

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO



**“DISEÑO DE UNA HERRAMIENTA
HIDROINFORMÁTICA DE SISTEMAS
URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE”**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN CIENCIAS DEL AGUA**

**PRESENTA:
ING. JUAN MANUEL BECERRIL LARA**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. HUMBERTO SALINAS TAPIA**

**CODIRECTORES:
DR. CARLOS DÍAZ DELGADO
DR. DAURY GARCÍA PULIDO**

TOLUCA, ESTADO DE MÉXICO

DICIEMBRE 2020

Resumen

La gestión de las aguas pluviales en centros urbanos es un tema de interés por las implicaciones sociales que esto conlleva, y en donde la ingeniería asume un papel importante, como la base para el desarrollo de infraestructura que permite el desalojo eficiente de la escorrentía generada bajo un enfoque convencional. Aunque la idea de desalojar rápidamente el agua pluvial es bastante lógica y pretende garantizar el confort de la sociedad, en un panorama global la idea se ve superada sin poder garantizar una sustentabilidad en el tiempo.

Es aquí donde las herramientas computacionales toman gran importancia ya que facilitan la realización de análisis y diseños guiando al usuario en los diferentes procesos, siendo estas un factor determinante en el cambio de paradigma. En el presente trabajo, se describe el desarrollo y aplicación de una herramienta hidroyinformática enfocada al análisis de sistemas urbanos de drenaje pluvial bajo un enfoque sustentable. La herramienta quedó constituida por cuatro módulos con objetivos específicos, siendo estos la obtención de curvas IDTr, diseño de sistemas convencionales de drenaje pluvial, simulación hidrológica e hidráulica de sistemas pluviales con la incorporación de medidas de control de escorrentía superficial y caudales pico.

El caso de estudio elegido para el análisis y aplicación de la herramienta corresponde a la cuenca hidrológica del Río Verdiguél, el interés de la zona radica en el desarrollo urbano existente, donde se buscó obtener un panorama general de la dinámica pluvial e influencia de la urbanización en la respuesta hidrológica, estableciendo así una idea del impacto hidrológico urbano en la zona. Finalmente, con base en los resultados se seleccionó una zona específica de la cuenca donde se incorporaron sistemas urbanos de drenaje sostenible con la finalidad de mitigar los efectos hidrológicos de la urbanización.

Los resultados obtenidos del estudio hidrológico muestran un diagnóstico de gran alcance en la cuenca, obteniendo un panorama general de la dinámica pluvial, identificando puntos críticos en donde la acumulación rápida de flujos condiciona la capacidad de drenaje, además de estimar los efectos globales de la urbanización en la respuesta hidrológica de la cuenca. Por otro lado, la herramienta desarrollada destaca por la compatibilidad entre cada uno de los módulos, los cuales en conjunto permiten establecer un flujo de trabajo continuo en el desarrollo y análisis de drenajes pluviales.

Las herramientas y métodos que se incluyen permiten al usuario la configuración de modelos, características y escenarios cubriendo un gran número de posibilidades, y en donde se pretende en cambio del enfoque convencional redirigido hacia la búsqueda de la sustentabilidad del drenaje urbano. Teniendo en cuenta la anterior, se deja evidencia de como el desarrollo de software es una gran herramienta de investigación en el campo de los recursos hídricos, y en donde la herramienta desarrolla permitirá la adición de características y análisis en desarrollo que amplíen aún más su panorama de aplicación.

Abstract

The management of rainwater in urban centers is a topic of interest due to the social implications that this entails, and where engineering assumes an important role, as the basis for the development of infrastructure that allows the efficient evacuation of runoff generated under a conventional approach. Although the idea of quickly evacuating rainwater is quite logical and aims to guarantee the comfort of society, in a global panorama the idea is overcome without being able to guarantee sustainability over time. It is here where computational tools take on great importance, they facilitate analysis and designs by guiding the user in the different processes, these being a determining factor in the paradigm shift.

In this paper, the development and application of a hydro informatics tool focused on the analysis of urban storm drainage systems under a sustainable approach is described. The tool is made up of four modules with specific objectives, these being the obtaining of IDTr curves, design of conventional rain drainage systems, hydrological and hydraulic simulation of rain systems with the incorporation of control measures for surface runoff and peak flows.

The case study chosen for the analysis and application of the tool corresponds to the river basin of the Verdiguél river, the interest of the area lies in the existing urban development seeking to obtain a general panorama of the rainfall dynamics and influence of urbanization in the response hydrological, thus establishing an idea of the urban hydrological impact in the area. Finally, based on the results, a specific area of the basin was selected where sustainable urban drainage systems were incorporated to mitigate the hydrological effects of urbanization.

The results obtained from the hydrological study show a wide-ranging diagnosis in the basin, obtaining a general panorama of the rainfall dynamics, identifying critical points where the rapid accumulation of flows determines the drainage capacity, in addition to estimating the global effects of urbanization. in the hydrological response of the basin.

The developed tool stands out for the compatibility between each of the modules, which together allow establishing a continuous workflow in the development and analysis of storm drains. The tools and methods that are included allow the user to configure models, characteristics and scenarios covering a large number of possibilities, and where it is intended instead of the conventional approach redirected towards the search for the sustainability of urban drainage. Taking into account the above, evidence is left of how software development is a great research tool in the field of water resources, and where the tool develops will allow the addition of characteristics and analysis in development that further broaden its panorama of application.

ÍNDICE

Resumen	v
Abstrac	vii
Capítulo 1 Introducción	1
1.1 Antecedentes.....	2
1.1.1 Impacto de la urbanización sobre la cuenca	2
1.1.2 El cambio climático y la resiliencia hídrica en las ciudades.....	3
1.1.3 Evolución del enfoque convencional de diseño del drenaje pluvial urbano	4
1.1.4 Gestión sostenible del drenaje pluvial	5
1.1.5 Herramientas para el análisis y diseño de drenaje pluvial y SUDS.....	6
1.2 Planteamiento del problema	8
1.3 Hipótesis	9
1.4 Objetivo general	10
1.5 Justificación	10
Capítulo 2 Marco Teórico.....	12
2.1 Sistemas de drenaje pluvial	12
2.1.1 Trazo de la red de drenaje pluvial	14
2.1.2 Consideraciones y restricciones básicas del diseño	19
2.1.3 Periodos de retorno para el diseño de drenajes urbanos	20
2.2 Diseño de sistemas de drenaje pluvial	22
2.3 Análisis hidrográfico	23
2.3.1 Características físicas de las cuencas urbanas	24
2.3.2 Delimitación de una cuenca urbana	25
2.3.3 Obtención de las líneas de corriente	27
2.3.4 Tiempo de concentración	28
2.4 Análisis hidrológico	30
2.4.1 Análisis de precipitaciones	30
2.4.2 Obtención de las curvas (IDTr)	48

2.4.3 Pérdidas por infiltración -----	53
2.4.4 Proceso lluvia escurrimiento en zonas urbanas -----	59
2.5 Análisis hidráulico -----	78
2.5.1 Uso del método racional para el diseño hidráulico -----	78
2.5.2 Tránsito de hidrogramas en la red de drenaje -----	80
2.6 Proyecto ejecutivo -----	89
2.6.1 Memoria descriptiva -----	100
2.6.2 Datos del proyecto -----	101
2.6.3 Planos de la red de drenaje pluvial -----	102
2.6.4 Catálogo de conceptos, cantidades de obra y presupuesto -----	102
Capítulo 3 Gestión sostenible del drenaje pluvial -----	103
3.1 Impacto hidrológico cero -----	105
3.1.1 Sistemas urbanos de drenaje sostenible -----	107
3.1.2 Desarrollo de bajo impacto -----	112
3.1.3 Diseño urbano sensible al agua -----	113
3.1.4 Ciudades esponja -----	115
3.2 Sistemas utilizados para el control de escorrentía y caudal pico -----	116
3.2.1 Sistemas de detención y almacenamiento -----	116
3.2.2 Sistemas de infiltración -----	122
3.3 Simulación de SUDS -----	128
3.3.1 Sistemas de almacenamiento -----	129
3.3.2 Sistemas de detención-----	129
3.3.3 Sistemas de infiltración -----	130
3.4 Determinación y control del impacto hidrológico por urbanización-----	131
Capítulo 4 Materiales y Métodos -----	134
4.1 Etapa I: Recopilación y análisis de la información-----	137
4.1.1 Requerimientos de información para el desarrollo de la herramienta-----	137
4.1.2 Requerimientos de información en la zona de estudio-----	139
4.2 Etapa II: Desarrollo de la herramienta hidroinformática-----	145
4.2.1 Módulo: Curvas IDTr-----	147
4.2.2 Módulo: Drenaje pluvial -----	152

4.2.3 Módulo: Impacto hidrológico urbano -----	156
4.2.4 Validación del funcionamiento de la herramienta -----	167
4.3 Etapa III: Zona de estudio -----	167
4.3.1 Obtención de curvas IDTr -----	168
4.3.2 Delimitación de la cuenca natural -----	169
4.3.3 Delimitación de la cuenca urbana -----	170
4.3.4 Diseño conceptual de la red pluvial -----	170
4.3.5 Obtención del impacto hidrológico por urbanización -----	173
4.3.6 Incorporación de SUDS -----	174
Capítulo 5 Resultados -----	176
5.1 Recopilación y análisis de información -----	176
5.1.1 Zona de estudio -----	177
5.1.2 Registros de precipitaciones -----	178
5.1.3 Topografía, límites municipales y traza urbana-----	183
5.1.4 Edafología y Usos de suelo -----	185
5.1.5 Infraestructura hidráulica -----	185
5.2 Herramienta informática desarrollada -----	189
5.2.1 Módulo: “Curvas IDTr” -----	190
5.2.2 Módulo: “Drenaje Pluvial” -----	197
5.2.3 Módulo: “Impacto hidrológico por urbanización” -----	207
5.2.3 Módulo: “Sistemas urbanos de drenaje sostenible” -----	218
5.2.4 Verificación del funcionamiento -----	222
5.2.5 Capacidades y alcances de la herramienta -----	237
5.3 Zona de estudio -----	238
5.3.1 Delimitación de la cuenca y subcuencas de análisis -----	238
5.3.2 Curvas IDTr -----	242
5.3.3 Diseño conceptual de la red de drenaje pluvial -----	249
5.3.4 Determinación de la respuesta hidrológica urbana -----	264
5.3.5 Incorporación de SUDS en la zona de estudio -----	323
Capítulo 6 Conclusiones y Recomendaciones -----	341
Bibliografía -----	348

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	Comparación de las capacidades de los diferentes modelos de simulación hidrológico-hidráulico aplicables a la gestión sustentable del drenaje pluvial (modificado de Qianqian, 2014)	8
Tabla 2.1	Componentes de un sistema de drenaje pluvial de acuerdo con su función (ASCE, 2018)	13
Tabla 2.2	Modelos existentes para la configuración de colectores y emisores (CONAGUA, 2016)	14
Tabla 2.3	Restricciones y consideraciones básicas para el diseño de drenajes pluviales (Campos, 2010)	19
Tabla 2.4	Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial, Parte II (CONAGUA, 1996)	21
Tabla 2.5	Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial (adaptado de Department of Energy and WaterSupply, 2013)	22
Tabla 2.6	Test de Hatanaca (Llamas, 1993)	33
Tabla 2.7	Valores del Coeficiente de Escurrimiento (C) del método Racional por uso de suelo (Chow et al,1994)	62
Tabla 2.8	Valores del Coeficiente de Escurrimiento (C) del método Racional de acuerdo con las características de la superficie del suelo (Chow et al,1994)	64
Tabla 2.9	Valores del Coeficiente de Escurrimiento (C) del método Racional de acuerdo con las características de la superficie del suelo (Chow et al,1994)	65
Tabla 2.10	Valores tabulados del hidrograma unitario adimensional del SCS	71
Tabla 2.11	Porcentajes de impermeabilización (Rossman & Huber, 2016)	76
Tabla 2.12	Coefficientes de rugosidad de Manning para superficies (EPA, 2014)	77
Tabla 2.13	Ajuste del área superficial para diferentes condiciones de flujo en el método de la onda dinámica (Rossman, 2017)	95
Tabla 2.14	Datos básicos del proyecto de drenaje pluvial urbano (CONAGUA, 2016)	101
Tabla 3.1	Diferentes componentes de los SUDS (CIRIA, 2015)	109
Tabla 3.2	Criterios de diseño según el principio buscado en los SUDS (CIRIA, 2015)	111
Tabla 3.3	Diferentes sistemas empleados en el WSUD y su nivel de eficiencia en los objetivos de gestión (Hoban, 2019a)	114
Tabla 4.1	Simbología general de los diagramas de flujo (Cantone, 2006)	147
Tabla 5.1	Registros de precipitación máxima diaria de las estaciones con influencia en la zona de estudio	179
Tabla 5.2	Estadísticas básicas de la precipitación máxima diaria para cada estación pluviométrica	180
Tabla 5.3	Intensidades máximas anuales (mm/h) para diferentes duraciones obtenidas de los registros del observatorio meteorológico “UAEM-Mariano Bárcena	181
Tabla 5.4	Estadísticas básicas de las intensidades máximas anuales (mm/h) para el observatorio meteorológico “UAEM-Mariano Bárcena	181
Tabla 5.5	Datos de entrada del sistema pluvial diseñado	224
Tabla 5.6	Comparación de los parámetros hidráulicos obtenidos en el módulo “Drenaje Pluvial” y el software StormCad	226
Tabla 5.7	Comparación de las elevaciones y pendientes obtenidas en el módulo “Drenaje Pluvial” y el software StormCad	226
Tabla 5.8	Datos de entrada en la simulación elementos “Nodo” y” Conducto”	230
Tabla 5.9	Datos de entrada en la simulación correspondientes elementos “Cuenca”	230

Tabla 5.10	Resultados obtenidos de la simulación en el módulo “Impacto hidrológico urbano” y el software SWMM para los elementos “Cuenca” y “Nodo”	232
Tabla 5.11	Resultados obtenidos de la simulación en el módulo “Impacto hidrológico urbano” y el software SWMM para los elementos “Conducto”	233
Tabla 5.12	Comparación de las capacidades de la herramienta desarrollada con diferente software enfocado al análisis y diseño de sistemas de drenaje pluvial	238
Tabla 5.13	Comparación de las capacidades de la herramienta desarrollada con diferente software enfocado al análisis y diseño de sistemas de drenaje pluvial	272
Tabla 5.14	Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 82$)	319
Tabla 5.15	Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 81$)	319
Tabla 5.16	Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 80$)	320
Tabla 5.17	Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 78$)	321
Tabla 5.18	Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 77$)	323
Tabla 5.19	Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 76$)	323

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Evolución de la gestión de aguas pluviales en zonas urbanas; (modificado de Roy et al, 2008).	4
Figura 1.1	Modelo perpendicular de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)	15
Figura 2.2	Modelo en radial de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)	16
Figura 2.3	Modelo de interceptores de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)	16
Figura 2.4	Modelo de abanico de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)	17
Figura 2.5	Trazo en bayoneta de la red de atarjeas (Extraído de CONAGUA, 2010)	17
Figura 2.6	Trazo en peine de la red de atarjeas (Extraído de CONAGUA, 2010)	18
Figura 2.7	Trazo combinado de la red de atarjeas (Extraído de CONAGUA, 2010)	18
Figura 2.8	Diagrama de flujo para refinamiento de cuencas urbanas (modificado de López, 2017)	27
Figura 2.9	Tiempo de concentración de un sistema de drenaje pluvial	30
Figura 2.10	Valores del coeficiente de convectividad R para la República Mexicana (Baeza,2007)	51
Figura 2.11	Hidrogramas unitarios sintético de Snyder a) Hidrograma unitario estándar ($t_p=5.5 t_r$) y b) Hidrograma unitario requerido ($t_p \neq 5.5 t_p$) (Chow et al., 1994)	68
Figura 2.12	Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service a) Hidrograma adimensional y b) Hidrograma unitario triangular. (Soil Conservation Service, 1972).	70
Figura 2.13	Modelo de depósito no lineal para una subcuenca (Rossman & Huber, 2016)	72
Figura 2.14	Subpartición de la cuenca idealizada (Modificado de Rossman & Huber, 2016)	74
Figura 2.15	Esquema de la malla espacio-tiempo para la solución del método de la onda cinemática	85
Figura 3.1	Esquema gráfico del Impacto hidrológico cero; (Modificado de Urías,2017).	106
Figura 3.2	Principios y objetivos buscados por los SUDS (Charlesworth et al., 2003)	111
Figura 3.3	Esquema general de un tanque de lluvia (Checa & De Pazos 2018)	118
Figura 3.4	Esquema general de un sistema de cajas y celdas (Checa & De Pazos 2018)	120
Figura 3.5	Esquema general de una cuenca de detención (Radcliffe, 2019)	122
Figura 3.6	Esquema general de una zanja y pozo de infiltración (Checa & De Pazos 2018)	124
Figura 3.7	Esquema general de un pavimento permeable (Checa & De Pazos 2018)	126
Figura 3.8	Esquema general de un jardín de lluvia (Checa & De Pazos 2018)	128
Figura 3.9	Esquema propuesto para determinar el impacto hidrológico	132
Figura 3.10	Tren de manejo para el control de aguas pluviales en centros urbanos	133
Figura 4.1	Metodología implementada para el desarrollo de la investigación	135
Figura 4.2	Diagrama de flujo de la metodología implementada en la investigación	136
Figura 4.3	Diagrama de flujo planteado para la obtención de las intensidades máximas anuales para diferentes duraciones.	141
Figura 4.4	Ejemplo de tormenta registrada en banda pluviográfica	142
Figura 4.5	Curva masa de precipitación construida a partir de registros pluviográficos	142
Figura 4.6	Curva masa de precipitación de duración anual	143
Figura 4.7	Obtención de intensidades a diferentes duraciones para cada año registrado	143
Figura 4.8	Módulos que componen la herramienta desarrollada	146
Figura 4.9	Esquema general empleado para el desarrollo de cada módulo	146
Figura 4.10	Formato específico para importar datos pluviométricos	148
Figura 4.11	Formato específico para importar datos pluviográficos	149
Figura 4.12	Propósito general del módulo “Curvas IDTr”	149
Figura 4.13	Diagrama de flujo de trabajo del módulo “Curvas IDTr”	150

Figura 4.14	Diagrama de flujo para el subproceso “Pruebas de calidad”	150
Figura 4.15	Diagrama de flujo para el subproceso “Ajuste de probabilidad”	151
Figura 4.16	Propósito general del módulo “Diseño de drenaje pluvial”	152
Figura 4.17	Forma conceptual de un sistema de drenaje pluvial convencional.	153
Figura 4.18	Diagrama de flujo de trabajo del módulo “Drenaje pluvial”	154
Figura 4.19	Diagrama de flujo para el diseño de un sistema de colectores con base en el método Racional	155
Figura 4.20	Propósito general del módulo “Impacto hidrológico por urbanización”	157
Figura 4.21	Forma conceptual de un sistema hidrológico urbano convencional.	158
Figura 4.22	Diagrama de flujo de trabajo del módulo “Determinación del impacto hidrológico”	159
Figura 4.23	Propósito general del módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”	161
Figura 4.24	Diagrama de flujo de trabajo del módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”	162
Figura 4.25	Diagrama de flujo para el cálculo de la escorrentía superficial	163
Figura 4.26	Diagrama de flujo para la estimar la variación de “d” y “q” en el tiempo	164
Figura 4.27	Diagrama de flujo para la estimar la variación de “d” y “q” en el tiempo dentro del esquema de la onda cinemática	165
Figura 4.28	Diagrama de flujo para la estimar la variación de la elevación hidráulica en los nodos en el tiempo dentro del esquema de la onda dinámica	166
Figura 4.29	Diagrama de flujo para el desarrollo del estudio hidrológico	168
Figura 4.30	Diagrama de flujo para la delimitación de la cuenca y subcuencas naturales	169
Figura 4.31	Diagrama de flujo para la delimitación de la cuenca y subcuencas urbanas	172
Figura 5.1	Trayecto del río Verdiguél y subcuencas a las que pertenece (INEGI, 2010)	177
Figura 5.2	Ubicación de las estaciones pluviométricas en la zona de estudio	178
Figura 5.3	Gráfico de las intensidades máximas anuales de precipitación para el observatorio meteorológico “UAEM-Mariano Bárcena”; a) 1990 - 1999; b) 2000 - 2009; c) 2010-2018	182
Figura 5.4	Modelo digital de elevaciones de la zona de estudio (INEGI, 2016)	183
Figura 5.5	Distribución espacial de la mancha urbana y semiurbana en la zona de estudio (INEGI, 2008)	184
Figura 5.6	Ubicación espacial de la zona de estudio en el marco geoestadístico municipal (INEGI, 2008)	184
Figura 5.7	Usos de suelo presentes en la zona de estudio (INEGI, 2017)	186
Figura 5.8	Tipo edafológico de suelo en la zona de estudio (INEGI, 2017)	186
Figura 5.9	Red de drenaje combinado y afluentes en la ciudad de Toluca (AyST, 2019)	187
Figura 5.10	Red de drenaje en la ciudad de Toluca (AyST, 2019)	187
Figura 5.11	Ubicación de las diferentes secciones de la bóveda del río Verdiguél (AyST, 2019)	188
Figura 5.12	Interfaz principal	189
Figura 5.13	Interfaz de acceso al módulo “Curvas IDTr”	190
Figura 5.14	Interfaz del proceso de cálculo del módulo “Curvas IDTr”	191
Figura 5.15	Interfaz de usuario para la importación de datos (módulo “Curvas IDTr)	192
Figura 5.16	Interfaz del módulo referente a las pruebas de calidad de datos para la estimación de curvas IDTr	193
Figura 5.17	Interfaz del módulo referente al ajuste de probabilidad para la estimación de curvas IDTr	193
Figura 5.18	Interfaz del módulo referente al ajuste de probabilidad para la estimación de curvas IDTr	194
Figura 5.19	Interfaz del módulo referente a la importación de datos para la construcción de curvas IDTr	195
Figura 5.20	Interfaz del módulo referente a las pruebas de calidad de datos para la construcción de curvas IDTr	195
Figura 5.21	Interfaz del módulo referente al ajuste de probabilidad para la construcción de curvas IDTr	196
Figura 5.22	Interfaz del módulo referente al ajuste de probabilidad para la construcción de curvas IDTr	196
Figura 5.23	Pantalla principal del módulo “Drenaje pluvial”	197

Figura 5.24	Interfaz de trabajo del módulo “Drenaje pluvial”	198
Figura 5.25	Ejemplo de referenciación gráfica para el trazo de la red pluvial, módulo “Drenaje pluvial”	199
Figura 5.26	Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Nodo”, módulo “Drenaje pluvial”	200
Figura 5.27	Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Tubería”, módulo “Drenaje pluvial”	200
Figura 5.28	Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Cuenca”, módulo “Drenaje pluvial”	201
Figura 5.29	Ingreso e importación de curvas IDTr, módulo “Drenaje pluvial”	201
Figura 5.30	Catálogo de tuberías “Drenaje pluvial”; a) Asignación y edición de tuberías; b) Formato requerido para la importación de catálogos de tuberías.	202
Figura 5.31	Formato requerido para importar elementos “Nodo”, módulo “Drenaje pluvial”	203
Figura 5.32	Formato requerido para importar elementos “Tubería”, módulo “Drenaje pluvial”	204
Figura 5.33	Formato requerido para importar elementos “Cuenca”, módulo “Drenaje pluvial”	204
Figura 5.34	Resultados diseño de un sistema convencional, módulo “Drenaje pluvial”	205
Figura 5.35	Resultados tabulares obtenidos del diseño agrupados en categorías, módulo “Drenaje pluvial”	206
Figura 5.36	Panel para la visualización de resultados gráficos, módulo “Drenaje pluvial”	206
Figura 5.37	Perfil tipo resultante, módulo “Drenaje pluvial”	207
Figura 5.38	Pantalla principal del módulo “Impacto hidrológico urbano”	208
Figura 5.39	Ventana de trabajo del módulo “Impacto hidrológico urbano”	208
Figura 5.40	Referenciación del modelo, módulo “Impacto hidrológico urbano”	209
Figura 5.41	Creación, edición y visualización gráfica de elementos “nodo”, módulo “impacto hidrológico urbano”	210
Figura 5.42	Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Conducto”, módulo “Impacto hidrológico urbano”	211
Figura 5.43	Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Cuenca”, módulo “Impacto hidrológico urbano”	212
Figura 5.44	Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Tormenta”, módulo “Impacto hidrológico urbano”	212
Figura 5.45	Cálculo respuesta hidrológica base, módulo “Impacto hidrológico urbano”	214
Figura 5.46	Configuración de opciones generales, módulo “Impacto hidrológico urbano”	214
Figura 5.47	Resultados tabulares, módulo “Impacto hidrológico urbano”	215
Figura 5.48	Resultados gráficos de variables específicas, “Impacto hidrológico urbano”	216
Figura 5.49	Evolución de la capacidad hidráulica en los conductos, módulo “Impacto hidrológico urbano”	217
Figura 5.50	Evolución del comportamiento hidráulico en cada paso de tiempo, módulo “Impacto hidrológico urbano”	217
Figura 5.51	Visualización del impacto hidrológico, módulo “Impacto hidrológico urbano”	218
Figura 5.52	Ubicación del módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”	219
Figura 5.53	Opciones disponibles para incorporar sistemas de infiltración, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”	220
Figura 5.54	Opciones disponibles para incorporar sistemas de almacenamiento, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”	220
Figura 5.55	Opciones disponibles para incorporar sistemas de detención, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”	221
Figura 5.56	Diferencias comparables en las respuestas hidrológicas después de incorporar SUDS, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”	222
Figura 5.57	Elementos de la red de drenaje pluvial diseñada	223
Figura 5.58	Red pluvial diseñada en el módulo “Drenaje pluvial”	225
Figura 5.59	Red pluvial diseñado en el software StormCad	225
Figura 5.60	Perfil obtenido para la trayectoria de flujo Nodo 6 – Nodo 13, con el módulo ‘Drenaje pluvial’	227

Figura 5.61	Perfil obtenido para la trayectoria de flujo Nodo 11 – Nodo 13, con el módulo ‘Drenaje pluvial’	227
Figura 5.62	Sistema pluvial simulado en el módulo “Impacto hidrológico urbano”	229
Figura 5.63	Sistema pluvial simulado en el módulo “Impacto hidrológico urbano”	229
Figura 5.64	Respuesta hidrológica del sistema obtenida. a) Tránsito onda cinemática; b) Tránsito onda dinámica	231
Figura 5.65	Perfil de flujo Nodo 6 – Nodo 13(Modelo SWMM)	234
Figura 5.66	Perfil de flujo Nodo 6-Nodo 13 (Módulo “Impacto hidrológico urbano”)	234
Figura 5.67	Respuesta hidrológica del sistema para un periodo de retorno de 5 años (tránsito onda cinemática con intervalos de cálculo de 30 segundos)	236
Figura 5.68	Respuesta hidrológica del sistema al implementar sistemas de detención y sus diferencias respecto a la condición urbana y base	237
Figura 5.69	Subcuencas naturales de análisis obtenidas	239
Figura 5.70	Cuenca urbana y el sistema de drenaje en la zona de estudio	240
Figura 5.71	Delimitación de las zonas de análisis para la condición urbanizada.	241
Figura 5.72	Curvas IDTr características de la estación ID-15062, con un factor de convectividad R=0.61	242
Figura 5.73	Curvas IDTr características de la estación ID-15229, con un factor de convectividad R=0.60	243
Figura 5.74	Curvas IDTr características de la estación ID-15395, con un factor de convectividad R=0.60	243
Figura 5.75	Curvas IDTr características de la estación ID-15293, con un factor de convectividad R=0.61	244
Figura 5.76	Curvas IDTr características de la estación ID-15203, con un factor de convectividad R=0.61	244
Figura 5.77	Curvas IDTr características de la estación ID-15126, con un factor de convectividad R=0.58	245
Figura 5.78	Curvas IDTr características de la estación ID-15211, con un factor de convectividad R=0.60	245
Figura 5.79	Curvas IDTr características de la estación ID-15367, con un factor de convectividad R=0.58	246
Figura 5.80	Curvas IDTr características de la estación ID-15030, con un factor de convectividad R=0.41.	246
Figura 5.81	Curvas IDTr características de la estación ID-15201, con un factor de convectividad R=0.52	247
Figura 5.82	Curvas IDTr observatorio meteorológico UAEM Mariano Bárcena	247
Figura 5.83	Influencia de las estaciones sobre la cuenca urbana (Polígonos de Thiessen)	248
Figura 5.84	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 1	249
Figura 5.85	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 1	250
Figura 5.86	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño del drenaje pluvial de la zona 2	251
Figura 5.87	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 2	252
Figura 5.88	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 3	253
Figura 5.89	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 3	254
Figura 5.90	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 4	255
Figura 5.91	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 4	256
Figura 5.92	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 5	257
Figura 5.93	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 5	258
Figura 5.94	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño del drenaje pluvial de la zona 6	259
Figura 5.95	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 6	260

Figura 5.96	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 7	261
Figura 5.97	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 7	262
Figura 5.98	Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 8	263
Figura 5.99	Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 8	264
Figura 5.100	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1	266
Figura 5.101	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 1	266
Figura 5.102	Flujo máximo en nodos para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1	267
Figura 5.103	Flujo máximo en nodos para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 1	267
Figura 5.104	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1.	268
Figura 5.105	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 1.	268
Figura 5.106	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1.	269
Figura 5.107	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 1.	269
Figura 5.108	Respuesta hidrológica urbana en la zona 1 a diferentes periodos de retorno	270
Figura 5.109	Ubicación de los sistemas de detención existentes en el Parque Alameda 2000	271
Figura 5.110	Hidrogramas a la salida de la Laguna 1	273
Figura 5.111	Hidrogramas a la salida de la Laguna 2	273
Figura 5.112	Efecto de atenuación en para el periodo $T_r = 2$ años	274
Figura 5.113	Efecto de atenuación en para el periodo $T_r = 5$ años	274
Figura 5.114	Efecto de atenuación en para el periodo $T_r = 10$ años	275
Figura 5.115	Efecto de atenuación en para el periodo $T_r = 20$ años	275
Figura 5.116	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2	277
Figura 5.117	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 2	277
Figura 5.118	Flujo máximo en el sistema para periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2	278
Figura 5.119	Flujo máximo en el sistema para periodos de retorno 10 y 20 años zona 2	278
Figura 5.120	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2.	279
Figura 5.121	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 2.	279
Figura 5.122	Volumen de inundación para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2	280
Figura 5.123	Volumen de inundación para los periodos de retorno 10 y 20 años zona 2	280
Figura 5.124	Respuesta hidrológica urbana en la zona 2 a diferentes periodos de retorno	281
Figura 5.125	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3	283
Figura 5.126	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3	283
Figura 5.127	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3	284
Figura 5.128	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3	284
Figura 5.129	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3	285
Figura 5.130	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3	285
Figura 5.131	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3	286
Figura 5.132	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3	286
Figura 5.133	Respuesta hidrológica urbana en la zona 3 contemplando los partes directos de la zona 1 y 2 para los diferentes periodos de retorno	133
Figura 5.134	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4	289
Figura 5.135	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4	289

Figura 5.136	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4	290
Figura 5.137	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4	290
Figura 5.138	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4.	291
Figura 5.139	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4.	291
Figura 5.140	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4.	292
Figura 5.141	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4.	292
Figura 5.142	Respuesta hidrológica urbana en la zona 4 a diferentes periodos de retorno	293
Figura 5.143	Hidrogramas de entrada al colector de alivio del río Verdiguél para los diferentes periodos de retorno	293
Figura 5.144	Hidrogramas de entrada bóveda del río Verdiguél para los diferentes periodos de retorno	294
Figura 5.145	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5	296
Figura 5.146	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5	296
Figura 5.147	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5	297
Figura 5.148	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5	297
Figura 5.149	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5	298
Figura 5.150	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5	298
Figura 5.151	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5	299
Figura 5.152	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5	299
Figura 5.153	Respuesta hidrológica urbana Glorieta de la Marina, para los diferentes periodos de retorno	300
Figura 5.154	Respuesta hidrológica urbana Glorieta de la Marina – río Verdiguél brazo izquierdo y derecho, para los diferentes periodos de retorno	300
Figura 5.155	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6	302
Figura 5.156	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6	302
Figura 5.157	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6	303
Figura 5.158	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6	303
Figura 5.159	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6	304
Figura 5.160	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6	304
Figura 5.161	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6	305
Figura 5.162	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6	305
Figura 5.163	Respuesta hidrológica urbana zona 6, para los diferentes periodos de retorno	306
Figura 5.164	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7	307
Figura 5.165	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7	308
Figura 5.166	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7	308
Figura 5.167	Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7	309

Figura 5.168	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7	309
Figura 5.169	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7	310
Figura 5.170	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7	310
Figura 5.171	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7	311
Figura 5.172	Respuesta hidrológica urbana en la zona 7 a diferentes periodos de retorno	311
Figura 5.173	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8	313
Figura 5.174	Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8	313
Figura 5.175	Flujos máximos en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8	314
Figura 5.176	Flujos máximos en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8	314
Figura 5.177	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8	315
Figura 5.178	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8	315
Figura 5.179	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8	316
Figura 5.180	Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8	316
Figura 5.181	Respuesta hidrológica urbana Zona 8, para los diferentes periodos de retorno	317
Figura 5.182	Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo derecho del Río Verdiguél ($NC = 82$)	318
Figura 5.183	Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo derecho del río Verdiguél ($NC = 81$)	319
Figura 5.184	Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo derecho del río Verdiguél ($NC = 80$)	320
Figura 5.185	Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo izquierdo del río Verdiguél ($NC = 78$)	321
Figura 5.186	Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo izquierdo del río Verdiguél ($NC = 77$)	322
Figura 5.187	Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo izquierdo del río Verdiguél ($NC = 76$)	322
Figura 5.188	Puntos críticos en la red de drenaje pluvial obtenidos en la simulación	324
Figura 5.189	Puntos de inundación recurrente en el municipio de Toluca (2002-2019), extraído del “Atlas de inundaciones XXVI 2020” para el Estado de México	325
Figura 5.190	Ubicación y capacidad de los sistemas de retención propuestos	327
Figura 5.191	Ubicación de los sistemas de detención propuestos	327
Figura 5.192	Hidrogramas para la condición urbanizada y natural en el punto de análisis S	329
Figura 5.193	Funcionamiento del sistema de detención D1 para los diferentes periodos de retorno (Escenario 1); a) $Tr = 2$ años, b) $Tr = 5$ años, c) $Tr = 10$ años, d) $Tr = 20$ años	330
Figura 5.194	Cambios hidrológicos observados en el punto S tras incorporar sistemas de Retención. a) $Tr = 2$ años; b) $Tr = 5$ años; c) $Tr = 10$ años; d) $Tr = 20$ años.	331
Figura 5.195	Hidrogramas obtenidos en el nodo N2 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)	332
Figura 5.196	Hidrogramas obtenidos en el nodo N3 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)	332
Figura 5.197	Hidrogramas obtenidos en el nodo N4 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)	333
Figura 5.198	Hidrogramas obtenidos en el nodo S tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)	333

Figura 5.199	Hidrogramas obtenidos en el nodo N2 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)	334
Figura 5.200	Hidrogramas obtenidos en el nodo N3 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)	334
Figura 5.201	Hidrogramas obtenidos en el nodo N4 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)	335
Figura 5.202	Hidrogramas obtenidos en el nodo S tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)	335
Figura 5.203	Comparación de las respuestas hidrológicas Urbana, SUDS y Natural en el punto S (Escenario 1); a) Tr = 2 años, b) Tr= 5 años, c) Tr = 10 años, d) Tr = 20 años	336
Figura 5.204	Comparación de las respuestas hidrológicas Urbana, SUDS y Natural en el punto S (Escenario 2); a) Tr = 2 años, b) Tr = 5 años, c) Tr = 10 años, d) Tr = 20 años	337
Figura 5.205	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto después de implementar SUDS en la zona 4 (2 y 5 años)	338
Figura 5. 206	Capacidad relativa alcanzada en cada conducto después de implementar SUDS en la zona 4 (10 y 20 años).	338
Figura 5.207	Hidrogramas en la salida zona 4 después de incorporar los SUDS propuestos	339

Listado de Términos

A_h	Área hidráulica del conducto (m^2)
A_h	Área hidráulica de la sección (m^2)
A_{SL}	Área superficial en conductos
A_{SN}	Área superficial en nodos
A_c	Área de captación (m^2)
A_e	Área superficial del estanque (m^2)
A_i	Subcuenca de aporte
A_{imp1}	Área impermeable de subcuenca con almacenamiento en depresión (m^2)
A_{imp2}	Área impermeable sobre la subcuenca sin almacenamiento en depresión (m^2)
A_p	Área permeable de la subcuenca (m^2)
A_s	Área superficial del nodo (m^2)
A_x	Área de la sección transversal del flujo sobre la subcuenca (m^2)
C_1, C_2, C_p, C_t	Coefficientes característicos del hidrograma sintético de Snyder
C_{do}, C_{dv}	Coefficientes de descargar para orificio y vertedor
$C_g, \psi(\beta_g)$	Estimadores de máxima verosimilitud función Gamma
F_{ac}	Infiltración aculada en el tiempo t (cm)
F_{ga}	Infiltración acumulada (cm)
F_p	Infiltración acumulada en el tiempo t_{ia} (cm)
F_r	Numero de Froude (m^2)
H'_0	Hipótesis nula
H'_1	Hipótesis alternativa
I_a	Abstracción inicial (mm)
K_h	Conductividad hidráulica en la zona de transmisión (cm/h)
L_i	Longitud efectiva de escurrimiento (m)
L_{mp}	Longitud máxima promedio de flujo superficial (km)
$N_{sh}, N_{jh}, D_h, d'_h$	Variables de la prueba estadística de Hatanaca
$P_G, R_G, \delta_\beta, \delta_\alpha$	Estimadores de máxima verosimilitud función Gumbel
P_{efec}	Precipitación efectiva (mm)
P_t^{Tr}	Lámina de precipitación con duración t y periodo de retorno Tr (mm)
Q_e	Caudal de entrada (m^3/s)

Q_{max}	Caudal máximo (m^3/s)
Q_{max}	Constante de decaimiento (min^{-1})
Q_{norm}	Caudal bajo condición normal
Q_s	Caudal de entrada (m^3/s)
R_h	Radio hidráulico (m)
R_x	Radio hidráulico de la sección A_x (m)
S_0	Pendiente topográfica del conducto (m/m)
S_{he}, Ch	Variables de la prueba estadística de Helmert
S_{Tr}	Desviación estándar de los valores estimados para Tr
S_c	Pendiente media del cauce (m/m)
S_f	Pendiente de la línea de fricción del flujo
S_s	Pendiente media del terreno (m/m)
T_c	Tiempo de concentración (min)
T_d	Duración de la tormenta de diseño (min)
T_e	Tiempo de entrada al sistema (min)
T_p	Tiempo de retardo del hidrograma (h)
T_r	Periodo de retorno ($años$)
T_v	Tiempo de viaje (min)
V_{disp}	Volumen disponible de almacenamiento (m^3)
V_{ed}	Volumen de escorrentía directa (m^3)
V_p	Volumen de agua precipitado sobre la cuenca (m^3)
X_{Tr}	Evento asociado a un periodo de retorno Tr
X_l	Límites del intervalo de confianza
d_s	Almacenamiento en depresión sobre la superficie (m)
d_{tor}	Duración de la tormenta (min)
f_0	Máxima o tasa inicial de infiltración (mm/h)
f_c	Tasa de infiltración mínima o máxima que se aproxima al tiempo t (mm/h)
f_i	Tasa de infiltración (mm/h)
f_i	Tasa de infiltración (m/s)
i_{sinf}	Tasa de infiltración del sistema (mm/s)
i_p	Tasa de precipitación (m/s)
k_d	Constante de decaimiento (min^{-1})
n_i	Nodo de la red de drenaje
n_{pe}	Número de parámetros de la función de distribución de probabilidad

q_p	Caudal pico del hidrograma unitario (m^3/s)
r_k, k_a	Variables de la prueba estadística de Anderson
t_b	Tiempo base del hidrograma (h)
t_{ia}	Momento de inicio de la acumulación (h)
t_p	Tiempo pico del hidrograma (h)
t_r	Duración de la tormenta asociada a un hidrograma unitario (h)
x_0	Valor estimado de la función de distribución de probabilidad
x_i	Observación de la muestra
Δ_{ks}	estadístico de la prueba de Komogorov-Smirnov
α_1	Nivel de significancia
$\beta_g, \alpha_g, \gamma_g$	parámetros de la función Gumbel
β_g, α_g	parámetros de la función Gamma
$\beta_p, \alpha_p, \gamma_p$	parámetros de la función Log Pearson III
θ_{in}	Volumen inicial de contenido de agua (cm^3)
μ_y, σ_y	Media y desviación estándar de la muestra transformada
ψ_f	Succión capilar en el frente húmedo (cm)
ϕ_{ga}	Porosidad del suelo (cm^3/cm^3)
h	Elevación hidraulica en almacenamiento (m)
$\Gamma(\beta_g)$	función Gamma completa
A	Área de la cuenca en (km^2)
C	Coeficiente de escorrentía (adimensional)
C	Coeficiente de escorrentía (<i>adimensional</i>)
CN	Numero de curva del SCS
Cr	Número de Courant
D	diámetro de conducto (m)
EE	Error mínimo cuadrático
$F(x)$	Función distribución de probabilidad
H	Elevación hidráulica en el conducto en (m)
I	Intensidad de precipitación en (mm/h)
I	Intensidad de precipitación con duración igual al T_c (mm/h)
$IDTr$	Curva intensidad periodo de retorno
K, m, n	Coeficientes y exponentes característicos de la curva IDTr
$L(\theta)$	Función de verosimilitud
P	Precipitación (mm)
Q	Gasto hidráulico (m^3/s)

Q	Caudal (m^3/s)
R	Factor de convetividad de tormenta
S	Pendiente de la cuenca (m/m)
S	Pendiente promedio de la cuenca (m/m)
S'	Retención máxima potencial del suelo (mm)
U	Velocidad de flujo obtenida mediante la relación Q/A_h (m/s)
V	Velocidad de flujo (m/s)
V	Volumen hidráulico del nodo (m^3)
W	Ancho de la cuenca (m)
Z	Elevación de la rasante del conducto (m)
a, b, c	parámetros de tormenta dependientes de R
c'	Celeridada de onda
d	Lamina de escorrentía efectiva (m)
e	Tasa de evaporación (m/s)
$f(x)$	Función densidad de probabilidad
g	Aceleración de la gravedad (m/s^2)
j	Longitud de la muestra
j	Longitud de la muestra
n	Coeficiente de rugosidad de Manning para conductos (adimensional)
n^*	Coeficiente de rugosidad superficial de Manning (adimensional)
q	escorrentía superficial por unidad de área (m^3/s)
t	Instante de tiempo (s)
x	Distancia longitudinal (m)
χ^2, N_h, P_c, k_c	parámetros de la prueba Chi-cuadrado
xH	Contenido de agua debido al encharcamiento t (cm)
y	Tirante hidráulico (m)
Δt	Incremento en el tiempo
Ψ	Factor de sección hidráulica ($m^{8/3}$)
ε, L_S, L_I	Estadísticos de la prueba estadística de Grubbs-Beck
θ, φ	Pesos ponderados en el esquema de transito cinematico
ν	Dominio sobre el cual existe $f(x)$
σ	Factor de amortiguamiento inercial de transitó dinámico



Capítulo 1

Introducción

En el presente trabajo se estudiaron los beneficios hidrológicos-hidráulicos en el diseño de redes de drenaje convencionales tras la implementación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS), como un acercamiento para alcanzar un impacto hidrológico cero, aumentando la resiliencia en cuencas urbanizadas y su adaptación a un nuevo régimen de precipitaciones no estacionario debido al cambio climático.

Aunque el enfoque de los SUDS ha sido adoptado y aplicado en diferentes partes del mundo, México se encuentra rezagado en la gestión sostenible del drenaje urbano. Para considerar su aplicación es necesario analizar los diferentes sistemas, identificar variables, factores y características necesarias para su diseño y futura implementación en el país. Por lo que, teniendo en cuenta el proceso y normativas aplicables a la gestión del agua pluvial, se llevó a cabo el desarrollo de una herramienta hidroeinformática que permita al usuario obtener curvas IDTr, diseñar y simular sistemas urbanos de drenaje pluvial convencionales, incorporar SUDS de manera conceptual dentro del sistema y así poder analizar sus beneficios hidrológicos e hidráulicos.

1.1 Antecedentes

Para el correcto manejo del agua pluvial en centros urbanos deben tenerse plenamente identificados los impactos antropogénicos dentro del ciclo hidrológico y medio ambiente, con la finalidad de proyectar medidas necesarias para su mitigación y así tratar de conservar las condiciones hidrológicas naturales previas a la urbanización (Campos, 2010).

1.1.1 Impacto de la urbanización sobre la cuenca

Una cuenca urbana es una consecuencia del efecto de una continua perturbación sobre el medio ambiente natural provocado por los procesos dinámicos de urbanización llevados a cabo por el hombre (Campos, 2010).

En los últimos años se ha prestado especial atención a las modificaciones hidrológicas de una cuenca natural debido al proceso de urbanización. En efecto, se ha identificado que los mayores impactos corresponden a la impermeabilización de la superficie natural y la modificación de las vías de escurrimiento natural del flujo. La impermeabilización en parte de la superficie de la cuenca implica una reducción de las áreas de infiltración con lo que aumenta el escurrimiento superficial y se reduce la infiltración, percolación, el escurrimiento subsuperficial y subterráneo. Todas las acciones de suavizamiento de la superficie (pavimentaciones, nivelaciones, etc.) disminuyen la resistencia al flujo y las redes artificiales de drenaje (sistemas de alcantarillado, drenaje pluvial, canales etc.) aceleran su transporte, de manera que los escurrimientos naturales en una cuenca sometida a urbanización se convierten en redes de conductos subterráneos y canales artificiales (ASCE, 2018; Poletto & Tassi, 2012; Haghighatafshar, Yamanee-Nolin, & Larson, 2019; Lashford et al., 2019)

Estudios realizados concuerdan en que la determinación cuantitativa de los impactos hidrológicos debido a la urbanización suele ser una tarea compleja debido al número de variables que intervienen y al constante proceso de evolución al que se encuentran sometidas, pero coinciden en que el uso de modelos de simulación y sistemas de información geográfica (SIG) son de gran ayuda para poder lograrlo.

Por lo que, el grado de precisión dependerá de la calidad de información disponible e importancia del estudio (Kondoh & Nishiyama, 2000; Miranda, 2017; Cristiano et al., 2018; Fazeli et al., 2018; Griffiths & Sings, 2019).

1.1.2 El cambio climático y la resiliencia hídrica en las ciudades

El cambio climático está relacionado con una serie de eventos extremos y devastadores que plantean bastantes riesgos dentro de áreas urbanas y naturales en el siglo XXI (Houghton et al., 1996). Estudios acerca de los impactos y consecuencias debido al cambio climático en el medio urbano, destacan el aumento de la intensidad y frecuencia de los eventos meteorológicos extremos, los cuales podrían ocasionar severas inundaciones, sequías y olas de calor, entre otros (IPCC, 2015).

El aumento de eventos extremos influye directamente en la seguridad del drenaje urbano, convergiendo en un incremento del número de inundaciones, que pueden incrementarse por la falta de mantenimiento de la infraestructura, o falla del sistema por otras causas, poniendo a las ciudades en una situación de desastre (Oficina de Resiliencia CDMX, 2016). Una revisión de los datos históricos en México muestra que los encharcamientos e inundaciones, que se presentan en la época de lluvias (de mayo a agosto), representan uno de los impactos negativos más recurrentes en las zonas urbanas del país (Salas & Jiménez, 2014). Aunque estos eventos generan daños económicos directos menores, afectan severamente el sistema de movilidad de las ciudades y zonas metropolitanas, generando pérdidas significativas en los tiempos de traslado de la población y pérdidas económicas indirectas (Domínguez, 2000).

Debido a esto, diversas investigaciones se han enfocado en proponer acciones que mejoren el aprovechamiento y el manejo del recurso hídrico, contemplando escenarios de cambio climático, como precipitaciones que superen los máximos históricos registrados (Myers & Pezzaniti, 2019). Sin embargo, la evidencia permite aseverar que, en ciudades bien establecidas, los sistemas de alcantarillado pluvial han rebasado su capacidad hidráulica y vida útil, por lo que variaciones en el régimen pluvial y el crecimiento periférico desorganizado provocan inundaciones cada vez más severas.

Por ello y teniendo en cuenta estos escenarios, se está buscando la adaptabilidad de las cuencas urbanas para el manejo hidrológico frente al cambio climático y generar así una mayor resiliencia hídrica en las ciudades (Ávila, 2012).

1.1.3 Evolución del enfoque convencional de diseño del drenaje pluvial urbano

El diseño convencional de obras de drenaje pluvial tiene como principal objetivo el rápido transporte y vertido de la escorrentía captada en superficies impermeables (García et al., 2012). Diversos estudios concuerdan en que dicha premisa debe considerarse obsoleta, la razón es que siguiendo este principio se atiende la problemática dentro del corto plazo y requiere de una fuerte inversión una vez superada su vida útil o capacidad, la cual se ve reducida debido a la falta de mantenimiento y obstrucciones generadas por los desechos sólidos (Roy et al., 2008). La Figura 1.1 muestra la evolución del concepto de gestión de aguas pluviales a lo largo del tiempo.

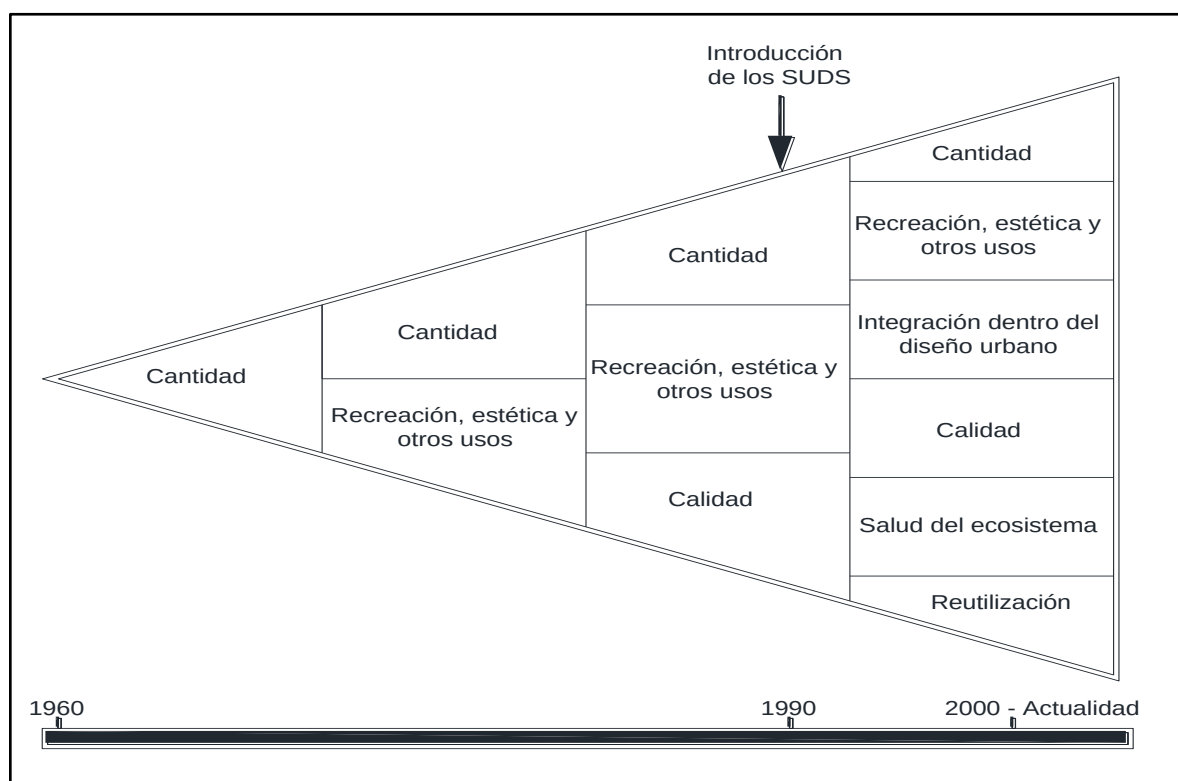


Figura 1.1 Evolución de la gestión de aguas pluviales en zonas urbanas; (modificado de Roy et al, 2008).

Además de generar problemas de contaminación en los cuerpos receptores de estas aguas (Goonetilleke & Lampard, 2019). Con base en lo anterior, se han generado varias posturas, concluyendo que los sistemas de drenaje deben ser sostenibles y adaptables en el tiempo. Estos sistemas consideran la necesidad de atender la cantidad, recreación y estética dentro del diseño del medio urbano, calidad del agua y reutilización del agua pluvial (Ávila, 2012; Radcliffe, 2019).

1.1.4 Gestión sostenible del drenaje pluvial

Investigaciones realizadas alrededor del mundo afirman que, la solución para la gestión de aguas pluviales en zonas urbanas se encuentra dentro de la misma naturaleza. Es decir, se asume que la propia naturaleza es capaz de gestionar el drenaje del agua pluvial dentro de la cuenca, de tal manera que es necesario no modificar las variables que intervienen en dicho proceso, por lo que, al establecer zonas urbanas se deben conservar las características naturales evitando en lo posible modificar la respuesta hidrológica dentro de la cuenca (Febles et al., 2004). Además, considerando que los efectos de la urbanización modifican drásticamente las condiciones de infiltración y escorrentía, es necesario implementar obras y técnicas de drenaje capaces de subsanar estos efectos, buscando conservar las condiciones hidrológicas naturales (Menjivar & Arévalo, 2008)

El conjunto de obras y técnicas para llevar a cabo una gestión sostenible del drenaje pluvial han sido nombradas de diferentes formas, sin embargo, la mayoría funcionan bajo los mismos principios y tratan de contrarrestar los efectos hidrológicos negativos de la urbanización (Myers & Pezzaniti, 2019), entre ellas se encuentran los denominados Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS), Mejores Prácticas de Manejo (BMPs), Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TEDUS) entre otros (Perales & Andrés, 2008).

Una revisión de la bibliografía sobre los SUDS muestra que la historia de éstos es relativamente corta, surgen como solución a los problemas de drenaje e inundación en zonas urbanas, bajo una perspectiva integral que considera la cantidad de escorrentía, calidad del agua y la incorporación de estructuras de drenaje dentro del diseño urbano (Rodríguez, 2017).

Su enfoque está pensado para contrarrestar los efectos negativos de la urbanización dentro del ciclo hidrológico. Sus beneficios y limitantes aún se encuentran en discusión abriendo la posibilidad a múltiples e innovadoras investigaciones (Chocat et al., 2007; Fernández & Trapote, 2019).

1.1.5 Herramientas para el análisis y diseño de drenaje pluvial y SUDS

Dentro del campo de la ingeniería civil e hidrología, el desarrollo de herramientas informáticas aplicables al diseño y análisis de redes de alcantarillado ha sido potenciado, la mayoría de ellas están dotadas de una interfaz gráfica que permite la construcción del modelo digital de la red, conceptualizando cada elemento que la conforma, así como características propias necesarias para llevar acabo los cálculos del diseño. Dentro de éstos, los principales elementos topológicos que se manejan suelen ser nodos, relaciones de conectividad y área de captación (Haestad & Durrands, 2003).

En el mercado se puede encontrar una gama de herramientas diferenciadas principalmente por ser de uso libre o de pago. Cada una tiene diferentes alcances y posibilidades de cálculo, aunque en general, la mayoría permite el diseño y simulación de sistemas de alcantarillado nuevos o existentes, permitiendo su aplicación dentro de las diferentes etapas del proyecto. Algunas de estas herramientas son DREN-URBA (HidraSoftware, 2018), CIVIL ADS (ADSMEXICANA, 2019), AKUA (Mesoftware, 2019), STORMCAD (Bentley, 2019a), SEWERGEMS (Bentley, 2019b), SWMM (United States Environmental Protection Agency, 2019), MIKE URBAN (DHI,2019).

Con respecto a los SUDS, existen modelos que permiten calcular el volumen de escorrentía y calidad del agua, valorar el funcionamiento de SUDS de manera nativa o simulada y en algunos casos considerar una planeación territorial. Estas herramientas se encuentran en constante desarrollo por lo que el empleo de uno u otro dependerá del problema y del manejo de éste (Ashok, 2015).

Análisis realizados sobre modelos aplicables al diseño de SUDS coinciden en que, si bien son modelos operativos que permiten mejorar la comprensión de su funcionamiento, no están del todo completos debido a la falta o consideración de ciertos fenómenos y aspectos que intervienen (Por ejemplo; la mayoría no considera la capacidad de infiltración y almacenamiento previo a la precipitación, no realizan un análisis explícito del impacto de la urbanización sobre la cuenca; el constante desarrollo y avances en los SUDS), además algunos no fueron diseñados específicamente para realizar esta tarea, por lo cual, el usuario tiene la necesidad de realizar abstracciones o modificaciones para solventar estas limitantes (Qianqian, 2014).

Algunos ejemplos de estos modelos son el SWMM (Storm Water Management Model) desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental (EPA) de los Estados Unidos, el MUSIC (Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualization) desarrollado en Australia, el WBM (Water Balance Model) desarrollado en la Universidad de Nuevo Hampshire en Estados Unidos y el MOUSE (Model for Urban Sewers) desarrollado por la empresa DHI Water & Environment (Elliott & Trowsdale, 2007). La tabla 1.1 muestra la comparación de los principales modelos de simulación.

Aunque existen diferentes modelos que pueden ser empleados en la simulación y diseño de SUDS, éstos presentan algunas limitantes, tales como: dificultad de uso, datos necesarios para la simulación y límites de aplicación poco claros. Para superar estas imperfecciones, se requiere que los modelos se actualicen constantemente debido a que es un campo de investigación relativamente nuevo y a su vez simplifiquen sus procedimientos para una práctica implementación, además de considerar la aplicación de nuevas tecnologías (Haris et al., 2016).

Dado que los SUDS se encuentran en desarrollo no existen criterios de diseño suficientemente claros, no existen modelos para el diseño y simulación específicos que permitan en una herramienta el diseño de sistemas convencionales de drenaje, diseño de SUDS y la simulación del funcionamiento en conjunto, con la finalidad de evidenciar objetivamente los beneficios dentro del drenaje pluvial urbano.

Tabla 1.1 Comparación de las capacidades de los diferentes modelos de simulación hidrológico-hidráulico aplicables a la gestión sustentable del drenaje pluvial (modificado de Qianqian, 2014).

Modelo	Calificación del criterio de análisis			
	Volumen de Escorrentía	Calidad de agua	Obras de drenaje sostenible	Planeación territorial
SWMM (Storm Water Management Model)	Bueno	Regular	Bueno	Bueno
MOUSE (Model for Urban Sewers)	Bueno	Bueno	Regular	Bueno
MUSIC (Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualization)	Regular	Bueno	Bueno	Regular
P8-UCM	Regular	Regular	Regular	Regular
PURRS (Probabilistic Urban Rainwater and Wastewater Reuse Simulator)	Malo	Malo	Regular	Regular
RUNQUAL	Regular	Regular	Regular	Regular
SLAMM (Source Loading and Management Model)	Malo	Regular	Regular	Regular
STORMTHC	Malo	Regular	Regular	Regular
UVQ (Urban Volume and Quality)	Regular	Regular	Regular	Regular
WBM (Water Balance Model)	Malo	Malo	Bueno	Regular

1.2 Planteamiento del problema

Los efectos de la urbanización de cuencas naturales han obligado el desarrollo de nuevos enfoques referentes al manejo del agua pluvial en zonas urbanas, tratando de buscar que pese al establecimiento de centros urbanos las condiciones hidrológicas naturales puedan conservarse o incluso mejorarse.

Hoy en día el diseño de sistemas de drenaje pluvial tiene que considerar un enfoque sostenible y para ello es necesario evolucionar, valiéndose de diferentes técnicas (nuevas y en desarrollo) que permitan dejar de lado el enfoque de diseño convencional.

Sin embargo, para poder llevarlo a cabo se requiere que el proyectista conozca plenamente la dinámica de las aguas pluviales en entornos urbanos, para poder aplicar las diferentes técnicas y métodos relacionados con la tarea.

La existencia de software de diseño y simulación de sistemas de drenaje han facilitado las tareas de diseño representando un gran avance en la materia, sin embargo, aún se encuentran en constante desarrollo y en la búsqueda de concretar el diseño sostenible de los sistemas pluviales. Aunado a lo anterior el costo, accesibilidad y/ o manejo de este no siempre permiten su aplicación.

En México el problema de las inundaciones urbanas se ha agravado en los últimos años, las razones para esto son diversas, sin embargo, gran parte de ello corresponde a la inexistencia de drenajes únicamente pluviales, conexiones al sistema de desarrollos no planeados, así como la antigüedad de éstos. Por lo anterior, es urgente la adopción de SUDS como medida remedial conforme se avance en el establecimiento de una gestión integrada de las aguas pluviales siguiendo el ejemplo de países que han avanzado en esta materia con éxito.

Lo anterior conduce al planteamiento de las siguientes preguntas de investigación:

1. ¿De qué forma se puede aumentar la resiliencia de los sistemas convencionales de drenaje pluvial?
2. ¿Cómo conservar la respuesta hidrológica natural en cuencas urbanas?

1.3 Hipótesis

La incorporación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible en el diseño del drenaje pluvial urbano genera una mayor resiliencia en el sistema y una consecuente mejora en la respuesta hidrológica de una cuenca urbanizada acercándose con la existente en su estado natural.

1.4 Objetivo general

Desarrollar una herramienta hidroinformática capaz de simular y valorar el funcionamiento de sistemas de drenaje pluvial de forma convencional incorporando SUDS, para analizar los cambios en su capacidad de respuesta hidrológica ante diferentes eventos meteorológicos, buscando lograr que esta respuesta se acerque a la existente en un estado natural.

