidireccional entre la red de drenaje y el sistema de conducción del agua en Chicago. Se muestra la capacidad del OpenMI EFDC para ser acoplado con otros modelos como TARP e IUHM.

7. **Predicción de la temperatura del agua en un reservorio estratificado y efectos aguas abajo del área de irrigación: Un caso de estudio del reservorio Xiahushn (2011)**, realizado por M Yang, L Li, J, Li en el Instituto de Recursos de Agua e Ingeniería Hidroeléctrica de la Universidad Wuhan, Lujia Hill, China. Se utilizaron los modelos 3D EFDC y el modelo en 1D de transmisión de temperatura longitudinal para predecir la temperatura del agua en un reservorio. Se analizó el efecto que tiene el liberar agua con temperatura baja en los cultivos, viéndose afectados debido a que la temperatura del agua es menor que la temperatura del agua requerida por los cultivos para su crecimiento. La simulación con ambos modelos permitió concluir que los efectos del agua fría en el crecimiento de los cultivos principalmente ocurren en las inmediaciones de la presa, por los que si los cultivos están lejos de ella su crecimiento no se verá afectado.

3.4 Ecuaciones gobernantes

Hace ya casi dos siglos desde que las ecuaciones gobernantes de la mecánica de fluidos quedaron definitivamente formuladas por Claude Navier (1785-1836) y George Stokes (1819 – 1903) cuando ellos introdujeron los términos de transporte viscoso a las ecuaciones de Euler (1707 – 1783), dando lugar a las ecuaciones de Navier – Stokes (Fernández, 2012).

El movimiento de un fluido Newtoniano es gobernado por las ecuaciones de Navier-Stokes, las cuales se obtienen al aplicar las leyes físicas de conservación de masa, cantidad de movimiento y propiedades termodinámicas a un volumen de control. Estas ecuaciones son un conjunto de ecuaciones diferenciales no lineales en tres dimensiones (3D), para las cuales actualmente no existe una solución analítica. Algunos ejemplos de su aplicación, son el que describen el movimiento del flujo de agua en cauces, canales, tuberías o las corrientes oceánicas.

3.4.1 Ecuaciones de Navier – Stokes promediadas por Reynolds

El siguiente contenido es una deducción de las ecuaciones para flujo de aguas someras (Broomans, 2003).

Las ecuaciones de Navier-Stokes están dadas por:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \nabla^2 u + f_x \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \nabla^2 v - f_y \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \nabla^2 w - \frac{\rho}{\rho_0} g \end{aligned} \quad (3.1)$$

En donde u, v y w denotan las componentes de velocidad en las direcciones x, y y z respectivamente, ρ la densidad, ρ_0 la densidad de referencia, p la presión, ν la viscosidad cinemática y f_x, f_y representan las componentes de las fuerzas de Coriolis por unidad de masa. Ellas están definidas por $(f_x, f_y)^T = -2\Omega \times (u, v)^T$, aquí Ω es el vector de rotación de la tierra. Las ecuaciones en (3.1) son válidas bajo la hipótesis de que la densidad es constante o si en su caso aplica la aproximación de Boussinesq.

3.4.1.1 Primer hipótesis (Promedio de Reynolds)

"Las variables (velocidad instantánea y presión) se pueden descomponer en componentes promedio y fluctuantes."

Debido a los remolinos turbulentos pequeñas variaciones ocurren en las velocidades de flujo y en la presión. Usualmente estas variaciones son muy pequeñas para ser representadas en un esquema numérico a menos que el mallado elegido sea muy fino. Para lidiar con este fenómeno hay que descomponer las velocidades y la presión como a continuación se muestra:

$$u = \bar{u} + u', \quad v = \bar{v} + v', \quad w = \bar{w} + w', \quad p = \bar{p} + p' \quad (3.2)$$

Donde la sobreraya representa las cantidades promediadas en el tiempo. Así \bar{u} está definido como:

$$\bar{u}(t) = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} u(\tau) d\tau \quad (3.3)$$

El periodo T debe ser más grande que la escala de tiempo de la turbulencia, pero menor que los efectos periódicos largos tales como las mareas. Las fluctuaciones periódicas están dadas por $u', v', w', y p'$. Nótese que los promedios en el tiempo de estas fluctuaciones valen cero. El producto de las fluctuaciones es distinto a cero, por lo que para el termino de presión solo aparece su componente promedio.

Al sustituir la ecuación (3.2) en la (3.1) y promediando los resultados en el tiempo las ecuaciones de Navier – Stokes promediadas por Reynolds o simplemente las ecuaciones de Reynolds surgen para flujos turbulentos.

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} + \frac{\overline{\partial u' u'}}{\partial x} + \frac{\overline{\partial u' v'}}{\partial y} + \frac{\overline{\partial u' w'}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \bar{f}_x \quad (3.4a)$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} + \frac{\overline{\partial v' u'}}{\partial x} + \frac{\overline{\partial v' v'}}{\partial y} + \frac{\overline{\partial v' w'}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \bar{p}}{\partial y} - \bar{f}_y \quad (3.4b)$$

$$\frac{\partial \bar{w}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} + \frac{\overline{\partial w' u'}}{\partial x} + \frac{\overline{\partial w' v'}}{\partial y} + \frac{\overline{\partial w' w'}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \bar{p}}{\partial z} - \frac{\rho}{\rho_0} g \quad (3.4c)$$

Las correlaciones entre las componentes fluctuantes de velocidad ($\overline{u' u'}, \overline{u' v'}, etc$) son desconocidas. Estas correlaciones son las responsables de la pérdida de momentum en la dirección media del flujo y por lo tanto aparecen para actuar como esfuerzos en el fluido. A ellos se les nombra como los esfuerzos de Reynolds. Los esfuerzos viscosos son mucho menores a los esfuerzos de Reynolds y, por lo tanto, los esfuerzos viscosos pueden ser despreciados.

3.4.1.2 Segunda hipótesis (Concepto de viscosidad turbulenta)

"Los esfuerzos de Reynolds como los esfuerzos viscosos dependen de la deformación del flujo medio. "Por consiguiente, los esfuerzos de Reynolds son modelados como:

$$\overline{u'v'} = -v_t \left(\frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \right) \quad (3.5)$$

En donde v_t es la llamada viscosidad turbulenta. Evidentemente esto crea nuevas incógnitas y por tanto una expresión apropiada debe ser creada.

3.5 Shallow water equations

Se refiere a aguas someras solo cuando el flujo satisface ciertas relaciones características.

3.5.1 Tercer hipótesis (Agua somera)

"La presión es hidrostática en la dirección vertical. Esta hipótesis admite flujos caracterizados por órdenes de magnitud mayores en longitud de escala horizontal que ordenes en longitud de escala vertical."

Esta hipótesis permite que los términos $\frac{\partial \bar{w}}{\partial x}$ y $\frac{\partial \bar{w}}{\partial y}$ sean despreciados. La diferencia entre la longitud de escala horizontal y vertical justifica una distinción entre las viscosidades turbulenta horizontal (v_t^H) y vertical (v_t^V). Y aun con mayor importancia, la ecuación de momentum (3.4c) en la dirección vertical se reduce a una distribución de presión hidrostática:

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial z} = -\rho g \quad (3.6)$$

Integrando esta ecuación resulta en:

$$\bar{p}(x, y, z, t) = g \int_z^\eta \rho dz + p_a \quad (3.7)$$

Donde $\eta = \eta(x, y, t)$ es el nivel de superficie libre contra un plano de referencia $z = 0$ y p_a es la presión atmosférica. Sustituyendo este resultado en el término de presión de (3.4a) y usando la regla de integración de Leibniz, se obtiene:

$$-\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} = -\frac{\rho g}{\rho_0} \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial \rho}{\partial x} dz' - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x} \quad (3.8)$$

En el lado derecho de la ecuación: el gradiente de presión horizontal es descrito por las diferencias de nivel del agua η por medio del término barotrópico en el primer término, el segundo término describe las diferencias de densidad en la dirección horizontal por medio del término baroclínico y el último término describe la contribución de la presión atmosférica.

Si se considera ρ constante, en (3.8) el término baroclínico vale cero y la ecuación toma la forma:

$$\bar{p} = \rho g(\eta - z) + p_a \quad (3.9)$$

Y para el término de presión de (3.4a) se tiene:

$$-\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x} \quad (3.10)$$

Además, si se desprecia el gradiente de presión atmosférica, el gradiente de presión horizontal será reducido al término barotrópico.

Al sustituir las ecuaciones (3.5) y (3.7) en las ecuaciones (3.4a) y (3.4b), tomando la densidad constante, despreciando el gradiente de presión atmosférica y removiendo la sobreraya, se obtienen:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + f_v \\ + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t^H \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t^H \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t^V \frac{\partial u}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (3.11)$$

Y

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} - f_u \\ + 2 \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t^H \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t^H \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t^V \frac{\partial v}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (3.12)$$

Donde f , el parámetro de Coriolis, está definido por:

$$f = 2\Omega \cdot \sin(\phi) \quad (3.13)$$

En la cual Ω es la velocidad angular de la tierra y ϕ es la latitud.

Finalmente, la ecuación de continuidad en su forma incomprensible, es decir, $\left(\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0\right)$:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.14)$$

Al sistema de ecuaciones formado por (3.11), (3.12) y (3.14) se le conoce como **Shallow Water Equations**. Si se observan estas ecuaciones, las funciones desconocidas son las componentes de velocidad: $u(x, y, z, t)$, $v(x, y, z, t)$, $w(x, y, z, t)$, y la superficie libre del agua $\eta(x, y, t)$ la cual es también una función desconocida. Al haber cuatro funciones desconocidas, es necesaria una cuarta ecuación para calcular las variables desconocidas.

Para este fin, se integra la ecuación de continuidad (3.14) a lo largo del eje vertical, que resulta en:

$$\frac{\partial w}{\partial z} = -\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}\right) \quad (3.15)$$

$$w(x, y, \eta, t) - w(x, y, h, t) = \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial u}{\partial x} dz - \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial v}{\partial y} dz \quad (3.16)$$

Donde $h = h(x, y)$ es la profundidad del agua por debajo del plano de referencia $z = 0$.

Los cambios morfológicos del fondo debido al flujo de agua son en general muy pequeños y por tanto pueden ser despreciados. Además, h no depende del tiempo.

La ecuación (3.16) puede ser reescrita si se usan sustituciones para w en el fondo y en la superficie del agua.

Para $z = \eta(x, y, t)$:

$$w = \frac{dw}{dt} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} + v \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (3.17)$$

Y de forma análoga, pero para el fondo:

$$w = -u \frac{\partial h}{\partial x} - v \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.18)$$

Sustituyendo (3.17) y (3.18) en (3.16) y usando la regla de integración de Leibniz, se obtiene:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} u dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} v dz\right) \quad (3.19)$$

3.6 Modelización de la turbulencia

La turbulencia es un fenómeno físico extremadamente complejo, caótico, cuyo análisis solo tiene sentido desde un punto de vista estadístico. Su estudio es riguroso y constituye una disciplina científica propia, demasiado extensa. Sin embargo, como está presente en casi todos los fenómenos de la naturaleza, y por tanto en la mayoría de las aplicaciones tecnológicas, es imprescindible presentar sus aspectos más relevantes.

La turbulencia es un estado caótico e irregular del movimiento de un fluido que se establece a partir de la aparición de irregularidades en las condiciones iniciales o de contorno de la corriente fluida. Estas inestabilidades se amplifican y se retroalimentan de forma cíclica, creando vórtices turbulentos que se crean y se destruyen. Es pues, un movimiento fluctuante y desordenado.

La turbulencia es una característica de los flujos, no de los fluidos como tales. Su aparición exige de la existencia de un fluido en movimiento, en el que los fenómenos de convección (inerciales) asociados a la velocidad sean varios ordenes de magnitud superiores a los efectos difusivos (disipativos) relacionados con la viscosidad del fluido.

3.6.1 Características de la turbulencia

Las propiedades más destacables de los movimientos turbulentos son:

- Aleatoriedad: También definida como irregularidad, se manifiesta por la aparición de fluctuaciones de las variables fluido dinámicas (velocidad, presión, temperatura) con tamaños y tiempos de distintas escales. Genera la necesidad de utilizar métodos estadísticos para su estudio y predicción.
- Vorticidad: Todo flujo turbulento es rotacional, por tanto, es inherente al flujo la existencia de vórtices.
- Difusividad: Los fenómenos turbulentos intensifican el transporte de masa, momento y energía, debido a las fluctuaciones en las diversas escales turbulentas.
- Tridimensionalidad: Las escalas más pequeñas de la turbulencia tienen un carácter muy isotrópico, lo cual implica la necesidad de tener flujo tridimensional.
- Disipación: Una vez desarrollado el flujo turbulento, la turbulencia tiende a mantenerse (se retroalimenta) mediante un aporte continuo de energía. Si no existe ese suministro de energía, la turbulencia decae rápidamente.

- Altos números de Reynolds: La turbulencia se origina por inestabilidades en el flujo laminar. A partir de ciertos números de Reynolds, dependientes del tipo de aplicación, las irregularidades en las capas de cortadura se vuelven inestables, amplificándose y por tanto el flujo deja de ser laminar.

3.6.2 Aproximaciones numéricas para el tratamiento de la turbulencia

En general, se distinguen tres aproximaciones diferentes: la simulación numérica directa (DNS), en la que se usa una malla extremadamente fina para poder resolver todas las escalas de turbulencia (desde las integrales hasta las disipativas); la simulación de vórtices grandes (LES), con mallas menos densas que permiten resolver solo los torbellinos grandes que transportan entre el 50% y el 80% de toda la energía cinética turbulenta; y finalmente la simulación (RANS) en la que todas las escalas se modelizan mediante el uso de modelos de turbulencia. (Fernández, 2012).

3.6.3 El problema del cierre de la turbulencia

Para obtener las ecuaciones gobernantes de las variables estadísticas se debe aplicar un operador estadístico específico a las ecuaciones gobernantes. Al aplicar esta operación matemática se presenta el problema de cierre en la turbulencia, consecuencia del término no lineal difusivo, ya que el sistema de ecuaciones resultantes no está cerrado (aparecen más incógnitas estadísticas que ecuaciones disponibles).

El problema del cierre de la turbulencia implica que no pueden existir teorías estadísticas rigurosas para el análisis de la turbulencia, siendo necesaria la introducción de modelos basados en hipótesis simplificadoras.

3.6.4 Modelos del cierre de la turbulencia

En el flujo del agua pequeños vórtices ocurren debido a la turbulencia. La turbulencia se caracteriza por las fluctuaciones aleatorias que se superponen al valor promedio (estadístico). Las cantidades turbulentas u' , v' y w' aparecen en las ecuaciones RANS, sin embargo, debido a la segunda hipótesis ellas son sustituidas por un nuevo parámetro ν_t denominado viscosidad turbulenta. Para el caso particular del flujo somero del agua, esta viscosidad turbulenta es descompuesta en sus componentes horizontal y vertical.

La viscosidad turbulenta horizontal ν_t^H normalmente se emplea como constante. Físicamente esto no tiene sentido, porque la viscosidad turbulenta es una propiedad del flujo, pero para problemas de gran escala se ha probado que su uso muestra una precisión aceptable.

En el caso de la viscosidad turbulenta vertical v_t^V , para su cálculo modelos del cierre de la turbulencia son utilizados. Algunos de estos modelos que solamente son válidos bajo las hipótesis de Boussinesq se muestran en la **Figura 3.2**.

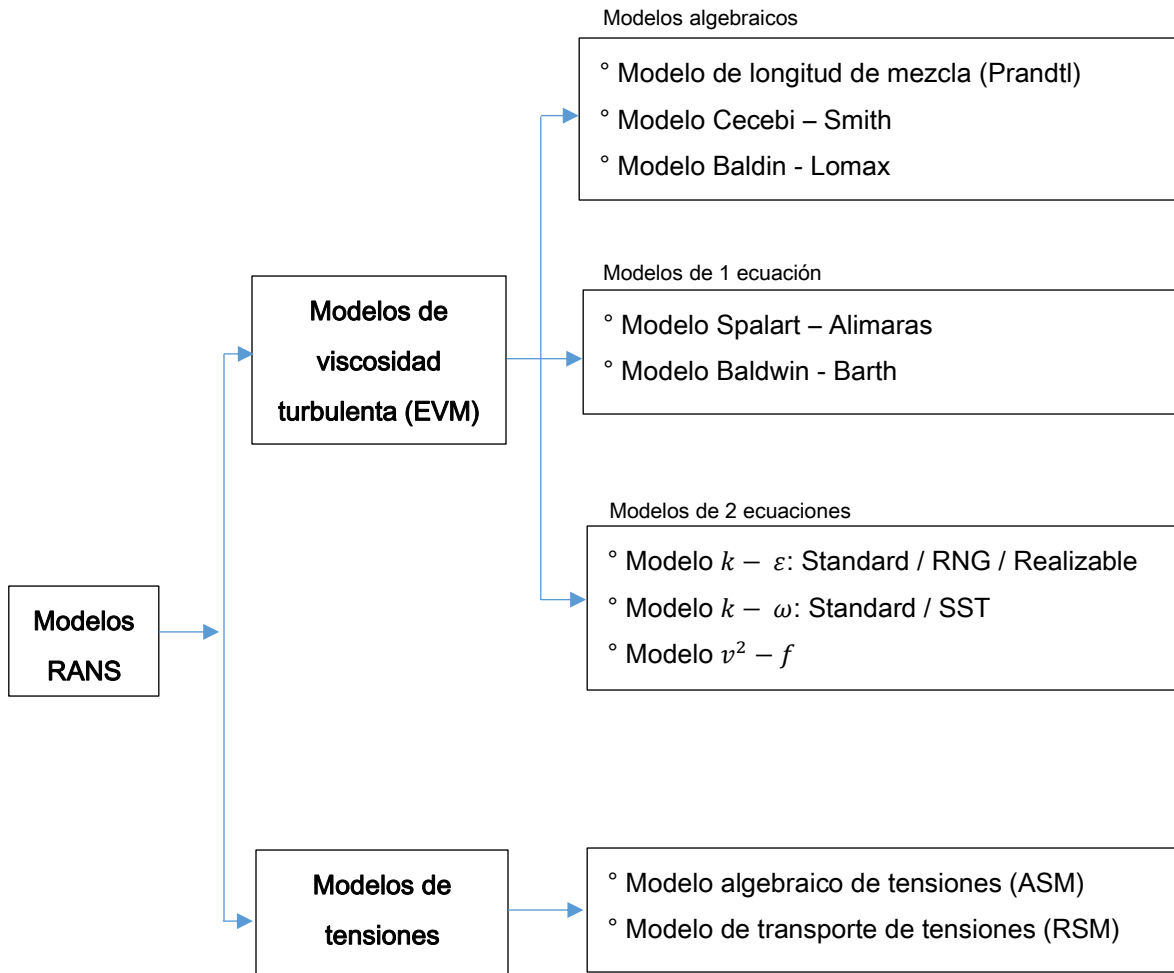


Figura 3.2 Modelos estadísticos de turbulencia. Fuente: Fernández, 2012

Una descripción detallada de estos modelos sale de los alcances de este trabajo. Para más información, el lector interesado puede referirse a las obras hechas por RODI (1980), Launder y Spalding (1972).

3.7 Solución numérica de las ecuaciones gobernantes

Las ecuaciones para flujo somero no tienen solución analítica, por lo que es necesario utilizar una aproximación numérica (Broomans, 2003).

Por conveniencia se presentan nuevamente las ecuaciones RANS a superficie libre anteriormente mencionadas con las consideraciones respectivas (Casulli y Cheng, 1992):

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + v_t^H \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t^V \frac{\partial u}{\partial z} \right) + f_u \quad (3.20)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + v_t^H \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t^V \frac{\partial v}{\partial z} \right) - f_v \quad (3.21)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.22)$$

3.7.1 Discretización temporal

Este tipo de discretización será necesaria hacerla cuando en la ecuación de gobierno su comportamiento muestre ser dependiente del tiempo. Las ecuaciones (3.20) y (3.21) son claro ejemplo de ello. Los regímenes pueden ser estacionarios o transitorios. Este concepto resulta fundamental puesto que es la variable tiempo la que proporciona estabilidad al modelo elegido y garantizar así convergencia en el método de aproximación numérica elegido. Es necesario verificar que la discretización temporal no amplifique errores iniciales o evolutivos inherentes de la aproximación numérica.

3.7.2 Discretización espacial

Los diversos métodos CFD utilizan una estrategia la cual consiste en reemplazar un problema definido sobre un dominio continuo por un dominio discreto, el cual es definido por una malla. En el dominio continuo, cada variable de flujo está definida en todos los puntos del espacio. En el dominio discreto, cada variable de flujo está definida solamente en los nodos de la malla. La **Figura 3.3** ejemplifica este concepto.

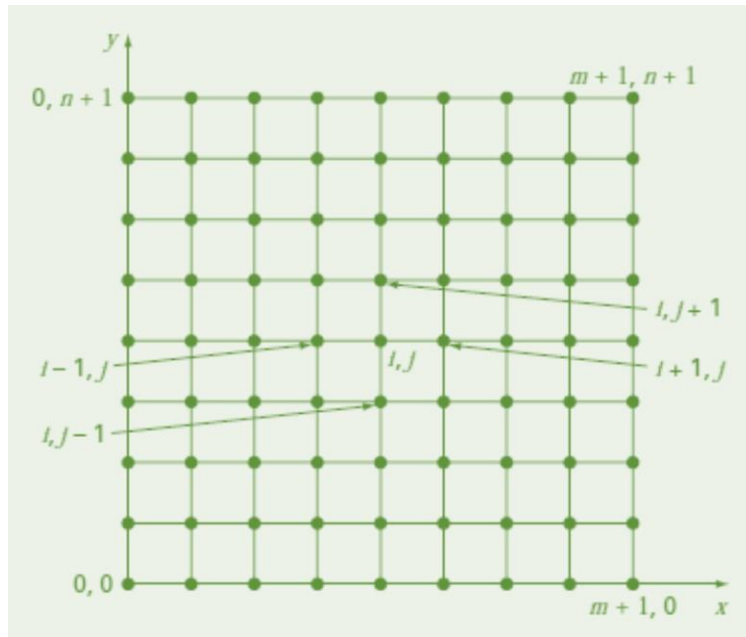


Figura 3.3 Dominio discreto. Fuente: Chapra y Canale, 2010.

Los modelos pueden o no tener versatilidad en la generación de la malla. Algunos modelos pueden tener varias opciones de discretización horizontal y vertical a diferencia de otros donde las opciones son limitadas. Un modelo que presenta más opciones de discretización permitirá hacer una configuración de mayor precisión, lo que se traduce en representar de una mejor forma el dominio de estudio y las condiciones específicas del fenómeno a estudiar. La **Tabla 3.2** presenta las clases y algunos tipos de discretización.

Tabla 3.2 Clases y tipos de discretización espacial

Clase de discretización	Tipo de las discretización
Discretización horizontal	<ul style="list-style-type: none"> ° Mallas en coordenadas cartesianas ° Mallas en coordenadas curvilíneas ° Mallas en coordenadas esféricas ° Mallas no estructuradas
Discretización vertical	<ul style="list-style-type: none"> ° Coordenadas z ° Coordenadas sigma σ ° Coordenadas híbridas: z y σ ° Coordenadas isopícnicas.

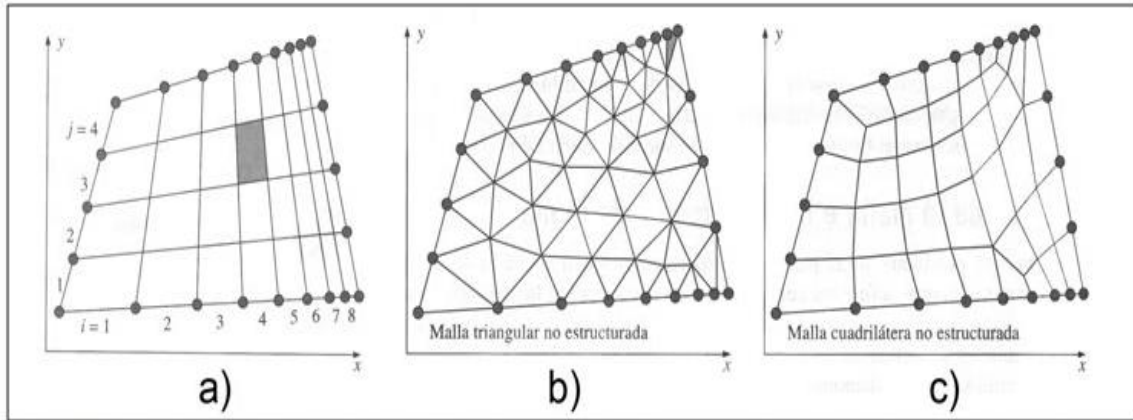


Figura 3.4 Ejemplos de mallas en 2D: a) Malla cuadrilátera estructurada; b) malla triangular no estructurada; c) malla cuadrilátera no estructurada. Fuente: Yunus y Cimbala, 2006.

Para una solución numérica las técnicas más utilizadas son: las diferencias finitas, elemento finito y volumen finito. A continuación, brevemente se describe el método de las diferencias finitas el cual es utilizado por el modelo EFDC Explorer.

3.7.3 Método de diferencias finitas

De forma general y considerando las bases teóricas de este método, la aplicación de este método consiste en dividir el cuerpo de agua (o el objeto en estudio) en elementos rectangulares (celdas), en donde las cantidades vectoriales son evaluadas en distintos puntos de cada celda, esto dependerá del tipo de discretización aplicada para la generación de la malla.

Su procedimiento consiste en resolver sistemas de ecuaciones diferenciales (ordinarias o parciales) por medio de incrementos finitos, logrando así pasar los diferenciales continuos a su forma discreta:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} \quad (3.23)$$

La ecuación (3.23) al no ser una igualdad refiere que la aproximación presenta cierto grado de error, y esto motiva a que se tengan diferentes aproximaciones que traten de atenuar la magnitud del error.

Existen distintas posibilidades de aproximar las derivadas parciales. Los esquemas de derivadas parciales espaciales reemplazadas en términos de variables conocidas en algún tiempo se conocen como diferencias finitas explícitas, en cambio los esquemas de las derivadas parciales reemplazadas en términos de variables desconocidas en algún tiempo son llamados diferencias finitas implícitas (Chaudhry, 1993).

La selección del tipo de esquema (o una combinación de ellos) dependerán del caso de estudio y de los recursos computacionales disponibles.

3.8 Validación

Una forma de validar un modelo es comparando los resultados obtenidos con el propio modelo y con resultados de casos teóricos que posean una solución analítica. Esto permite determinar la congruencia de los resultados devueltos por el modelo.

Otra forma de validación, es resolver un mismo problema de la mecánica de fluidos, con otros modelos de características similares para posteriormente hacer una comparativa de los resultados.

Por último, las campañas de medición permiten validar al comparar los resultados del modelo con las mediciones en el sitio de estudio.

3.9 El modelo Environmental Fluid Dynamics Code

Para realizar la simulación hidrodinámica del agua pluvial en el fraccionamiento Sierra Azul se usó el modelo Environmental Fluid Dynamics Code (EFDC).

El programa fue originalmente desarrollado en el Instituto de Virginia de Ciencias Marinas (Hamrick, 1996) y en La Escuela de Ciencias Marinas del Colegio de William y Mary en el año de 1988; posteriormente la Agencia de Protección Ambiental (EPA, por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos de América continuó dando soporte al desarrollo para posteriormente dar pauta a que sea del dominio público. El EFDC es miembro de una familia de modelos recomendados por la EPA para aplicaciones ambientales y regulatorias.

3.9.1 Descripción del modelo EFDC

El modelo EFDC es un paquete general cuyo propósito es el de modelar los procesos de transporte, biogeoquímicos y flujo tridimensional en sistemas de superficie de agua como los ríos, lagos, estuarios, reservorios, humedales y regiones costeras (Jeong et al, 2010).

La versión utilizada en este trabajo es EFDC Explorer 7.3, la cual requiere de una licencia académica o comercial para su operación. Esta versión fue desarrollada por la compañía Soluciones Dinámicas Internacionales (DSI, por sus siglas en inglés) e incluye las tres componentes básicas funcionales: hidrodinámica, calidad del agua – eutroficación y transporte de sedimentos además de contaminantes tóxicos (como se muestra en **Figura 3.5**), todo esto completamente acoplado e integrado en un solo software ejecutable en Microsoft Windows™.

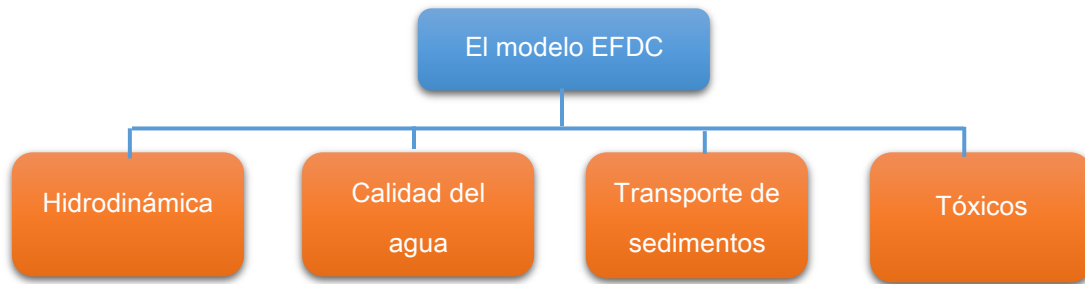


Figura 3.5 Módulos del EFDC. Fuente: Seo et al, 2010.

El componente hidrodinámico (**Figura 3.6**) del modelo se basa en las ecuaciones tridimensionales de flujo somero e incluye dinámicamente acoplado el transporte de salinidad y temperatura. El EFDC resuelve las ecuaciones de movimiento en superficie libre (turbulentas promedio y verticalmente hidrostáticas) para un fluido de densidad variable. También resuelve las ecuaciones de transporte dinámicamente acopladas para energía turbulenta cinemática, longitud de escala de turbulencia, salinidad y temperatura (Hamrick,1996).

El modelo utiliza coordenadas cartesianas o curvilíneas ortogonales para el plano horizontal y un sistema de coordenadas tipo sigma para el plano vertical (Jeong et al, 2010).

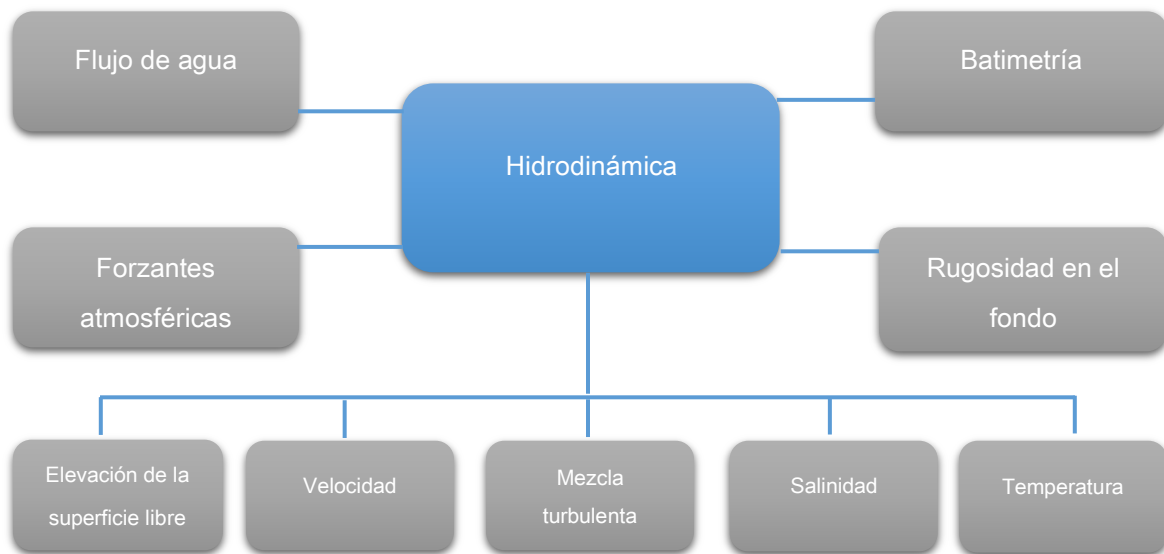


Figura 3.6 Estructura del componente hidrodinámico en el modelo EFDC.

Fuente: Jeong et al, 2010.

3.9.2 Ecuaciones gobernantes

Como ya se mencionó, la formulación de las ecuaciones gobernantes para el modelo EFDC empieza con la hipótesis de presión hidrostática en la dirección vertical. Esta hipótesis es usualmente usada por modeladores matemáticos y es una hipótesis plausible para la modelación de flujos caracterizados por órdenes de magnitud mayores en longitud de escala horizontal que ordenes en longitud de escala vertical.

Las fronteras reales del dominio son acomodadas apropiadamente al transformar las ecuaciones gobernantes a un sistema de coordenadas ortogonal-curvilíneo.

El cambiante fondo topográfico es ajustado al reescribir las ecuaciones de movimiento en coordenadas sigma, la cual se adhiere al fondo del cuerpo de agua. Al usar este tipo de coordenadas, se resuelve de mejor manera las características asociadas a la rugosidad del fondo del cuerpo de agua. La función cartográfica implementada en la dirección vertical está dada por:

$$z = \frac{z^* + h}{\zeta + h} \quad (3.24)$$

Donde * denota las coordenadas verticales originales y h y ζ son las coordenadas verticales de la topografía inferior y de la superficie libre respectivamente. Por lo tanto, el valor adimensional “z” varía de 0 en el fondo hasta 1 en la superficie libre.

Las ecuaciones gobernantes verticalmente hidrostáticas, en forma de capa limite junto con la hipótesis de Boussinesq para la densidad variable de un fluido derivan en la caracterización de las ecuaciones de momentum, continuidad, salinidad y temperatura (Tetra Tech Inc, 2007), presentadas a continuación.