1.4.1 Objetivos específicos

- a) Búsqueda y análisis de información referente al desarrollo y diseño de los SUDS, para seleccionar aquellos que han mostrado ser eficientes en el control de escorrentía y caudal pico.
- b) Determinar los criterios de diseño de la red de drenaje pluvial separado para obtener la respuesta hidrológica del sistema con base en lo establecido en las normas y recomendaciones de diseño en México.
- c) Analizar y determinar los criterios adecuados para calcular la respuesta hidrológica natural en una cuenca urbanizada.
- d) Desarrollar una herramienta hidroinformática, en un lenguaje técnico, de diseño de sistemas de drenaje pluvial convencionales con la incorporación de SUDS, para analizar los cambios hidrológicos-hidráulicos en el sistema.
- e) Evaluar la herramienta considerando un caso práctico, con la finalidad de demostrar la importancia de incorporar SUDS en el diseño del drenaje pluvial en zonas urbanas, comparado con los diseños convencionales.

1.5 Justificación

En esta investigación se plantea el desarrollo de una herramienta hidroinformática que permita el diseño de sistemas convencionales de drenaje pluvial separado y la integración de SUDS como elementos adicionales del sistema.

Esta modificación tiene dos propósitos: el primero está relacionado con la disminución del volumen simultáneo de agua a transitar en la red, aumentando su capacidad en comparación con la obtenida de un diseño convencional; el segundo se enfoca en mejorar la respuesta hidrológica de una cuenca urbana acercándola a la existente en su estado natural.

Realizar diseños incorporando SUDS, permite aumentar la resiliencia del drenaje urbano, adaptándolo a un régimen de precipitaciones no estacionarias. De esta manera se disminuye la probabilidad de falla en la red, evitando posibles inundaciones y en caso de presentarse, el manejo debe ser eficiente, disminuyendo los daños asociados. Conservar una respuesta hidrológica natural en una cuenca urbanizada, evita problemas aguas abajo relacionados con el rápido vertido del agua pluvial en la red a las aguas receptoras, con lo que, podría superarse la capacidad de los cauces naturales provocando el desborde de sus aguas e inundación de las zonas aledañas.

Dentro de la planeación de futuros desarrollos urbanos, conocer los cambios en la respuesta hidrológica de la cuenca muestra un panorama general de los efectos negativos, facilitando la toma de decisiones y así encaminar acciones que permitan lograr o acercarse lo más posible a un “impacto hidrológico cero”, el cual es uno de los principales objetivos en la concepción de drenajes pluviales sostenibles.

Realizar un fácil diseño y valoración del funcionamiento de SUDS como parte del sistema del drenaje pluvial, permite considerarlos dentro de proyectos encaminados a la gestión del agua pluvial en centros urbanos, reduciendo la incertidumbre y el discreto conocimiento sobre estos sistemas de drenaje.

La herramienta hidroinformática desarrollada facilita las tareas de planeación y diseño de sistemas de drenaje pluvial considerando SUDS, avanzando así hacia una gestión sostenible. Se diferenciaría de las existentes ya que contempla un entorno centralizado con propósitos específicos claros, atendiendo normativas y especificaciones de diseño en México, priorizando en la inclusión conceptual de los principales SUDS.

Capítulo 2

Marco Teórico

A través de este capítulo se presenta la sustentación teórica de las principales partes que integran el proyecto de investigación, algunas de las principales teorías, metodologías y formulaciones relacionadas con el diseño de sistemas convencionales de drenaje pluvial. Todo esto tiene como único propósito el presentar dicha información como un sistema coordinado y coherente de conceptos y proposiciones que permitan abordar el problema en capítulos posteriores.

2.1 Sistemas de drenaje pluvial

Con el establecimiento de las primeras urbanizaciones, las aguas pluviales en las zonas urbanas han sido consideradas un aspecto indeseable, es por ello por lo que la ingeniería se encargó de proyectar sistemas con el objetivo fundamental de eliminar, tan rápido como fuera posible, dicho escurrimiento. Los sistemas de drenaje urbano convencionales fueron diseñados para recolectar y conducir las aguas pluviales hacia aguas abajo rápidamente, asumiendo altos costos y a pesar de ello no siempre funcionan de manera satisfactoria por lo que en la actualidad son un tema de interés para la ingeniería (Campos, 2010).

Los sistemas de drenaje urbano pueden considerarse constituidos por dos componentes, el drenaje primario y el drenaje mayor. El drenaje primario, o inicial, está diseñado para evitar la interrupción de las actividades normales y económicas de la población durante las tormentas frecuentes, está constituido por el drenaje de las calles y alcantarillas que conducen el escurrimiento hasta algún colector. El drenaje mayor incluye al sistema que transporta el escurrimiento que originan las tormentas severas, está compuesto por un sistema de colectores de dimensiones mayores al primario y descarga generalmente a algún cauce natural que ha sido destinado y/o modificado para tal función (Durrans & Haestad Methods, 2007a). Los principales componentes de un sistema de drenaje pluvial urbano a nivel de detalle y de acuerdo con su función se exponen en la tabla 2.1

Tabla 1.1 Componentes de un sistema de drenaje pluvial de acuerdo con su función (ASCE, 2018)

Componente	Función
Estructuras de captación	Su función es recolectar las aguas pluviales por transportar y consisten básicamente en las bocas de tormenta o sumideros
Estructuras de conducción	Su función es transportar el flujo a través del sistema, generalmente son tuberías enterradas, que van desde los albañales pluviales que conducen el agua a las atarjeas y éstas a los subcolectores, los cuales finalmente la transportan a los colectores. También se incluyen los emisores que transportan la descarga pero que ya no colectan aguas. Algunas veces, los colectores finales y/o los emisores son canales o conductos a cielo abierto
Estructuras de conexión y mantenimiento	Sirven como sitios de inspección y acceso para las tareas de mantenimiento, dichas estructuras se denominan pozos y cajas de visita.
Estructura de vertido	Su función consiste en proteger y mantener despejada la descarga del sistema de drenaje pluvial.
Instalaciones complementarias	Son instalaciones requeridas en sistemas de drenaje para su funcionamiento correcto, incluyen estaciones de bombeo, vertedores y disipadores de energía, así como estructuras de cruce (sifones, puentes y alcantarillas).

2.1.1 Trazo de la red de drenaje pluvial

El trazo de una red de drenaje pluvial no es único, es decir, está condicionada por quien la diseña, sin embargo, como regla general siempre debe buscarse que el sistema de drenaje sea lo más económico posible. Para ello se recomienda seguir la topografía del terreno natural tan cercano como sea posible garantizando así una conducción por gravedad. El trazo de la red se inicia con la elección del sitio o sitios de vertido, a partir de los cuales puede definirse la ubicación de emisores y colectores.

Establecido lo anterior, se comienzan por ubicar los subcolectores y la red de atarjeas. Existen cuatro modelos comunes relativos a la configuración de colectores y emisores, la configuración de cada modelo está gobernada por los siguientes factores: topografía del terreno, ubicación del sitio de entrega o descarga, localización de instalaciones urbanas, alineamiento de las calles principales y ubicación de las entradas de agua. (CONAGUA, 2016). En la tabla 2.2 se exponen cada modelo y sus características importantes.

Tabla 2.2 Modelos existentes para la configuración de colectores y emisores (CONAGUA, 2016)

Modelo	Características
Modelo perpendicular	Se recomienda implementar en ciudades ribereñas, cuyo terreno está inclinado hacia la corriente, ubicando los colectores de forma perpendicular al río y descargan directamente en él o en un emisor
Modelo radial	Es adecuado en ciudades cuyo centro es la parte más alta y de ahí desciende hacia su periferia, de manera que la red de atarjeas descarga a colectores perimetrales que conducen sus descargas al emisor.
Modelo de interceptores	Es una variante del perpendicular, se recomienda implementar en ciudades ubicadas en terrenos con pendiente uniforme, por ello el trazo de los colectores es transversal a las curvas de nivel y éstos descargan a un interceptor o emisor.
Modelo de abanico	Su función consiste en proteger y mantener despejada la descarga del sistema de drenaje pluvial.

Para el trazo de la red de atarjeas integrada dentro del drenaje primario, existen tres modelos: el trazo en bayoneta adecuado para terrenos con pendientes suaves y uniformes, el trazo en peine, en el cual las atarjeas tienden a ser paralelas, es conveniente en terrenos prácticamente planos y el trazo combinado que mezcla a los anteriores para volver más económico el diseño.

En las figuras 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4 se muestra un esquema del modelo perpendicular, radial, de interceptores y de abanico para el trazo de una red de drenaje, por otro lado, las figuras 2.5, 2.6 y 2.7 muestran el trazo en bayoneta, en peine y combinado para la configuración de la red de atarjeas.

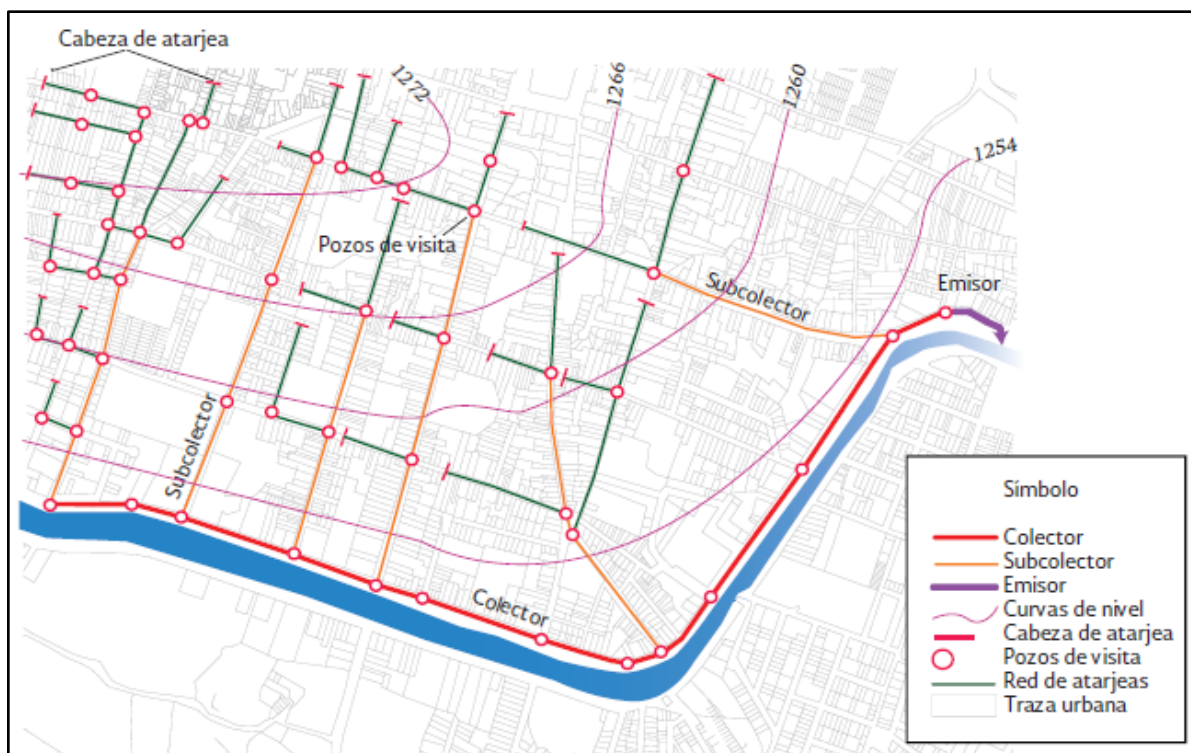


Figura 1.1 Modelo perpendicular de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)

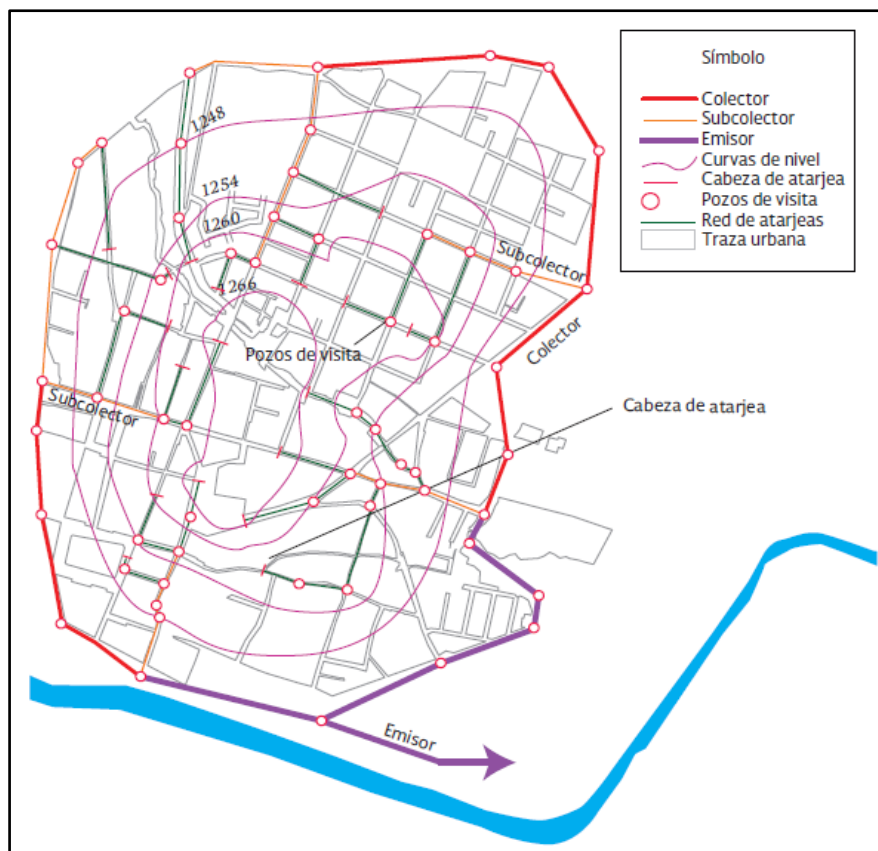


Figura 2.2 Modelo en radial de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)

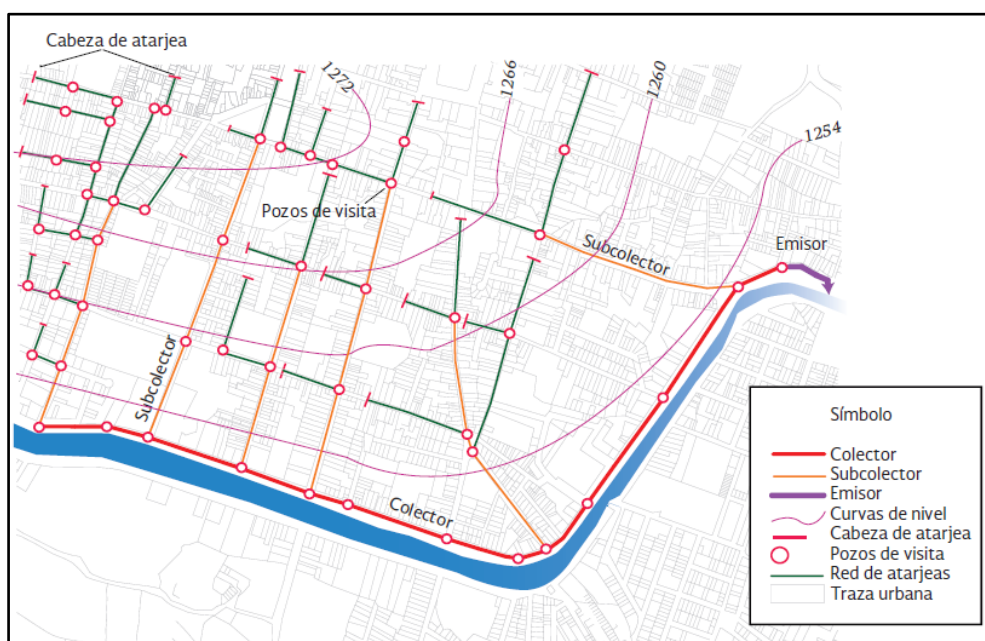


Figura 2.3 Modelo de interceptores de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)

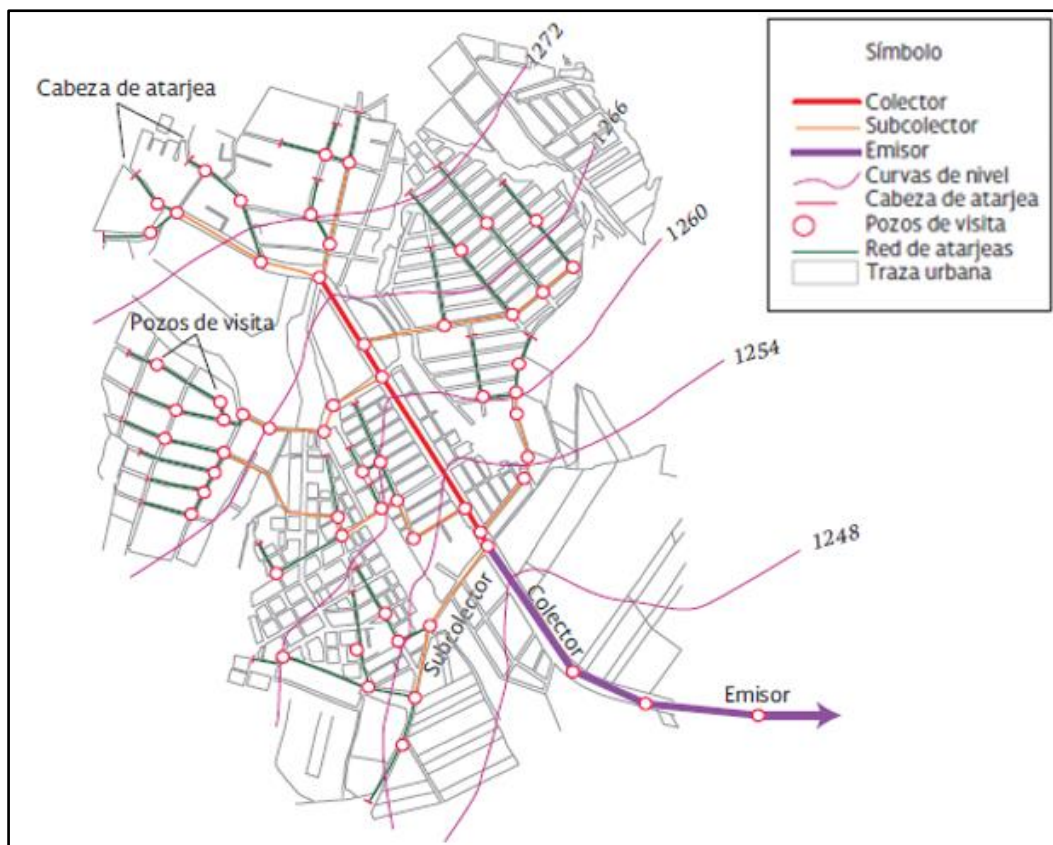


Figura 2.4 Modelo de abanico de una red de drenaje (Extraído de CONAGUA, 2010)

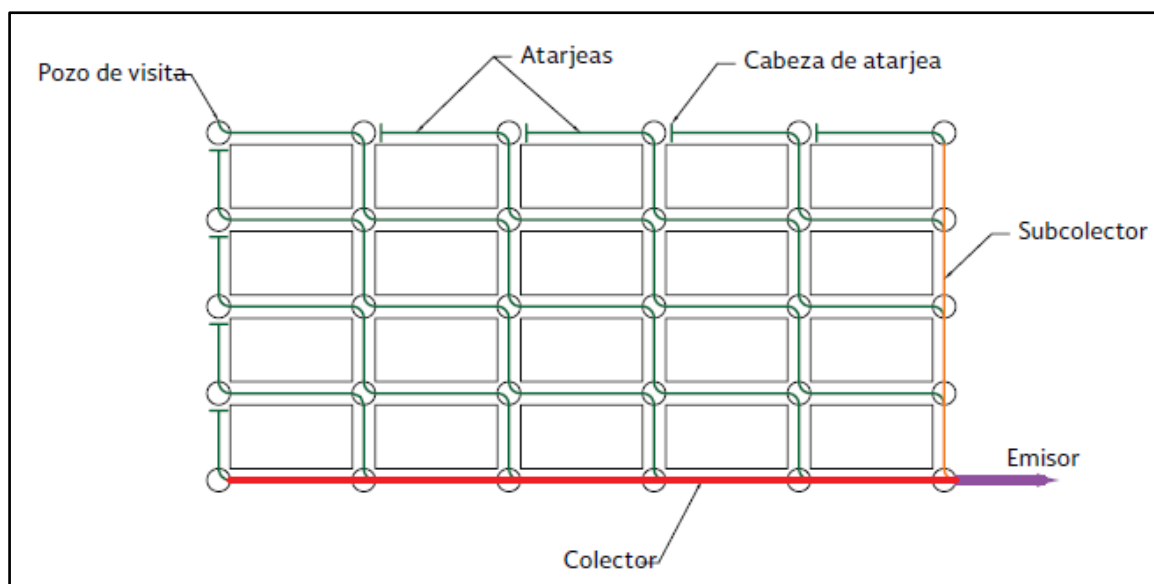


Figura 2.5 Trazo en bayoneta de la red de atarjeas (Extraído de CONAGUA, 2010)

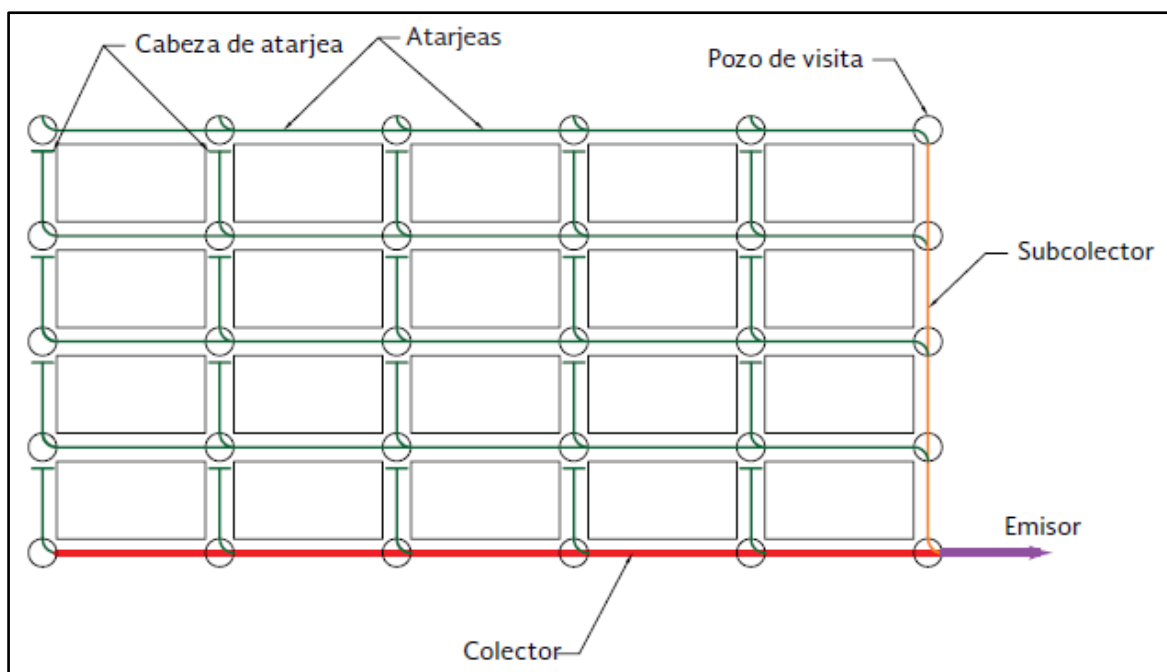


Figura 2.6 Trazo en peine de la red de atarjeas (Extraído de CONAGUA, 2010)

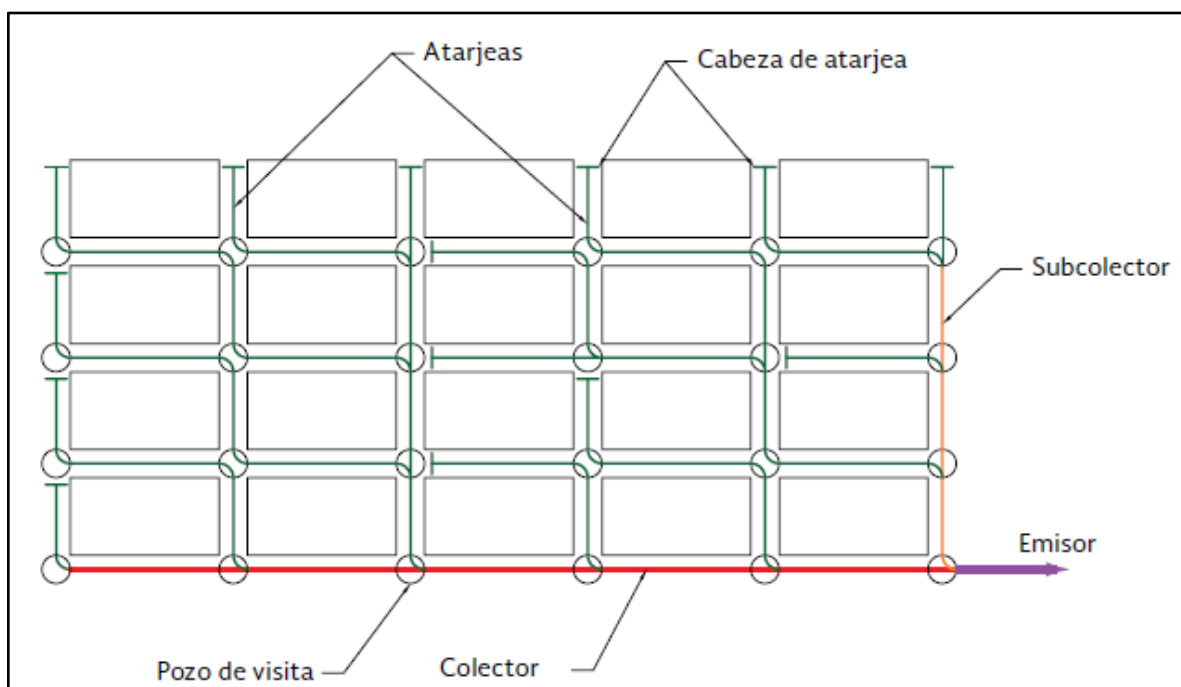


Figura 2.7 Trazo combinado de la red de atarjeas (Extraído de CONAGUA, 2010)

2.1.2 Consideraciones y restricciones básicas del diseño

El diseño de un sistema de drenaje está condicionado por un gran número de factores, sin embargo, existen criterios y normas a las cuales apegarse para facilitar la tarea. En la tabla 2.3 presenta algunas restricciones y suposiciones consideradas como básicas para diseño de la red de drenaje (Campos, 2010).

Tabla 2.3 Restricciones y consideraciones básicas para el diseño de drenajes pluviales (Campos, 2010)

Núm.	Criterio
1	Las tuberías de la red se diseñan para transportar el gasto de diseño por gravedad, de manera que estaciones de bombeo y tuberías con flujo a presión no son consideradas
2	Las tuberías de la red son circulares de tubos comerciales y no menores de 20 cm de diámetro, es decir, 8 pulgadas. O según lo estipulado en las normas aplicables
3	El diámetro de diseño corresponde al tubo comercial más pequeño con capacidad de flujo igual o mayor que el gasto de diseño y que además satisface las demás restricciones
4	Las tuberías de la red de drenaje deben estar enterradas a una profundidad que evite la posibilidad de congelamiento, pero que les permita drenar sótanos y que tengan el suficiente recubrimiento para evitar su rompimiento debido a cargas que ocurran en la superficie
5	Las tuberías de la red se unen en los pozos de inspección, de manera que la corona del tubo superior no esté más abajo que la del inferior
6	En cualquier pozo de inspección el diámetro de la tubería de aguas abajo no puede ser menor que alguna de las de aguas arriba
7	La pendiente de las tuberías de la red está definida por la pendiente del terreno, pero la mínima debe ser 0.25%, ya que es difícil construir drenajes con pendientes menores
8	Para prevenir o reducir el depósito de material sólido en las tuberías, se debe de cumplir con una velocidad mínima del orden de 0.61 a 0.91 m/s, cuando el flujo sea a tubo lleno

Tabla 2.3 Restricciones y consideraciones básicas para el diseño de drenajes pluviales (Campos, 2010) (Continuación)

9	Para prevenir erosión se debe de respetar la velocidad máxima permisible de acuerdo con los materiales de las tuberías. En general, la velocidad máxima permisible depende del material de la tubería, de la condición de flujo y de todas las conexiones y caídas
10	La red de drenaje es una red dendrítica, es decir convergente hacia aguas abajo
11	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°
12	Para absorber los efectos de los remansos, el tirante normal en las tuberías se recomienda establecerse entre el 80% - 90% del diámetro.

1.2.3 Periodos de retorno para el diseño de drenajes urbanos

El concepto periodo de retorno alude al del nivel de seguridad empleado en cálculos hidrológicos e hidráulicos. Se dice que un valor de una variable en análisis, por ejemplo, una precipitación de valor P_o , es de periodo de retorno T_r años, cuando en promedio se produce un evento igual o mayor que P_o al menos una vez cada T_r años (Aparicio, 1996).

En un diseño de una red de drenaje pluvial, cuanto más grandes sean las dimensiones sus componentes la probabilidad de que ésta falle será menor, sin embargo, éstas se relacionan intrínsecamente con su costo de construcción y mantenimiento por lo cual el costo del proyecto se incrementará considerablemente.

Establecer un equilibrio entre el costo y el beneficio resulta una tarea compleja, debido a la dificultad de cuantificar los daños provocados por una inundación, por lo cual en su lugar se recurre al criterio de periodo de retorno preestablecido con base en las características de las zonas de estudio (Durrans & Haestad Methods, 2007a)

La elección del periodo de retorno de diseño debe realizarse meticulosamente. La elección de un periodo muy grande hace que el sistema trabaje a su mínima capacidad la mayor parte del tiempo incrementando considerablemente el costo del proyecto, por otro lado, elegir un periodo de retorno pequeño se reflejaría en constantes inundaciones en la zona.

Las tablas 2.4 y 2.5 presentan la recomendación para la selección del periodo de retorno, en función del tipo de uso de suelo y el tipo de infraestructura desarrollada.

Tabla 2.4 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial, Parte II (CONAGUA, 1996)

Estructuras de drenaje pluvial	Tr (años)
Aeropuertos y estaciones de ferrocarril y de autobuses	10
Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	50
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos locales que comunican poblados pequeños	10 a 25
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales que comunican poblados medianos	25 a 50
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos primarios que comunican poblados grandes	50 a 100
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 a 5
Poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 a 10
Poblados grandes con más de 1 000 000 de habitantes	10 a 25

Tabla 2.5 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial (adaptado de Department of Energy and WaterSupply, 2013)

Tipo	Descripción	Tr (años)
Centro de negocios	Zonas donde el uso principal es para las actividades de venta al por menor o de negocios y donde los edificios son comúnmente construidos hasta los límites de la propiedad, los toldos sobresalen sobre la banqueta y el paisaje es mínimo o inexistente. Estas áreas de negocios a menudo se encuentran en las partes más antiguas de la ciudad o pueblo.	10
Áreas comerciales	Zonas donde los usos primarios incluyen las ventas al por menor, actividades comerciales, hoteles etc. Pueden incluir centros para exposiciones, restaurantes, clubes deportivos	10
Zonas industriales	Las áreas donde las actividades principales llevadas a cabo son la producción, el procesamiento de productos, instalaciones de almacenamiento, etc.	2
Zonas urbanas con alta densidad	Áreas urbanas que tienen más de 20 viviendas por cada 10 000 m^2 (una hectárea), como edificios de departamentos, unidades habitacionales y zonas suburbanas altamente pobladas	10
Zonas urbanas con media densidad	Las áreas residenciales que tienen más de 5 y hasta 20 unidades de vivienda por cada 10 000 m^2 (una hectárea)	2
Zonas rurales	Áreas residenciales rurales que tienen entre 2 y 5 unidades de vivienda por cada 10 000 m^2 (una hectárea)	2
Espacios abiertos	Las áreas abiertas utilizadas principalmente para la recreación, como parques, campos de golf, etc.	1

2.2 Diseño de sistemas de drenaje pluvial

De manera general, el diseño de los sistemas de drenaje urbano incluye los siguientes aspectos: (1) análisis hidrográfico, (2) análisis hidrológico, (3) análisis hidráulico, (4) conformación del proyecto ejecutivo (CONAGUA, 2016).

- a) **Análisis hidrográfico.** En esta etapa se evalúan los parámetros geomorfológicos de la cuenca (uso de suelo, pendiente de la cuenca y línea de corriente principal) con base en información topográfica del sitio; estableciéndose los elementos que intervienen en el cálculo de los gastos pluviales. En el apartado 2.3 se exponen más a detalle los elementos de esta etapa.
- b) **Análisis hidrológico.** En esta etapa, se recopilan los datos de precipitación histórica, de las estaciones climatológicas cercanas al sitio de estudio y por medio de análisis hidrológicos, estadísticos y probabilísticos, que, para cada periodo de retorno establecido, definen la intensidad de precipitación, la duración y su variación a lo largo del tiempo. También se determinan los caudales de diseño obtenidos por algún método que permita simular el proceso lluvia escurrimiento en la cuenca. En el apartado 2.4 se exponen más a detalle los elementos de esta etapa.
- c) **Análisis hidráulico.** En esta etapa, se analizan los efectos del escurrimiento en la zona de estudio y se proponen alternativas de solución para mitigar los riesgos asociados, todo esto a través de análisis hidráulicos y modelos de simulación matemática. Una vez definida la alternativa más adecuada, se realiza un diseño geométrico e hidráulico de los distintos elementos que conforman la red de drenaje pluvial. En el apartado 2.5 se exponen más a detalle los elementos de esta etapa.
- d) **Integración del proyecto ejecutivo.** Al final se desarrolla el proyecto ejecutivo que es la base para construir el sistema diseñado en este aspecto. En el apartado 2.6 se exponen más a detalle los elementos de esta etapa.

2.3 Análisis hidrográfico

El objetivo de un análisis hidrográfico de una cuenca urbana es evaluar los parámetros geomorfológicos de la misma, a continuación, se exponen los procesos y consideraciones aplicables en cuencas urbanas.

2.3.1 Características físicas de las cuencas urbanas

Las cuencas urbanas suelen considerarse como pequeñas. Sin embargo, el establecimiento de un límite superior para el tamaño de las cuencas pequeñas involucra mucha subjetividad, debido a la variabilidad natural de sus pendientes y coberturas vegetales, no obstante, se ha sugerido que cuencas menores de 2.5 km^2 , o bien con tiempos de concentración menores de una hora son pequeñas (Gómez, 2007a).

Para cuencas pequeñas son válidas las tres consideraciones siguientes: a) la lluvia se puede aceptar distribuida uniformemente en el tiempo; b) la lluvia se puede aceptar distribuida uniformemente en el espacio; y c) la duración de la tormenta generalmente excede el tiempo de concentración. Además, el escurrimiento procede principalmente del flujo sobre el terreno y los procesos de almacenamiento en cauces son despreciables. Las cuencas que poseen alguna o todas las propiedades anteriores son consideradas como pequeñas en un sentido hidrológico (López, 2007).

Existen diferencias físicas bastante marcadas entre cuencas rurales y urbanas, en primer lugar, sus dimensiones son bastantes diferentes, las cuencas rurales generalmente tienen áreas de varios kilómetros cuadrados y pueden llegar a cientos y miles de km^2 , en cambio las cuencas urbanas son de varias hectáreas y difícilmente llegan a decenas de km^2 . Asociado con el tamaño, el tiempo de respuesta de las cuencas rurales a una tormenta es de varias horas y hasta días; en cambio, en las cuencas urbanas es de minutos y a lo máximo de horas.

En las cuencas rurales las pendientes y los cauces definen el patrón de escurrimiento, en cambio, en las cuencas urbanas el modelo natural es modificado por calles, muros y otros obstáculos, incluso puede verse afectado por infraestructura hidráulica en el sitio. Otro aspecto importante son los cambios de la impermeabilización de su superficie, en cuencas urbanas la superficie impermeabilizada constituye la mayor parte del área y modifica drásticamente los procesos de infiltración y escorrentía (ASCE, 2018).

2.3.2 Delimitación de una cuenca urbana

En cuencas naturales, la topografía del terreno es adecuada para la definición de cuencas, subcuencas y microcuencas. Sin embargo, cuando se analizan cuencas urbanas, además de la topografía es vital considerar la infraestructura urbana integrada a la superficie del terreno.

Debe considerarse que el trazo de calles, edificios, parques, etc., influirán en el comportamiento del flujo, y para poder definir adecuadamente el comportamiento del escurrimiento, primero debe definirse adecuadamente la cuenca de estudio y dentro de ésta, las subcuencas y microcuencas. A continuación, se describe de manera general el proceso para la delimitación de cuencas urbanas (López, 2017):

a) Delimitación del parteaguas natural

Se lleva la delimitación considerando la topografía de la zona, de los resultados obtenidos se considera el parteaguas topográfico como definitivo siempre y cuando el mismo no corte una zona urbana para la cual no se tiene información de redes de drenaje.

b) Municipios en el parteaguas

Los límites municipales se consideran, bajo la hipótesis de que cada municipio hace su propio manejo de escurrimientos urbanos (drenaje sanitario y pluvial), con lo que, no se considera prudente dividir dichos escurrimientos entre varios municipios o cuencas. Adicionalmente se subraya que, de acuerdo con la legislación vigente en México, es el municipio el responsable de otorgar el servicio de abastecimiento y servicios sanitarios. Considerando estos aspectos las modificaciones consideran incluir en la cuenca aquellos municipios ubicados sobre el parteaguas, para los cuales se tienen urbanizaciones considerables, siempre y cuando la topografía lo permita.

c) Reducción de subcuencas

Los criterios anteriores generan un número elevado de subcuencas, pero se puede realizar la unión de varias de ellas para simplificar el trazado, apoyándose en los siguientes criterios:

- i. Las subcuencas por unir deben ser adyacentes
- ii. Las subcuencas por unir deben compartir tramos comunes de ríos o desembocan en un mismo río
- iii. Las subcuencas por unir deben tener condiciones físicas similares (pendiente, área), no superándose un área final global de 15 km^2 . Esto último para cumplir con las hipótesis de uso del método racional en la estimación de caudales pico.
- iv. Las subcuencas por unir no deben dividir la misma zona urbana

d) Límites urbanos

Este proceso es específico para la corrección de subcuencas de manera conjunta con el criterio 3. Para municipios o delegaciones que compartan dos subcuencas se procede de forma similar que lo expuesto en el criterio 2, procurando no separar este tipo de entidades.

Las zonas urbanas dentro de una entidad que comparta 2 subcuencas tampoco deberán separarse. Partiendo de la no existencia de datos de drenaje se hace el supuesto de considerar que toda la urbanización drena a una única subcuenca, siempre que las condiciones del terreno sean favorables. En la figura 2.8 se muestra el diagrama a seguir para la delimitación de cuencas urbanas

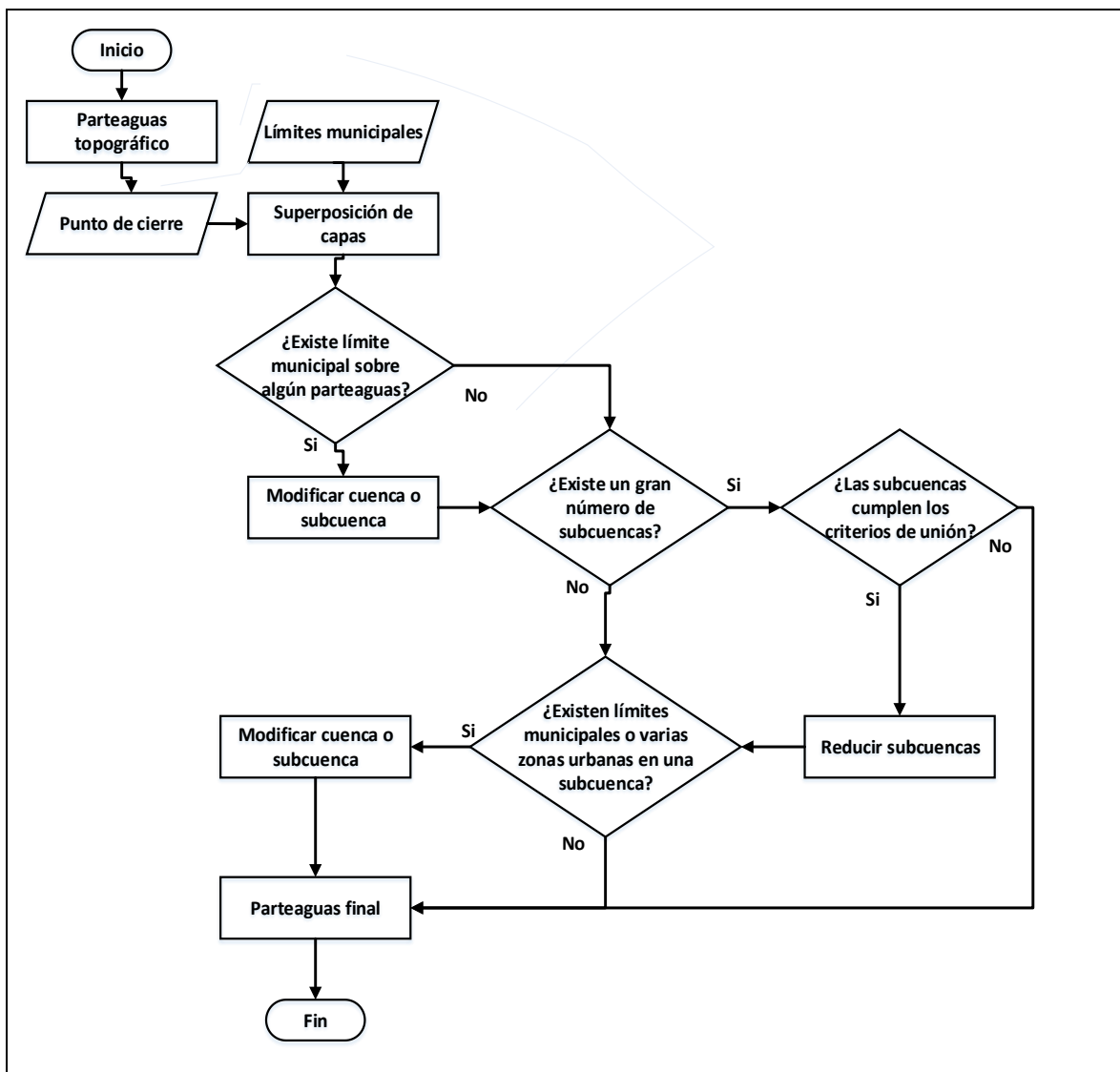


Figura 2.8 Diagrama de flujo para refinamiento de cuencas urbanas (modificado de López, 2017)

2.3.3 Obtención de las líneas de corriente

Las líneas de corriente representan la dirección y sentido de flujo en función de la topografía y el trazo de calles en cuencas urbanas. El trazo de líneas de corriente se realiza, identificando el punto más alto de la cuenca y se sigue la topografía en sentido descendente, respetando el trazo de calles y avenidas. Este proceso se desarrolla, calle por calle hasta lograr identificar todos los afluentes dentro de la zona. Los puntos donde se unen dos o más líneas en el mismo sentido indicarán un lugar de encharcamiento potencial.

2.3.4 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (T_c) se define como el tiempo que tarda una gota de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de ésta. Diferentes autores han propuesto fórmulas empíricas para determinar de manera aproximada el tiempo de concentración T_c .

A continuación, se describen algunas de ellas, las cuales lo expresan en minutos.

- I. Fórmula de Kirpich. Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%) (CONAGUA, 2016)

$$T_c = 0.0003245 \left(\frac{L_i}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.77} \quad (2.1)$$

Donde:

L_i es la longitud sobre la cual se presenta el escurrimiento (m)

S_c es la pendiente media del escurrimiento (adimensional es decir $[m/m]$)

- II. Fórmula de la Agencia Federal de Aviación. Desarrollada con datos de drenaje de aeropuertos, se considera válida en cuencas pequeñas donde el flujo dominante es sobre el terreno (López, 2007).

$$T_c = \frac{0.7038 (1.1 - C) \sqrt{L_i}}{S_s} \quad (2.2)$$

Donde:

C es el coeficiente de escurrimiento del método racional

S_s es la pendiente del terreno sobre la cual se ejerce el flujo (m/m)

- III. Fórmula de Carter. Se utilizaron cuencas del área de Washington, D. C. con cauces naturales y áreas con alcantarillado (Campos, 2010). Todas las cuencas tuvieron tamaños menores de 20.7 km^2 , longitudes de canal menores de 11.3 km y pendientes también menores del 0.5 %.

$$T_c = \frac{45.636 L_i^{0.6}}{S_c^{0.3}} \quad (2.3)$$

Donde:

L_i es la longitud sobre la cual se presenta el escurrimiento (km)

S_c es la pendiente media del escurrimiento (m/km)

En entornos urbanos el cálculo del tiempo de concentración para cuestiones de diseño requiere considerar los términos, tiempo de entrada al sistema (t_e) y el tiempo de viaje a través de colectores (t_v) (Campos, 2010).

En un sistema pluvial urbano (figura 2.9) el tiempo de concentración se analiza en cada uno de sus nodos (n_i) realizando un análisis desde aguas arriba hacia aguas abajo, por lo que, para determinar el T_c en un nodo particular es necesario conocer su valor en los nodos antecedentes. Para ello en nodos iniciales el tiempo de concentración es igual al tiempo de entrada al sistema es decir $T_c = t_e$; donde el t_e es igual al T_c de la cuenca de aporte directo (A_i) (o el mayor de ellos cuando confluyen más de una cuenca al mismo nodo) y se calcula con alguna de las ecuaciones 2.1, 2.2 o 2.3 (o su equivalente).

Para los demás nodos se deben de contemplar las diferentes rutas de flujo, seleccionando aquel que proporcione el mayor tiempo de concentración T_c , para cada ruta el tiempo de concentración está dado por:

$$T_c = t_e + \sum t_v \quad (2.4)$$

La obtención de t_v se obtiene con la ecuación (2.5):

$$t_v = \frac{L_i}{V} \quad (2.5)$$

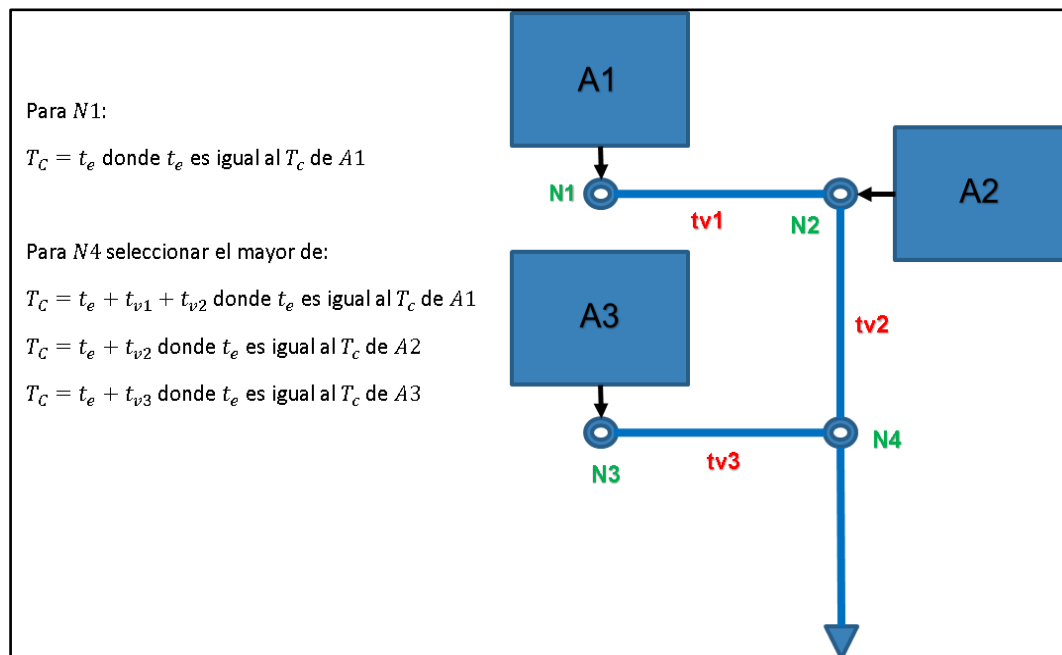


Figura 2.9 Tiempo de concentración de un sistema de drenaje pluvial

2.4 Análisis hidrológico

El objetivo de un análisis hidrológico de una cuenca urbana tiene como objetivo principal la obtención de los elementos necesarios para el cálculo de los caudales de diseño, para ello se requiere la obtención de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDTr), hietogramas de precipitación, modelos de pérdidas, construcción de hidrogramas sintéticos y el tránsito de éstos en un sistema de alcantarillado pluvial.

2.4.1 Análisis de precipitaciones

El objetivo de un análisis de precipitaciones dentro del diseño de sistemas pluviales es la obtención de las curvas IDTr. Su construcción o estimación se realiza según se disponga de información pluviográfica o únicamente de información pluviométrica.

La distinción entre estos términos para obtener unas curvas IDTr, radica en el tipo de información disponible, en ambos casos debe realizarse un tratamiento estadístico de los datos, denominado análisis de frecuencia, con la finalidad de obtener el intervalo de recurrencia de un evento hidrológico dada una magnitud (Del Ángel & Domínguez, 2013). A continuación, se describen las etapas que incluye dicho análisis.

2.4.1.1 Calidad de datos meteorológicos

El análisis de muestras históricas constituye, en general, el primer paso en el estudio de un fenómeno hidrológico complejo cuya formación o evolución dependen de leyes físicas, con componentes aleatorios significativos difícilmente previsibles. Para realizar un análisis de precipitaciones, los registros históricos de ellas tomados en estaciones meteorológicas son, con frecuencia, la única herramienta de la cual se dispone para comprender su comportamiento en la zona de estudio y tomar decisiones relativas a proyectos de ingeniería.

Por lo que la calidad de estos debe garantizarse para no incurrir en errores, asegurando que los datos cumplan con las condiciones de aleatoriedad, independencia y homogeneidad, así como la ausencia de valores singulares para ser considerada como válida. (Escalante & Reyes, 2002).

2.4.1.1.1 Prueba de aleatoriedad

En un análisis de frecuencia hidrológica, la aleatoriedad de una muestra asegura que las diferencias entre las mediciones realizadas se deben únicamente a causas naturales, es decir que estadísticamente cada valor medio tuvo la misma probabilidad de ocurrencia.

a) Test de Hatanaca

Se utiliza para la detección de tendencias en muestras cronológicas aparentemente aleatorias (Llamas, 1993).

Hipótesis:

$H'_0 = \text{Hipótesis Nula}$

$H'_1 = \text{Hipótesis Alternativa}$

Si $x_1, x_2, \dots, x_j$ una muestra de la cual x_i es una observación cualquiera, con $i = 1, 2, \dots, j$

Entonces

$$\begin{aligned} x_i &= s_h & \text{si} & \quad x_i > x_k & \quad \forall & \quad k < i \\ x_j &= j_h & \text{si} & \quad x_i < x_k & \quad \forall & \quad k < i \end{aligned}$$

$$d_h = N_{s_h} - N_{j_h} \quad (2.6)$$

Donde:

N_{s_h} es el número de s_h observado y N_{j_h} el número de j_h

El proceso se repite ahora comenzando por x_j y caminando hacia x_i , donde:

$$d'_h = N'_{s_h} - N'_{j_h} \quad (2.7)$$

Por último, sea

$$D_h = d_h - d'_h \quad (2.8)$$

Bajo la hipótesis

$$H'_0: E(d_h) = E(D_h) = 0$$

Las variables d_h y D_h son asintóticamente normales, siendo: $\text{var}(d) = 2 \ln j - 0.845$

La varianza de D_h puede calcularse interpolando los valores de la tabla 2.6

Tabla 2.6 Test de Hatanaca (Llamas, 1993)

n	10	25	50	75	100	125
$\text{var}(D_h)$	3.26	3.80	4.05	4.30	4.41	4.45
$\text{var}(d_h)$	1.94	2.44	2.64	2.79	2.89	2.97

Se rechaza H'_0 a 95%, si $d_{obs} > 2 \text{var}(d_h)$

2.4.1.1.2 Prueba de homogeneidad

Cuando los datos de la muestra no pertenecen a la misma población, la muestra es considerada no homogénea. Esta condición puede afectar los cálculos estadísticos incrementando los valores medios de la distribución e incrementando la varianza.

a) Prueba estadística de Helmer

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento x_i de la serie con respecto a su valor medio. Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia S_{he} , y de lo contrario se considera como un cambio Ch (Escalante & Reyes, 2002).

Hipótesis:

$H'_0 = \text{Hipótesis nula}$

$H'_1 = \text{Hipótesis alternativa}$

Se acepta H_0 considerando a la serie como homogénea si se cumple.

$$-\sqrt{j-1} \leq (S_{he} - Ch) \leq \sqrt{j-1} \quad (2.9)$$

Donde

j es el número de datos

2.4.1.1.3 Prueba de independencia

Decir que los datos de una muestra son independientes significa el garantizar que no existe ninguna influencia sobre cualquier valor de la observación subsecuente en la serie de datos.

a) Prueba de independencia de Anderson

Permite identificar si una muestra es independiente esta prueba hace uso del coeficiente de autocorrelación serial r_k para diferentes tiempos de retraso k_a (Escalante & Reyes, 2002).

Hipótesis:

H'_0 = Hipótesis nula

H'_1 = Hipótesis alternativa

La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación serial de retraso r_k es

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{j-k_a} (x_i - \bar{x})(x_{i+k_a} - \bar{x})}{\sum_{i=1}^j (x_i - \bar{x})^2} \quad \text{para } r_0 = 1 \text{ y } k_a = 1, 2, \dots, \frac{j}{3} \quad (2.10)$$

Además, los límites al 95% (o 5% del nivel de significancia) de confianza para r_k se puede obtener como

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{j - k_a - 1}}{j - k_a} \quad (2.11)$$

La gráfica de los valores estimados para (ordenadas) contra los tiempos de retraso (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra. Si sólo el 10% de los valores de sobrepasan los límites de confianza se acepta H'_0 asumiendo que la serie es independiente.

2.4.1.1.4 Prueba para la detección de valores singulares

Un valor singular es aquella observación que se aleja notoriamente del resto de los valores de la muestra. Es decir, valores mucho más grandes o pequeños que el conjunto de los demás datos.

a) Prueba Grubbs-Beck

En esta prueba se asume que la muestra se encuentra normalmente distribuida, característica que se logra obteniendo los logaritmos naturales de la muestra y así obtener una muestra transformada (Bobée et al., 1991).

La muestra $(x_1, x_2, \dots, x_j)$ se transforma en $(\ln x_1, \ln x_2, \dots, \ln x_j)$

Se obtiene la media μ_y y desviación estándar σ_y de la muestra transformada. Se calcula también el estadístico ε de la muestra para el nivel de significancia deseado. Para un nivel de significancia del 10% el estadístico se calcula con el siguiente polinomio.

$$\varepsilon \approx -3.62201 + 6.28446 j^{\frac{1}{4}} - 2.49835 j^{\frac{1}{2}} + 0.491436 j^{\frac{3}{4}} - 0.037911 j \quad (2.12)$$

Se calculan los límites superior e inferior

$$L_S = e^{(\mu_y + \varepsilon \sigma_y)}$$

$$L_I = e^{(\mu_y - \varepsilon \sigma_y)}$$

Se tendrán valores singulares si existe alguna observación mayor que L_S o menor que L_I

2.4.1.2 Funciones de distribución de probabilidad para el análisis de máximos

Una vez determinada la calidad, es necesario ajustar una función de distribución de probabilidad a la muestra. El ajuste consiste en la estimación de los parámetros de la función de distribución de probabilidad correspondiente.

Cada función de distribución de probabilidad está conformada por la variable aleatoria analizada (gastos, escurrimientos, precipitación, etc.) y por los parámetros que la describen. A continuación, se describen las funciones más utilizadas en hidrología para el análisis de máximos, así como la obtención de sus parámetros por el método de máxima verosimilitud (Gómez et al., 2010).

2.4.1.2.1 Método de máxima verosimilitud

Si se tienen j observaciones aleatorias $x_1, x_2, \dots, x_j$, su distribución conjunta es

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta)$$

Como la muestra es aleatoria, los valores de las observaciones son independientes, su función de distribución conjunta es:

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta) = f(x_1; \theta) f(x_2; \theta) \dots f(x_n; \theta)$$

La expresión anterior es proporcional a la probabilidad de que la muestra o una muestra aleatoria en particular, pertenezca a una distribución y se conoce con el nombre de “*función de verosimilitud* ($L(\theta)$)”

$$L(\theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta) \quad (2.13)$$

Donde θ es el vector de parámetros desconocidos.

Los valores de los parámetros que maximizan $L(\theta)$ se conocen como estimadores de máxima verosimilitud, para poder estimar los parámetros es necesario maximizar la función de verosimilitud

$$\frac{\partial L}{\partial \theta_i} = 0, \quad \forall i \quad (2.14)$$

Dado que $L(\theta)$ es un producto de funciones, la derivación de tales productos es complicada, por lo que es más fácil encontrar el valor de los parámetros que maximicen a la función logarítmica de $L(\theta)$ ($LL = \ln L(\theta)$), ya que LL es una función monótona creciente de $L(\theta)$, por lo que los valores de los parámetros que maximicen a $L(\theta)$ corresponden también a los valores de los parámetros que maximizan a $\ln L(\theta)$, luego entonces la ecuación anterior queda;

$$\frac{\partial LL}{\partial \theta_i} = 0, \text{ con } LL = \ln L(\theta), \quad \forall i \quad (2.15)$$

Cuando el número de parámetros por determinar es mayor a uno, el sistema de ecuaciones que se obtiene es un sistema no lineal, y para resolver dicho sistema es necesario recurrir a los métodos numéricos.

2.4.1.2.2 Distribución Log Normal de 2 parámetros

La distribución Log Normal corresponde a una variable aleatoria X cuyos logaritmos están distribuidos normalmente (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b; Escalante & Reyes, 2002).

La función de densidad de probabilidad (fdp) Log Normal está expresada por la siguiente función:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{(\ln x - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right]} \quad 0 < x < \infty \quad (2.16)$$

La función de distribución de probabilidad (FDP) se expresa como:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{(\ln x - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right]} dx \quad (2.11)$$

Donde μ_y , o σ_y , son la media y desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución. Utilizando el método de máxima verosimilitud, los parámetros μ_y y σ_y^2 , se obtienen con las siguientes relaciones (n es el número de datos):

$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad (2.18)$$

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_y)^2 \quad (2.19)$$

2.4.1.2.3 Distribución Gumbel Tipo I (GUM)

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamada también Valor Extremo Tipo I, Fisher-Tippett tipo I o distribución doble exponencial. Jenkinson (1955) demostró que esta distribución es un caso especial de la Distribución General de valores Extremos (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b; Escalante & Reyes, 2002).

La función densidad de probabilidad (fdp) está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_G} e^{-\left[\frac{x-\beta_G}{\alpha_G}\right]} e^{-e^{-\left[\frac{x-\beta_G}{\alpha_G}\right]}} \quad (2.20)$$

La función de distribución de probabilidad (FDP) está dada por la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-\beta_G}{\alpha_G}\right]}} \quad \begin{array}{l} -\infty < x < \infty \\ -\infty < \beta_G < \infty \\ \alpha_G > 0 \end{array} \quad (2.21)$$

Donde:

β_G = Parámetro de ubicación

α_G = Parámetro de escala

La variable reducida de Gumbel es:

$$y_G = \frac{x - \beta_G}{\alpha_G}$$

La estimación de los parámetros por el método de máxima verosimilitud considerando la variable reducida se obtienen mediante el siguiente proceso iterativo (Escalante & Reyes, 2002):

$$P_G = j - \sum_{i=1}^j e^{-y_{Gi}} \quad (2.22)$$

$$R_G = j - \sum_{i=1}^j y_i + \sum_{i=1}^j y_{Gi} e^{-y_{Gi}} \quad (2.23)$$

El criterio de convergencia es:

$$\frac{P_G}{\alpha_G} \approx 0 \quad y \quad \frac{-R_G}{\alpha_G} \approx 0 \quad (2.24)$$

Tomando incrementos de la siguiente forma:

$$\delta_{\beta_j} = (1.11 P_{G_k} - 0.26 R_{G_k}) \frac{\alpha_{Gi}}{j} \quad (2.25)$$

$$\delta_{\alpha_j} = (0.26 P_{G_k} - 0.61 R_{G_k}) \frac{\alpha_{Gi}}{j} \quad (2.26)$$

Actualizar los valores de la sig. forma:

$$\beta_{k+1} = \beta_k + \delta_{\beta_k} \quad y \quad \alpha_{k+1} = \alpha_k + \delta_{\alpha_k} \quad (2.27)$$

2.4.1.2.4 Distribución Gamma de 2 parámetros

En hidrología, una gran cantidad de fenómenos naturales son considerados como variables aleatorias que sólo asumen valores positivos (como caudal y precipitación) y donde a menudo las funciones de distribución de probabilidad relativas a estos datos son asimétricas a la derecha.