Ecuaciones de momentum

$$\underbrace{\frac{\partial(mHu)}{\partial t}}_1 + \underbrace{\frac{\partial(m_y H u u)}{\partial x} + \frac{\partial(m_x H v u)}{\partial y} + \frac{\partial(m w u)}{\partial z}}_2 - \underbrace{\left(m f + v \frac{\partial m_y}{\partial x} - u \frac{\partial m_x}{\partial y}\right) H v}_3 = \underbrace{-m_y H \frac{\partial(g\zeta + \rho)}{\partial x}}_4 - \underbrace{m_y \left(\frac{\partial h}{\partial x} - z \frac{\partial H}{\partial x}\right) \cdot \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(m H^{-1} \cdot A_v \frac{\partial u}{\partial z}\right) + Q_u}_5 \quad (3.25)$$

$$\underbrace{\frac{\partial(mHv)}{\partial t}}_1 + \underbrace{\frac{\partial(m_y H u v)}{\partial x} + \frac{\partial(m_x H v v)}{\partial y} + \frac{\partial(m w v)}{\partial z}}_2 + \underbrace{\left(m f + v \frac{\partial m_y}{\partial x} - u \frac{\partial m_x}{\partial y} \right) H u}_3 = \underbrace{-m_x H \frac{\partial(g\zeta + \rho)}{\partial y}}_4 - \underbrace{m_x \left(\frac{\partial h}{\partial y} - z \frac{\partial H}{\partial y} \right) \cdot \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(m H^{-1} \cdot A_v \frac{\partial v}{\partial z} \right) + Q_v}_5 \quad (3.26)$$

Ecuación de estado

$$\rho = (T, sal) = \rho_{agua\ dulce} + (b_0 + b_1 T + b_2 T^2 + b_3 T^3 + b_4 T^4) sal + (c_0 + c_1 T + c_2 T^2) sal^{3/2} + (d_0) sal^2 \quad (3.27)$$

Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial(m\zeta)}{\partial t} + \frac{\partial(m_y H u)}{\partial x} + \frac{\partial(m_x H v)}{\partial y} + \frac{\partial(m w)}{\partial z} = 0 \quad (3.28)$$

$$\frac{\partial(m\zeta)}{\partial t} + \frac{\partial \left(m_y H \int_0^1 u dz \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(m_x H \int_0^1 v dz \right)}{\partial y} = 0 \quad (3.29)$$

Ecuaciones de la presión hidrostática sobre la vertical

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -g H \frac{\rho - \rho_0}{\rho_0} = -g H b \quad (3.30)$$

Ecuaciones de transporte para la salinidad y la temperatura

$$\frac{\partial(mHS)}{\partial t} + \frac{\partial(m_y H_u S)}{\partial x} + \frac{\partial(m_x H_v S)}{\partial y} + \frac{\partial(m_x w S)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(m H^{-1} A_b \frac{\partial S}{\partial z} \right) + Q_S \quad (3.31)$$

$$\frac{\partial(mHT)}{\partial t} + \frac{\partial(m_y H_u T)}{\partial x} + \frac{\partial(m_x H_v T)}{\partial y} + \frac{\partial(m_x w T)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(m H^{-1} A_b \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q_T \quad (3.32)$$

En las ecuaciones (3.25) y (3.26), el término 1 representa la razón de cambio de la velocidad con respecto al tiempo, el término 2 define a los componentes advectivos y representan el movimiento del fluido debido a las fuerzas inerciales, el término 3 es la aceleración de Coriolis en la curvatura y sobre las tensiones tangenciales del fondo, representada a través de la variación de la superficie libre; el término 4 es la fuerza de presión, representada a través de la variación de la superficie libre, y el término 5, los esfuerzos viscosos que dan origen a la turbulencia dentro del flujo (Padilla, 2015).

En las ecuaciones (3.25 - 3.32) u y v son las componentes de velocidad en las coordenadas horizontales curvilíneas-ortogonales (x, y) ; m_x y m_y son las raíces cuadradas de los componentes diagonales del tensor métrico; $m = m_x m_y$ es el Jacobiano o la raíz cuadrada del tensor métrico determinante; $H = h + \zeta$ es la profundidad total equivalente a la suma de la profundidad y la superficie libre; p es la presión física en exceso de la densidad referencial; f es el parámetro de Coriolis; A_v es la viscosidad turbulenta; Q_u y Q_v representan los términos fuentes de impulso y sumideros, incluyendo la difusión turbulenta y el impulso horizontal, la resistencia a la vegetación y las tensiones de onda de Reynolds; ρ representa a la densidad, la cual es función de la temperatura T y de la salinidad o vapor de agua S . La flotabilidad representada por b ; Q_S y Q_T incluyen la difusión de escala horizontal de la submalla, y las fuentes y los sumideros termales, respectivamente y A_b es el término de difusión vertical turbulenta (Tetra tech inc, 2007 y Jeong et al, 2010).

En la ecuación (3.27) (la cual es función de la temperatura y la salinidad) los coeficientes tienen los siguientes valores: $b_0 = 8.24493 \times 10^{-1}$, $b_1 = 4.0899 \times 10^{-3}$, $b_2 = 7.6438 \times 10^{-5}$, $b_3 = -8.2467 \times 10^{-7}$

$$b_4 = 5.3875 \times 10^{-9}, c_0 = -5.72466 \times 10^{-3}, c_1 = 1.0227 \times 10^{-4}, c_2 = -1.6546 \times 10^{-6}, d_0 = 4.8314 \times 10^{-4}$$

La densidad del agua dulce se determina con la ecuación establecida por la UNESCO (UNESCO, 1987):

$$\rho_{agua\ dulce} = a_0 + a_1 T + a_2 T^2 + a_3 T^3 + a_4 T^4 + a_5 T^5$$

donde

$$a_0 = 999.842594, a_1 = 6.793952 \times 10^{-2}, a_2 = -9.095290 \times 10^{-3}, a_3 = 1.001685 \times 10^{-4},$$

$$a_4 = -1.120083 \times 10^{-6} \text{ y } a_5 = 6.842594 \times 10^{-9}$$

Respecto a la turbulencia, el modelo EFDC utiliza un modelo Mellor y Yamada nivel 2.5 de cierre de turbulencia (Mellor y Yamada, 1982) y modificado por Galperin et al (1998).

3.9.3 Solución numérica de las ecuaciones gobernantes

Las ecuaciones de movimiento son resueltas usando una combinación de técnicas de diferencias finitas y volumen finito. La localización de las variables se da en la malla escalonada frecuentemente referida a una malla tipo C (Arakawa y Lamb, 1977).

La superficie libre en el código EFDC es modelada con la ayuda de una técnica de separación. Esta técnica involucra la separación de las ecuaciones gobernantes de movimiento en dos módulos: Interno y externo.

El módulo externo en EFDC, corresponde al movimiento rápido de las ondas gravitacionales las cuales son obtenidas por la integración de la profundidad de las ecuaciones tridimensionales de movimiento.

El módulo interno corresponde a la total solución de las ecuaciones tridimensionales (3.25), (3.26) y (3.28).

La integración temporal del modelo EFDC emplea una precisión de segundo orden en un esquema de diferencia finitas de tercer nivel.

La versión discretizada de las ecuaciones en el módulo externo son resueltas a través de un esquema semi-implícito que es simultáneamente resuelto con un método pre-condicionado de gradiente conjugado que producirá una nueva elevación de la superficie.

Así el módulo de solución externa es completado al calcular la velocidad promedio en el fondo usando una nueva elevación en la superficie.

La solución externa semi-implícita del modelo permite mayores pasos de tiempo, limitados únicamente por criterios de estabilidad del esquema explícito de advección en diferencias centradas o el esquema viento arriba utilizado para el término de aceleraciones no lineales.

Las condiciones de frontera horizontales para el módulo de solución externo ofrecen opciones para especificar de manera simultánea la elevación de la superficie libre directamente, la característica de una onda entrante, la radiación libre de una onda de salida o el flujo volumétrico normal sobre porciones arbitrarias del dominio.

3.10 Configuración del modelo EFDC EXPLORER para su aplicación al fraccionamiento Sierra Azul

El EFDC es un modelo hidrodinámico encontrado en el estado del arte que puede ser utilizado para simular sistemas acuáticos en 1D, 2D y 3D. Este modelo ha evolucionado en las pasadas décadas para convertirse en uno de los modelos más ampliamente utilizado y técnicamente defendible en el mundo.

Es un código capaz de modelar la hidrodinámica y la calidad del agua de sistemas de agua a superficie libre como lo son ríos, lagos y estuarios.

El EFDC EXPLORER tiene una interfaz amigable con el usuario para modelar la geometría y la introducción de los diversos parámetros involucrados en el caso de estudio. Esquemáticamente, lo que se plantea es lo siguiente:

- Discretización del dominio de estudio.
- Planteamiento en cada celda de las ecuaciones gobernantes.
- Discretización de las ecuaciones y su linealización para la obtención de un sistema de ecuaciones.
- Solución numérica (de forma iterativa) del sistema algebraico para llegar a una solución final.

Este código presenta la siguiente estructura: Una etapa de pre-proceso, una etapa (Solver) de solución numérica de ecuaciones y una etapa final de post-proceso.

En este trabajo se estudia la interacción atmosférica y de las condiciones físicas en la zona de estudio únicamente por la hidrodinámica, la cual es la base para estudios subsecuentes que examinan el efecto de acoplar dinámicamente la calidad del agua y el transporte de sedimentos.

3.10.1 Etapa de pre-procesamiento

En el EFDC EXPLORER se utiliza una interfaz amigable muy útil para la introducción de los datos de entrada al programa de resolución, lo que permite después convertir los datos generados en un formato compatible con el Solver.

Esta etapa comprende los siguientes pasos:

1. Definición de la geometría con la que se realizará la modelación, es decir, el dominio computacional.
2. Generación de la malla por medio de celdas, las cuales deberán comprender al dominio de estudio en un número apropiado de elementos que no se superpongan y cubran en su totalidad la geometría. La **Figura 3.7** muestra la interfaz para la generación del mallado.

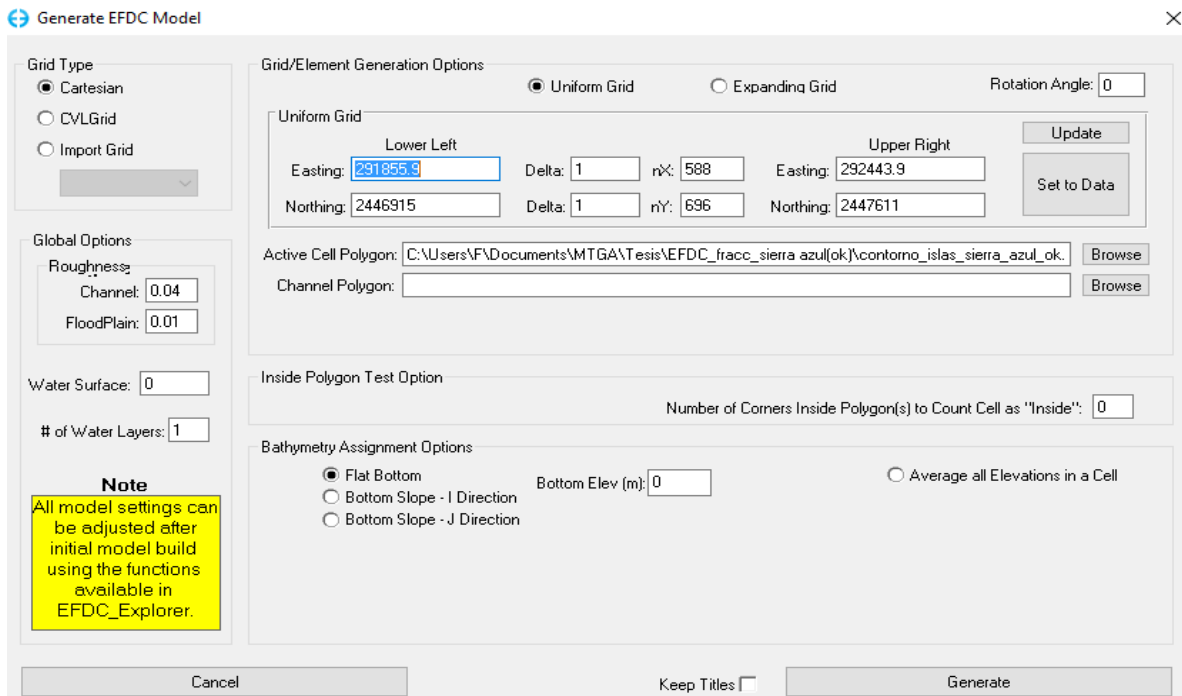


Figura 3.7 Interfaz de usuario. Definición de la geometría a utilizar y generación de la malla.

La malla numérica utilizada para realizar la simulación tuvo un $\Delta_x = \Delta_y = 1m$ con 588 elementos en la dirección horizontal y 696 elementos en la dirección vertical, dando un total de 87824 celdas activas. Las celdas inactivas corresponden a la ubicación de las casas dentro del fraccionamiento, donde se supone no hay aportación al escurrimiento generado por el agua pluvial.

La **Figura 3.8** muestra el resultado de la malla generada.

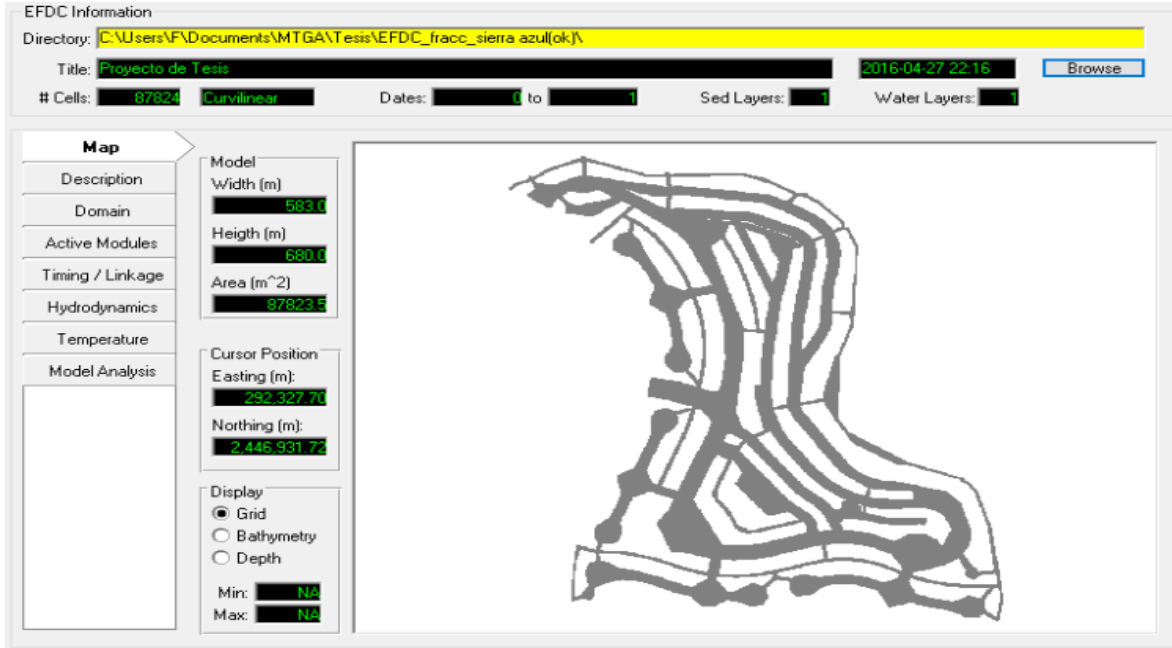


Figura 3.8 Interfaz de usuario. Mapa de la generación de la malla.

3. Condiciones físicas del lugar. Corresponde a la introducción de la batimetría y/o de la topografía. La Figura 3.9 muestra la topografía de la zona de estudio, representada entre el rango de niveles 1981 y 2061 msnm.



Figura 3.9 Topografía del fraccionamiento Sierra Azul.

- Condiciones atmosféricas. Dentro del submodulo de temperatura se encuentra la opción para utilizar la información atmosférica, el archivo que contiene la información se llama atmospheric series y en el EFDC es representado por: aser.inp.

El balance hídrico se hace utilizando las condiciones atmosféricas especificadas del archivo aser.inp. Dichas condiciones son la presión atmosférica, la temperatura del aire, la humedad relativa, la precipitación, la radiación solar, la evaporación y la nubosidad (**Figura 3.10**).

Para el caso de estudio, la lluvia utilizada para simular la escorrentía es la obtenida de la transformación del hidrograma por el método del USBR de la **Figura 2.64** a su forma en hietograma (con duración de la lluvia igual al tiempo base del hidrograma).

Para una condición más crítica de acumulación de agua en la zona urbana de estudio, se optó por no introducir evaporación, radiación solar ni nubosidad al archivo de forzantes atmosféricas.

Title Block Number of Header Lines:

```

C ** Fraccionamiento Sierra Azul, aser.inp Time Series FILE
C **
C **   ATMOSPHERIC FORCING FILE, USE WITH 2015 AND LATER VERSIONS OF EFDC_DSI
C **
C **   MASER   =NUMBER OF TIME DATA POINTS
C **   TCASER  =DATA TIME UNIT CONVERSION TO SECONDS
C **   TAASER  =ADDITIVE ADJUSTMENT OF TIME VALUES SAME UNITS AS INPUT TIMES
    
```

Precision: Time: Y: # of Points:

Time	PATM	TDRY	RelH	RAIN	EVAP	SOLR	CLOUD
0.000	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.002	602.5000	26.0000	0.2700	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000
0.004	602.5000	26.0000	0.2700	0.0016	0.0000	0.0000	0.0000
0.007	602.5000	26.0000	0.2700	0.0036	0.0000	0.0000	0.0000
0.009	602.5000	26.0000	0.2700	0.0064	0.0000	0.0000	0.0000
0.011	602.5000	26.0000	0.2700	0.0100	0.0000	0.0000	0.0000
0.013	602.5000	26.0000	0.2700	0.0144	0.0000	0.0000	0.0000
0.016	602.5000	26.0000	0.2700	0.0197	0.0000	0.0000	0.0000
0.018	602.5000	26.0000	0.2700	0.0257	0.0000	0.0000	0.0000
0.020	602.5000	26.0000	0.2700	0.0325	0.0000	0.0000	0.0000
0.022	602.5000	26.0000	0.2700	0.0401	0.0000	0.0000	0.0000
0.026	602.5000	26.0000	0.2700	0.0325	0.0000	0.0000	0.0000
0.030	602.5000	26.0000	0.2700	0.0257	0.0000	0.0000	0.0000
0.033	602.5000	26.0000	0.2700	0.0197	0.0000	0.0000	0.0000
0.037	602.5000	26.0000	0.2700	0.0144	0.0000	0.0000	0.0000
0.041	602.5000	26.0000	0.2700	0.0100	0.0000	0.0000	0.0000
0.044	602.5000	26.0000	0.2700	0.0064	0.0000	0.0000	0.0000
0.048	602.5000	26.0000	0.2700	0.0036	0.0000	0.0000	0.0000
0.052	602.5000	26.0000	0.2700	0.0016	0.0000	0.0000	0.0000
0.056	602.5000	26.0000	0.2700	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000
0.059	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.083	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.125	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.167	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.208	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.250	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.292	602.5000	26.0000	0.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.333	606.7000	20.0000	0.5300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Figura 3.10 Interfaz de usuario. Introducción de parámetros atmosféricos.

5. Especificación de la duración de la simulación. Para el caso de estudio, se simuló el día 22/06/2011 dado que en esa fecha se presentó en la ciudad de San Luis Potosí la mayor precipitación para ese año. La duración total de la simulación fue de 24 horas. El paso de tiempo elegido fue: $\Delta_t = 0.001 \text{ seg}$ garantizando la estabilidad numérica del modelo al cumplir con la condición Courant-Friedrich-Levi (CFL). La **Figura 3.11** muestra la interfaz donde se configura la duración de la simulación.

Tanto la discretización espacial como la discretización temporal juegan un papel muy importante dentro de la simulación. Mientras más fina la malla y más pequeño el paso de tiempo, será más próxima a la solución real la simulación. No obstante, se debe recordar que hacer esto implica una penalización del tiempo real de computo haciendo la simulación muy tardada para la posterior visualización de los resultados. Por tanto, es fundamental que participe la experiencia del usuario para llegar a una elección de compromiso.

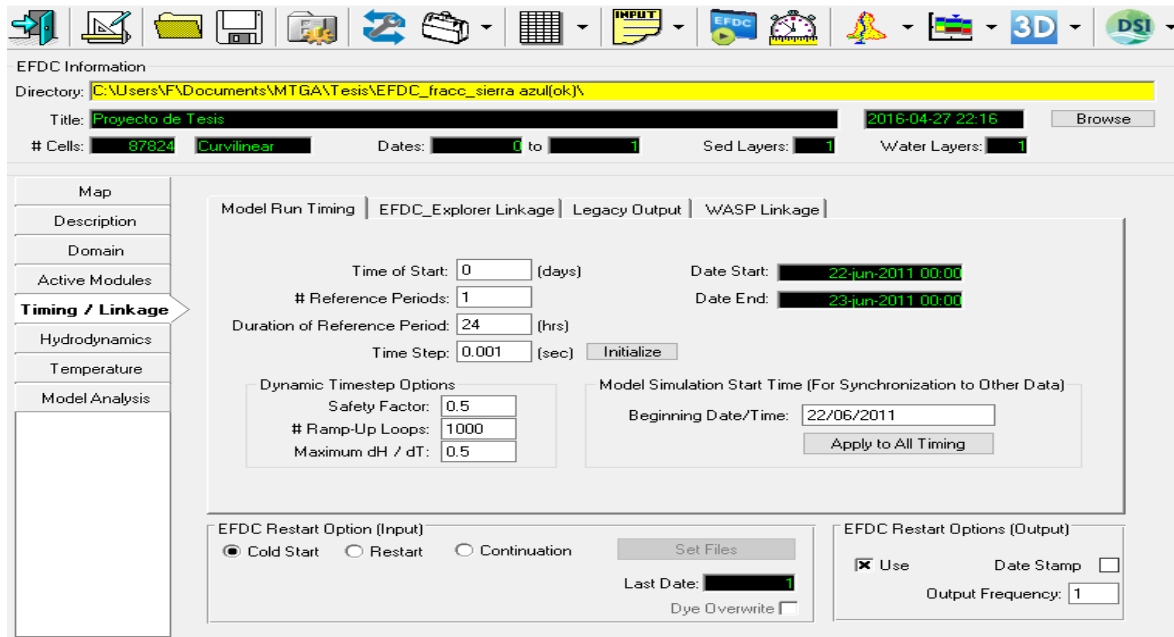


Figura 3.11 Interfaz de usuario. Configuración para la duración de la simulación e incremento temporal.

Otra de las características que vale la pena mencionar se encuentra dentro de la sección “Opciones de paso de tiempo dinámico” (**Figura 3.11**), es que el EFDC EXPLORER tiene la capacidad de utilizar un paso de tiempo dinámico. Dicha característica revisa la estabilidad durante el cálculo y determina si es necesario incrementar o disminuir el paso de tiempo (en tiempo real) verificando la condición CFL.

3.10.2 Etapa Solver

Representa la parte medular del modelo y es el encargado de resolver en forma iterativa las ecuaciones gobernantes (3.25 – 3.32). Al ejecutar el EFDC EXPLORER, se generan y leen los archivos presentados en la **Tabla 3.3** y se inicia la simulación de acuerdo a las condiciones definidas.

Tabla 3.3 Lista de datos de entrada requeridos por el modelo EFDC.

Nombre del archivo.	Descripción de los tipos de datos de entrada.
cell.inp	Tipo de identificador para la celda horizontal.
cellLT.inp	Tipo de identificador para la celda horizontal para almacenar el transporte medio de masa.
dxdy.inp	Especifica el espaciamiento horizontal en la malla, profundidad, elevación en el fondo, rugosidad en el fondo y clases de vegetación. Además, especifica si el mallado es cartesiano o curvilíneo-ortogonal.
lxly.inp	Especifica el centro de las coordenadas horizontales de las celdas y su orientación, para ambos tipos de mallas cartesianas o curvilíneas-ortogonales.
show.inp	Este archivo controla la impresión de pantalla en la condición específica de la celda para cierto tiempo de la simulación.
qser.inp	Archivo que contiene la volumetría en series de tiempo fuente – sumidero.
aser.inp	Archivo que contiene la serie de tiempo que contiene las forzantes atmosféricas.
pser.inp	Archivo que contiene la serie de tiempo para la condición de frontera en la elevación de la superficie del agua.
wser.inp	Archivo que contiene la serie de tiempo para la forzante eólica.
EFDC.inp	Archivo de entrada Maestro.

3.10.3 Etapa de post-procesamiento

Finalmente se llega a la etapa de análisis de resultados y revisión de la solución para la obtención de información relevante. En esta etapa se deberán revisar las herramientas de tipo cualitativas (mapas, distribuciones, vectores) y cuantitativas (para conocer valores, promedios, graficas).

El EFDC EXPLORER incluye una serie de herramientas graficas que permiten analizar los resultados para 2D y 3D. Esta etapa es de vital importancia, pues es la que permite gestionar la enorme cantidad de información que el modelo ha generado. De las varias herramientas con las que cuenta el modelo, se destacan las siguientes (**Figura 3.12**):

- Representación gráfica del dominio y la malla.

- Diversas opciones de visualización (Niveles de agua, velocidades, volúmenes, condiciones de frontera, etc).
- Gráficos y distribuciones (Series de tiempo, perfiles, estadísticas, etc).
- Generación de animaciones (formato Avi).
- Exportación de resultados a otros formatos (Tecplot, Kml, Shapefile, SWAN, NetCFD).

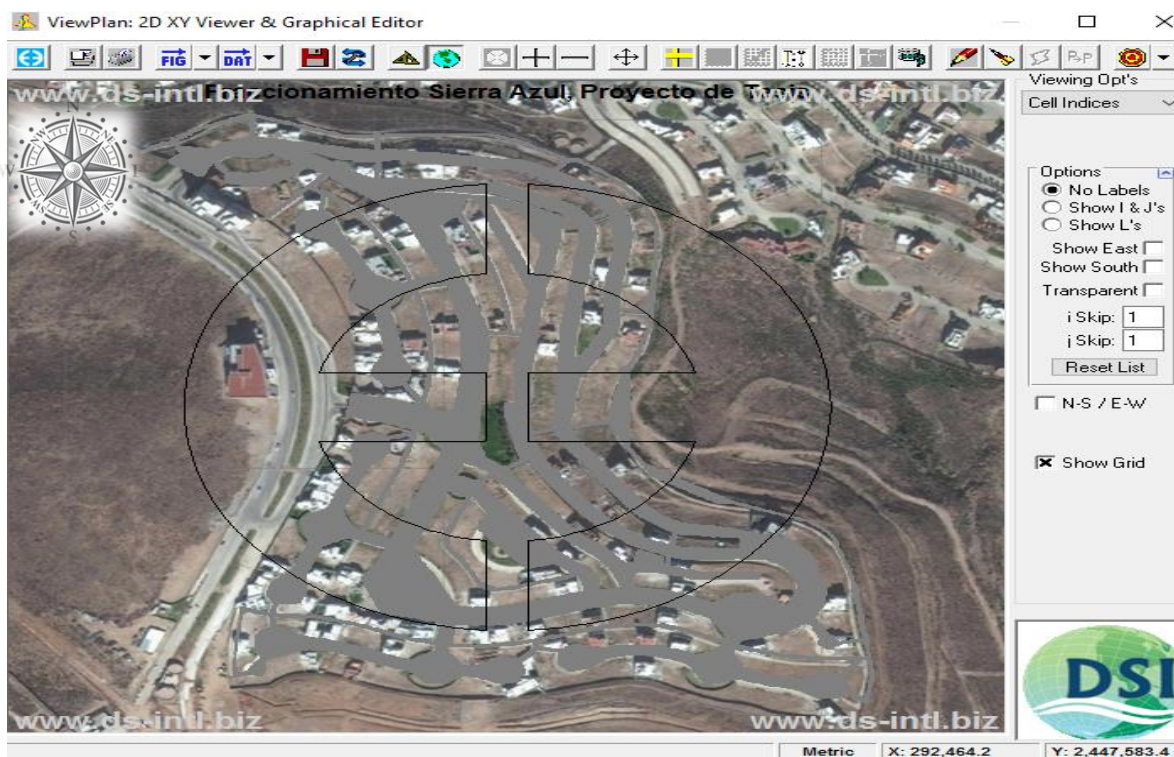


Figura 3.12 Interfaz de usuario. Herramientas del post-procesador 2D del EFDC EXPLORER.

3.11 Resultados de la simulación hidrodinámica

El modelo EFDC EXPLORER permite la visualización del comportamiento de diversas variables gracias a su post-procesador. Las Figuras 3.13 a 3.15 permiten visualizar respectivamente niveles de agua, vectores de velocidad y zonas de inundación (para un tirante de agua mayor a 15 cm) en las calles del fraccionamiento Sierra Azul.

La duración de la simulación fue de 24 horas. El inicio de la precipitación fue a las 00:00 y su terminación fue a las 02:00. En ese tiempo se simuló la precipitación. Después solo se observa el escurrimiento generado por la precipitación en el dominio de estudio (calles del fraccionamiento) observando que al pasar el tiempo ya no hay cambio en niveles de agua ni en caudal escurrido, comportándose la simulación en un estudio de régimen permanente hasta la finalización de ella a las 23:59.

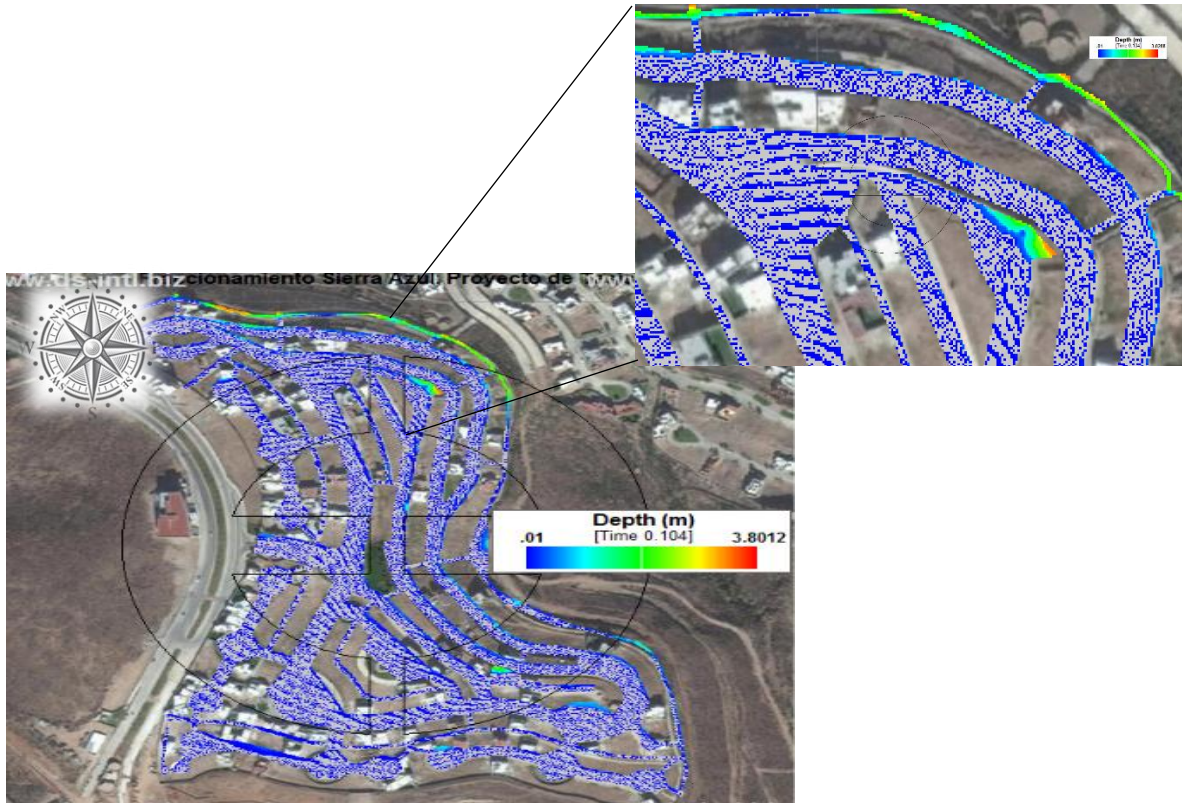


Figura 3.13 Interfaz de usuario. Niveles de agua.

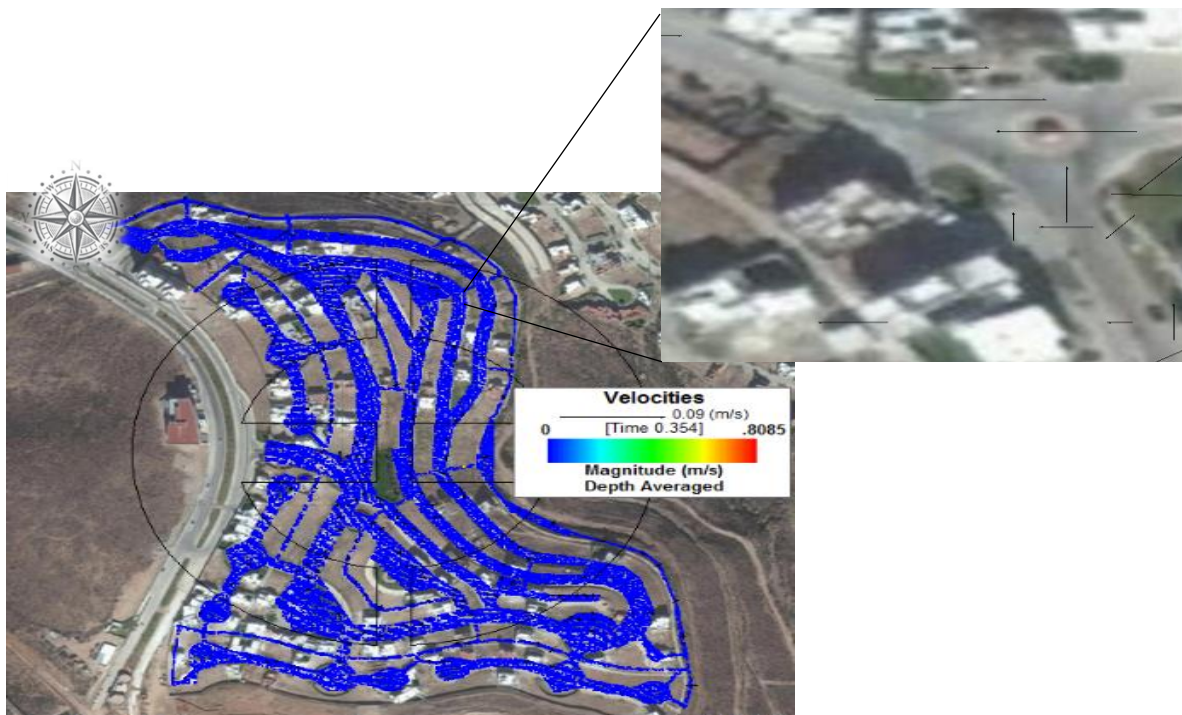


Figura 3.14 Interfaz de usuario. Vectores de velocidad.

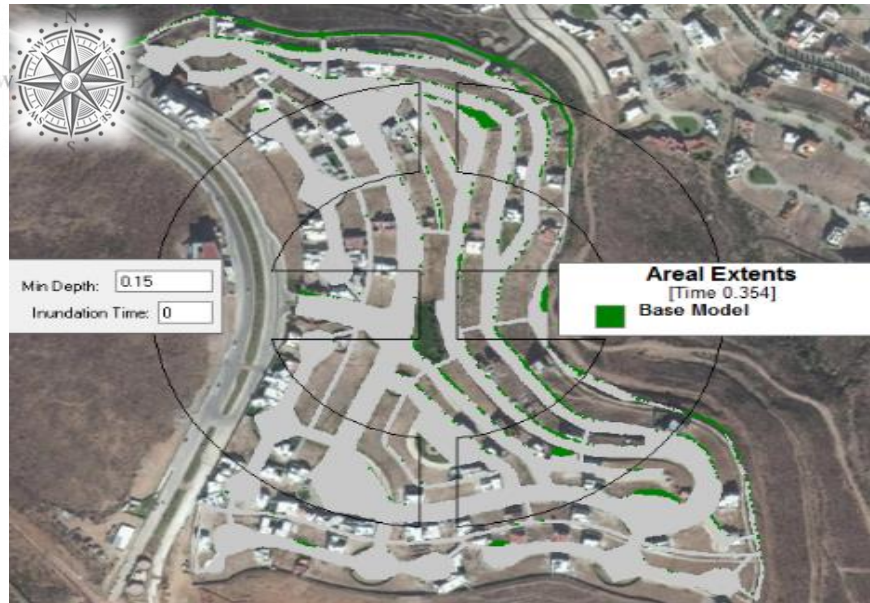


Figura 3.15 Interfaz de usuario. Zonas de acumulación de agua con tirantes mayores a 15 cm.

La Figura 3.15 permitió visualizar las zonas donde se presenta inundación en las calles del fraccionamiento Sierra Azul. A partir de esa información, fue posible cuantificar el agua pluvial acumulada en las zonas detectadas [tirantes mayores a 15 cm (Figura 3.16, cantidades en litros)].



Figura 3.16 Identificación y cuantificación de la acumulación de agua pluvial.

Observando la Figura 3.16, se pueden apreciar los volúmenes de agua pluvial acumulados, partiendo desde los 981 litros hasta los 462797 litros generados en tan solo dos horas de precipitación.

CAPÍTULO 4

Diseño de colector
pluvial para solucionar el
problema de inundación

4.1 Introducción

En las zonas urbanas, se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia de tal modo que se mitiguen los riesgos para los habitantes, las viviendas, comercios, industrias, etc.

Una de las formas para lograr lo anterior es con la implementación de un sistema de drenaje pluvial urbano.

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

Un sistema de drenaje pluvial (**Figura 4.1**) está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias, que permiten el desalojo de las aguas de lluvia y que requieren de su mantenimiento para su correcta operación (CONAGUA, 2015).

Así, la importancia del sistema de drenaje pluvial urbano radica en lo siguiente:

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

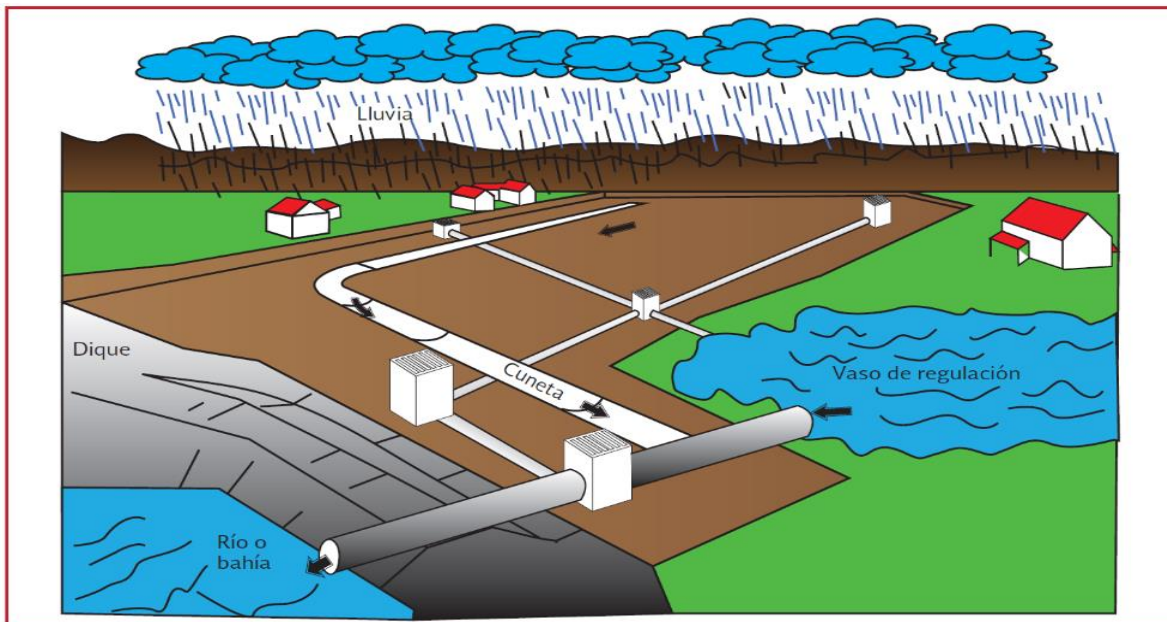


Figura 4.1 Sistema de drenaje pluvial. Fuente: CONAGUA, 2015.

4.2 Sistema de alcantarillado pluvial

Un sistema de alcantarillado pluvial (SAP) consiste básicamente de los siguientes elementos: las entradas de agua, los pozos de visita y las tuberías (colectores y emisores), los cuales recolectan y transportan el escurrimiento producido por una tormenta desde las calles hasta el sitio de entrega.

En términos generales, el diseño hidrológico del SAP consiste en la determinación de su pendiente, de los diámetros y por lo tanto de la elevación de su clave y rasante de cada tubería de la red, es decir, la parte superior e inferior de la circunferencia interna del conducto (**Figura 4.2**).

En forma resumida, el diseño hidrológico de un SAP está definido por dos estimaciones: la obtención del gasto de diseño y la determinación del diámetro requerido.

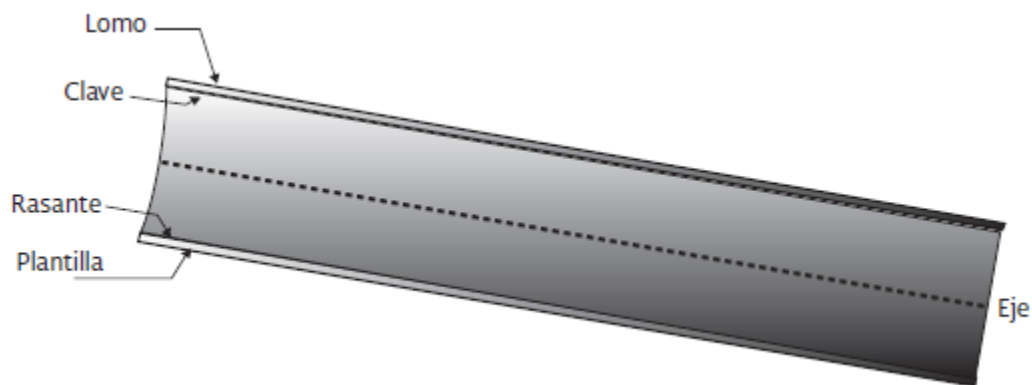


Figura 4.2 Partes de un tubo. Fuente: CONAGUA, 2015.

4.2.1 Componentes del sistema de drenaje urbano

Los componentes principales de un SAP son los siguientes:

- a) Estructuras de captación. Su función es recolectar las aguas a transportar y consisten básicamente en las bocas de tormenta o sumideros. En las captaciones (ubicadas convenientemente en puntos bajos del terreno y a cierta distancia de 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.

La **Figura 4.3** muestra las estructuras de captación, que son las distintas bocas de tormenta.

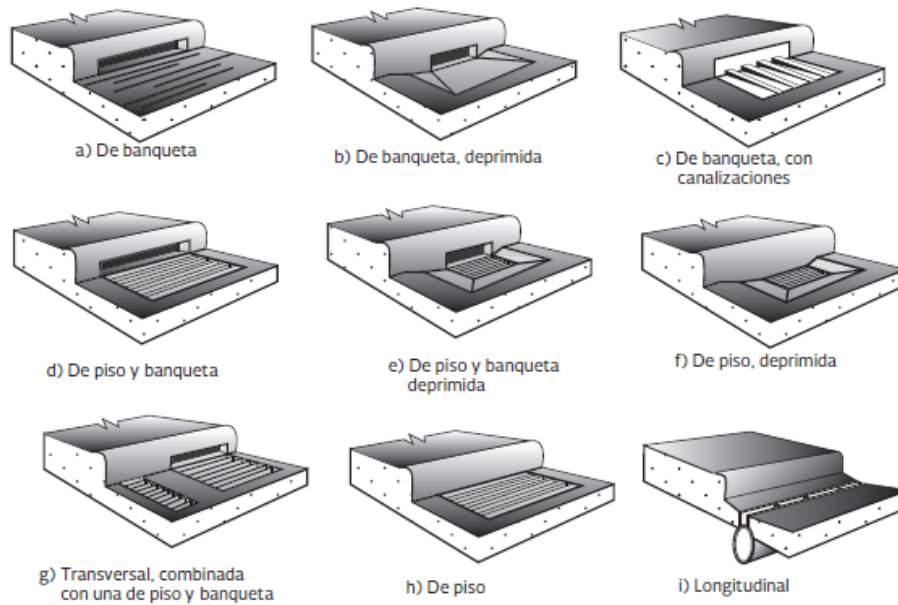


Figura 4.3 Tipos de bocas de tormenta. Fuente: CONAGUA, 2015.

b) Estructuras de conducción. Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de almacenamiento o vertido. Son fundamentalmente tuberías enterradas, que van desde los albañales pluviales donde descargan los sumideros que conducen el agua a las atarjeas y estas a los subcolectores, los cuales finalmente la transportan a los colectores (**Figura 4.4**).

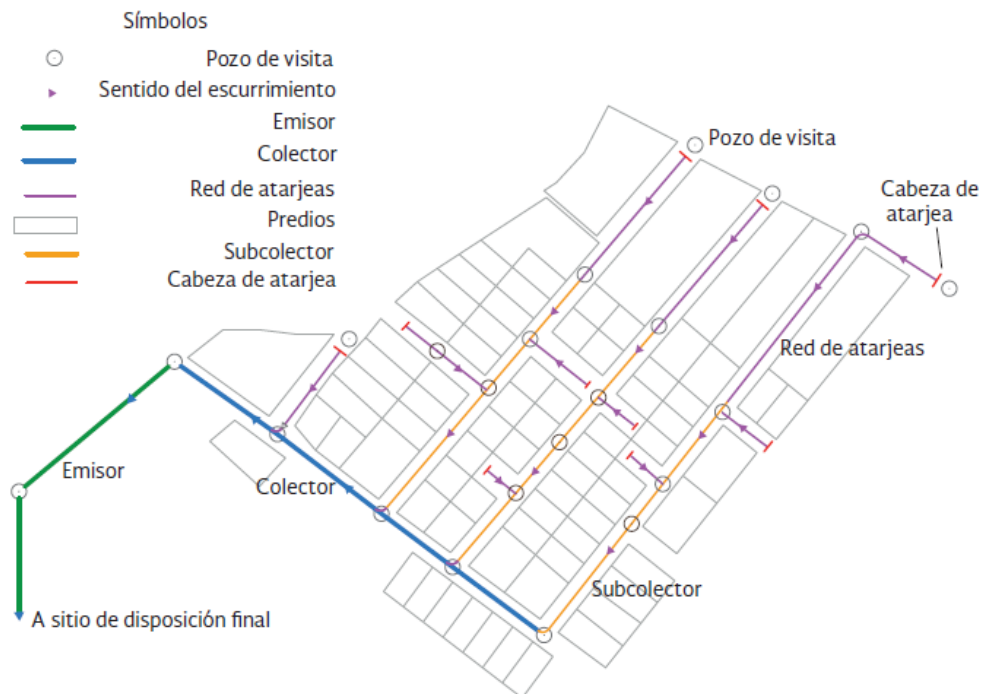


Figura 4.4 Estructuras de conducción en una red de drenaje. Fuente: CONAGUA, 2015.

- c) Estructuras de conexión y mantenimiento. Consisten en los pozos de visita y las cajas de visita. Estas estructuras facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de drenaje (Figura 4.5).

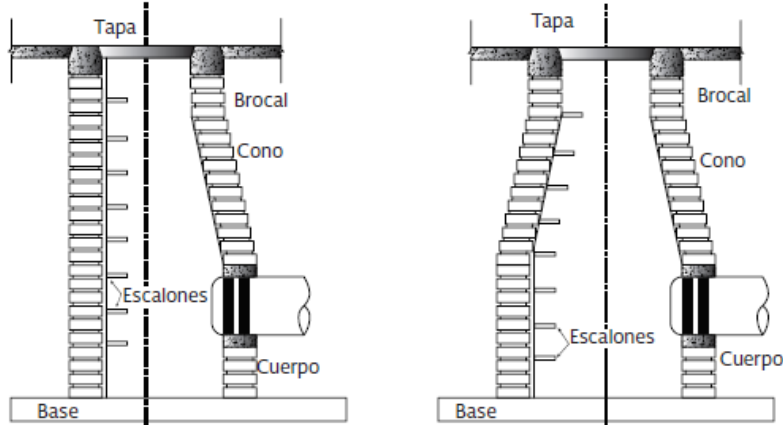


Figura 4.5 Pozos de visita. Fuente: CONAGUA, 2015.

- d) Estructuras de vertido. Son estructuras de descarga terminales cuya función consiste en proteger y mantener despejada la descarga del SAP (Figura 4.6).

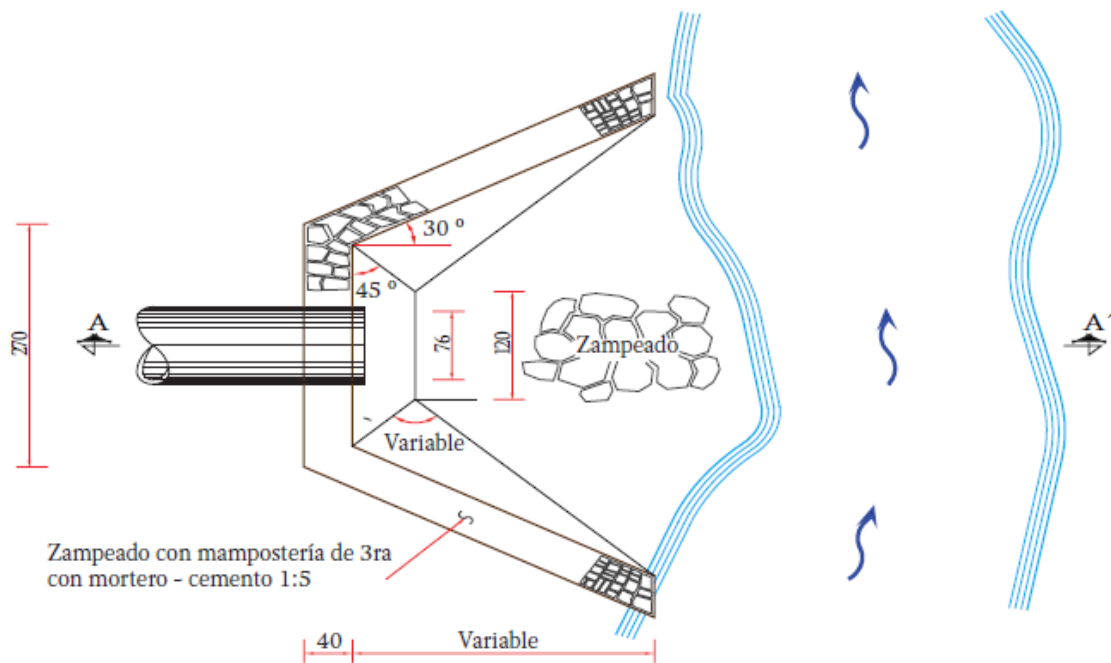


Figura 4.6 Estructura de vertido. Fuente: CONAGUA, 2015.

- e) Obras complementarias. Son instalaciones que no necesariamente forman parte del sistema de drenaje, pero en ocasiones son necesarias para su correcto funcionamiento: cárcamos de bombeo, vertedores y disipadores de energía, así como estructuras de cruce (sifones, puentes y alcantarillas). **La Figura 4.7** muestra un cruce elevado, el cual es un claro ejemplo de una obra complementaria.

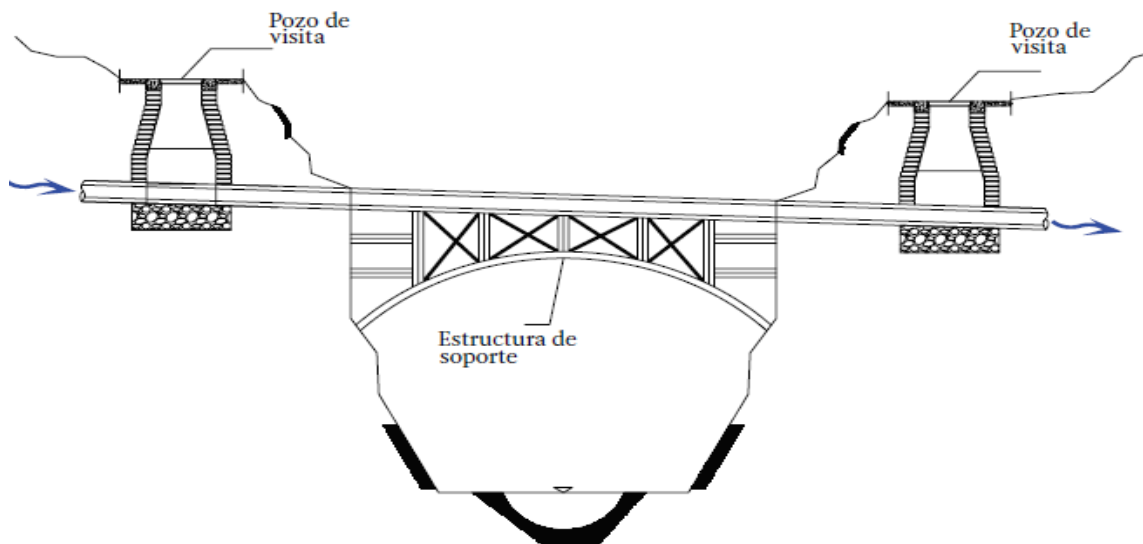


Figura 4.7 Cruce elevado como obra complementaria. Fuente: CONAGUA, 2015.

- f) Disposición final. Es el destino final del agua pluvial, por tanto, es independiente de la red de drenaje. Su importancia radica en que, si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto, la descarga de las aguas pluviales puede provocar daños graves al medio ambiente o a la población cercana de la zona de vertido.

4.3 Trazo del sistema de alcantarillado pluvial

Por razones de economía, el trazo de una red de alcantarillado debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde sea necesario el bombeo.

El trazo de una red se inicia con la definición del sitio o de los sitios de vertido a partir de los cuales puede definirse el trazo de colectores y emisores. Una vez definida esta etapa se traza la red de atarjeas. En ambos casos pueden elegirse varias configuraciones o trazos (Breña, 2010).

4.3.1 Trazo o configuración del sistema de alcantarillado

Una vez establecido la ubicación de los emisores y colectores, se comienzan a ubicar los subcolectores y la red de atarjeas. Los cuatro modelos más comunes relativos a la configuración de colectores y emisores, están ligados a la topografía general de la manera siguiente (Campos, 2015):

- a) El *modelo perpendicular* es conveniente en ciudades ribereñas, cuyo terreno está inclinado hacia la corriente, entonces los colectores se ubican perpendiculares al río y descargan directamente en él o en un emisor (**Figura 4.8**).

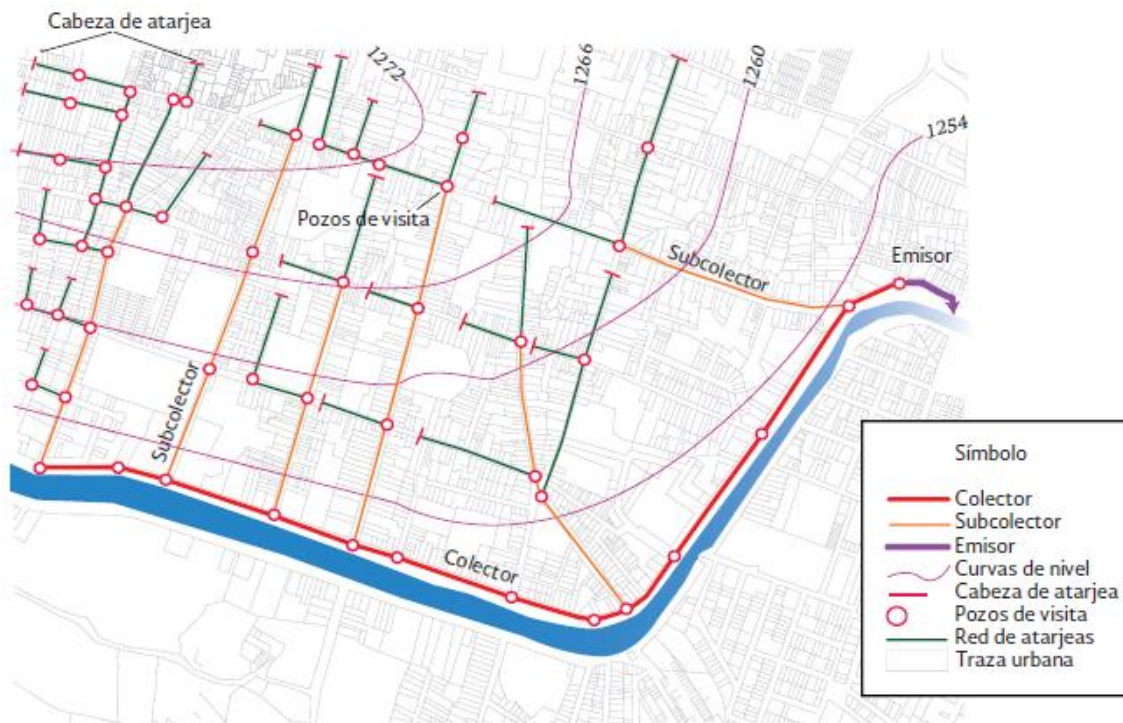


Figura 4.8 Modelo perpendicular. Fuente: CONAGUA, 2015.

- b) El *modelo radial* es adecuado en ciudades cuyo centro es la parte más alta y de ahí desciende hacia su periferia, entonces la red de atarjeas descarga a colectores perimetrales que conducen sus descargas al emisor (**Figura 4.9**).

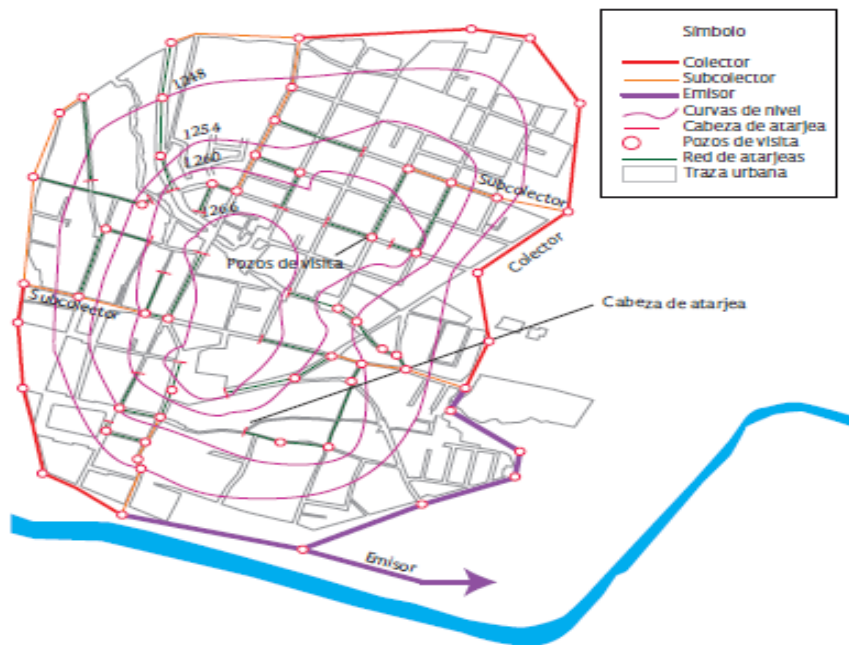


Figura 4.9 Modelo radial. Fuente: CONAGUA, 2015.

- c) El *modelo de interceptores* es una variante del perpendicular, el cual es conveniente para ciudades ubicadas en terrenos con pendiente uniforme, por ellos el trazo de los colectores es transversal a las curvas de nivel y estos descargan a un interceptor o emisor (Figura 4.10).

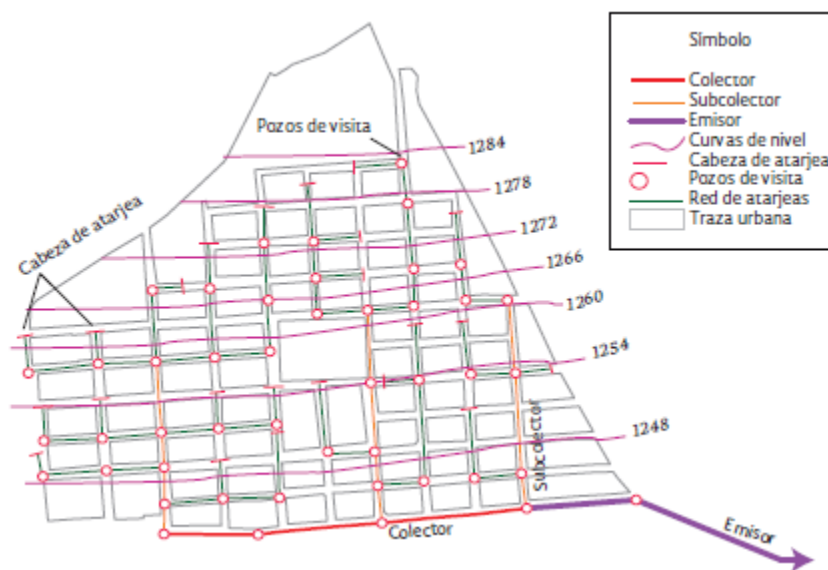


Figura 4.10 Modelo de interceptores. Fuente: CONAGUA, 2015.

- d) El *modelo abanico* resulta adecuado en ciudades cuya parte baja está en su centro, entonces el colector principal está en su valle y perpendiculares a este los subcolectores (Figura 4.11).



Figura 4.11 Modelo en abanico. Fuente: CONAGUA, 2015.

4.3.2 Trazo de la red de atarjeas

El trazo de la red de atarjeas o red secundaria cuyo objetivo es coleccionar y conducir las aguas pluviales captadas por los sumideros hasta los subcolectores y colectores, existen básicamente tres modelos:

- Zigzag o escalera: adecuado para terrenos con pendientes suaves y uniformes (Figura 4.12).

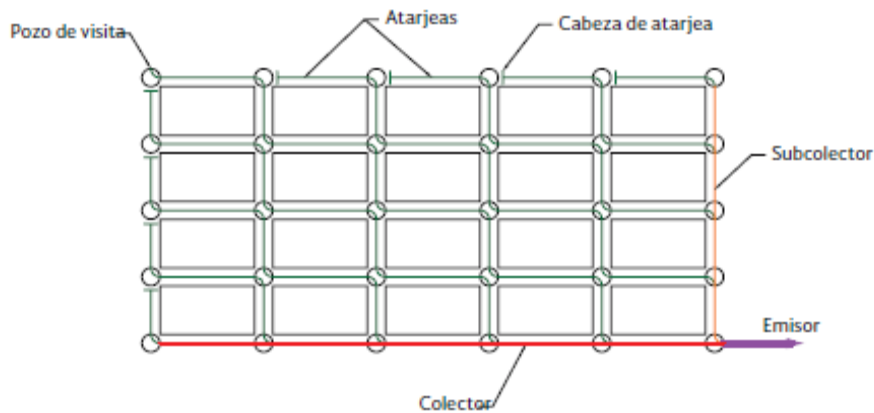


Figura 4.12 Trazo de la red de atarjeas en Zigzag. Fuente: CONAGUA, 2015.

- De peine: en el cual las atarjeas tienden a ser paralelas, es conveniente en terrenos prácticamente planos (**Figura 4.13**).

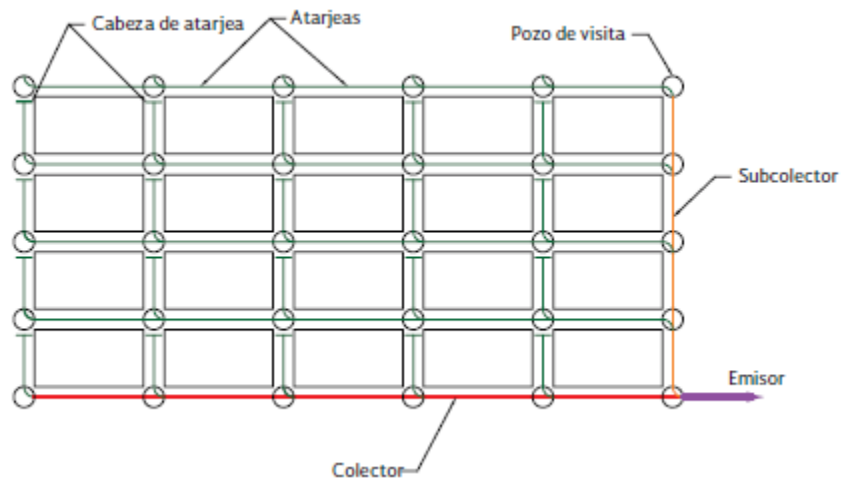


Figura 4.13 Trazo de la red de atarjeas en peine. Fuente: CONAGUA, 2015.

- Combinado: mezcla los anteriores para volver más económico el diseño (**Figura 4.14**).

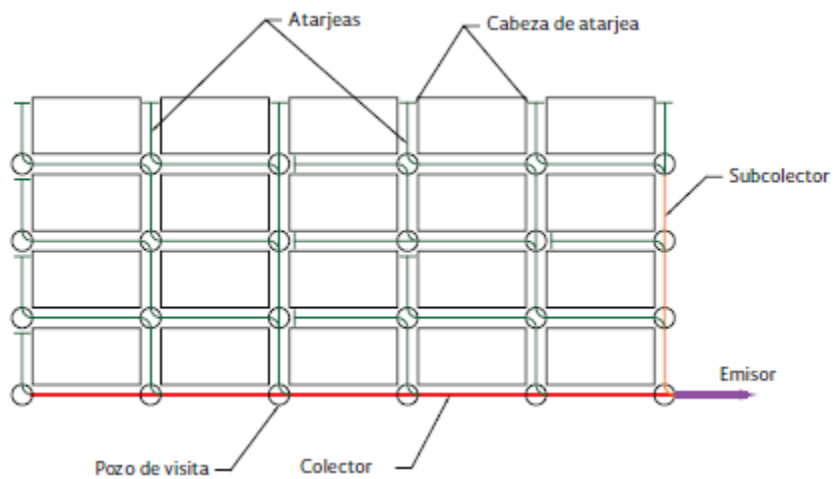


Figura 4.14 Trazo combinado de la red de atarjeas. Fuente: CONAGUA, 2015.

4.3.3 Ubicación de sumideros o coladeras pluviales

Existen varios tipos de bocas de tormenta o coladeras pluviales y de acuerdo a su diseño y ubicación en las calles se clasifican en coladeras de:

- a) Piso
- b) Banqueta
- c) Piso y banquetta
- d) Longitudinales de banquetta
- e) Transversales de piso

La instalación de un tipo de coladera o de una combinación de ellas, depende de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por colectar. Para ubicar las coladeras se procura que no exceda de 100 metros, dependiendo de la zona poblacional que se trate. En cualquier circunstancia se debe tratar de ponerlas cercanas a las esquinas o en los cruces de las calles.

Las **Figuras 4.15 a 4.19** muestran las ubicaciones de las distintas coladeras mencionadas anteriormente.

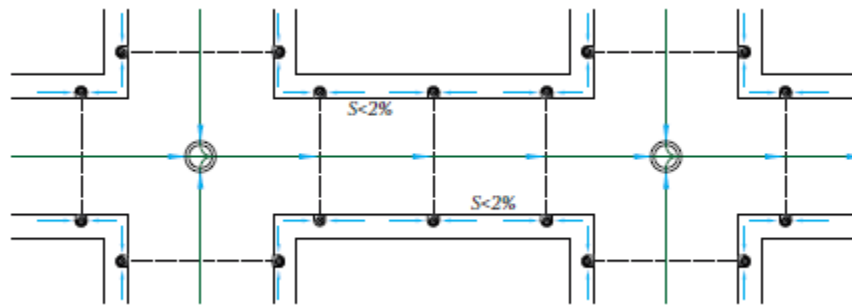


Figura 4.15 Ubicación de coladeras de banquetta. Fuente: CONAGUA, 2015.

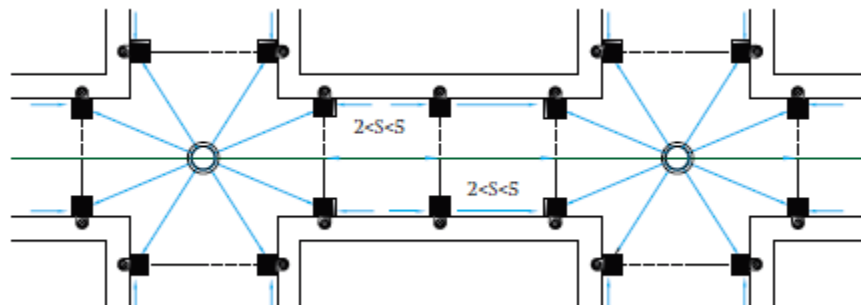


Figura 4.16 Ubicación de coladeras de piso y de banquetta. Fuente: CONAGUA, 2015.

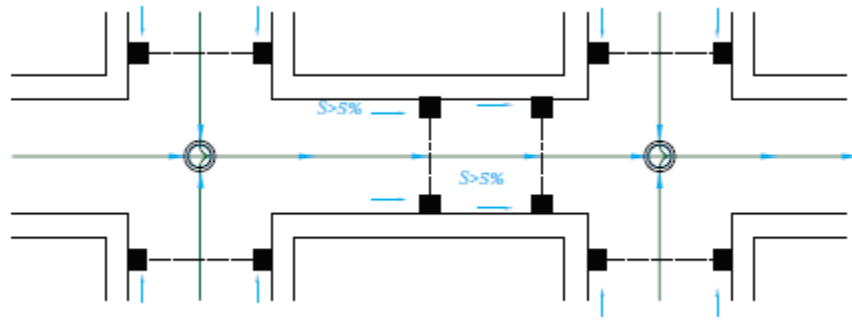


Figura 4.17 Ubicación de coladeras de piso. Fuente: CONAGUA, 2015.

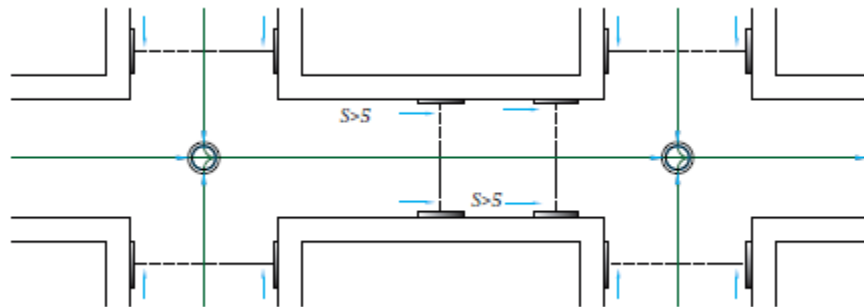


Figura 4.18 Ubicación de coladeras longitudinales de banqueta. Fuente: CONAGUA, 2015.

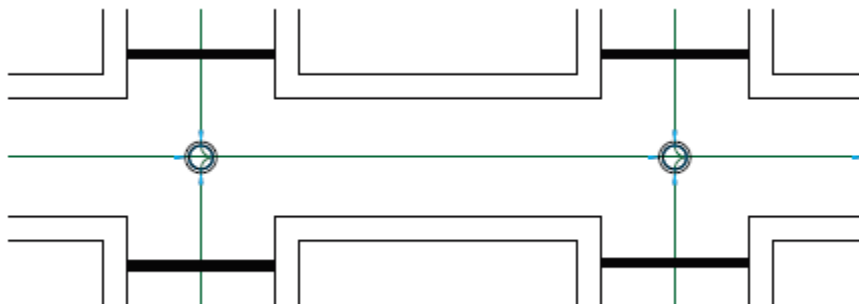


Figura 4.19 Ubicación de coladeras transversales de piso. Fuente: CONAGUA, 2015.