Es decir, la mayor parte del área bajo la curva de la función de densidad se encuentra cerca del origen y la función de densidad disminuye gradualmente cuando el valor de la variable aleatoria aumenta. La función de densidad de probabilidad Gamma permite representar este comportamiento (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b; Escalante & Reyes, 2002):

La función densidad de probabilidad (fdp) está dada por:

$$f(x) = \frac{x^{\beta_g - 1} e^{-\frac{x}{\alpha_g}}}{\alpha_g^{\beta_g} \Gamma(\beta_g)} \quad \begin{matrix} 0 \leq x \leq \infty \\ \text{si } \alpha_g > 0 \quad \gamma_g > 0 \\ \gamma_g > 0 \end{matrix} \quad (2.28)$$

La función de distribución de probabilidad (FDP) está dada por:

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta_g - 1} e^{-\frac{x}{\alpha_g}}}{\alpha_g^{\beta_g} \Gamma(\beta_g)} dx \quad (2.29)$$

Donde:

α_g = Parámetro de escala

β_g = Parámetro de forma

$\Gamma(\beta_g)$ = Función Gamma completa

Además

$$\begin{aligned} \mu &= \beta_g \alpha_g \\ \sigma^2 &= \alpha_g^2 \beta_g \end{aligned}$$

$$\gamma_g = \frac{2}{\sqrt{\beta_g}}$$

La estimación de los parámetros por el método de máxima verosimilitud es:

$$\alpha_g = \frac{\bar{X}}{\beta_g} \quad (2.30)$$

El parámetro β_g se obtiene resolviendo

$$F(\beta_g) = \mu_y - \ln(\mu_x) + \ln \beta_g - \psi(\beta_g) = 0 \quad (2.31)$$

Teniendo como valor inicial de

$$\beta_g = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3} C_g}}{4 C_g} \quad (2.32)$$

Donde:

$$C_g = \ln \bar{X} - \mu_y$$

$$\mu_y = \frac{1}{j} \sum_{i=1}^j \ln(x_i)$$

$$\mu_x = \frac{1}{j} \sum_{i=1}^j (x_i)$$

La aproximación de la función Gamma para β_g está dada por:

$$\psi(\beta_g) = \ln(\beta_g + 2) - \frac{1}{2(\beta_g + 2)} - \frac{1}{12(\beta_g + 2)^2} + \frac{1}{120(\beta_g + 2)^4} - \frac{1}{252(\beta_g + 2)^6} - \frac{1}{(\beta_g + 1)} - \frac{1}{\beta_g} \quad (2.33)$$

2.4.1.2.5 Distribución Log-Pearson tipo III (LPIII)

Se dice que una variable aleatoria X , sigue una distribución (FDP) Log-Pearson tipo III, si su función de densidad de probabilidad (fdp) es (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b; Escalante & Reyes, 2002)

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_p \Gamma(\beta_p) x} \left(\frac{\ln x - y_p}{\alpha} \right)^{\beta_p - 1} e^{-\left(\frac{\ln x - y_p}{\alpha_p} \right)} \quad 0 < x < \infty; \quad (2.34)$$

Donde:

y_p = Parámetro de ubicación

α_p = Parámetro de escala

β_p = Parámetro de forma

La estimación de los parámetros por el método de máxima verosimilitud es:

$$\beta_p = \frac{1}{1 - \frac{j^2}{\sum_{i=1}^j [\ln(x_i) - y_p] \sum_{i=1}^j \left[\frac{1}{\ln(x_i) - y_p} \right]}} \quad (2.35)$$

$$\alpha_p = \sum_{i=1}^j [\ln(x_i) - y_p] - \frac{j}{\sum_{i=1}^j \left[\frac{1}{\ln(x_i) - y_p} \right]} \quad (2.36)$$

El estimador y_p se obtiene al resolver

$$F(y_p) = \sum_{i=1}^j [\ln(x_i) - y_p] - j \ln(\alpha) - j \psi(\beta) = 0 \quad (2.37)$$

La aproximación de la función Gamma para β_p está dada por

$$\psi(\beta) = \ln(\beta + 2) - \frac{1}{2(\beta + 2)} - \frac{1}{12(\beta + 2)^2} + \frac{1}{120(\beta + 2)^4} - \frac{1}{252(\beta + 2)^6} - \frac{1}{(\beta + 1)} - \frac{1}{\beta} \quad (2.38)$$

2.4.1.3 Intervalos de confianza

La distribución de frecuencias es sólo un estimado de una muestra de cierta población, por lo que una muestra diferente de la misma longitud y población puede generar resultados diferentes, es decir, puede generar otra curva de frecuencias.

Los límites de confianza son empleados para estimar las incertidumbres asociadas con la determinación de eventos para periodos de retorno específicos, permitiendo definir un rango del cual se espera se ubiquen estas curvas bajo cierto nivel de confianza (Chow et al., 1994; Aparicio, 1996; Escalante & Reyes, 2002). Su estimación puede obtenerse por el método empírico o analítico (Alberto, 2005).

2.4.1.3.1 Método empírico

El método empírico supone que la función de distribución de probabilidad (FDP) asociada tiende a la función Normal, por lo tanto, el cálculo de los intervalos se realiza utilizando la varianza de la función.

$$X_l = X_{Tr} \pm u_\alpha S_{Tr} \quad (2.39)$$

Donde:

X_l = Límites de confianza inferior y superior

X_{Tr} = Evento obtenido a partir de la función de distribución para un periodo de retorno Tr

u_α = Desviación normal estándar para un nivel de confianza α_1

S_{Tr} = Desviación estándar de los eventos estimado para un periodo de retorno Tr

A continuación, se presentan las expresiones para el cálculo de X_{Tr} y S_{Tr}

a) Distribución Log Normal de 2 parámetros

$$X_{Tr} = e^{(\mu_y + U_T \sigma_y)} \quad (2.40)$$

Donde:

$$U_T = \omega_1 - \frac{2.515517 + 0.8028\omega_1 + 0.010328\omega_1^2}{1 + 1.432788\omega_1 + 0.189269\omega_1^2 + 0.001308\omega_1^3} \quad (2.2)$$

$$\omega_1 = \sqrt{\ln \left\{ \frac{1}{[F(x)^2]} \right\}} \quad 0 < F(x) \leq 0.5 \quad (2.3)$$

La desviación estándar de los eventos por máxima verosimilitud es:

$$S_{Tr} = \sigma_y X_{Tr} \left[\frac{1 + \left(\frac{U_T^2}{2} \right)}{j} \right]^{1/2} \quad (2.4)$$

b) Distribución Gumbel Tipo I (GUM)

$$X_{Tr} = \beta_G - \alpha_G \ln[-\ln(1 - 1/Tr)] \quad (2.5)$$

Desviación estándar S_{Tr} por el método de máxima verosimilitud es:

$$S_{Tr} = \left[\frac{\alpha_G^2}{j} (1.1086 + 0.514 y_{Tr} + 0.6079 y_{Tr}^2) \right]^{1/2} \quad (2.6)$$

$$y_{Tr} = -\ln \left[-\ln \left(\frac{Tr - 1}{Tr} \right) \right] \quad (2.7)$$

c) Distribución Log-Pearson tipo III (LPIII)

La obtención de la desviación estándar puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$S_{Tr} = \frac{X_{Tr}(e^{S_{Ty}} - e^{-S_{Ty}})}{2} \quad (2.8)$$

Donde:

$$\begin{aligned} S_{Tr} = & \left[\left(\frac{\partial x}{\partial \alpha_p} \right)^2 \text{Var } \alpha_p + \left(\frac{\partial x}{\partial \beta_p} \right)^2 \text{Var } \beta_p + \left(\frac{\partial x}{\partial x_0} \right)^2 \text{Var } x_0 \right. \\ & + 2 \frac{\partial x}{\partial \alpha_p} \frac{\partial x}{\partial \beta_p} \text{Cov}(\alpha_p, \beta_p) + 2 \frac{\partial x}{\partial \alpha_p} \frac{\partial x}{\partial x_0} \text{Cov}(\alpha_p, x_0) \\ & \left. + 2 \frac{\partial x}{\partial \beta_p} \frac{\partial x}{\partial x_0} \text{Cov}(\beta_p, x_0) \right] \end{aligned} \quad (2.9)$$

Donde:

$$\frac{\partial x}{\partial \alpha_p} = \left[\beta_p^{1/3} - \frac{1}{9\beta_p^{2/3}} + \frac{U_T}{3\beta_p^{1/6}} \right]^3 \quad (2.10)$$

$$\frac{\partial x}{\partial \beta_p} = 3\alpha \left[\beta_p^{1/3} - \frac{1}{9\beta_p^{2/3}} + \frac{U_T}{3\beta_p^{1/6}} \right]^2 \left[\frac{1}{3\beta_p^{2/3}} + \frac{2}{27\beta_p^{5/3}} - \frac{U_T}{18\beta_p^{7/6}} \right] \quad (2.50)$$

$$\frac{\partial x}{\partial x_0} = 1 \quad (2.11)$$

$$Var \alpha = \frac{1}{j\alpha_p^2 D_p} \left[\frac{\psi'(\beta_p)}{(\beta_p - 2)} - \frac{1}{(\beta_p - 1)^2} \right] \quad (2.12)$$

$$Var \beta_p = \frac{2}{jD_p \alpha_p^4 (\beta_p - 2)} \quad (2.13)$$

$$Var x_0 = \frac{\beta_p \psi'(\beta_p) - 1}{j\alpha_p^2 D_p} \quad (2.14)$$

$$Cov(\alpha_p, \beta_p) = -\frac{1}{j\alpha_p^3 D_p} \left[\frac{1}{(\beta_p - 2)} - \frac{1}{(\beta_p - 1)} \right] \quad (2.15)$$

$$Cov(\alpha, x_0) = -\frac{1}{j\alpha_p^2 D_p} \left[\frac{1}{(\beta_p - 2)} - \psi'(\beta_p) \right] \quad (2.16)$$

$$Cov(\beta, x_0) = -\frac{1}{n\alpha^3 D} \left[\frac{\beta}{(\beta - 2)} - 1 \right] \quad (2.17)$$

$$D_p = \frac{1}{(\beta_p - 2)\alpha_p^4} \left[2\psi'(\beta_p) - \frac{2\beta_p - 3}{(\beta_p - 1)^2} \right] \quad (2.18)$$

$$\begin{aligned} \psi'(\beta_p) = & \frac{1}{(\beta_p + 2)} + \frac{1}{2(\beta_p + 2)^2} + \frac{1}{6(\beta_p + 2)^3} - \frac{1}{30(\beta_p + 2)^5} + \frac{1}{42(\beta_p + 2)^7} \\ & - \frac{1}{30(\beta_p + 2)^9} + \frac{1}{(\beta_p + 2)^2} + \frac{1}{\beta_p^2} \end{aligned} \quad (2.19)$$

2.4.1.3.2 Método analítico

En el método analítico los intervalos de confianza se calculan a partir de la función de distribución y los datos de la muestra, el cálculo implica un proceso iterativo para lo cual se siguen las siguientes etapas:

- Calcular el modelo probabilístico $f(x)$ para varios valores de x
- Calcular la función de distribución $F(x)$ para los valores de x
- Calcular el valor de X_{Tr} asociado a un periodo de retorno Tr
- Calcular la función de densidad de probabilidad $f(x)$ para X_{Tr}

$$f(x) = \binom{j}{u} (j-u)[F(x)]^u [1-F(x)]^{j-u-1} f(x) \quad (2.60)$$

Donde:

j = tamaño de la muestra

$u = j p$

p = es la probabilidad acumulada para Tr

Para obtener los límites de confianza se integra la función $f(x)$ en el intervalo superior e inferior respectivamente.

$$X_{ls} = F(x) = \int_v^{x_{superior}} F(x) dx = (1 - \frac{\alpha}{2}) \quad (2.20)$$

$$X_{li} = F(x) = \int_v^{x_{inferior}} f(x) dx = (\frac{\alpha}{2}) \quad (2.21)$$

Donde:

v es el dominio donde existe $f(x)$

2.4.1.4 Pruebas de eficiencia de ajuste

Una vez realizado el ajuste de probabilidad es necesario determinar qué tan fiable resultó el ajuste, para ello es necesario realizar pruebas de eficiencia de ajuste. A continuación, se describen tres de las pruebas más utilizadas.

2.4.1.4.1 Prueba Kolgomorov-Smirnov

Se emplea para determinar si un conjunto de observaciones de una muestra hidrológica se ajusta a una función de distribución bajo un nivel de confianza (generalmente 0.01 y 0.05) (Yevjevich, 1978, Aparicio, 1996). El proceso de cálculo es el siguiente:

Se calcula el estadístico

$$\Delta_{ks} = \max |F_e(x_i) - F(x_i)| \quad (2.63)$$

Se verifica la siguiente condición, Si $\Delta_{ks} < \Delta_\alpha$, se asume que la distribución se ajusta a la muestra bajo el nivel de significancia seleccionado. El valor de Δ_α puede obtenerse de tablas relacionando número de datos y nivel de confianza.

2.4.1.4.2 Prueba Chi-cuadrado (χ^2)

La prueba Chi-cuadrado se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de valores observados, como valores esperados, para un número determinado de intervalos. Esta prueba se emplea para verificar la bondad de ajuste de la distribución empírica a una distribución teórica conocida (Aparicio, 1996; Villón, 2006)

La expresión empleada para el cálculo está dada por la siguiente ecuación:

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^{k_c} \frac{(N_{hi} - jP_{ci})^2}{jP_{ci}} \quad (2.64)$$

Donde:

χ_c^2 = Valor de Chi-cuadrado, calculado a partir de los datos

N_h = Número de observaciones que caen dentro de los límites de la clase i

j = Tamaño de la muestra

P_c = Probabilidad igual para todos los intervalos de clase i , $P_i = 1/k_c$

k_c = Número de intervalos de clase

El valor obtenido de χ_c^2 se compara con el valor χ_t^2 de la distribución de Chi-cuadrado para un nivel de significancia α_1 , sí:

$$\chi_c^2 \leq \chi_t^2 \quad (2.65)$$

Se acepta la hipótesis de que el ajuste es bueno, caso contrario se rechaza.

2.4.1.4.3 Error cuadrático mínimo

Este método consiste en calcular para cada función de distribución de probabilidad el error estándar de ajuste EE (Kite, 1988, Aparicio, 1996):

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^j (x_i - x_{0i})^2}{j - n_{pe}} \right]^{1/2} \quad (2.66)$$

Donde:

x_i = es el i -ésimo dato registrado

x_0 = es el i -ésimo dato calculado con la función de distribución

n_{pe} = es el número de parámetros de la función de distribución de probabilidad

Cuando se requiere saber que función de distribución es la que mejor se ajusta, se seleccionará aquella que tenga menor error cuadrático medio.

2.4.2 Obtención de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (IDTr)

Cuando se analizan probabilísticamente los registros de un pluviógrafo y se presentan los resultados o predicciones en un gráfico con las duraciones en las abscisas, las intensidades en las ordenadas y la frecuencia definiendo cada curva correspondiente a un periodo de retomo, se están construyendo unas curvas IDTr. Por otra parte, cuando a partir de datos de lluvia máxima diaria anual, se obtienen sus predicciones con duración 24 horas y tales datos se utilizan conjuntamente con una fórmula empírica que representa a las curvas IDTr, se está en un proceso de estimación de éstas (Campos Aranda, 2010).

Su construcción o estimación se realiza según se disponga de información pluviográfica o únicamente de información pluviométrica. La distinción entre estos términos para obtener unas curvas IDTr, radica en el tipo de información disponible, en ambos casos debe realizarse un tratamiento estadístico de los datos, denominado análisis de frecuencia, con la finalidad de obtener el intervalo de recurrencia de un evento hidrológico dada una magnitud (Del Ángel & Domínguez, 2013).

2.4.2.1 Construcción de curvas IDTr

Con base en la información pluviográfica se obtiene la curva masa para cada tormenta, a partir de las cuales se buscan los mayores incrementos de lluvia en los 10 intervalos estándar que son: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos. Con tal información, se forma una tabulación para las tormentas registradas del año, permitiendo la obtención de las intensidades máximas anuales (mm/h) y poder realizar su análisis de frecuencias.

El análisis de frecuencias de la información anterior consiste en ajustar una función de distribución a cada una de las diez series anuales máximas de intensidades que corresponden a las duraciones estándar, para obtener las predicciones asociadas a los periodos de retomo que tendrán las curvas IDTr, que se construyen. Finalmente se grafican los resultados y se trazan las curvas (Aparicio, 1996; Campos, 2010).

2.4.2.2 Estimación de curvas IDTr

Chen (1983) realizó estudios sobre las precipitaciones para diferentes períodos, con lo cual obtuvo una fórmula generalizada de Intensidad-Duración-Periodo de retorno, útil para estimaciones dentro del intervalo de 5 min a 24 h.

$$P_t^{Tr} = \frac{aP_1^{10} \log (10^{2-X} Tr^{X-1})}{(t + b)^c} \left(\frac{t}{60} \right) \quad (2.67)$$

Donde: P_t^{Tr} , es la precipitación en mm para una duración t en min y un periodo de retorno T_r en años; X , es la relación de la precipitación en el tiempo t para un periodo de retorno de 100 y 10 años (ecuación 2.68).

$$X = \frac{P_t^{100}}{P_t^{10}} \quad (2.68)$$

Los valores a , b y c son parámetros de la tormenta que pueden variar según el factor R (factor de convectividad) quedando definidos, para México, mediante las ecuaciones 2.69, 2.70 y 2.71 respectivamente (Baeza, 2007).

$$a = -2.297536 + 100.0389R - 432.5438R^2 + 1256.228R^3 - 1028.902R^4 \quad (2.69)$$

$$b = -9.845761 + 96.94864R - 341.4349R^2 + 757.9172R^3 - 598.7461R^4 \quad (2.70)$$

$$c = -0.06498345 + 5.069294R - 16.08111R^2 + 29.09596R^3 - 20.06288R^4 \quad (2.71)$$

Mientras que el Factor de Convectividad (R) está definido como la relación de la lámina de precipitación a 1 y 24 h asociadas a un mismo periodo de retorno T_r (ecuación 2.72)

$$R = \frac{P^{T_r}_1}{P^{T_r}_{24}} \quad (2.72)$$

Los valores del factor de convectividad son difíciles de calcular debido a la poca información disponible del comportamiento temporal de las precipitaciones. Sin embargo, Baeza (2007) realizó varios estudios que le permitieron obtener un mapa del factor de convectividad por zonas para la República Mexicana (figura 2.10). Otra forma de obtener ese factor es haciendo uso de curvas isoyetas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de México presentadas para cada estado de la república, para las cinco duraciones siguientes: 10, 30, 60, 120 y 240 minutos, cada una con periodos de retorno de 10, 25 y 50 años.

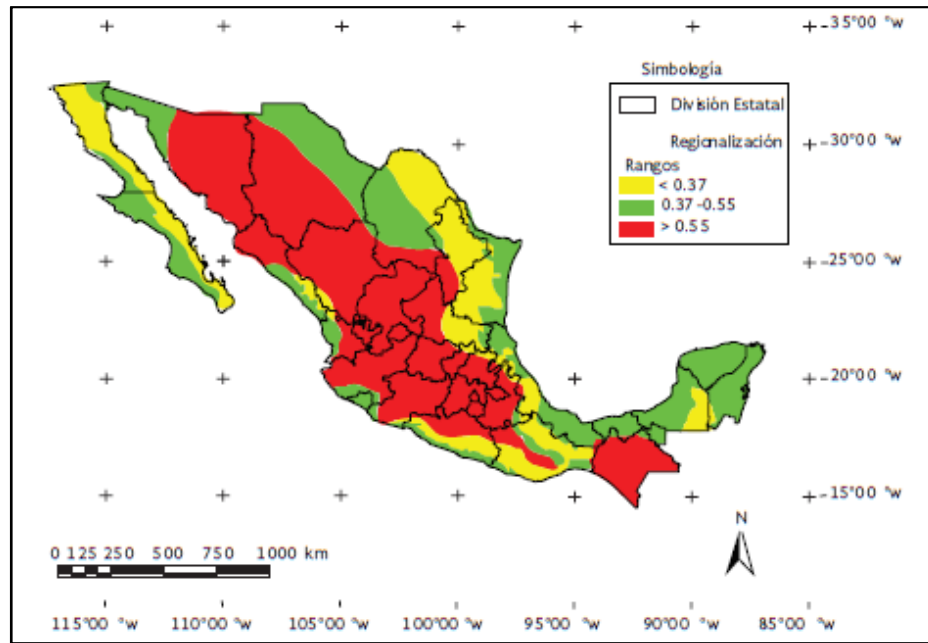


Figura 2.10 Valores del coeficiente de convectividad R para la República Mexicana (Baeza,2007)

2.4.2.3 Determinación de la ecuación de las curvas IDTr

La ecuación de las curvas IDTr se realiza a través de un modelo de regresión lineal, de modo de extrapolar la ecuación generada, a zonas que carezcan de registros pluviográficos y que se encuentren relativamente cerca. Por lo que, se procede a analizar el comportamiento de las variables involucradas en este estudio, relacionando simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, para lo cual se utiliza la ecuación (2.73) (Aparicio, 1996)

$$I = \frac{K T_r^m}{d_{tor}^n} \quad (2.73)$$

Donde: I , es la intensidad de precipitación en mm/h para una duración d en min y un periodo de retorno T_r en años; K , m y n son constantes obtenidas mediante regresión lineal múltiple de los datos IDTr.

2.4.2.4 Hietogramas de lluvia

Una forma gráfica de expresar la información de la precipitación en función del tiempo es mediante un hietograma de lluvia en el cual el eje de las ordenadas describe la altura de lluvia (mm) o bien la intensidad (mm/h), generalmente se representa como un histograma y para una tormenta concreta (Aparicio, 1996).

El hietograma describe el comportamiento de la lluvia por intervalos de tiempo durante la tormenta, su obtención es posible a partir de curvas IDTr, dos de los métodos más utilizados son el método del Hietograma Simétrico y el método de Bloques Alternos (Ferrer, 1993).

2.4.2.5 Método del hietograma simétrico

El método del hietograma simétrico permite la construcción de hietogramas de diseño a partir de curvas IDTr, su nombre se debe a que la intensidad de precipitación máxima se localiza en el centro de la tormenta y los intervalos derechos e izquierdos son de la misma magnitud conforme se avanza en el tiempo (Chow et al., 1994). Al implementar este método se obtiene la altura de precipitación que ocurre en n_t intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt y con una duración total $T_d = n_t * \Delta t$. Para la construcción del hietograma se efectúa el siguiente procedimiento:

Seleccionar periodo de retorno de diseño, obtener la intensidad de precipitación para $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots$, obtener la precipitación multiplicando la intensidad de cada intervalo por su duración, para obtener la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada $2\Delta t$ adicional se toman las diferencias entre valores sucesivos de altura, finalmente, el incremento se divide entre dos y se reordenan en una secuencia temporal del intervalo de tiempo considerado, de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración T_d y los demás bloques resultantes tendrán la misma magnitud descendente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma simétrico de diseño.

2.4.2.6 Método de Bloques Alternos

El método de bloque alterno permite la construcción de hietogramas de diseño a partir de curvas IDTr. Al implementar este método se obtiene la altura de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt y con una duración total $T_d = n_t * \Delta t$. Para la construcción del hietograma se aplica el siguiente procedimiento (Chow et al., 1994b):

Seleccionar periodo de retorno de diseño, obtener la intensidad de precipitación para $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots$, obtener la precipitación multiplicando la intensidad de cada intervalo por su duración, para obtener la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada Δt adicional se toman las diferencias entre valores sucesivos de altura, finalmente, los incrementos o bloques obtenidos se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración T_d y los demás bloques se ordenan en forma descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

2.4.3 Pérdidas por infiltración

En la mayoría de los casos, las cuencas urbanas no se miden debido a la dificultad que esto representa, sin embargo, la respuesta a la lluvia se puede simular. Pero, como en cualquier modelo, el usuario debe estar consciente de que la selección inapropiada de parámetros puede llevar a un resultado erróneo. Los procesos de infiltración juegan un papel importante en el cálculo de los volúmenes de escorrentía, es por ello por lo que deben considerarse para el análisis y diseño de sistemas de drenaje pluvial.

Existen formas de considerar las pérdidas, sin embargo, los métodos empíricos son los más aplicables debido a que no es posible realizar aforos en cuencas urbanas (Aparicio, 1996; ASCE, 2018), a continuación, se exponen algunos de estos métodos.

2.4.3 .1 Método del número de curva (CN-SCS)

La precipitación efectiva se calcula mediante la siguiente ecuación (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b):

$$P_{efec} = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S')} \quad (2.74)$$

Donde:

P_{efec} = Precipitación que produce esorrentía (mm)

I_a = Abstracción inicial (mm)

P = Precipitación caída (mm)

S' = Retención máxima potencial del suelo (mm)

Dentro del método se asume a la abstracción inicial como $I_a = 0.2 S'$. Sustituyendo en la ecuación 2.74 se tiene:

$$P_{efec} = \frac{(P - 0.2S')^2}{(P + 0.8S')} \quad (2.75)$$

Los números de curva CN están relacionados funcionalmente con S' por:

$$CN = \frac{25400}{254 + S'} \quad (2.76)$$

El CN se puede obtener a partir de tablas basadas en el uso del suelo, el tipo de suelo y las condiciones de humedad de éste. Sin embargo, la humedad del suelo se determina sólo para tres condiciones de humedad precedentes (AMC), clasificadas en función de la precipitación en los 5 días anteriores, el CN no tiene un significado intrínseco, es sólo una transformación no lineal de S' , que es un parámetro de almacenamiento, presentando variaciones de 0 ($P_{efec} = 0$ para todo P) a 100 ($P_{efec} = P$ para todo P).

2.4.3.2 Método del número de curva modificado

En el Método de Número de Curva Modificado (Paul Wisner & Associates, 1982), el parámetro Ia obtiene valores en el rango de 1,0 mm y 5,0 mm, y a partir del cual se calcula CN^* . El método de número de curva SCS tradicional, establece que la Ia es igual a $0.2S'$ donde S' es la retención máxima potencial del suelo (una función de CN). Se debe considerar que el método puede subestimar el flujo máximo para tormentas pequeñas porque la abstracción inicial es más alta que la precipitación total, lo cual no siempre es correcto. Revisiones de este método han encontrado que, para valores de CN más bajos, se debe usar una Ia más baja. Las pautas sugeridas son las siguientes (Cívica, 2018):

$$\begin{array}{ll}
 CN \leq 70 & Ia = 0.075S' \\
 70 < CN \leq 80 & Ia = 0.10S' \\
 80 < CN \leq 90 & Ia = 0.15S' \\
 CN > 90 & Ia = 0.2S'
 \end{array} \quad (2.77)$$

Se debe tener en cuenta que lo anterior es únicamente aplicable para método SCS, y en donde se utiliza el número de curva SCS para definir el tipo de suelo.

El método de número de curva modificado fue propuesto por primera vez por Paul Wisner & Associates (1982), con base en la investigación y monitoreo de cuencas rurales y urbanas en Canadá. Dicho método se ha utilizado con éxito en Canadá durante los últimos 35 años y se ha correlacionado bien con los flujos medidos.

El método del número de curva modificado establece que en lugar de tener un parámetro Ia variable, como en el método SCS, el Ia se fija según las ecuaciones anteriores, y se modifica el CN . El CN modificado, llamado CN^* es una función de la Ia , y la precipitación total.

El CN^* se calcula de la siguiente manera:

- i. Seleccionar un Ia apropiado (ecuación 2.77) para la cuenca modelada
- ii. Determinar el valor CN de SCS a partir de mapas y / o muestras de suelo a partir de una condición de humedad antecedente tipo II (AMC por sus siglas en inglés). Convertir el CN_{II} (condiciones AMC II) a un CN_{III} (condiciones AMC III).

$$CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + 0.13CN_{II}} \quad (2.78)$$

- iii. Determinar la mayor lámina de precipitación, P , para un evento de lluvia que por sí sólo representaría las condiciones de humedad del suelo AMC III. En la mayoría de los casos, este es el evento de tormenta de 100 años.
- iv. Calcular la retención máxima potencial del suelo S' , según el método SCS utilizando CN (condiciones AMC III). La ecuación empleada para la determinación del almacenamiento del suelo para la tormenta considerada con unidades del sistema métrico es la siguiente:

$$S' = \left(\frac{25400}{CN} \right) - 254 \quad (2.79)$$

- v. Calcular la Ia según el método SCS, donde $Ia = 0.2S'$. Tener en cuenta que esta relación también es válida para el método CN modificado porque se supone que la precipitación efectiva, P_{efec} , para eventos grandes es el mismo para ambos métodos.
- vi. Determinar la precipitación efectiva, P_{efec} , empleando la siguiente ecuación:

$$P_{efec} = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia + S')} \quad (2.80)$$

- vii. Calcular S^* utilizando la ecuación (2.80), pero modificando Ia al valor calculado para el método de CN modificado (es decir, de 1,0 mm a 5,0 mm).

viii. Una vez que haya calculado S^* , calcula CN^* a partir de la siguiente ecuación:

$$S^* = \left(\frac{25400}{CN^*} \right) - 254 \quad (2.81)$$

ix. El procedimiento mencionado da como resultado el CN_{III}^* para las condiciones del suelo AMC III. Una vez obtenido se determina el CN_{II}^* para las condiciones del suelo de AMC II mediante el uso de tablas publicadas que relacionan el CN para las condiciones de AMC II y AMC III.

2.4.3.3 Método Green-Ampt

La ecuación de Green-Ampt es una ecuación de infiltración aproximada basada en la ley de Darcy (Green & Ampt 1911). Se supone que el agua infiltrada puede moverse hacia abajo a través del suelo con un frente mojado abrupto que separa las zonas húmedas y no húmedas del suelo, para cualquier instante la tasa potencial de infiltración, f_p , está dada por la siguiente ecuación (ASCE, 2018; Chow et al., 1994b):

$$f_p = K_h \left[1 + \frac{\psi_f(\phi_{ga} - \theta_i)}{F_{ga}} \right] \quad (2.82)$$

Donde:

K_h = Conductividad hidráulica en la zona de transmisión (cm/h)

ψ_f = Succión capilar en el frente húmedo (cm)

ϕ_{ga} = Porosidad del suelo (contenido volumétrico de agua en estado saturado) (cm^3/cm^3)

θ_{in} = Volumen inicial de contenido de agua (cm^3)

F_{ga} = Infiltración acumulada (cantidad de agua acumulada desde el comienzo de la lluvia) (cm)

El encharcamiento en superficie comienza cuando la tasa de infiltración potencial es igual a la lluvia intensidad de infiltración. La infiltración acumulada en cualquier momento t durante el encharcamiento está dada por:

$$F_{ac} - F_p - \psi_f(xH - \theta_i) \ln \left[\frac{F_{ac} + \psi_f(\phi_{ga} - \theta_i)}{F_p + \psi_f(\phi_{ga} - \theta_i)} \right] = K_h(t - t_{ia}) \quad (2.83)$$

Donde:

t_{ia} = Momento de inicio de la acumulación (h)

F_p = Infiltración acumulada en el tiempo t_{ia} (cm)

F_{ac} = Infiltración aculada en el tiempo t (cm)

xH = Contenido de agua debido al encharcamiento t (cm)

2.4.3.4 Método de Horton

El método de infiltración de Horton (Horton, 1939) está representado por una ecuación empírica de tres parámetros la cual describe la disminución de la tasa de infiltración en el tiempo cuando el agua se acumula en la superficie del suelo (Aparicio, 1996; ASCE, 2018; Chow et al., 1994b). Se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$f_i = f_c + (f_0 - f_c)e^{-k_d t} \quad (2.84)$$

Donde:

f_i = Tasa de infiltración (mm/h)

f_0 = Máxima o tasa inicial de infiltración (mm/h)

f_c = Tasa de infiltración mínima o máxima que se aproxima al tiempo t (mm/h)

k_d = Constante de decaimiento (min^{-1})

2.4.4 Proceso lluvia escurrimiento en zonas urbanas

Debido al continuo proceso de urbanización, las cuencas urbanas presentan constantes cambios en tiempos relativamente cortos, por lo que determinar estadísticamente los caudales máximos a partir de sus registros no pueden realizarse de manera directa.

El procedimiento utilizado es el de llevar a cabo un análisis de precipitaciones y mediante un modelo de lluvia-escurrimiento, determinar la magnitud de los caudales (asumiendo que el caudal resultante tiene el mismo periodo de retorno que la precipitación que lo generó). Para estimar el caudal producido por una tormenta caída sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican de la siguiente manera (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b; CONAGUA, 2016)

- a) **Métodos empíricos.** Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta está en función, principalmente de las características físicas de la cuenca. Ejemplo de estos métodos, son: el racional y el gráfico alemán.
- b) **Métodos hidrológicos.** Consideran que existe una relación funcional, generalmente lineal, entre la distribución de la lluvia en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación funcional se basa en principios hidrológicos y puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplo de estos métodos es el de la Curva S, el del hidrograma unitario adimensional y método del Road Research Laboratory (RRL)
- c) **Métodos hidráulicos.** Estiman el hidrograma en las diferentes partes de la cuenca en estudio mediante las ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimiento con diversos grados de simplificación, considerando explícitamente las características físicas de la cuenca.

2.4.4.1 Método racional para la estimación de gastos pluviales de diseño

Ante la falta de información hidrológica en una zona en estudio, la estimación de los gastos de escurrimiento se recomiendan el uso de métodos empíricos, los cuales consisten en ecuaciones que consideran uno o dos parámetros deducidos de una región o ciudad (Gómez, 2007b).

El método racional es el más empleado en el cálculo del gasto de diseño en cuencas urbanas debido a la practicidad y poca información de entrada que éste requiere. Estudios realizados alrededor del mundo han demostrado que la fórmula racional es adecuada para analizar sistemas urbanos que drenen áreas relativamente pequeñas, el cálculo del caudal máximo se expresa mediante la siguiente ecuación (Chow et al., 1994; Aparicio, 1996; CONAGUA, 2010; Campos, 2010).

$$Q_{max} = \frac{C I A}{3.6} \quad (2.85)$$

Donde:

Q_{max} = caudal máximo (m^3/s)

C = coeficiente de escorrentía (*adimensional*)

I = la intensidad de precipitación con duración igual al T_c (mm/h)

A = Área de la cuenca en (km^2)

Campos Aranda (2010), recomienda el uso de este método para cuencas con un área no mayor a $0.89 km^2$; por su cuenta López (2007) menciona que puede ser aplicable en cuencas con en áreas de hasta $12.59 km^2$. El método racional se rige bajo las siguientes hipótesis fundamentales:

1. La intensidad de precipitación (I) es uniforme en el espacio y no varía en el tiempo.
2. La duración de la precipitación que produce el Q_{max} dada una intensidad I es equivalente al tiempo de concentración T_c . resulta un hietograma de cálculo rectangular cuya altura total toma un valor de $I * T_c$.

3. El T_c es el instante en que se produce el Q_{max} . El tiempo que transcurre entre el cese de la lluvia y el final de la escorrentía coincide con el T_c , esto supone considerar un hidrograma con una duración base igual a dos veces T_c .
4. Si la duración de la lluvia excediera a T_c , para igual I , se mantendría constante el Q_{max} alcanzado en el instante de equilibrio hasta que finalizara la lluvia
5. En caso de que se tuviera una lluvia de igual I pero de duración inferior al T_c , el Q_{max} sería menor que en los casos anteriores, pues no se alcanzaría el instante en que toda la cuenca contribuye simultáneamente al flujo de salida.
6. El coeficiente de escorrentía C se mantiene uniforme en el tiempo y en el área considerada (A), por lo que la lluvia neta es equivalente a un hietograma rectangular de valor $C * I * T_c$.
7. El periodo de retorno del Q_{max} calculado es el mismo que el de la intensidad media máxima de cálculo
8. El almacenamiento de agua en la cuenca es insignificante, es decir, no se dan procesos importantes de laminación de hidrogramas, ya sea en la red de drenaje o en estructuras singulares.

Si bien el método racional tiene una aplicación muy aceptada debe tenerse bastante cuidado al implementarlo, a continuación, se mencionan algunos criterios importantes a considerar:

1. Las cuencas de estudio deben ser pequeñas debido a la variabilidad espacial que pueden tener las tormentas.
2. Puesto que el valor de la intensidad media máxima de precipitación debe mantenerse constante para toda la duración de la lluvia, es necesario que el valor del tiempo de concentración sea limitado, de tal modo que se garantice que la duración de la tormenta al menos iguale al tiempo de concentración.
3. En cuencas donde exista una gran heterogeneidad en sus características físicas como, por ejemplo, en la cubierta vegetal, tipo de suelo, grado de impermeabilidad, pendiente media, red de drenaje, entre otros, será necesario en la práctica dividir las mismas en subcuencas de modo que éstas sean lo más homogéneas posibles.

2.4.4.1.1 Determinación de la escorrentía directa

En cuencas urbanizadas, debido a la pérdida de permeabilidad del suelo la cantidad y tipo de pérdidas se ve reducida respecto a la presente en cuencas rurales. Para el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano, las pérdidas pueden representarse como una reducción, en porcentaje, del volumen de escurrimiento (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b; CONAGUA, 2016):

$$C = \frac{V_{ed}}{V_p} \quad (2.86)$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

V_{ed} = Volumen de escorrentía directa (m^3)

V_p = Volumen de agua precipitado sobre la cuenca (m^3)

La determinación del coeficiente C mediante registros es complicada debido a las condiciones a las que se encuentra sometida una cuenca urbana, por lo que se asigna a criterio y experiencia del diseñador tomando en cuenta que representa la habilidad de la cuenca para convertir lluvia en escurrimiento. Este valor suele asignarse con base en valores tabulados asociados al uso de suelo y periodo de retorno de diseño, en las Tablas 2.7.-2.9 se muestran algunas tablas existentes en bibliografía, su elección queda supeditada al criterio y experiencia del diseñador.

Tabla 2.7. Valores del Coeficiente de Esgurrimiento (C) del método Racional por uso de suelo (Chow et al,1994)

Uso del terreno:	Coeficiente C
Comercial	
Centro de la ciudad	0.70-0.95
Zonas periféricas	0.50-0.70
Residencial	
Áreas de casas familiares	0.30-0.50
Multifamiliares separados	0.40-0.60

Tabla 2.7. Valores del Coeficiente de Esguerrimiento (*C*) del método Racional por uso de suelo (Chow et al,1994) (Continuación)

Uso del terreno:	Coeficiente <i>C</i>
Multifamiliares juntos	0.60-0.75
Suburbano	0.25-0.40
Áreas de apartamentos	0.50-0.70
Industrial	
Áreas esparcidas	0.50-0.80
Áreas densas	0.60-0.90
Parques y cementerios	0.10-0.25
Campos de juego	0.20-0.35
Patios de ferrocarril	0.20-0.40
Áreas incultas	0.10-0.30
Calles o pavimentos suelo arenoso cultivado	0.10-0.25
Asfalto	0.70-0.95
Concreto	0.80-0.95
Ladrillo	0.70-0.85
Poroso	0.05-0.10
Calzadas y caminos	0.70-0.85
Techos	0.75-0.95
Áreas de césped	
Suelo arenoso, terreno plano (2 %)	0.05-0.10
Suelo arenoso, terreno medio (2 — 7 %)	0.10-0.15
Suelo arenoso, terreno inclinado (>7 %)	0.15-0.20
Suelo arcilloso, terreno plano (2 %)	0.13-0.17
Suelo arcilloso, terreno medio (2 — 7 %)	0.18-0.25
Suelo arcilloso, terreno inclinado (>7%)	0.25-0.35
Terrenos agrícolas	
Áreas de suelo desnudo liso	0.30-0.60
Áreas de suelo desnudo rugoso	0.20-0.50
Cultivos en surco	
Suelo arcilloso en descanso	0.30-0.60
Suelo arcilloso cultivado	0.20-0.50
Suelo arenoso en descanso	0.20-0.40
Pastizal en suelo arcilloso	0.15-0.45
Pastizal en suelo arenoso	0.05-0.25
Bosques	0.05-0.25

Tabla 2.8 Valores del Coeficiente de Esguerrimiento (**C**) del método Racional de acuerdo con las características de la superficie del suelo (Chow et al,1994)

Características de la superficie	Periodo de Retorno en Años						
	2	5	10	25	50	100	500
Urbanizada							
Superficie asfáltica	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Concreto	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
Áreas con pasto (parques, jardines, etc.)							
Condición pobre (el pasto cubre menos del 50% del área)							
plano (0 al 2 %)	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
promedio (2 al 7 %)	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
con pendiente (> 7 %)	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media (el pasto cubre del 50% al 75 % del área)							
plano (0 al 2 %)	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
promedio (2 al 7 %)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
con pendiente (> 7 %)	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Condición buena (el pasto cubre más del 75% del área)							
plano (0 al 2 %)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
promedio (2 al 7 %)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
con pendiente (> 7 %)	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
Rural							
Terrenos de cultivo							
plano (0 al 2 %)	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
promedio (2 al 7 %)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
con pendiente (> 7 %)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
plano (0 al 2 %)	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
promedio (2 al 7 %)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
con pendiente (> 7 %)	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques y montes							
plano (0 al 2 %)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
promedio (2 al 7 %)	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
con pendiente (> 7 %)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 2.9 Valores del Coeficiente de Escorrimento (C) del método Racional de acuerdo al uso del terreno de acuerdo al porcentaje impermeabilizado (Chow et al,1994)

Uso del Terreno	Periodo de Retorno en Años				
	% de área Impermeable	2	5	10	100
Comercial	95	0.87	0.87	0.88	0.89
Alrededor de zonas comerciales	70	0.60	0.65	0.70	0.80
Residencial de familias individuales	50	0.40	0.45	0.50	0.60
Edificios de apartamentos (separados)	50	0.45	0.50	0.60	0.70
Edificios de apartamentos (juntos)	70	0.60	0.65	0.70	0.80
1/2 campo edificado o más	45	0.30	0.35	0.40	0.60
Apartamentos	70	0.65	0.70	0.70	0.80
Industrial (disperso)	80	0.71	0.72	0.76	0.82
Industrial (denso)	90	0.80	0.80	0.85	0.90
Parques y cementerios	7	0.10	0.25	0.35	0.60
Campos de juego	13	0.25	0.25	0.35	0.65
Escuelas	50	0.45	0.5	0.60	0.70
Patios de ferrocarril	20	0.4	0.45	0.50	0.60
Calles pavimentadas	100	0.87	0.88	0.90	0.93
Calles empedradas	40	0.15	0.25	0.35	0.65
Avenidas y paseos	96	0.87	0.87	0.88	0.89
Techos o azoteas	90	0.80	0.85	0.90	0.90
Césped en suelos arenosos	2	0.00	0.01	0.05	0.20
Césped en suelos arcillosos	2	0.05	0.10	0.20	0.40

Para la asignación del coeficiente de escorrentía se sugiere seguir el siguiente procedimiento:

1. Dividir la cuenca dependiendo de las características específicas de cada sitio en estudio por tipo de uso de suelo.
2. Asignar coeficientes de escorrentía con base en valores sugeridos en bibliografía teniendo en cuenta el periodo de diseño asociado
3. Realizar una ponderación con base en el área que ocupa sobre la cuenca para la obtención de un coeficiente equivalente.

2.4.4.2 Hidrogramas unitarios sintéticos

El hidrograma unitario (HU) es un modelo empírico que relaciona el escurrimiento directo con la precipitación en exceso en la cuenca. Fue propuesto por Sherman en 1932, éste se puede definir como la respuesta en caudal de la cuenca ante una lluvia neta unitaria uniformemente repartida durante un periodo específico de tiempo. El concepto asume que el proceso presenta un comportamiento lineal, por lo que, para una lluvia neta mayor a la unidad se producen caudales múltiples al generado por un impulso unitario (Aparicio, 1996; CONAGUA, 2010):

Para poder implementar el método del HU es necesario contar con registros hidrométricos y de precipitación simultáneos, sin embargo, en la mayoría de los casos no se dispone de esta información. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan la obtención de HU usando únicamente datos de características generales de la cuenca, los HU obtenidos de esta forma se denominan sintéticos (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994b).

Chow, Maidment y Mays (1988) sugieren que los HUS pueden agruparse en tres categorías. Aquellos que relacionan las características del HUS (caudal y tiempo pico) con las características de la cuenca (HUS de Snyder). Aquellos basados en hidrogramas unitarios adimensionales (HUS del SCS). Aquellos basados en modelos de almacenamiento en la cuenca (HUS de Clark).

2.4.4.2.1 Hidrograma unitario de Snyder

En 1938, Snyder publicó una descripción de un HUS paramétrico que él desarrolló después de analizar varias cuencas de los Apalaches en los Estados Unidos. Él encontró las relaciones sintéticas para estimar los parámetros del HUS basándose en características de la cuenca (Snyder, 1938).

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquella cuya duración de lluvia t_r está relacionada con el retardo de la cuenca t_p mediante la siguiente expresión:

$$t_p = 5.5 t_r \quad (2.87)$$

Para un hidrograma unitario estándar se encontró que, el retardo de la cuenca está dado por:

$$t_p = C_1 C_t (L_i L_c)^{0.3} \quad (2.88)$$

Donde t_p está en horas, L_i es la longitud de la corriente principal en kilómetros desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de aguas arriba, L_{ct} es la distancia en kilómetros desde la salida de la cuenca hasta el punto de la corriente más cercano al centroide del área de la cuenca, $C_1 = 0.75$ y C_t es un coeficiente basado en características de la cuenca, este puede calcularse aplicando la fórmula propuesta por Taylor-Schwartz (Chow et al., 1994b), la cual depende únicamente de la pendiente del cauce principal (S_c):

$$C_t = \frac{1.65}{(\sqrt{S_c})^{0.38}} \quad (2.89)$$

El caudal pico por unidad de área de drenaje $m^3/s * km^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{t_p} \quad (2.90)$$

Donde $C_2 = 2.75$ y C_p es un coeficiente basado en características de la cuenca con valores normalmente comprendidos entre 0.56 y 0.69.

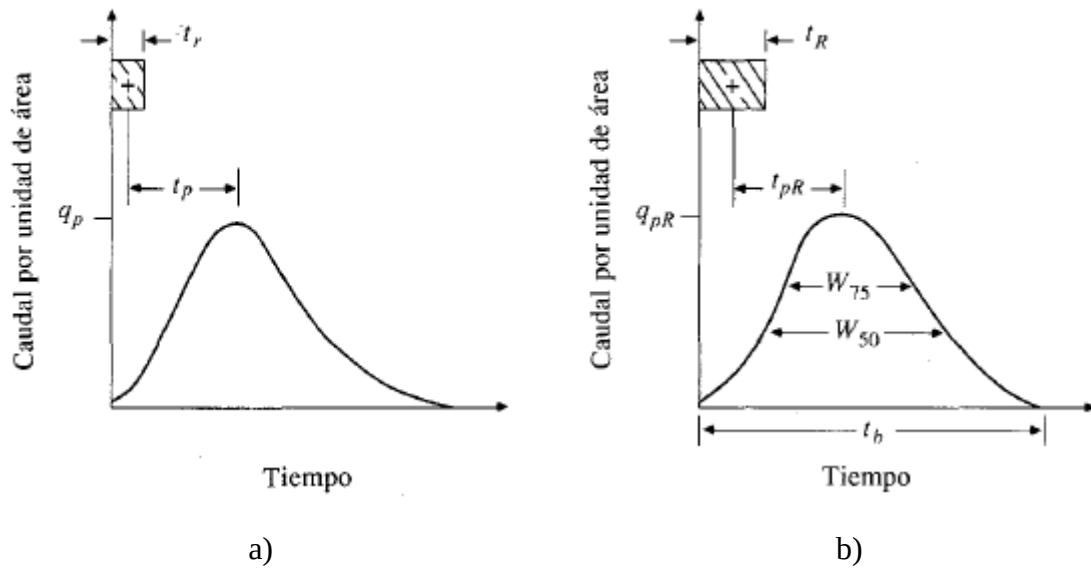


Figura 2.11 Hidrogramas unitarios sintético de Snyder a) Hidrograma unitario estándar ($t_p = 5.5 t_r$) y b) Hidrograma unitario requerido ($t_p \neq 5.5 t_p$) (Chow et al., 1994)

Cuando se necesita analizar una lluvia de una duración t_R distinta de la unitaria t_r definida por Snyder, t_{pR} es el tiempo pico asociado a t_R , el tiempo de retardo resulta modificado y se expresa recalculado en función de la nueva duración:

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4} \quad (2.91)$$

La relación entre q_p , y el caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} del HUS requerido es:

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}} \quad (2.92)$$

El tiempo base t_b en horas del hidrograma unitario puede determinarse utilizando el hecho de que el área bajo el hidrograma unitario es equivalente a una escorrentía directa de 1 cm.

Suponiendo una forma triangular para el hidrograma unitario, el tiempo base puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pR}} \quad (2.93)$$

Donde $C_3 = 5.56$

El ancho en horas del hidrograma unitario a un caudal igual a cierto porcentaje del caudal pico q_{pR} está dado por.

$$W = C_w q_{pR}^{-1.08} \quad (2.94)$$

Donde $C_w = 1.22$ para un ancho del 75% y 2.14 para un ancho de 50%. Usualmente un tercio de este ancho se distribuye antes del momento en que ocurre el pico del hidrograma y dos tercios después de dicho pico.

2.4.4.2.2 Hidrograma adimensional del SCS

El hidrograma adimensional del SCS es un HU sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el HU, T_p . Conocidos el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el HU puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para una cuenca dada (Young et al., 1986). La figura 2.12 muestra el hidrograma adimensional y las relaciones necesarias para la obtención del HU requerido.

Los valores de q_p y T_p pueden estimarse empleando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular como se muestra en la figura 2.12a en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $m^3/s * cm$. En la tabla 2.10 se muestran los valores de las relaciones específicas del hidrograma unitario adimensional del SCS.

El SCS sugiere que el tiempo de recesión puede calcularse como $1.67T_p$, el caudal pico q_p se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$q_p = \frac{C_{SCS}A}{T_p} \quad (2.95)$$

Donde $C_{SCS} = 2.08$ y A es el área de drenaje en km^2 .

Con base en estudios realizados en cuencas rurales de diferentes tamaños el tiempo de retardo se expresa como $t_p = 0.6 T_c$, donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca, como se muestra en la figura 2.12b) el tiempo de ocurrencia del pico T_p puede expresarse en términos del tiempo de retardo t_p y de la duración de lluvia efectiva t_r .

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (2.96)$$

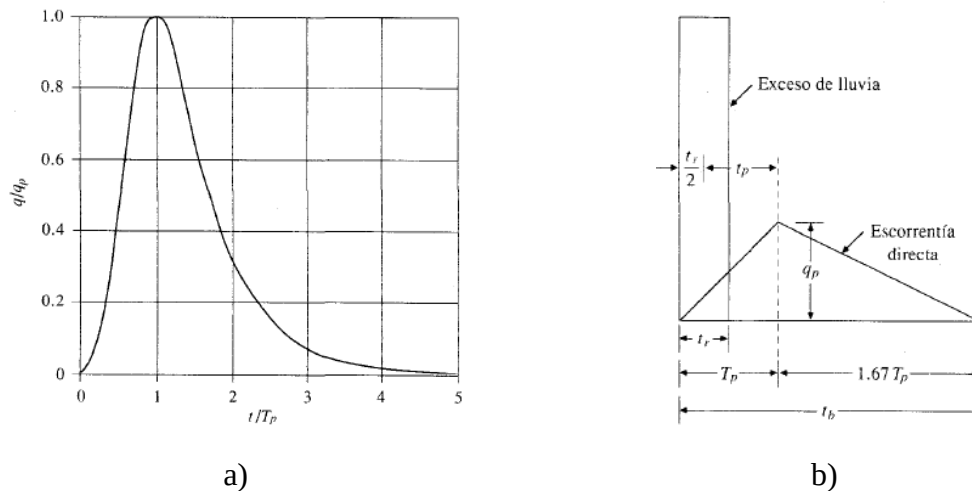


Figura 2.12 Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service a) Hidrograma adimensional y b) Hidrograma unitario triangular. (Soil Conservation Service, 1972).

Tabla 2.10 Valores tabulados del hidrograma unitario adimensional del SCS

t/T_p	q/q_p
0.00	0.00
0.10	0.03
0.40	0.31
0.70	0.82
1.00	1.00
1.30	0.86
1.60	0.56
1.90	0.33
2.40	0.15
3.00	0.06
4.00	0.01
4.50	0.01
5.00	0.00

2.4.4.3 Modelo de reservorio no lineal con salida cinemática

Si se conceptualiza a una subcuenca como una superficie rectangular que tiene una pendiente uniforme S y un ancho W que drena a un sólo canal de salida. El flujo terrestre se genera modelando la subcuenca como un reservorio no lineal (Rossman & Huber, 2016).

En esta representación, la subcuenca experimenta la entrada de precipitaciones y las pérdidas por evaporación e infiltración. El exceso neto de precipitación sobre la superficie de la subcuenca se expresa como una profundidad (d_i), de manera que el agua estancada por encima de la profundidad de almacenamiento de la depresión (ds) puede convertirse en escorrentía (q). El almacenamiento de la depresión explica las abstracciones iniciales de lluvia, como la acumulación de agua en la superficie, la intercepción por techos planos y vegetación. La figura 2.13 muestra el esquema general del modelo de depósito no lineal.

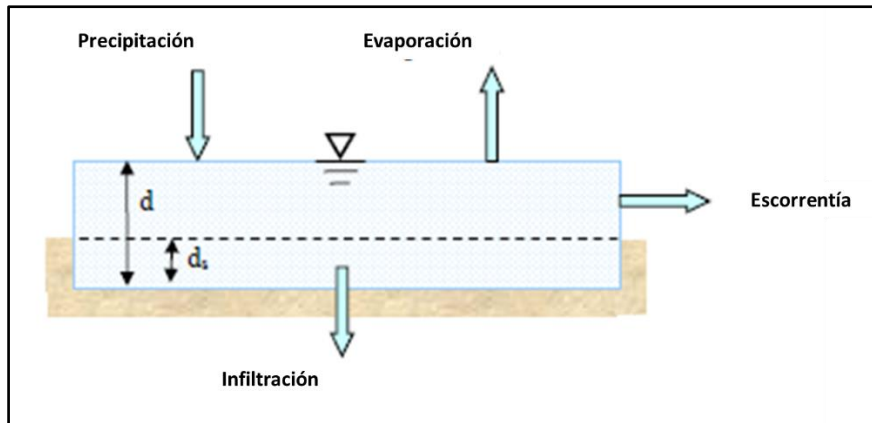


Figura 2.13 Modelo de depósito no lineal para una subcuenca (Rossman & Huber, 2016)

De la ecuación de conservación de la masa, el cambio neto en profundidad (d_i) por unidad de tiempo t es simplemente la diferencia entre las entradas y salidas de la subcuenca:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i_p - e - f - q \quad (2.97)$$

Donde:

i_p = Tasa de precipitación (m/s)

e = Tasa de evaporación (m/s)

f_i = tasa de infiltración (m/s)

q = caudal de escorrentía por unidad de área (m/s)

Si se supone que el flujo a través de la superficie de subcuenca se comporta como un flujo uniforme dentro de un canal rectangular de ancho W , con altura igual a $d - d_s$ y pendiente S , la ecuación de Manning se puede usar para expresar el caudal (Q) de la escorrentía como:

$$Q = \frac{1}{n * } S^{1/2} R_x^{2/3} A_x \quad (2.98)$$

Donde:

$n *$ = Coeficiente de rugosidad superficial de Manning (adimensional)

S = Pendiente promedio de la cuenca (m/m)

A_x = Área de la sección transversal del flujo sobre la subcuenca (m^2)

R_x = Radio hidráulico de la sección A_x (m)

Como el ancho (W) siempre será mucho mayor que ($d - ds$):

$$A_x = W(d - ds) \quad \text{y} \quad R_x = d - ds$$

Por lo que sustituyendo en la ecuación 2.98 se obtiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{1}{n^*} W S^{1/2} (d - ds)^{5/3} \quad (2.99)$$

Si se divide la ecuación 2.99 entre el área de la subcuenca (A), se obtiene el caudal por unidad de área. Sustituyendo en la ecuación 2.97 se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - \alpha (d - ds)^{5/3} \quad (2.100)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{W S^{1/2}}{A n^*}$$

La ecuación 2.100 es una ecuación no lineal que puede resolverse para cada paso de tiempo para la altura d , la escorrentía sólo se generará cuando $d > ds$ en caso contrario no existe.

2.4.4.3.1 Caracterización de la cueca urbana

El modelo de reservorio no lineal permite obtener la escorrentía superficial para una cuenca con características muy heterogéneas, por ello una aproximación del fenómeno existente en cuencas urbanas es el realizar una subdivisión de la cuenca en áreas con características similares. Las superficies dominantes pueden englobarse en dos categorías: superficies permeables, donde la infiltración del agua en el suelo está permitida representando las áreas verdes como jardines, parques o áreas rurales. La otra categoría corresponde a superficies impermeables sobre la cual no se permite infiltración, con lo que se representa un espacio urbanizado como techos, vialidades y estacionamientos.

A su vez, las superficies impermeables pueden dividirse en dos partes, en donde la primera de ella permite almacenamiento en depresión y la otra no, el motivo de hacer este refinamiento corresponde al hecho de que en algunos casos la escorrentía directa comienza desde el inicio de la tormenta (Rossman & Huber, 2016). La figura 2.14 muestra las diferentes áreas existentes en una subcuenca, áreas permeables (A_p), áreas impermeables con almacenamiento en depresión (A_{imp1}) y áreas impermeables sin almacenamiento en depresión (A_{imp2}).

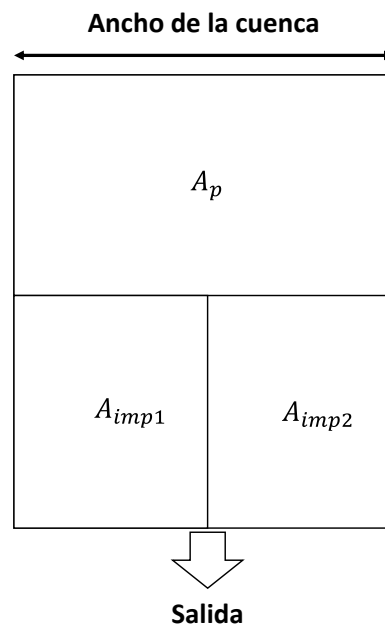


Figura 2.14 Subpartición de la cuenca idealizada (Modificado de Rossman & Huber, 2016)

Bajo este esquema la ecuación 2.100 debe resolverse para cada subárea siendo el flujo total en la cuenca igual a la suma de los caudales de cada subárea en cada paso de tiempo. Las siguientes consideraciones se aplican al resolver la ecuación de escorrentía para cada subárea individualmente:

- La misma tasa de precipitación se aplica a cada subárea.
- La tasa de infiltración f es siempre cero para las dos subáreas impermeables.

- Se pueden asignar diferentes valores de almacenamiento de depresión (ds) al área permeable (A_p), y al área impermeable (A_{imp1}), y cero para el área impermeable sin almacenamiento de depresión (A_{imp2}).
- Se pueden usar diferentes valores de la rugosidad de Manning n para las áreas permeables (A_p) e impermeables (A_{imp1} e A_{imp2}),
- Los mismos valores de W y S se aplican a todas las subáreas.

El término α empleado en la ecuación 2.100 se modifica de la siguiente manera para cada subárea de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{WS^{1/2}}{A_p n_p} \quad \text{para el área permeable } A_p$$

$$\alpha = \frac{WS^{1/2}}{(A_{imp1} + A_{imp2}) n_{imp}} \quad \text{para el área impermeables } A_{imp1} \text{ y } A_{imp2}$$

Los valores de n_p y n_{imp} son los valores del coeficiente de rugosidad superficial de Manning para subáreas permeable e impermeables respectivamente.

2.4.4.4 Estimación de los parámetros

Como en cualquier modelo, la determinación de los valores de las variables asociadas definirá los resultados obtenidos. A continuación, se mencionan las formas y métodos para determinar los parámetros requeridos en el modelo de reservorio no lineal.

La determinación del área de la cuenca corresponde a la discretización requerida en el estudio y su delimitación, por lo que pueden seguirse los criterios mencionados en el apartado 2.3.2 de este capítulo. Cabe mencionar que el nivel de refinamiento adoptado impactará directamente en los valores asociados a cada subcuenca, por lo que entre más grande sea el área se tendrán que tomar un mayor número de decisiones para asignar cada parámetro.

En el esquema planteado las zonas impermeables corresponden a la porción que drena directamente al sistema de drenaje pluvial, por lo que zonas impermeables conectadas a zonas permeables no deben considerarse netamente impermeables.

El porcentaje de impermeabilidad puede determinarse mediante fotografías aéreas de la zona o con la ayuda de sistemas de información geográfica, sea cual sea el caso la asignación debe realizarse con cuidado ya que es un parámetro muy sensible en este modelo que impacta directamente en los caudales pico (Guanipa et al., 2019).

También pueden emplearse tablas existentes en bibliografía (EPA, 2014) que asocian el uso de suelo con el porcentaje de urbanización sin embargo dichos valores están asociados con la zona para la cual fueron calibrados. Sin embargo, permiten tener una idea de los porcentajes a considerar verificando su correspondencia mediante imágenes de la zona de estudio. En la tabla 2.11 se muestra un ejemplo de los valores de permeabilización asociados al uso de suelo.

Tabla 2.11 Porcentajes de impermeabilización (Rossman & Huber, 2016)

Uso de suelo	Impermeabilización (%)
Comercial	56
Industrial	76
Residencial de alta densidad	51
Residencial de media densidad	38
Residencial de baja densidad	19
Institucional	34
Agrícola	2
forestal	1.9
Espacios urbanos abiertos	11

La forma de la cuenca por lo general presenta formas irregulares, por ello no debe perderse de vista el que dentro del modelo se asume una conceptualización, donde el ancho de la cuenca W representa el ancho fijo del flujo terrestre, los valores asociados a este valor modifican directamente la forma del hidrograma.

Existen varias formas de determinar este parámetro, la más utilizada consiste en dividir el área de la cuenca entre la longitud promedio máxima de flujo, la ecuación 2.101 permite obtener el ancho de la cuenca,

$$W = \frac{A}{L_{mp}} \quad (2.101)$$

Donde:

L_{mp} = Longitud máxima promedio de flujo *km*

La pendiente S debe reflejar las condiciones donde se genera el flujo, por lo tanto, puede estimarse según los criterios mencionados en el apartado 2.3.1 de este capítulo, sin embargo, no está limitado a ello, ya que según el caso de estudio pueden obtenerse valores de pendiente sobre la superficie total quedando así a consideración del proyectista.

Con respecto a los valores del coeficiente de Manning asociados con la superficie pueden obtenerse de tablas disponibles en bibliografía, sin embargo, no deben confundirse con los valores asociados a canales (Tabla 2.12).

Tabla 2.12 Coeficientes de rugosidad de Manning para superficies (EPA, 2014)

Cobertura de suelo	n^*	Rango
Concreto o asfalto	0.011	0.01-0.013
Arena desnuda	0.01	0.01-0.016
Superficie de grava	0.02	0.012-0.03
Arcilla desnuda	0.02	0.01-0.033
Cubierta natural	0.13	0.01-0.32
Césped	0.15	0.1-0.2

El almacenamiento en depresión es la profundidad que tiene que llenarse antes de comenzar la escorrentía en las áreas permeables (A_p) e impermeables (A_{imp1}), con ello se trata de representar las pérdidas por abstracción inicial.

El valor de este parámetro atiende la naturaleza de la simulación (continua o asociada a eventos), en el caso de la simulación continua su determinación se recomienda realizarse mediante calibración asociada con un balance hídrico. En el caso de la simulación eventos se han realizado estudios con la finalidad de asociarlo con el tipo de superficie generando recomendaciones de carácter general.

La ASCE (American Society of Civil Engineers) recomienda 1.6 mm para áreas impermeables y 6.35 mm para áreas permeables. Por su parte, el Distrito de Control de Inundaciones y Drenaje Urbano de Denver (UDFCD, 2007) recomienda pérdidas por almacenamiento de depresión de 2.5 mm para áreas pavimentadas grandes y techos planos, 1.27 mm para techos inclinados, 8.89 para zonas con césped y 10.16 mm para campos abiertos. Este parámetro se usa extensamente para calibrar los modelos por lo que trabajo riguroso para su determinación suele ser innecesario si más adelante se modificara.

2.5 Análisis hidráulico

En términos generales, el diseño hidráulico de un sistema de drenaje pluvial comprende la determinación de los diámetros, pendientes y elevaciones que configuran a la red para poder transitar de manera segura los caudales de diseño obtenidos en el análisis hidrológico.

2.5.1 Uso del método racional para el diseño hidráulico

El método racional es todavía el procedimiento más utilizado en la estimación de crecientes en cuencas urbanas y en el diseño hidrológico de colectores pluviales. Su simplicidad es a la vez su ventaja y su principal crítica, por ello se ha sugerido que el diseño obtenido con el método racional sea verificado transitando los hidrogramas de flujo por el sistema (ASCE, 2018; Campos, 2010; CONAGUA, 2016).

2.5.1.1 Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración (T_c) se sigue el procedimiento expuesto en el apartado 2.3.3 de este capítulo para el cálculo del tiempo de concentración en un sistema pluvial.

2.5.1.2 Determinación del diámetro de tuberías

Una vez determinado el gasto máximo (Q_{max}) que entra a la tubería, el diámetro (D) necesario para transportar tal gasto a tubo lleno y fluyendo por gravedad, se puede estimar utilizando la fórmula de Manning.

$$Q = A_h \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_f^{1/2} \quad (2.102)$$

Donde:

Q = Gasto (m^3/s)

A_h = Área hidráulica del conducto (m^2)

R_h = Radio hidráulico (m)

S_f = Pendiente de la línea de fricción del flujo, igual a la pendiente de la tubería (S_0)

n = coeficiente de rugosidad de Manning para conductos (adimensional)

Recordando que el diseño mediante el método racional considera el transporte del flujo a tubo lleno, pero no presurizado, se tiene que $A_h = \pi \frac{D^2}{4}$, si se sustituye A_h , R_h y S_f , se puede obtener el diámetro de diseño D , mediante la siguiente expresión:

$$D = \left(\frac{691.22 Q n}{\sqrt{S_0}} \right)^{3/8} \quad (2.103)$$

El diámetro obtenido D se expresa en cm y Q en l/s .

2.5.2 Tránsito de hidrogramas en la red de drenaje

Para determinar la respuesta hidrológica del sistema es necesario resolver las ecuaciones de flujo unidimensional, gradualmente variado no permanente a través de una red de drenaje. Para ello, es necesario determinar el nivel de agua en cada nodo, velocidad de flujo y tirante en cada conducto para cada paso de tiempo.

El tránsito de hidrogramas a lo largo de canales y conductos puede modelarse como el movimiento de una onda, atendiendo los fenómenos de dispersión, atenuación o amplificación y el retraso o aceleración. Estos fenómenos en conjunto describen el comportamiento hidráulico del enrutamiento o propagación del flujo y dependen de las características geométricas de los conductos, así como por las condiciones iniciales y de contorno (ASCE, 2018; CONAGUA, 2016).

El comportamiento del flujo no uniforme puede describirse por un par de ecuaciones diferenciales parciales de conservación de masa y momentum conocidas como las ecuaciones de St. Venant (Chow et al., 1994b). La solución simultánea de dichas ecuaciones para cada tramo de conducto, junto con la conservación del volumen en cada nodo, proporciona información sobre la variación espacial y temporal de los niveles de agua y los caudales de descarga en toda la red. Existen varios métodos para la solución numérica de las ecuaciones de St. Venant unidimensionales, el uso de cada método depende de la naturaleza del problema en análisis, para la modelación del tránsito en redes de drenaje los métodos más empleados son el método de la onda dinámica y la onda cinemática (CONAGUA, 2016; Durrans & Haestad Methods, 2007).

El método de la onda cinemática resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de momentum en cada conducto. Sin embargo, el método no toma en cuenta los efectos de remanso, pérdidas de entrada / salida, inversión de flujo o flujo presurizado. Es aplicable a conductos con pendiente pronunciada ($> 0.1\%$) con flujo poco profundo de alta velocidad.

Por lo general, puede mantener la estabilidad numérica con pasos de tiempo mucho más grandes que los necesarios para el método de la onda dinámica. Si en el problema de análisis los efectos antes mencionados no son significativos, entonces este puede ser un método de análisis hidráulico preciso y eficiente, especialmente para simulaciones de largo plazo.

Debido a que el análisis de ondas cinemáticas ignora tanto las fuerzas de inercia como las de presión, existen límites a tener en cuenta para su aplicación:

- i. Sólo puede analizar redes acíclicas dirigidas (donde los conductos están orientados en la dirección de pendiente positiva y no hay rutas que comiencen y terminen en el mismo nodo).
- ii. Los nodos de unión sólo pueden tener como máximo un enlace de salida que debe ser un conducto.
- iii. Los nodos divisores deben tener dos enlaces de salida que deben ser conductos.
- iv. Los nodos de almacenamiento pueden tener cualquier número de enlaces de salida de cualquier tipo.
- v. Las compensaciones en sentido ascendente para conductos se ignoran, excepto en los nodos de almacenamiento.

Por su parte, el método de la onda dinámica resuelve la forma completa de las ecuaciones de flujo de St. Venant, produciendo teóricamente los resultados más precisos. En él 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. Sin embargo, requiere emplear pequeños pasos de tiempo para mantener la estabilidad numérica (CONAGUA, 2016).

2.5.2.1 Método de la onda cinemática

El modelo de onda cinemática se deriva de una forma simplificada de las ecuaciones de St. Venant que combina la ecuación de continuidad con la ecuación de flujo uniforme. No puede modelar el flujo presurizado, el flujo inverso o los efectos de remanso. Es más aplicable a los conductos de pendiente pronunciada sometidos a hidrogramas de flujo de entrada de larga duración que producen un flujo poco profundo con alta velocidad (Ponce et al., 1978). Para estas situaciones, sus resultados no estarán muy lejos de los obtenidos por el método de la onda dinámica y pueden calcularse de manera mucho más eficiente utilizando pasos de tiempo mucho más largos.

2.5.2.1.1 Ecuaciones gobernantes

El modelo de onda cinemática para flujo inestable en un canal o tubería se deriva de las ecuaciones de St. Venant para la conservación de la masa y momentum (ASCE, 2018; CONAGUA, 2016; Durrans & Haestad Methods, 2007)

$$\frac{\partial A_h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.104)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A_h)}{\partial x} + gA_h \frac{\partial H}{\partial x} + gA_h S_f = 0 \quad (2.105)$$

Donde:

x = Distancia (m)

t = Tiempo (s)

A_h = Área hidráulica de la sección (m^2)

Q = Caudal (m^3/s)

H = Elevación hidráulica en el conducto ($Z + y$) en (m)

Z = Elevación de la rasante del conducto (m)

y = Tirante hidráulico (m)

S_f = Pendiente de fricción

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Expresando la elevación hidráulica H como $Z + y$ (cota de terreno más tirante hidráulico) y reconociendo que $\partial Z/\partial x = -S_0$ (la pendiente del conducto) permite reescribir la ecuación (2.104) como:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (2.106)$$

Si se supone que los términos en el lado izquierdo de la ecuación (2.105) son despreciables, se deja la relación:

$$S_0 = S_f \quad (2.107)$$

Tener la pendiente del conducto igual a la pendiente de fricción implica que el movimiento del flujo causado por la gravedad está equilibrado por la resistencia al flujo por fricción. El uso de la ecuación de Manning para representar la pendiente de fricción permite representar la relación entre el caudal Q y el área de flujo A con la ecuación de Manning para un flujo uniforme constante:

$$Q = \frac{A_h R_h^{2/3} \sqrt{S_0}}{n} \quad (2.108)$$

Donde el radio hidráulico R_h es una función implícita del área de flujo A_h para una forma transversal específica del conducto (R_h se define como el área dividida por el perímetro mojado donde este último se puede determinar a partir del tirante que se puede inferir del área de flujo A_h).

Si se define a $\beta = \sqrt{S_0}/n$ y $\Psi = A_h R_h^{2/3}$ la ecuación de Manning puede expresarse como:

$$Q = \beta \Psi(A) \quad (2.109)$$

Ψ se conoce como el factor de sección (Chow, 1959) y es una función del área de flujo y la geometría del conducto. Para algunas formas de conductos cerrados, como las tuberías circulares, el factor de sección alcanza un valor máximo en un área de flujo menor que la completa, lo que resulta en un flujo máximo mayor que cuando el conducto fluye lleno.

Por lo tanto, las ecuaciones que gobiernan el modelado de ondas cinemáticas a lo largo de un sólo conducto son la ecuación de continuidad (ecuación (2.104)) junto con la ecuación (2.109) que relaciona el caudal con el área. Las variables dependientes en estas ecuaciones son el caudal Q y el área de flujo A_h , que son funciones de la distancia x el tiempo t .

Para resolver estas ecuaciones en un sólo conducto de longitud L , se necesita un conjunto de condiciones iniciales para Q o A_h en el tiempo 0, así como una condición de contorno para cualquier variable en $x = 0$ para todos los tiempos t .

2.5.2.1.2 Condiciones de contorno

Hay dos tipos de condiciones de contorno a considerar dentro del modelo de la red de drenaje pluvial:

1. Elevación hidráulica que se mantendrá en cada nodo de desagüe de la red.
2. Entrada externa de flujo recibida por nodos específicos de la red.

Ambos tipos de condiciones pueden variar con el tiempo. La elevación hidráulica del nodo de descarga sólo es necesaria en el método de la onda dinámica. Las entradas externas pueden originarse de cualquiera de las siguientes fuentes: Escorrentía directa de una cuenca, descarga de aguas subterráneas, infiltración, valores definidos o impuestos.

2.5.2.1.3 Condiciones iniciales

Se debe especificar un conjunto de condiciones iniciales al inicio del tránsito para todos los nodos y conductos en la red pluvial antes de iniciar un análisis hidráulico. Cualquier caudal inicial asignado a un conducto representa un flujo constante y uniforme, por lo que, su altura de flujo corresponde al tirante de la sección y se calcula mediante la ecuación de Manning. A partir de esta profundidad, el área hidráulica inicial en el conducto puede calcularse y aplicar el método de la onda cinemática.

2.5.2.1.4 Método de solución para el tránsito de la onda cinemática

La ecuación de continuidad (ecuación (2.104)) se resuelve a lo largo de una cuadrícula espacio-tiempo. Se utiliza un esquema de diferencias finitas implícita ponderado de Wendroff (Smith, 1978) para volver a expresar la ecuación como:

$$\frac{(1 - \theta)(A_{h_1}^{t+\Delta t} - A_{h_1}^t) + \theta(A_{h_2}^{t+\Delta t} - A_{h_2}^t)}{\Delta t} + \frac{(1 - \phi)(Q_2^t - Q_1^t) + \phi(Q_2^{t+\Delta t} - Q_1^{t+\Delta t})}{L} = 0 \quad (2.110)$$

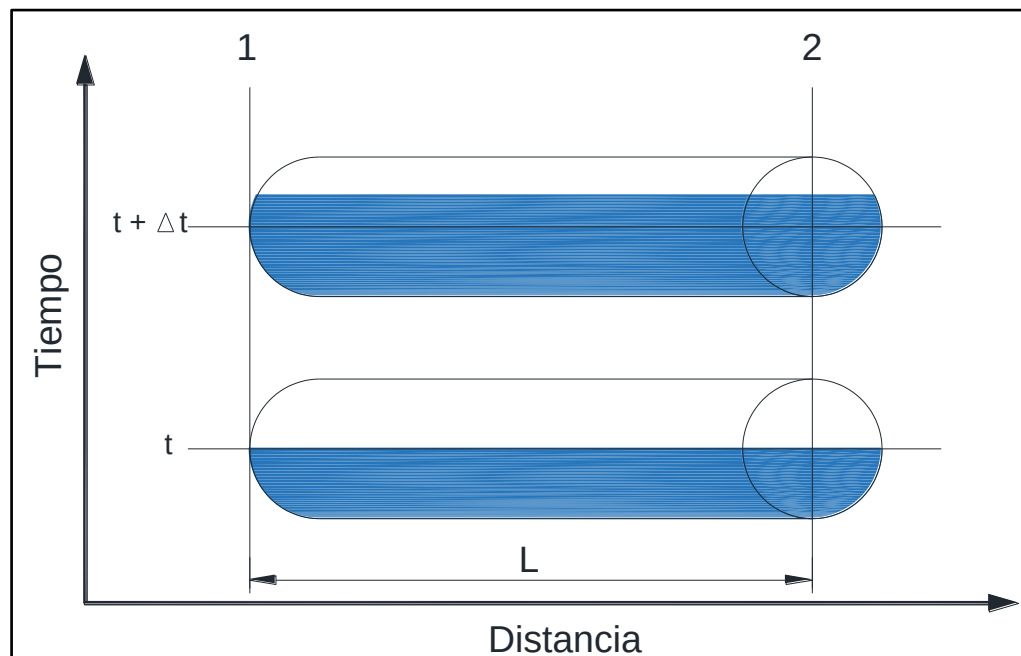


Figura 2.15 Esquema de la malla espacio-tiempo para la solución del método de la onda cinemática

En la figura 2.15 se muestra un esquema de la malla espacio-tiempo empleado en la solución del método de la onda cinemática. Los subíndices 1 y 2 en A_h y Q se refieren a los extremos aguas arriba y aguas abajo del conducto, respectivamente. El superíndice se refiere al período de tiempo. θ y ϕ son pesos elegidos con valores entre 0.5 y 1. En cada paso de tiempo se realiza el cálculo conducto por conducto comenzando desde los nodos aguas arriba más alejados siguiendo un recorrido hacia aguas abajo.

Las únicas incógnitas de la ecuación (2.110) son $A_{h_2}^{t+\Delta t}$ y $Q_2^{t+\Delta t}$. Como existe sólo un conducto de salida conectado a un nodo de unión, $Q_1^{t+\Delta t}$ se conoce por la suma de los valores ya calculados $Q_2^{t+\Delta t}$ valores de los conductos aguas arriba que fluyen hacia el conducto que se está analizando, en este proceso también se incluye cualquier entrada impuesta externamente. El área $A_{h_1}^{t+\Delta t}$ asociado con este flujo se puede encontrar evaluando el inverso del factor de sección en el valor de $Q_1^{t+\Delta t}/\beta$.

La ecuación de Manning (2.109) se puede sustituir por la ecuación (2.110) que, después de algunos cambios da como resultado la siguiente ecuación no lineal de una sola incógnita $A_{h_2}^{t+\Delta t}$.

$$f(A_{h_2}^{t+\Delta t}) = \beta \Psi(A_{h_2}^{t+\Delta t}) + C1 A_{h_2}^{t+\Delta t} + C2 = 0 \quad (2.111)$$

Donde las constantes C1 y C2 se calculan de la siguiente forma:

$$C1 = \frac{L\theta}{\Delta t \phi} \quad (2.112)$$

$$C2 = \frac{L}{\Delta t \phi} [(1 - \theta)(A_{h_1}^{t+\Delta t} - A_{h_1}^t) - \theta A_{h_2}^t] + \frac{1 - \phi}{\phi} (Q_2^t - Q_1^t) - Q_1^{t+\Delta t} \quad (2.113)$$

Después de resolver la ecuación (2.111) para $A_{h_2}^{t+\Delta t}$ la ecuación (2.109) se utiliza para encontrar el correspondiente $Q_2^{t+\Delta t}$.

La ecuación (2.111) se resuelve usando una combinación del método de bisección y el método de Newton-Raphson (Press et al., 1992) con θ y ϕ igual a 0.6. Como primer paso, el intervalo $[A_{bajo}, A_{alto}]$ se busca donde $f(A_{bajo})$ y $f(A_{alto})$ son de signo opuesto. Para formas de conducto cuyo factor de sección tiene un valor máximo en un área A_{max} menor que A_{total} (como la sección circular), estas dos áreas se prueban primero. Si esas áreas no forman un intervalo válido entonces $A_{max} = 0$. Para formas cuyo factor de sección siempre aumenta al incrementar el área, $A_{total} = 0$.

2.5.2.1.5 Orden de recorrido de la red

El procedimiento de onda cinemática encuentra nuevos flujos, áreas de flujo y tirantes de flujo en el extremo aguas abajo de cada conducto al final de cada período de tiempo del análisis. En el momento t cada conducto se examina en su orden topológicamente ordenado cuando se actualiza al tiempo $t + \Delta t$.

Esto permite las entradas a un conducto en $t + \Delta t (Q_1^{t+\Delta t})$ a determinar a partir de los flujos de salida aguas abajo calculados previamente ($Q_2^{t+\Delta t}$), de los conductos que fluyen hacia él.

El ordenamiento topológico se realiza sólo una vez, antes del tiempo 0, utilizando el algoritmo de Kahn (Cormen et al, 2009) después de que todos los enlaces se hayan orientado en la dirección de pendiente positiva (lo que significa que el extremo de entrada está a una elevación mayor que el extremo de salida). Los nodos con más de un enlace de salida (como los nodos divisores y de almacenamiento) tendrán esos enlaces apareciendo consecutivamente en la lista ordenada.

2.5.2.1.6 Propiedades de la sección transversal

La solución de onda cinemática requiere calcular el factor de sección de una sección transversal ($A_h R_h^{2/3}$), la derivada del factor de sección y la profundidad de flujo, todo en función del área de flujo de un conducto. La profundidad de flujo se usa sólo para fines de informes.

También se requiere el factor de sección inverso, el área asociada con un factor de sección particular. Se utiliza para encontrar el área aguas arriba para un caudal dado aguas arriba (es decir, A_h para $\Psi = Q/\beta$).

2.5.2.1.7 Nodos de la red

El análisis de ondas cinemáticas no depende ni define la elevación hidráulica que existe en los nodos. La elevación hidráulica en un nodo se establece arbitrariamente igual a la elevación de agua más alta en los enlaces que están conectados a ella. Para los conductos de entrada, se considera la elevación de la superficie del agua en el extremo aguas abajo del conducto, como se deriva del área aguas abajo. Para los conductos que fluyen hacia afuera, sería la elevación de la superficie del agua en el extremo aguas arriba.

Cabe señalar que el análisis de onda cinemática ignora la presencia de cualquier desplazamiento que un conducto de salida tiene en su extremo aguas arriba. El modelo de onda cinemática también ignora cualquier profundidad de sobrecarga que pueda haber sido asignada a un nodo ya que ni los conductos ni los nodos se deben presurizar.

2.5.2.1.8 Estabilidad numérica

Mediante las técnicas de O'Brien et al. (1951), se puede mostrar que el método de la onda cinemática es incondicionalmente estable para cualquier elección de θ y φ ambas mayores que 0.5 (Metcalf y Eddy et al., 1971a). Smith (1978, p. 188) mostró que el esquema implícito de Wendroff usando diferencias centradas ($\theta = \varphi = 0.5$) también era incondicionalmente estable.

Debido a que el esquema es estable, no emplea la opción de paso de tiempo variable y aunque es estable, todavía está sujeto a dispersión numérica cuando el número de Courant difiere de 1 y a difusión numérica (atenuación del hidrograma) debido al tamaño discreto de la cuadrícula (Ponce, 1991).

2.5.2.2 Método de la onda dinámica

El análisis dinámico de ondas resuelve la forma completa las ecuaciones de conservación de masa y momentum, para su solución existen diferentes técnicas de solución como esquemas implícitos de diferencias finitas (Cunge et al., 1980), esquema de captura de choques de volumen finito (Toro, 2001) y el método de enlace de nodo (Shubinski et al., 1965) el cual es empleado en el modelo Storm Water Management Model (SWMM) debido a su simplicidad y versatilidad, una descripción a detalle de este último se muestra a continuación (Rossman, 2017).

2.5.2.2.1 Ecuaciones gobernantes

Al igual que en el método de la onda cinemática, el modelo hace referencia a las ecuaciones de St. Venant para la conservación de la masa y momentum

$$\frac{\partial A_h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.114)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A_h)}{\partial x} + gA_h \frac{\partial H}{\partial x} + gA_h S_f = 0 \quad (2.115)$$

Donde:

x = Distancia (m)

t = Tiempo (s)

A_h =: Área hidráulica de la sección (m^2)

Q = Caudal (m^3/s)

H = Elevación hidráulica en el nodo ($Z + Y$) en (m)

Z = Elevación de la rasante del conducto (m)

Y = Tirante hidráulico (m)

S_f = Pendiente de fricción

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Para ello se asume que el flujo es unidimensional, la presión es hidrostática, la pendiente del conducto es muy pequeña por lo que el coseno del ángulo es muy cercano a la unidad, la fricción de fondo puede representarse igual que en un flujo permanente. Considerando lo anterior, la pendiente de fricción S_f puede expresarse mediante la ecuación de Manning.

$$S_f = n^2 \frac{Q|U|}{AR_h^{4/3}} \quad (2.116)$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning para conductos (adimensional)

R_h = Radio hidráulico de la sección (m)

A_h = Área hidráulica de la sección (m^2)

Q = Caudal (m^3/s)

U = Velocidad de flujo obtenida mediante la relación Q/A_h (m/s)

Las variables dependientes para la solución son el caudal Q y la elevación hidráulica H_h , las cuales son función de la distancia x y el tiempo t . Para lograr la solución a lo largo de un conducto de longitud L , es necesario conocer las condiciones iniciales de para H y Q en el tiempo $t = 0$, así como en $x = 0$ y $x = L$ para cualquier instante t . Combinando la ecuación de continuidad y momentum se obtiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 2U \frac{\partial A_h}{\partial t} + U^2 \frac{\partial A_h}{\partial x} - gA_h \frac{\partial H}{\partial x} - gA_h S_f \quad (2.117)$$

La ecuación 2.117 permite la obtención del caudal en los conductos, sin embargo, es necesario encontrar alguna relación para con H , por ello el método considera las uniones entre conductos mediante nodos, donde se puede o no permitir almacenamiento de flujo. El volumen almacenado para cada nodo consiste en el almacenamiento propio y la mitad de la longitud de cada enlace conectado a él. La conservación del flujo en cada nodo requiere que el cambio en el volumen con respecto al tiempo sea igual a la diferencia entre la entrada y la salida.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial t} = A_s \frac{\partial H_h}{\partial t} = \sum Q \quad (2.118)$$

Donde:

V = Volumen del nodo (m^3)

A_s = Área superficial del nodo (m^2)

$\sum Q$ = Caudal neto (entradas-salidas) (m^3/s)

El término $\sum Q$ considera el flujo de los conductos conectados, así como las entradas exteriores conectadas al nodo. Por su parte el término A_s considera el área superficial de almacenamiento (si el nodo lo permite) y el área superficial de cada conducto conectado $\sum A_{SL}$, considerando lo anterior los cambios en la elevación H con respecto al tiempo queda expresada como se muestra en la ecuación 2.119:

$$\frac{\partial H_h}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{SN} + \sum A_{SL}} \quad (2.119)$$

Por lo tanto, la profundidad de flujo en cada conducto se calcula a partir de la elevación H de cada nodo, considerando que existe una continuidad entre la superficie del flujo.

2.5.2.2.2 Método de solución

Las derivadas espaciales y temporales en las ecuaciones 2.117 y 2.119 se pueden reemplazar con las siguientes aproximaciones de diferencias finitas:

$$\frac{\partial A_h}{\partial x} = \frac{(A_{h_2} - A_{h_1})}{L} \quad (2.120)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{(H_2 - H_1)}{L} \quad (2.121)$$

$$\frac{\partial A_h}{\partial t} = \frac{\Delta \bar{A}_h}{\Delta t} \quad (2.122)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \quad (2.123)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (2.124)$$

Donde:

A_{h_1} = Área hidráulica aguas arriba del conducto (m^2)

A_{h_2} = Área hidráulica aguas abajo del conducto (m^2)

H_1 = Elevación hidráulica aguas arriba del conducto (m^2)

H_2 = Elevación hidráulica aguas abajo del conducto (m^2)

L = Longitud del conducto (m)

Δt = Paso de tiempo (s)

$\Delta \bar{A}_h$ = Cambio del área hidráulica promedio ($\bar{A}_h^{t+\Delta t} - \bar{A}_h^t$), en el paso de tiempo Δt (m^2)

ΔQ = Cambio del área promedio ($Q^{t+\Delta t} - Q^t$), en el paso de tiempo Δt (m^3)

ΔH = Cambio en la elevación hidráulica ($H^{t+\Delta t} - H^t$), en el paso de tiempo Δt (m^2)

Sustituyendo las aproximaciones en la ecuación 2.117 y combinando con la ecuación 2.116 se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 2\bar{U} \frac{\Delta \bar{A}_h}{\Delta t} + \bar{U}^2 \frac{(A_{h_2} - A_{h_1})}{L} - g\bar{A}_h \frac{(H_2 - H_1)}{L} - gn^2 \frac{Q\bar{U}}{\bar{R}_h^{4/3}} \quad (2.125)$$

La forma de diferencia finita de la ecuación de continuidad nodal 2.119 es:

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} = \frac{\sum Q}{A_{SN} + \sum A_{SL}} \quad (2.126)$$

Para resolver la ecuación 2.125 puede emplearse un método implícito de Euler hacia atrás para proporcionar una estabilidad mejorada (Ascher & Petzold, 1998). Bajo este esquema, la ecuación puede reescribirse como:

$$Q^{t+\Delta t} = \frac{Q^t + \Delta Q_{inercia} + \Delta Q_{presión}}{1 + \Delta Q_{fricción}} \quad (2.127)$$

Donde:

$$\Delta Q_{inercia} = 2\bar{U} \left(\bar{A}^{t+\Delta t} - \bar{A}_h^t \right) + \bar{U}^2 \frac{(A_{h2} - A_{h1})}{L} \Delta t \quad (2.127a)$$

$$\Delta Q_{presión} = -g \bar{A}_h \frac{(H_2 - H_1)}{L} \Delta t \quad (2.127b)$$

$$\Delta Q_{fricción} = gn^2 \frac{|\bar{U}| \Delta t}{\bar{R}_h^{4/3}} \quad (2.127c)$$

La forma de diferencia finita de la ecuación de continuidad nodal 2.126 se puede expresar como:

$$H^{t+\Delta t} = H^t + \frac{\frac{\Delta t}{2}(\sum Q^t + \sum Q^{t+\Delta t})}{(A_{SN} + \sum A_{SL})^{t+\Delta t}} \quad \text{para nodos que no son salida} \quad (2.128a)$$

$$H^{t+\Delta t} = H_{salida} \quad \text{para nodos de salida} \quad (2.128b)$$

H_{salida} es una condición de contorno, correspondiente a un valor constante, al tirante crítico o normal según las condiciones. Las ecuaciones 2.127 y 2.128 pueden resolverse implícitamente durante un paso de tiempo Δt usando iteración funcional (también conocido como aproximaciones sucesivas o método de Picard). Debido a que los flujos y las elevaciones H se actualizan un conducto y un nodo a la vez y no simultáneamente, los resultados en cada paso de tiempo son invariables en el orden en que se evalúan los conductos y enlaces.

2.5.2.2.3 Propiedades promedio de la sección transversal

La ecuación 2.127 requiere conocer los valores promedio del área hidráulica ($\bar{A}$), radio hidráulico ($\bar{R}_h$), y la velocidad ($\bar{U}$) para el conducto que se analiza. Dichos valores son calculados utilizando las elevaciones H_1 y H_2 pertenecientes a la más reciente elevación H^{ult} en cada extremo del conducto. La profundidad Y_1 aguas arriba del conducto se obtiene de la siguiente manera:

$$Y_1 = \begin{cases} 0 & \text{para } H_1 \leq Z_1 \\ H_1 - Z_1 & \text{para } Z_1 < H_1 \leq Z_1 + Y_{lleno} \\ Y_{lleno} & \text{para } H_1 > Z_1 + Y_{lleno} \end{cases} \quad (2.129)$$

Donde Z_1 es la elevación de rasante del conducto aguas arriba y Y_{lleno} es la profundidad del conducto en una condición total de llenado. De forma análoga se lleva a cabo el cálculo para Y_2 utilizando H_2 y Z_2 .

Los valores de $\bar{A}_h$ y $\bar{R}_h$ se calculan a partir de la geometría de la sección transversal del conducto a la profundidad de flujo promedio $\bar{Y} = (Y_1 + Y_2)/2$. La velocidad $\bar{U}$ se encuentra dividiendo el valor de flujo más actual Q^{ult} por $\bar{A}_h$. Además, el área promedio y el radio hidráulico utilizados en los términos de presión y fricción de la ecuación 2.127 están ponderados aguas arriba para reflejar qué tan cerca está el flujo de un conducto de ser supercrítico.

El flujo supercrítico sólo está influenciado por las condiciones aguas arriba (es decir, las perturbaciones de las olas se propagan sólo en la dirección aguas abajo). El peso se deriva del número de Froude Fr para Q^{ult} .

$$Fr = \frac{|\bar{U}|}{\sqrt{g \bar{A}_h / \bar{W}}} \quad (2.130)$$

Donde $\bar{W}$ es el ancho medio de la superficie libre del agua para la profundidad $\bar{Y}$. Para una condición de flujo lleno en conductos cerrados Fr se considera igual con cero. Un factor σ se calcula en función del número de Froude (ver apartado 2.5.2.2.5), y permite modificar el área y radio hidráulico promedio de la siguiente manera.

$$Y_1 = \begin{cases} 1 & \text{para } Fr \leq 0.5 \\ 2(1 - Fr) & \text{para } 0.5 < Fr < 1 \\ 0 & \text{para } Fr > 1 \end{cases} \quad (2.131)$$

$$\bar{A}' = A_{h_1} + \sigma(\bar{A}_h - A_{h_1}) \quad (2.132)$$

$$\bar{R}' = R_{h_1} + \sigma(\bar{R}_h - R_{h_1}) \quad (2.133)$$

Donde A_{h_1} y R_{h_1} son el área y radio hidráulico promedio aguas arriba del conducto a una profundidad Y_1 .

2.5.2.2.4 Cálculo del área superficial

En condiciones normales, el área de superficie que un conducto contribuye a su nodo aguas arriba (A_{SL1}) es el ancho medio superior de la superficie del agua sobre la mitad aguas arriba del conducto dividido por la mitad de la longitud del conducto.

$$A_{SL1} = \left(\frac{W(Y_1) + W(\bar{Y})}{2} \right) \frac{L}{2} \quad (2.134)$$

Donde $W(Y)$ es el ancho superior de la sección transversal del flujo a una profundidad de flujo dada Y . Por su parte $\bar{Y} = (Y_1 + Y_2)/2$.

De manera análoga se llevan a cabo los cálculos para A_{SL2} . Debido a que los sistemas de alcantarillado se construyen frecuentemente con discontinuidades en la elevación de los conductos que llegan a un pozo de visita, pueden encontrar condiciones de caída libre donde la elevación del agua en el nodo que recibe el flujo está por debajo de la elevación de plantilla del conducto o la profundidad crítica del flujo.

También durante los períodos de llenado o drenaje, los conductos pueden tener un extremo u otro seco. Estas condiciones requieren que se realicen ajustes en la forma en que se asigna la profundidad de flujo y en cómo se calcula el área de superficie. La tabla 2.13 resume el criterio y modificación a realizar.

Tabla 2.13 Ajuste del área superficial para diferentes condiciones de flujo en el método de la onda dinámica (Rossman, 2017)

Condición	Criterio	Ajuste
Aguas arriba estado seco	$Y_1 = 0$ $Z_1 > E_1$	$A_{SL1} = 0$ si $H_1 \leq Z_1$ Otro caso realizar ajuste considerando condición crítica aguas arriba
Aguas abajo estado seco	$Y_2 = 0$ $Z_2 > E_2$	$A_{SL2} = 0$ si $H_2 \leq Z_2$ Otro caso realizar ajuste considerando condición crítica aguas abajo

Tabla 2.13 Ajuste del área superficial para diferentes condiciones de flujo en el método de la onda dinámica (Rossman, 2017) (Continuación)

Aguas arriba condición crítica	$Q < 0$ $Z_1 > E_1$ $H_1 - Z_1 < Y^*$	$Y_1 = Y^*$ $H_1 = Y^* + Z_1$ $A_{SL1} = 0$ $A_{SL2} = L(\bar{W} + W_2)/2$
Aguas abajo condición crítica	$Q > 0$ $Z_2 > E_2$ $H_2 - Z_2 < Y^*$	$Y_2 = Y^*$ $H_2 = Y^* + Z_2$ $A_{SL2} = 0$ $A_{SL1} = L(\bar{W} + W_1)/2$
E_1 : elevación de plantilla del nodo aguas arriba; E_2 : elevación de plantilla del nodo aguas abajo Z_1 : es la elevación de la rasante aguas arriba; Z_2 : elevación de la rasante aguas abajo Y^* : valor mínimo del tirante normal y crítico para el caudal en curso El valor ajustado de H sólo se utilizan para actualizar el flujo en la ecuación 2.114 y no reemplaza los valores de H en el nodo		

2.5.2.2.5 Amortiguamiento inercial

Se ha encontrado que la reducción de la contribución de los términos de inercia en la ecuación de Saint Venant a medida que el flujo cambia entre los estados subcríticos y supercríticos mejora la estabilidad de la solución (Fread et al., 1996), donde se conoce como Técnica de inercia parcial local. Su consideración puede implementarse dentro del cálculo mediante el factor σ , o bien desestimar o mantener por completo el término inercial. Donde el factor σ depende del número de Froude (F) con un valor igual a 0 para $F \leq 0.5$, y 1 para $F \geq 1$ con una variación lineal entre ellos.

2.5.2.2.6 Limitaciones de flujo

Cada vez que se calcula un nuevo flujo utilizando la ecuación 2.117, se verifica si debe estar limitado por el valor de flujo normal para la profundidad del flujo aguas arriba y la pendiente del conducto. Los siguientes criterios se utilizan para realizar esta verificación: El flujo calculado es positivo, el conducto no se encuentra lleno, el conducto no presenta ninguna condición expresada en la tabla 2.12, la pendiente de la superficie del agua es menor que la pendiente del conducto o el número de Froude del flujo basado en la velocidad y profundidad aguas arriba es mayor que 1.

A su vez el último criterio puede restringirse a únicamente la pendiente, número de Froude o considerar ambos. Cuando se cumplen todos estos criterios, el flujo se limita a no ser mayor que el encontrado por la ecuación de Manning (Q_{norm}) usando condiciones aguas arriba, donde S_0 es la pendiente del conducto:

$$Q_{norm} = \frac{1}{n} A_{h_1} R_{h_1}^{2/3} \sqrt{S_0} \quad (2.135)$$

2.5.2.2.7 Condiciones de sobrecarga

Para definir si un nodo está en una condición de sobrecarga es necesario que todos los conductos conectados a él estén llenos o el nivel de agua del nodo excede la corona del conducto más alto conectado a él. Cuando un nodo se sobrecarga, no hay más volumen disponible en los conductos al nodo para absorber la diferencia entre la entrada y la salida en el nodo. Por lo tanto, en la continuidad del flujo, la ecuación 2.126 es 0 y la condición de continuidad nodal pasa a ser:

$$\sum Q = 0 \quad (2.136)$$

Para hacer cumplir la condición de continuidad del flujo en un nodo sobrecargado, se puede expresar en forma de una ecuación de perturbación:

$$\sum \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial H} \Delta H \right] = 0 \quad (2.137)$$

donde ΔH es el ajuste de la elevación en el nodo que debe hacerse para lograr un equilibrio de flujo.

$$\Delta H = \frac{-\sum Q}{\sum \frac{\partial Q}{\partial H}} \quad (2.138)$$

Donde las sumas consideran todos los conductos conectados al nodo, El gradiente de flujo en un conducto con respecto a la elevación H en cualquier nodo final se puede evaluar diferenciando la ecuación de actualización de flujo 2.127:

$$\frac{\partial Q}{\partial H} = \frac{-g\bar{A}_h\Delta t/L}{1 + \Delta Q_{fricción}} \quad (2.139)$$

2.5.2.2.8 Inundación y encharcamiento

Cada nodo tiene una elevación máxima permitida H_{max} , consiste en una elevación máxima de la superficie del agua libre que puede existir en el nodo más una profundidad opcional de "recargo" que permite la presurización. La tasa de desbordamiento Q_{inun} asociado con esta condición es el balance de flujo neto (*entradas* – *salidas*):

$$Q_{inun} = 0.5 \left(\sum Q^t + \sum Q^{t+\Delta t} \right) \quad (2.140)$$

Este flujo se pierde del sistema, al igual que el flujo que ingresa a un nodo de salida terminal. Sin embargo, también existe la opción de que la sobrecarga produzca encharcamientos sobre el nodo, generando así una profundidad de encharcamiento, considerar lo anterior implica un H_{max} con mayor profundidad la cual se regula conforme cambia la profundidad respecto al tiempo, en caso de superarse dicha altura el flujo se considera que se ha llegado a una condición de desborde aplicando la ecuación 2.138.

2.5.2.2.9 Estabilidad numérica

La estabilidad numérica de los resultados de onda dinámica es más sensible respecto al método de la onda cinemática, ésta puede verse afectada por la elección del paso de tiempo de simulación. La inestabilidad numérica se caracteriza por oscilaciones en el flujo y la elevación de la superficie del agua que no se amortiguan con el tiempo.

Otro indicador de inestabilidad numérica es un nodo que continúa "secándose" en cada paso de tiempo a pesar de una entrada constante o creciente aguas arriba.

Como las soluciones explícitas estables de las ecuaciones de St. Venant requieren que el intervalo de tiempo no sea más largo que el tiempo que tarda una onda dinámica en recorrer la longitud del conducto (Cunge et al., 1980). Esto se conoce como la condición de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) y se puede expresar como:

$$\Delta t \leq \frac{L}{|\bar{U} + c|} \quad (2.141)$$

Donde c es la celeridad de la onda y está dada por:

$$c' = \sqrt{g \bar{A}_h / \bar{W}} \quad (2.142)$$

Una equivalencia de esta condición puede escribirse como:

$$\Delta t \leq \frac{L}{|\bar{U}|} \left(\frac{Fr}{1 + Fr} \right) Cr \quad (2.143)$$

Donde Fr es el número de Froude del flujo y Cr es el número de Courant. Este último sirve como un parámetro de ajuste que determina cuán conservador ($Cr < 1$) o liberal ($Cr > 1$) se desea cumplir estrictamente con la condición de CFL ($Cr = 1$).

La ecuación 2.143 permite obtener el paso de tiempo idóneo requerido para cada uno de los conductos, sin embargo, los cambios en la elevación H para cada nodo debe tenerse en cuenta:

$$\Delta t \leq \frac{0.25(H_{cor} - E)}{\Delta H^t} \quad (2.144)$$

Donde H_{cor} es la elevación de la corona más grande de todos los conductos conectados al nodo y ΔH^t es el cambio de elevación en el tiempo anterior. Teniendo en cuenta las ecuaciones 2.143 y 2.144, la actualización del paso de tiempo siguiente está dado por el mínimo valor de ellos en todo el sistema.

2.6 Proyecto ejecutivo

La elaboración de un proyecto de alcantarillado pluvial consta de varios pasos entre los que destacan los siguientes: memoria descriptiva, datos de proyecto, estudio hidrológico, diseño hidráulico de la red de drenaje pluvial, trazo de la red de drenaje pluvial, planos de la red de drenaje pluvial, catálogo de conceptos y cantidades de obra y presupuesto (Campos, 2010; CONAGUA, 2016).

2.6.1 Memoria descriptiva

La memoria descriptiva del proyecto justifica todos los elementos y datos de proyecto, además contempla la información y consideraciones que se hicieron durante su creación para la comprensión de los trabajos constructivos del sistema de drenaje pluvial, en ella también se incluyen los datos básicos de proyecto. En la memoria se deben incluir los estudios previos a la realización del proyecto, entre ellos destacan los planos del sistema existente que incluyan y especifiquen lo más detalladamente posible sus características, la planimetría y altimetría de la localidad incluyendo el trazo y perfil de colectores y emisores, periodo económico del proyecto, delimitación de las zonas de construcción, inmediata y futura.

El proyecto deberá acompañarse de las tablas de cálculo hidráulico y geométrico de la red de atarjeas proyectada. Adicionalmente se presentarán los cálculos efectuados para obtener los elementos básicos del proyecto y su dimensionamiento.

2.6.2 Datos del proyecto

Una vez que se ha decidido elaborar un proyecto de alcantarillado pluvial, es conveniente recabar:

- i. Información general del proyecto referente a su ubicación, población, clima comunicaciones, edificación importante.
- ii. Información referente al estado actual de la red pluvial existente donde se incluya una descripción de las partes componentes del sistema, estado de conservación y grado de aprovechamiento de estas, estructuras y obras existentes.
- iii. Información topográfica que incluya la planimetría, ubicando paramentos, banquetas, líneas eléctricas, tuberías de agua potable y cajas de operación de válvulas, ductos, etc., nombre de las calles que forman las manzanas, longitud de crucero a crucero de las calles elevación de todos los cruceros y sitios en donde cambie la pendiente del terreno, elevación de las tuberías de red de agua potable, alcantarillado sanitario, ductos de gas, etc.
- iv. Información referente a los usos de suelo estableciendo una zonificación por actividad, identificación de zonas actualmente pobladas y las de crecimiento futuro, planos de instalaciones subterráneas existentes y en proceso de construcción.
- v. Información referente a estructuras y obras accesorias a través de planos topográficos detallados de probables sitios para estaciones de bombeo, sifones invertidos, obras de vertido, etc.

Para el diseño y ejecución de las obras de drenaje pluvial urbano se deben de establecer los datos básicos necesarios, como se muestra en la tabla 2.14.

Tabla 2.14 Datos básicos del proyecto de drenaje pluvial urbano (CONAGUA, 2016)

Datos	Unidades
Periodo de retorno	Años
Área drenada	km^2
Sistema	Pluvial

Tabla 2.14 Datos básicos del proyecto de drenaje pluvial urbano (CONAGUA, 2016)
(Continuación)

Datos	Unidades
Coefficiente de escurrimiento	Adimensional
Intensidad	mm/h
Método de diseño	Racional
Fórmulas usadas	Manning, continuidad y las empleadas por cada método
Gasto de diseño	m^3/s

2.6.3 Planos de la red de drenaje pluvial

Los planos constructivos de la red de atarjeas, colectores y emisores se presentarán a escala adecuada no mayor de 1:2 000; indicando en los pozos de visita las cotas del terreno y plantilla; en los tramos de tubería la longitud, pendiente y diámetro. Se incluirá la simbología, las cantidades de obra correspondientes al plano, los datos de proyecto, notas y croquis de localización.

2.6.4 Catálogo de conceptos, cantidades de obra y presupuesto

Para tener un costo estimado del proyecto, se elabora el catálogo de conceptos con precios unitarios de acuerdo el Catálogo General de Precios Unitarios para la construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua y del Catálogo de Costos de la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción (CMIC, 2011).

Capítulo 3

Gestión sostenible del drenaje pluvial

El manejo del agua pluvial es un aspecto importante para el desarrollo de centros urbanos alrededor del mundo, por lo que se debe garantizar que los sistemas de drenaje funcionen de manera eficiente. Es por ello, que se debe tener un amplio panorama de los alcances y problemáticas a las que serán sometidos estos sistemas en el futuro, desde el punto de vista de que las soluciones actuales de gestión y técnicas del manejo del agua pluvial puedan no ser lo suficientemente prácticas. El manejo convencional, tanto en los países emergentes como en los desarrollados, tiende a resolver los problemas existentes a través de grandes sistemas de drenaje los cuales requieren de enormes inversiones y presentan diseños establecidos bajo un enfoque forjado desde hace tiempo.

El enfoque convencional tiene como principal objetivo el rápido transporte y vertido de la escorrentía captada en superficies impermeables (García et al., 2012). En la actualidad dicha premisa se considera obsoleta. La razón es que siguiendo este principio se atiende problemas actuales, optando por soluciones a corto plazo asumiendo el riesgo de que las medidas aplicadas no sean rentables o sustentables a largo plazo y requiriere de una fuerte inversión una vez superada su vida útil o capacidad, la cual se ve reducida debido a la falta de mantenimiento y obstrucciones generadas por los desechos sólidos (Roy et al., 2008).

Otro problema asociado con este enfoque es que la infraestructura tiende a ser inflexible a las circunstancias cambiantes. Los sistemas de drenaje de aguas pluviales se construyen para que coincidan con capacidades fijas y cuando éstas se superan se producen problemas. Las circunstancias más comunes son el aumento de la variabilidad climática y el rápido crecimiento de la demanda urbana (Banco Mundial, 2012).

La escorrentía en centros urbanos se genera sobre diferentes tipos de superficies, las cuales contienen un gran número de contaminantes debido a las actividades que sobre ellas se realizan, por lo la escorrentía produce un lavado de dichos contaminantes generando problemas de contaminación en los cuerpos receptores de estas aguas (Goonetilleke & Lampard, 2019). Las diferentes limitaciones del enfoque convencional aunado a los impactos hidrológicos de la urbanización han propiciado la investigación y desarrollo de nuevas tecnologías las cuales buscan solventar estos problemas. Su desarrollo se ha dado en diferentes partes del mundo, dando origen a diferentes sistemas, los cuales siguen el mismo objetivo de lograr una gestión sostenible del drenaje pluvial.

3.1 Impacto hidrológico cero

Investigaciones realizadas alrededor del mundo afirman que, la solución para la gestión de aguas pluviales en zonas urbanas se encuentra dentro de la misma naturaleza. Es decir, se asume que la propia naturaleza es capaz de gestionar el drenaje del agua pluvial dentro de la cuenca, de tal manera que es necesario no modificar las variables que intervienen en dicho proceso, por lo que, al establecer zonas urbanas se deben conservar las características naturales evitando en lo posible modificar la respuesta hidrológica dentro de la cuenca (Febles et al., 2004).

Además, considerando que los efectos de la urbanización modifican drásticamente las condiciones de infiltración y escorrentía, es necesario implementar obras y técnicas de drenaje capaces de subsanar estos efectos, llevando a concebir el concepto de “Impacto hidrológico cero” (Menjivar & Arévalo, 2008).

El cual hace referencia a la comparación de los tres posibles escurrimientos generados dentro de una cuenca urbanizada. El primero, atiende la condición urbanizada donde se presenta un caudal pico (Caudal Urbano) marcado con un tiempo de concentración relativamente corto (T_p Urbano); El segundo, es donde la escorrentía se concibe de manera natural sin algún efecto de la urbanización presentando un tiempo pico (T_p Natural) más grande en comparación del anterior y por consecuencia un caudal pico menor (Caudal Natural); El tercer escurrimiento se produce con una situación urbanizada, pero considerando la implementación de una o más medidas que permitan el control del volumen generado por la urbanización. Este último escurrimiento pretende generar un caudal menor o igual al caudal natural. Para conseguir dicho objetivo, es necesario evaluar las condiciones específicas del sitio y el impacto de hidrológico de la urbanización sobre la cuenca (Urías, 2017). La figura 3.1 muestra el esquema gráfico del impacto hidrológico cero.

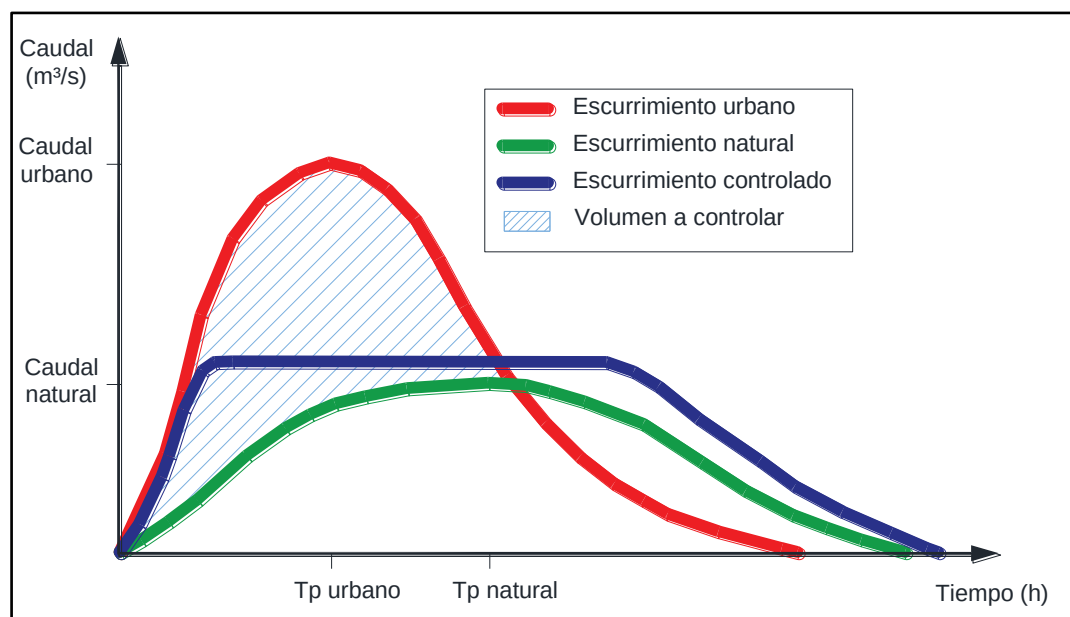


Figura 3.1 Esquema gráfico del Impacto hidrológico cero; (Modificado de Urías, 2017)

Desde la década de 1980, la gestión de las aguas pluviales ha experimentado cambios progresivos centrándose en analizar los cambios en la naturaleza de las ciudades, debido a que la mayor proporción de la población de un país que vive en ellas y el constante aumento en la frecuencia y gravedad de las inundaciones. Anudando a esto, la creación generalizada de autoridades ambientales ha tenido un impacto importante, prestando especial atención a la composición de las aguas pluviales y las consecuencias de contaminación no puntuales de ellas.

Con el paso del tiempo, la comprensión se amplió para abarcar todo el ciclo hidrológico, trayendo el concepto de retención que se refiere a los procedimientos y esquemas por los cuales el agua de tormenta se mantiene durante períodos relativamente largos y se reutiliza a través de procesos naturales de infiltración, percolación, evaporación, evapotranspiración, uso doméstico y usos industriales, teniendo como objetivo el minimizar la descarga directa a cursos de agua naturales o artificiales (Radcliffe, 2019).

Esto busca en la medida de lo posible retener la precipitación en el área donde cae, incorporando un marco de gestión integrada. El concepto ha llevado a cambiar toda la filosofía de desarrollo y la evolución de las ciudades, teniendo como resultado una variedad de técnicas y sistemas como el llamado Desarrollo de bajo impacto (LID), Infraestructura verde (GI), Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS), Diseño urbano sensible al agua (WSUD) y Ciudades esponja (Sponge Cities) (Perales & Andrés, 2008).

Sin embargo, estas técnicas y sistemas no sólo pueden usarse en algún tipo de diseño urbano universal, ya que no hay un problema definible ni una gran solución. Hay muchos pequeños problemas y soluciones mutuamente dependientes (Wong, 2016). Las soluciones apropiadas requieren tener en consideración la ubicación, la hidrología, las opciones de infraestructura y planificación, las circunstancias sociológicas, así como ecosistémicas. De tal manera que la adopción de las nuevas tecnologías permita avanzar en la búsqueda de un impacto hidrológico cero y poder alcanzar los beneficios que esto implica.

3.1.1 Sistemas urbanos de drenaje sostenible

El concepto de sistemas de drenaje urbano sostenible (SUDS) parecen haber sido desarrollados en Gran Bretaña y se publicó en el 2000 como documentos de orientación definitivos para Escocia e Irlanda del Norte (Martin et al., 2000a) y por separado para Inglaterra y Gales (Martin et al., 2000b). Desde entonces, los detalles se han publicado progresivamente como “The SUDS Manual” (Woods Ballard et al., 2016).

La filosofía de los sistemas de drenaje sostenibles consiste en maximizar los beneficios y minimizar los impactos negativos de la escorrentía de aguas superficiales de las áreas desarrolladas. El enfoque de los SUDS implica reducir la velocidad y cantidad de la escorrentía superficial en entornos urbanos, teniendo como objetivo minimizar el riesgo de inundación aguas abajo y reducir la contaminación de dicha escorrentía. Para cumplirlo se emplean diferentes técnicas como la cosecha de lluvia, infiltración, ralentización del flujo, almacenamiento, transporte y tratamiento de la escorrentía en el sitio (Charlesworth et al., 2003).

Para favorecer que los SUDS puedan desarrollar al máximo sus beneficios, la gestión de las aguas superficiales debe considerarse desde la planificación del desarrollo, lo que influye en la disposición y el diseño del sitio, y en el uso y las características de los espacios urbanos, lo cual requiere de un equipo multidisciplinario para su concepción. La planeación correcta de SUDS se puede usar incluso en los espacios más pequeños siendo una buena opción en áreas urbanas densas donde el espacio es muy importante y costoso (Lara & Prieto, 2014).

Hay que tener en cuenta que el enfoque de los SUDS no debe considerarse como un componente individual, sino como un sistema interconectado diseñado para gestionar, tratar y aprovechar al máximo el agua superficial, desde donde cae. Y escurre hasta el punto en que se descarga en el entorno receptor más allá de los límites del sitio.

El Tren de gestión de SUDS describe el uso de una secuencia de componentes que proporcionan colectivamente los procesos necesarios para controlar la frecuencia de la escorrentía, los caudales y los volúmenes de escorrentía, y para reducir las concentraciones de contaminantes a niveles aceptables. Hay seis funciones específicas proporcionadas por los componentes de SUDS. Estos no son independientes, y un componente puede proporcionar dos o más funciones (CIRIA, 2015). Los diferentes componentes que se han desarrollado se resumen en la tabla 3.1 donde se hace una breve descripción de cada uno de ellos.

- a) **Sistemas de recolección de agua de lluvia:** son componentes que capturan el agua de lluvia y facilitan su uso dentro del edificio o el entorno local.
- b) **Sistemas de superficie permeable:** son superficies estructurales que permiten que el agua penetre, reduciendo así la proporción de escorrentía que se transporta al sistema de drenaje. Muchos de estos sistemas también incluyen algo de almacenamiento y tratamiento bajo la superficie.
- c) **Sistemas de infiltración:** son componentes que facilitan la infiltración de agua en el suelo. Éstos a menudo incluyen zonas de almacenamiento temporal para regular los volúmenes de escorrentía antes de la liberación lenta al suelo.

- d) **Sistemas de transporte:** son componentes que transportan flujos a sistemas de almacenamiento aguas abajo. Donde sea posible, estos sistemas también proporcionan control y tratamiento de flujo y volumen.
- e) **Sistemas de almacenamiento:** son componentes que controlan los flujos y, cuando es posible, los volúmenes de escorrentía que se descargan del sitio, almacenando agua y liberándola lentamente (atenuación). Estos sistemas también pueden proporcionar un tratamiento adicional de la escorrentía.
- f) **Sistemas de tratamiento:** son componentes que eliminan o facilitan la degradación de los contaminantes presentes en la escorrentía.

De manera general los principios buscados por los SUDS pueden englobarse en cuatro categorías la figura 3.2 muestra estas categorías y el objetivo que busca cada una de ellas. Mientras que en la tabla 3.2 se presentan algunos criterios de diseño a seguir con base en las categorías antes mencionadas, los cuales sirven de guía para seleccionar el tipo de componente a implementar según el objetivo buscado.

Tabla 3.1 Diferentes componentes de los SUDS (CIRIA, 2015)

Tipo de componente	Descripción
Sistemas para la cosecha de lluvia	El agua de lluvia se recoge de los techos de o de otras superficies almacenándola en un tanque superficial o subterráneo para su uso en el sitio. El sistema puede incluir elementos de tratamiento. El sistema debe incluir una capacidad específica de almacenamiento si se va a utilizar para gestionar la escorrentía asociada con un periodo de diseño.
Techos verdes	Una capa de suelo vegetado se construye en el techo de un edificio, el agua se almacena en la capa del suelo y es absorbida por la vegetación. Cuando no existe vegetación en ellos reciben el nombre de techos azules.
Sistemas de infiltración	Estos sistemas recogen y almacenan la escorrentía, permitiendo su infiltración en el suelo. La vegetación superpuesta y los suelos insaturados subyacentes pueden ofrecer protección a aguas subterráneas por riesgos de contaminación.
Sistemas de tratamiento	Estas estructuras subterráneas y superficiales están diseñadas para proporcionar tratamiento de agua a través de la eliminación de contaminantes.

Tabla 3.1 Diferentes componentes de los SUDS (CIRIA, 2015) (Continuación)

Tipo de componente	Descripción
Árboles	Los árboles se pueden plantar dentro de una gama de componentes de SUDS de infiltración para mejorar su rendimiento, ya que el crecimiento y la descomposición de las raíces aumentan la capacidad de infiltración del suelo capa.
Pavimentos permeables	Se permite que la escorrentía se infiltre sobre la estructura dl pavimento. Estos pueden ser adoquines con espacios entre bloques sólidos o pavimento poroso donde el agua se filtra. El agua se puede almacenar en la subbase y permitir potencialmente infiltrarse en el suelo.
Tanques de atenuación	Mediante el uso de espacios vacíos debajo del suelo se almacena temporalmente la escorrentía antes de la infiltración, liberación controlada o su uso. La estructura de almacenamiento es a menudo construida usando sistemas de almacenamiento geo celulares u otros sistemas modulares, tanques de concreto o tuberías de gran tamaño.
Cuenca de detención	Durante un evento de lluvia, la escorrentía drena a una depresión ajardinada con una salida que restringe los flujos, de modo que la cuenca se llena y proporciona atenuación.
Estanques y humedales	Se consideran como piscinas permanente llenas de agua, se pueden utilizar para proporcionar tanto atenuación y tratamiento de la escorrentía, donde se controlan las salidas y los niveles de agua. Pueden presentar vegetación sumergida que mejora los procesos de tratamiento y la biodiversidad.
Franjas filtrantes	Permiten que la escorrentía de un área impermeable fluya a través de un área densamente vegetada para promover la sedimentación y filtración.
Drenos filtrantes	La escorrentía se almacena temporalmente debajo de la superficie en una zanja poco profunda llena de piedra / grava, proporcionando atenuación, transporte y tratamiento (por filtración).
Cunetas vegetadas	Se utiliza un canal con vegetación para transmitir y tratar la escorrentía (por filtración). Estas pueden estar "húmedas", donde el agua está diseñada para permanecer permanentemente en la base, o "secos" donde el agua sólo está presente en el canal después de los eventos de lluvia. Éstas pueden estar forradas o sin forrar para permitir la infiltración.
Sistemas de biorretención	Consisten en una depresión ajardinada poco profunda permite que la escorrentía se acumule temporalmente en la superficie, antes de filtrarse a través de la vegetación y los suelos subyacentes. para mejorar el rendimiento del tratamiento.

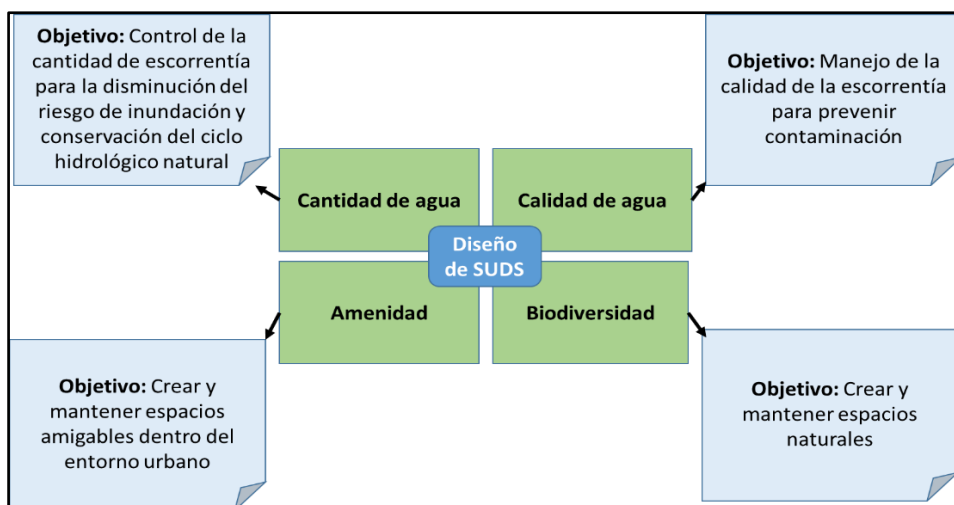


Figura 3.2 Principios y objetivos buscados por los SUDS (Charlesworth et al., 2003)

Tabla 3.2 Criterios de diseño según el principio buscado en los SUDS (CIRIA, 2015)

Categoría	Criterio de diseño
Cantidad de agua	• Usar la escorrentía superficial como un recurso • Disminuir el riesgo de inundación de la cuenca receptora • Proteger la morfología y la ecología en las aguas superficiales receptoras • Preservar y proteger los sistemas hidrológicos naturales en el sitio • Drenar el agua pluvial en sitio de manera efectiva • Administrar el riesgo de inundación en el sitio • Proporcionar flexibilidad y adaptabilidad del sistema para hacer frente a cambios futuros
Calidad de agua	• Apoyar la gestión de la calidad del agua en las aguas receptoras • Aumentar la resiliencia del sistema para hacer frente a los cambios futuros
Amenidad	• Maximizar la multifuncionalidad • Mejorar el carácter visual • Entregar sistemas seguros de gestión de aguas superficiales • Apoyar la resiliencia / adaptabilidad del desarrollo al cambio futuro • Educar a la comunidad sobre el medio ambiente
Biodiversidad	• Apoyar y proteger los hábitats y especies locales naturales • Contribuir a la conectividad del hábitat • Crear ecosistemas diversos, autosuficientes y resistentes

3.1.2 Desarrollo de bajo impacto

El término desarrollo de bajo impacto (LID) surge en los Estados Unidos, su primer uso parece haber sido por Barlow et al. (1977), cubriendo la planificación del uso del suelo en Vermont luego de la introducción de la Ley Federal de Agua Limpia de EE. UU. en 1972 (USEPA, 2017). Esto fue alentado por un manual LID preparado para su uso en el condado de St George, Maryland, que luego fue reimpresso para un uso más amplio (Coffman, 1999), El concepto busca emular la hidrología "natural" original que había estado presente antes de la urbanización.