4.4 Condiciones óptimas de diseño y de funcionamiento hidráulico

Con el objetivo de que el diseño del SAP sea lo más económicamente posible y además sea funcional en los aspectos asociados con la operación y el mantenimiento, resulta conveniente precisar una serie de lineamientos para cumplir con dicho objetivo.

- Diámetro mínimo de diseño de la tubería.
- Las velocidades permisibles de escurrimiento.
- Las pendientes de diseño.
- Las zanjas para la instalación de tuberías.
- Las conexiones de tuberías.

4.4.1 Diámetro mínimo de diseño de la tubería

Las tuberías del SAP son circulares de tubos comerciales y no menores de 20 cm de diámetro. Algunas normatividades establecen un diámetro mínimo de 12 pulgadas e incluso de 15 pulgadas.

4.4.2 Velocidades permisibles de escurrimiento

Con las velocidades límite del escurrimiento, por una parte, se evita la sedimentación y azolvamientos de la tubería y por otra, se evita la erosión de las paredes del conducto. A estas velocidades se les llama mínima y máxima respectivamente.

A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s y cuando el flujo es a tubo lleno, es de 90 cm/s. La velocidad máxima (**Tabla 4.1**) permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso más dependiendo de la resistencia del material de la tubería. En casos excepcionales, en tramos aislados de tubería, podrían aceptarse velocidades de hasta 8 m/s, siempre que estén previstas en el proyecto, mediante un estudio del funcionamiento hidráulico y de la resistencia del material de las paredes del conducto.

Tabla 4.1 Velocidad máxima permisible. Fuente: CONAGUA, 2015.

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0
Policloruro de vinilo (PVC)	5.0
Polietileno de alta densidad (PEAD)	5.0
Acero	5.0

4.4.3 Pendientes de diseño

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

4.4.3.1 Pendientes mínimas

Casos normales. Se acepta como pendiente mínima la que produce una velocidad de 90 cm/s a capacidad máxima sin entrar en carga.

Casos excepcionales. Se consideran aquellas pendientes cuando debido a un desnivel pequeño, con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo, es preciso sacrificar la eficiencia de la atarjea. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3.0 cm.

4.4.3.2 Pendientes máximas

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente.

4.4.4 Zanjas para la instalación de tubería

La instalación de la tubería puede ser superficial, enterrada o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, material de la tubería y características del terreno. Normalmente las tuberías para drenaje pluvial se instalan enterradas.

4.4.4.1 Ancho de zanjas

En la **Tabla 4.2** se indica el ancho recomendable de la zanja para diferentes diámetros de tubería.

Tabla 4.2 Ancho de zanja. Fuente: CONAGUA, 2015.

Diámetro del tubo (cm)	Ancho de zanja (cm)	Diámetro del tubo (cm)	Ancho de zanja (cm)
30	85	122	215
38	100	152	250
45	110	183	285
61	130	213	320
75	150	244	355
90	170	275	395
107	195	305	425

4.4.4.2 Profundidad de zanjas

La profundidad de las excavaciones de la zanja para las tuberías queda definida por los factores siguientes:

- Profundidad mínima o colchón mínimo. Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores.
- Topografía y trazo. Influyen en la profundidad máxima que se le da a la tubería.
- Velocidades máximas y mínimas. Relacionadas con las pendientes de proyecto.
- Existencia de conductos de otros servicios.
- Economía de las excavaciones.

La profundidad de zanjas la determina el colchón mínimo necesario para la tubería, con el fin de evitar rupturas de esta ocasionadas por cargas vivas. En la práctica, se recomiendan los valores siguientes para establecer el colchón mínimo (**Tabla 4.3**).

Tabla 4.3 Colchón mínimo para tuberías. Fuente: CONAGUA, 2015.

Diámetro del tubo	Colchón mínimo (m)
Tuberías con diámetro hasta 45 cm	0.90
Mayores de 45 cm y hasta 122 cm	1.00
Mayores de 122 cm y hasta 183 cm	1.30
Mayores de 183 cm	1.50

Los colchones mínimos indicados anteriormente podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificando cada caso.

En el caso de la profundidad máxima, esta depende de la topografía del lugar, evitando la excavación excesiva.

4.4.5 Plantilla o cama

Con el fin de asegurar las condiciones de estabilidad y firmeza de la tubería, es necesaria la construcción de un encamado en toda su longitud.

De preferencia el espesor de la plantilla o cama será de 10 cm, pero como mínimo 5 cm sobre el eje vertical de la tubería.

4.4.6 Conexiones de la tubería

Debido a que los cambios de diámetro que existen en una red de tubería, resulta conveniente definir la forma correcta de conectar la tubería en los pozos de visita.

De acuerdo a las características del proyecto, se pueden efectuar las conexiones de las tuberías haciendo coincidir las claves, los ejes o las plantillas de los tramos de diámetro diferente, como se muestra en las Figuras 4.20 – 4.22.

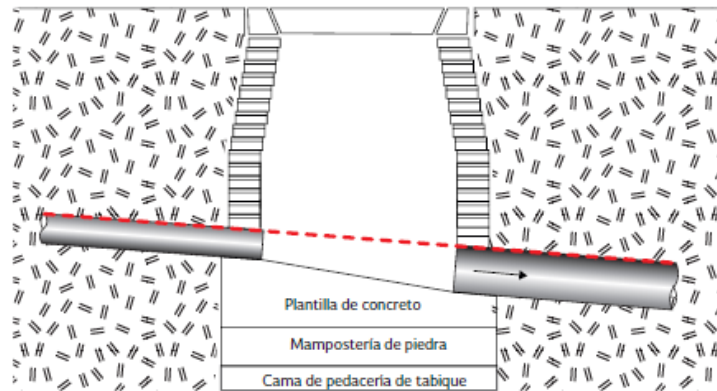


Figura 4.20 Conexión clave con clave. Fuente: CONAGUA, 2015.

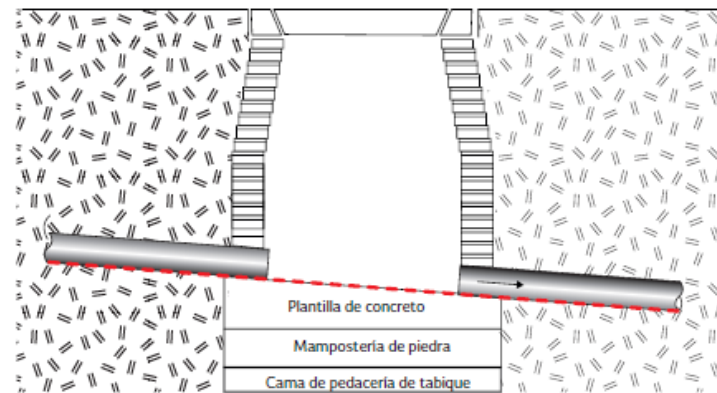


Figura 4.21 Conexión rasante con rasante. Fuente: CONAGUA, 2015.

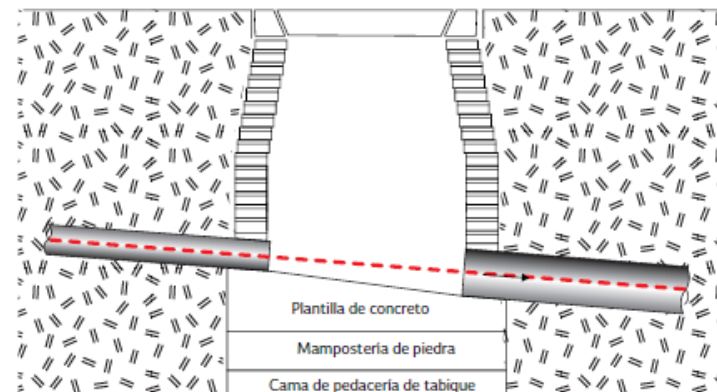


Figura 4.22 Conexión eje con eje. Fuente: CONAGUA, 2015.

4.4.6.1 Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de drenaje, su existencia en las redes de alcantarillado es fundamental; estos se ubican al inicio de las atarjeas, en puntos donde la tubería cambia de diámetro, dirección o pendiente y también donde se requiere la conexión con otras atarjeas, subcolectores o colectores.

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

1. Pozos de visita tipo común.
2. Pozos de visita tipo especial.
3. Pozos tipo caja.
4. Pozos tipo caja de deflexión.
5. Pozos con caída.
6. Pozos con caída libre.
7. Pozos con caída adosada.
8. Pozos con caída escalonada.

Además, para facilitar los trabajos de inspección y mantenimiento se han establecido separaciones máximas entre pozos de visitas (**Tabla 4.4**).

Tabla 4.4 Separación máxima entre pozos. Fuente: CONAGUA, 2015.

Diámetro de la tubería (cm)	Longitud (m)
30 – 61	60.00
76 – 122	125.00

Los componentes esenciales de los pozos de visita son:

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

4.5 Consideraciones y restricciones adicionales en el diseño del SAP

Las siguientes restricciones y suposiciones son básicas en el diseño del SAP (Campos, 2015):

- a) Las tuberías del SAP deben estar enterradas a una profundidad que evite la posibilidad de congelamiento, pero que les permita drenar sótanos y que tengan el suficiente arropamiento para evitar su rompimiento debido a cargas que ocurran en la superficie.
- b) El diámetro de diseño corresponde al tubo comercial más pequeño con capacidad de flujo igual o mayor que el gasto de diseño.
- c) En cualquier pozo la tubería agua abajo no puede ser menor que alguna de las de agua arriba.
- d) Para absorber los efectos de los remansos, el tirante normal en las tuberías no debe exceder el 80% del diámetro de la misma.
- e) En general el ángulo de confluencia entre la tubería principal y una lateral no debe exceder de 45°; pero una tubería lateral, a través de una caja de conexión, puede unirse con un ángulo máximo de 90°.

4.6 Diseño de colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul

El método racional es el procedimiento más utilizado en la estimación de crecientes en cuencas urbanas y en el diseño hidrológico de colectores pluviales. Sin embargo, para la estimación particular del gasto de diseño de colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul, se utilizarán los volúmenes acumulados obtenidos con la aplicación del modelo hidrodinámico EFDC EXPLORER (capítulo 3).

Se propone un tiempo de evacuación del agua pluvial acumulada (Figura 3.17) de 10 minutos.

Así recordando la definición de gasto (ecuación (4.1)) se obtienen los gastos de diseño del colector pluvial (Figura 4.23).

$$Q = \frac{Vol}{t} \quad (4.1)$$

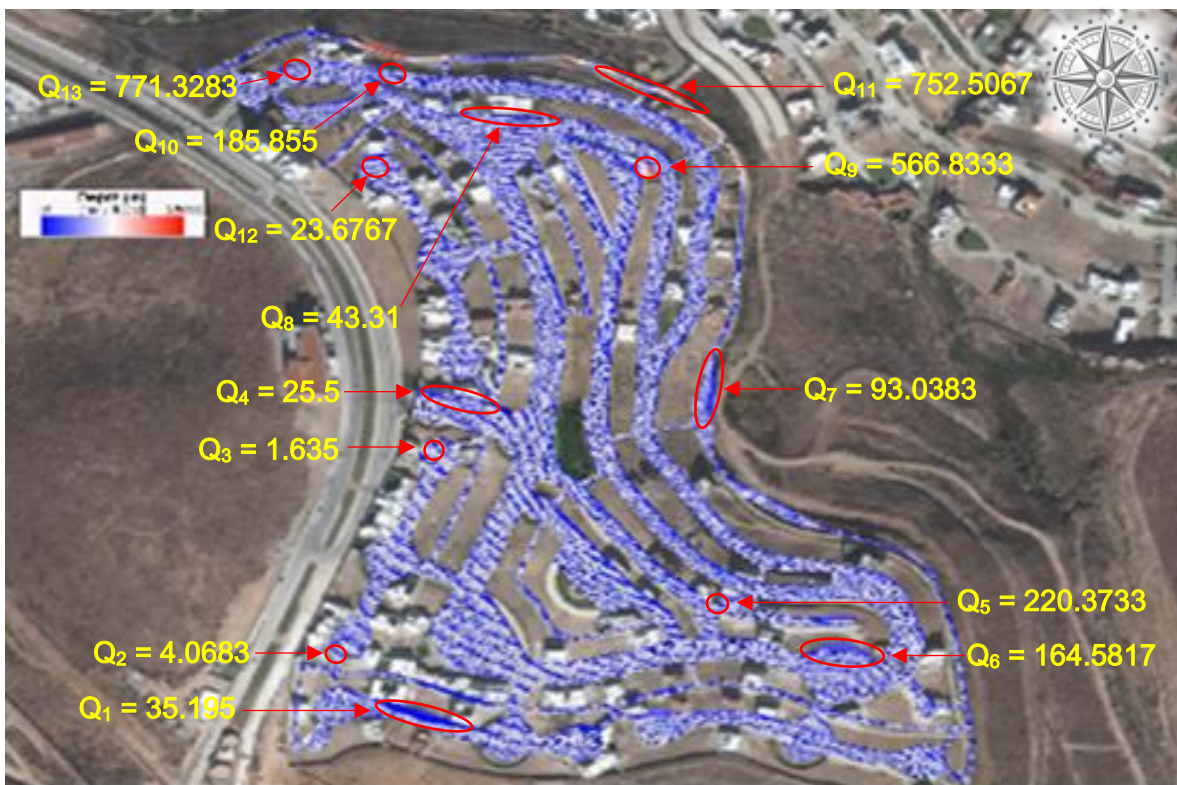


Figura 4.23 Gastos de diseño en L/s para el colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul.

La Tabla 4.5 muestra un resumen de los gastos de diseño. En los lugares donde se detectó la acumulación de agua, se colocarán rejillas que permitirán el ingreso del agua al SAP.

Tabla 4.5 Número de rejilla y magnitud del caudal a evacuar.

Rejilla	Gasto (L/s)
1	35.195
2	4.0683
3	1.635
4	25.5
5	220.3733
6	164.5817
7	93.0383
8	43.31
9	566.8333
10	185.855
11	752.5067
12	23.6767
13	771.3283

4.6.1 Metodología para el diseño del SAP

- Selección del lugar de disposición final. En el proyecto se optó por desalojar el agua pluvial a un escurrimiento natural y a una calle, la cual transporta el agua hasta una zona de recolección que descarga en el lago mayor del parque Tangamanga I.
- Trazo de la red con base a la topografía. El trazo de la red se hizo con niveles de rasante de vialidad. Así con esa información, se obtuvieron los niveles de plantilla (elevación de tubería).
- Selección del diámetro. Se hizo tomando en cuenta las respectivas consideraciones y su estimación con la fórmula de manning (ecuación (4.2)).

$$Q = A \cdot V = A \cdot \left(\frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \right) \quad (4.2)$$

Donde:

Q: Gasto de diseño

A: Área de la sección transversal

R: Radio hidráulico

S: Pendiente de plantilla del tubo

- Material utilizado. Se eligió tubería PEAD con rugosidad de manning $n = 0.01$.

4.6.2 Trazo del colector pluvial para el fraccionamiento Sierra Azul

En la **Figura 4.24** se muestra el trazo del colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul. Se pueden observar la ubicación de los pozos de visita, de las rejillas, de las escaleras pluviales además de las tuberías con su respectiva variación de diámetro indicado por distintos colores.



Figura 4.24 Trazo del colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul.

4.6.2.1 Propiedades de la red de drenaje pluvial

En la **Tabla 4.6** se muestra la concentración de datos referentes a cada tubería del SAP. En ella se puede observar el inicio y termino de la tubería (pozo inicial y final respectivamente), su longitud, pendiente y el diámetro.

Tabla 4.6 Datos de las tuberías.

Pozo inicial	Pozo final	Longitud (m)	Pendiente (millar)	Diámetro (cm)
P-1	P-2	39.34	14.71	30
P-2	P-3	23.85	2	30
P-3	P-4	26.33	2	30
P-4	P-5	17.24	52.83	30
P-5	P-6	34.60	52.83	30
P-6	P-7	9.93	142.26	30
P-7	P-8	20.01	142.21	30
P-8	P-9	28.74	53.42	30
P-9	P-10	28.51	36.48	30
P-10	P-11	20.01	87.98	30
P-11	P-12	20.01	79.47	30
P-12	P-13	37.07	32.91	30
P-13	P-14	33.08	180.45	30
P-14	P-15	10.92	139.25	30
P-16	P-15	41.40	54.6	30
P-15	P-17	29.65	3	30
P-17	P-18	30.79	3	30
P-18	P-19	19.57	18.83	30
P-19	P-20	18.77	58.06	30
P-25	P-24	22.43	15.61	30
P-24	P-23	39.91	22.05	30
P-23	P-22	40.05	37.7	30
P-22	P-21	40.24	22.61	30
P-21	P-20	39.34	10.03	30
P-20	P-26	3.18	45	38
P-26	P-27	7.69	45	38
P-27	P-28	7.69	45	38
P-28	P-29	7.69	45	38

Tabla 4.6 Datos de las tuberías (continuación).

Pozo inicial	Pozo final	Longitud (m)	Pendiente (millar)	Diámetro (cm)
P-29	P-30	6.8	19.15	38
P-30	P-31	26.68	37.83	38
P-31	P-32	3.56	45	38
P-32	ESC1	3.0	15	38
P-33	P-34	6.46	45	38
P-34	ESC2	8.86	45	38
P-35	P-36	20.0	37	45.9
P-36	P-37	46.0	31.52	45.9
P-37	P-38	31.14	37	45.9
P-38	P-39	31.14	37	45.9
P-39	P-40	9.71	10	45.9
P-40	P-41	23.66	37	45.9
P-41	P-42	23.66	37	45.9
P-42	P-43	15.34	10	45.9
P-43	P-44	62.58	10	45.9
P-46	P-47	58.81	34.87	30
P-47	P-48	40.07	58.5	30
P-48	P-49	39.48	141.79	30
P-49	ESC3	7.51	45	61.4
P-50	P-51	6.21	28	61.4
P-51	P-52	9.32	28	61.4
P-52	P-53	8.10	28	61.4
P-53	P-44	7.25	28	61.4
P-44	P-45	29.37	6.47	76.2
P-45	P-66	40.7	7.12	76.2
P-54	P-55	24.07	183.38	30
P-55	P-56	13.66	88.92	30
P-56	P-57	26.06	196.7	30
P-57	P-58	9.37	117.063	30
P-58	P-59	17.6	344.21	30
P-59	P-60	37.49	27.74	38
P-60	P-61	34.09	8	38
P-61	P-62	39.89	8	38

Tabla 4.6 Datos de las tuberías (continuación).

Pozo inicial	Pozo final	Longitud (m)	Pendiente (millar)	Diámetro (cm)
P-62	P-63	39.77	18.55	38
P-63	P-64	26.35	38.36	38
P-64	ESC4	4.67	20	76.2
P-65	P-66	8.29	20	76.2
P-66	P-67	4.03	20	76.2
P-68	P-69	33.68	23	61.4
P-69	ESC5	5.60	23	61.4
P-70	P-71	20.50	65.85	30
P-71	P-72	31.13	19	30
P-72	P-73	26.1	44.77	30
P-73	P-74	19.93	19	30
P-74	P-75	20	19	30
P-75	P-76	21.1	66	30
P-76	P-77	7	3	30

4.6.2.2 Nombramiento de pozos como atarjea o de vertido

La **Tabla 4.7** muestra los pozos que son atarjeas o de vertido.

Tabla 4.7 Tipo de función de algunos pozos.

Pozo	Función	Pozo	Función
P-1	Atarjea	P-54	Atarjea
P-5	Atarjea	P-59	Atarjea
P-13	Atarjea	P-64	Atarjea
P-16	Atarjea	P-68	Atarjea
P-25	Atarjea	P-70	Atarjea
P-35	Atarjea	P-67	Vertido
P-46	Atarjea	P-69	Vertido
P-49	Atarjea	P-77	Vertido

4.6.2.3 Niveles topográficos de las tuberías del SAP

La **Tabla 4.8** muestra los niveles de rasante vialidad y de plantilla de las tuberías. Al ser del tipo PEAD se consideró un colchón de 50 cm entre la rasante vialidad y el lomo de la tubería.

Tabla 4.8 Niveles topográficos para las tuberías.

Pozo de entrada	Rasante vialidad (msnm)	Plantilla (msnm)	Pozo de salida	Rasante vialidad (msnm)	Plantilla (msnm)
P-1	2058.21	2057.343	P-2	2059.47	2057.264
P-2	2059.47	2057.264	P-3	2059.42	2057.216
P-3	2059.42	2057.216	P-4	2058.51	2057.164
P-4	2058.51	2057.164	P-5	2057.12	2056.253
P-5	2057.12	2056.253	P-6	2056.33	2054.425
P-6	2056.33	2054.425	P-7	2053.88	2053.013
P-7	2053.88	2053.013	P-8	2052.10	2050.168
P-8	2052.10	2050.168	P-9	2050.31	2048.633
P-9	2050.31	2048.633	P-10	2048.46	2047.593
P-10	2048.46	2047.593	P-11	2046.70	2045.833
P-11	2046.70	2045.833	P-12	2045.11	2044.243
P-12	2045.11	2044.243	P-13	2043.89	2043.023
P-13	2043.89	2043.023	P-14	2037.92	2037.053
P-14	2037.92	2037.053	P-15	2036.40	2035.533
P-16	2038.66	2037.793	P-15	2036.40	2035.533
P-15	2036.40	2035.533	P-17	2036.40	2035.444
P-17	2036.40	2035.444	P-18	2036.65	2035.352
P-18	2036.65	2035.352	P-19	2035.85	2034.983
P-19	2035.85	2034.983	P-20	2034.76	2033.893
P-25	2041.62	2040.672	P-24	2041.27	2040.322
P-24	2041.27	2038.822	P-23	2038.89	2037.942
P-23	2038.89	2037.942	P-22	2037.38	2036.432
P-22	2037.38	2034.932	P-21	2034.97	2034.022
P-21	2034.97	2034.022	P-20	2034.76	2033.812
P-20	2034.76	2033.192	P-26	2033.997	2033.049
P-26	2033.997	2031.549	P-27	2032.151	2031.203

Tabla 4.8 Niveles topográficos para las tuberías (continuación).

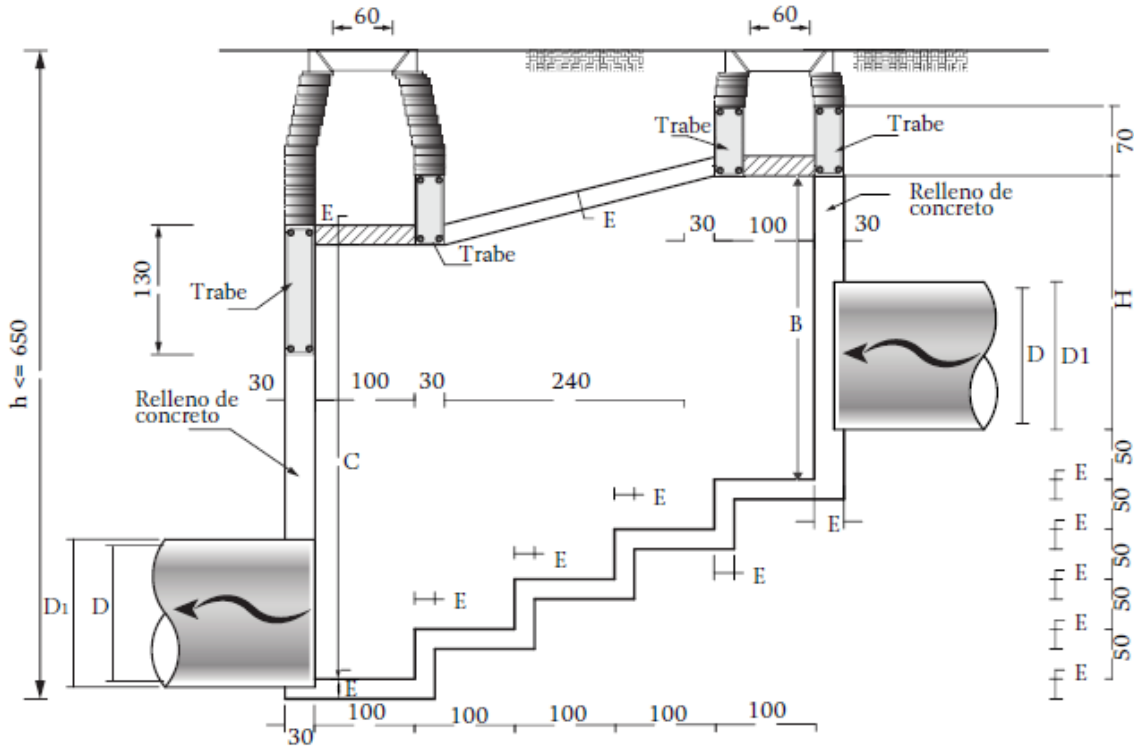
Pozo de entrada	Rasante vialidad (msnm)	Plantilla (msnm)	Pozo de salida	Rasante vialidad (msnm)	Plantilla (msnm)
P-27	2032.151	2029.703	P-28	2030.306	2029.358
P-28	2030.306	2027.858	P-29	2028.46	2027.512
P-29	2028.46	2026.012	P-30	2026.83	2025.882
P-30	2026.83	2025.552	P-31	2025.49	2024.542
P-31	2025.49	2023.297	P-32	2024.084	2023.136
P-32	2024.084	2021.996	ESC1	2022.899	2021.952
P-33	2015.987	2012.467	P-34	2013.14	2012.177
P-34	2013.14	2010.677	ESC2	2010.727	2010.279
P-35	2002.56	2000.983	P-36	2001.28	2000.244
P-36	2001.28	1998.744	P-37	1998.33	1997.294
P-37	1998.33	1995.794	P-38	1995.678	1994.642
P-38	1995.678	1993.142	P-39	1993.027	1991.991
P-39	1993.027	1991.261	P-40	1992.20	1991.164
P-40	1992.20	1989.664	P-41	1989.825	1988.789
P-41	1989.825	1987.289	P-42	1987.45	1986.414
P-42	1987.45	1985.027	P-43	1985.91	1984.874
P-43	1985.91	1984.874	P-44	1985.50	1984.248
P-46	2008.59	2007.723	P-47	2006.54	2005.673
P-47	2006.54	2005.673	P-48	2004.2	2003.333
P-48	2004.2	2003.333	P-49	2000.36	1998.28
P-49	2000.36	1996.78	ESC3	1997.789	1997.07
P-50	1993.27	1989.715	P-51	1990.76	1989.541
P-51	1990.76	1988.315	P-52	1988.773	1988.054
P-52	1988.773	1986.554	P-53	1987.046	1986.327
P-53	1987.046	1984.827	P-44	1985.5	1984.624
P-44	1985.5	1984.108	P-45	1985.31	1983.918
P-45	1985.31	1983.918	P-66	1985.02	1983.628
P-54	2015.56	2014.693	P-55	2011.21	2010.343
P-55	2011.21	2010.343	P-56	2010.00	2009.133
P-56	2010.00	2009.133	P-57	2004.97	2004.103

Tabla 4.8 Niveles topográficos para las tuberías (continuación).

Pozo de entrada	Rasante vialidad (msnm)	Plantilla (msnm)	Pozo de salida	Rasante vialidad (msnm)	Plantilla (msnm)
P-57	2004.97	2004.103	P-58	2003.88	2003.013
P-58	2003.88	2001.513	P-59	1996.66	1995.712
P-59	1966.66	1995.712	P-60	1995.62	1994.672
P-60	1995.62	1994.672	P-61	1998.19	1994.40
P-61	1998.19	1994.40	P-62	1995.63	1994.08
P-62	1995.63	1994.08	P-63	1995.14	1994.192
P-63	1995.14	1993.342	P-64	1994.13	1992.332
P-64	1994.13	1990.832	ESC4	1992.131	1990.739
P-65	1985.939	1983.645	P-66	1985.02	1983.489
P-66	1985.02	1983.489	P-67	1984.80	1983.40
P-68	1997.13	1995.525	P-69	1995.92	1994.701
P-69	1995.92	1993.303	ESC5	1994.393	1993.174
P-70	2055.42	2053.853	P-71	2053.37	2052.503
P-71	2053.37	2052.503	P-72	2052.84	2051.911
P-72	2052.84	2050.411	P-73	2050.16	2049.293
P-73	2050.16	2049.293	P-74	2049.97	2048.914
P-74	2049.97	2048.914	P-75	2050.11	2048.535
P-75	2050.11	2047.233	P-76	2047.602	2046.735
P-76	2047.602	2045.716	P-77	2045.45	2044.583

4.6.2.4 Pozos con estructura de caída escalonada

En los casos donde existen pendientes muy pronunciadas resulta conveniente el uso de estructuras de caídas escalonadas. La **Figura 4.25** muestra un esquema de este tipo de estructura.



Dimensiones generales							
Tipo	D	H	B	C	Ancho	E	D ₁
I	91	134	184	264	146	20	111
	107	134	184	264	146	20	129
	122	134	184	264	146	20	148
II	152	198	248	328	213	25	182
	183	198	248	328	213	25	219
III	213	267	317	397	291	30	253
	244	267	317	397	291	30	288

Nota:
Acotaciones en centímetros.

Figura 4.25 Pozo con estructura de caída escalonada. Fuente: CONAGUA, 2015.

En el caso particular del fraccionamiento Sierra Azul, en el diseño de las escaleras pluviales no se consideran los pozos de visita debido a que están colocadas a cielo abierto.

En la **Tabla 4.9** se especifican las dimensiones de las escaleras pluviales utilizadas como parte del diseño del SAP. Se colocó un descanso después de 4 escalones para cada caso.

Tabla 4.9 Especificaciones de las escaleras pluviales (unidades en metros).

Localización	Huella	Contrahuella	Descanso			
Después de P32 – ESC1	1.0	0.40	2.0			
Después de P34 – ESC2	1.0	0.30	2.0			
Después de P49 – ESC3	1.0	0.30	2.0			
Después de P64 – ESC4	1.0 <td 0.40	2.0	Después de P69 – ESC5	1.0	0.25	1.5
Después de P69 – ESC5	1.0	0.25	1.5			

La **Figura 4.26** muestra un esquema de la escalera pluvial utilizada en el fraccionamiento Sierra Azul.

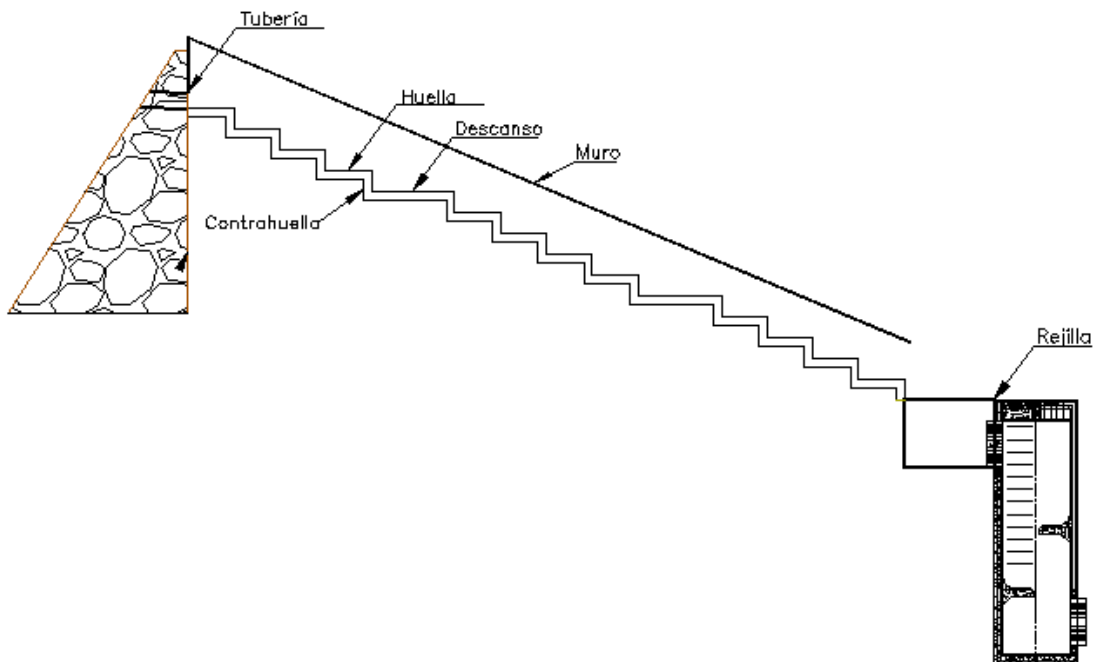


Figura 4.26 Esquema de escalera pluvial.

4.7 Modelación hidráulica del colector pluvial con el uso del EPA SWMM

Para realizar la modelación hidráulica del SAP se optó por utilizar la versión 5.1 del modelo dinámico StormWater Management Model (SWMM) de la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos de América.

Se eligió el uso de este software por las siguientes razones:

1. No requiere el uso de licencia para su instalación ni para su uso.
2. Es amigable para la introducción de datos hidráulicos necesarios para su ejecución.
3. No tiene limitaciones para poder simular situaciones no permanentes.
4. Permite simular redes de alcantarillado de gran tamaño, no tiene límite de nodos y tramos.
5. Ha sido ampliamente utilizado desde hace más de 40 años [SWMM 1.0 (1969-71)] y continúa su actualización hasta nuestros días (versión 5.1).

El SWMM es una herramienta que permite visualizar el comportamiento de las cuencas urbanas y de las redes de alcantarillado durante un evento de lluvia, frente a enfoques tradicionales que no permite una visión real de lo que sucede cuando llueve y que por tanto no permitirían resolver los problemas que se pueden presentar en los SAP.

4.7.1 Descripción del StormWater Management Model

Es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido.

El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos.

El módulo de escorrentía o hidrológico del SWMM funciona con una serie de cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía. El módulo de transporte o hidráulico del SWMM analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores.

Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad y calidad del agua de escorrentía de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la calidad del agua en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

EPA SWMM 5 proporciona un entorno integrado que permite introducir datos de entrada para el área de drenaje, simular el comportamiento hidráulico, estimar la calidad del agua y ver todos estos resultados en una gran variedad de formatos.

Entre estos, se pueden incluir mapas de contorno o isolíneas para el área de drenaje, gráficos y tablas de evolución a lo largo del tiempo, diagramas de perfil y análisis estadísticos de frecuencia.

La última revisión de SWMM ha sido realizada por la National Risk Management Research Laboratory de Estados Unidos, perteneciente a la agencia para la protección del medio ambiente, contándose con la colaboración de la consultoría CDM.

SWMM considera distintos procesos hidrológicos que se producen en la salida de las aguas urbanas.

Entre estos se encuentran:

- Precipitaciones variables en el tiempo.
- Evaporación de las aguas superficiales estancadas.
- Acumulación y deshielo de nieve.
- Intercepción de precipitaciones por almacenamiento en depresiones.
- Infiltración de las precipitaciones en capas del suelo no saturadas.
- Entrada del agua de la infiltración en acuíferos.
- Intercambio de flujo entre los acuíferos y el sistema de transporte.
- Modelo de depósitos no lineales para el flujo superficial.