Los dispositivos LID están diseñados para detener, almacenar, infiltrar o tratar la escorrentía urbana, y así reducir el impacto del desarrollo urbano (Wong et al., 2002). Estos dispositivos incluyen medidas estructurales como humedales, estanques, cisternas, tanques de agua de lluvia, dispositivos de biorretención, tiras de filtro con vegetación y franjas filtrantes. El enfoque LID también incluyen medidas no estructurales, como diseños alternativos de carreteras y edificios para minimizar la impermeabilidad y maximizar el uso de suelos y vegetación permeables, la reducción de fuentes de contaminantes y programas de educación. Cabe mencionar que el LID enfatiza particularmente el control a pequeña escala en el sitio de las fuentes de aguas pluviales.

A pesar de una creciente conciencia y conocimiento de estos problemas y posibles soluciones, la transición a un diseño de drenaje urbano más sostenible ha sido lenta. Esto puede reflejar, entre otros factores, la escasez de herramientas de diseño de drenaje LID que operan efectivamente en el rango de escalas necesario. La disponibilidad de un software de modelado LID efectivo podría actuar para alentar una mayor aceptación de los principios LID (Beecham, 2002). Las herramientas pueden hacer que el diseño y la aplicación de LID sean más eficientes y demuestren resultados que puedan usarse para la educación y el desarrollo de políticas. El desafío es traducir procesos naturales complejos y altamente variables en un sistema o herramienta computarizado que permita la evaluación directa de las medidas de drenaje de LID en una gama de escalas aplicables a la gestión urbana (Elliott & Trowsdale, 2007).

3.1.3 Diseño urbano sensible al agua

El diseño urbano sensible al agua (WSUD) se resume como la formulación de planes de desarrollo que incorporan múltiples objetivos de gestión de aguas pluviales e implican un proceso proactivo, que reconoce las oportunidades para el diseño urbano, en donde la arquitectura del paisaje y la infraestructura de gestión de aguas pluviales se vinculan intrínsecamente (Wong, 2000).

Dentro del WSUD se hace uso de medidas de control de aguas pluviales (SCMs) las cuales están dispersas en las cuencas para mejorar tanto la cantidad y calidad de la escorrentía y su alcance para restaurar una condición hidrológica y ecológica del estado natural (Radcliffe, 2019).

Los WSUD consideran una gama de objetivos entre los que se incluye (Comisión Australiana del Agua, 2010):

- Minimizar los impactos sobre las características naturales existentes y los procesos ecológicos.
- Minimizar los impactos en el comportamiento hidrológico natural de las cuencas.
- Proteger la calidad del agua de las aguas superficiales y subterráneas
- Minimizar la demanda del sistema de suministro de agua
- Mejorar la calidad y minimizar las descargas de agua contaminada al medio natural.
- Incorporar tratamiento de recolección y / o reutilización de escorrentía
- Reducción de la escorrentía y los flujos máximos del desarrollo urbano
- Reutilización de los efluentes tratados y minimización de aguas residuales.
- Aumentar espacios verdes multipropósito, paisajismo e integración del agua en el paisaje para mejorar los valores visuales, sociales, culturales y ecológicos
- Agregar valor mientras se minimizan los costos de desarrollo
- Armonizar las prácticas dentro de las instituciones responsables de la gestión del agua

De manera general los enfoques seguidos por los WSUD se pueden agrupar en dos categorías. La primera de ella consiste en medidas de prevención que evitan la generación de escorrentías de aguas pluviales contaminadas a partir de asignaciones. La segunda considera medidas de mitigación que generalmente se implementan para detener y tratar la escorrentía de aguas pluviales. La distinción es subjetiva, y algunas medidas abarcan ambas categorías (Hoban, 2019b). En la tabla 3.3 se presenta un resumen de los diferentes sistemas y los objetivos de gestión que plantea el uso de WSUD.

Tabla 3.3 Diferentes sistemas empleados en el WSUD y su nivel de eficiencia en los objetivos de gestión (Hoban, 2019a)

Tipo de sistema	Nivel de eficiencia del sistema					
	Reducción del caudal pico	Reducción del volumen de escorrentía	Contaminantes brutos	SST / PT / NT	Hidrocarburos	Amenidad con el entorno
Diseño de viviendas ecológicas	Alto	Alto				Alto
Pavimentos permeables	Alto	Alto		Medio	Medio	
Tanques de lluvia	Alto	Alto				
Desviadores de bajantes	Medio	Medio				
Techos verdes		Medio				Alto
Cunetas vegetadas	Medio			Medio	Medio	Medio
Trampas de basura			Alto		Medio	
Humedales	Medio	Bajo			Bajo	Alto
Jardines de biorretención	Medio	Alto	Medio	Medio	Medio	Alto
Árboles	Bajo	Medio		Medio	Medio	Alto
Dispositivos de infiltración			Medio	Medio	Medio	
SST: Sólidos suspendidos totales, PT: Fósforo total, NT: Nitrógeno total						

3.1.4 Ciudades esponja

El concepto de ciudades esponja nace de una iniciativa política en China en respuesta a las crecientes inundaciones urbanas que se presentaron en el país asiático. En ella el gobierno chino define una serie de políticas y programas para acelerar y fortalecer el desarrollo de los sistemas de drenaje urbano en las ciudades.

La idea central es promover el desarrollo resiliente al agua y de bajo impacto integrado con la planificación y construcción urbanas, con el objetivo de construir o mejorar la capacidad de las ciudades para que funcionan como una esponja que absorbe el agua de lluvia durante los eventos precipitación, con lo que se pueda reducir el riesgo de inundación, mientras se almacena, y depura en su caso, el agua para su uso futuro o vertido (Li et al., 2017).

Su introducción trata de generar un cambio de paradigma en el drenaje urbano y la gestión de aguas pluviales que sea sostenible. Para ello debe integrarse en la planificación y desarrollo urbano, teniendo así un enfoque holístico que acomoda a la urbanización, promueve el desarrollo sostenible, y simultáneamente aborda los desafíos del agua y el medio ambiente. El concepto de diseño esencialmente busca preservar o mantener durante la urbanización el régimen de flujo hidrológico previo al desarrollo de los paisajes locales a través del control descentralizado, medidas en la fuente, incluida la conversación sobre el ecosistema natural, ecosistema degradado, restauración y remediación, empleando prácticas de desarrollo de bajo impacto, todas las cuales están integradas con la planificación urbana (MHURD, 2014).

Conceptualmente la perspectiva de las ciudades esponja, es análoga a una serie de enfoques para la gestión sostenible del agua urbana, como el LID en Estados Unidos, los SUDS en el Reino Unido y WSUDS en Australia (Radcliffe, 2019). Por lo que la política de ciudades esponja trata de aprovechar los recientes desarrollos de la gestión sostenible de las aguas pluviales urbanas, exhibiendo un gran potencial para construir y mejorar la resiliencia al agua urbana en toda China (Jiang et al., 2017).

3.2 Sistemas utilizados para el control de escorrentía y caudal pico

Como ya se mencionó la gestión sustentable del drenaje pluvial en centros urbanos es nombrada de diferentes formas alrededor del mundo. Sin embargo, todas ellas comparten de cierta forma el mismo objetivo, quizás algunos más ambiciosos que otros pero que para lograrlo requieren de la implementación de medidas estructurales similares, respecto al objetivo de conservar las condiciones hidrológicas naturales después de la urbanización teniendo como consecuencia directa la gestión de inundaciones y flujos.

En el siguiente apartado se mencionan los sistemas que han sido aplicados para el manejo y disminución de la escorrentía superficial agrupándolos en tres categorías con respecto a la naturaleza del fenómeno que reproducen siendo estos sistemas de almacenamiento, detención, e infiltración.

3.2.1 Sistemas de detención y almacenamiento

Las medidas basadas en el almacenamiento o retención se definen como aquellos que interceptan y retienen permanentemente el agua o la desvían para otro propósito, evitando efectivamente que el agua entre al sistema de drenaje aguas abajo. Los sistemas de detención son aquellos que retienen temporalmente la escorrentía en un almacenamiento y liberan el agua almacenada de manera contralada al sistema de drenaje, generalmente a un caudal restringido a través de un orificio o estructura similar (Green, 2019).

a) Tanques de lluvia

Los tanques de lluvia son estructuras sencillas que permiten el aprovechamiento del agua de lluvia. Interceptan la escorrentía de tejados y superficies impermeables y la almacenan para su empleo en usos que no requieran la calidad del agua potable, como es el riego de jardines o la limpieza de vehículos, entre otros.

Por su localización puede distinguirse entre los que están al aire libre, que podrían funcionar por gravedad, y los enterrados, para los que hará falta un sistema de bombeo. Entre los materiales más comúnmente empleados están los prefabricados de polipropileno y los contruidos in-situ, que suelen ser de concreto (Myers & Pezzaniti, 2019). En la figura 3.3 se muestra un esquema general de este sistema.

La idea principal de estos sistemas es aprovechar el agua de lluvia permitiendo la reducción la cantidad de agua obtenida del sistema de distribución, además de reducir los volúmenes de escorrentía directa o la encauzada al sistema de drenaje. Además, mejoran la operatividad del sistema municipal de alcantarillado, pues evitan que agua relativamente limpia, entre al sistema. Su implementación es flexible y puede ser visualmente atractivo y estar integrado en el desarrollo; también puede estar combinado con iniciativas educativas (Checa & De Pazos, 2018).

Las principales limitantes se deben a su capacidad de almacenamiento finita, por lo que de implementarse en masa no disminuyen el volumen de escorrentía de forma significativa, también hay que tener presente que dicha eficiencia depende de la disponibilidad de almacenamiento, por lo que el agua almacenada debe ser utilizada periódicamente entre eventos de lluvia para maximizar la capacidad y minimizar la escorrentía. Puede ser necesario el empleo de una bomba por lo que debe haber una fuente de agua alternativa para asegurar que se da respuesta a la demanda. Respecto a su diseño deben tenerse en consideración los siguientes criterios (CIRIA, 2015):

- Para dimensionar el tanque se debe tener en cuenta el área drenante, la cantidad y la naturaleza de las demandas, los patrones de lluvia del lugar, el espacio disponible y el presupuesto. Se debe diseñar un bypass para cuando el tanque esté lleno.
- La instalación del sistema en un lugar elevado puede reducir o eliminar los requisitos de bombeo.
- El tanque debe estar completamente cerrado, ser duradero, no reflectante, ligero, opaco (para evitar el crecimiento de algas) y de fácil acceso para su limpieza.

- El pretratamiento suele estar compuesto por una rejilla, preferiblemente autolimpiable, para evitar la entrada de hojas, sedimentos, parásitos y mosquitos.
- La calidad de la esorrentía depende del material del tejado, el tipo de materiales que se depositan sobre él y el régimen de mantenimiento de éste.

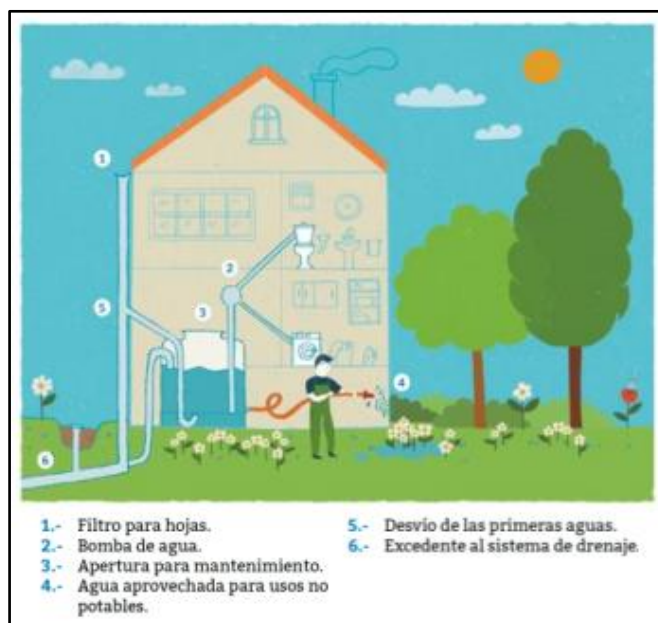


Figura 3.3 Esquema general de un tanque de lluvia (Checa & De Pazos 2018)

b) Celdas y cajas

Las celdas y cajas son estructuras modulares reticulares de polipropileno con un alto índice de huecos, generalmente superior al 90 %, y una capacidad portante elevada. Las celdas son estructuras planas, mientras que las cajas son, en general, paralelepípedos. Se utilizan para crear estructuras subterráneas (generalmente combinadas con gravas y geotextiles), que almacenan y, en su caso, transportan, la esorrentía una vez filtrada. Mientras que en las celdas la función primaria suele ser la de actuar de transporte plano, las cajas se emplean para conformar espacios de almacenamiento temporal (Green, 2019). En la figura 3.4 se muestra un esquema general de este sistema.

El principal beneficio de estos sistemas es la atenuación de los caudales pico mediante la reducción de escorrentía y la recarga de acuíferos. Una característica particular es que gracias a su estructura modular se pueden adaptar fácilmente a las necesidades del lugar y su transporte e instalación es relativamente sencilla. Otro beneficio es que su capacidad estructural posibilita su implementación en áreas con presencia de vehículos ligeros o colocarse debajo de espacios multifuncionales donde se incluyan instalaciones de recreo (Myers & Pezzaniti, 2019).

Una de las limitaciones que estos sistemas presentan es la necesidad integrarse en una cadena de tratamiento, pues no tiene capacidad inherente de eliminar contaminantes, además existe una dificultad en el mantenimiento por ser subterráneos, pues cualquier fallo o bloqueo no puede ser detectado fácilmente. Otro punto por considerar es que existen altos costos de instalación comparado con el almacenamiento en superficie y cuando se emplean para almacenar agua durante largos periodos de tiempo, debe garantizarse que el depósito no será dañado por las raíces de árboles. Respecto a su diseño deben tenerse en consideración los siguientes criterios (CIRIA, 2015):

- El sistema tiene dos componentes básicas: 1) celdas o cajas, que ofrecen rigidez y resistencia a las cargas (diseño estructural); 2) geotextiles, con o sin geomembrana, que impide la entrada de terreno.
- Deben de tener el fondo lo más horizontal posible.
- Se aconseja el vaciado en las 48 h posteriores al evento de lluvia (a no ser que actúen como tanque de almacenamiento); e incluir un desagüe de emergencia.
- Los depósitos de detención necesitan un conducto de salida; mientras que para los depósitos de infiltración depende del valor de permeabilidad del terreno.
- Los depósitos de infiltración necesitan pretratamiento aguas arriba para evitar la colmatación; mientras que los depósitos de detención deberían incorporar un volumen de almacenamiento adicional bajo la tubería de salida para tener en cuenta la acumulación de sedimentos.

- Si el depósito es de infiltración, se requiere 1 m de distancia desde la base del SUDS hasta el nivel freático; en cambio, si es de detención no hay distancia mínima, pero debe estar adecuadamente sellado y resuelto el problema de flotación.

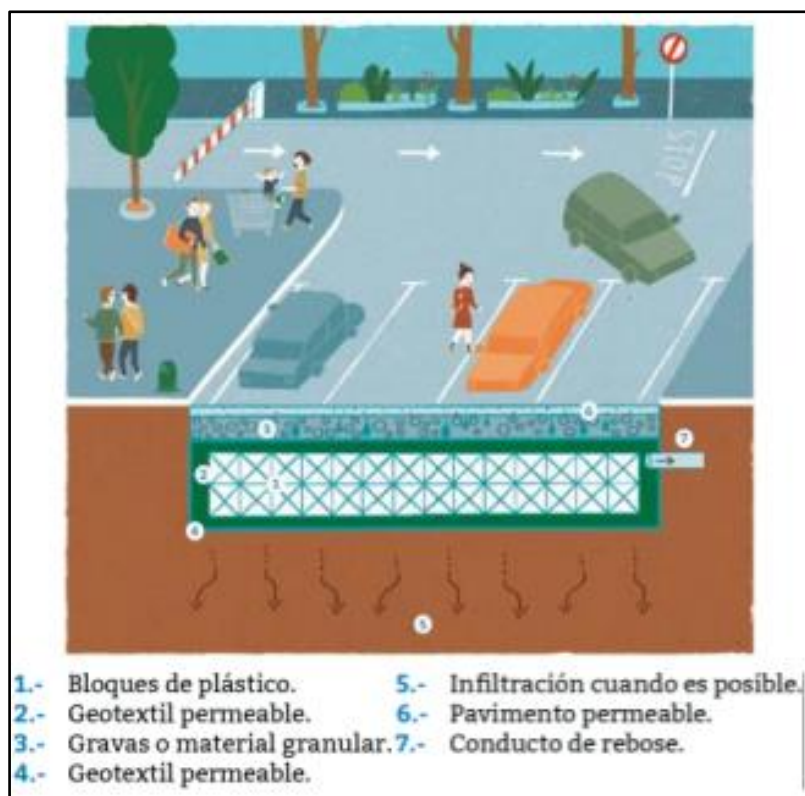


Figura 3.4 Esquema general de un sistema de cajas y celdas (Checa & De Pazos 2018)

c) Cuencas de detención

Las cuencas de detención son depresiones ajardinadas que normalmente están secas, excepto durante e inmediatamente después de los eventos de tormenta. Pueden ser componentes en línea donde la escorrentía de los eventos regulares se direcciona a través de la cuenca y cuando la cuenca se llena proporciona almacenamiento de escorrentía y atenuación de los caudales debido al control establecido en la salida. También pueden ser componentes fuera de línea en los que se desvía la escorrentía una vez que los flujos alcanzan un umbral especificado (Charlesworth et al., 2003). En la figura 3.5 se muestra un esquema general de este sistema.

El principal beneficio de estos sistemas es la atenuación de los caudales pico, sin embargo, también favorecen los procesos de sedimentación. Su implementación en entornos urbanos suele mejorar la estética del sitio cuando se incluye vegetación, además pueden incluirse áreas recreativas las cuales se inundan durante la tormenta y permanecen secas el demás tiempo proporcionando espacios multiusos (Green, 2019).

Su implementación presenta las siguientes limitaciones, debido a los posibles procesos de sedimentación requiere prestarse atención al mantenimiento, también debe prestarse especial atención al drenaje del sitio principalmente cuando se plantea algún otro uso del sitio, otro aspecto es que se requiere disponer de una extensión considerable de área para su implementación. Respecto a su diseño deben tenerse en consideración los siguientes criterios (CIRIA, 2015):

- La profundidad máxima del agua en la cuenca normalmente no debe exceder los 2 m en el diseño más extremo.
- El fondo de cualquier cuenca con vegetación debe ser bastante plano con una pendiente suave (no más de 1%).
- Se debe garantizar un drenaje efectivo hacia la cuenca de detención.
- La relación longitud / ancho recomendada para las cuencas de detención con vegetación en línea es entre 3: 1 y 5: 1.
- Si la infiltración no es deseada se debe proporcionar una capa que garantice su impermeabilidad.
- Se deben garantizar la estabilidad de los taludes de la cuenca.
- Las pendientes laterales de cualquier cuenca con vegetación generalmente no deben exceder taludes 1:3.

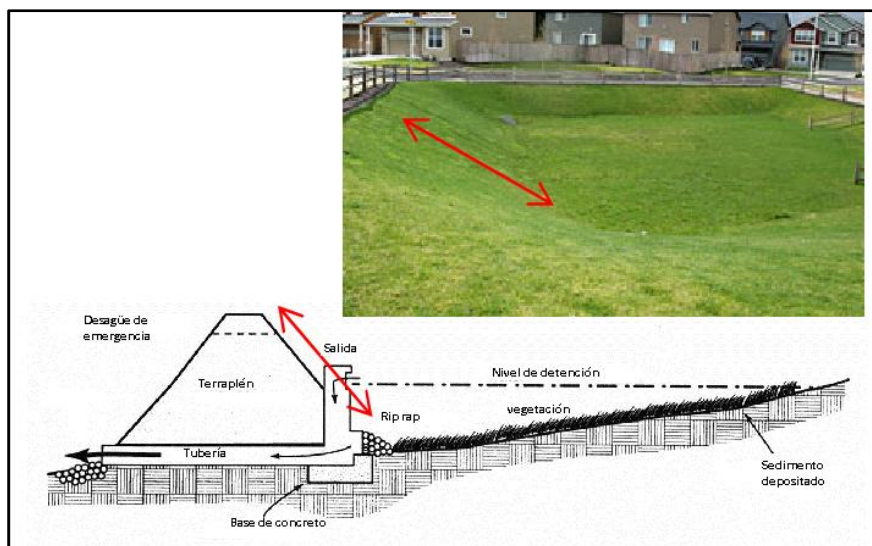


Figura 3.5 Esquema general de una cuenca de detención (Radcliffe, 2019)

3.2.2 Sistemas de infiltración

Los sistemas de infiltración son aquellos que contribuyen a reducir los caudales y volúmenes de escorrentía mientras se admite flujo base y procesos de recarga de aguas subterráneas. La velocidad a la que el agua puede ser infiltrada depende de la permeabilidad de los suelos circundantes (Green, 2019).

a) Pozos y zanjas de infiltración

Los pozos y zanjas de infiltración son excavaciones en el terreno que captan y almacenan temporalmente la escorrentía de superficies impermeables contiguas antes de su infiltración al subsuelo. La diferencia reside en la forma de la excavación. Las zanjas son lineales, poco profundas y están rellenas de material drenante (granular o sintético); la superficie puede recubrirse de hierba, grava, arena o vegetación, sirviendo de pretratamiento. En cambio, en los pozos predomina la dimensión vertical, son profundos y están rellenos con material drenante (pozos de infiltración sin revestir) o contienen las tierras con un anillo reforzado (pozos de infiltración revestidos) (Myers & Pezzaniti, 2019). La figura 3.6 muestra un esquema general de las partes que componen a estos sistemas.

Estos sistemas aportan bastantes beneficios el principal de ellos es reducir el volumen de escorrentía y el caudal pico. Sin embargo, también permiten mejorar la calidad de la escorrentía y sirven como un mecanismo de riego pasivo para la vegetación de las áreas adyacentes. Una característica importante es que, los pozos tienen una huella muy pequeña pudiéndose usar en espacios reducidos en comparación con las zanjas, sin embargo, éstas ayudan a distribuir el área de infiltración, por lo que reduce el impacto de las áreas poco permeables (Checa & De Pazos, 2018).

Su implementación presenta las siguientes limitaciones, la principal de ellas es que su uso está condicionado a lugares con elevada permeabilidad, sin altas cargas de finos (para evitar colmatación) y distancia al nivel freático > 1 m.

Otra consideración es que la pendiente longitudinal de las zanjas debe ser inferior al 2-3 % para facilitar la infiltración, además de que no puede circular tráfico sobre el sistema, a no ser que haya sido diseñado con la capacidad portante suficiente, y respecto a su mantenimiento es difícil detectar la contaminación y colmatación de los materiales granulares del fondo cuando no se ha previsto un filtro más superficial por lo cual queda comprometido su correcto funcionamiento. Respecto a su diseño deben tenerse en consideración los siguientes criterios (CIRIA, 2015):

- El volumen de almacenamiento depende del área impermeable, la permeabilidad y la estabilidad del terreno, los patrones de lluvia del lugar, la porosidad del material drenante y el espacio disponible.
- El sistema debe vaciarse por infiltración completamente dentro de las 48 h posteriores al evento de lluvia.
- Una lámina de geotextil debe revestir el sistema para prevenir que las partículas finas lo colmaten. También suele colocarse un geotextil a unos 20 cm de la superficie para proteger la parte inferior de la entrada de sedimentos, y facilitar las labores de mantenimiento.
- La pendiente longitudinal de la base de la zanja debe ser lo más horizontal posible (máximo 3 %); y con taludes no mayores a 1:3.

- Los pozos de concreto pueden alcanzar profundidades de 1,5 – 4,0 m y requieren de un pretratamiento con una rejilla (que impida la entrada de basura y sedimentos) y una abertura de inspección visual, para las tareas de mantenimiento.

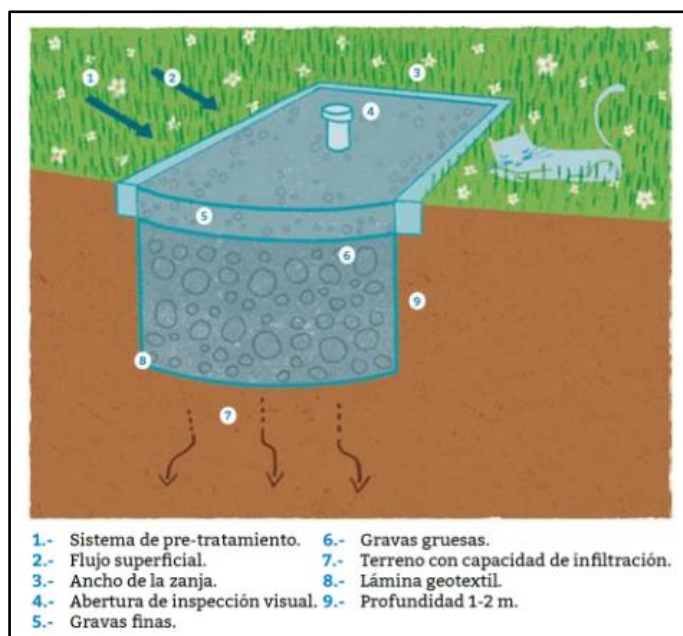


Figura 3.6 Esquema general de una zanja y pozo de infiltración (Checa & De Pazos 2018)

b) Pavimentos permeables

Los pavimentos permeables son una estructura portante, que permite la infiltración de la escorrentía hacia una capa inferior de almacenamiento temporal (subbase), compuesta por gravas, celdas y/o cajas reticulares, una característica particular respecto a los demás sistemas es que éstos permiten el tránsito de peatones como de vehículos. Tras su almacenamiento, el agua se evacúa por infiltración y/o a través de drenes. La capa superficial puede ser de pavimento continuo, como concreto o asfalto poroso, o modular. A este último tipo pertenecen los adoquines porosos, los adoquines permeables por junta o el césped reforzado (Green, 2019). La figura 3.7 muestra un esquema general de este sistema.

La idea principal de estos sistemas es la reducción del caudal pico y el volumen de la escorrentía de aguas pluviales. Sin embargo, estos sistemas también permiten mejorar la calidad del agua al retener sedimentos, aceites, grasas, metales pesados y algunos nutrientes. Una característica importante es que su implementación reduce el área dedicada únicamente a la gestión de escorrentía, pues permite el tránsito tanto de peatones como de vehículos proporcionando así una gran variedad de diseños y flexibilidad para adaptarse a los entornos urbanos. Además de los beneficios antes mencionados también posibilitan la recarga de acuíferos y aprovechamiento del agua de lluvia (Radcliffe, 2019).

La implementación de estos sistemas presenta las siguientes limitantes, aunque se destaca la versatilidad de poder transitar sobre ellos en la práctica la verdad es un tanto diferente ya que no se recomienda en lugares con tráfico de vehículos pesados, implementarlos en lugares con altas cargas de sedimentos o zonas donde existan muchos árboles. En efecto, no es recomendable en los casos citados debido a que las obstrucciones reducen su permeabilidad con la exposición a sedimentos, especialmente los finos, y materia orgánica, siendo la causa común de fallo su colmatación, por lo que no está permitido dirigir la escorrentía de áreas vegetadas hacia el pavimento permeable. Respecto a su diseño deben tenerse en consideración los siguientes criterios (CIRIA, 2015):

- Se diseña para gestionar la escorrentía que se genera en su superficie y las áreas impermeables adyacentes (normalmente se recomienda la relación $2A_{impermeable} : 1A_{permeable}$).
- No aconseja dirigir al pavimento permeable la escorrentía procedente de superficies con alto potencial de arrastre, para evitar su colmatación. Si se hace, debe introducirse un elemento de pretratamiento.
- La permeabilidad del pavimento será $\geq 2\,500$ mm/h.
- Para evacuar por infiltración se necesita, habitualmente, una permeabilidad $\geq 10^{-6}$ m/s y, para valores inferiores, se instalará un dren que permita la evacuación controlada del agua almacenada en la subbase.
- El vaciado del agua almacenada en la sub-base debe producirse en un plazo inferior a las 48 h.

- Para aumentar el volumen de almacenamiento temporal cuando hay pendientes elevadas (del orden del 5-10 %), se pueden construir terrazas.
- Se aconseja instalar una lámina de geotextil entre el terreno natural y el material de la sub-base.



Figura 3.7 Esquema general de un pavimento permeable (Checa & De Pazos 2018)

c) Jardines de lluvia

Los jardines de lluvia son depresiones o áreas cubiertas de vegetación, que facilitan el almacenamiento superficial de escorrentía. Permiten la reducción de los contaminantes mediante la filtración de la escorrentía a través de la vegetación y el suelo preparado inferior. Si es posible, el agua se infiltra al terreno y, en caso contrario, se puede instalar un drenaje subsuperficial para evacuar controladamente la escorrentía almacenada. Las plantas también contribuyen a su vaciado mediante la transpiración (Myers & Pezzaniti, 2019). La figura 3.8 muestra un esquema general de este sistema.

La implementación de estos sistemas mejora la calidad del agua y del aire, suelen ser de instalación sencilla y poco costosa, ofreciendo una gran variedad de tamaños y diseños creativos para adaptarse con el lugar y hacerlo más atractivo. La idea principal es aumentar la proporción de área permeable en el medio urbano mejorando la estética del entorno al introducir áreas de almacenamiento efímero de agua, además de contribuir a la biodiversidad local, con oportunidades para hábitats de pequeños animales, aves e insectos (Checa & De Pazos, 2018).

Las principales limitantes se deben a que la vegetación requiere un mantenimiento periódico para preservar el atractivo del lugar, también se debe tener en cuenta que la escorrentía debe filtrarse hacia las capas inferiores y ser evacuada en menos de 48 h, pues el estancamiento prolongado de agua podría conducir a tener problemas de olores y mosquitos. No se recomienda utilizar fertilizantes o productos químicos para no contaminar la escorrentía. Suele especificarse que disten al menos 2-3 m de cimentaciones cercanas, o considerar el uso de geomembranas de protección. Respecto a su diseño deben tenerse en consideración los siguientes criterios (CIRIA, 2015):

- El almacenamiento temporal superficial suele tener una altura inferior a 300 mm; y el suelo preparado con material orgánico, un espesor de 200-500 mm.
- Cuando el agua procede de zonas con nivel medio de contaminación, el espesor de sustrato debe aumentarse hasta 0,8-1,0 m para aumentar la capacidad de biorretención.
- La base debe ser lo más plana posible con pendientes laterales máximas de 3:1, pero si se protegen contra la erosión se permite 2:1.
- La entrada de escorrentía debe estar habilitada con una protección para evitar la erosión.
- La vegetación debe ser densa para potenciar la filtración y la permeabilidad, con especies autóctonas.
- Para eventos que excedan la capacidad de diseño, se debe disponer de un punto de rebose, que se intentará localizar cerca del punto de entrada (para evitar la erosión)
- En terrenos impermeables se le dotará de un drenaje subsuperficial.



Figura 3.8 Esquema general de un jardín de lluvia (Checa & De Pazos 2018)

3.3 Simulación de SUDS

La mayoría de los SUDS pueden considerarse como sistemas de control de escorrentía en la fuente, ya que su objetivo es modificar la escorrentía superficial generada en áreas impermeables o zonas adyacentes. Por esta razón, la variable principal es la porción del área de la cuenca que se conecta directamente y sobre la cual se verá afectada la escorrentía directa. Las variables de diseño que afectan el rendimiento hidrológico de los SUDS incluyen las propiedades de los medios contenidos dentro de la cuenca, así como las características geométricas del sistema. A continuación, se exponen algunos esquemas para simular el funcionamiento dentro de sistemas de drenaje pluvial con base en su tipología

3.3.1 Sistemas de almacenamiento

Un sistema de almacenamiento se puede conceptualizar como un volumen disponible con un área de captación conectada. El volumen disponible de almacenamiento para cada instante t se puede representar mediante la siguiente expresión:

$$V_{disp}(t + \Delta t) = V_{disp}(t) - Q_e(t + \Delta t) \quad (3.1)$$

Donde, V_{disp} es el volumen de almacenamiento disponible en el sistema, Q_e representa el volumen de escorrentía superficial captado, dicha escorrentía se calcula como:

$$Q_e(t + \Delta t) = A_c q'(t + \Delta t) \quad (3.2)$$

A_c es el área conectada, q' es el caudal de escorrentía superficial generado por unidad de área.

3.3.2 Sistemas de detención

Estos sistemas se caracterizan por tener un gasto de entrada y salida para cada instante de tiempo, donde este último depende del control de salida, esta característica permite una atenuación del hidrograma, el efecto conseguido dependerá de la capacidad de almacenamiento temporal proporcionado por el sistema.

Su esquema de simulación puede derivarse de la ecuación de continuidad (Campos, 2010; Chow et al., 1994a):

$$Q_e(t) - Q_s(h) = \frac{dV}{dt} \quad (3.3)$$

$$dV = A_e(h)dh \quad (3.4)$$

Donde $Q_e(t)$ y $Q_s(h)$ son los gastos de entrada y salida dependientes del tiempo y la elevación h respectivamente, A_e es el área superficial del estanque a cierta elevación h medida desde el centro del orificio de salida. Despejando la derivada de h con respecto a t se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{dh}{dt} = \left(\frac{Q_e - Q_s}{A_e(h)} \right) = f(h, t) \quad (3.5)$$

La solución a esta ecuación diferencial puede realizarse implementando el método de Euler, Método de Heun, Extrapolación de Richardson, o el método de orden superior como Runge-Kutta. En el caso de los 3 primeros métodos la solución presenta variaciones asociadas al paso de tiempo, en el caso del esquema Runge-Kutta (4° orden) los resultados presentan menos variaciones a este parámetro (Fenton, 2010).

Los valores de Q_e se obtiene del hidrograma de entrada para cada intervalo Δt , el valor de Q_s puede obtenerse según el control de salida que se presente (vertedor o salida):

$$Q_s = C_{do} a_0 \sqrt{2gh} \quad (3.6)$$

$$Q_s = C_{dv} L h^{3/2} \quad (3.7)$$

Donde C_{do} y C_{dv} es el coeficiente de descarga del orificio y vertedor respectivamente, a_0 es el área del orificio, L es la longitud del vertedor.

3.3.3 Sistemas de infiltración

Uno de los efectos negativos más evidentes debido a la urbanización es la pérdida de infiltración del suelo. Tratar de regresar a una superficie impermeable dicha propiedad puede ser una tarea difícil, de manera general se puede conceptualizar la inclusión de pavimentos permeables mediante la asignación de una tasa de infiltración para cierta área impermeable, adaptándolo al esquema del reservorio no lineal para la porción impermeable de la cuenca (ecuación 2.100) de la siguiente manera:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i_{\text{inf}} - e - f - \alpha(d - ds)^{5/3} \quad (3.8)$$

Donde, i_{inf} es la capacidad de infiltración real del sistema. La ecuación 3.8 considera únicamente parte de la porción impermeable sobre la cuenca con almacenamiento en depresión, realizando el balance para obtener d . En este caso la tasa de infiltración corresponderá al tipo de sistema pudiendo ser variable o constante y limitado a una lámina máxima de infiltración.

3.4 Determinación y control del impacto hidrológico por urbanización

El tratar de identificar el impacto por urbanización en una cuenca hidrológica presenta un gran reto, de manera estricta, se requiere de una monitorización completa en el tiempo conforme se va desarrollando la urbanización. Esto permitiría al proyectista disponer de una respuesta hidrológica objetivo, estimar una respuesta hidrológica urbana y en función de las diferencias observadas poder implementar SUDS para mantener la respuesta hidrológica base. Sin embargo, la monitorización de cuencas en México es muy baja y en realidad tiene otros objetivos, por ello se recurre a métodos hidrológicos o simulación tratando de estimar dichas respuestas.

Establecer la respuesta hidrológica anterior y posterior a la urbanización (cuando no se dispone de información hidrométrica) requiere la consideración de métricas hidrológicas que proporcionen información sobre todos los aspectos afectados por la urbanización. Sin embargo, existen muchas variables consideradas en la literatura. Gordon et al. (2004), mencionan que no hay límite para la cantidad de parámetros hidrológicos que se pueden desarrollar, por lo que la tarea es determinar aquellos que tienen fuertes asociaciones con la hidráulica, la ecología y la geomorfología de corrientes.

Una alternativa, es emplear los métodos ya disponibles para poder conceptualizar ambas respuestas hidrológicas, modificando o manteniendo parámetros importantes según sea el caso. Ejemplo de ello es el uso de hidrogramas sintéticos en donde los valores principales como infiltración, tiempos de concentración, coeficiente de escorrentía serán los parámetros que tener presentes. En la figura 3.9 se muestra un esquema general para determinar el impacto hidrológico urbano.

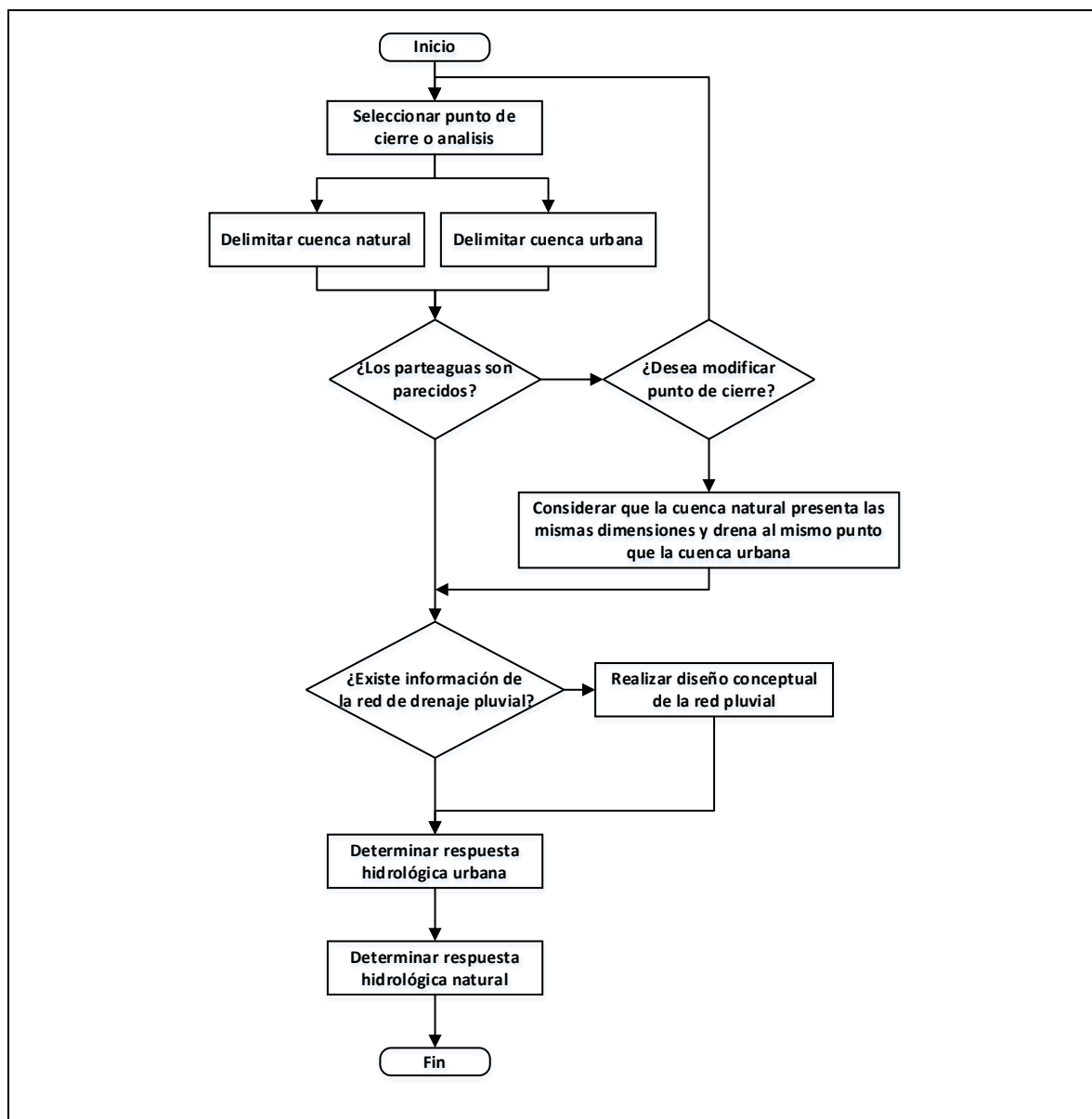


Figura 3.9 Esquema propuesto para determinar el impacto hidrológico

Es así como, obtenidas las respuestas hidrológicas (cuena y subcuencas) se pueden analizar diferencias en los caudales pico, el tiempo en que éstos se presentan y el incremento en el volumen de esorrentía, y con base en los resultados comenzar a plantear estratégicamente la selección y ubicación de SUDS. En la figura 3.10 se muestra un tren de manejo para el control de aguas pluviales en centros urbanos (Campos, 2010).

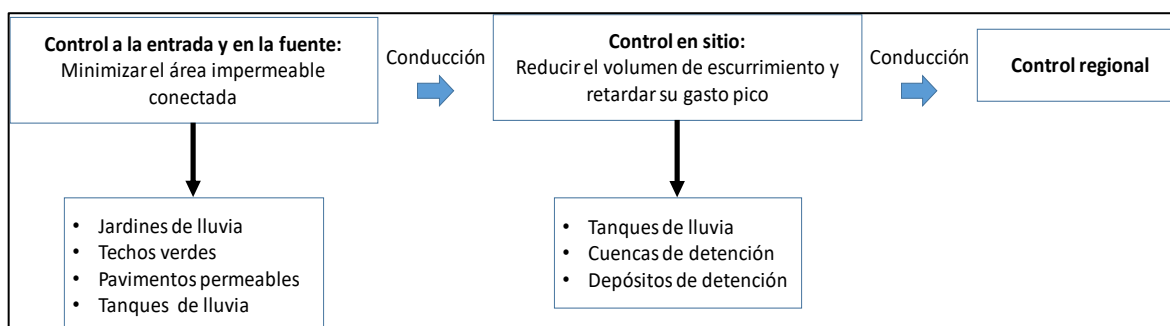


Figura 3.10 Tren de manejo para el control de aguas pluviales en centros urbanos

Capítulo 4

Materiales y Métodos

El método planteado para cumplir con los objetivos de la investigación consta de tres etapas. La primera contempla la recopilación y selección de información referida a los métodos, características y consideraciones aplicables al diseño del drenaje pluvial, SUDS y determinación de la respuesta hidrológica en un sistema pluvial. La segunda etapa se relaciona con el desarrollo de la herramienta hidroeinformática que facilita la solución hidrológica e hidráulica de un sistema de drenaje pluvial. Finalmente, la tercera etapa considera la elaboración de un estudio hidrológico e hidráulico del impacto de la urbanización sobre la cuenca del río Verdiguél (región que involucra los municipios de Zinacantepec y Toluca del Estado de México), para evaluar el uso y funcionalidad de la herramienta desarrollada.

El desarrollo de la herramienta se basa en la metodología de ingeniería de software “en cascada” (Cantone, 2006) ya que su estructura se ajusta y proporciona un panorama completo para la terminación decorosa de la herramienta. Esta metodología forma parte de la metodología general de la investigación e interviene de manera directa, en la figura 4.1 se muestra la relación entre ambas metodologías y que etapas se encuentran relacionadas.

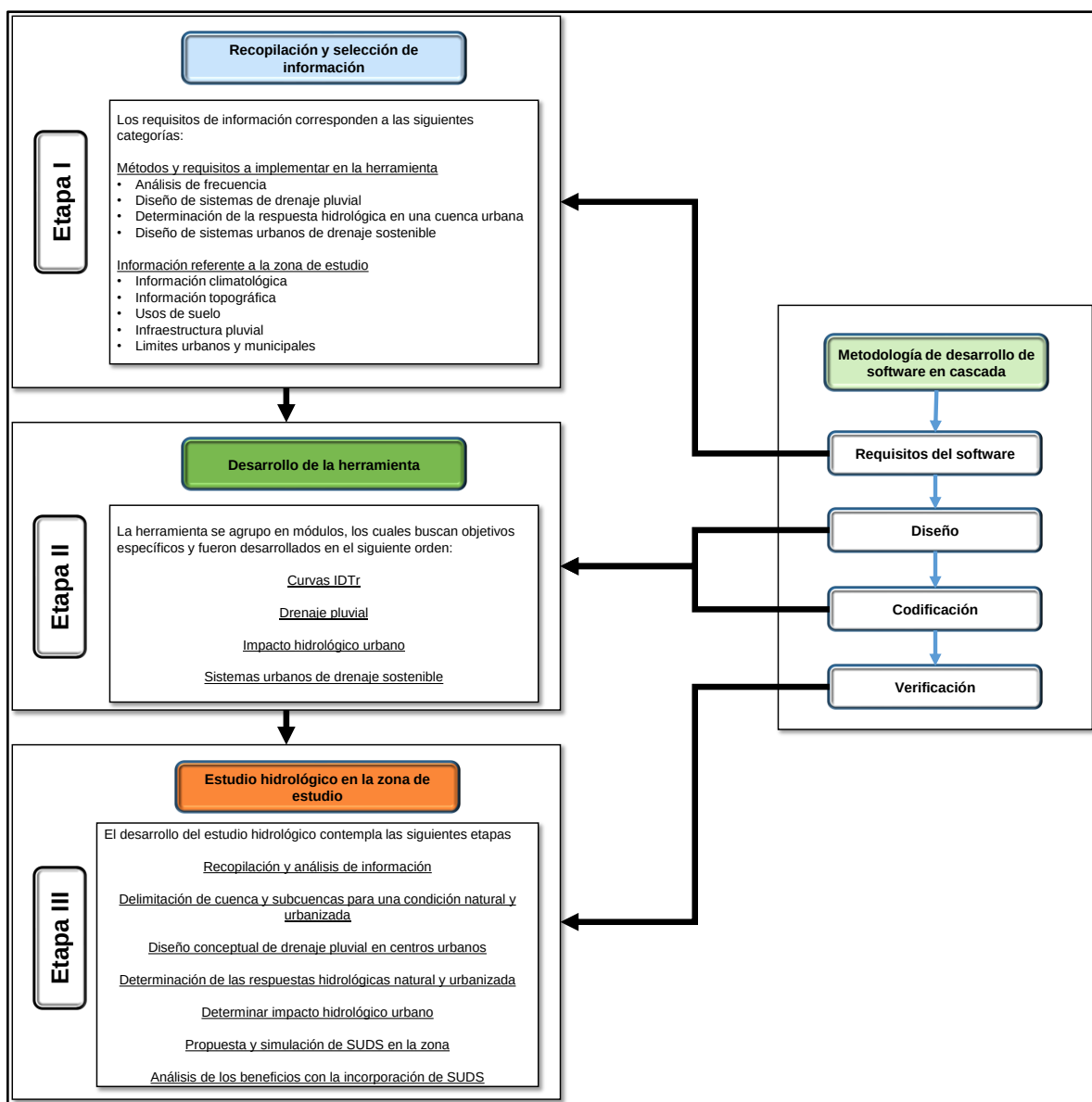


Figura 4.1 Metodología implementada para el desarrollo de la investigación

Mientras que en la figura 4.2 se muestra el diagrama de flujo de la metodología implementada para el desarrollo de la investigación, y la secuencia implementada para cumplir el objetivo esperado. A continuación, se describen de manera general cada una de las diferentes etapas implementadas en el desarrollo de esta investigación.

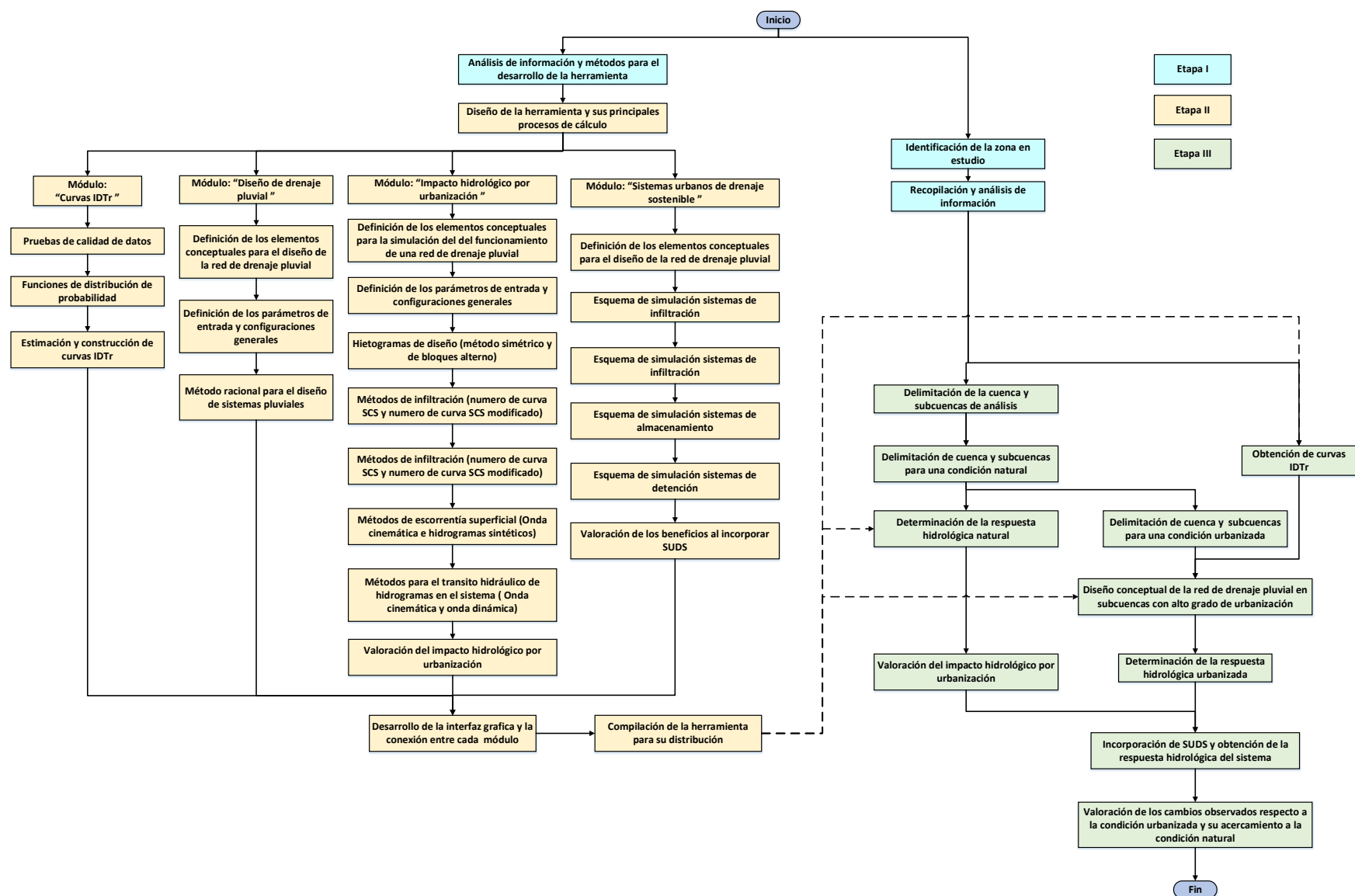


Figura 4.2 Diagrama de flujo de la metodología implementada en la investigación

Las etapas que comprenden la metodología para desarrollo de software en cascada son las siguientes (Cantone, 2006).

- **Requisitos del software:** En esta etapa, se hace un análisis del propósito de la herramienta para determinar las características a desarrollar, especificando todo lo que debe hacer el sistema sin entrar en detalles técnicos.
- **Diseño:** En esta se describe la estructura interna del software, y las relaciones entre las entidades que lo componen.
- **Codificación:** Aquí se programan los requisitos especificados haciendo uso de las estructuras de datos definidas en el diseño.
- **Verificación:** Esta etapa corresponde a la fase de implementación cotejando que todos los componentes del sistema funcionen correctamente y cumplan con los requisitos.

4.1 Etapa I: Recopilación y análisis de la información

El correcto análisis y recolección de la información es la base para la realización de la investigación, los datos obtenidos pueden dividirse en dos categorías, la primera concerniente a los métodos y características necesarias para el desarrollo de la herramienta hidroinformática, la segunda categoría contempla aquella información concerniente a la zona de estudio y en donde se recopilaron los elementos mínimos necesarios para la realización de un estudio hidrológico-hidráulico.

4.1.1 Requerimientos de información para el desarrollo de la herramienta

La información necesaria para el desarrollo de la herramienta se seleccionó con base en los requisitos y propósito de ésta. El proceso para la identificación de métodos y esquemas de cálculo a incluir se describen a continuación para cada uno de los módulos.

Para el **módulo “Curvas IDTr”**, se buscó la información referente a los métodos y consideraciones para la estimación y construcción de curvas IDTr. Se consultó bibliografía referente al tema y a partir de ello se identificaron dos métodos existentes (*Estimación y Construcción*) para su obtención, así como el esquema de cálculo a seguir para cada uno. Dentro de este tipo de análisis es necesario realizar el tratamiento estadístico de los datos, por lo cual se revisaron los aspectos fundamentales requeridos en el análisis de frecuencias en hidrología, seleccionando pruebas para el análisis de calidad de datos, funciones de distribución de probabilidad para el análisis de valores máximos, pruebas de bondad de ajuste y los diferentes criterios existentes que se pudiesen implementar.

Las pruebas de calidad de datos contempladas fueron referentes a la aleatoriedad, homogeneidad, independencia y detección de valores singulares. Por otro lado, las funciones de distribución de probabilidad seleccionadas fueron las funciones de distribución de probabilidad Gumbel tipo I, Log Normal, Gamma y Log Pearson III, teniendo como pruebas de ajuste el *Test de Kolmogórov-Smirnov*, la prueba estadística *Chi-Cuadrada* y el error mínimo cuadrado de ajuste *EE*. Los métodos y pruebas mencionados fueron descritos con detalle en el capítulo 2 de este documento.

Para el **módulo “Diseño de sistemas de drenaje pluvial”**, se buscó información sobre características, recomendaciones y criterios referentes al diseño de sistemas de drenaje pluvial. Para ello se consultaron manuales existentes sobre el tema que fuesen aplicables en México, prestando especial atención al “Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento – Drenaje Pluvial (MAPAS)” publicado por la CONAGUA (CONAGUA, 2016) y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) (Gob. DF, 2019).

Para el diseño hidráulico del sistema pluvial, se seleccionó el método *Racional* en conjunto con el esquema establecido para el dimensionamiento de colectores pluviales, debido a su practicidad y uso extendido, seguido a ello, se identificaron y analizaron los procedimientos sugeridos en bibliografía para obtención de los parámetros requeridos en el método.

Para el **módulo “Impacto hidrológico por urbanización”**, se estudiaron los esquemas requeridos para la simulación del proceso lluvia escurrimiento en cuencas urbanas y naturales, optando por implementar los métodos de reservorio no lineal con salida tipo onda cinemática e hidrológicos (hidrogramas unitarios sintéticos) ya que en conjunto permiten estimar la escorrentía superficial para una amplia gama cuencas con diferentes características (ASCE, 2018; Chow et al., 1994b; Snyder, 1938; Young et al., 1986). En este apartado también se estudiaron los métodos de cálculo para simular el tránsito de hidrogramas en un sistema de drenaje, optando por los métodos de la onda cinemática y onda dinámica debido a la versatilidad y aplicación de cada uno de ellos (CONAGUA, 2016; Rossman, 2017).

Finalmente, para el **módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”**, se recopiló información acerca de los avances en este campo. La búsqueda se centró en identificar los principales sistemas que han sido implementados alrededor del mundo y los resultados obtenidos sobre el manejo y control de escorrentía. Paralelo a ello, se buscó información, requisitos y características técnicas sobre el diseño de los sistemas a incluir en la herramienta. Se consultaron los manuales publicados sobre el tema en países pioneros en el tema e investigaciones sobre el campo que han sido desarrolladas en México (Ariza et al., 2019; CIRIA, 2015). Se determinó conceptualizar los SUDS de manera agregada y bajo las tipologías de infiltración, almacenamiento y detención, con ello se pretende tener un alcance global de las diferentes medidas y efectos buscados por los SUDS, dejando el panorama abierto para el refinamiento específico de los diferentes sistemas para cada una de las categorías.

4.1.2 Requerimientos de información en la zona de estudio

Esta etapa consistió en la recopilación de la información básica requerida para el desarrollo de un proyecto de drenaje pluvial, este trabajo fue muy importante ya que, la calidad y la veracidad de la información condicionó el camino a seguir.

Se cuidó en todo momento su correcta recolección y tratamiento, buscando fuentes de información de primera mano (CLICOM, AyST, INEGI, CONABIO), así como los procedimientos para su obtención.

La zona en estudio corresponde a la cuenca hidrológica del río Verdiguél, su elección se debe al creciente desarrollo urbano en la cuenca y los problemas asociados con el manejo del agua pluvial en sus centros urbanos principalmente en la ciudad de Toluca. Para ello, se recopiló información agrupada en los siguientes apartados, hidrológica, topográfica, traza urbana, usos de suelo e infraestructura hidráulica (CONABIO, INEGI y OPDAPAS Toluca).

a) Información hidrológica

Se obtuvieron los registros de precipitación máxima diaria de las estaciones que tienen influencia en la zona de estudio. Los datos obtenidos corresponden a registros diarios y fueron descargados de la página del Servicio Meteorológico Nacional (SMN, 2019), se llevó a cabo un análisis para determinar los datos faltantes en las diferentes estaciones, siempre y cuando su estimación estuviese justificada buscando no modificar drásticamente la muestra original, los valores faltantes de uno o de varios días en registros de lluvia, se estimaron considerando registros simultáneos de estaciones situadas cerca de la estación en estudio. Cuando lo anterior no era posible, se aplicó el método de la relación normalizada para poder completar las series históricas de precipitación máxima diaria para cada una de las estaciones (Campos, 2010). En total se analizaron 10 estaciones pluviométricas, para su elección se identificó la longitud y calidad de información para los periodos de registros disponibles.

Se realizó la búsqueda de información pluviográfica en la zona, detectando que el observatorio meteorológico “UAEM-Mariano Bárcena” con identificador 15367 cuenta con registros disponibles y presenta una gran influencia en la zona, es por ello por lo que, se realizó el análisis de la información pluviográfica obteniendo las intensidades máximas para cada año registrado (serie 1980-2018).

En total se procesaron 2,797 tormentas distribuidas en un periodo de 29 años, comprendidos dentro del periodo 1990-2018. Se construyó la curva masa de precipitación para cada tormenta. Posteriormente, se construyó la misma curva con duración anual para obtener las intensidades de precipitación para diferentes duraciones en cada año disponibles en el registro.

En la figura 4.3 se muestra el diagrama de flujo del proceso implementado para el análisis de la información pluviográfica del observatorio meteorológico “UAEM-Mariano Bárcena”.

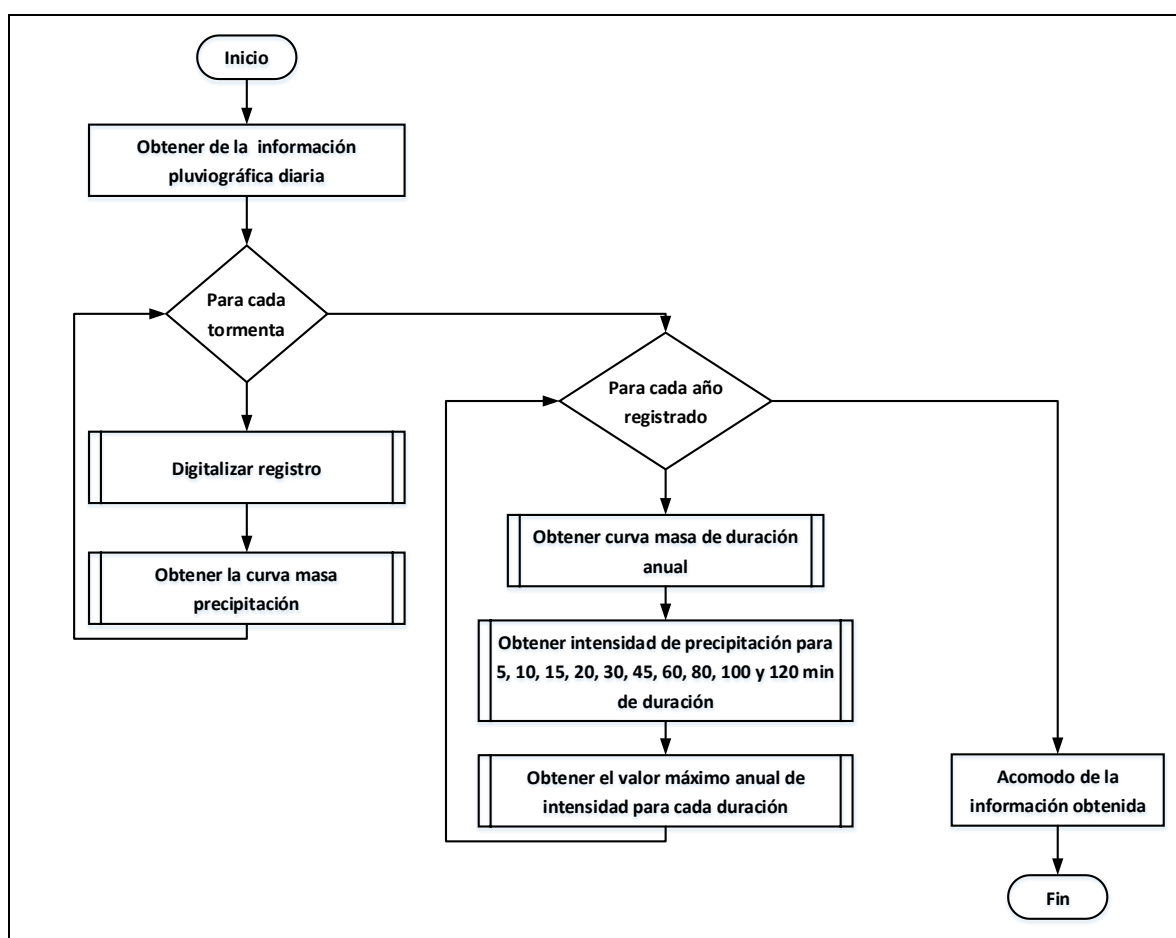


Figura 4.3 Diagrama de flujo planteado para la obtención de las intensidades máximas anuales para diferentes duraciones.

En la figura 4.4 se muestra un ejemplo de los registros pluviográficos obtenidos. Mientras que en la figura 4.5 y 4.6 se muestran la curva masa de precipitación para una tormenta y de duración anual construidas para la obtención de las intensidades máximas anuales para cada tormenta y año de la serie de registros en la estación. Finalmente, en la figura 4.7 se muestra un esquema de cálculo para la obtención de las intensidades máximas anuales.

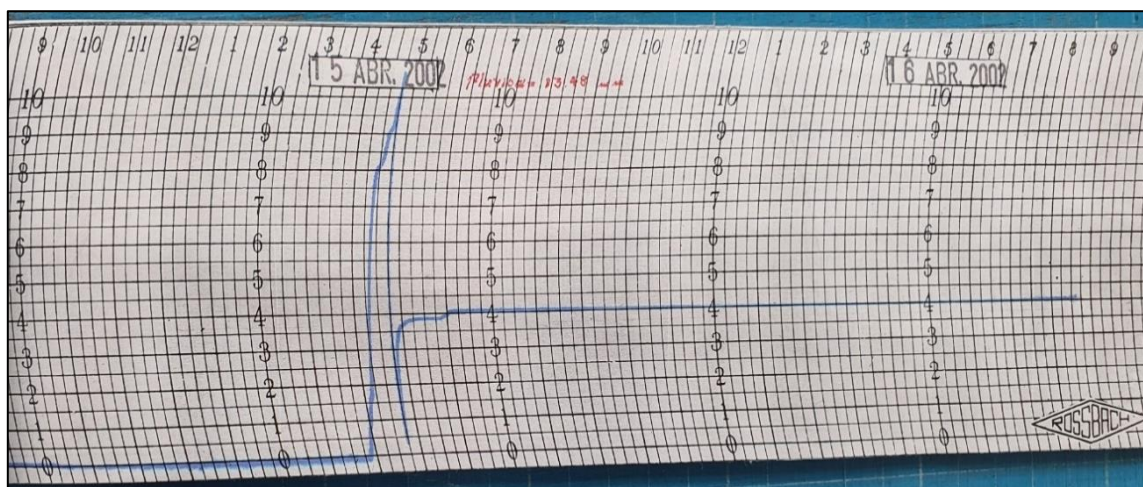


Figura 4.4 Ejemplo de tormenta registrada en banda pluviográfica

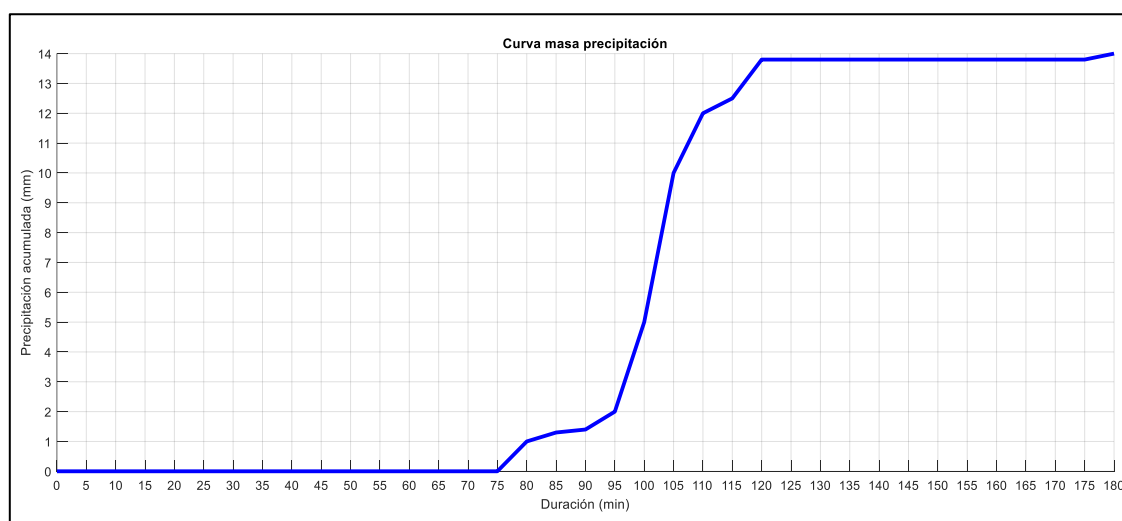


Figura 4.5 Curva masa de precipitación construida a partir de registros pluviográficos

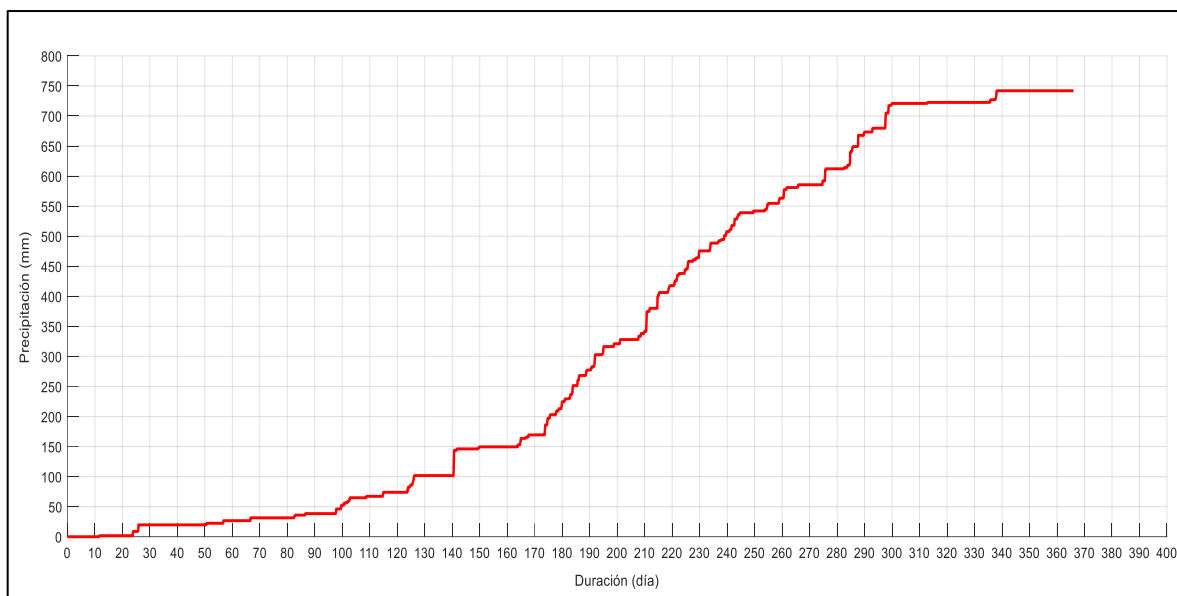


Figura 4.6 Curva masa de precipitación de duración anual

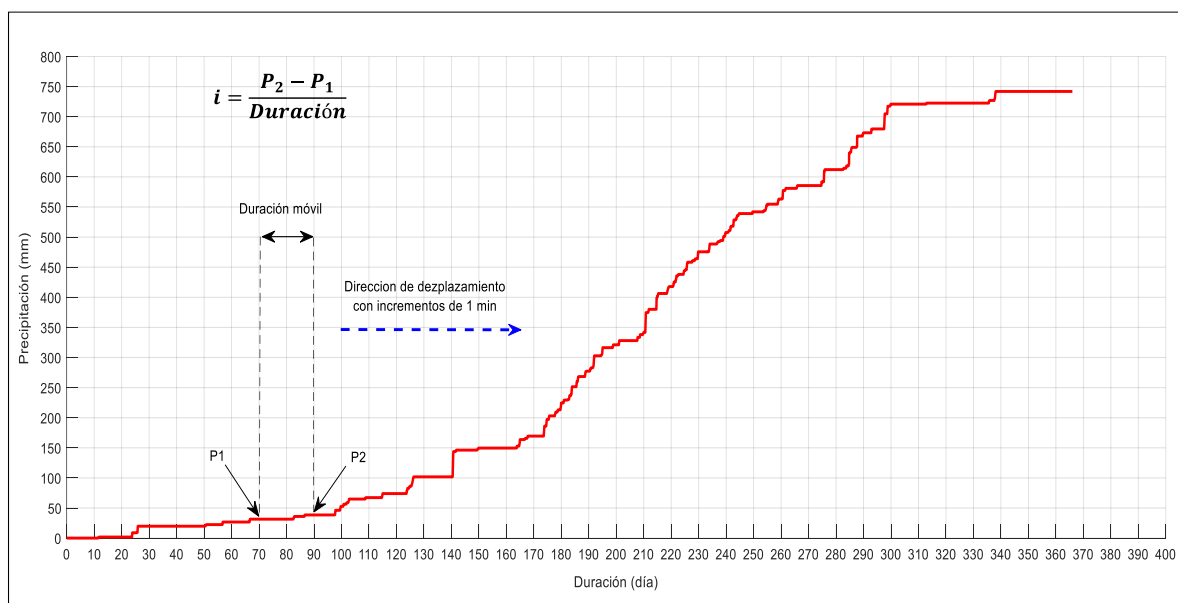


Figura 4.7 Obtención de intensidades a diferentes duraciones para cada año registrado

La estimación del coeficiente de convectividad R , requerido para la estimación de curvas IDTr, suele ser una tarea compleja cuando no se dispone de información pluviográfica característica cerca de la estación en estudio.

La obtención de este valor se realizó siguiendo la caracterización realizada por Baeza (2007) para la República Mexicana. Para contrastar su valor se recurrió a los mapas de isoyetas de la SCT correspondientes al Estado de México tal como se menciona en bibliografía (Campos, 2010; CONAGUA, 2016), los cuales fueron obtenidos de su página de internet con fecha de última actualización en diciembre de 2015. Con base en los registros pluviográficos se calculó el coeficiente de convectividad para la estación y poder comparar el valor obtenido con el estimado con base en los procedimientos propuestos.

Para la delimitación del área de estudio se consultaron y analizaron las cartas hidrológicas de la zona identificando los principales escurrimientos y cuencas hidrográficas, tomándolas como referencia para el establecimiento de los límites de estudio. Dicha información fue obtenida de la base de datos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía presentada en formato vectorial con última actualización en el año 2010 (INEGI, 2019). Una vez obtenida la cartografía, ésta fue procesada en el sistema de información geográfica ArcGIS (ESRI, 2019) para mejorar su presentación y adaptarla a la forma requerida para su uso posterior.

b) Información topográfica

Se obtuvieron las cartas topográficas de la zona, así como modelos digitales de elevación tipo lidar, estos últimos de tipo terreno y superficie con fecha de publicación de diciembre de 2016 (INEGI, 2019b), la información se presenta en formato ráster con una resolución de 5m por píxel con escala de 1:20000. Una vez obtenida esta información, se llevó a cabo un proceso de depuración y corrección topológica, con la finalidad de manejar un archivo único adaptado a la forma requerida para su uso posterior, todo este procesamiento se realizó con ayuda del software ArcGIS.

c) Traza urbana y límites municipales

Se obtuvieron las cartas topográficas digitales con escala 1:20000. Esta información se presenta en formato vectorial con fecha de publicación del año 2008 (INEGI, 2019c).

Una vez obtenidas las cartas topográficas correspondientes, la información se procesó en el software ArcGIS con la finalidad de manejar un archivo único para diferentes categorías de contenidos, por ello se aislaron las carreteras, vialidades, límites municipales y división por manzanas.

d) Usos de suelo

De la base de datos del INEGI (INEGI, 2019d), se obtuvieron los datos vectoriales correspondientes al uso de suelo y vegetación en la zona de estudio. Estos se presentan a escala 1:250000 y tienen fecha de publicación del 2017. Debido a la escala presentada por la información, se obtuvieron imágenes satelitales en formatos TIFF y JPG con diferentes resoluciones de la base de datos del INEGI principalmente, con objeto de aproximar de mejor forma el crecimiento urbano y los cambios en el uso de suelo.

e) Infraestructura hidráulica

La información referente a la infraestructura hidráulica fue proporcionada por el Organismo de Agua y Saneamiento de Toluca (AyST). Esta información disponible corresponde al sistema de alcantarillado principal en la zona de Toluca y alrededores. Los datos obtenidos consisten en el trazo de la red de colectores en el municipio de Toluca. La información proporcionada muestra también el recorrido completo de los principales cauces desde las faldas del nevado de Toluca hasta su desembocadura en el río Lerma, siendo de gran interés la parte embovedada del río Verdiguél en la zona centro de la Ciudad de Toluca, donde se dispone información de diferentes secciones transversales de dicha infraestructura (AyST, 2019).

4.2 Etapa II: Desarrollo de la herramienta hidroinformática

La herramienta hidroinformática se desarrolló en el lenguaje de cómputo técnico MATLAB (MathWorks, 2019), su elección se fundamentó en las posibilidades y prestaciones que este software aporta y la disponibilidad de licencia en el IITCA.

El desarrollo de la herramienta se basó en la metodología de ingeniería de software “en cascada” (Cantone, 2006). Debido al propósito de la herramienta ésta se estructuró en módulos con objetivos específicos. La figura 4.8 muestra un esquema de los componentes de la herramienta.

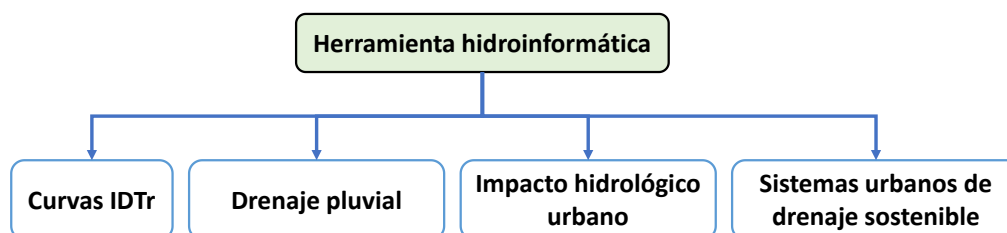


Figura 4.8 Módulos que componen la herramienta desarrollada

En los siguientes apartados, se describe el desarrollo para cada uno de los módulos con base en el esquema general de la figura 4.9. Para describir la estructura y procesos de cada módulo se emplearon diagramas de flujo con base en la simbología presentada en la tabla 4.1.

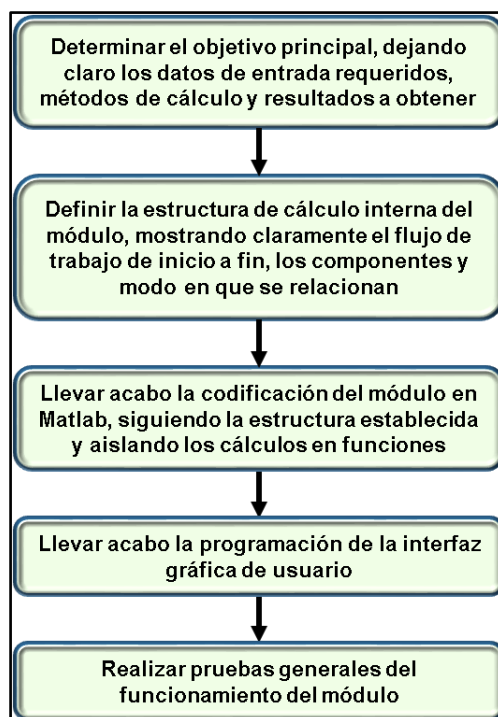
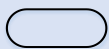
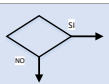


Figura 4.9 Esquema general empleado para el desarrollo de cada módulo

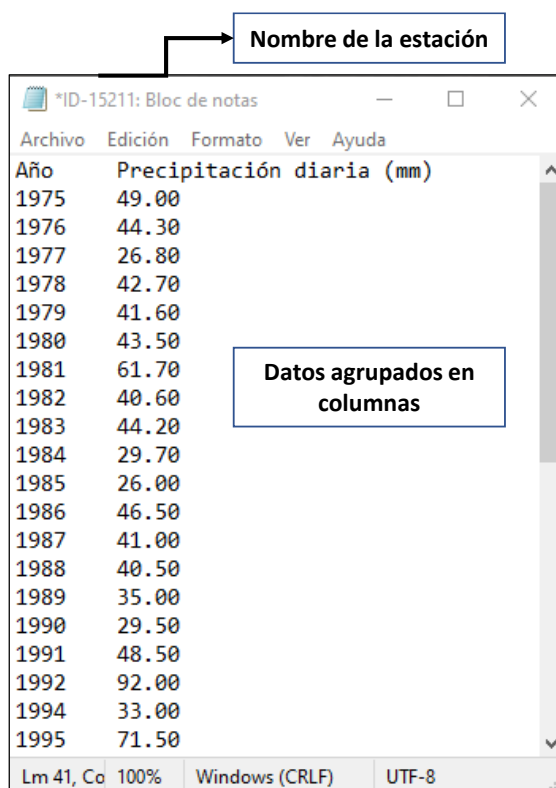
Tabla 4.1 Simbología general de los diagramas de flujo (Cantone, 2006)

Símbolo	Descripción
	Indica el inicio y fin del diagrama de flujo
	Indica la introducción / selección de datos de entrada
	Indica una operación o proceso interno
	Indica algún subproceso, conectando con otra página el proceso original
	Indica un proceso de decisión con dos direcciones de flujo dependiendo si se cumple o no la condición
	Conector de procesos dentro de la misma página
	Conector de proceso fuera de la página
	Almacenador de información provisional

4.2.1 Módulo: Curvas IDTr

Como parte inicial del desarrollo se realizó un análisis del propósito del módulo para determinar las características a desarrollar. Se definió como principal objetivo la obtención de curvas IDTr requeridas para el diseño de sistemas de drenajes urbanos, contemplando las dos opciones de cálculo descritas en el capítulo 2: estimación mediante el método de Chen y su construcción con base en información pluviométrica.

El primero de ellos, realiza la estimación de curvas IDTr con base en el Método de Chen teniendo como datos de entrada series históricas de precipitación máxima diaria. Se estableció un formato general para importar los datos básicos de entrada a partir de archivos tipo texto cuyo nombre del archivo corresponde al identificador o nombre de la estación, y los datos se agrupan en dos columnas, correspondiente al año y al dato de precipitación máxima observado correspondientemente. En la figura 4.10 se muestra el formato definido para importar datos pluviométricos.



Nombre de la estación

Año	Precipitación diaria (mm)
1975	49.00
1976	44.30
1977	26.80
1978	42.70
1979	41.60
1980	43.50
1981	61.70
1982	40.60
1983	44.20
1984	29.70
1985	26.00
1986	46.50
1987	41.00
1988	40.50
1989	35.00
1990	29.50
1991	48.50
1992	92.00
1994	33.00
1995	71.50

Datos agrupados en columnas

Figura 4.10 Formato específico para importar datos pluviométricos

La segunda opción contempla la construcción de las curvas IDTr a partir de intensidades de precipitación máximas anuales para diferentes duraciones. Al igual que en el método anterior, se estableció un formato general para importar los datos básicos de entrada mediante archivos tipo texto cuyo nombre del archivo corresponda al identificador o nombre de la estación, los datos se agrupan en columnas correspondientes al año y diferentes intensidades máximas anuales, observado para diferentes duraciones respectivamente (en este caso el número de intensidades requeridas para el análisis no se encuentra limitado sin embargo se recomienda ingresar las intensidades para 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos (Campos, 2010)). En la figura 4.11 se muestra el formato definido para importar datos pluviográficos.

Año	10	12	15	20	30	45	60	80	100	120
1930	88.4	67.2	62.4	49.5	38.6	30.1	28.9	24.5	21.1	19.7
1931	90	90	74	57.6	45	40.6	32.5	25.5	20.2	17
1932	156	99	80	63	60	54.3	41	31	24.8	20.7
1933	84	60	58.8	51	48	44.6	42	32.9	26.8	22.6
1934	96	87	64	42	34	28.6	28	27.8	23.6	20.5
1935	96	84	65	50.1	36	28.6	23.5	18.8	15.5	13
1936	2	2	2	63	42	31.6	23.7	19	15.8	13.2
1937	150	144	120	97.2	66	44.3	33.3	25.1	20.2	16.9
1938	132	126	106	93	72	50	38.2	28.7	23	19.2
1939	96	96	78	61.5	42.8	29.3	27.6	24.5	23.6	18
1940	204	123.6	88.8	68.4	47	33.4	24.5	18.7	15.1	12.7
1941	150	94.8	80	65.2	47	33.4	24.5	18.7	15.1	12.7
1942	146.4	85.8	65.2	47	33.4	24.5	18.7	15.1	12.5	11
1943	81.6	60	42.4	42.4	33.4	24.5	18.7	15.1	12.5	11
1944	138	72	50.4	46.2	38.8	28.5	21.8	19.7	16	13.8
1945	120	75	58	52.8	46	39.9	33.2	25.2	20.4	17.4
1946	120	99	75.6	57	40	26.9	20.4	15.5	12.4	10.8
1947	81.6	60	60	57	50.4	39.9	35.3	30.2	28.3	27.5
1948	110.4	89.4	71.6	60.9	48.6	35	27.9	21.7	17.8	15.1
1949	120	69.6	55.2	50.1	34.6	23.3	18.2	18.2	15.7	13.7
1950	141.6	105	80	72.6	60	56.4	53.9	46.2	39.9	34.7
1951	72	69	68	66	60	43.5	34.8	26.4	21.1	17.6
1952	144	84	61.2	56.1	41	32.2	29.6	23.5	18.8	15.8
1953	198	108	76	70.5	53.6	36	27.3	21.2	17	14.3
1954	85.2	71.4	52.8	44.7	35	27.3	23.8	20.6	16.7	14.1
1955	96	81	64	60	50.8	43.9	34.8	26.7	21.5	18
1956	90	60	52	49.5	40	33.9	26	19.7	15.8	13.2

Figura 4.11 Formato específico para importar datos pluviográficos

La figura 4.12 muestra un panorama general del propósito del módulo con base en la información disponible por parte del usuario.

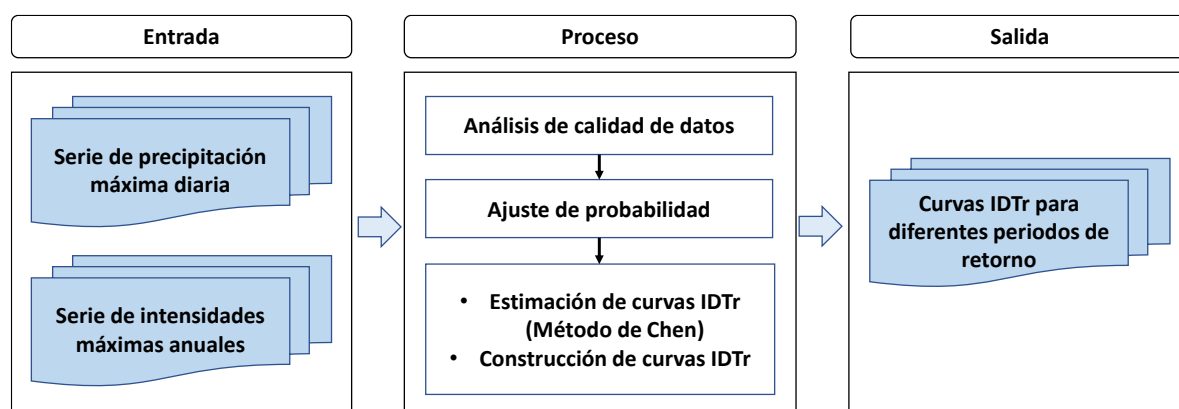


Figura 4.12 Propósito general del módulo “Curvas IDTr”

Una vez identificados los requisitos del módulo se definió la estructura interna con lo cual se pudiese lograr el objetivo. Las figuras 4.13, 4.14 y 4.15 muestran en conjunto el esquema general del proceso de cálculo incorporado en el módulo.

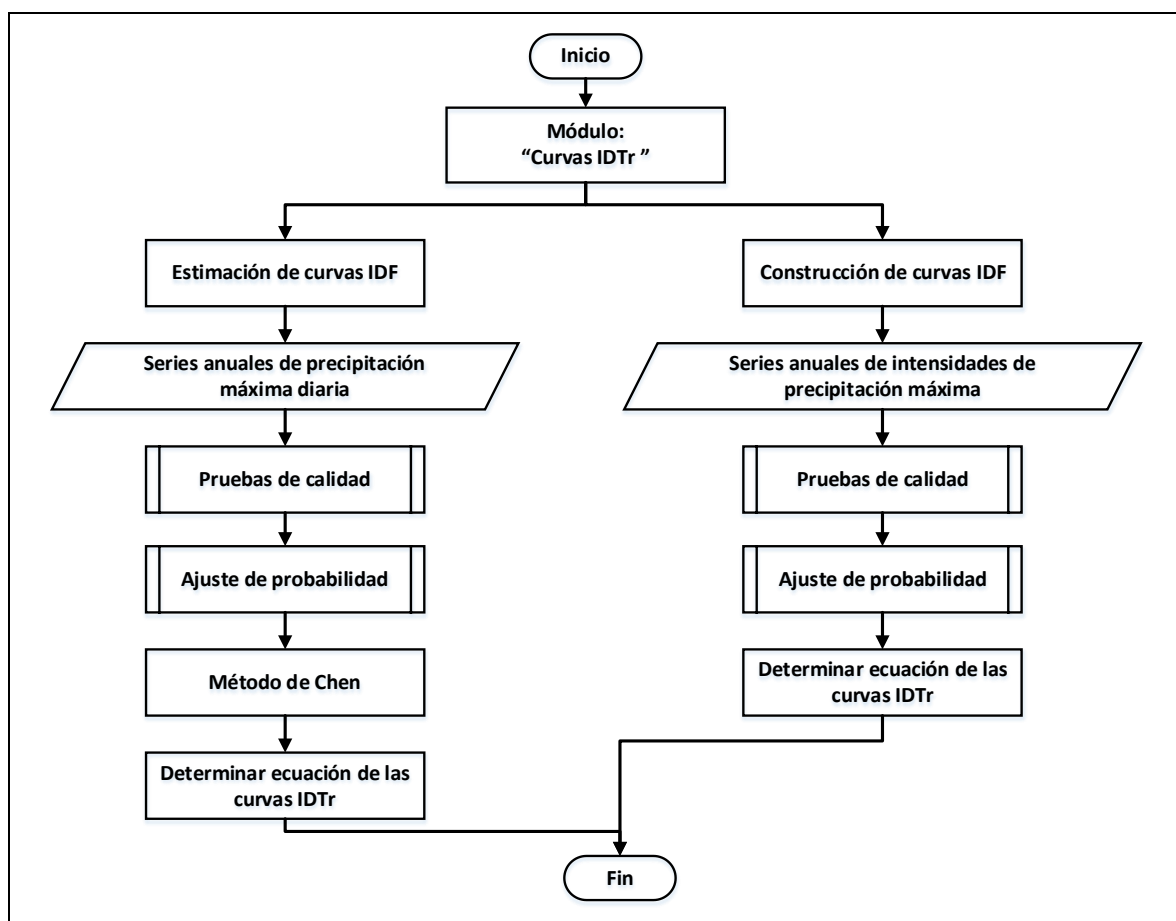


Figura 4.13 Diagrama de flujo de trabajo del módulo "Curvas IDTr"

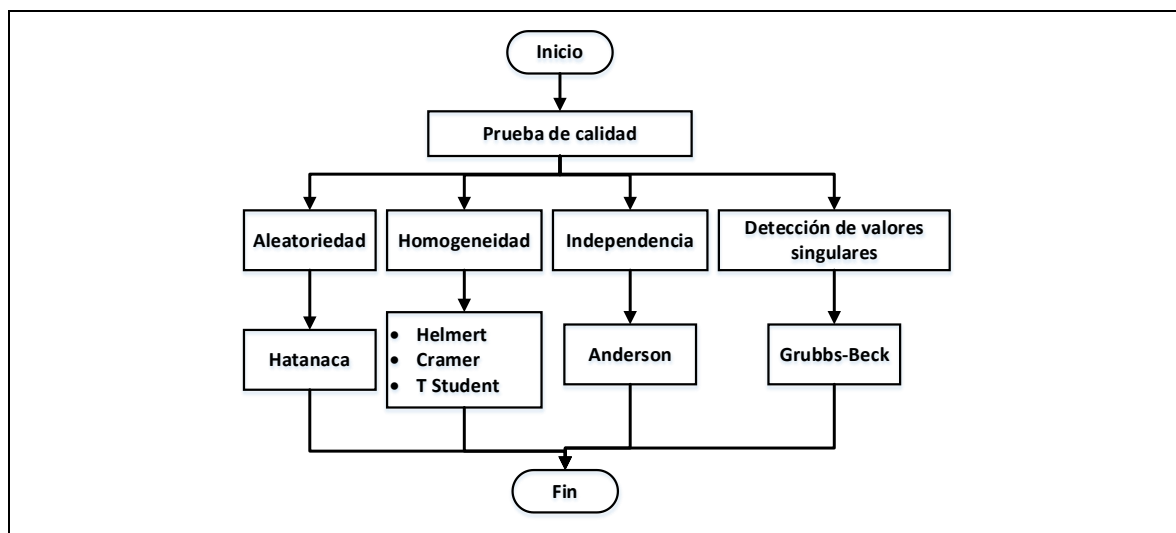


Figura 4.14 Diagrama de flujo para el subprocesso "Pruebas de calidad"

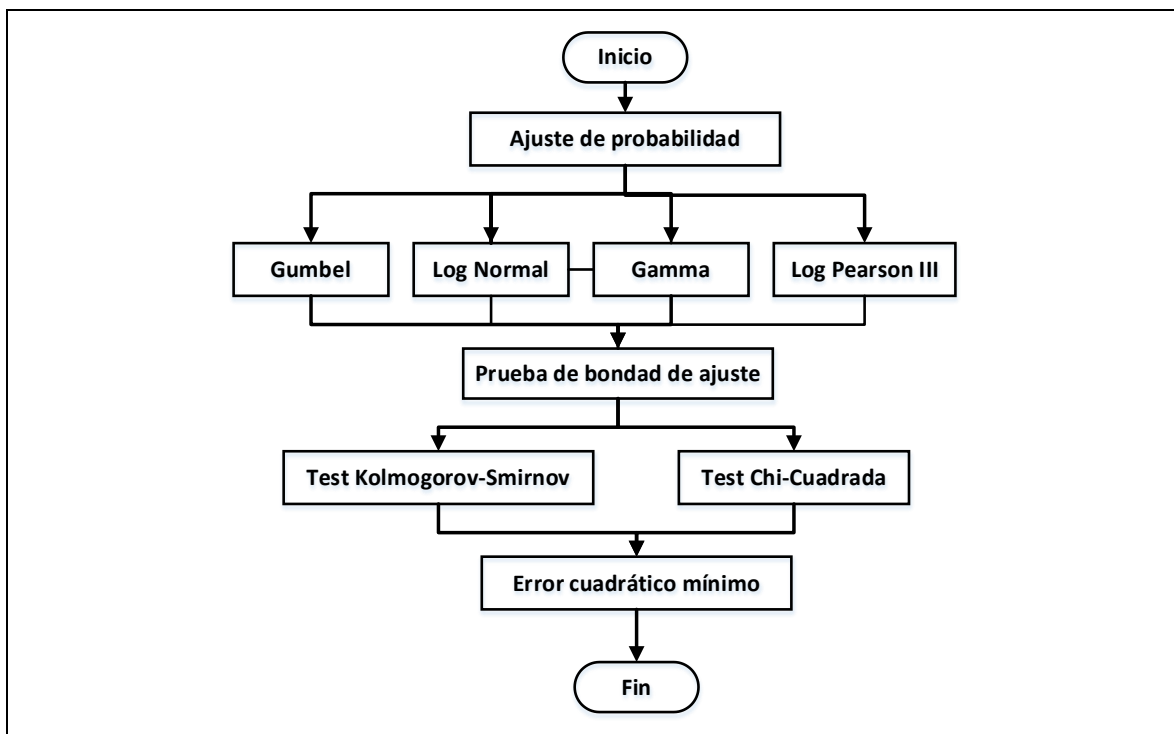


Figura 4.15 Diagrama de flujo para el subprocesso “Ajuste de probabilidad”

Definida la estructura interna del módulo, se codificaron las diferentes funciones para cada proceso cálculo. Las funciones programadas se agruparon en dos categorías, una de ellas dedicada a todas las relacionadas con procesos de cálculo donde las variables de salida son únicamente datos numéricos. La segunda categoría contempla procesos relacionados con la presentación gráfica de los resultados.

Finalmente, se diseñó la interfaz de usuario buscando que ésta fuese intuitiva y se pudiese seguir un flujo continuo de trabajo. Los procesos que intervienen se agruparon en pestañas con orden jerárquico de izquierda a derecha. Para hacer más amigable el uso del módulo se diseñó que los resultados fuesen presentados mediante tablas y gráficos. En esta etapa también se realizaron pruebas del funcionamiento correcto de cada función, así como la ejecución de procesos y eventos de la interfaz gráfica. En el Anexo I se presentan los diagramas de flujo específicos para el módulo desarrollado.

4.2.2 Módulo: Drenaje pluvial

Como parte inicial del desarrollo se realizó un análisis del propósito del módulo para determinar las características a desarrollar.

Se definió como objetivo principal del módulo la obtención de diámetros, pendientes, cotas y caudales de diseño de una red de drenaje pluvial convencional. Se determinó que el proceso de diseño se basara en el método racional, su elección se debe a su simplicidad y su inclusión como método de diseño dentro del *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Drenaje Pluvial Urbano* (CONAGUA, 2016).

Se determinó la información requerida para llevar a cabo el diseño de sistemas pluviales convencionales mediante el método propuesto, la configuración del modelo permite ingresar de manera directa los datos alimentando cada uno de los parámetros requerido o bien mediante la información de archivos tipos SHP con atributos correspondientes a los parámetros de diseño. La figura 4.16 muestra un panorama general del propósito del módulo y la información básica requerida por el usuario.

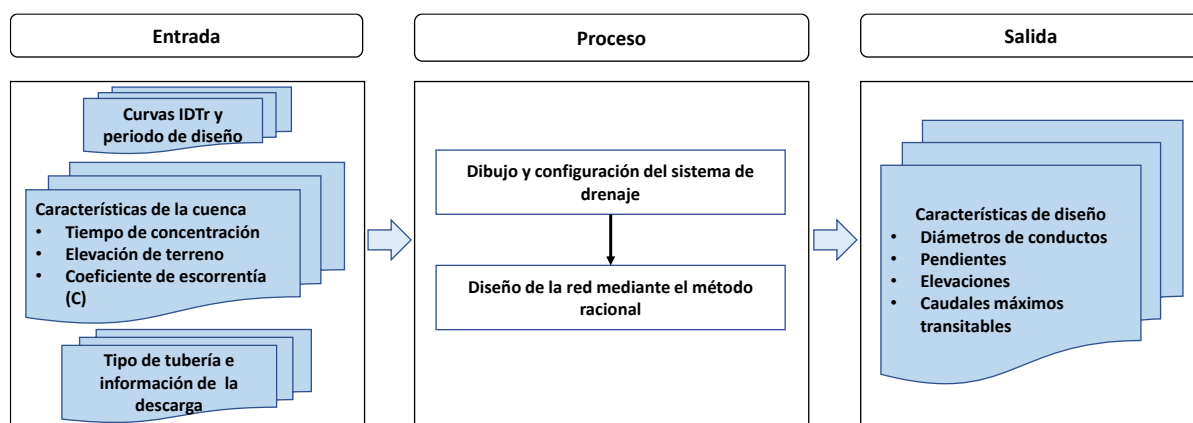


Figura 4.16 Propósito general del módulo “Diseño de drenaje pluvial”

Se identificaron los elementos que permiten conceptualizar una red de drenaje pluvial convencional, de esta manera se consideró estructurar el sistema de drenaje mediante los elementos “Nodo”, “Tubería” y “Subcuenca”.

La unidad básica dentro del modelo se representa por los nodos pudiéndose relacionar con los elementos tubería y subcuenca, fungiendo el papel de conexión y representando a los denominados pozos de visita en la realidad. El elemento subcuenca únicamente puede conectarse a un elemento nodo en donde indica el punto de drenaje directo e ingreso al sistema, representando al área de captación y características donde se genera escorrentía superficial.

Finalmente, el elemento tubería únicamente puede conectarse a elementos nodos (inicio y término) y representa los conductos existentes en una red de alcantarillado. En la figura 4.17 se muestran la forma en la que se puede conceptualizar un sistema de drenaje pluvial convencional mediante los diferentes elementos.

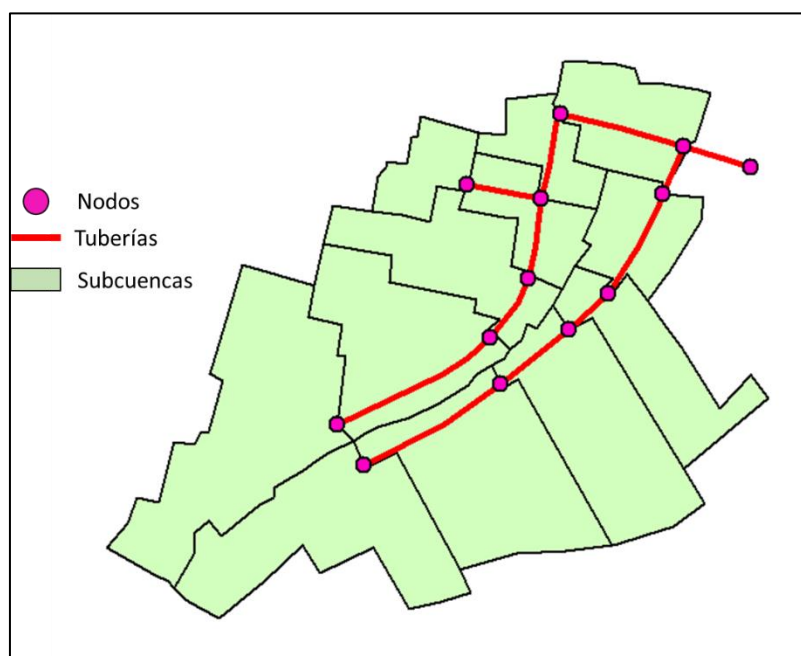


Figura 4.17 Forma conceptual de un sistema de drenaje pluvial convencional.

Una vez identificados los requisitos, así como los elementos que componen al modelo, se definió la estructura interna del módulo. Se construyó el diagrama general del flujo del proceso de cálculo. La figura 4.18 muestra un esquema general del proceso de cálculo planteado en el módulo. En la figura 4.19 se muestra el diagrama de flujo para la implementación del método racional en el diseño de colectores pluviales.

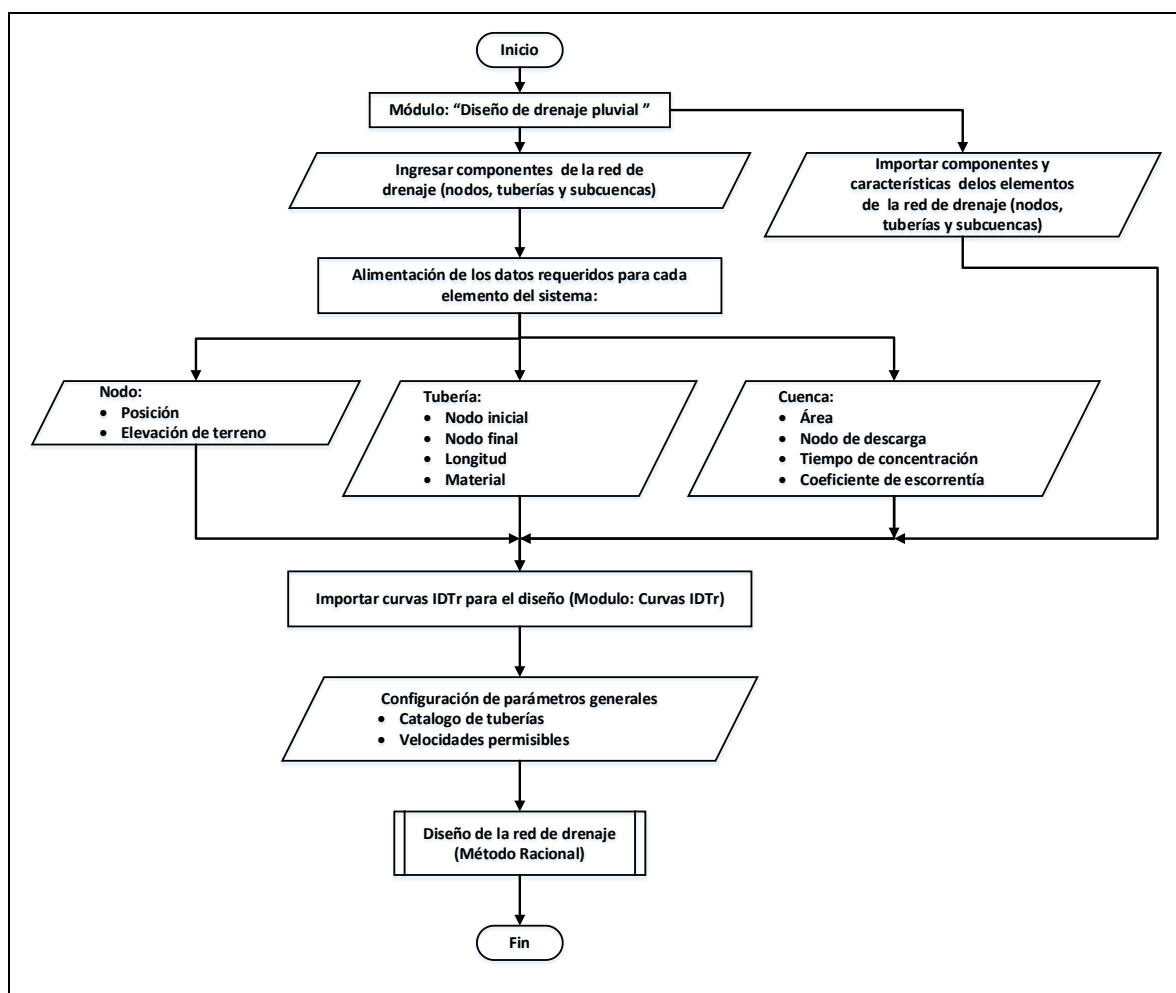


Figura 4.18 Diagrama de flujo de trabajo del módulo “Drenaje pluvial”

Una vez definida la estructura interna del software, se llevó a cabo la codificación en Matlab, de las funciones básicas para cada proceso o cálculo, siguiendo el diagrama de la estructura interna del módulo.

Las funciones programadas se agruparon en dos categorías: las relacionadas con procesos de cálculo donde las variables de salida son únicamente datos numéricos; y las que contemplan procesos relacionados con la presentación gráfica de los resultados.

En el Anexo II se presentan los diagramas de flujo para las principales funciones de cálculo.

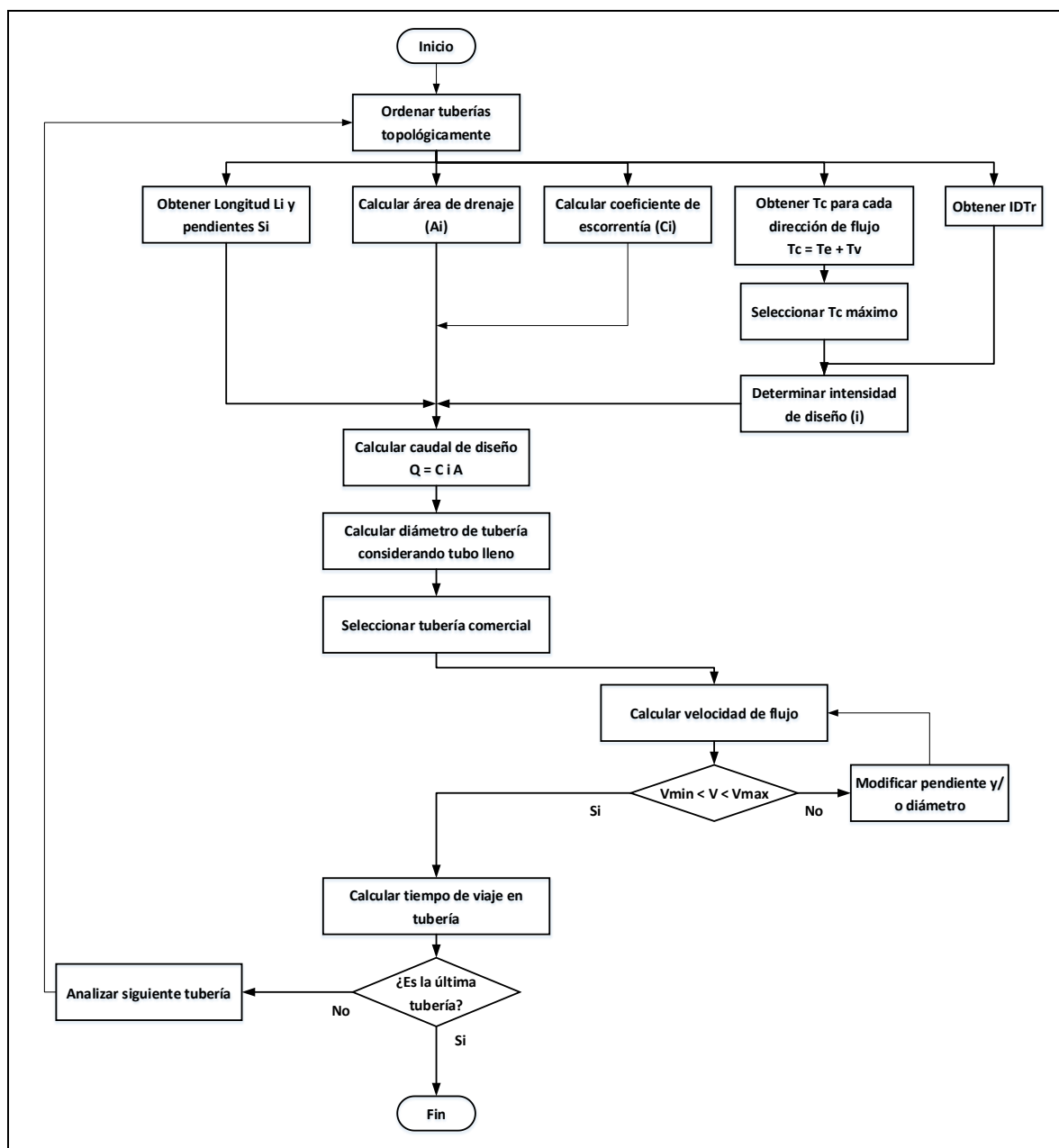


Figura 4.19 Diagrama de flujo para el diseño de un sistema de colectores con base en el método Racional

4.2.3 Módulo: Impacto hidrológico urbano

Como parte inicial del desarrollo se realizó un análisis del propósito del módulo para determinar las características a desarrollar. Se definió como objetivo principal del módulo calcular el impacto hidrológico de la urbanización comparando las respuestas hidrológicas urbanizada y natural.

La distribución temporal de la precipitación se considera mediante la construcción de hietogramas de tormenta (método de bloques alternos y simétrico) (Chow et al., 1994a) teniendo como base las curvas IDTr. Para determinar la escorrentía superficial en cada subcuenca se implementaron los siguientes métodos.

Para entornos urbanos se propone el método de la onda cinemática el cual tiene como base el modelo de reservorio no lineal, se consideró incorporar métodos hidrológicos a través de la construcción de hidrogramas sintéticos (Snyder y SCS) para la determinación de la escorrentía para una condición natural y en casos donde el modelo de la onda cinemática a criterio del usuario no sea el adecuado, finalmente se contempló la posibilidad de ingresar un hidrograma conocido.

Para el cálculo de la precipitación efectiva se consideraron diferentes modelos de pérdidas por infiltración (Número de curva y Número de curva modificado) (Aparicio, 1996; Chow et al., 1994a). Para el cálculo del tránsito del flujo se implementaron los métodos de la onda cinemática y onda dinámica (CONAGUA, 2016; Durrans & Haestad Methods, 2007; Rossman, 2017). Finalmente, la estimación del impacto hidrológico por urbanización consiste en presentar las diferencias entre las respuestas hidrológicas natural y urbanizada, destacando los cambios en el volumen total de escorrentía, caudal máximo y su tiempo de ocurrencia. En la figura 4.20 se expone de manera general el propósito del módulo indicando la información requerida, principales procesos de cálculo y los resultados esperados.

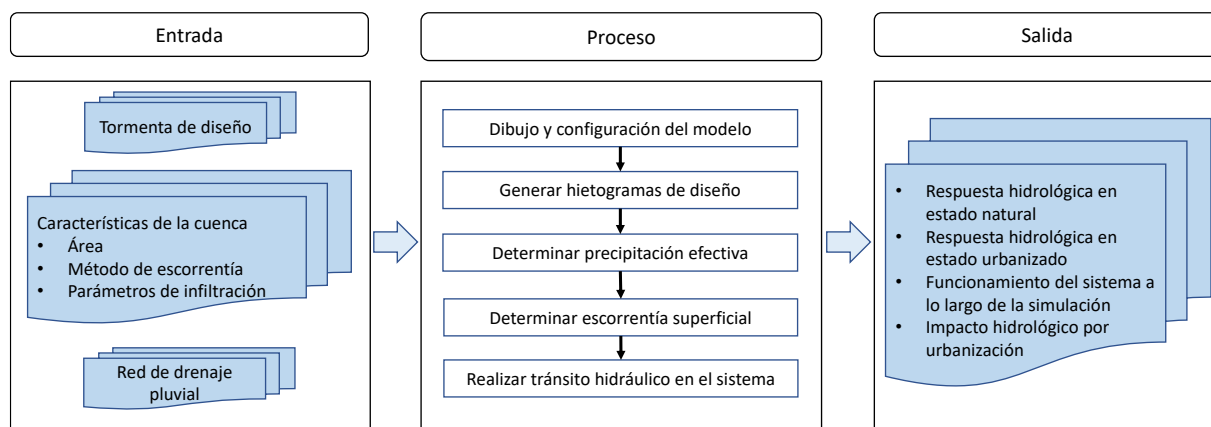


Figura 4.20 Propósito general del módulo “Impacto hidrológico por urbanización”

Se identificaron los elementos que permiten conceptualizar un sistema hidrológico urbano convencional, estructurando el sistema mediante los elementos “Nodo”, “Conducto”, “Subcuenca” y “Tormenta”.

El elemento **nodo** puede conectarse con los elementos conducto y subcuenca, siendo un elemento donde se presenta confluencia de flujos. El elemento subcuenca únicamente puede conectarse a elementos nodo, indicando así el punto de drenaje directo e ingreso al sistema, este elemento representa el área de captación y características donde se generar escorrentía superficial.

El elemento **conducto** únicamente puede conectarse elementos nodos y representa los componentes sobre los cuales se realiza el tránsito del flujo. Finalmente, el elemento **tormenta** se asocia con elementos subcuenca, representando la precipitación caída sobre el área de captación además de la distribución espacial del fenómeno.

Los detalles de las características de cada elemento y método de cálculo implementado en el módulo fueron descritos en los apartados 2.4 y 2.5.

En la figura 4.21 se muestran la forma en la que se puede conceptualizar un sistema hidrológico urbano convencional mediante los diferentes elementos antes mencionados.

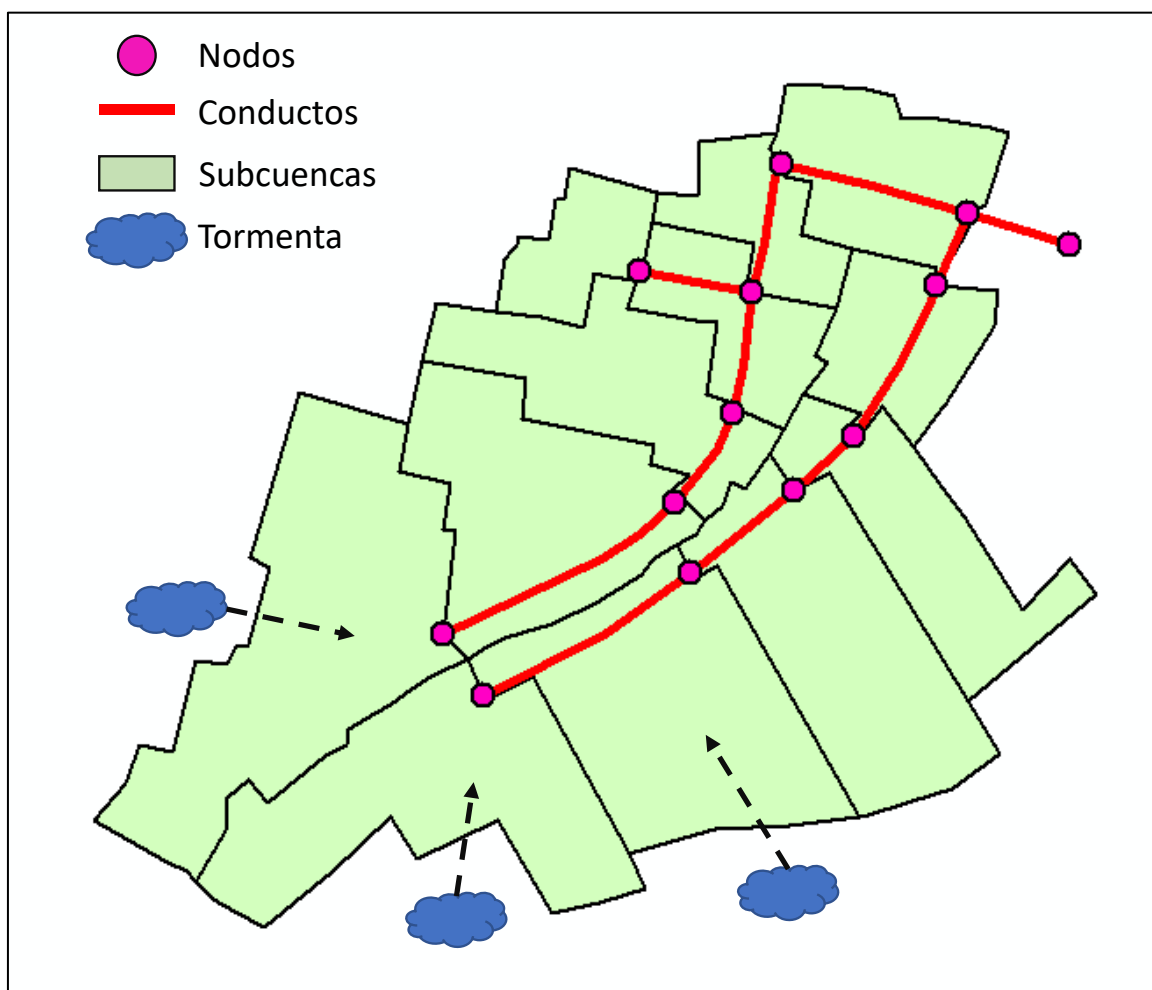


Figura 4.21 Forma conceptual de un sistema hidrológico urbano convencional.

Una vez identificados los requisitos y elementos del modelo, se definió la estructura interna del módulo. Se construyó el diagrama de flujo del proceso general de cálculo. La figura 4.22 muestra el esquema general de cálculo planteado en el módulo.

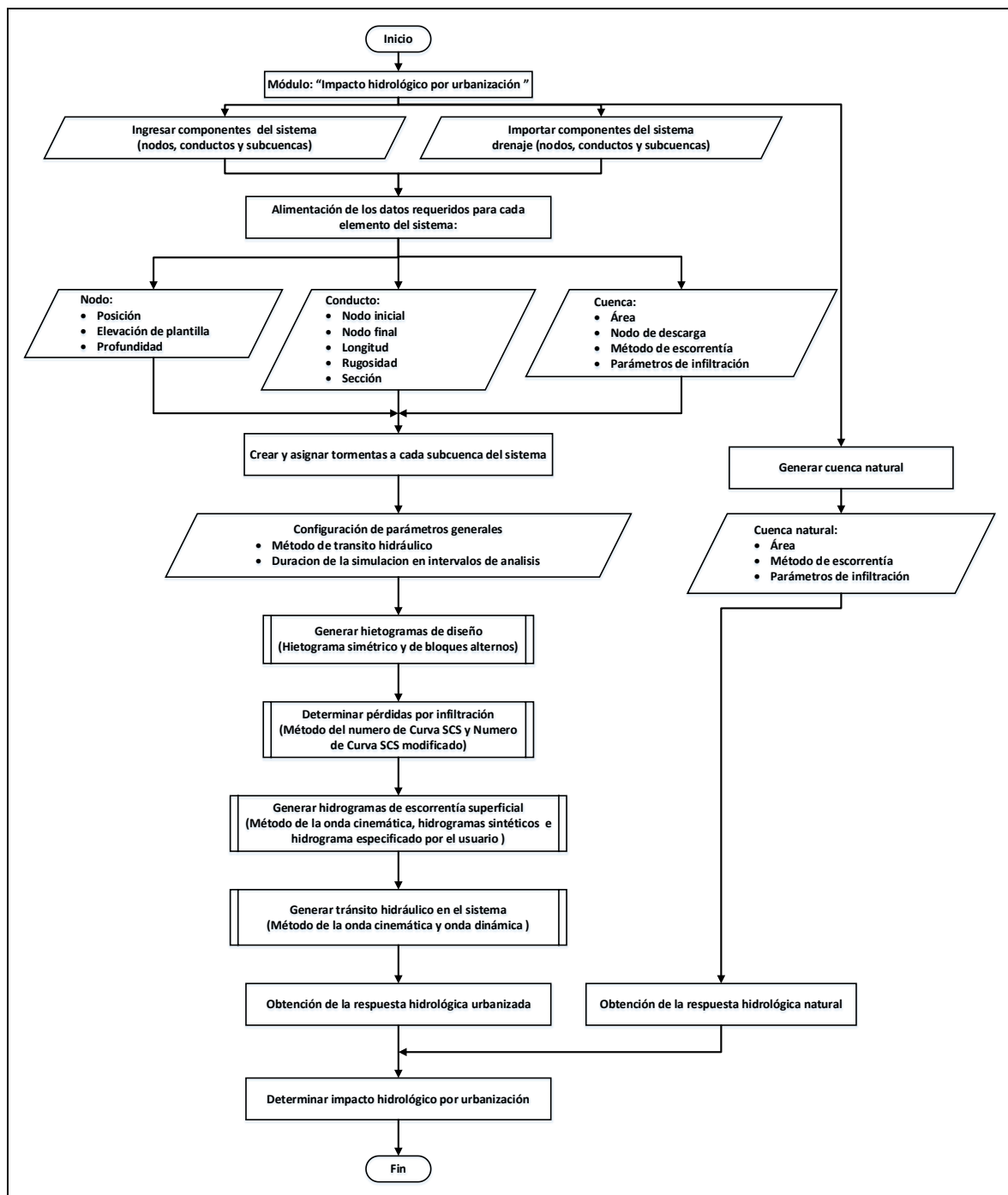


Figura 4.22 Diagrama de flujo de trabajo del módulo “Determinación del impacto hidrológico”

4.2.3 Módulo: Sistemas urbanos de drenaje sostenible

Como parte inicial del desarrollo se realizó un análisis del propósito del módulo para determinar las características a desarrollar. Se definió como objetivo principal del módulo valorar el impacto en la respuesta hidrológica urbanizada tras la incorporación de sistemas urbanos de drenaje sostenible, como el esquema de cálculo está intrínsecamente relacionado con el módulo de impacto hidrológico por urbanización, este desarrollo queda asociado dentro de la interfaz del módulo anterior compartiendo un gran número de funciones.

Considerando lo anterior y con base en la tipología de los sistemas urbanos de drenaje sostenible se determinó incorporar esquemas para la simulación de sistemas de almacenamiento, detención e infiltración, de esta forma es posible simular los principales efectos buscados por la mayoría de los sistemas permitiendo adoptar un enfoque global y abriendo la posibilidad a refinamientos específicos dentro de cada categoría. Teniendo en cuenta la naturaleza de cada sistema se determinó la forma en que se integrarían dentro del modelo de simulación previamente descrito en el módulo impacto hidrológico por urbanización. A continuación, se detalla cómo se acoplan los diferentes elementos en el modelo de simulación, los sistemas de infiltración se incorporan dentro de los elementos subcuencas, generando un esquema subcuenca-infiltración-nodo, y simulando su funcionamiento bajo el esquema de la onda cinemática para el cálculo de la escorrentía superficial. De esta manera se permite retornar (artificialmente) a las superficies impermeables una tasa de infiltración constante o variable en el tiempo.

Cabe destacar que la incorporación de estos sistemas queda conceptualizada de manera agregada, por lo que, sólo pueden asignarse como única medida para cada tipo, y los efectos de implementar de varios sistemas de la misma tipología son incorporados en las características del mismo sistema. Sin embargo, es posible incorporar las tres tipologías a un mismo sitio siguiendo el orden jerárquico de infiltración, almacenamiento y detención por los beneficios específicos de cada elemento.

Los sistemas de almacenamiento quedan conceptualizados como elementos asociados a subcuencas, generando un esquema subcuenca-almacenamiento-nodo, por lo que, conforme a las características del sistema, parte del flujo se queda en el almacenamiento hasta alcanzar el máximo volumen de almacenaje y en caso de existir un exceso este retorna al sistema.