Junto a esto, SWMM contiene un conjunto flexible de herramientas de modelación de características hidráulicas utilizado para analizar el flujo debido al escurrimiento superficial y los aportes externos de caudal a través de una red de tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, y demás estructuras. Estas herramientas incluyen la capacidad de:

- Manejar redes de tamaño ilimitado.
- Utilizar una amplia variedad de geometrías para las conducciones, tanto abiertas como cerradas, así como los canales naturales.
- Modelar elementos especiales como unidades de almacenamiento y tratamiento, divisores de flujo, bombas, vertedores y orificios.
- Aplicar caudales externos y concentraciones para determinar la calidad del agua de las aguas superficiales, intercambio de caudales con los acuíferos, caudales de infiltración en los colectores dependientes de la precipitación, caudales sanitarios en tiempo seco y aportes externos.

- Realizar el análisis hidráulico por distintos métodos como el flujo uniforme, la onda cinemática o la modelación completa por onda dinámica.
- Modelar distintos regímenes de flujo, como pueden ser remanso, entrada de carga, flujo inverso y acumulación en superficie.
- Aplicar controles dinámicos definidos por el usuario para simular el funcionamiento de las bombas, la abertura de orificios o la posición de la cresta de un vertedero.

4.7.2 Fundamento de cálculo del SWMM

El SWMM tiene la capacidad de realizar simulaciones a través de diversos modelos de propagación de flujo:

1. Steady flow (Flujo permanente o estacionario).
2. Kinematic wave (Onda cinemática).
3. Dynamic wave (Onda dinámica).

Estos modelos son las bases matemáticas de la simulación de flujo a superficie libre, utilizadas por el SWMM.

4.7.2.1 Steady flow (Flujo permanente)

En este tipo de modelos se supone que en cada conducto se traslada el gasto de aporte máximo calculado sin variación en el tiempo.

La consideración matemática es la siguiente:

$$S_f = S_0 \quad (4.3)$$

Donde:

S_f : Pendiente de fricción.

S_0 : Pendiente del canal.

4.7.2.2 Kinematic wave (Onda cinemática)

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.

En su forma conservativa, la ecuación de continuidad es:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (4.4)$$

Donde:

Q : Gasto (m^3/s)

A : Área de la sección (m^2)

x : Espacio de análisis (m)

t : tiempo (s)

q : Caudal del escurrimiento por unidad de ancho ($m^3/s/m$)

4.7.2.3 Dynamic wave (Onda dinámica)

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.

Este modelo resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant del flujo no permanente unidimensional.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (4.5)$$

Donde:

Q : Gasto (m^3/s)

A : Área de la sección (m^2)

x : Abscisa a lo largo del conducto (m)

y : Altura de la lámina de agua

t : Tiempo (s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

S_f : Pendiente de fricción.

S_0 : Pendiente del canal.

q : Caudal del escurrimiento por unidad de ancho ($m^3/s/m$)

4.7.3 Modelos de infiltración usados en el SWMM

El SWMM permite seleccionar tres modelos de infiltración (Figura 4.27).

- El modelo de Horton.
- El modelo de Green-Ampt.
- El modelo basado en el Numero N de la curva del SCS.

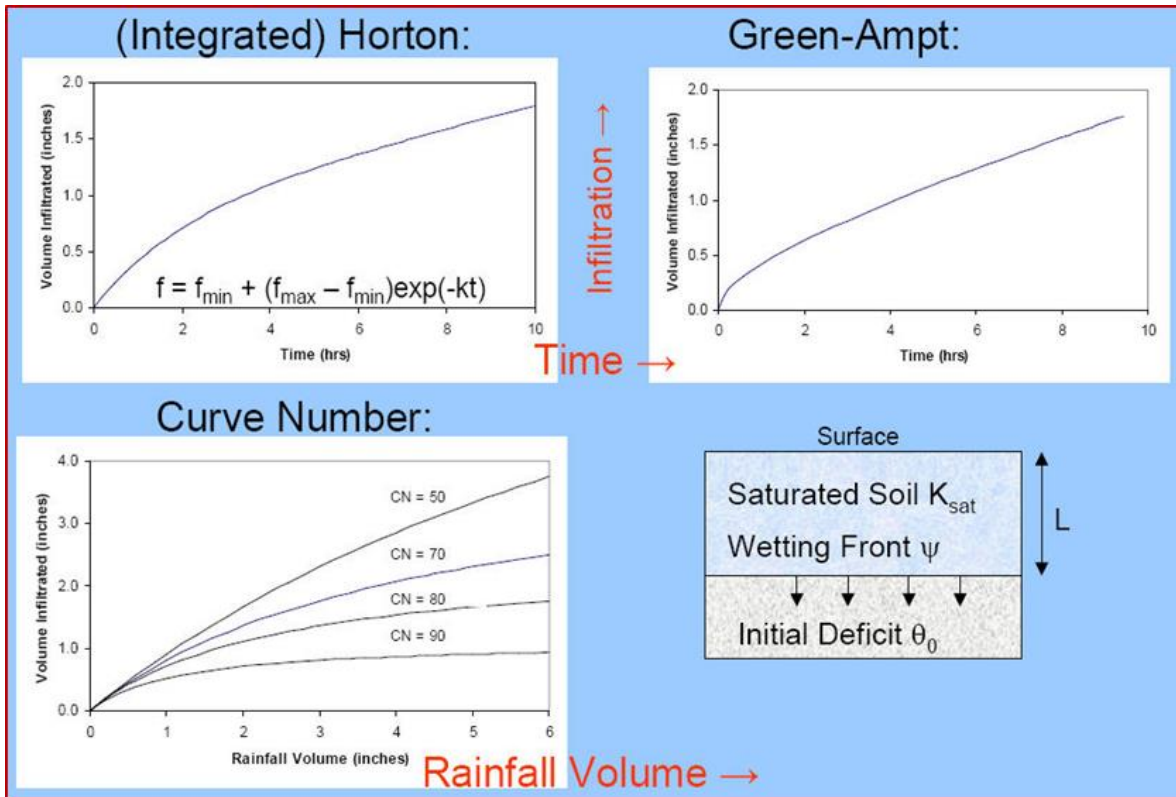


Figura 4.27 Modelos de infiltración utilizados en SWMM.

4.7.4 Aplicación del SWMM al colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul

Con la información generada en las secciones anteriores del SAP (obtención de diámetros y niveles topográficos) se procedió a realizar una modelación hidráulica del SAP propuesto.

En el SWMM es sencilla la introducción de todas las variables hidráulicas las cuales permitirán realizar la simulación numérica, la cual permitirá visualizar el comportamiento interno del agua en el colector pluvial, así como en los pozos de visita.

Se procede entonces a cargar una imagen de fondo para auxiliar el trazo del SAP. Después se colocan los nodos (que representan los pozos de visita) y los tramos de la tubería (**Figura 4.28**). En cada nodo y tubería se introduce la información mostrada en las **Tablas 4.5 – 4.8**, posteriormente se realizó la simulación en régimen permanente.

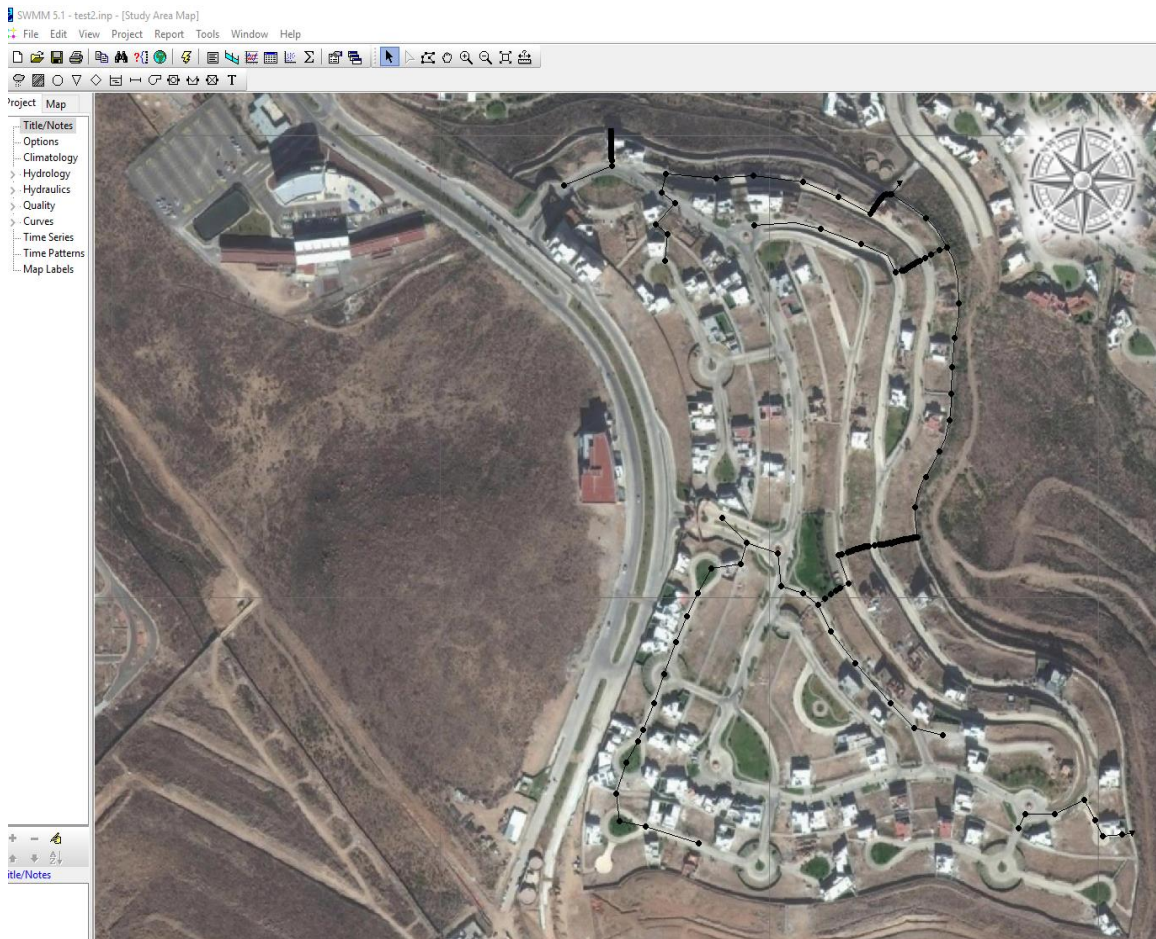


Figura 4.28 Trazo de colector pluvial del fraccionamiento Sierra Azul en SWMM.

Algunos parámetros de revisión del SAP son las velocidades máximas y mínimas, la capacidad del tubo y el transporte del caudal en forma acumulada. Las Figuras 4.29 – 4.31 muestran los resultados de la simulación. En cada tubería se cumplen las consideraciones en las que estas deben funcionar.



Figura 4.29 Resultados del SWMM. Caudales que transitan dentro del SAP. Unidades en l/s.



Figura 4.30 Resultados del SWMM. Velocidad del agua dentro del SAP. Unidades en m/s.



Figura 4.31 Resultados del SWMM. Capacidad de las tuberías. Ratio 0 – 1.

4.7.4.1 Perfiles topográficos del SAP

El SWMM posee una herramienta que permite visualizar por tramos el perfil topográfico del SAP. Esta herramienta permite al usuario la visualización del comportamiento interno del agua pluvial en ambos, la red de drenaje y en los pozos de visita. Las **Figuras 4.32 – 4.43** muestran los perfiles del SAP del fraccionamiento Sierra Azul. En dichas figuras el color azul representa el nivel de agua para cada tubería y pozo.

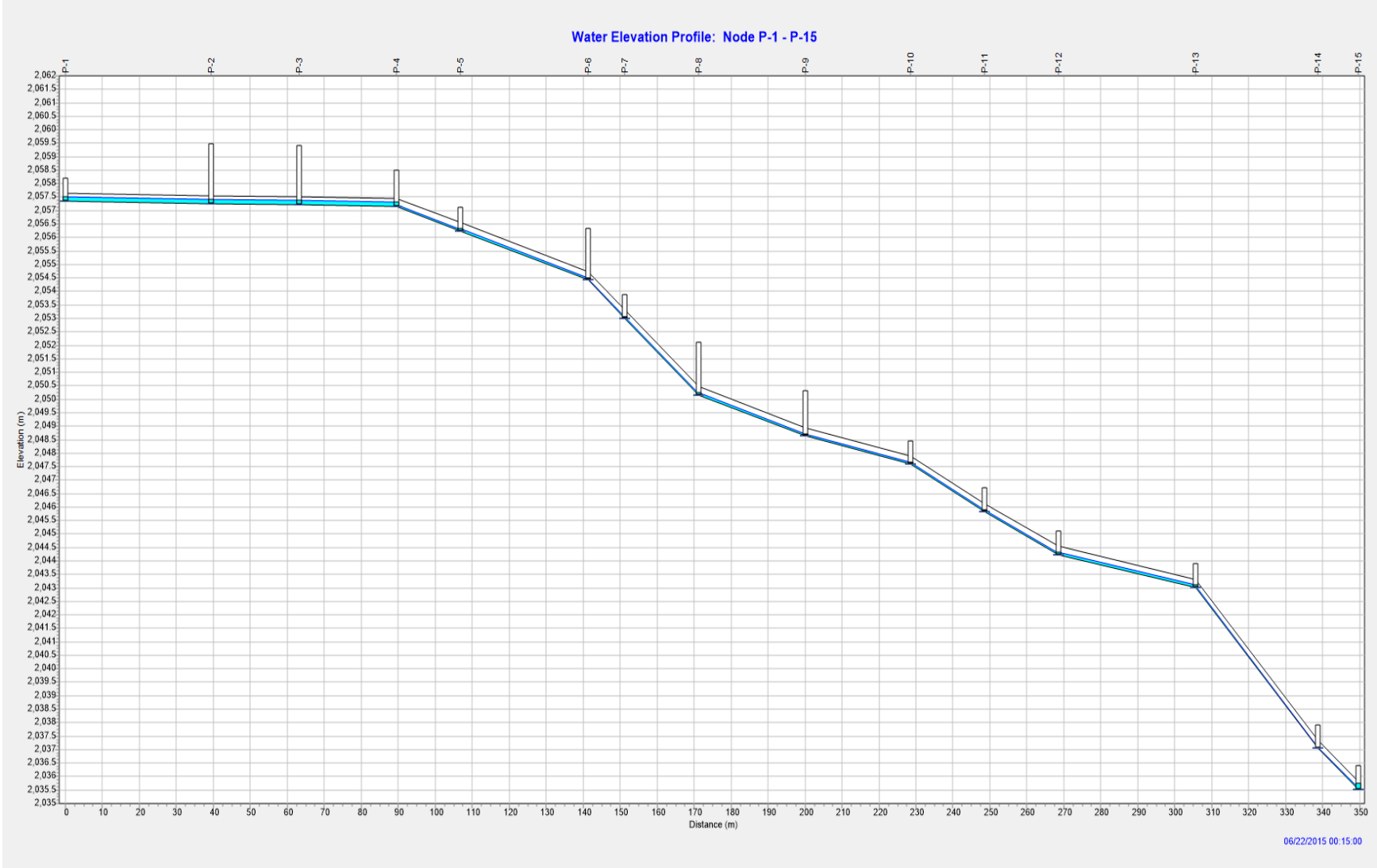


Figura 4.32 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-1 a P-15. Unidades metros.



Figura 4.33 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-16 a P-20. Unidades metros.

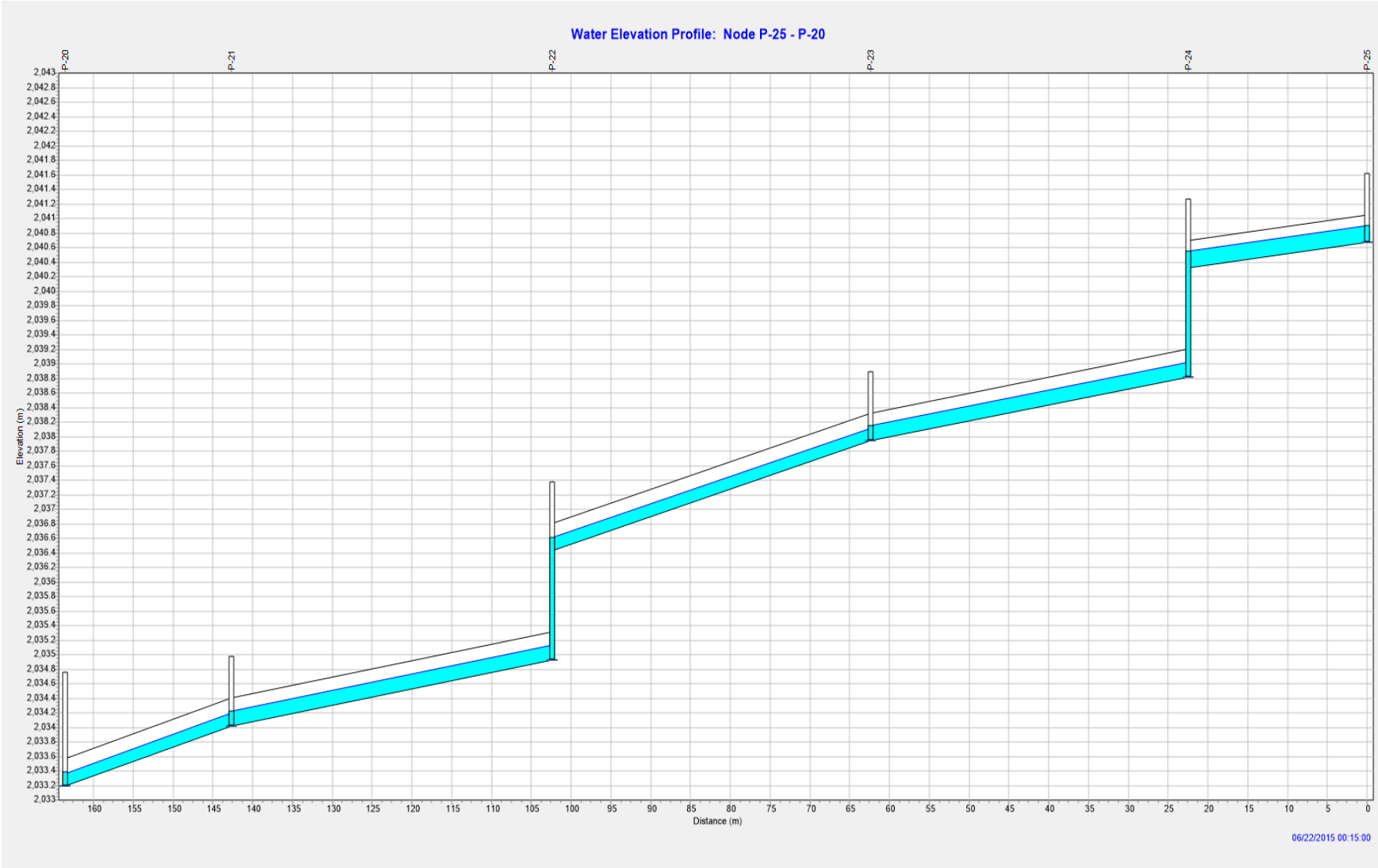


Figura 4.34 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-25 a P-20. Unidades metros.

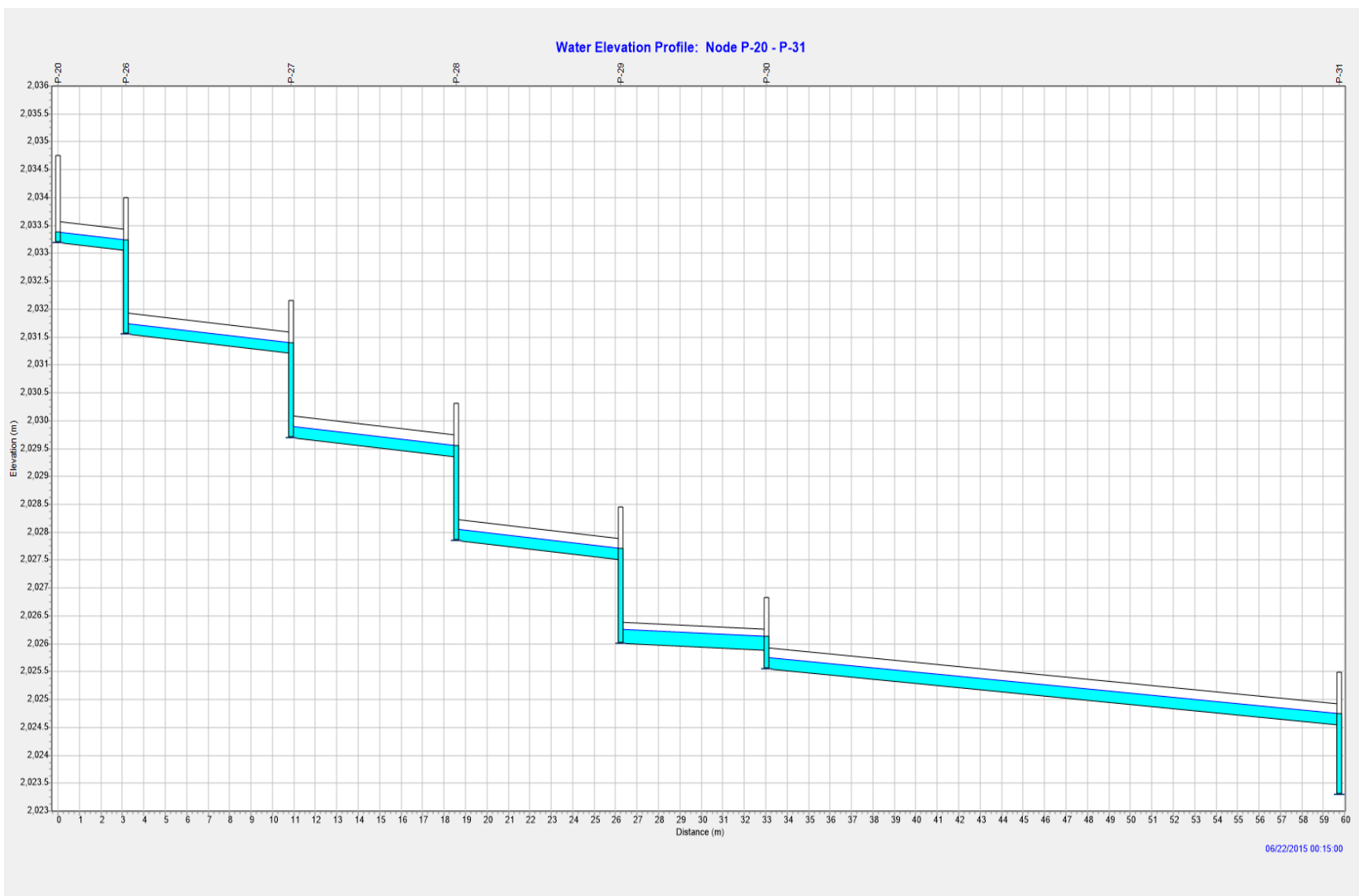


Figura 4.35 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-20 a P-31. Unidades metros.

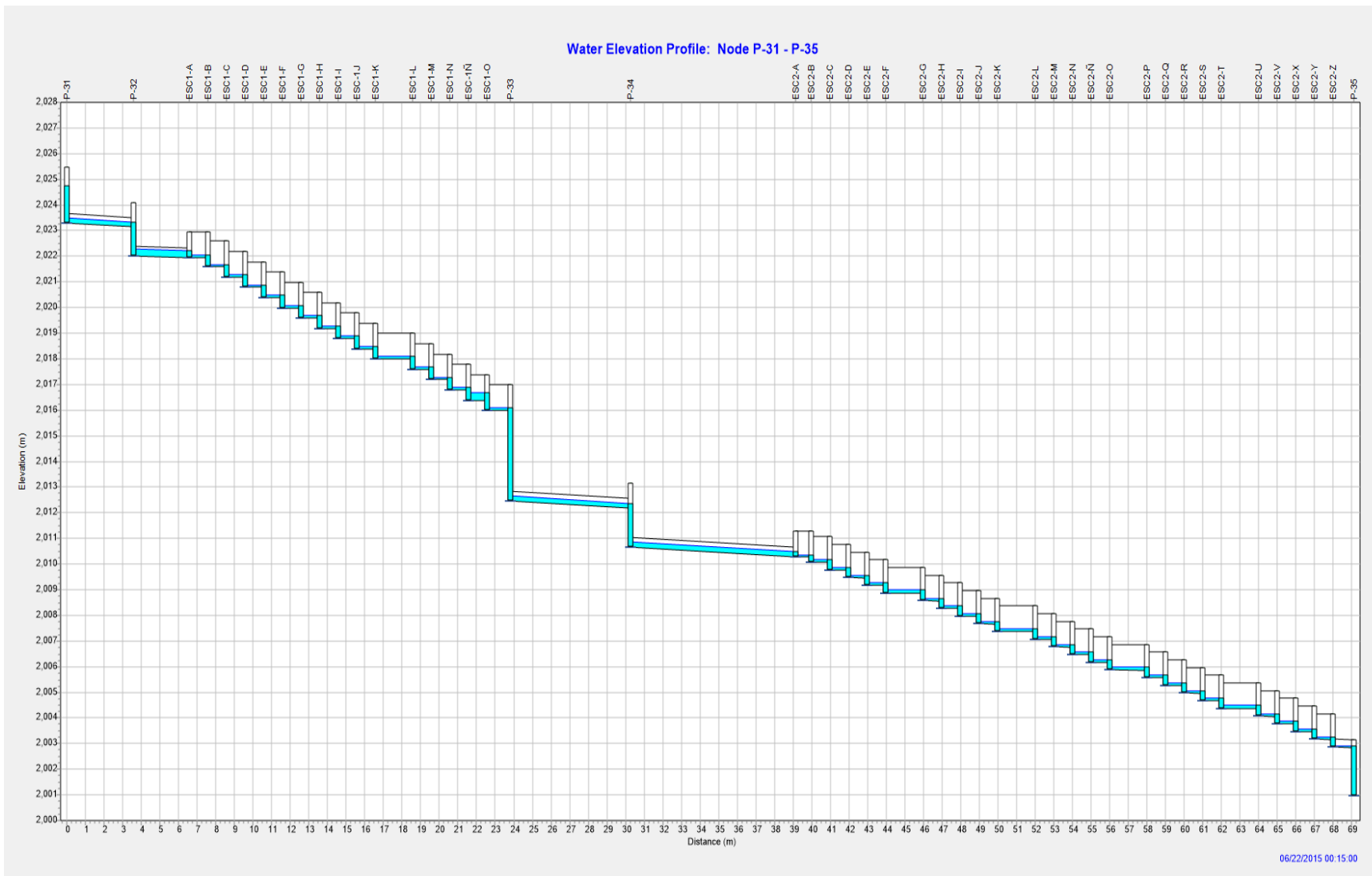


Figura 4.36 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-31 a P-35. Unidades metros.

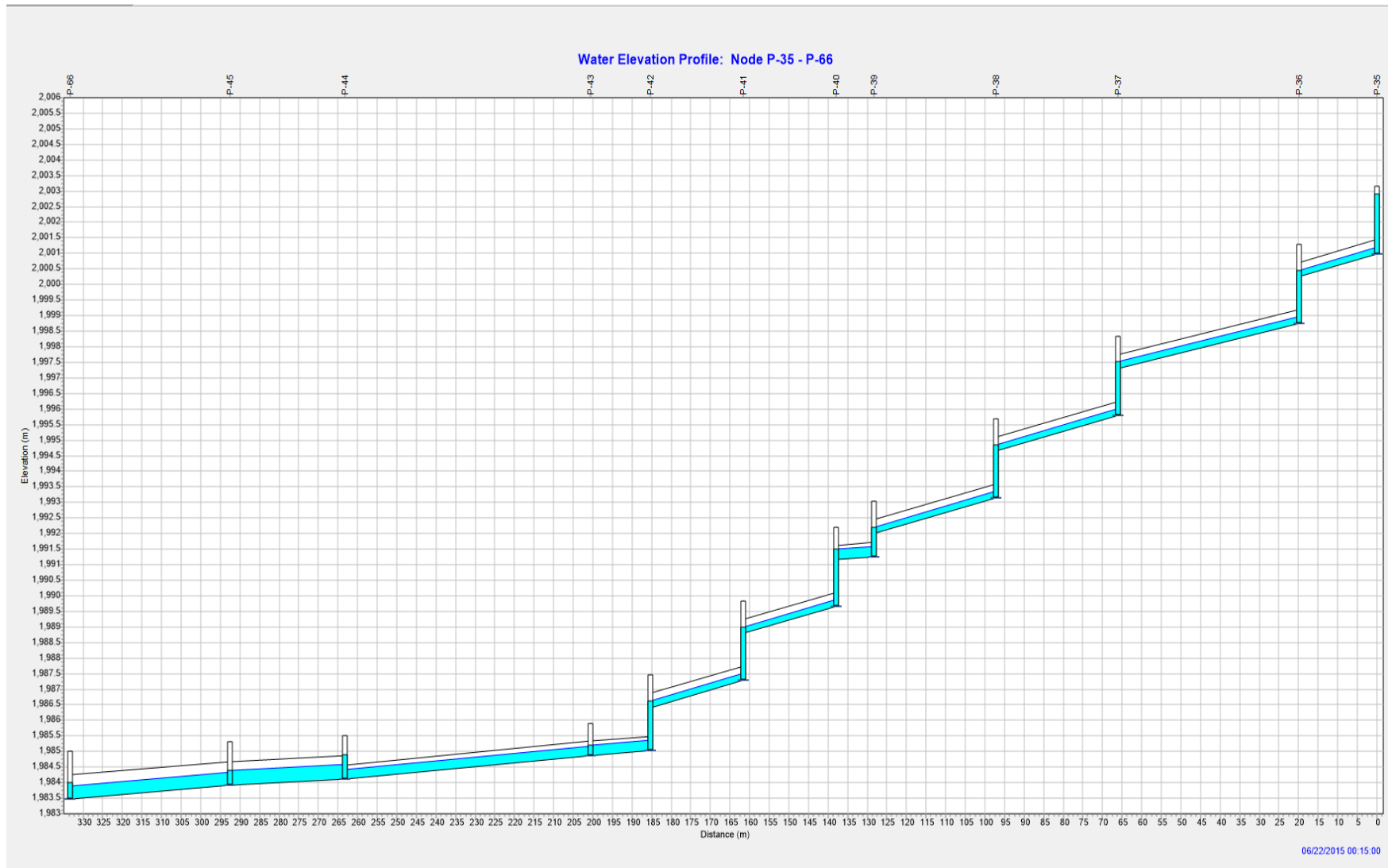


Figura 4.37 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-35 a P-66. Unidades metros.

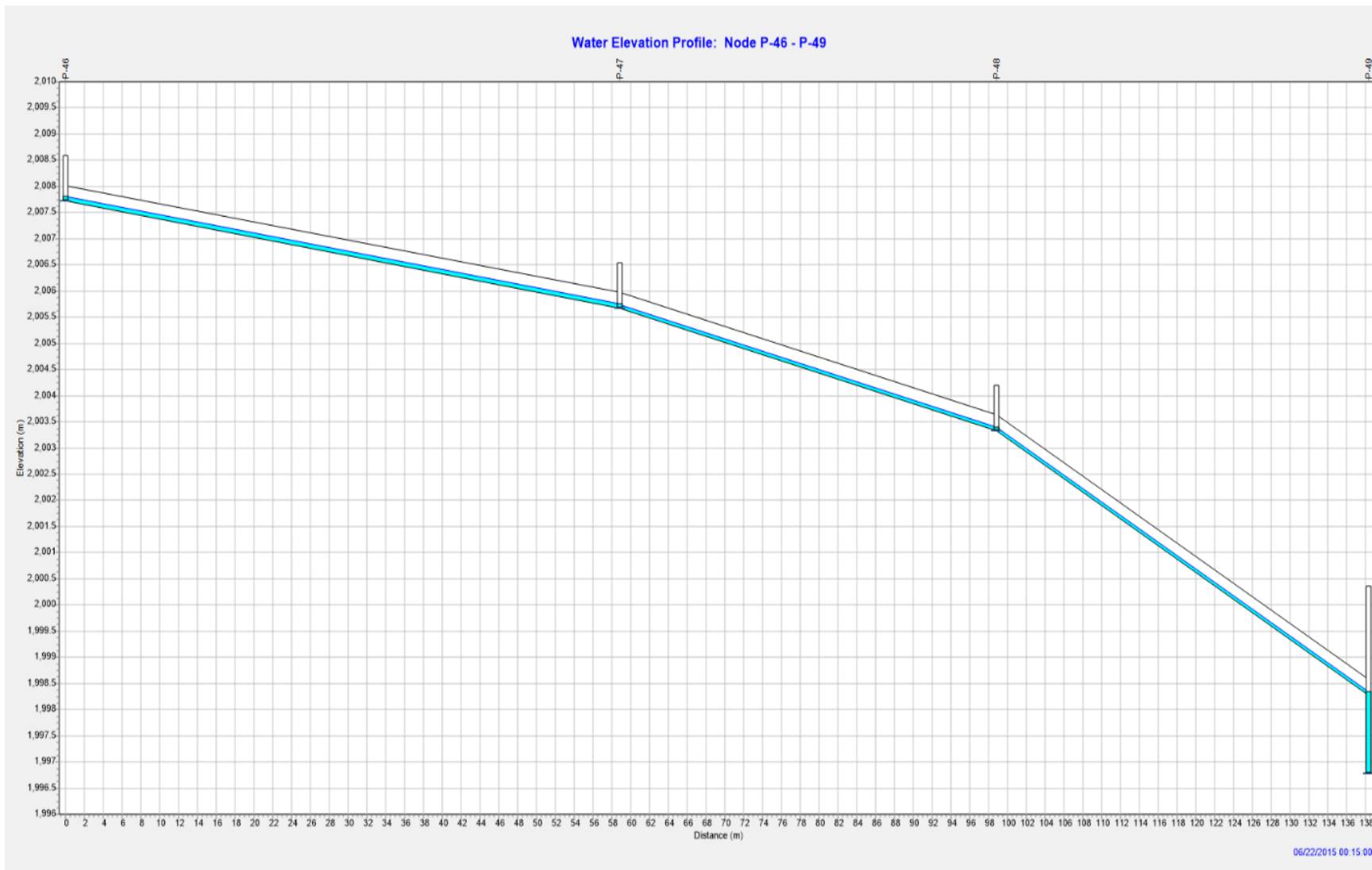


Figura 4.38 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-46 a P-49. Unidades metros.