Finalmente, los sistemas de detención pueden conceptualizarse como elementos asociados a subcuencas o nodos del sistema, generando un esquema subcuenca-almacenamiento-nodo de tal forma que atendiendo a las características del sistema el hidrograma de entrada presenta una atenuación, donde dicho proceso puede estimarse resolviendo la ecuación de continuidad que representa el fenómeno.

Los detalles de las características para cada SUDS y los métodos de cálculo incorporados en el módulo han sido descritos en el capítulo 3. En la figura 4.23 se expone de manera general el propósito del módulo indicando la información requerida, principales procesos de cálculo y los resultados esperados.

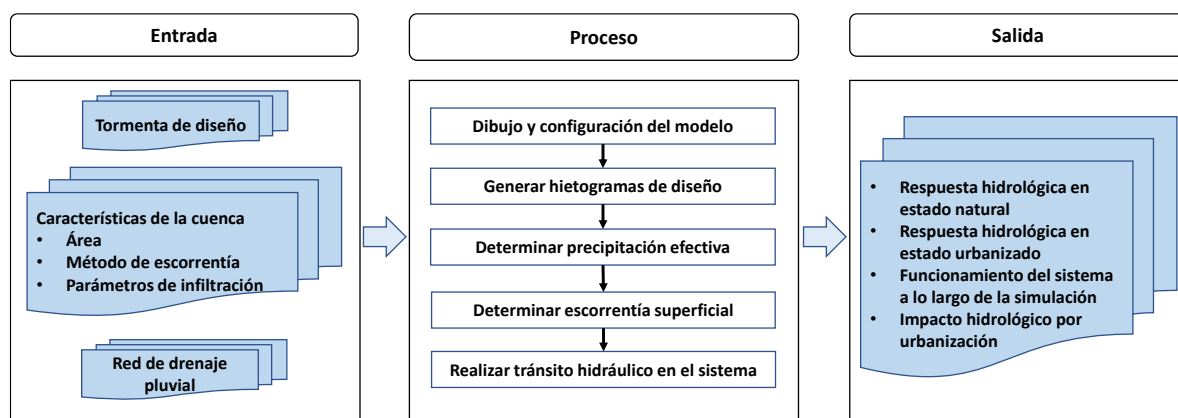


Figura 4.23 Propósito general del módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”

Una vez identificados los requisitos y elementos del modelo, se definió la estructura interna del módulo y su incorporación dentro del módulo impacto hidrológico por urbanización. Se construyó el diagrama general de flujo del proceso de cálculo. La figura 4.24 muestra el esquema general de cálculo planteado en el módulo. En la figura 4.25 se muestra el diagrama de flujo para el cálculo de la escorrentía superficial en los elementos subcuencas. En la figura 4.26 se muestra es esquema de cálculo para resolver la variación de la profundidad d a lo largo del tiempo de simulación.

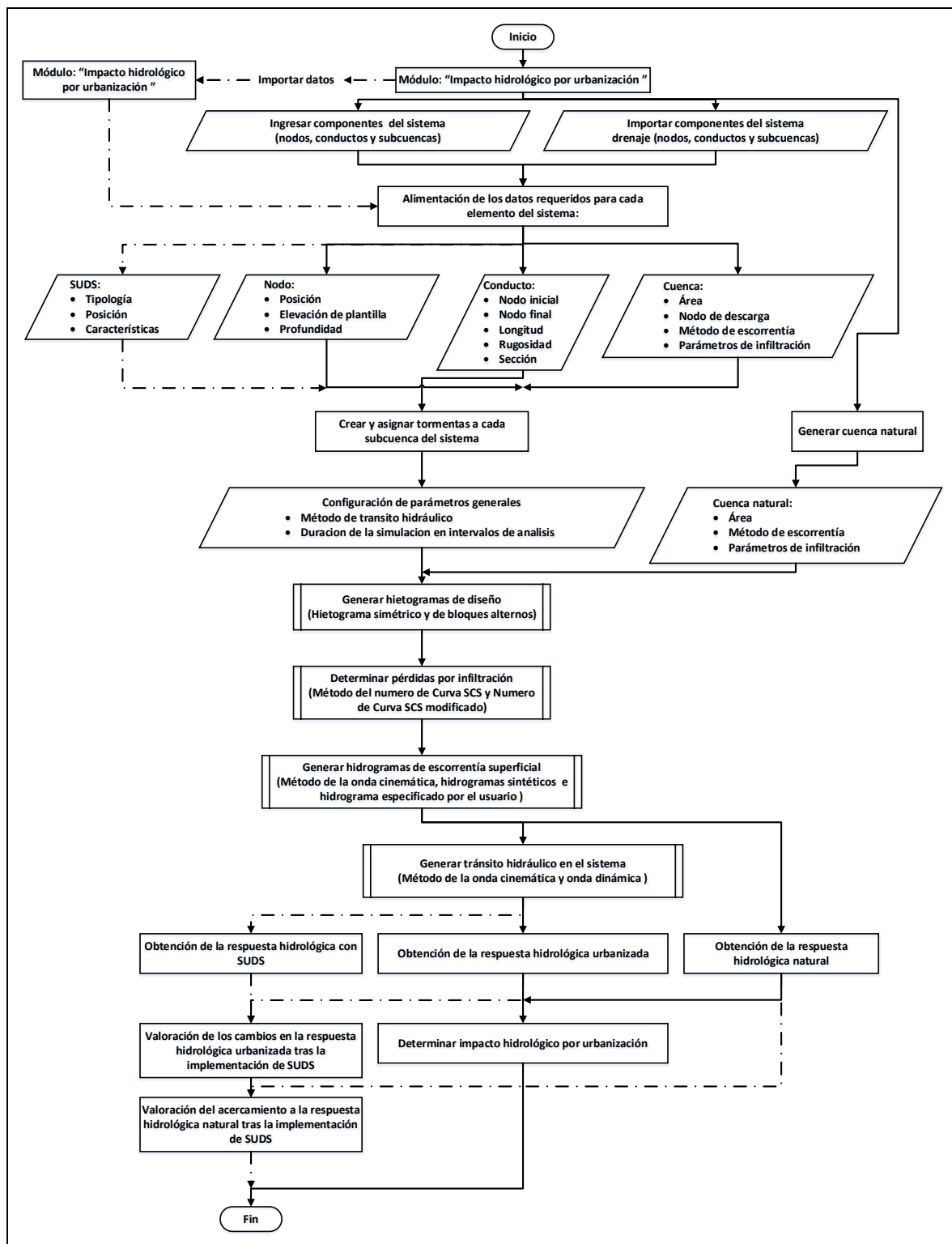


Figura 4.24 Diagrama de flujo de trabajo del módulo "Sistemas urbanos de drenaje sostenible"

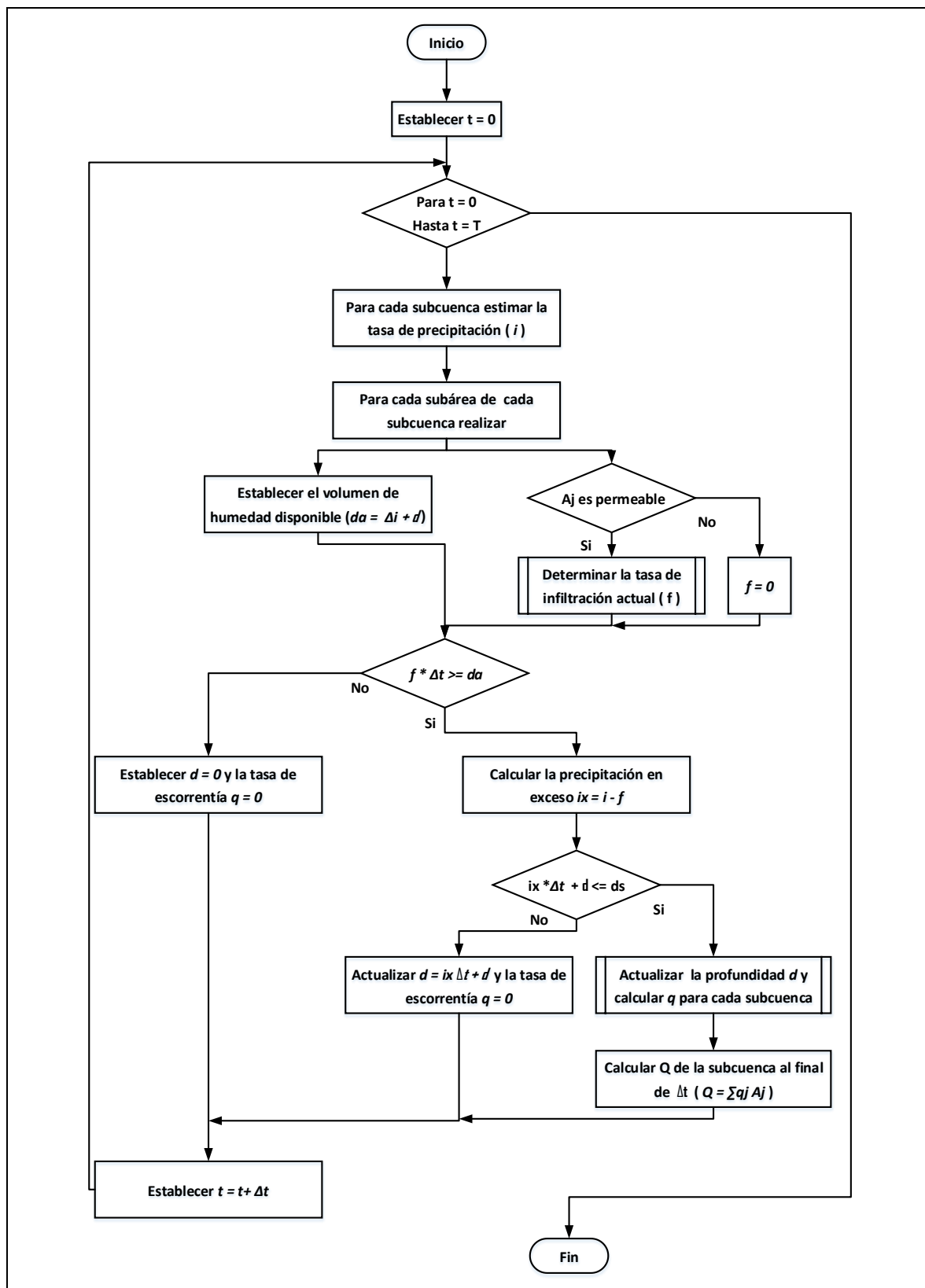


Figura 4.25 Diagrama de flujo para el cálculo de la escorrentía superficial

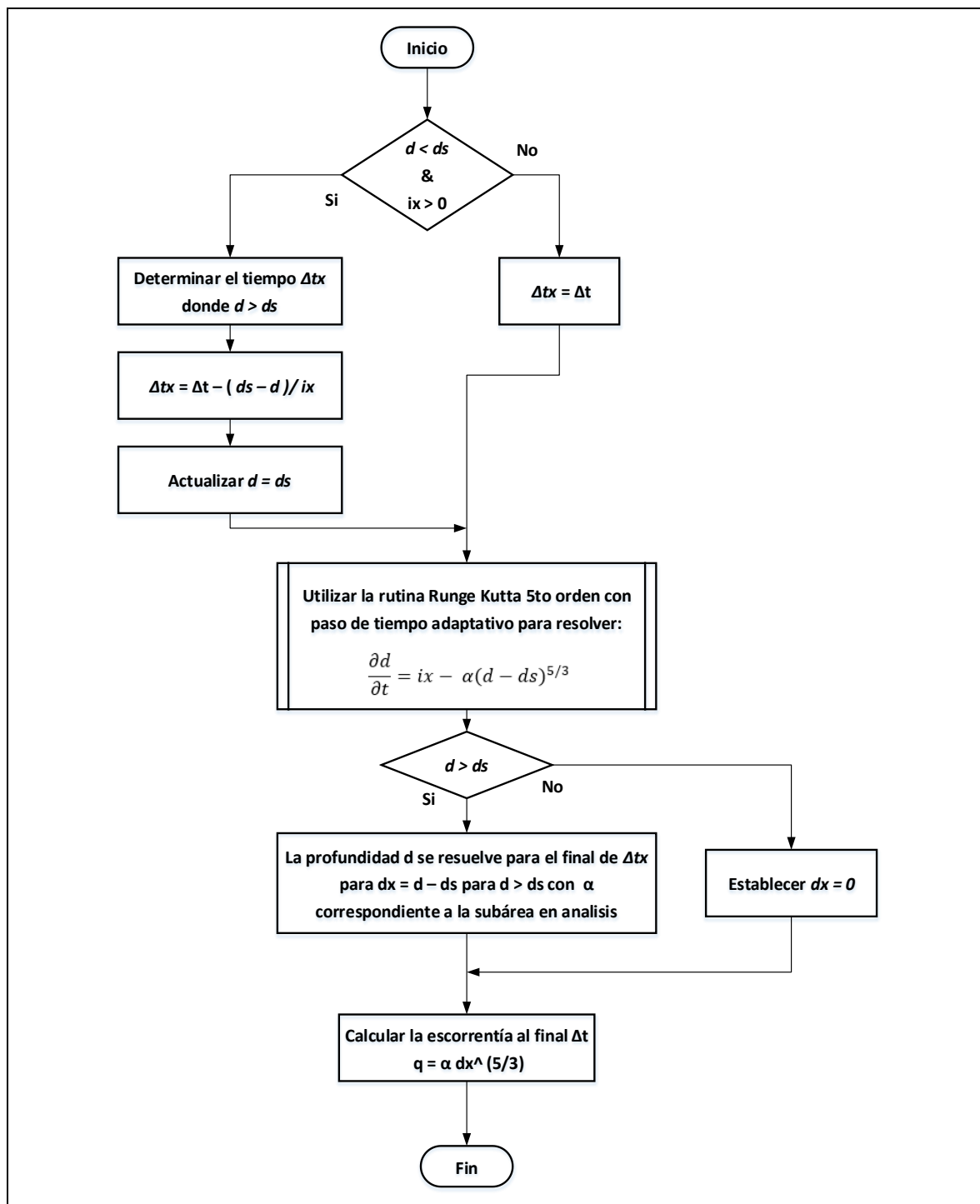


Figura 4.26 Diagrama de flujo para la estimar la variación de “d” y “q” en el tiempo

Finalmente, las figuras 4.27 y 4.28 se muestra el esquema empleado para la solución de los esquemas planteados en el apartado 2.5.2.1 y 2.5.2.2 para el método de la onda cinemática y onda dinámica respectivamente.

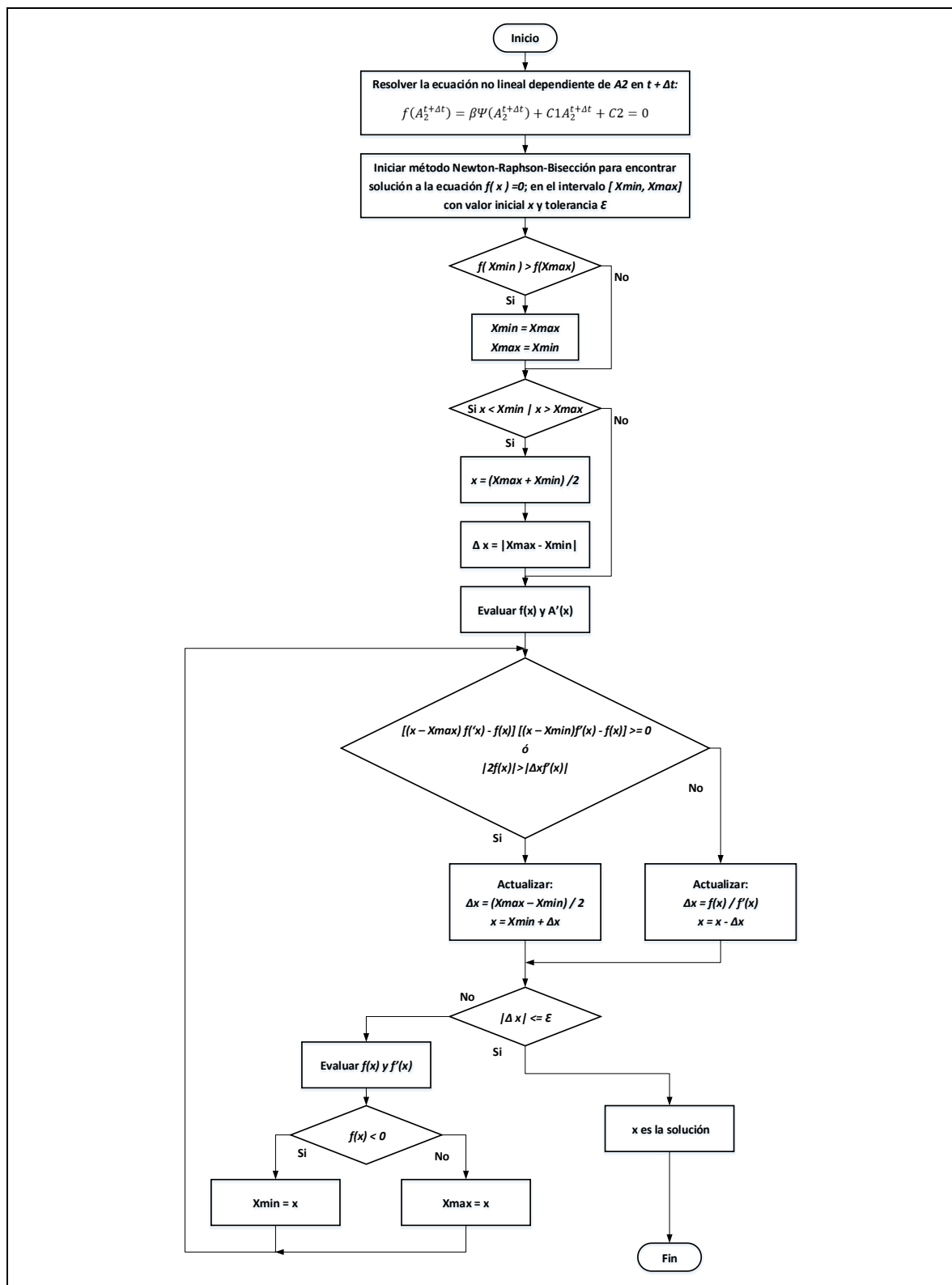


Figura 4.27 Diagrama de flujo para la estimar la variación de “d” y “q” en el tiempo dentro del esquema de la onda cinemática

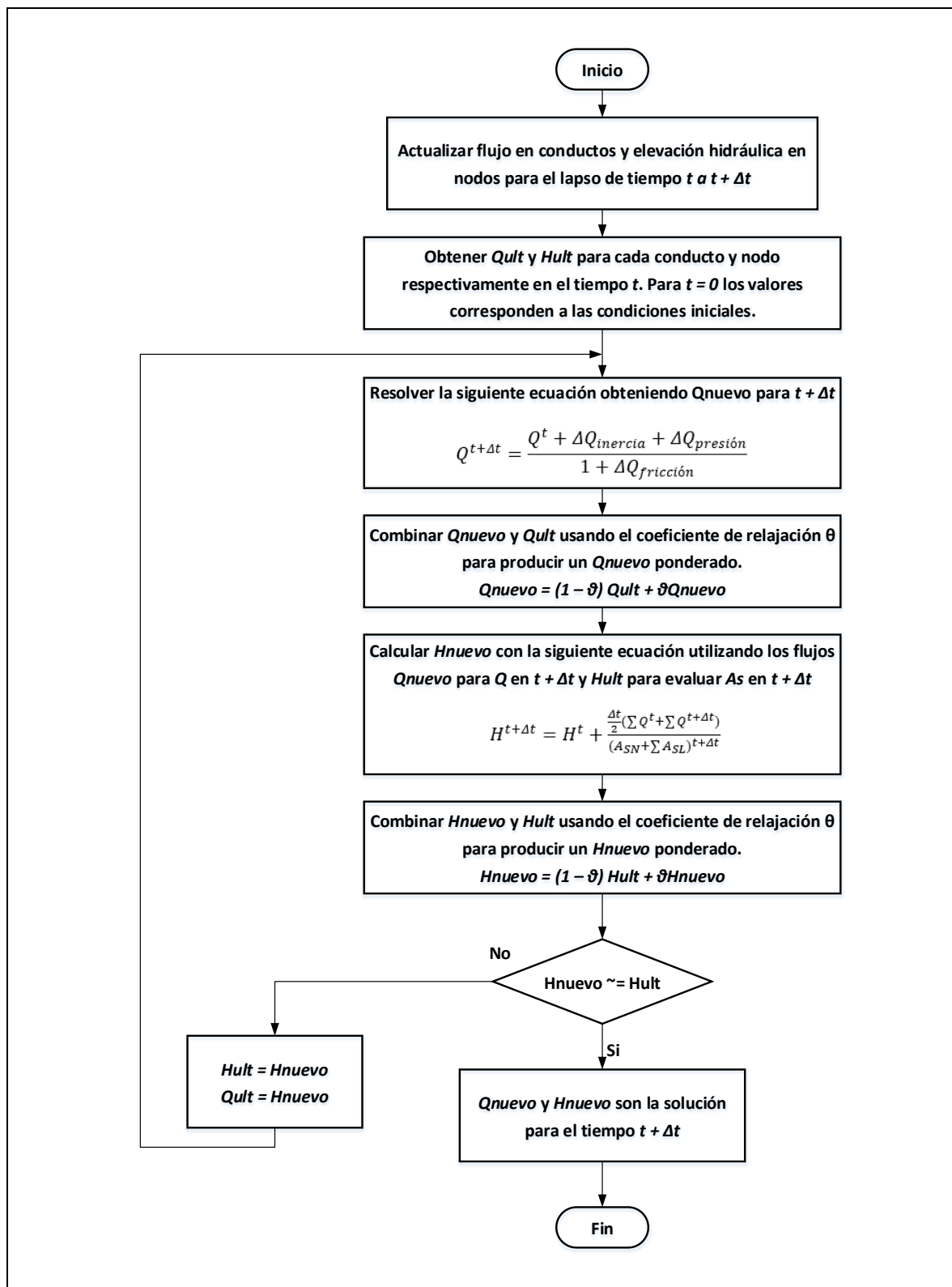


Figura 4.28 Diagrama de flujo para la estimar la variación de la elevación hidráulica en los nodos en el tiempo dentro del esquema de la onda dinámica

4.2.4 Validación del funcionamiento de la herramienta

La validación del funcionamiento de cada módulo se realizó de manera continua y conforme se llevó a cabo la programación de cada una de las funciones que los integran. Para todos los módulos se corroboró el correcto funcionamiento de cada función de cálculo programada con ejemplos disponibles en bibliografía especializada (Campos, 2010; Chow et al., 1994a; CONAGUA, 2016; Escalante & Reyes, 2002; Llamas, 1989; Rossman & Huber, 2016). Sin embargo, para establecer un contexto de la funcionalidad de los módulos “Diseño de drenaje pluvial” e “Impacto hidrológico por urbanización” se desarrolló un ejemplo integral y se compararon los resultados con los obtenidos con el software StormCad (Bentley, 2019) y SWMM de la EPA (EPA, 2019), su elección se debe a que son de uso extendido y los métodos incluidos en los módulos están presentes en ellos bajo esquemas de cálculos parecidos.

Para ello se seleccionó una subcuenca en la zona de estudio, se realizó el trazado y propuesta del diseño de la red conceptual. Se obtuvieron los datos de diseño y simulación atendiendo las recomendaciones y criterios presentados a lo largo del capítulo 2, para hacer válidas dichas comparaciones, los parámetros de cada módulo fueron considerados los mismos en los módulos correspondientes.

4.3 Etapa III: Zona de estudio

Con la finalidad de mostrar las capacidades completas de la herramienta desarrollada, se realizó un estudio hidrológico para una zona de gran interés para el Estado de México. Este análisis tuvo como objetivo valorar el impacto hidrológico debido al grado de urbanización actual en la zona y, con base en los resultados, proponer SUDS para acercar la respuesta hidrológica a un estado previo en ubicado la evolución del proceso de urbanización. El motivo de este análisis atiende la hipótesis de acercarse a un impacto hidrológico cero en el manejo de aguas pluviales en centros urbanos. En la figura 4.29 se muestra el esquema planteado para el desarrollo del estudio hidrológico resaltando en que etapas se empleó cada uno de los módulos que componen la herramienta hidroinformática desarrollada.

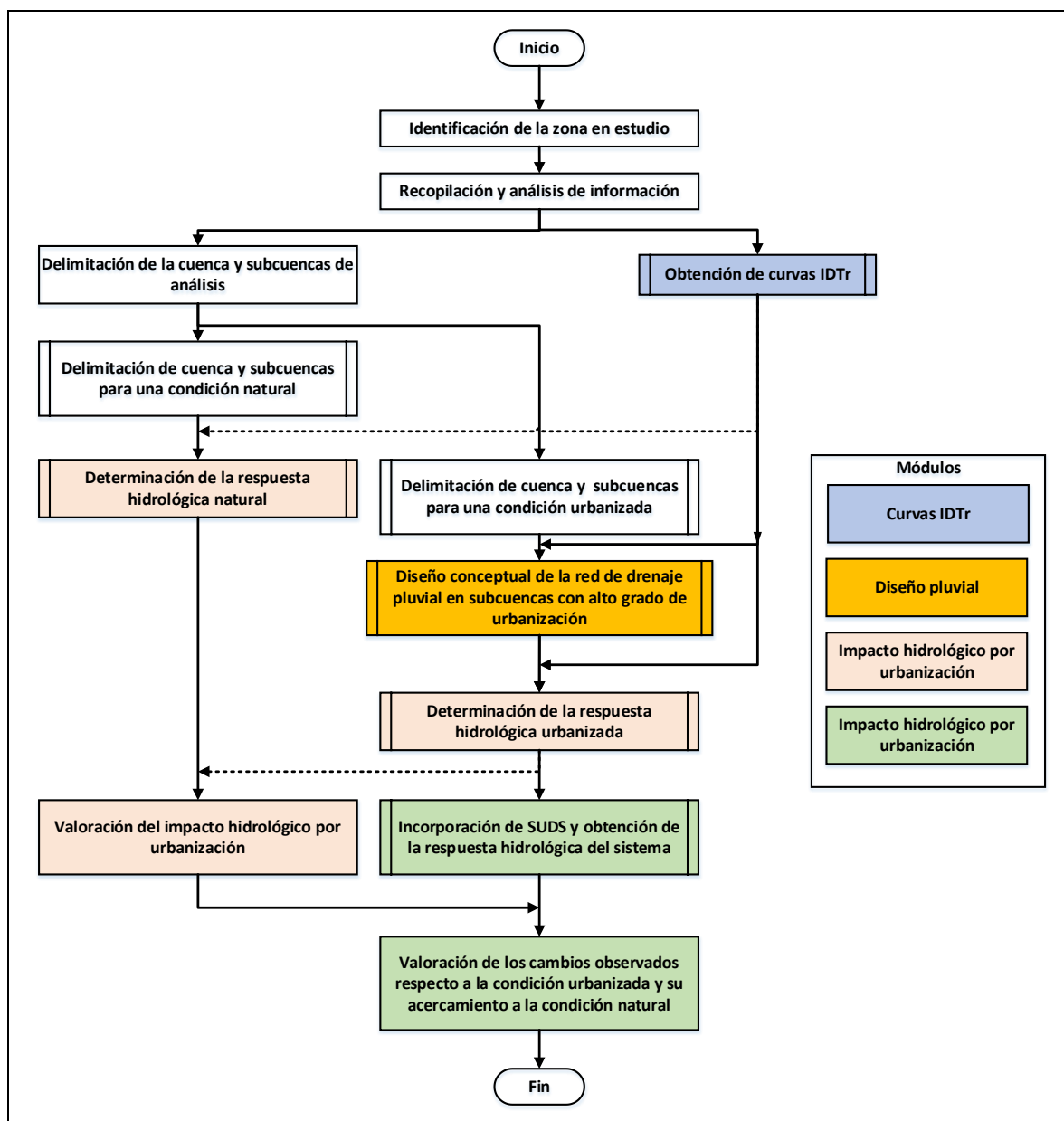


Figura 4.29 Diagrama de flujo para el desarrollo del estudio hidrológico

4.3.1 Obtención de curvas IDTr

La obtención de las curvas se realizó con base en la información pluviométrica y pluviográfica obtenida en la zona de estudio. Su construcción y/o estimación se realizó con el empleo del módulo curvas IDTr, el procedimiento para su obtención se efectuó siguiendo el flujo de trabajo mostrado en las figuras 4.13 a 4.15.

4.3.2 Delimitación de la cuenca natural

Los parteaguas de la cuenca y subcuencas naturales se obtuvieron con ayuda del software ArcGIS y HecGeo-HMS, las diferentes etapas que componen el procedimiento empleado se muestran en la figura 4.30.

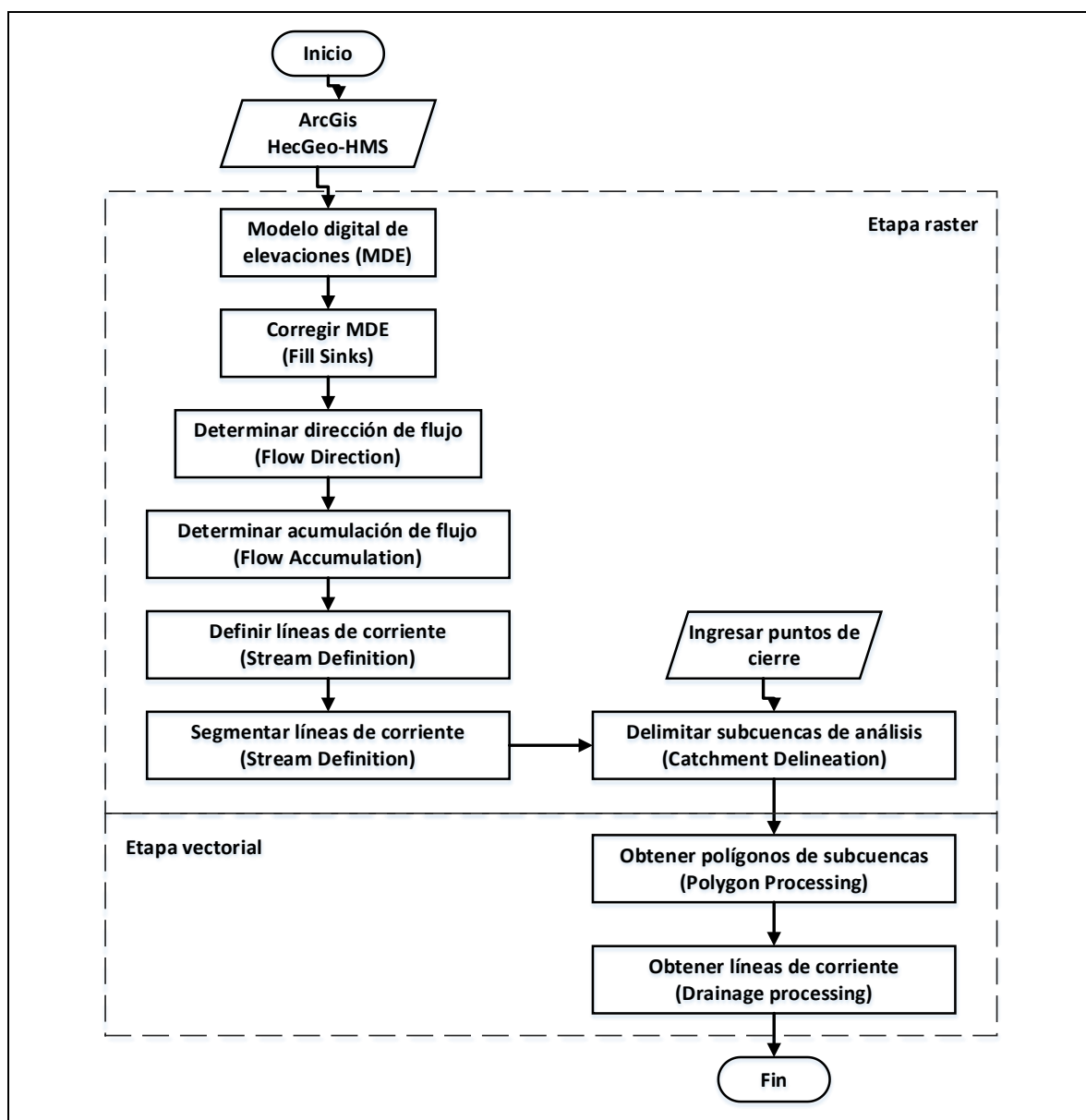


Figura 4.30 Diagrama de flujo para la delimitación de la cuenca y subcuencas naturales

4.3.3 Delimitación de la cuenca urbana

La delimitación de la cuenca y subcuencas urbanas se realizó siguiendo los criterios descritos en el capítulo 2 concernientes a la delimitación de subcuencas urbanas. Para la realización de dicho proceso se tomó como información de entrada la delimitación de cuenca y subcuencas naturales, así como los límites municipales, cartografía urbana de la zona e infraestructura hidráulica importante que modifique las condiciones de flujo en la zona.

Debido a la existencia de un sistema de alcantarillado combinado, el trazo de los principales colectores condicionó la delimitación de subcuencas y poder estimar la respuesta hidrológica, así como la dinámica pluvial lo más cercano a la realidad. La figura 4.31 muestra el diagrama de flujo seguido para el proceso de delimitación.

4.3.4 Diseño conceptual de la red pluvial

Teniendo en cuenta que la incorporación de sistemas de alcantarillado dentro de una cuenca modifica drásticamente su respuesta hidrológica. La inclusión de estos elementos son parte indispensable para aproximar correctamente la respuesta hidrológica urbanizada en el sitio, sin embargo, este tipo de información rara vez se encuentra disponible. Por ello, en el desarrollo de esta investigación se optó por llevar acabo el diseño conceptual de la red de drenaje pluvial en la zona de estudio considerando los siguientes criterios y supuestos:

- El diseño de la red de drenaje fue realizado por un ingeniero civil con conocimientos suficientes de hidrología urbana.
- El diseño de la red de drenaje se limitó a los principales centros urbanos y siguiendo lo establecido en el “*Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento – Drenaje Pluvial Urbano*” publicado por la CONAGUA.
- El trazo de la red se realizó siguiendo la topografía (MDE) y las principales vialidades, buscando recorridos cortos para un drenaje rápido y eficiente del agua pluvial, evitando así grandes dimensiones en las tuberías.

- El dimensionamiento de las cuencas de drenaje se limitó a la traza urbana buscando, en lo posible, áreas de drenaje no menor a 1 ha.
- Se consideró el método Racional para obtener las características de la red.
- Teniendo en cuenta que el objetivo es estimar la respuesta hidrológica actual, los periodos de retorno y parámetros requeridos en el método racional se asignaron considerando el crecimiento poblacional y desarrollo urbano actuales, es decir las proyecciones objetivo de diseño han sido alcanzadas en la actualidad.
- El proceso de diseño se realizó en su totalidad con la ayuda del módulo “Diseño de drenaje pluvial”, el flujo de trabajo seguido atiende lo expuesto en la figura 4.31. Los periodos de retorno considerados fueron considerados en concordancia con los recomendados en el manual de la CONAGUA según el uso de suelo en la zona, así como la población servida, siendo éstos de 5 años para sistemas iniciales y de 10 años para colectores principales.

La asignación de los coeficientes de escorrentía se determinó con la ayuda de imágenes satelitales del sitio y los valores recomendados en bibliografía (CONAGUA, 2016) obteniendo una ponderación de los diferentes valores en función de las características de la superficie existente (uso de suelo y pendiente). Para ello se consideraron tres grupos principales de cobertura siendo zona permeable en donde se incluyen las paciones naturales, parques y zonas verdes, porción impermeable donde se representan la urbanización general atendiendo el uso de suelo y las vialidades, y finalmente las porciones con usos de suelo agrícola.

La determinación de los tiempos de entrada para cada subcuenca se asignó siguiendo las fórmulas expuestas en el capítulo 2 en el apartado referente al cálculo de tiempos de concentración en subcuencas y seleccionando la que mejor se ajuste a las características de la subcuenca en cuestión, y considerando como tiempo mínimo 10 min.

Los catálogos de tuberías utilizados en el diseño se obtuvieron según la disponibilidad en el mercado, respecto al material se asignó según los requerimientos de diseño buscando en su mayoría el uso de tuberías de concreto.

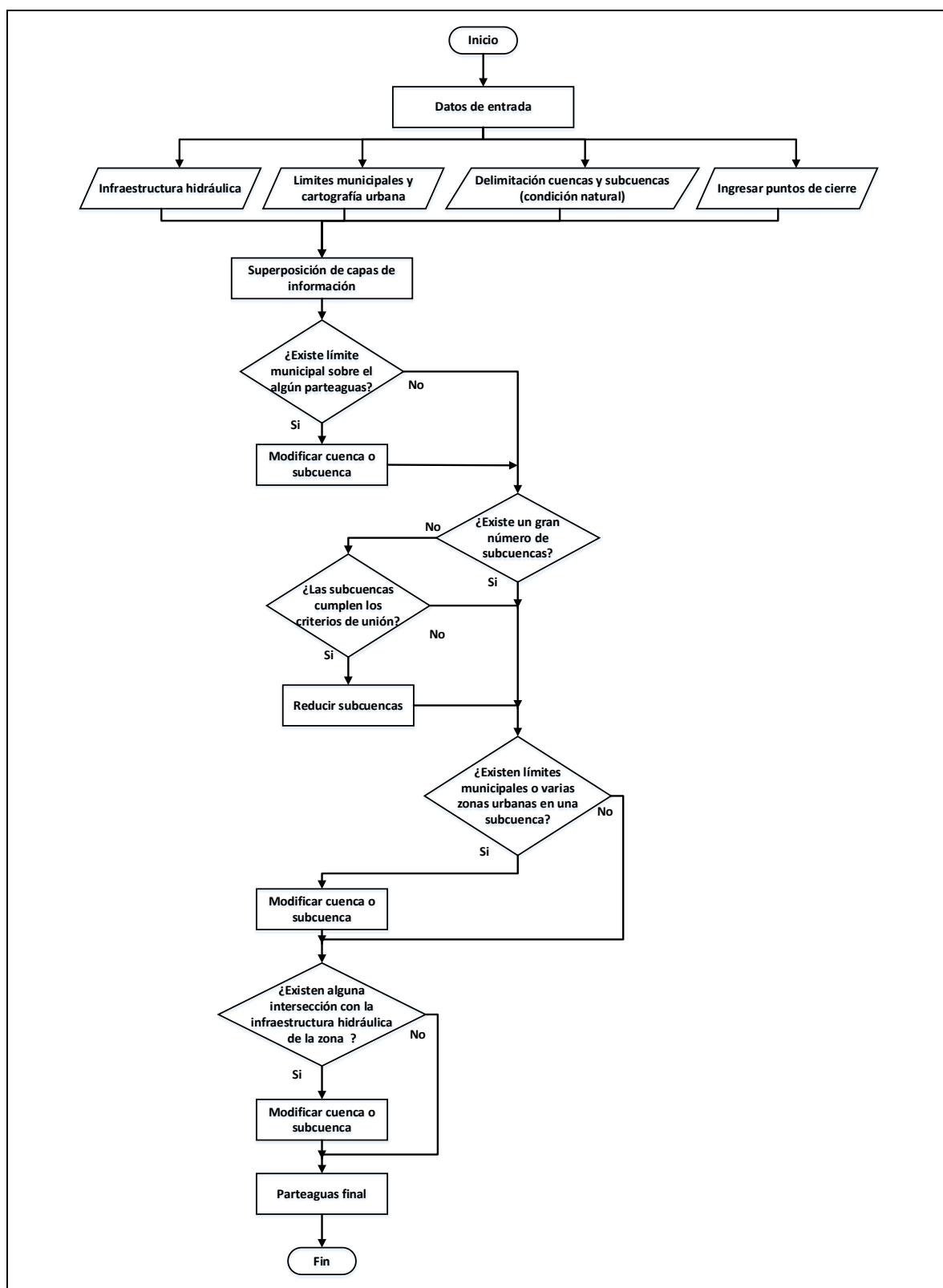


Figura 4.31 Diagrama de flujo para la delimitación de la cuenca y subcuencas urbanas

4.3.5 Obtención del impacto hidrológico por urbanización

La determinación de la respuesta de la respuesta hidrológica natural y urbanizada se realizó con la ayuda del módulo “Impacto hidrológico por urbanización” considerando periodos de retorno de 2, 5, 10, 20 años respectivamente, población servida y sitio de estudio (CONAGUA, 2016), el flujo de trabajo quedo expuesto en la figura 4.31.

Para la condición natural se optó por estimar la respuesta mediante la aplicación de hidrogramas sintéticos teniendo como punto de comparación la desembocadura final de la cuenca bajo análisis, para ello se siguieron los criterios y consideraciones mostrados en el apartado 3.4. Cabe mencionar que, debido a la complejidad y criterios poco claros para su obtención, se obtuvo el hidrograma equivalente mediante el método del hidrograma sintético del SCS. Así, se obtuvieron hidrogramas con diferentes números de curva (CN) menores con la finalidad de observar las variaciones en el tiempo de concentración y volumen de escorrentía. Como era de esperar, conforme los incrementos de urbanización se disminuyen la permeabilidad de la cuenca aumenta.

Para la condición urbanizada los métodos de escorrentía asignados dependen de la naturaleza del sitio. De esta forma, en subcuencas pequeñas y con altos grados de urbanización se implementó el método de la onda cinemática y en cuencas medianas o grandes con pequeños porcentajes de urbanización se utilizó el esquema de hidrogramas sintéticos. Los porcentajes de impermeabilización efectiva se consideraron según la discretización realizada para el diseño pluvial.

Cabe mencionar que este parámetro es uno de los más sensibles dentro del modelo por lo que también se verificaron con los valores máximos recomendados según el uso de suelo expuestos en el capítulo 2 de este documento. Los valores de superficie impermeable sin almacenamiento se asignaron como un porcentaje del área impermeable, teniendo valores de 10% y 30% según el grado de urbanización y uso de suelo.

El almacenamiento en depresión se asignó según los valores máximos y mínimos recomendados para zonas permeables e impermeables, se seleccionaron valores de 1 a 3.5mm para zonas impermeables según la pendiente del terreno y de 2 a 6.5mm en zona permeables en función del porcentaje de área impermeable, tipo de vegetación y pendiente. Las pérdidas por infiltración se asignaron siguiendo el criterio del número de Curva del SCS, para ello se obtuvo una ponderación con base en las coberturas del suelo, considerando además del área, la pendiente y uso de suelo en la zona correspondiente.

Debido a que en la zona de estudio se localizan estructuras de regulación, se asignaron dimensiones y características de descarga con la información disponible, resaltando que en algunos casos esta información fue escasa, por ello se supusieron valores a criterio con la finalidad de poder considerar su existencia. Las dimensiones de esta infraestructura hidráulica en planta se obtuvieron con ayuda de ortofotos proponiendo una profundidad máxima y taludes existentes (con base en un recorrido en el sitio) para poder estimar la curva área-almacenamiento del sistema. El control en la salida se conceptualizó como un orificio en el fondo considerando 2 tuberías con diámetros de 0.45 m cada una.

Finalmente, a partir de las repuestas hidrológicas estimadas se obtuvo el impacto hidrológico por urbanización, destacando los cambios observados en el volumen de escurrimiento, el caudal máximo y su tiempo de ocurrencia, bajo los criterios y consideraciones antes descritos.

4.3.6 Incorporación de SUDS

En esta etapa se identificaron zonas en donde se pudiesen incorporar SUDS y aportaran mayores beneficios, teniendo como referencia el estado del sistema simulado para la condición urbanizada. Las medidas elegidas fueron la implementación distribuida de sistemas de retención ubicándolos según el grado porción impermeable de la cuenca, proponiendo una retención de 50 m³ por hectárea efectiva de urbanización, centrándose en sitios específicos donde el uso de suelo es residencial. Los sistemas de detención se ubicaron en sitios estratégicos donde la confluencia de las aguas pluviales representaba un problema.

De esta manera se proyectó una conceptualización general en donde las medidas de retención pueden ser simuladas en conjunto como tanques y jardines de lluvia, sistemas de almacenamiento subterráneos, etc. De forma equivalente, los sistemas de detención pueden ser conceptualizados como cuencas de detención, tanques y/o vasos reguladores. Los sistemas de infiltración se descartaron ya que bajo el esquema planteado no se puede tener la certeza o pleno conocimiento de la capacidad real de infiltración en las diferentes zonas.

Cabe mencionar que la conceptualización de estos sistemas propuestos se realiza como una medida agregada sobre toda la subcuenca y que en esencia un SUDS sobre una subcuenca representa la suma de las diferentes medidas con la misma tipología. Las características principales de cada sistema se asignaron dependiendo el impacto hidrológico por urbanización presente, así como la disponibilidad de espacio y coherencia con el sitio.

Determinadas las características se incorporaron y simularon con la herramienta hidroinformática, obteniendo así su respuesta hidrológica para los diferentes periodos de retorno considerados.

Capítulo 5

Resultados

En este capítulo se agrupan los resultados obtenidos durante el desarrollo de este trabajo de investigación. Dichos resultados se presentan conforme a las tres etapas planteadas en la metodología. Primeramente, se muestran resultados relevantes obtenidos del análisis y procesamiento de información requerida para el estudio hidrológico-hidráulico en la zona de estudio. Seguido de los resultados relacionados con el desarrollo de la herramienta hidroinformática mostrando de manera general lo relacionado con la interfaz desarrollada, opciones y esquema de uso. Finalmente se presentan los resultados obtenidos en la zona de estudio mostrando así las capacidades de la herramienta y un diagnóstico bajo los criterios asumidos para el caso práctico.

5.1 Recopilación y análisis de información

A continuación, se presentan los resultados después de realizar la selección y tratamiento la información requerida para la zona de estudio agrupada por categorías.

5.1.1 Zona de estudio

El escurrimiento en estudio es el río Verdiguél, este recibe los aportes de los ríos Caballero y Cano, cuyo nacimiento se localiza en las faldas del Nevado de Toluca, atravesando la ciudad de Toluca. El río presenta una bifurcación 12 km antes de su desembocadura final en el río Lerma. De esta manera se tiene dos vertientes correspondientes al brazo derecho e izquierdo con un recorrido de 43.14 y 44.07 km en cada brazo respectivamente. Según la información consultada, el río forma parte de la subcuenca RH12Ab R. Otzolotepec - R. Atlacomulco y Subcuenca RH12Ak R. Verdiguél. La figura 5.1 muestra el trayecto del río Verdiguél desde su nacimiento hasta su desembocadura y los límites de las subcuencas de las que forma parte.

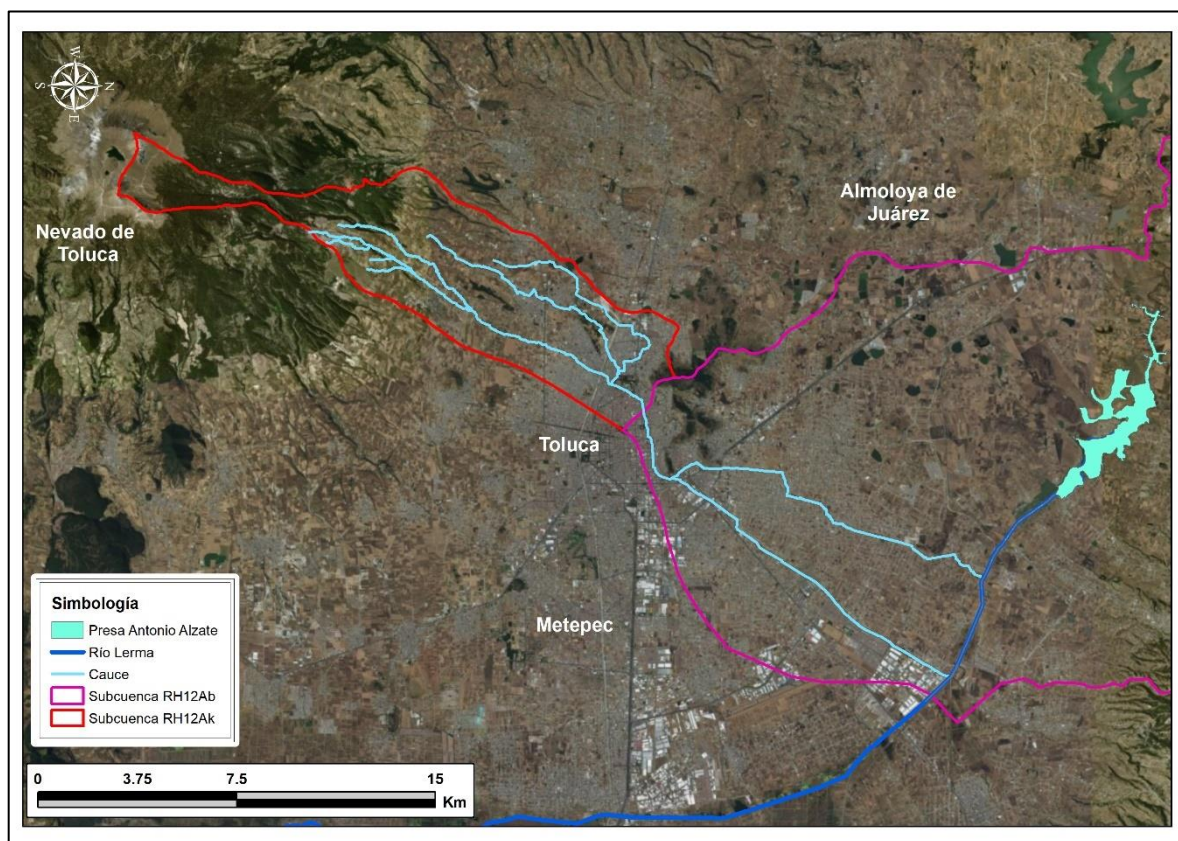


Figura 5.1 Trayecto del río Verdiguél y subcuencas a las que pertenece (INEGI, 2010)

5.1.2 Registros de precipitaciones

La información disponible en la zona consta de 10 estaciones pluviométricas con periodos de registros comprendidos entre 64 y 22 años, presentando una media de 36 años de longitud. En la figura 5.2 se muestra la ubicación de las estaciones dentro de la zona de estudio, cabe destacar que la estación 15367 corresponde al observatorio meteorológico “Mariano Bárcena” y en donde también se dispone de información pluviográfica, a partir de la cual se puede inferir información sobre la distribución temporal de las tormentas. La tabla 5.1 muestra los registros de precipitación máxima diaria para 10 estaciones pluviométricas, mientras que la tabla 5.2 se muestran las estadísticas básicas de los datos procesados para cada estación en análisis.

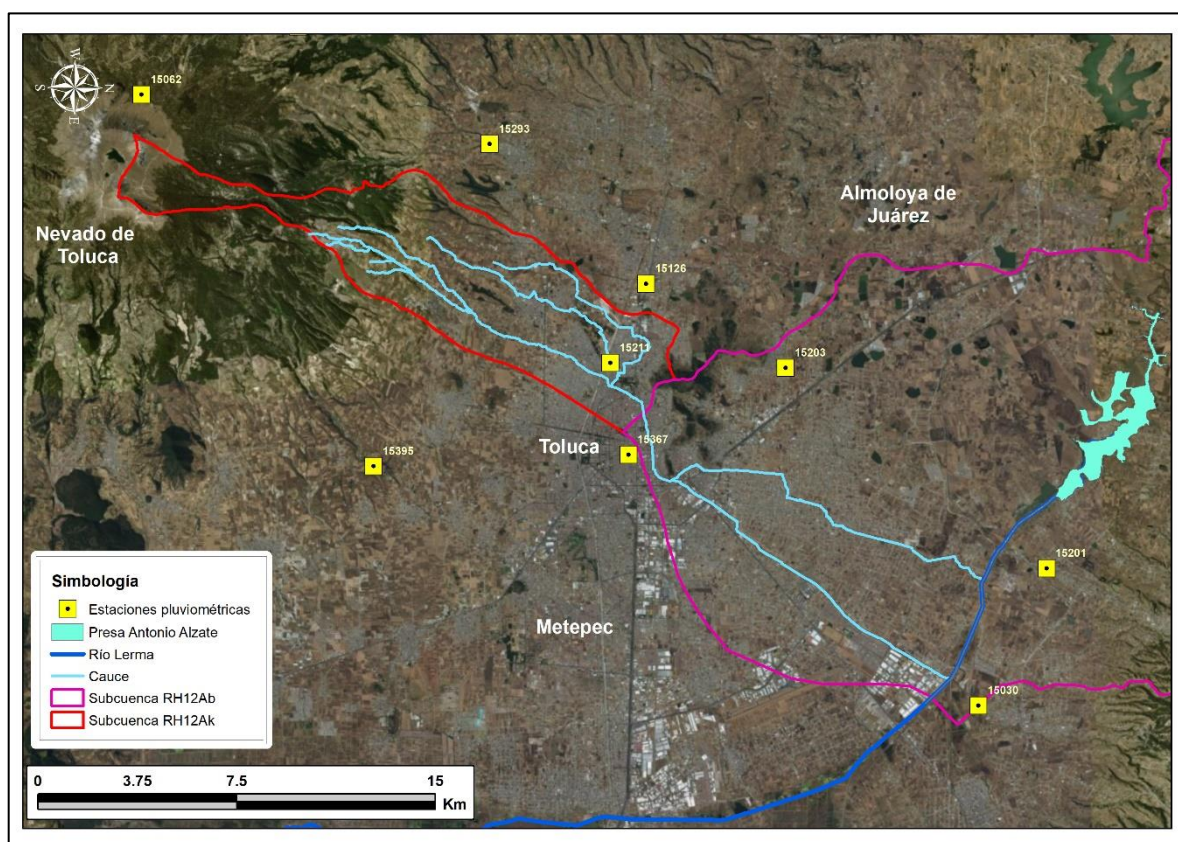


Figura 5.2 Ubicación de las estaciones pluviométricas en la zona de estudio

Tabla 5.1 Registros de precipitación máxima diaria de las estaciones con influencia en la zona de estudio

15030		15062		15126		15201		15203		15030		15062		15126		15201		15203		15211		15229		15293		15367		15395	
Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm	Año	P mm
1961	75.7	1965	33	1948	34	1975	49	1976	33.5	1989	15.5	1997	38	1980	31.9	2002	42.9	2002	35	1976	39	1978	23.3	1982	42	1993	43.6	1994	38.6
1962	62.6	1966	48	1949	21.7	1976	44.3	1977	33.5	1990	15	1998	31	1981	29.6	2003	42.6	2003	56.3	1977	33.5	1979	40	1983	46.2	1994	62.3	1995	65.5
1963	46.5	1968	85.4	1950	22.3	1977	26.8	1978	50	1991	72	1999	90.5	1982	19.4	2004	66.1	2004	43.5	1978	35.5	1980	22.5	1984	42.1	1995	44.5	1996	38.6
1964	31.6	1969	60	1951	21.9	1978	42.7	1979	41.5	1992	36.5	2000	46	1983	14	2005	27.7	2005	38.5	1979	22.8	1981	36	1985	55.1	1996	32.3	1997	30
1965	46.2	1970	88.9	1952	40	1979	41.6	1980	62.5	1995	54.5	2001	47	1984	8.8	2006	71.4	2006	45.6	1980	28.5	1982	43	1986	30.3	1997	42.9	1998	39
1966	36.2	1972	43	1953	36.3	1980	43.5	1981	60.5	1996	32.5	2002	36	1985	10.1	2007	43.7	2007	27.5	1993	37	1983	29	1987	42.2	1998	48	1999	38
1967	65.8	1973	30.3	1954	37	1981	61.7	1982	32.2	1997	45	2004	29.8	1986	23.8	2008	45.5	2008	34	1994	35	1984	30	1988	20.9	1999	29	2001	44
1968	53.7	1974	37	1955	34	1982	40.6	1983	28.8	1998	41.5	2005	39	1987	15	2009	43.2	2009	49.8	1995	34	1985	25	1989	12.2	2000	36.4	2002	38.6
1969	47.4	1975	37.1	1956	30.5	1983	44.2	1984	32.2	1999	42	2006	40.1	1988	10.3	2010	55.8	2010	46	1996	34.5	1986	47	1990	11.2	2001	42.2	2003	29.5
1970	36.2	1976	76.7	1957	21	1984	29.7	1985	30	2000	41	2008	80	1989	10.8	2011	68.7	2011	35.7	1997	42	2000	31	1991	20.5	2002	56.6	2004	26.5
1971	35.1	1977	46.5	1958	29.5	1985	26	1986	29.5	2001	70	2009	70.9	1990	6.6	2012	36.2	2012	47.5	1998	51.8	2004	21	1992	34	2003	60.4	2005	36.6
1972	35.5	1978	49.2	1959	38.5	1986	46.5	1987	42.7	2002	40	2010	45	1991	9.7	2013	44.2	2013	22.8	1999	40	2005	36	1993	54.1	2004	65	2006	47
1973	39.9	1979	37.8	1960	57.8	1987	41	1988	35.6	2003	57.5	2011	49	1992	16.9	2014	41.4	2014	34.5	2000	43.5	2006	40	1994	35.4	2005	68	2007	50.3
1974	44.5	1980	31	1961	39.4	1988	40.5	1989	33.3	2004	46	2012	55	1993	6					2001	32	2008	60	1995	46.6	2006	39.3	2008	31
1975	72.8	1981	47	1962	59	1989	35	1990	30.8	2005	27	2013	46	1994	8.6					2002	45	2010	25	1996	40.3	2007	35.7	2009	40.6
1976	42.2	1982	31.3	1963	27.7	1990	29.5	1991	28.8	2006	60	2014	39	1995	30.3					2003	40.5	2011	12	1997	52.5	2008	42	2010	78.7
1977	37.1	1983	36	1966	30	1991	48.5	1992	36	2010	55	2015	31	1996	32.6					2005	48.5	2012	12	1998	60.2	2009	39.8	2011	39.7
1978	33.5	1984	70	1967	28.3	1992	92	1993	32.4	2011	80	2016	39	1997	9.1					2006	44	2013	63	1999	51.3	2010	48.7	2012	83
1979	47.2	1985	31	1970	38	1994	33	1994	47	2012	64			1998	7.8					2007	29	2014	40	2000	55.2	2011	50.6	2013	36.3
1980	37.2	1986	51.9	1973	40.5	1995	71.5	1995	30.7	2013	47			1999	5.9					2010	30.5	2015	40	2001	38	2012	77.6	2014	61.5
1981	28.2	1991	50.4	1974	35.5	1996	48	1996	36.5	2014	41			2000	8.4					2011	21.8			2002	26	2013	103	2015	47.4
1982	33.2	1992	44.3	1975	28.9	1997	30.3	1997	47	2015	73			2001	5.6					2012	33.5			2003	21	2014	33.1	2016	73
1983	32.6	1993	39	1976	47.4	1998	43.6	1998	46	2016	58			2002	8.1					2013	43.1			2004	25	2015	42.4		
1984	33.2	1994	36	1977	26	1999	37	1999	35.4											2014	20.9			2005	26.5	2016	41.4		
1985	33.7	1995	47	1978	68.8	2000	67.7	2000	34											2015	40.9			2006	57.3	2017	50.9		
1986	80	1996	70.5	1979	34	2001	31	2001	33.5															2008	40				
																								2009	26.4				
																								2010	32.1				
																								2011	18.8				
																								2012	19.9				
																								2013	56.2				
																								2014	26.9				
																								2015	22.9				
																								2016	31.9				
																								2017	56.9				

Tabla 5.2. Estadísticas básicas de la precipitación máxima diaria para cada estación pluviométrica

Estación	Núm. datos	Media	Máximo	Mínimo	Desv. Estándar
15030	47	47.90	80.00	27.00	14.84
15062	44	47.97	90.50	29.80	16.76
15126	64	32.65	73.30	5.90	17.81
15201	39	45.50	92.00	26.00	14.44
15203	39	38.48	62.50	22.80	9.22
15211	25	36.27	51.80	20.90	8.00
15229	20	33.79	63.00	12.00	13.60
15293	35	36.52	60.20	11.20	14.31
15367	25	49.43	103.00	29.00	16.39
15395	22	46.06	83.00	26.50	16.15

A partir de la información pluviográfica obtenida del observatorio meteorológico “Mariano Bárcena”, se obtuvieron las intensidades de precipitación máxima anual para diferentes duraciones estándar en el periodo comprendido de 1990-2018, teniendo una longitud total de 29 registros. Dicha información se presenta en la tabla 5.3 y la tabla 5.4 se muestran las estadísticas básicas de los datos obtenidos, destacando que la duración característica de las tormentas importantes en la zona varía entre el rango de 1 y 2 horas aproximadamente.

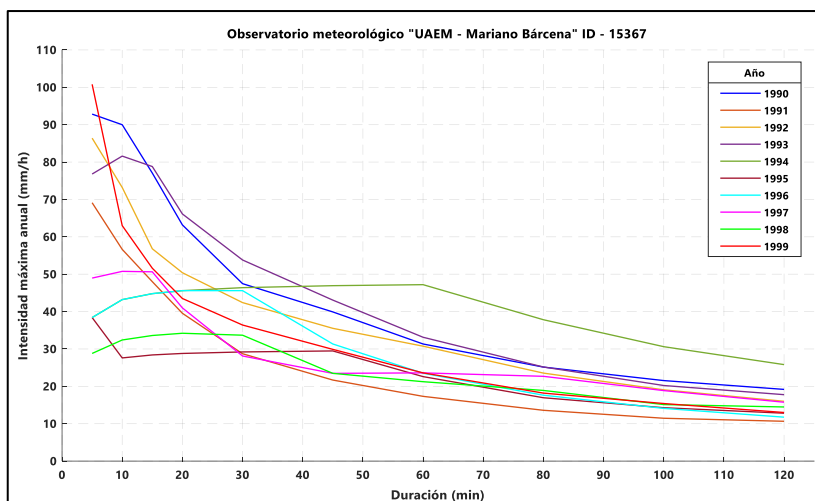
Finalmente, en la figura 5.3 se presentan los gráficos correspondientes a los resultados obtenidos para cada década de los registros procesados. Un concentrado de la información analizada se presenta en Anexo I de este documento, la cual consiste en 2,797 imágenes correspondientes a los registros de las tormentas ocurridas en un lapso de 29 años del periodo 1990-2018, y su correspondiente digitalización agrupada en tablas.