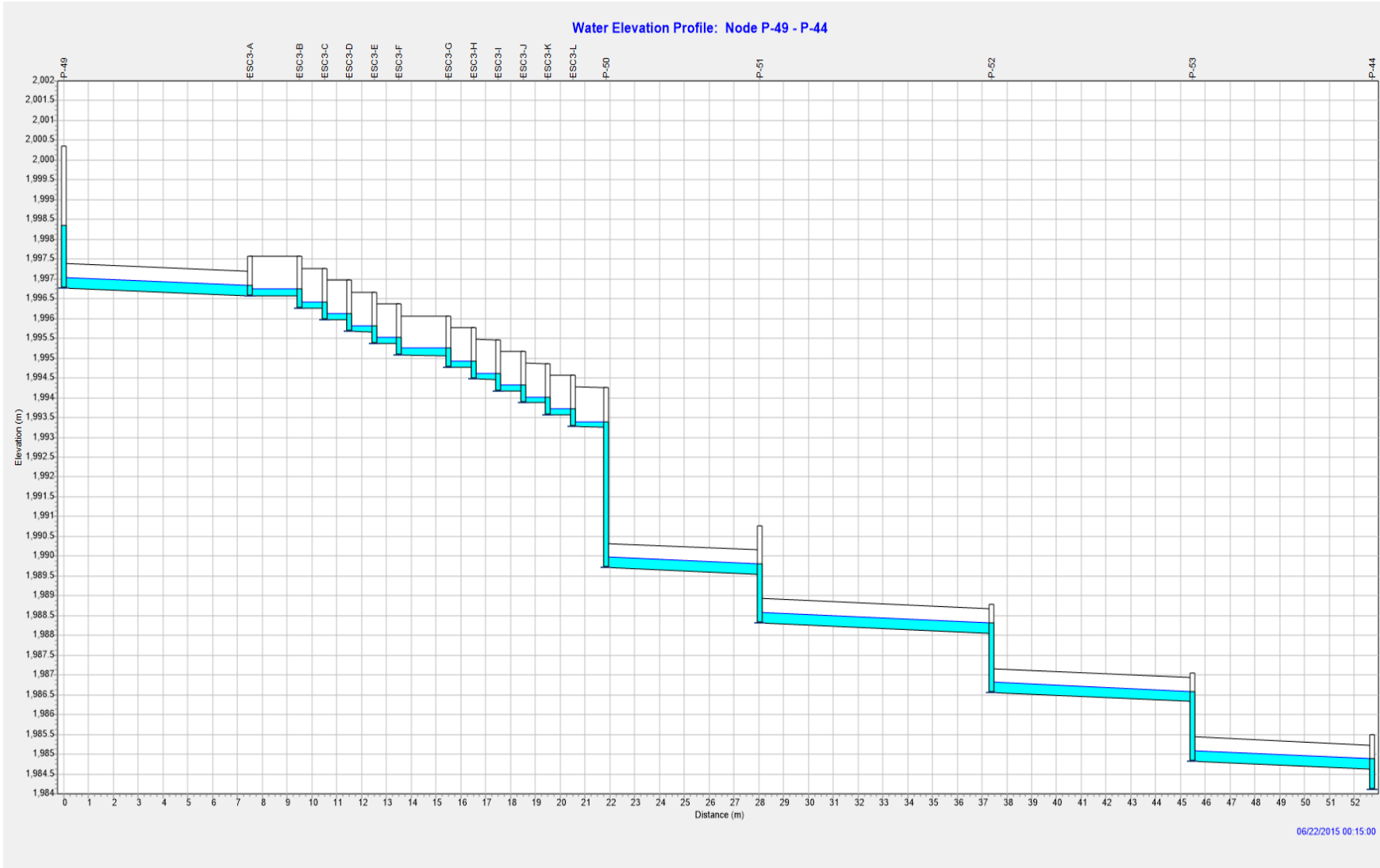


Figura 4.39 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-49 a P-44. Unidades metros.

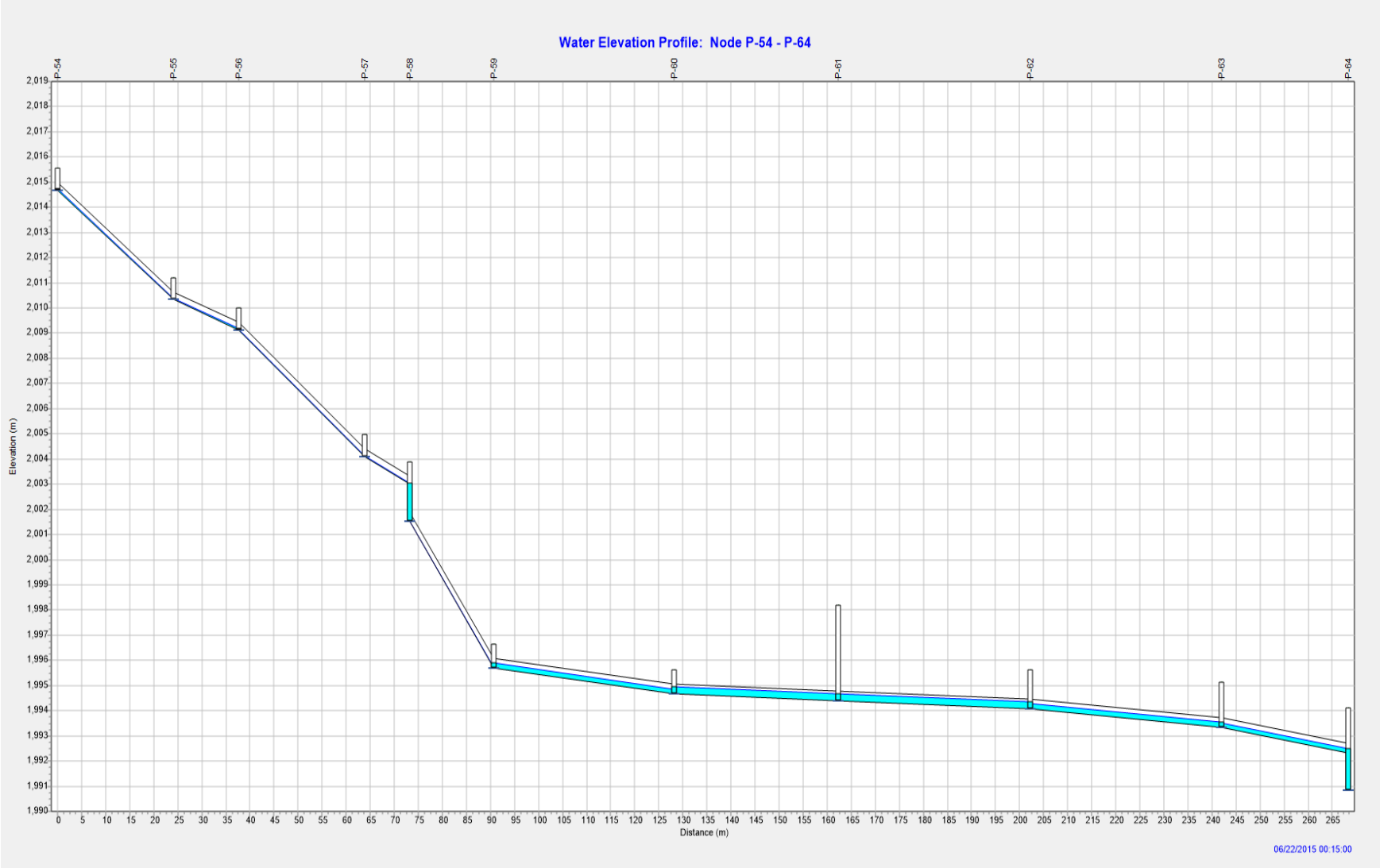


Figura 4.40 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-54 a P-64. Unidades metros.

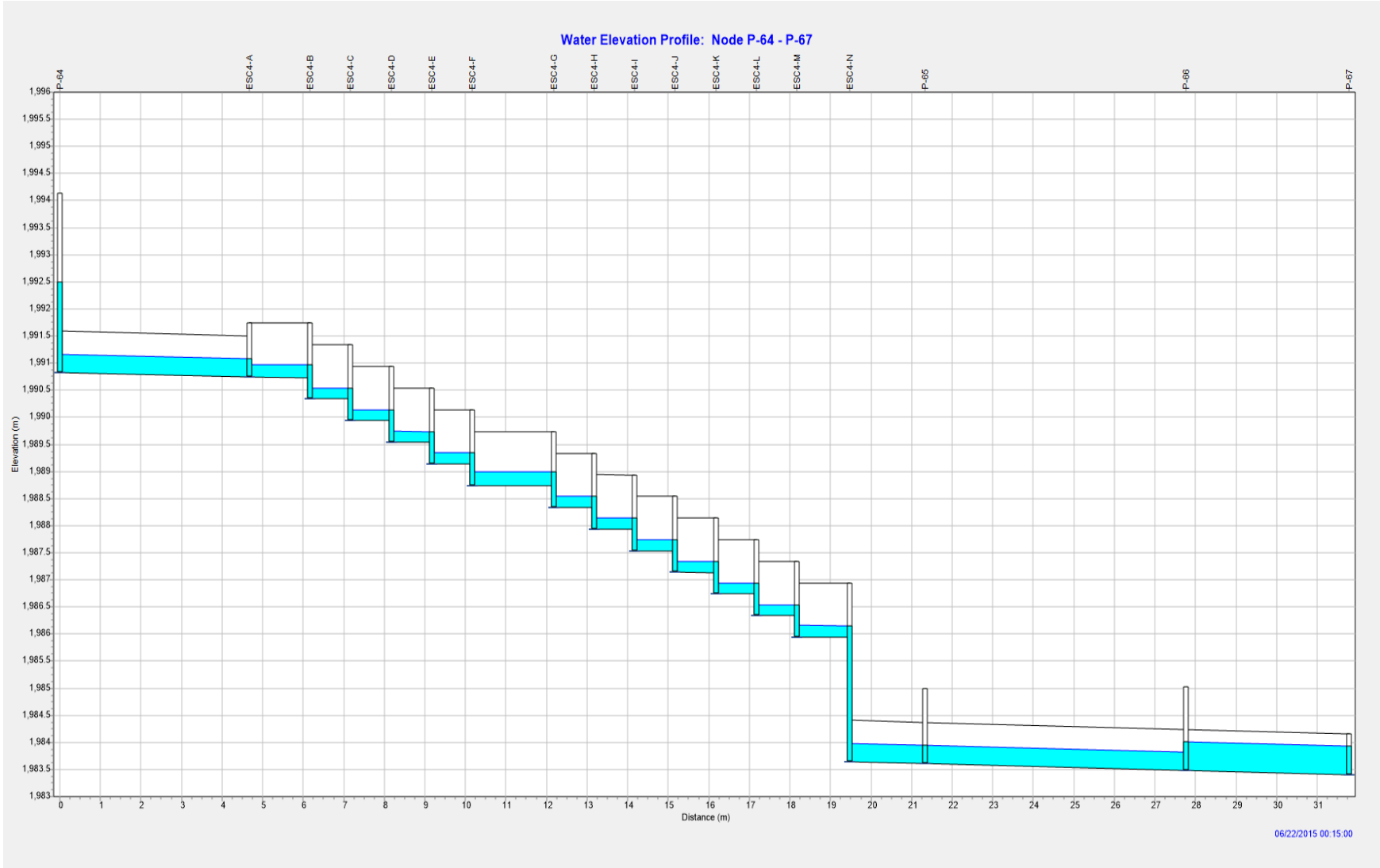


Figura 4.41 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-64 a P-67. Unidades metros.

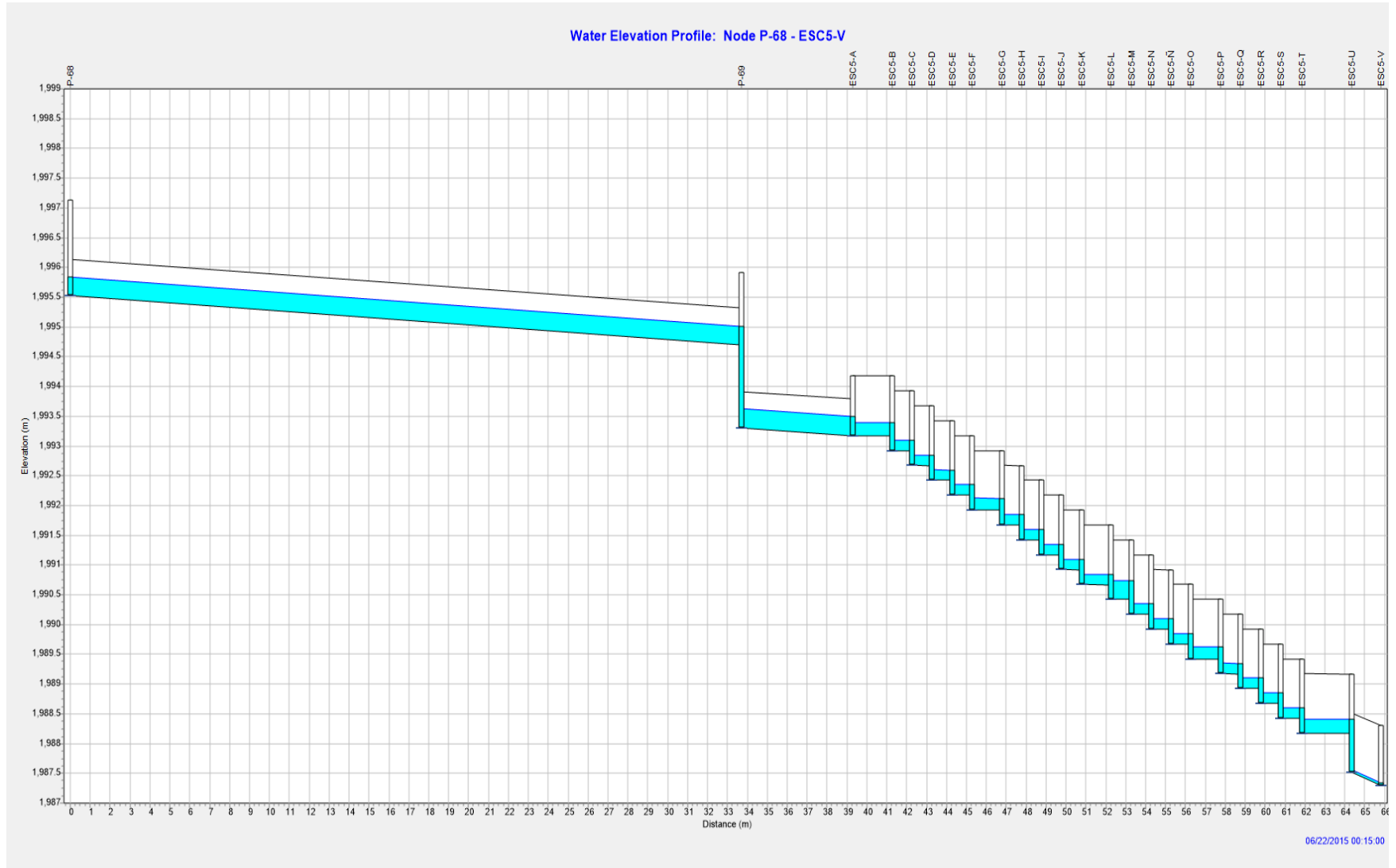


Figura 4.42 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-68 a ESC5. Unidades metros.

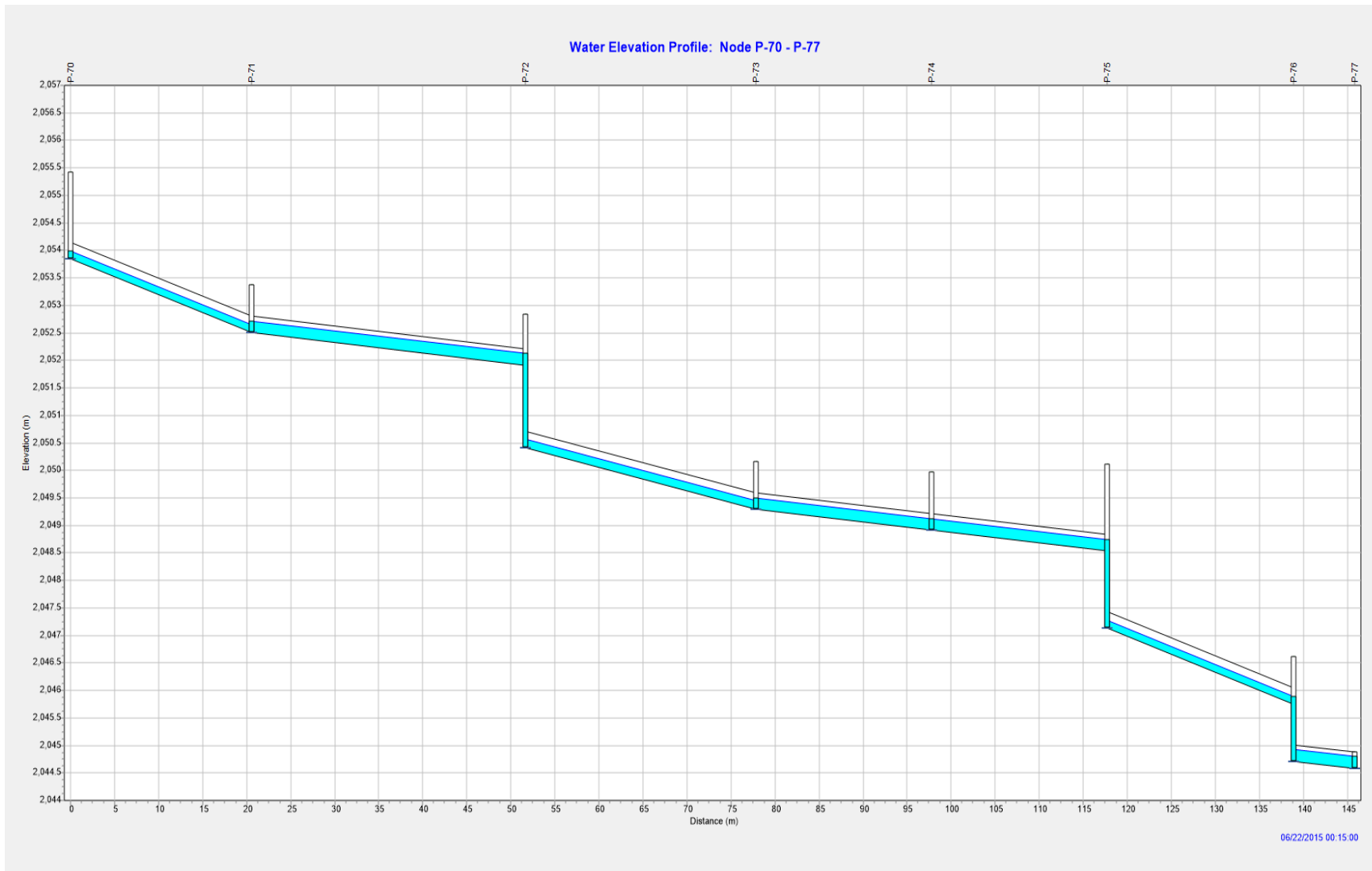


Figura 4.43 Perfil topográfico del SAP. Tramo P-70 a P-77. Unidades metros.

CONCLUSIONES



En el caso particular del fraccionamiento Sierra Azul, se pudo llegar a las siguientes conclusiones con respecto a la hidrología, la modelación hidrodinámica y el diseño del colector pluvial.

El estudio hidrológico que para su elaboración incluye la delimitación de la cuenca, la geomorfología de la cuenca, la geomorfología de la red de drenaje, el estudio climatológico y finalmente la obtención del caudal, permitió obtener a través de diversos métodos los caudales generados por las dos subcuencas, con esos datos obtenidos se puede observar que la urbanización tiene un gran impacto en el comportamiento hidrológico de la cuenca. Las **Tablas 2.67 y 2.68** presentan los gastos picos para las subcuencas urbanas A y B respectivamente, para una lluvia con periodo de retorno de 25 años, en ellas pueden observarse los altos caudales picos que pudieran generarse producto de la lluvia.

Otro impacto de la urbanización es la disminución del tiempo de concentración en las cuencas. La comparativa de las **Tablas 2.44, 2.45 y 2.48** es prueba suficiente de esta aseveración.

La comparación de dichas tablas permite concluir que de forma aproximada el tiempo de concentración disminuye a un poco más de la mitad, provocando así que el agua de lluvia que fluye sobre cada subcuenca llegue al punto de interés en menos tiempo al que originalmente tardaba en llegar y, consecuentemente, se genera un aumento del gasto.

Referente a la modelación hidrológica e hidráulica, la aplicación del modelo hidrodinámico EFDC EXPLORER en una zona urbana fue la motivación para la realización de este trabajo.

El modelo hidrodinámico EFDC EXPLORER fue aplicado satisfactoriamente en la zona de estudio, permitió simular variables atmosféricas como la lluvia y, como resultado de la simulación, se identificaron las áreas inundables y la cuantificación del agua acumulada en dichas áreas. Los volúmenes obtenidos posteriormente se utilizaron para la obtención de gastos de diseño de un colector pluvial.

El uso de modelos numéricos representa una alternativa en la metodología “tradicional” del diseño de colectores pluviales, puesto que permite ahorrar una cantidad significativa de tiempo y trabajo en la obtención de los gastos de diseño al ya no hacer la detección de la dirección del escurrimiento junto a estudios hidrológicos para las microcuencas de las zonas urbanas. Además, el uso de los modelos permite tener un panorama más general de la zona de estudio y no un enfoque puntual como lo aborda la metodología tradicional.

Los volúmenes de agua acumulados (para después obtener los gastos de diseño) generados por el modelo fueron acordes en magnitud a los que se obtienen por la metodología “tradicional”, por tanto, se valida la confiabilidad de los resultados generados por el modelo.

El EFDC EXPLORER, así como otros modelos hidrodinámicos, tiene un gran potencial para analizar diversos casos de estudio. Este modelo como ya se ha dicho, permite ser usado para realizar análisis hidrodinámicos y de calidad de agua a cuerpos de agua, tales como los ríos, lagos, reservorios, estuarios y zonas costeras.

Para solucionar el problema de inundación, se propuso la implementación de un colector pluvial. Se hizo el diseño del colector pluvial (diseño hidrológico) respetado para cada uno de sus elementos las consideraciones respectivas (CONAGUA, 2015) y las recomendaciones de diseño (Campos, 2015). De esta forma se garantizó un funcionamiento hidráulicamente óptimo del sistema de alcantarillado pluvial.

Finalmente, se utilizó el modelo dinámico EPA SWMM, el cual permitió observar el comportamiento interno del agua en los colectores pluviales. Las tuberías deben trabajar por debajo del 75-80% de su capacidad, y la velocidad de diseño debe estar en el rango para la tubería PEAD de 0.3 – 5.0 m/s. Los pozos de visita no presentan sobresaturación de agua, garantizando así que no habrá salida de agua a las calles por medio de ellos.

De los datos obtenidos por diseño y después introducidos al SWMM, fueron comparados y al ser analizados se observó semejanza entre ellos (velocidades, niveles de agua, caudales, etc.) concluyendo entonces en que el SWMM es un software de alta confiabilidad. Es una herramienta muy útil que auxilia enormemente a técnicos y proyectistas en el diseño de colectores pluviales.

ANEXO 1

El modelo

EFDC EXPLORER

Tutorial básico

A1.1 Introducción

Este anexo es un tutorial básico destinado a explicar el uso y la configuración del modelo EFDC EXPLORER. Desde marzo de 2016 la empresa Dynamics Solutions International (DSI) lanzó al mercado la versión 8.0 del EFDC EXPLORER, que es la versión utilizada en la realización del presente tutorial.

Como ya se mencionó en el capítulo tres, el modelo EFDC EXPLORER resuelve el sistema de ecuaciones diferenciales (Shallow water equations) utilizando un esquema de diferencias finitas y un modelo de turbulencia de orden 2.5 de Mellor – Yamada.

Dentro del tutorial se utilizarán dos ejemplos:

1. La configuración del modelo (utilizando parámetros atmosféricos) aplicado al fraccionamiento Sierra Azul en la ciudad de San Luis Potosí, México.
2. La configuración del modelo (utilizando condiciones iniciales y de frontera) aplicado al río Magdalena en Barranquilla, Colombia.



Figura A1.1 Pantalla de bienvenida al EFDC EXPLORER 8.0

A1.1.1 Especificaciones mínimas para ejecutar el modelo

- Windows 7 o posterior en 32 o 64 bits.
- Procesadores modernos Intel i5 o i7 o sistemas Xeon.
- Memoria RAM mínima de 4GB. (se recomiendan 8 GB para resultados más rápidos).

A1.2 Configuración del modelo para su aplicación al fraccionamiento Sierra Azul

A1.2.1 Generación de la malla

1.- Abrir el EFDC Explorer. Aparecerá la interfaz mostrada en la **Figura A1.2**

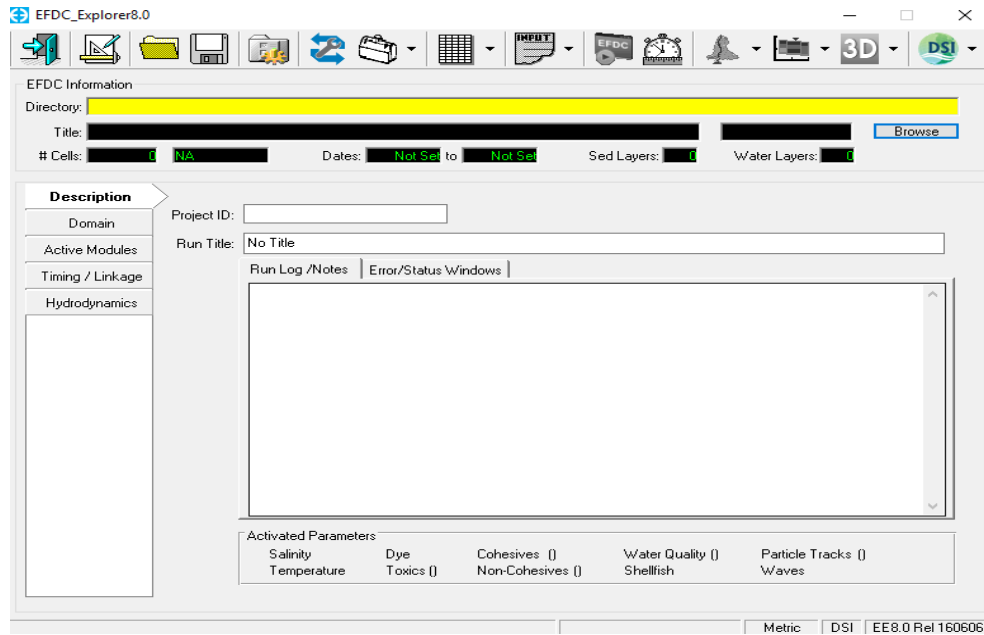


Figura A1.2 Interfaz general del usuario.

2.- Dar click en el botón “generar nuevo modelo” (Figura A1.2A).

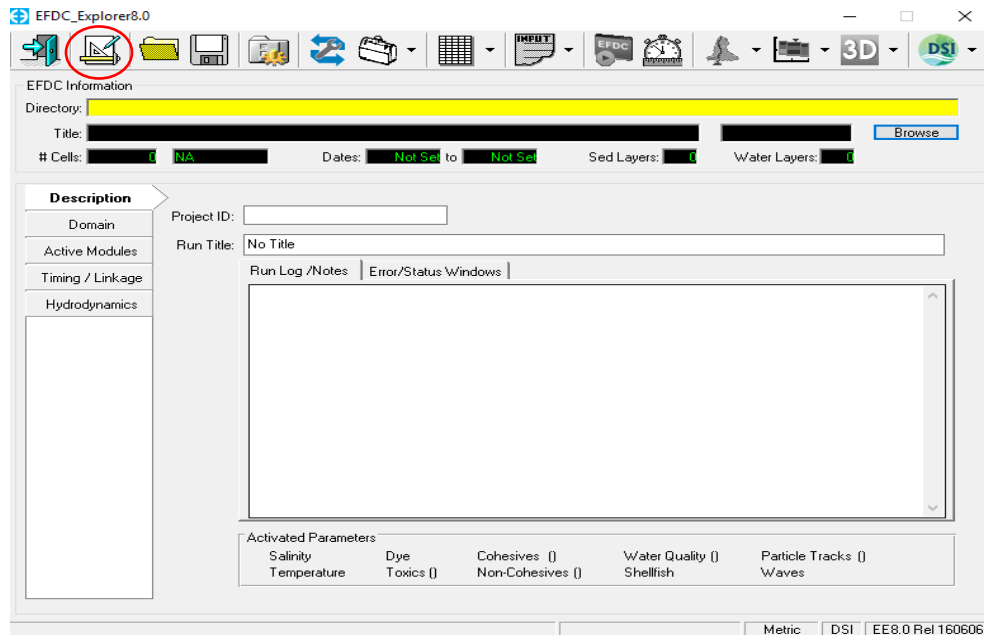


Figura A1.2A Interfaz general del usuario. Botón de generación de malla.

3.- En la ventana que aparece (Figura A1.3) introducir la información necesaria para la generación del mallado.

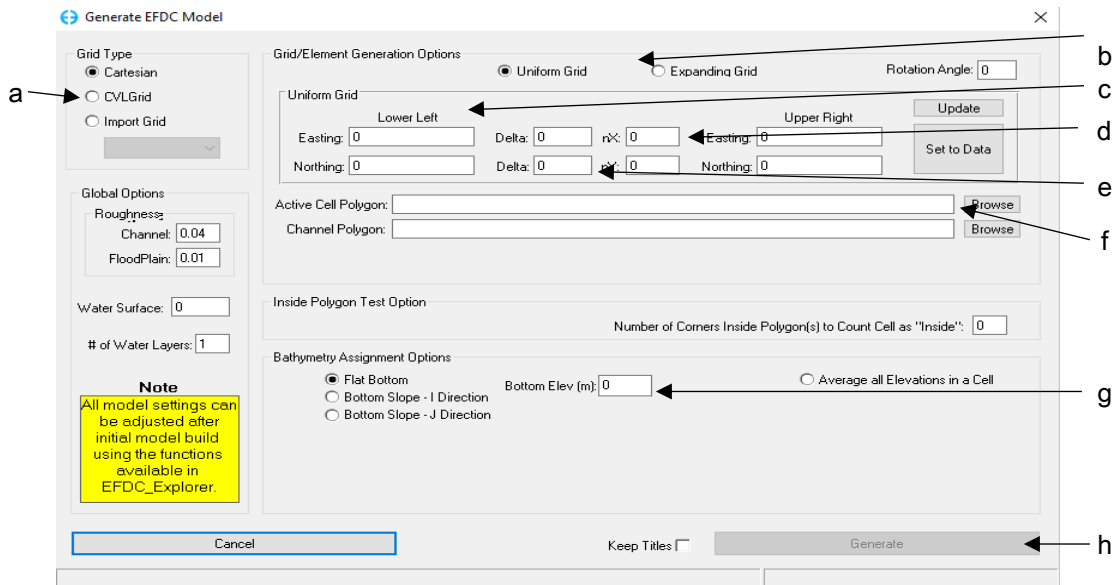
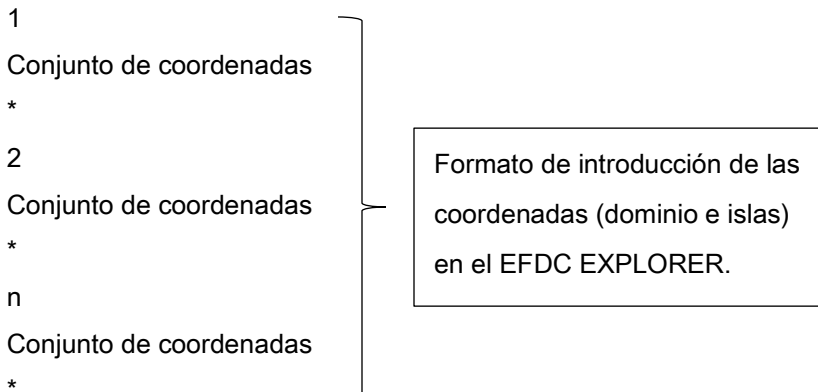


Figura A1.3 Ventana para la generación del mallado.

La información del dominio en estudio deberá de leerse utilizando el botón "Set to Data". Como ya se dijo, el objetivo de la discretización espacial es construir una malla por medio de la cual, el dominio físico continuo será reemplazado por un número finito de puntos, donde en ellos los valores numéricos serán determinados.

Con esto en mente, el usuario deberá tener en un archivo de texto las coordenadas (x,y) que conforman al contorno del dominio físico en estudio (las coordenadas en este trabajo están basadas en un ITRF 2008 época 2010 del INEGI).

Si, además, el dominio de estudio lleva celdas inactivas (en cuerpos de agua se le denominan islas o en zonas urbanas a lugares donde no escurre el agua, como las casas) estas deben ser integradas al archivo donde se encuentra el contorno del dominio físico. El formato es el siguiente:



El grupo 1 corresponde a las coordenadas del contorno del dominio físico, del grupo 2 al grupo “n” corresponden a las coordenadas de las celdas inactivas. Para cerrar un grupo debe usarse un asterisco (*). La extensión del archivo de texto admitido por el EFDC EXPLORER es .p2d

De la **Figura A1.3** se explican sus componentes:

- a. Selección del tipo de mallado. Las opciones que presenta son: cartesiana, Malla CVL o importar una malla. En este trabajo se utilizó una malla tipo cartesiana.
- b. Opciones de generación de malla. La malla uniforme permite dimensiones Δx y Δy constantes a lo largo del mallado (cada uno de este espaciado puede ser distinto). La malla expansible permite enfocarse en algún punto del dominio como vértice para a partir de ahí empezar a generar la malla. Se deberán introducir las coordenadas focales (punto inicial de la expansión del mallado), los delta iniciales y finales además del incremento en que crecerá el espaciado hasta llegar al delta final. Para este trabajo se utilizó una malla uniforme.
- c. Lower left, Lower right. Muestran las coordenadas que servirán para delimitar la dimensión del área de trabajo.
- d. nX,nY. Muestran el número de renglones en que será generada la malla para la dirección horizontal y vertical respectivamente.
- e. Delta (x), Delta (y). Permiten introducir el tamaño del espaciado $\Delta x, \Delta y$.
- f. Active cell polygon. Permite buscar el archivo de texto donde se encuentren las coordenadas del dominio físico de estudio junto con sus celdas inactivas. Al usar esta opción, en la generación posterior de la malla, el modelo presentará el dominio de estudio con sus celdas inactivas.
- g. La opción bottom elev (m) permite introducir un nivel de fondo contante a las celdas del dominio de estudio (esta característica puede ser modificada posteriormente).
- h. Una vez introducido lo anterior, dar click al botón “Generate” para que el modelo genere la malla.

Si después de generada la malla se desea modificar su tamaño ya sea Δx ó Δy ., borrar del cuadro de texto nX, nY la información que en ellos se muestre, modificar Delta(x) y Delta(y) al tamaño deseado y dar click al botón “Update”.

A1.2.2 Visualización de la malla generada

El modelo regresará al usuario a la interfaz general. Dentro del módulo Map se podrá visualizar el mallado generado (Figura A1.4).

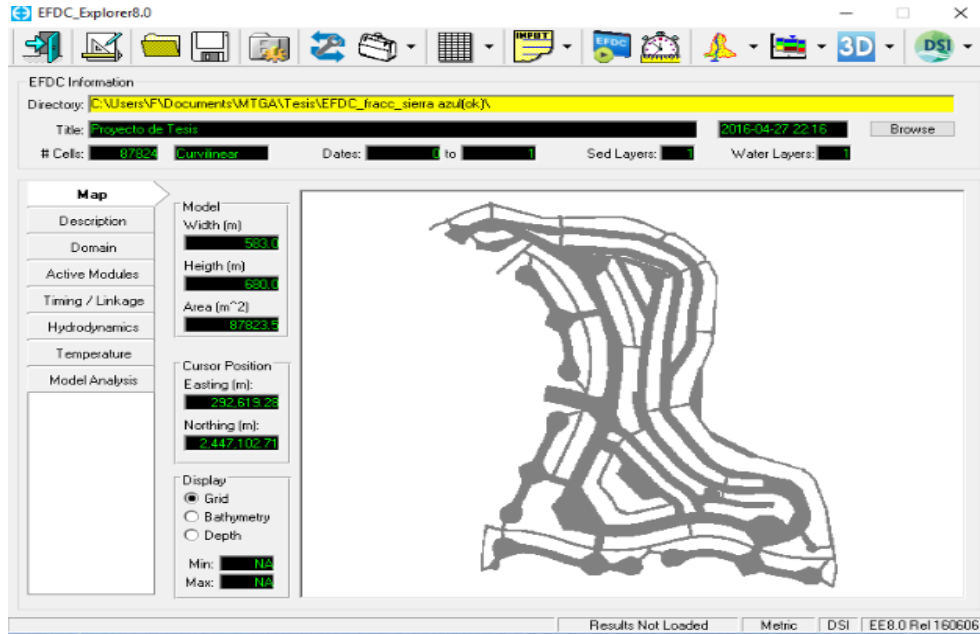


Figura A1.4 Ventana para la visualización de la malla generada (Modulo Map).

A1.2.3 Descripción del modelo

1.- Dar click en el módulo Description (Figura A1.5) Este módulo permite introducir una descripción del proyecto.

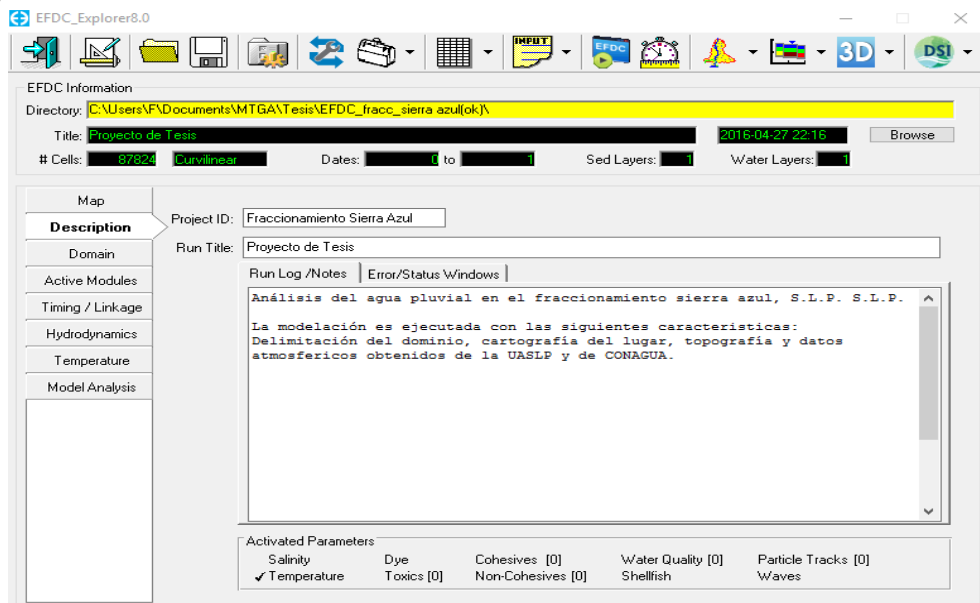


Figura A1.5 Ventana para la descripción del proyecto (Módulo Description).

2.- En el campo Project ID introducir el nombre del proyecto. En Run Title introducir el número de corrida del proyecto. En Run Log/Notes se puede escribir notas referentes a las simulaciones, puede utilizarse como bitácora de cambios hechos al proyecto.

A1.2.4 Módulo “Domain”

Este módulo permite configurar aspectos relativos a la malla.

A1.2.4.1 Pestaña Grid

La pestaña grid permite la selección de la coordenada vertical (Sigma) y la división en capas de agua del dominio de estudio en la dirección vertical. También la asignación de la zona UTM (en caso de así serlo) donde se encuentre el objeto de estudio (Figura A1.6).

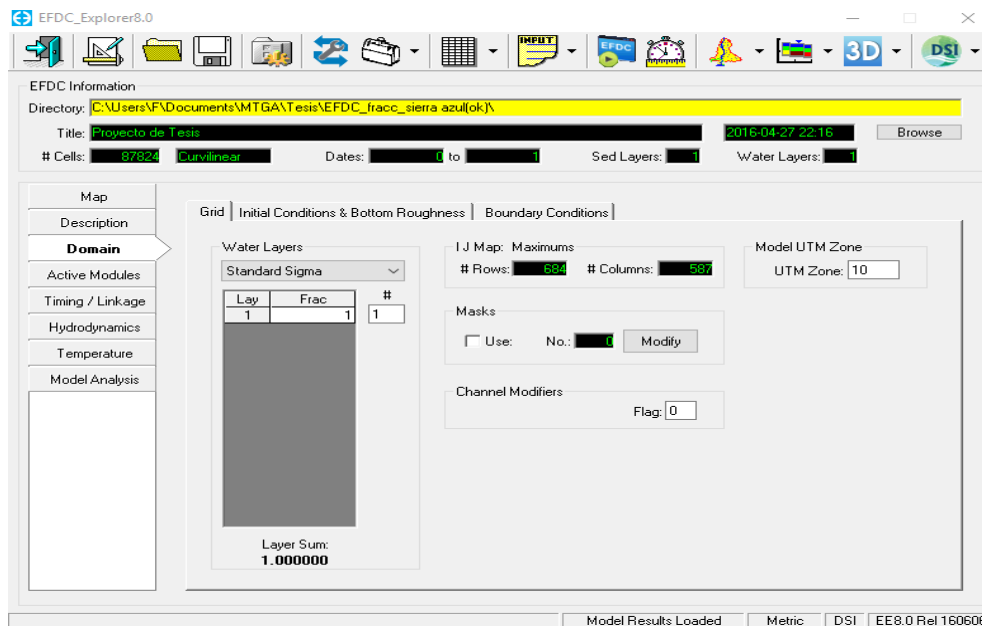


Figura A1.6 Modulo Domain (pestaña Grid).

A1.2.4.2 Pestaña Initial conditions & bottom roughness

Dentro de esta pestaña (Figura A1.7) se asigna lo siguiente:

- Batimetría y/o topografía.
- Nivel del agua.
- Rugosidad en el fondo.

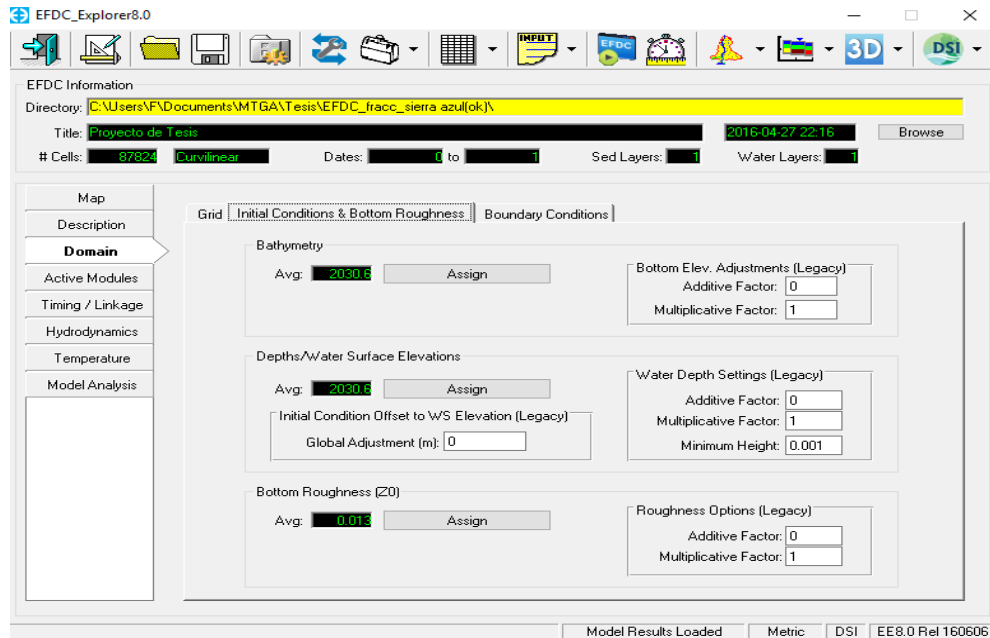


Figura A1.7 Modulo Domain (pestaña Initial conditions & bottom roughness).

El archivo de la batimetría (extensión .p2d) deberá tener las coordenadas (x,y,z) de la posición y la cota batimétrica o topográfica. Dentro de las opciones de la sección batimetría, existe una opción que permite interpolar la información para hacer coincidir ésta con el centroide de cada celda.

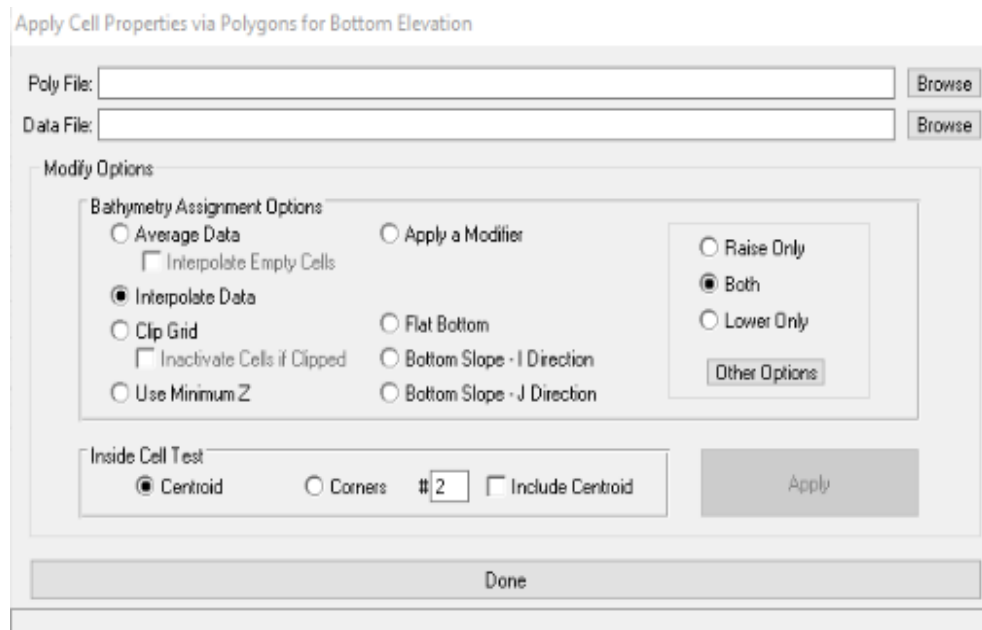


Figura A1.8 Asignación de batimetría.

El campo poly file permite asignar una batimetría específica a las celdas contenidas dentro de una poli-línea. El campo data file permite asignar batimetría y/o topografía a todo el dominio. Seleccionar

el archivo que contiene la información y para finalizar presionar el botón Apply (**Figura A1.8**). Un procedimiento similar se utiliza para asignar los niveles de agua (**Figura A1.9**) y la rugosidad en el fondo (**Figura A1.10**). Si se desea asignar un valor constante de nivel de agua o rugosidad (ver figuras respectivas), utilizar la opción “Use Constant” e introducir el valor deseado. Presionar el botón Apply para finalizar.

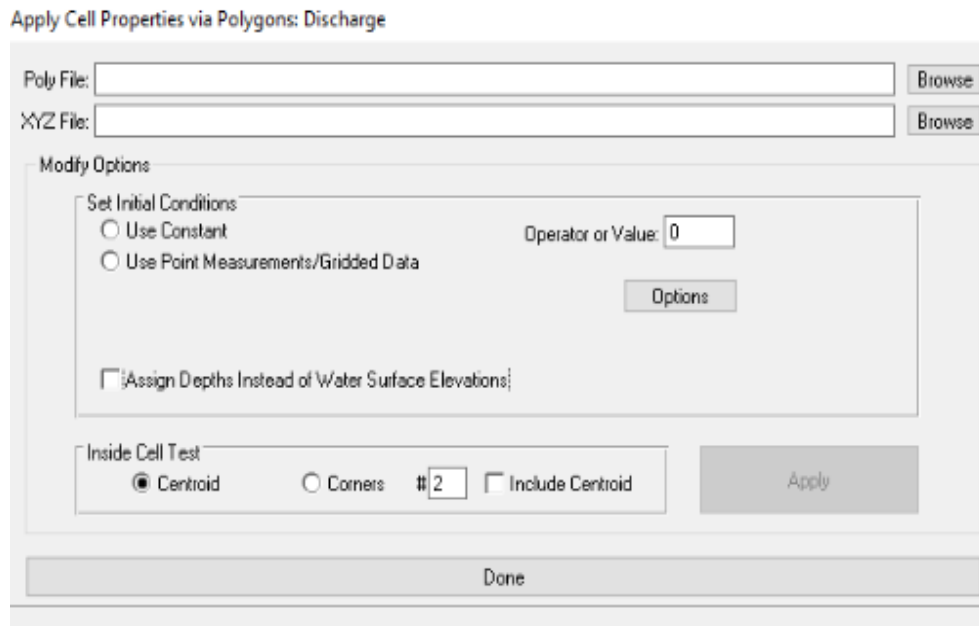


Figura A1.9 Asignación de niveles iniciales de agua.

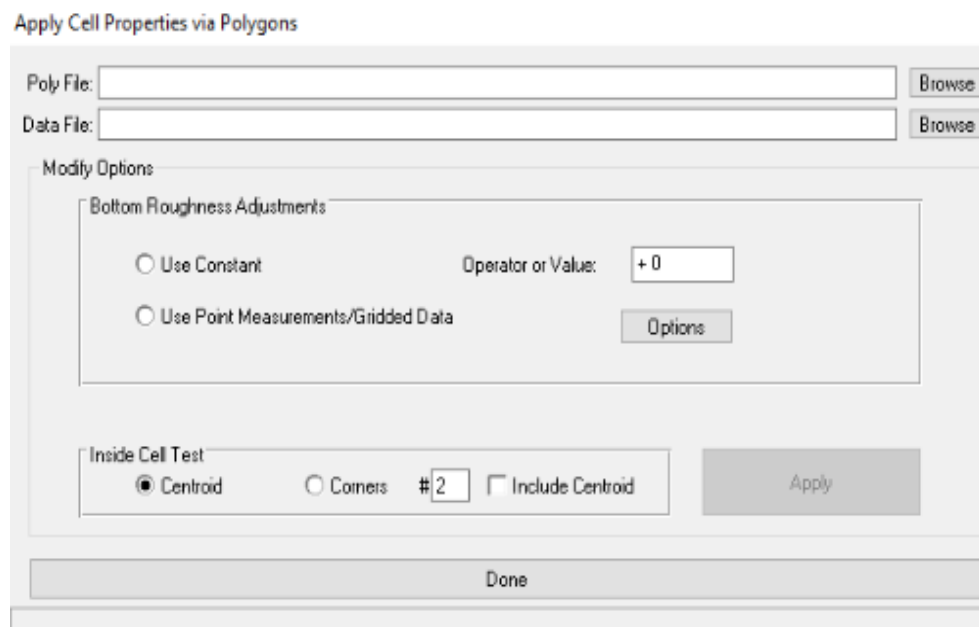


Figura A1.10 Asignación de rugosidad en el fondo.

A1.2.4.3 Pestaña Boundary Conditions

En esta interfaz (Figura A1.11) se configuran las condiciones de iniciales y de frontera dentro del dominio de estudio. EL EFDC EXPLORER permite que las entradas de los valores sean variables en el tiempo, es decir, con el uso de series de tiempo. En este trabajo solo se utilizaron dos condiciones: viento y atmosféricas. Para la edición de las series de tiempo presionar el botón “E” al lado de las etiquetas de “winds” y “atmospheric” respectivamente. En el campo “número de serie” digitar el número “1” para dar nombre y habilitar la edición de la serie (Figuras A1.12 y A1.13).

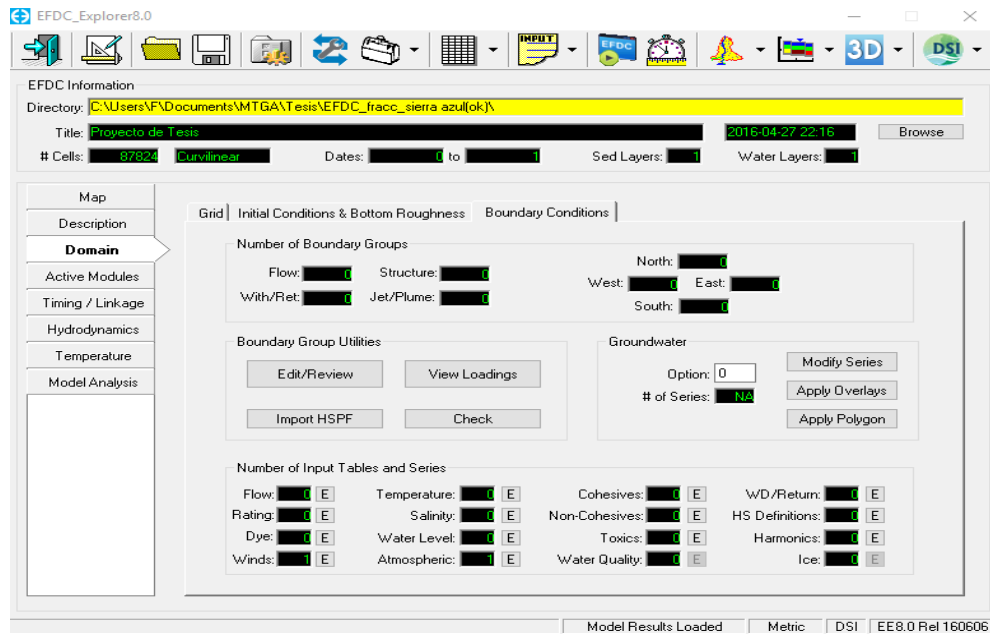
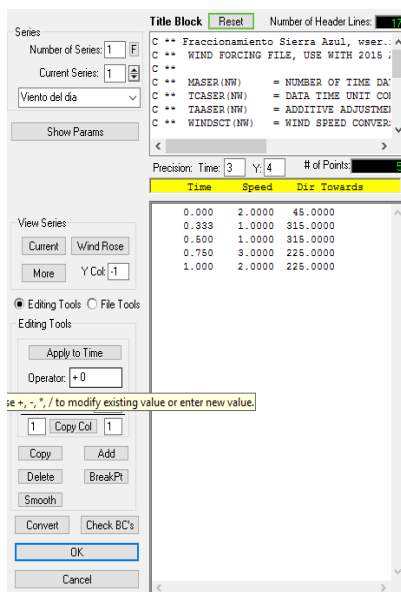


Figura A1.11 Módulo Domain (pestaña Boundary conditions).



La introducción de la información para viento es de la siguiente forma:

Tiempo - Velocidad – Dirección.

Tiempo (en días).

Velocidad (en m/s).

Dirección del viento (en grados).

Figura A1.12 Introducción de información del viento.

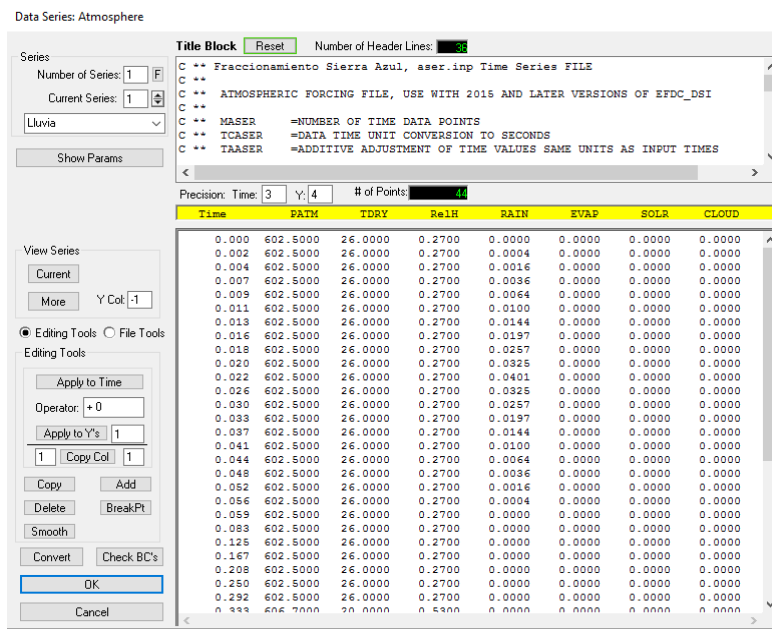


Figura A1.13 Introducción de información atmosférica.

La Introducción de la información atmosférica es de la siguiente forma:

Parámetro: Tiempo – Presión atm – Temp amb – Hum. Rel – Precipitación – Evaporación – Rad. Solar – Nubosidad

Unidad: Días milibar °C % mts/día mts/día Watts/m² %

A1.2.5 Módulo “Active Modules”

Este módulo (Figura A1.14) permite activar otros módulos. Dependiendo del objeto de estudio, el usuario debe activar los módulos necesarios para realizar las actividades particulares del proyecto en cuestión. En este trabajo solo se utilizará como extra el módulo de temperatura.

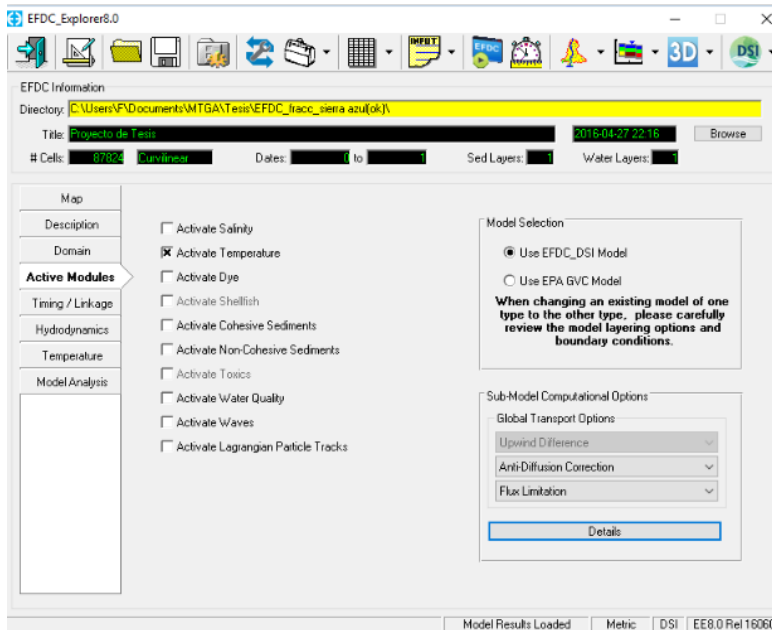


Figura A1.14 Interfaz para la activación de módulos.

A1.2.6 Módulo Timing / Linkage

Este módulo (Figura A1.15) permite la configuración para el tiempo de corrida del modelo.

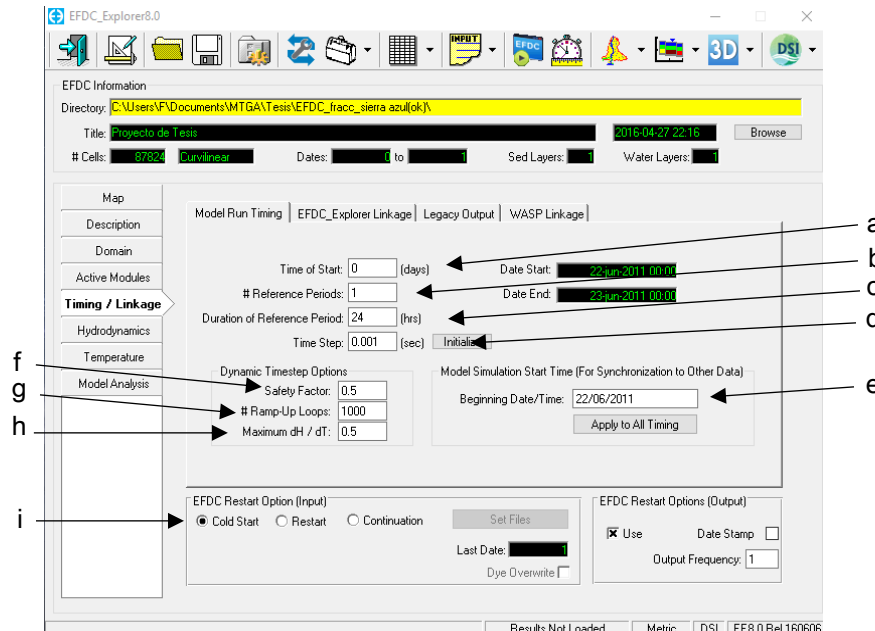


Figura A1.15 Módulo Timing / Linking (pestaña Model Run Timing).

De la Figura A1.15 se explican sus componentes:

- a. Tiempo de inicio de la simulación en días.
- b. Número de referencia del periodo (días a simular).
- c. Duración del periodo de referencia en horas.
- d. Tamaño del paso de tiempo (Δt) en segundos. Al lado del cuadro de texto hay un botón llamado "Initializate". Como opción el modelo genera un Δt estimado basado en el paso de tiempo CFL.
- e. Introducción de la fecha de inicio de la simulación.
- f. Factor de seguridad. Si es cero utiliza un paso de tiempo fijo, si mayor a cero se permite un paso de tiempo dinámico.
- g. Número de iteraciones iniciales para mantener el paso de tiempo como constante durante el arranque de la simulación.
- h. Es el criterio del cambio de profundidad con respecto al paso de tiempo dinámico. Si es cero el EFDC ignora el criterio. Si es mayor que cero se activa este criterio para determinar el paso de tiempo dinámico.
- i. Opciones de reinicio. Permiten iniciar desde un inicio o un tiempo interrumpido.

A1.2.7 Módulo “Hydrodynamics”

La Figura A1.16 muestra el modulo que permite configurar características del modelo como opciones de turbulencia, mojado y secado de las celdas, solución numérica y la incorporación del efecto de la vegetación en el modelo.

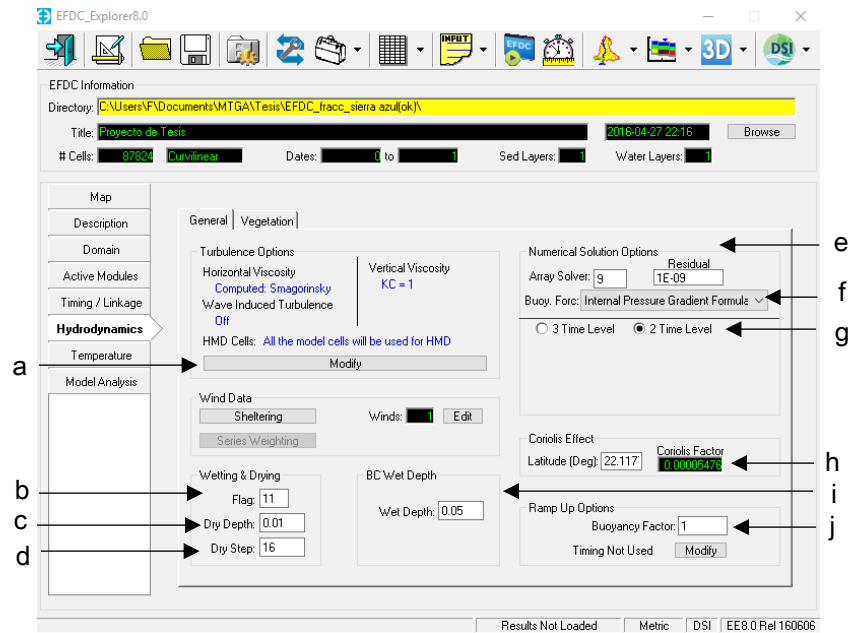


Figura A1.16 Módulo Hydrodynamics (pestaña General).

De la Figura A1.16 se explican sus componentes:

- Permite modificar las opciones relativas a la modelación de la turbulencia.
- Especifica la “bandera” del secado y mojado de las celdas (para información detallada referirse a la tarjeta C5 del archivo maestro efdc.inp).
- Profundidad a la cual la celda o el flujo en alguna dirección se seca.
- Número mínimo de pasos de tiempo en la que una celda permanece seca después del secado inicial. (para información detallada referirse a la tarjeta C7 del archivo maestro efdc.inp).
- Especifica la opción de solución utilizando el método del gradiente conjugado (para información detallada referirse a la tarjeta C3 del archivo maestro efdc.inp).
- Permite seleccionar las opciones internas de las forzantes de flotabilidad.
- Selección entre un esquema de integración nivel de tiempo 2 o 3.
- Latitud del punto medio del dominio de estudio.
- Profundidad en la cual las salidas de agua en las celdas son desactivadas.
- Selección de la influencia del coeficiente de flotabilidad (tarjeta C46, archivo efdc.inp).

A1.2.8 Módulo Temperatura

Este módulo (**Figura A1.17**) permite el uso del archivo aser.inp el cual contiene la información de los parámetros atmosféricos necesarios para la simulación de la escorrentía en el proyecto.

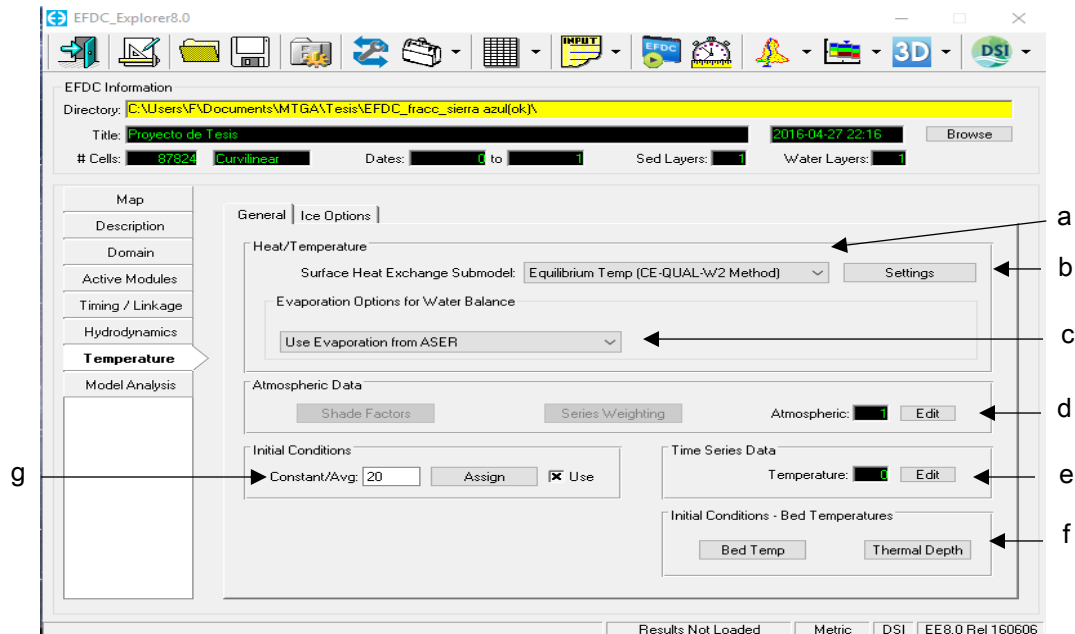


Figura A1.17 Módulo Temperature (pestaña General).

De la **Figura A1.17** se explican sus componentes:

- a. Selección del submodelo de intercambio de calor en la superficie.
- b. Especificación de factores de la superficie y del fondo del intercambio de calor, dependen del submodelo elegido por el usuario.
- c. Selección de las opciones de evaporación para el balance hídrico.
- d. Permite la introducción de los datos atmosféricos.
- e. Introducción de serie de tiempo para la temperatura.
- f. Aplicación de condiciones iniciales para la temperatura basal.
- g. Introducción de la temperatura inicial del agua, puede ser para una sola capa o varias capas de agua.

A1.2.9 Revisión del dominio

Para revisar el contexto del dominio discretizado, dar click en el botón vista en 2D de la malla. Este botón se encuentra en la interfaz general del usuario (**Figura A1.2B**). Utilizar el submenú del botón y seleccionar la opción ver condiciones iniciales.



Figura A1.2B Interfaz general del usuario. Botón de vista 2D de la malla.

Al presionar el botón aparece la siguiente interfaz (Figura A1.18):

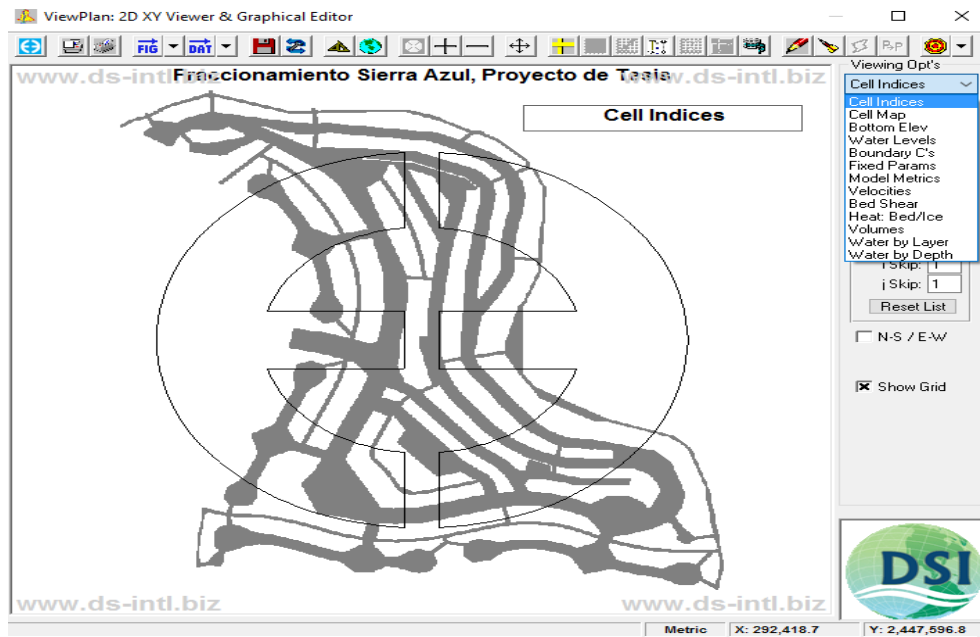


Figura A1.18 Interfaz para visualización de la malla en 2D.

En la **Figura A1.18** se puede observar un submenú en la parte superior derecha, a continuación, una breve explicación de sus características.

Cell Indices: Permite ver el par de coordenadas asignadas a cada celda.

Cell Map: Muestra las celdas que comprenden el dominio discretizado.

Bottom Elevation: Muestra los niveles batimétricos o topográficos según sea el caso para cada celda del dominio en estudio.

Water Levels: Esta opción presenta varias características referentes a los niveles de agua en las celdas, algunas de ellas son profundidad, elevación, mojado y secado, carga total.

Condiciones de frontera: Permite la asignación de condiciones frontera a una o varias celdas, algunos tipos son flujos, estructuras hidráulicas, fronteras abiertas, salidas / regresos y jet.

Parámetros fijos. A cada celda se le puede asignar parámetros como la rugosidad en el fondo, ángulo de rotación de las celdas, factores de oscurecimiento y conectores de celdas.

Métricas del modelo: muestra el paso de tiempo mínimo y máximo para cumplir con la condición CFL, el número de Courant, la desviación ortogonal, la celeridad, el número de Froude y el de Reynolds.

Velocidades: Permiten visualizar los vectores y la magnitud de la velocidad, la velocidad vertical y el gasto.

Esfuerzos de corte en el fondo: Dependiendo de los módulos activados, es posible ver distintos esfuerzos de corte en el modelo.

Características restantes: temperatura, volúmenes, agua por capa y agua por nivel.

La barra de herramientas (**Figura A1.18A**) debajo de la barra de título muestra varias opciones que el usuario puede utilizar para ajustar el modelo o extraer información de él. Algunas opciones son: impresión, exportación de gráficos y datos, inserción de imagen georreferenciada de fondo, conversión de fechas y unidades, zoom, perfiles, series de tiempo, estadísticas, creación de poli - líneas, entre otros.



Figura A1.18A Barra de herramientas para ajuste del modelo.

A1.2.10 Ejecución de la simulación

Una vez que el modelo esté preparado, prosigue ahora su ejecución. Para esto, basta dar click en el botón mostrado en la **Figura A1.2C** para entrar a la etapa Solver del modelo.



Figura A1.2C Interfaz general del usuario. Botón "correr EFDC".

Solo queda esperar que los recursos computacionales resuelvan las ecuaciones gobernantes para poder visualizar los resultados de la simulación. La **Figura A1.19** muestra la pantalla de ejecución del Solver.

```

-----
TRIAL VERSION OF EFDCPlus IS USED
-----
SETTING EXCEPTION TRAPS
-----
          EEEEEEEEE   FFFFFFFF   DDDDDDD   CCCCCCCC
          EEE         FFF         DDD   DD   CCC   CC   +
          EEE         FFF         DDD   DD   CCC   CC   +
          EEEEEEEEE   FFFFFFFF   DDD   DD   CCC   ++++++
          EEE         FFF         DDD   DD   CCC   CC   +
          EEE         FFF         DDD   DD   CCC   CC   +
          EEEEEEEEE   FFF         DDDDDDDDD CCCCCCCC
-----
ENVIRONMENTAL FLUID DYNAMICS CODE
ORIGINALLY DEVELOPED BY JOHN M. HAMRICK
-----
EFDC+  BY DYNAMIC SOLUTIONS-INTERNATIONAL, LLC
        VERTICAL LAYERING WITH SIGMA OR SIGMA-ZED
        MULTI-THREADED VERSION USING OpenMP
        WITH SEDZLJ, HYDROKINETIC DEVICES (SNL),
        LAGRANGIAN PARTICLE TRACKING AND RPEM SUB-MODELS
-----
        EFDC_EXPLORER 8.0 SIGMA-ZED (SGZ) VERSION
        VERSION DATE: 01 JUN 2016
-----
This EFDCPlus Run used: 4 thread(s)
-----
SCANNING INPUT FILE: EFDC.INP
SCANNING INPUT FILE: ASER.INP
SCANNING INPUT FILE: WSER.INP
ALLOCATING ARRAYS
ZEROING REAL ARRAYS
ZEROING INTEGER ARRAYS
READING THE MAIN EFDC CONTROL FILE: EFDC.INP
DEBUG OFF
READING CELL.INP
READING CELLT.INP
READING OXDY.INP
READING TEMP.INP
READING ASER.INP
    
```

Figura A1.19 Solver del EFDC +.

A1.2.11 Visualización de los resultados

Una vez terminada la etapa Solver, el modelo contará con los resultados de la simulación. Queda a cargo del usuario su revisión y su posterior interpretación.

Para acceder a ellos, entrar nuevamente a la visualización de la malla (Figura A1.2B) pero seleccionando del submenú la opción “View Model Results”.

Ya dentro de la interfaz se puede ver el resultado de la simulación (para la opción de vista seleccionada) con ayuda de una animación, la cual permitirá ver lo que ocurre en la simulación al pasar el tiempo. La animación puede ser dentro de la propia interfaz o pedir al modelo que la exporte en un archivo AVI para visualizarla en algún reproductor de videos externo.

Otra herramienta muy útil es el extractor de información, con el cual se puede generar perfiles y series de tiempo del lugar en interés del dominio (Figura A1.18B).



Figura A1.18B Barra de herramientas. Botones para visualización de resultados.

A1.3 Configuración del modelo para su aplicación al río Magdalena

El siguiente ejemplo mostrará el análisis hidrodinámico con el que se podrá observar el comportamiento de las líneas de corriente en un tramo del río Magdalena en Colombia. La **Figura A1.20** muestra la localización del río Magdalena.



Figura A1.20 Localización del río Magdalena.

Para esto se cuenta con la siguiente información:

- Caudal del río de 4312.00 m³/s.
- Zona de interés del río (dominio físico)
- Batimetría de la zona de interés.

Con ayuda del EFDC EXPLORER, se podrá analizar la hidrodinámica del río.

A1.3.1 Generación de la malla en el tramo de interés del río Magdalena

Para esto habrá que generar el mallado de la zona de interés. Se utilizará el procedimiento descrito en las secciones A1.2.1 (generación de la malla) y A1.2.4 (introducción de la batimetría, nivel de agua y rugosidad del fondo).

Las coordenadas utilizadas para la generación de la malla utilizan el Datum MAGNA-SIRGAS, el cual es el Datum oficial en Colombia.

La **Figura A1.21** muestra el tramo del río discretizado, y la **Figura A1.22** muestra la malla de análisis del tramo de interés.

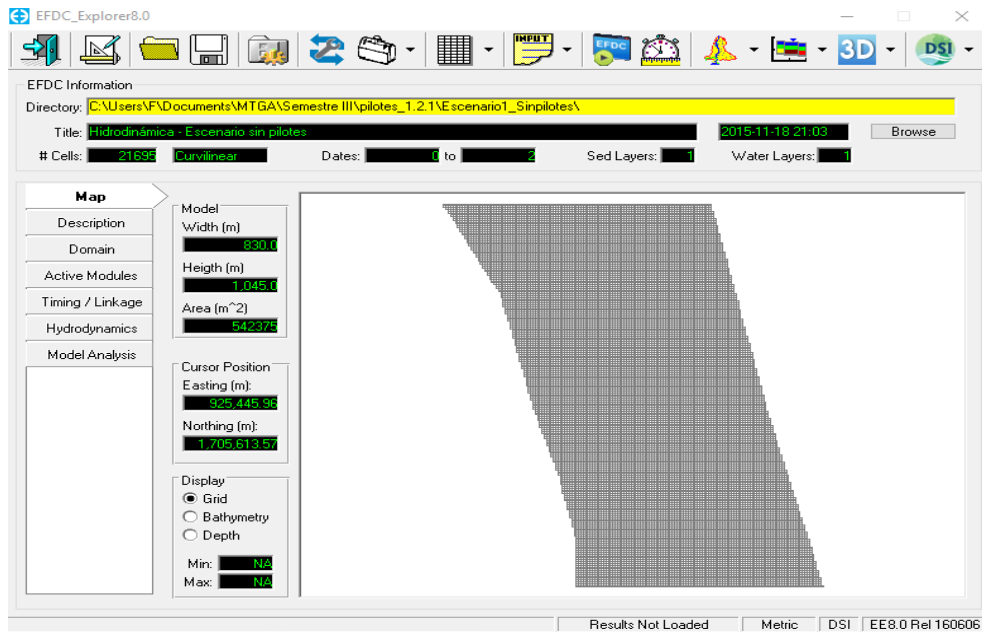


Figura A1.21 Tramo del río Magdalena discretizado.



Figura A1.22 Mallado del tramo de interés del río Magdalena. Fuente: Google Earth.

La malla numérica utilizada para realizar las simulaciones tiene un $\Delta X = \Delta Y = 5.0$ m, quedando con 113 elementos en la dirección X y 192 elementos en la dirección Y, dando un total de 21696 elementos (Figura A1.21).

A1.3.2 Asignación de batimetría, nivel de agua y rugosidad en el fondo

En el módulo Domain (sección A1.2.4):

-Pestaña Grid

Se decidió trabajar con una sola capa de agua.

-Pestaña Initial Conditions & Bottom Roughness

Se editó el nivel de agua inicial (marcar la casilla “Assign Depths Instead of Water Surface Elevations”) utilizando el valor de la máxima profundidad (16.4 metros) y se editó la rugosidad con un valor de 0.025 para el fondo del río.

La altura mínima en la parte Water Depth Settings (Legacy) escogida fue de 0.001, esta parte también se encuentra en la misma pestaña.

También se introdujo la batimetría. La **Figura A1.23** muestra la variación batimétrica en el tramo de interés del río Magdalena. La profundidad mínima es de 1.4 metros y la máxima de 16.8 metros.

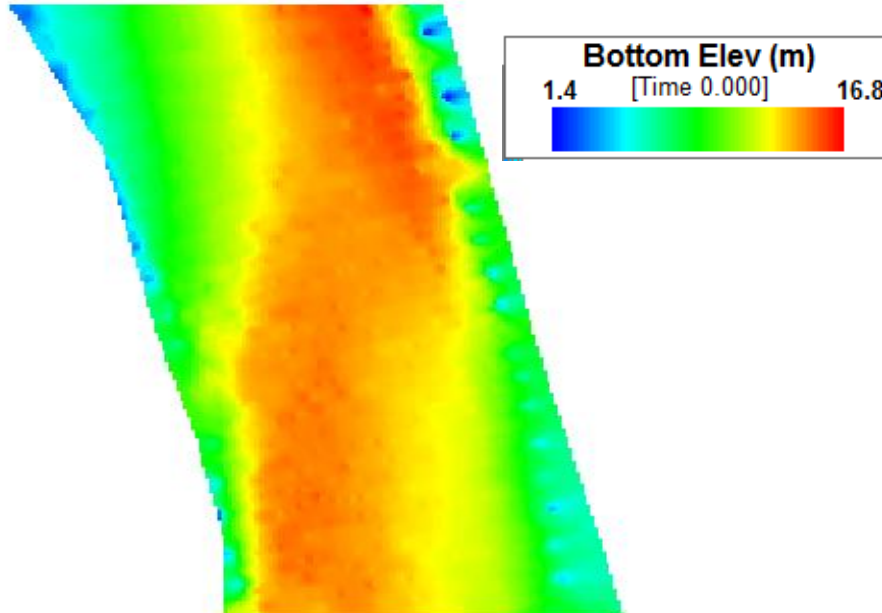


Figura A1.23 Variación batimétrica en el tramo de interés del río Magdalena.

A1.3.3 Forzantes y condiciones de frontera

El caudal del río se utiliza como forzante hidrodinámica en la frontera aguas arriba y como condición de frontera aguas abajo del dominio de estudio se utilizó una frontera abierta, permitiendo que el flujo del río siga su curso (Figura A1.24).

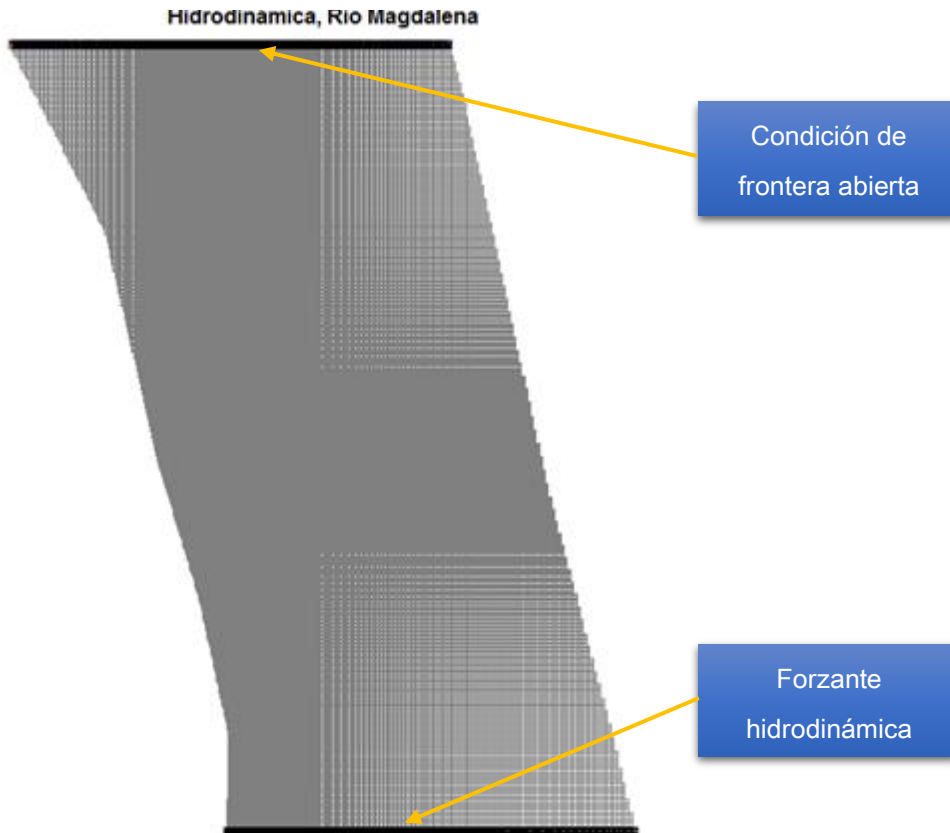


Figura A1.24 Forzante hidrodinámica y condición de frontera abierta.

A1.3.4 Configuración de las forzantes y condiciones de frontera

- 1.- Entrar a la interfaz "Vista 2D de la malla".
- 2.- Utilizar el botón actívale polyline tools. Dibujar una poli-línea para la totalidad de la franja superior y también para la franja inferior del dominio. Guardar ambas poli-líneas.
- 3.- Seleccionar la opción condición de frontera (Boundary C's).
4. Agregar una condición inicial de flujo (**Figura A1.25**). Para esto habilitar la edición del dominio, posicionarse en la primera celda inferior izquierda, dar click derecho del mouse y en el submenú que aparece utilizar la opción "New". Después dar nombre al grupo y finalmente seleccionar la opción 1 (Flow).

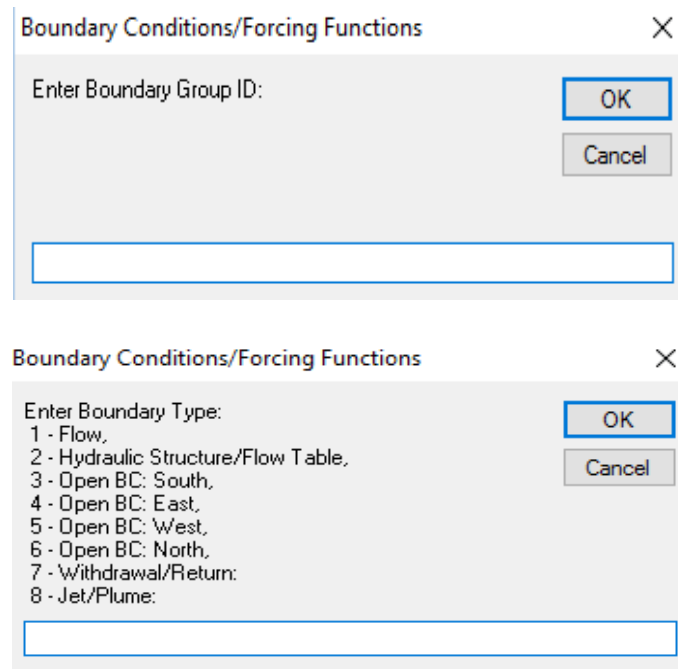


Figura A1.25 Selección del tipo de condición de frontera / forzantes.

- 5.- Introducir el caudal constante de 4312.00 m³/s. Habrá que distribuirlo a lo largo de la franja inferior del dominio de estudio. En el paso "g" de la explicación de la **Figura A1.25** se detalla el procedimiento para realizar la distribución del caudal.

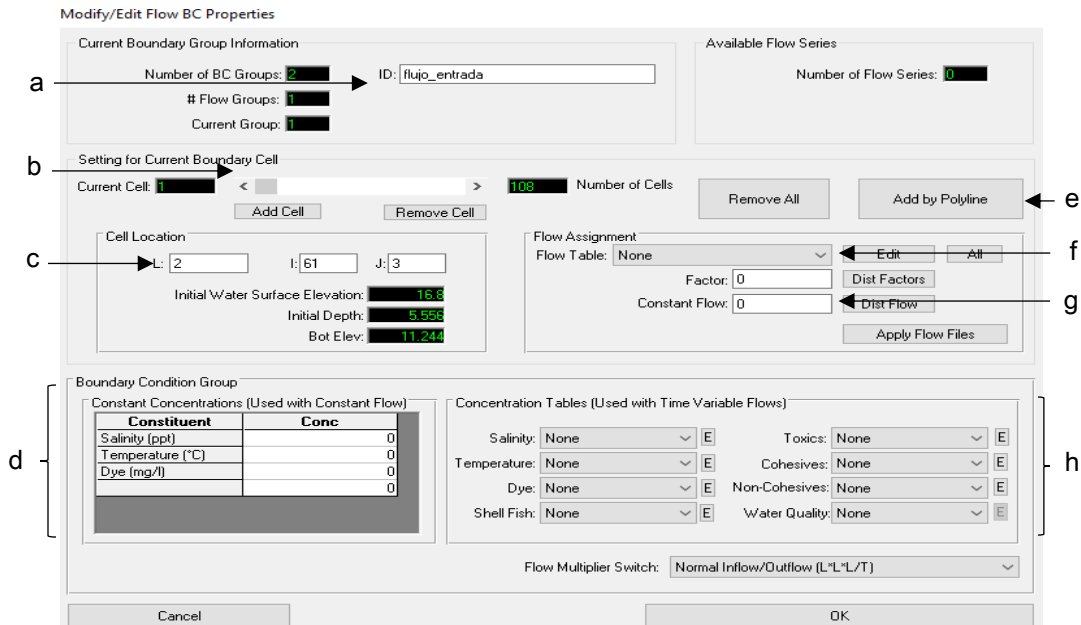


Figura A1.25 Ventana de edición de la condición de frontera para caudal.

De la Figura A1.25 se explican sus componentes:

- a. Nombre identificador de la condición de frontera.
- b. Muestra la celda actual donde se utilizará y/o editará una condición de frontera.
- c. Localización de la celda de acuerdo a su posición de renglones y columnas del dominio.
- d. Concentraciones constantes de la condición de frontera, se debe utilizar cuando existe un flujo constante.
- e. Adición de poli-línea. Selecciona un grupo de celdas delimitados por una poli-línea.
- f. Permite la introducción de serie de tiempo para caudal (hidrograma).
- g. Permite introducir un flujo constante en la celda elegida como condición de frontera. En el caso de que el flujo constante deba ser distribuido en varias celdas, utilizar el botón "Dist Flow" para realizar la acción. Previamente se debieron asignar las celdas en las que se distribuirá el flujo con ayuda de la poli-línea. La Figura A1.26 muestra el resultado de la distribución del caudal en las celdas.
- h. Cuando exista un flujo variable en el tiempo, se deberán agregar las concentraciones igualmente variables en el tiempo en esta sección.



Figura A1.26 Representación icónica de condición de frontera para caudal distribuido.

6.- Finalmente asignar las condiciones de frontera abierta al dominio de estudio para permitir la continuación del flujo. Se recomienda utilizar este tipo de frontera en un lugar alejado de la zona de interés.

7.- Realizar un procedimiento similar para asignar la condición de caudal, pero ahora para la condición de frontera abierta, utilizando la opción 6 (**Figura A1.25**) en dirección norte. Colocar la condición de frontera norte abierta en la primera celda superior izquierda. Revisar para este tipo de condición que la celda tenga contacto con una celda en la dirección opuesta al de la condición de frontera. La **Figura A1.28** muestra el resultado de asignación de frontera norte en la franja de celdas elegidas.

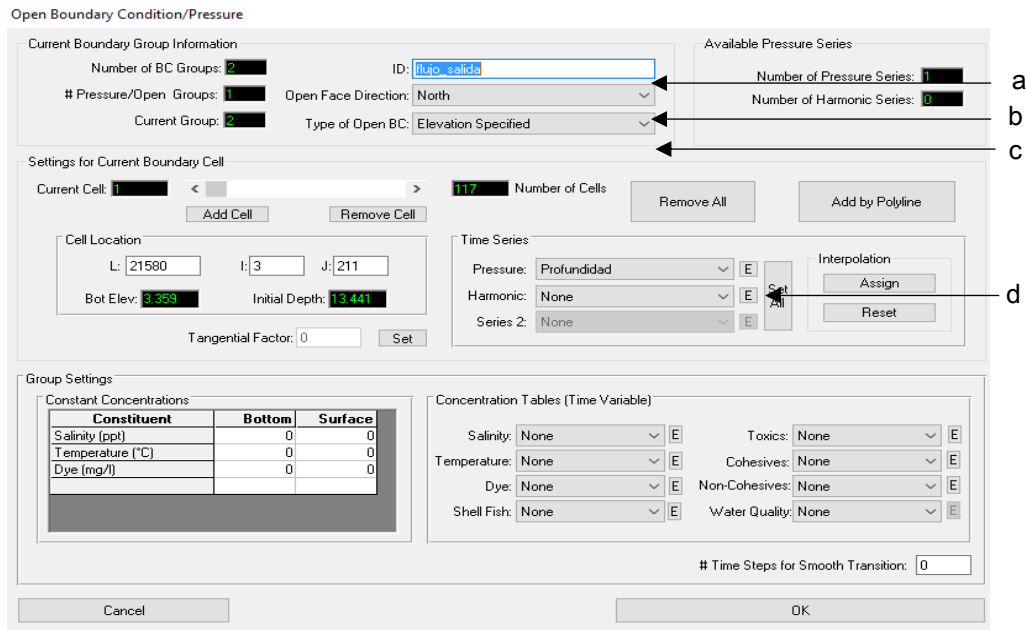


Figura A1.27 Ventana de edición de condición de frontera abierta.

De la **Figura A1.27** se explican algunos de sus componentes:

- Nombre identificador de la condición de frontera abierta.
- Selección de la dirección para la frontera abierta.
- Selección del tipo de frontera abierta.
- Asignación de series de tiempo para las condiciones conocidas de presión y/o armónicas. Si se desea que otras celdas con este tipo de condición de frontera tengan las mismas propiedades presionar el botón “Set to all”.



Figura A1.28 Representación icónica de la condición de frontera abierta dirección norte.

A1.3.5 Visualización de los resultados producto de la modelación hidrodinámica

Una vez terminada la configuración del modelo y después de haber hecho los ajustes necesarios, prosigue preparar el Solver del EFDC EXPLORER. Para esta simulación se utilizaron las siguientes consideraciones (**Tabla A1.1**):

Tabla A1.1 Datos iniciales para la realización de la modelación.

Parámetro	Valor
Caudal (m ³ /s)	4312
Velocidad del flujo (m/s)	Variable según caudal
Coefficiente de Manning	0.025
Incremento temporal, Δt (s)	0.01
Tiempo de simulación (d)	2

Una vez terminada la solución numérica de las ecuaciones gobernantes, se podrán visualizar los resultados de la simulación hidrodinámica. Acceder a la visualización de la malla 2D (**Figura A1.2B**) y analizar los resultados producidos. Utilizando el extractor de resultados se presentan algunos resultados en las **Figuras A1 29-31**.

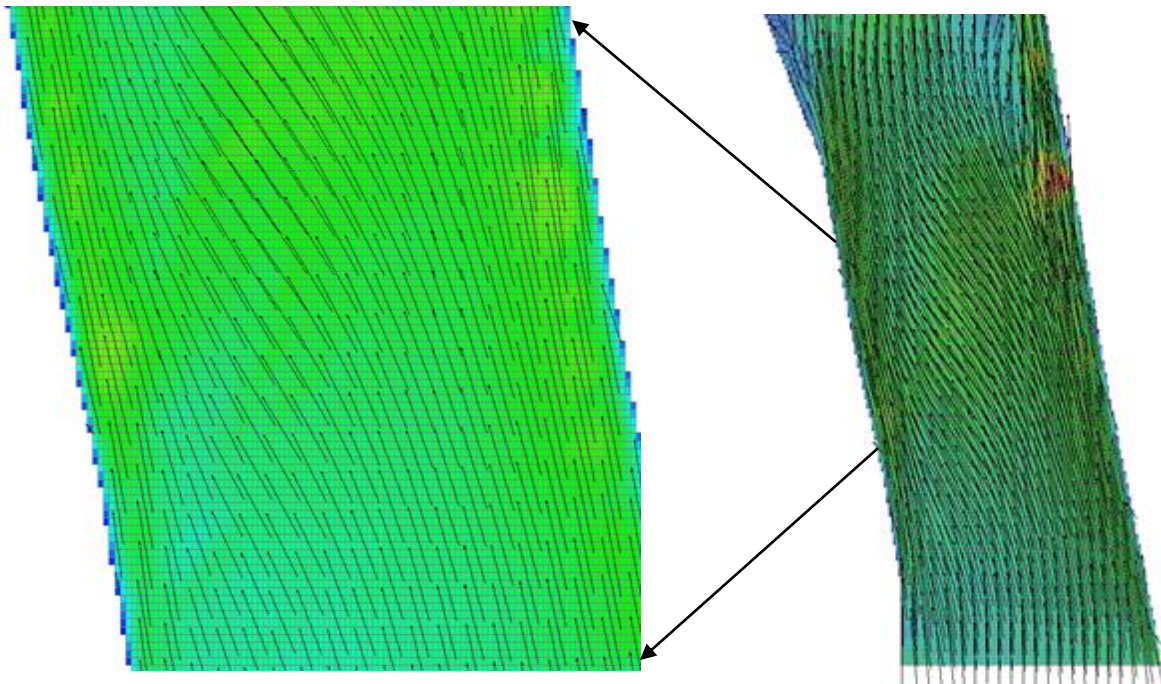


Figura A1.29 Vectores de velocidad fluyendo en el río Magdalena.

Izquierda: Región arbitraria para mejor visualización. Derecha: Tramo completo.

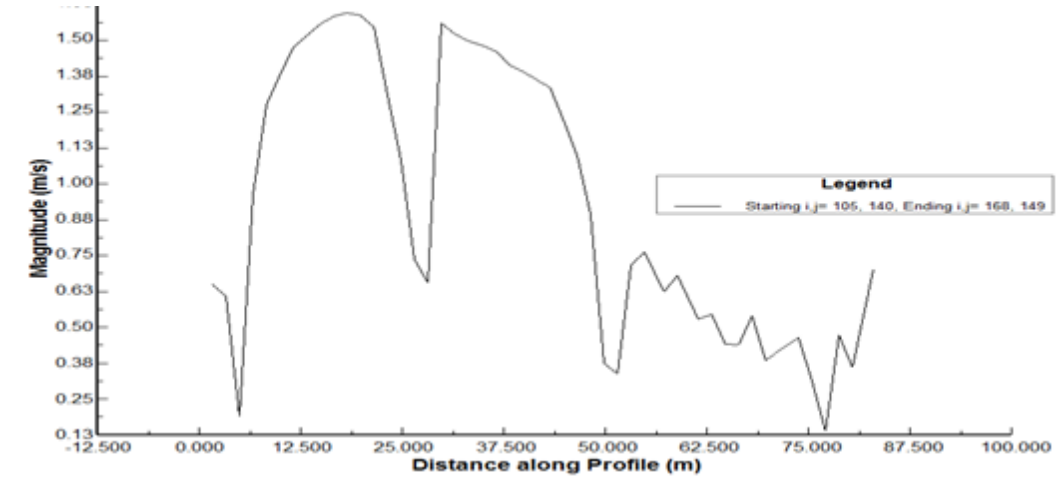


Figura A1.30 Perfil de velocidad en la región arbitraria al finalizar la simulación.

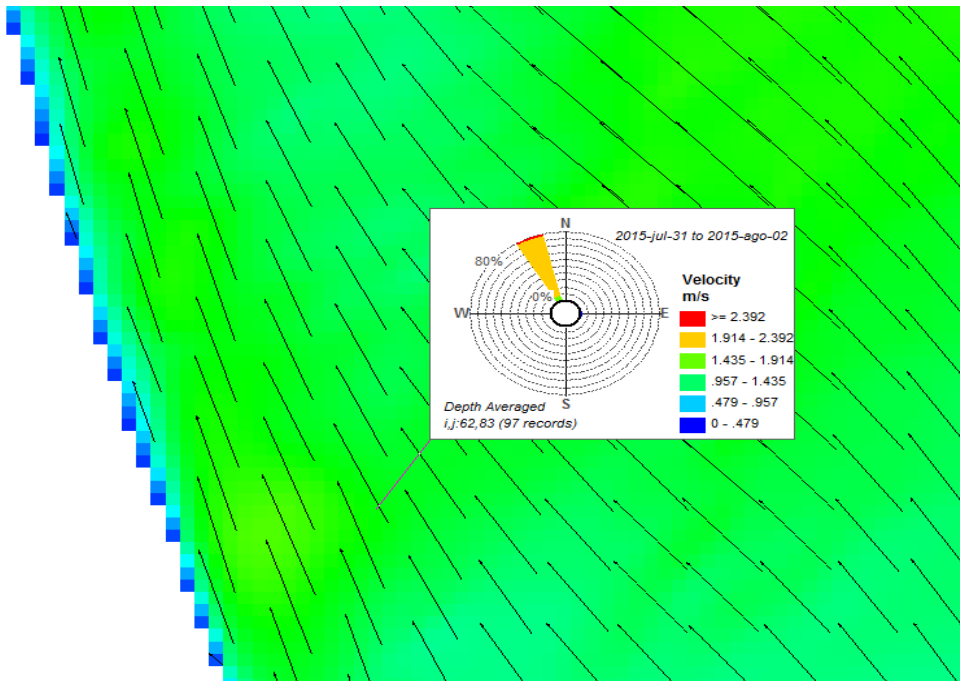


Figura A1.31 Rosa de velocidades de la región arbitraria al finalizar la simulación.

Referencias bibliográficas

Akansha, K. (2013). *Hydrological simulation in a forest dominated watershed in himalayan region using swat model*, Indian Institute of technology Roorkee.

Aparicio, F. (2001). *Fundamentos de hidrología de superficie*, México: Limusa.

Arakawa, A. y Lamb, V. R. (1977). *Computational Design of the Basic Dynamical Processes of the UCLA General Circulation Model. Methods in Computational Physics*, Academic Press, vol 17, pp 174-265.

Bedient, P., Huber, W., y Vieux, B. (2013). *Hydrology and floodplain analysis*, Pearson.

Breña, A. (2010). *Hidrología Urbana*, Universidad Autónoma Metropolitana.

Broomans, P. (2003). *Numerical Accuracy in solution of the Shallow-Water Equations*, Master Thesis, Tu Delft & WL, Delft Hydraulics.

Campos, D. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. Editorial universitaria potosina.

Campos, D. (2015). *Introducción a la hidrología urbana*. Editorial universitaria potosina.

Casulli, V. y Cheng, R. (1992). Semi-implicit finite difference methods for three dimensional shallow water flow, *International journal for numerical methods in fluids*, vol 15, pp 629-648.

Chapra, S. y Canale, R. (2010). *Numerical methods for engineers*, México: McGraw-Hill.

Chaudhry, M. (1993). *Open-channel flow*, E.U.A: Prentice-Hall.

Comisión Nacional del Agua (2009). *Estudio del manejo de las aguas pluviales en la zona metropolitana de la Cd. de San Luis Potosí (ZMSLP)*, Estado de San Luis Potosí. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

Comisión Nacional del Agua (2015). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro: Alcantarillado pluvial*, Subdirección general técnica. México, D.F.

De la torre, E. (2005). *Hidrología de superficie – colección notas de clase*, Universidad Distrital Francisco José de Caldas.

Fernandez, J. (2012). *Técnicas numéricas en ingeniería de fluidos*, España: Reverté.

Griebel, M., Dornseifer, T., y Neunhoeffler, T. (1998). *Numerical simulation in fluid dynamics, A practical introduction*, E.U.A: SIAM.

Hamrick, J. (1996). *User's manual for the environmental fluid dynamics computer code*, Virginia Institute of Marine Science.

H. Ayuntamiento de San Luis Potosí., y H. ayuntamiento de Soledad de Graciano Sánchez. (2011). *Atlas de riesgo para los municipios de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez*. Estado de San Luis Potosí. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

Jeong, S., Yeon, K., Hur, Y., y Oh, K. (2010). *Salinity intrusion characteristics analysis using EFDC model in the downstream of geum river*, Journal of environmental sciences, vol 22, pp 934-939.

Launder, B. y Spalding, D. (1972). *Lectures in mathematical models of turbulence*, Academic Press, London, England.

Mellor, G. y Yamada, T. (1982). *Development of a turbulence closure model for geophysical fluid problems*, Reviews of geophysics and space physics, vol 20, pp 851-875.

Modesto, D. (2009). *Modelación numérica del oleaje en zonas costeras con batimetría no constante mediante elementos finitos*. Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Catalunya.

Mugisha, F. (2015). *Modelling and assessment of urban flood hazards based on end-user requirements. Kiwali Rwanda*, Master Thesis, University of Twente.

Padilla, J. (2015). *Modelación hidrodinámica y de calidad del agua para la gestión sostenible del embalse El Guajaro*, Tesis de pregrado, Universidad de la Costa.

Rodi, W. (1980). *Turbulence models and their application in hydraulics – A state of the art review*, Proc of the IAHR.

Rojo, J., y I.C. MSc. Recursos hidráulicos. (s.f.). *Estimación de caudales máximos usando hidrogramas unitarios sintéticos y el método racional*.

Rossman, L. (2015). *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1*, U.S. Environmental Protection Agency.

Seo, D., Sigdel, R., Kwon, K.H., y Lee, Y.S. (2010). *3D hydrodynamic modeling of Yongdam Lake, Korea using EFDC, Desalination and water treatment*, vol 19, pp 42-48.

Silva, G. (1985). *Hidrología básica*, Publicaciones: Universidad Nacional de Colombia.

Sinha, S., Liu, X., y Garcia, M.H. (2012). *Three-dimensional hydrodynamic modeling of the Chicago River, Illinois*, Environ Fluid Mech, vol 12, pp 471-494.

Snyder, F. (1938). *Synthetic unit-graphs: Transactions*, American Geophysical Union, vol 19, pp 447-454.

Tetra Tech, Inc (2007). *The environmental fluid dynamics code theory and computation volume 1: Hydrodynamics and mass transport*, Fairfax Va.

Torres, F., Padilla, C., Rodríguez, C., Ramírez, H., y Cantero, R. (2015). *La modelación hidrodinámica para la gestión hídrica del embalse del Guajaro, Colombia*, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería.

TRAGSA (1994). *Restauración hidrológico forestal de cuencas y control de la erosión*, España: Mundi-prensa.

UNESCO (1987). International oceanographic table, Vol.4, Unesco technical papers in marine science. No. 40.

Yang, M., Li, L., y Li, J. (2011). *Prediction of water temperature in stratified reservoir and effects on downstream irrigation area: A case of study of Xiaohushan reservoir*, Physics and chemistry of the earth 53 – 54, pp 38-42.

Çengel, Y.A., y Cimbala, J.M. (2006). *Mecánica de fluidos fundamentos y aplicaciones*, México: McGraw-Hill Interamericana.

Zhu, Z., Oberg, N., Morales, V., Quijano, J., Landry, B., y Garcia, M. (2015). *Integrated urban hydrologic and hydraulic modelling in Chicago, Illinois*, Environmental modelling & software.