Tabla 5.3. Intensidades máximas anuales (mm/h) para diferentes duraciones obtenidas de los registros del observatorio meteorológico “UAEM-Mariano Bárcena”

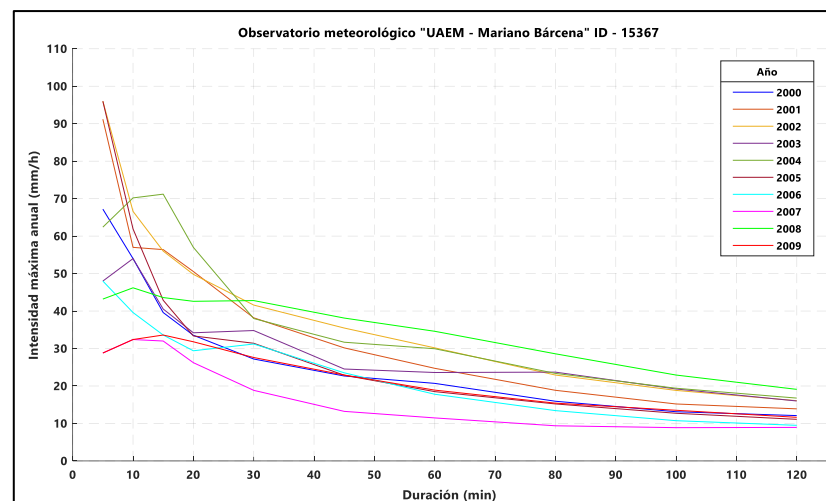
AÑO	Duraciones en minutos									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1990	92.83	89.99	77.06	63.19	47.47	39.91	31.33	25.15	21.54	19.18
1991	69.12	56.64	48.00	39.54	28.72	21.68	17.32	13.59	11.46	10.65
1992	86.40	73.20	56.80	50.40	42.40	35.52	30.74	23.54	19.07	16.00
1993	76.80	81.60	78.80	66.12	53.80	43.07	33.13	25.17	20.22	17.77
1994	38.40	43.20	44.80	45.60	46.40	46.93	47.20	37.82	30.61	25.81
1995	38.40	27.60	28.40	28.80	29.20	29.47	22.60	16.95	14.28	12.81
1996	38.40	43.20	44.80	45.60	45.60	31.33	23.50	17.63	14.10	11.75
1997	48.96	50.76	50.64	40.98	28.12	23.47	23.60	22.68	18.86	15.75
1998	28.80	32.40	33.60	34.20	33.68	23.47	21.24	18.90	15.12	14.48
1999	100.80	63.00	51.60	43.50	36.40	29.89	23.60	18.19	15.40	13.00
2000	67.20	54.00	39.60	33.54	27.20	22.67	20.70	15.93	13.13	12.10
2001	91.20	57.00	56.40	50.55	38.20	30.17	24.72	18.85	15.20	13.90
2002	96.00	66.60	56.00	49.80	41.60	35.47	30.18	22.92	18.82	16.08
2003	48.00	54.00	40.54	34.20	34.80	24.53	23.60	23.70	19.20	16.00
2004	62.40	70.20	71.20	57.00	38.00	31.68	29.94	23.36	19.40	16.77
2005	96.00	61.92	42.88	33.36	31.40	22.88	18.50	15.21	12.72	11.10
2006	48.00	39.60	33.60	29.40	31.20	23.52	17.80	13.43	10.74	9.50
2007	28.80	32.40	32.00	26.22	18.84	13.23	11.48	9.38	8.88	8.95
2008	43.20	46.20	43.60	42.60	42.80	38.13	34.60	28.59	22.92	19.10
2009	28.80	32.40	33.60	31.80	27.60	22.93	18.90	15.42	13.52	11.64
2010	34.56	25.56	25.20	21.54	20.30	20.53	20.37	20.06	16.92	14.60
2011	96.00	79.20	62.40	48.00	39.20	37.07	36.60	31.43	26.34	22.45
2012	124.80	78.00	52.00	39.60	29.60	26.13	24.80	23.04	20.59	18.96
2013	76.80	56.40	43.20	37.20	34.80	29.07	23.80	20.55	16.64	14.51
2014	105.60	85.20	63.20	50.40	39.20	29.20	23.40	19.05	15.64	13.12
2015	96.00	75.60	62.40	50.40	46.80	39.47	32.80	26.41	21.42	18.09
2016	96.48	60.54	40.56	30.57	24.00	21.33	16.70	14.17	12.24	11.55
2017	91.20	58.20	43.60	45.60	32.00	34.19	26.20	19.73	15.78	13.15
2018	48.48	42.00	37.20	30.30	21.96	16.75	15.05	14.94	14.36	12.92

Tabla 5.4. Estadísticas básicas de las intensidades máximas anuales (mm/h) para el observatorio meteorológico “UAEM-Mariano Bárcena”

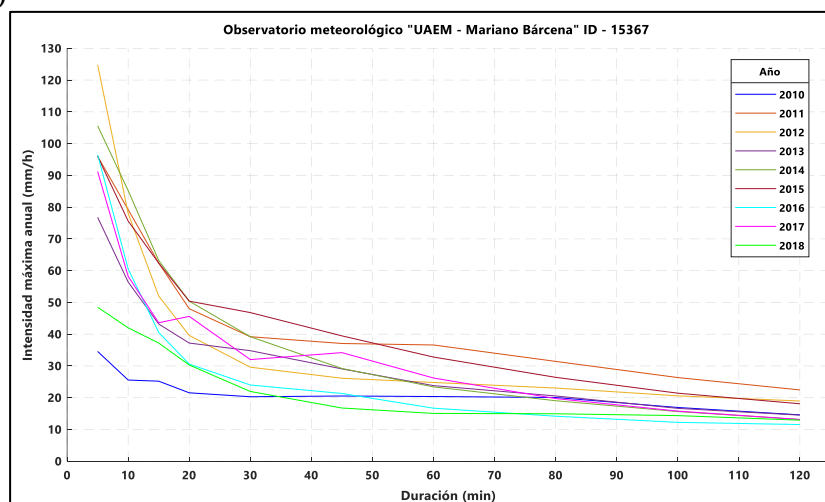
Estadística	Duraciones en minutos									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
Datos	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29
Mínimo	28.80	25.56	25.20	21.54	18.84	13.23	11.48	9.38	8.88	8.95
Máximo	124.80	89.99	78.80	66.12	53.80	46.93	47.20	37.82	30.61	25.81
Media	68.91	56.43	48.06	41.38	34.87	29.09	24.98	20.54	17.07	14.89
Desv. Estándar	28.27	18.04	13.90	10.93	8.82	8.11	7.52	6.00	4.75	3.83



a)



b)



c)

Figura 5.3 Gráfico de las intensidades máximas anuales de precipitación para el observatorio meteorológico "UAEM-Mariano Bárcena"; a) 1990 - 1999; b) 2000 - 2009; c) 2010-2018

5.1.3 Topografía, límites municipales y traza urbana

La topografía en la zona es bastante accidentada, presenta valores que van desde los 4,232 msnm en su parte más alta (Nevado de Toluca) hasta los 2,535 msnm en su parte más baja. El río Verdiguél presenta una altitud de 4,231 msnm en su punto más alto y 2,570 msnm en su desembocadura con el río Lerma, presentando un desnivel de 1,661 m aproximadamente. La figura 5.4 muestra el modelo digital de elevaciones obtenido del INEGI después de procesar la información, y donde pueden visualizarse las variaciones espaciales de la altitud. La figura 5.5 y 5.6 muestran la división por manzanas y límites municipales según los datos obtenidos del INEGI, en ellas se puede visualizar un panorama general de la urbanización presente, así como la pertenencia de la región a los municipios de Toluca y Zinacantepec.

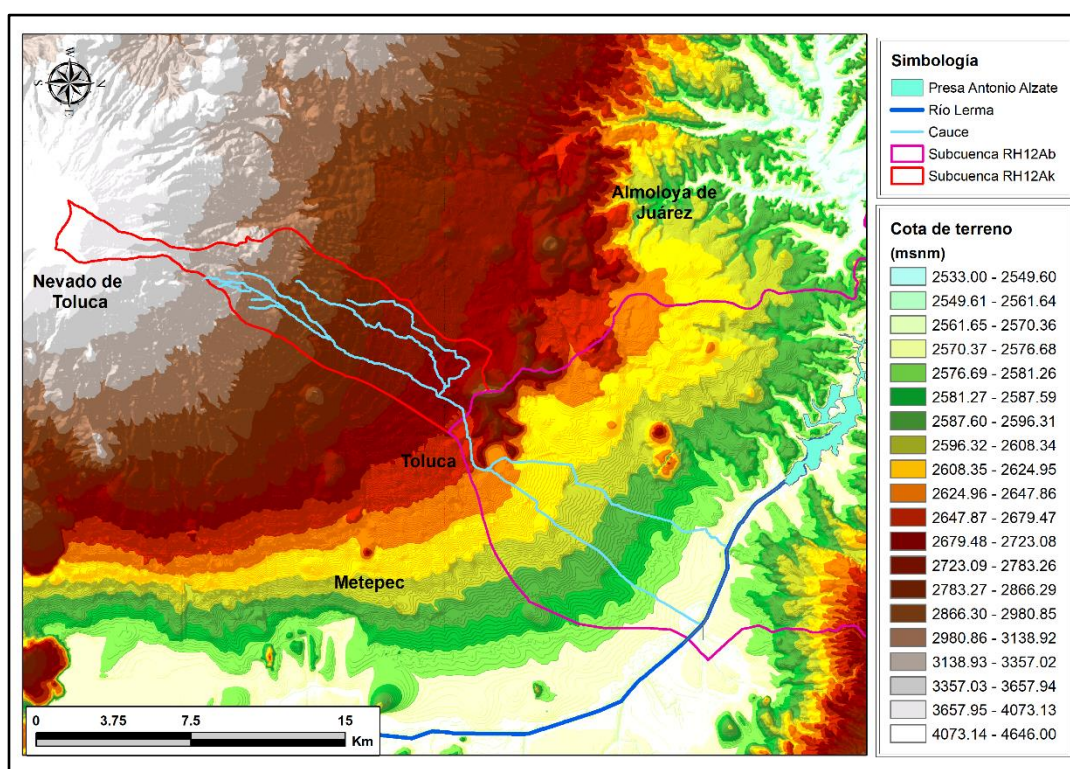


Figura 5.4 Modelo digital de elevaciones de la zona de estudio (INEGI, 2016)

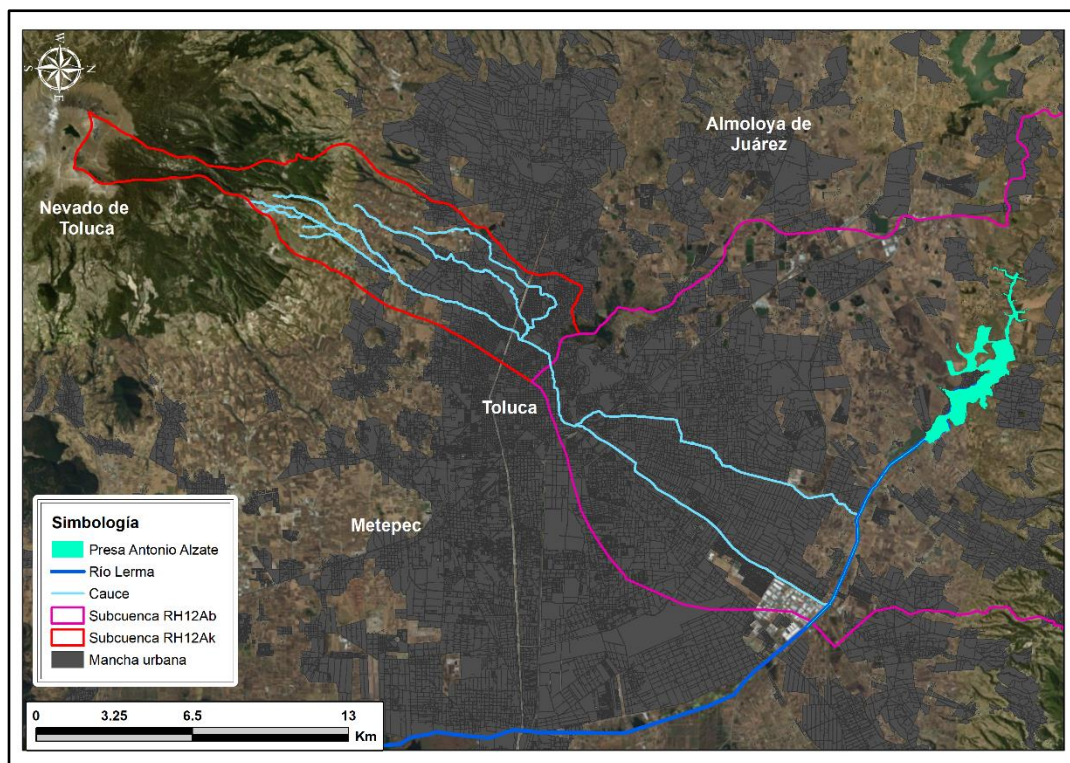


Figura 5.5 Distribución espacial de la mancha urbana y semiurbana en la zona de estudio (INEGI, 2008)

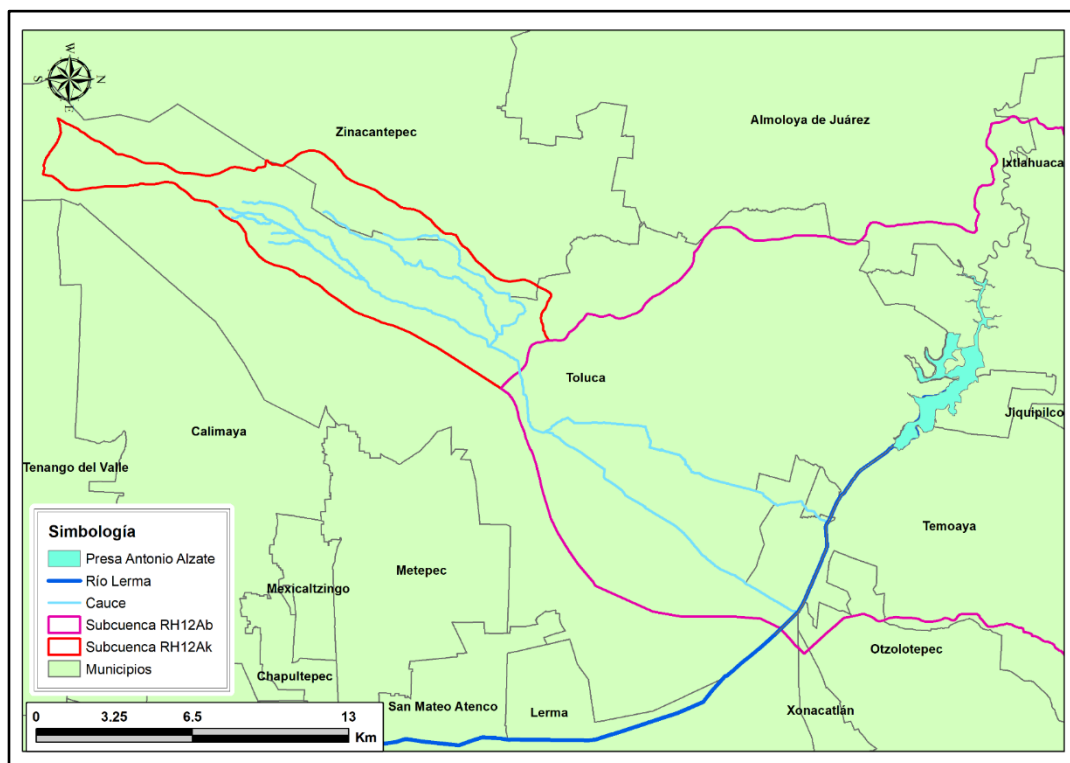


Figura 5.6 Ubicación espacial de la zona de estudio en el marco geoestadístico municipal (INEGI, 2008)

5.1.4 Edafología y Usos de suelo

Los usos de suelo en la zona se encuentran repartidos en 8 categorías predominantes, presentando zonas boscosas en las faldas del nevado de Toluca y zonas agrícolas en la periferia de las zonas urbanas. Como dato importante, el área urbana presenta una extensión de 224.58 km^2 . La figura 5.7 muestra los principales usos de suelo presentes en la zona de estudio según información procesada para el año 2017, repartidas en 20 categorías edafológicas. La distribución espacial de la Edafología del sitio se presenta en la figura 5.8 según datos obtenidos del INEGI.

5.1.5 Infraestructura hidráulica

Debido a la inexistencia de un sistema de drenaje pluvial en la zona se optó por indagar sobre el sistema de drenaje combinado, dicha información puede resumirse en el entramado principal en la ciudad de Toluca sin mostrar detalles de características geométricas salvo en algunos sitios específicos.

La figura 5.9 muestra la red de drenaje combinado (colectores principales y canales) y los principales afluentes existentes en la ciudad de Toluca, estableciendo así una visión general de la dinámica pluvial en la cuenca la cual presenta modificaciones drásticas debido a la urbanización. La figura 5.10 muestra el trazo de la bóveda del río Verdiguél en su recorrido, a través de la ciudad de Toluca, con una longitud de 7.3 km aproximadamente. La figura 5.11 muestra la ubicación en planta de las diferentes secciones transversales conocidas a lo largo del trayecto de la bóveda del río Verdiguél, destacando los cambios drásticos presentes debido al embovedado. En el Anexo II se muestra a detalle cada una de las diferentes secciones.

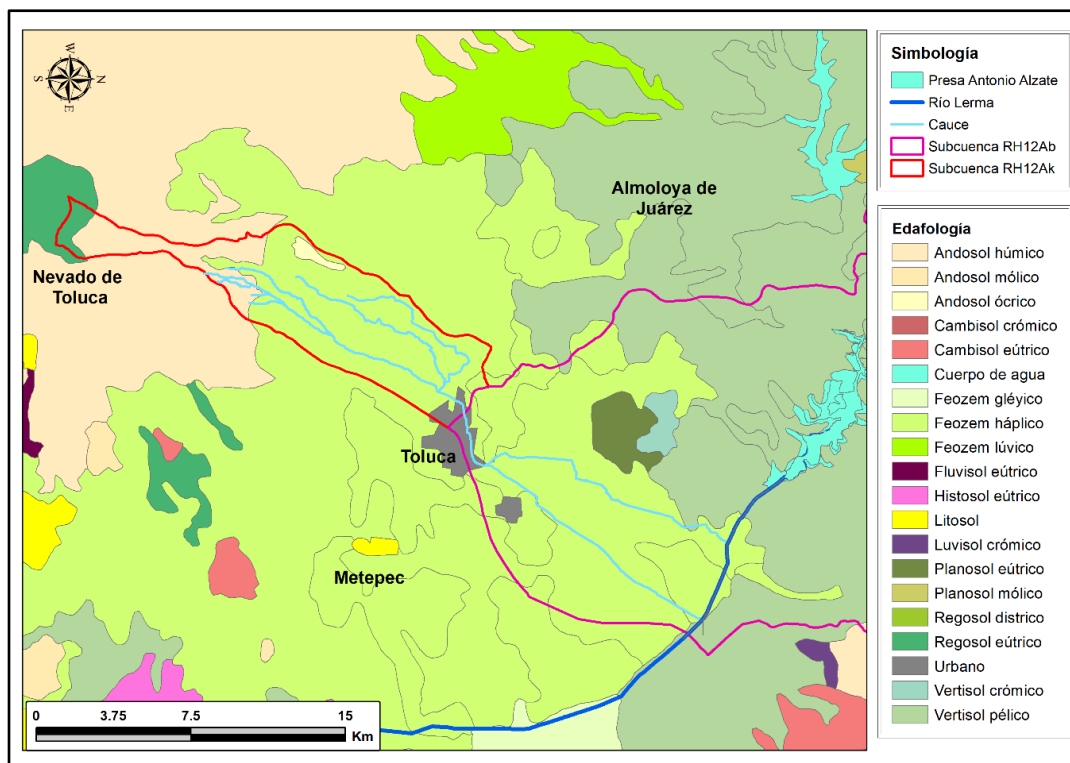


Figura 5.7 Usos de suelo presentes en la zona de estudio (INEGI, 2017)

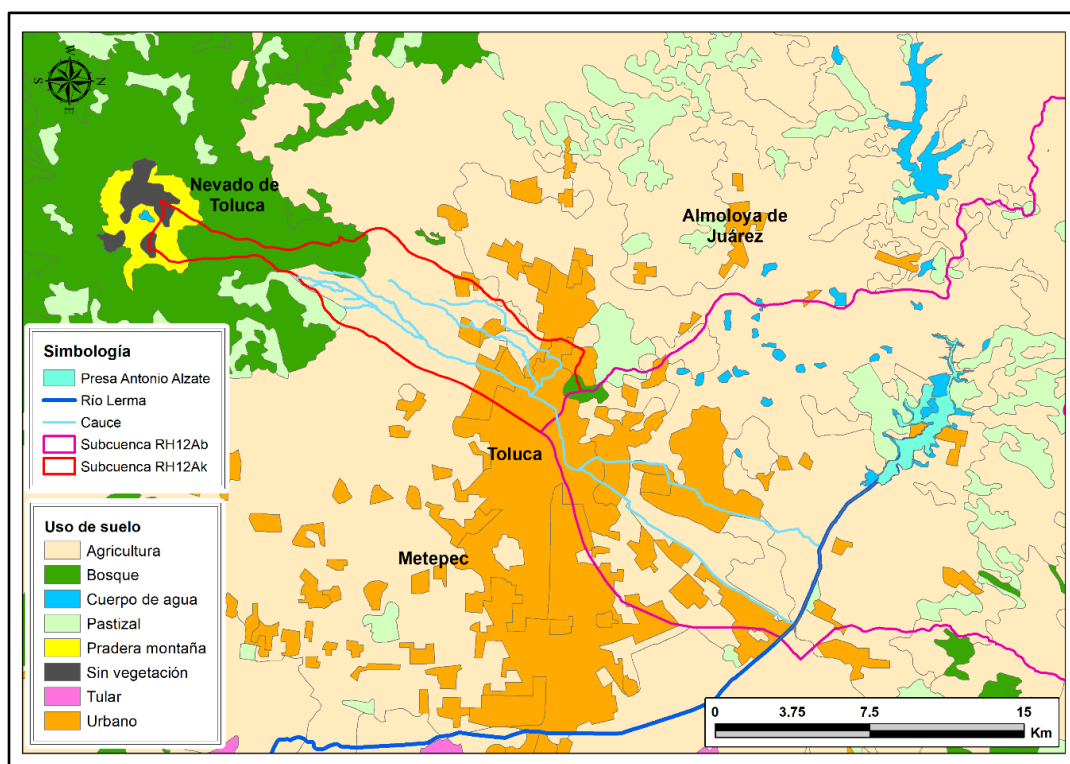


Figura 5.8 Tipo edafológico de suelo en la zona de estudio (INEGI, 2017)

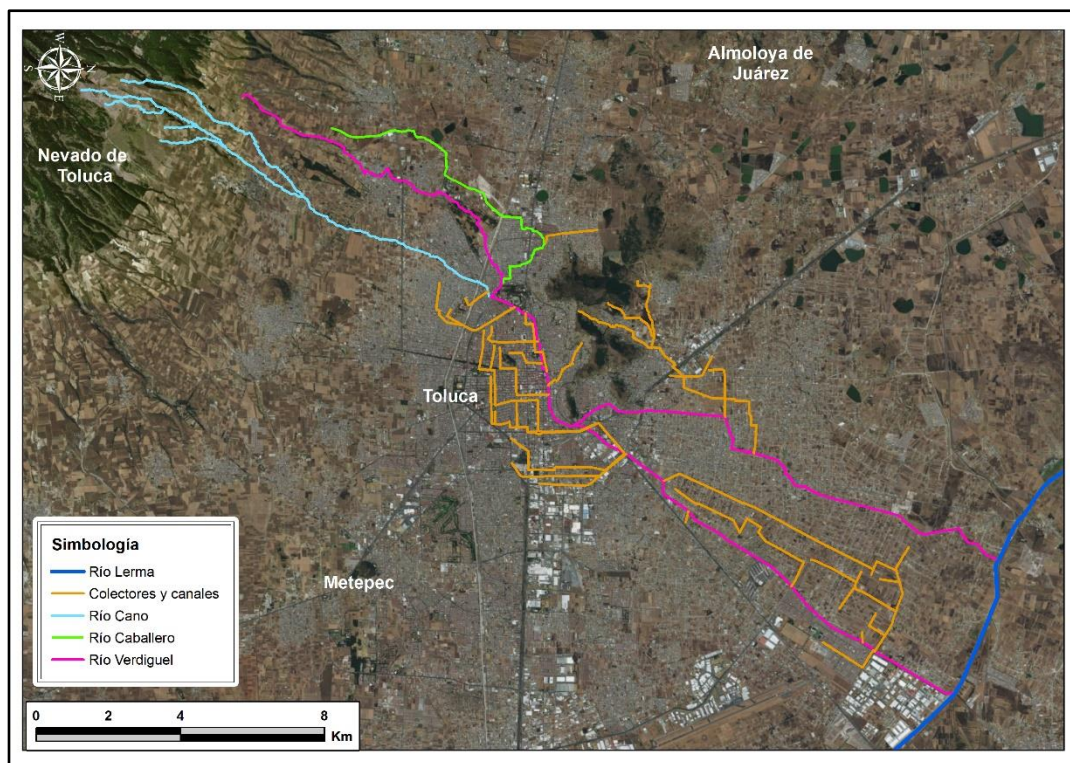


Figura 5.9 Red de drenaje combinado y afluentes en la ciudad de Toluca (AyST, 2019)

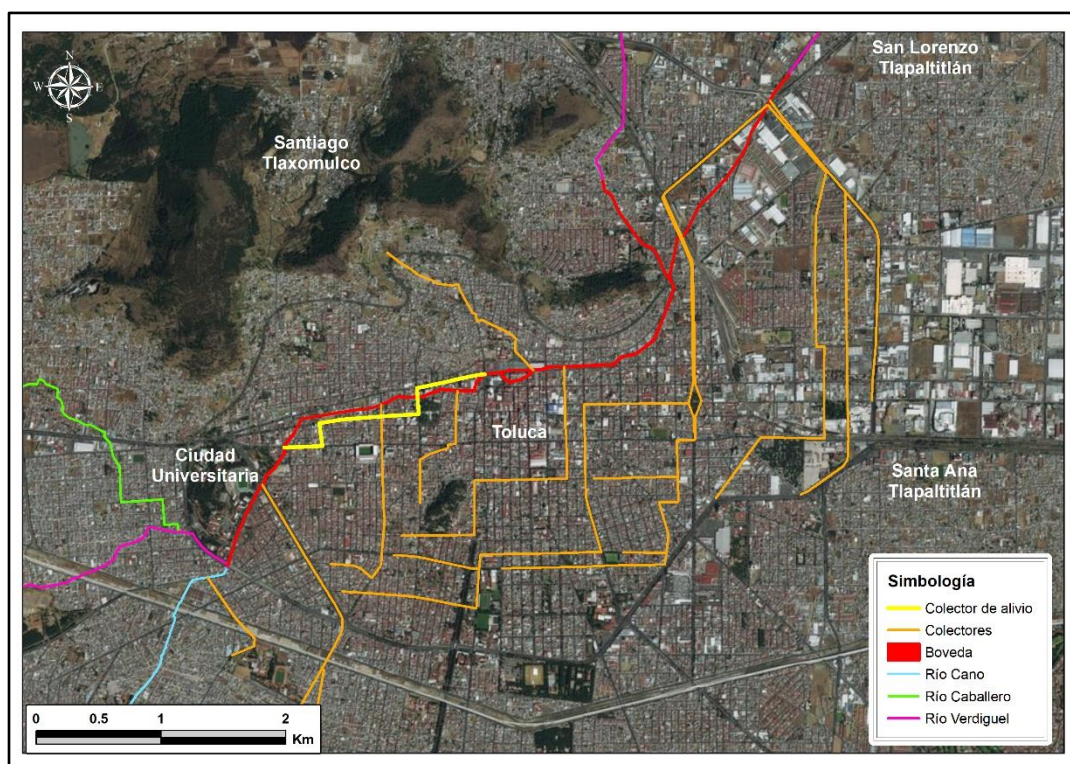


Figura 5.10 Red de drenaje en la ciudad de Toluca (AyST, 2019)

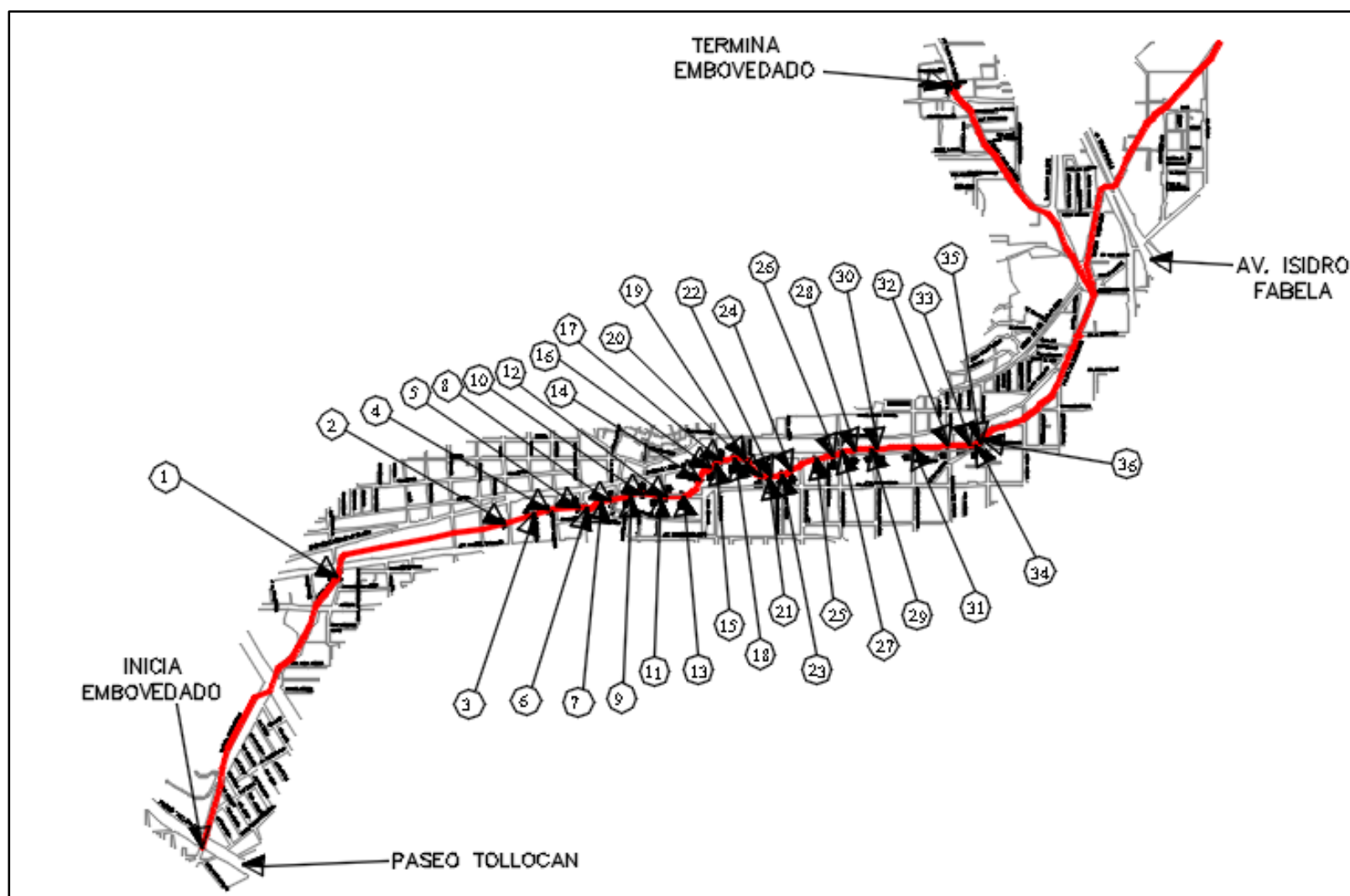


Figura 5.11 Ubicación de las diferentes secciones de la bóveda del río Verdiguel (AyST, 2019)

5.2 Herramienta informática desarrollada

En las siguientes páginas se muestran las principales características de la herramienta desarrollada, para su comprensión, se presentan de manera general y aislada para cada uno de los módulos que la componen. En este apartado, también se exhiben los resultados de un ejemplo didáctico desarrollado para poder comparar los resultados obtenidos con el software existente y los cuales comparten los métodos de análisis incluidos en la herramienta. En el Anexo III se presenta el manual de usuario, en donde se describen las características y elementos de la herramienta a detalle.

La interfaz principal de la herramienta se presenta en la figura 5.12, mediante ella es posible crear, abrir o guardar un proyecto. Los botones de la parte inferior permiten acceder a los diferentes módulos que la componen y en donde se podrán ejecutar las tareas específicas para lo cual fueron diseñados.

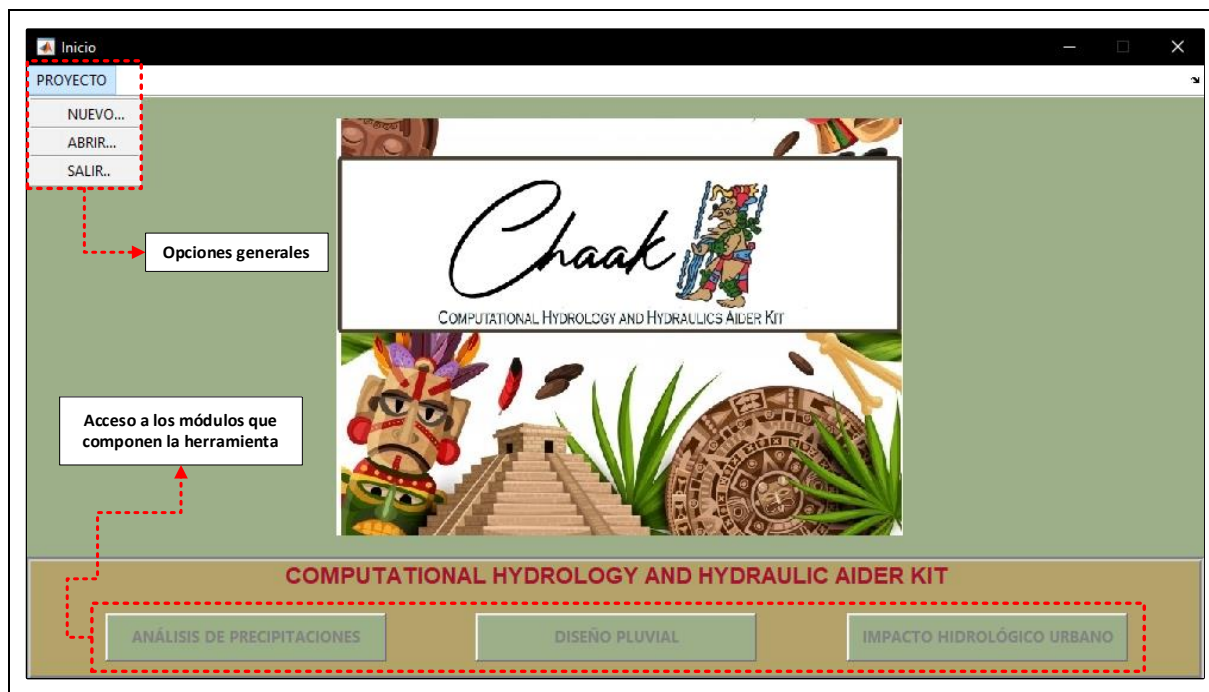


Figura 5.12 Interfaz principal

5.2.1 Módulo: “Curvas IDTr”

Para el desarrollo del módulo se planteó la búsqueda de una interfaz simple e intuitiva para el usuario, estableciendo un apartado inicial desde donde se pueden crear, abrir, guardar y seleccionar el método de cálculo para la obtención de curvas IDTr (figura 5.13). En la figura 5.14 se muestra la interfaz gráfica correspondiente al proceso de cálculo, donde, las diferentes etapas del proceso quedaron agrupadas en pestañas con un orden secuencial de izquierda a derecha.

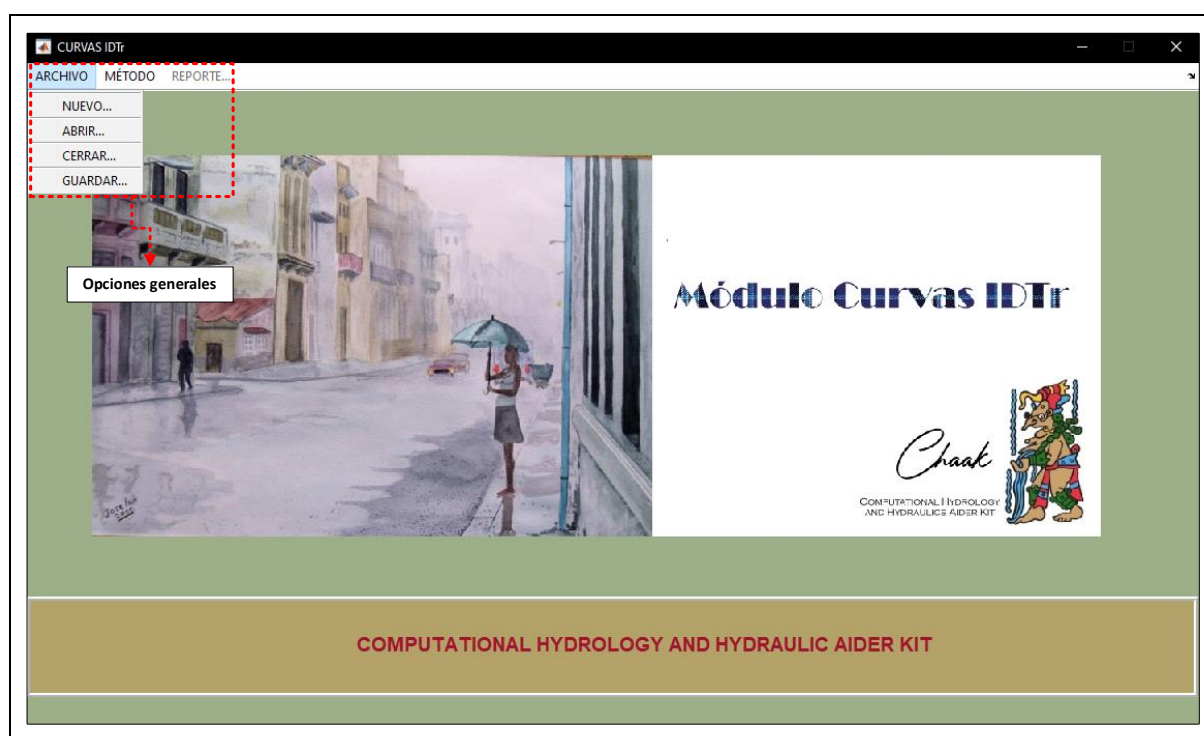


Figura 5.13 Interfaz de acceso al módulo “Curvas IDTr”

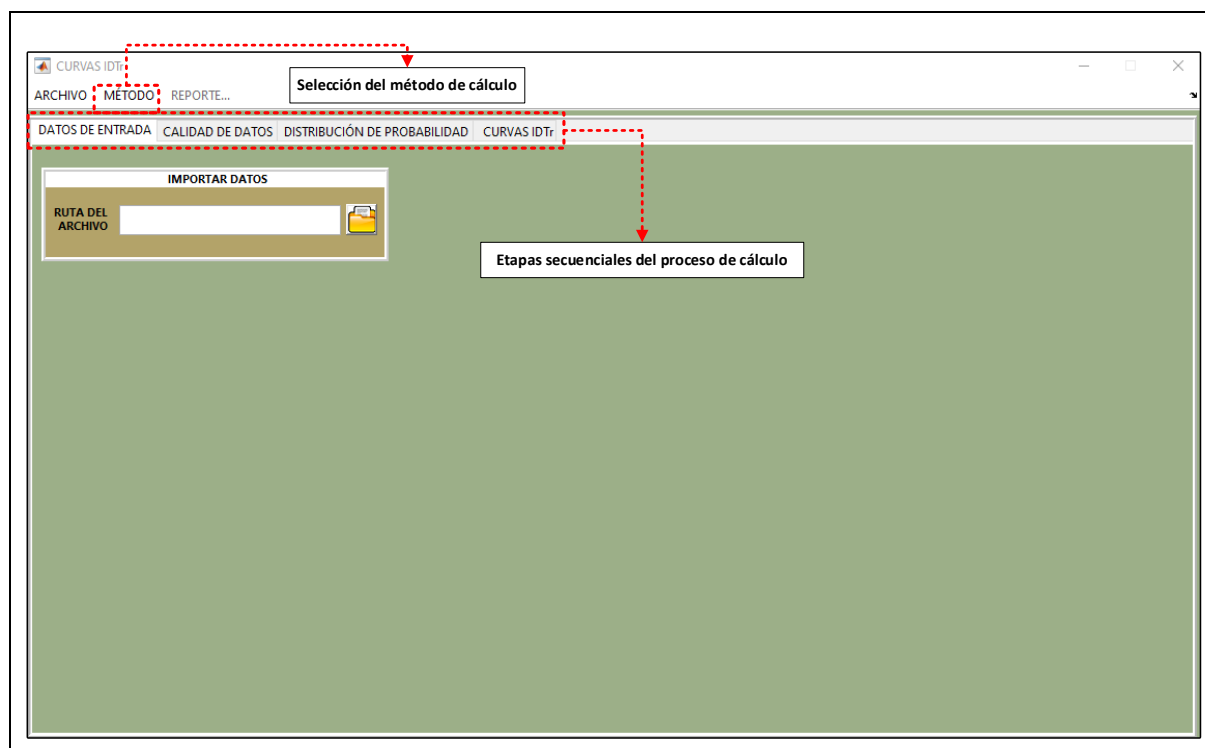


Figura 5.14 Interfaz del proceso de cálculo del módulo “Curvas IDTr”

A continuación, se describe de manera general la interfaz, opciones y resultados a obtener en cada módulo desarrollado.

a) Estimación de curvas IDTr

El flujo de trabajo para la estimación de curvas IDTr se agrupo en cuatro pestañas correspondientes con “Datos de entrada”, “Calidad de datos”, “Ajuste de probabilidad” y “Estimación de curvas IDTr”, las siguientes figuras muestran las interfaces resultantes para cada pestaña.

La figura 5.15 presenta la ventana grafica diseñada para leer las series de precipitación máxima diaria, el objetivo principal es ayudar al usuario a importar y visualizar la información requerida para el cálculo. De forma automática se calculan las estadísticas básicas de los datos, los cuales se agrupan en una tabla en conjunto con su representación gráfica en forma de histograma.

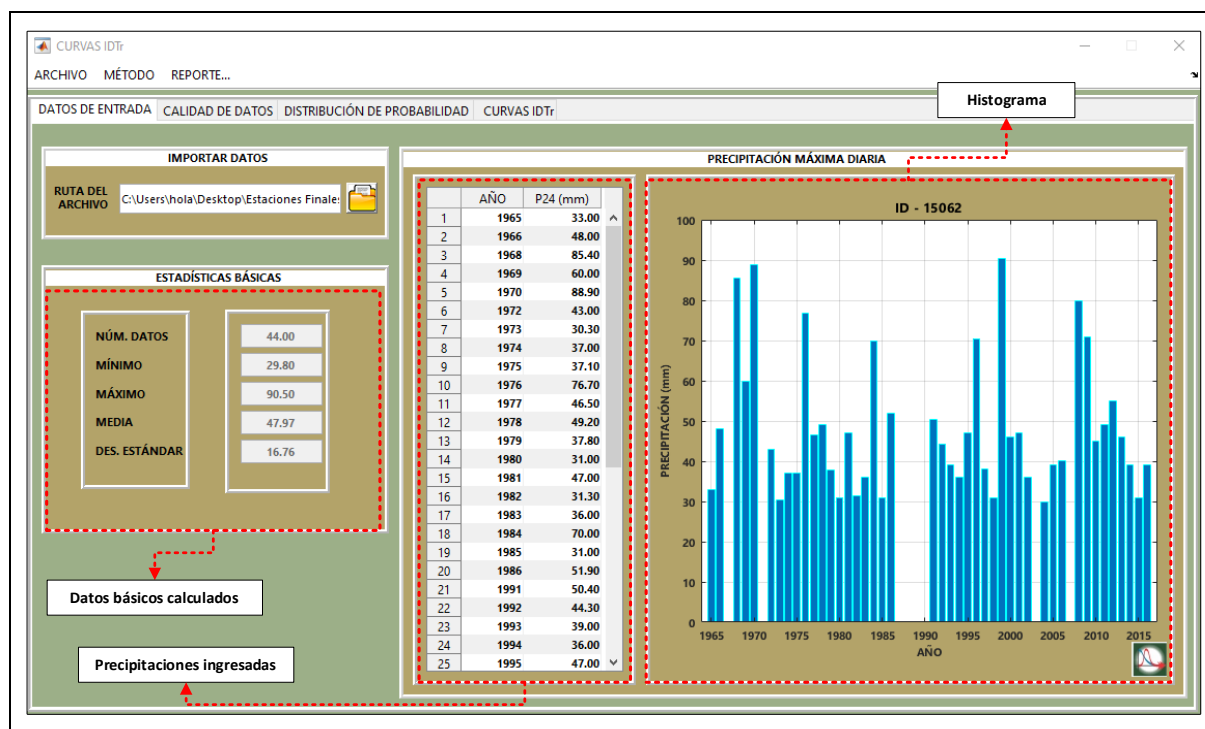


Figura 5.15 Interfaz de usuario para la importación de datos (módulo “Curvas IDTr”)

En la figura 5.16 se muestra la agrupación de las diferentes pruebas de calidad que pueden realizarse a la muestra y la presentación del resultado obtenido. En la figura 5.17 se presenta la ventana donde se agrupan las opciones y resultados relacionados con la función de ajuste de distribución de probabilidad. En la parte izquierda superior se agrupan las diferentes funciones de distribución de probabilidad y pruebas de eficiencia de ajuste disponibles mediante menús desplegables. Los resultados típicos del cálculo se muestran agrupados en una tabla (periodo de retorno, probabilidad de no excedencia, valor de precipitación y límites de confianza según el nivel de confianza). Además, se presenta un gráfico con papel probabilidad según la función de ajuste seleccionada, en conjunto con los intervalos de confianza y datos observados. En la figura 5.18 se muestran la interfaz de cálculo para la estimación de las curvas IDTr, en la parte izquierda se agrupa la información y opciones disponibles para los análisis aglomerados en menús desplegables, botones y cajas de texto. Cabe resaltar que el parámetro de convectividad (R) presenta gran sensibilidad en este tipo de análisis, y al ser un dato proporcionado por el usuario, su estimación queda ligada a lo estipulado en el Cap. 2 de este documento.

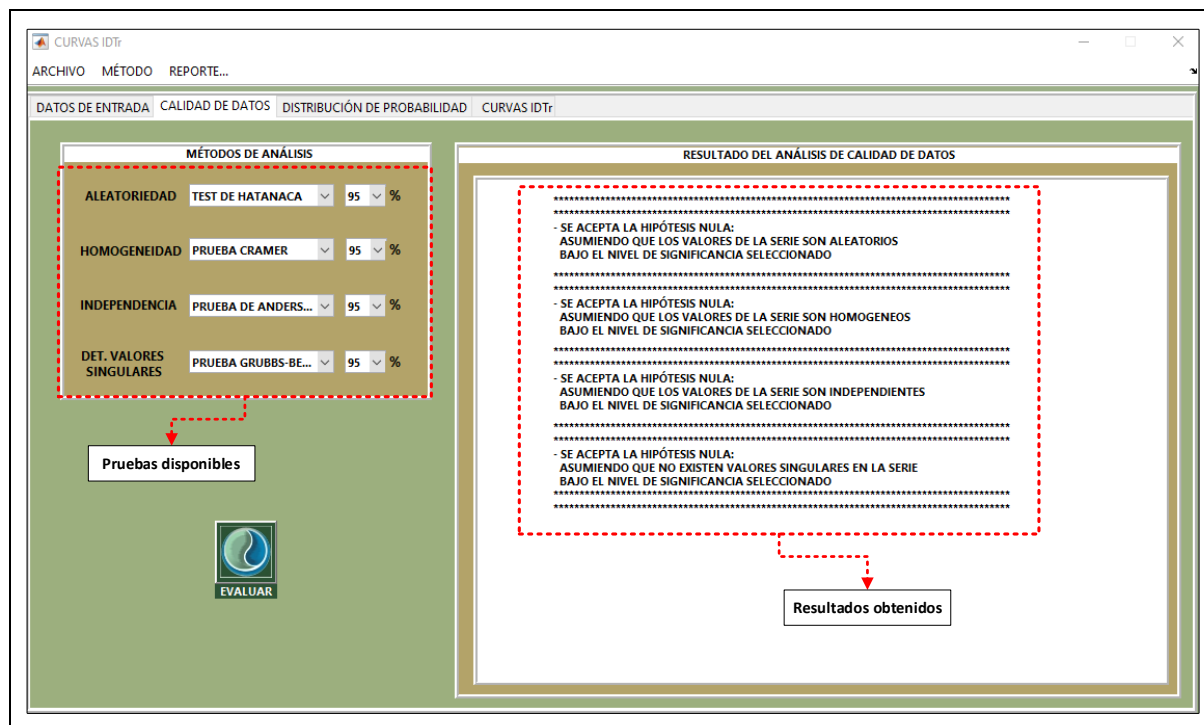


Figura 5.16 Interfaz del módulo referente a las pruebas de calidad de datos para la estimación de curvas IDTr

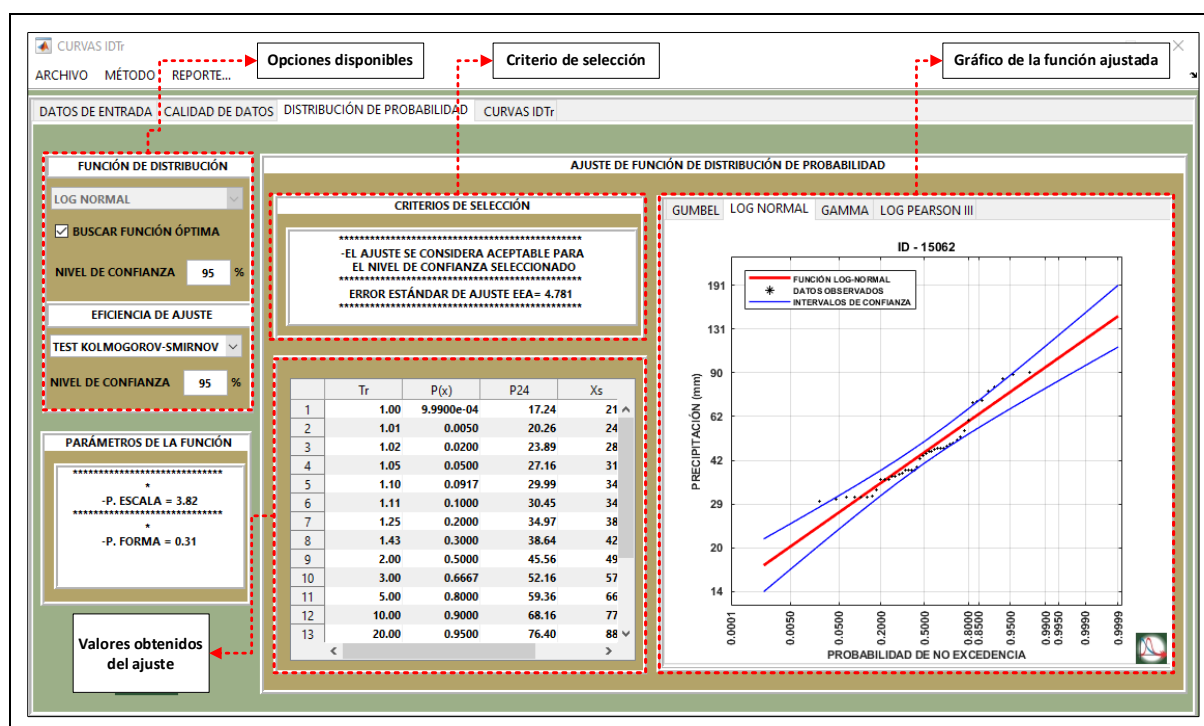


Figura 5.17 Interfaz del módulo referente al ajuste de probabilidad para la estimación de curvas IDTr

En el panel central se muestra la intensidad de precipitación para diferentes duraciones (lámina de precipitación si se elige obtener curvas PDTr) para cada periodo de retorno seleccionado se muestra en forma tabular. Finalmente, en el panel derecho se presenta un gráfico que muestra las curvas IDTr estimadas para cada periodo de retorno ingresado acompañadas de su ecuación característica, con la posibilidad de seleccionar dos tipos de escala (logarítmica o aritmética).

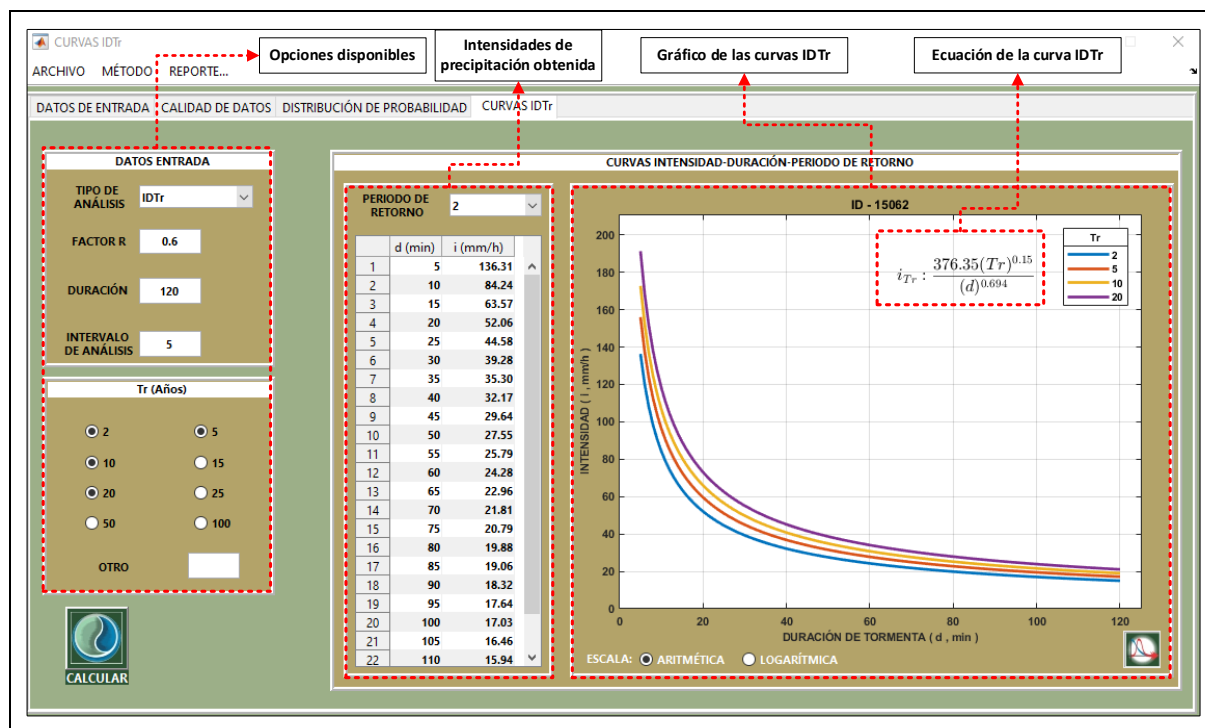


Figura 5.18 Interfaz del módulo referente al ajuste de probabilidad para la estimación de curvas IDTr

b) Construcción de curvas IDTr

La secuencia de trabajo para la construcción de curvas IDTr es análogo al proceso de estimación diferenciándose únicamente en la visualización de datos y resultados ya que ahora se encuentran agrupados para cada serie que integran la muestra. En la figura 5.19, 5.20, 5.21 y 5.22 se muestra la forma en que se organizaron las interfaces “Importación de datos”, “Pruebas de calidad”, “Ajuste de probabilidad” y “Construcción de curvas IDTr”.

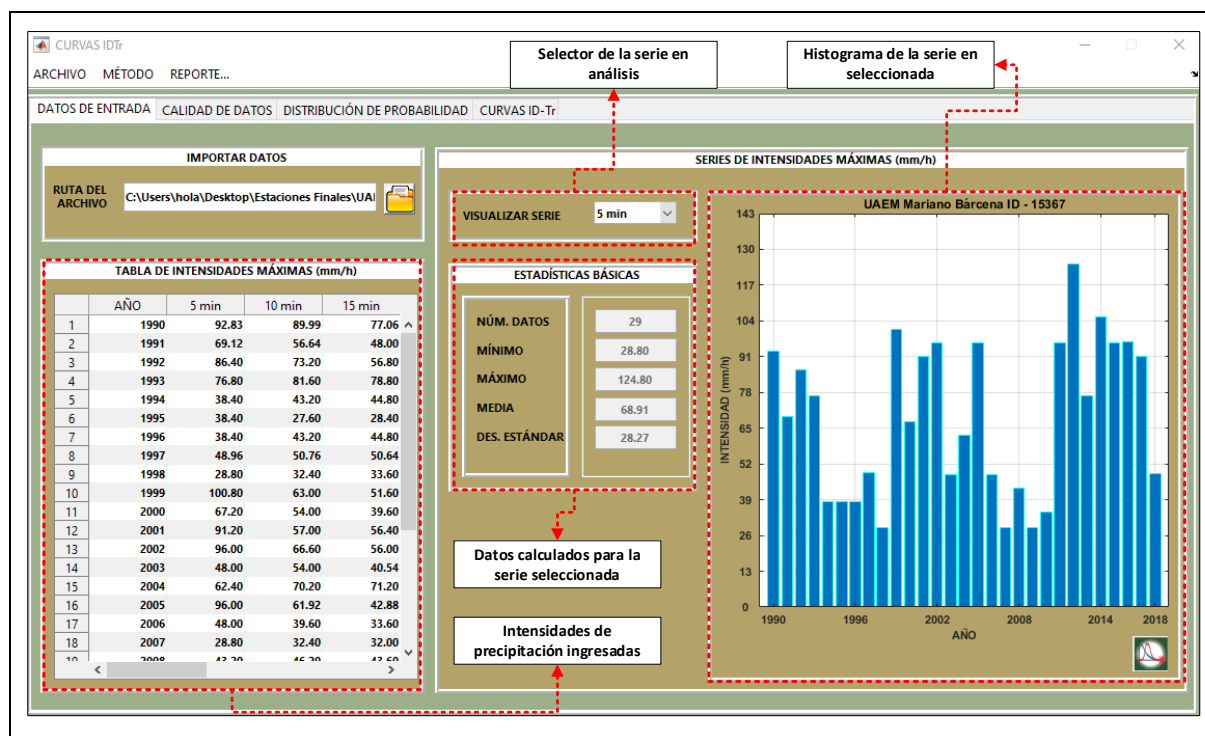


Figura 5.19 Interfaz del módulo referente a la importación de datos para la construcción de curvas IDTr

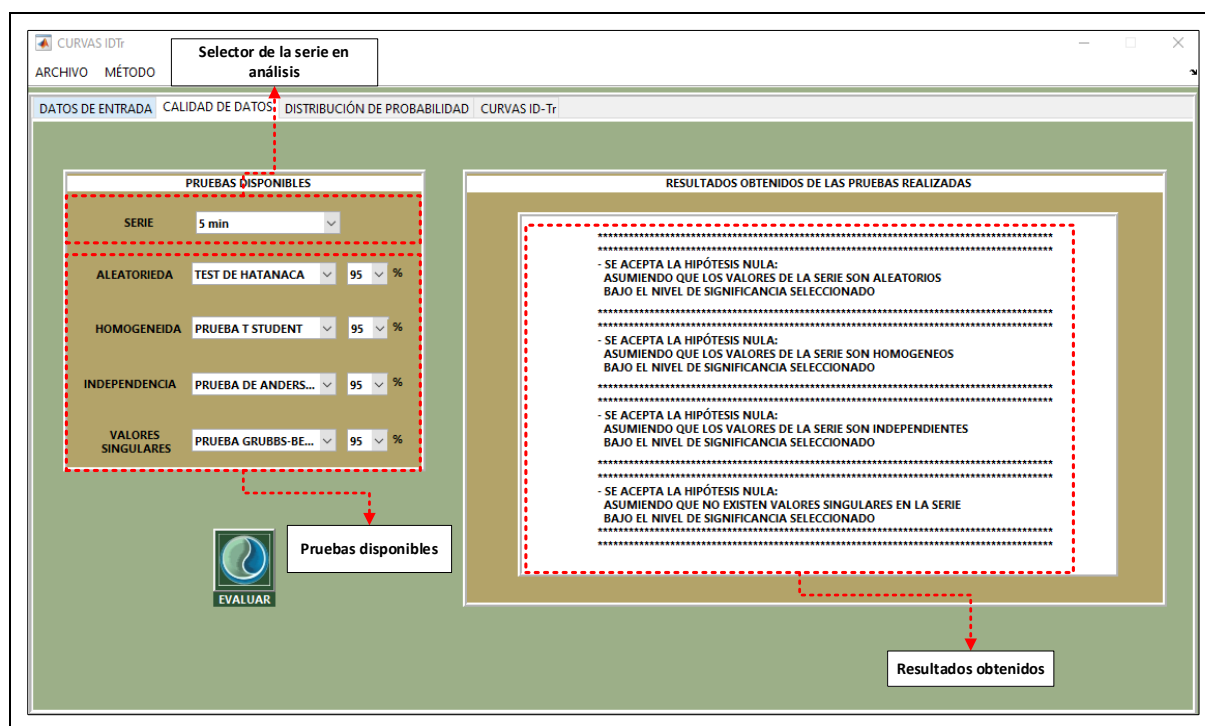
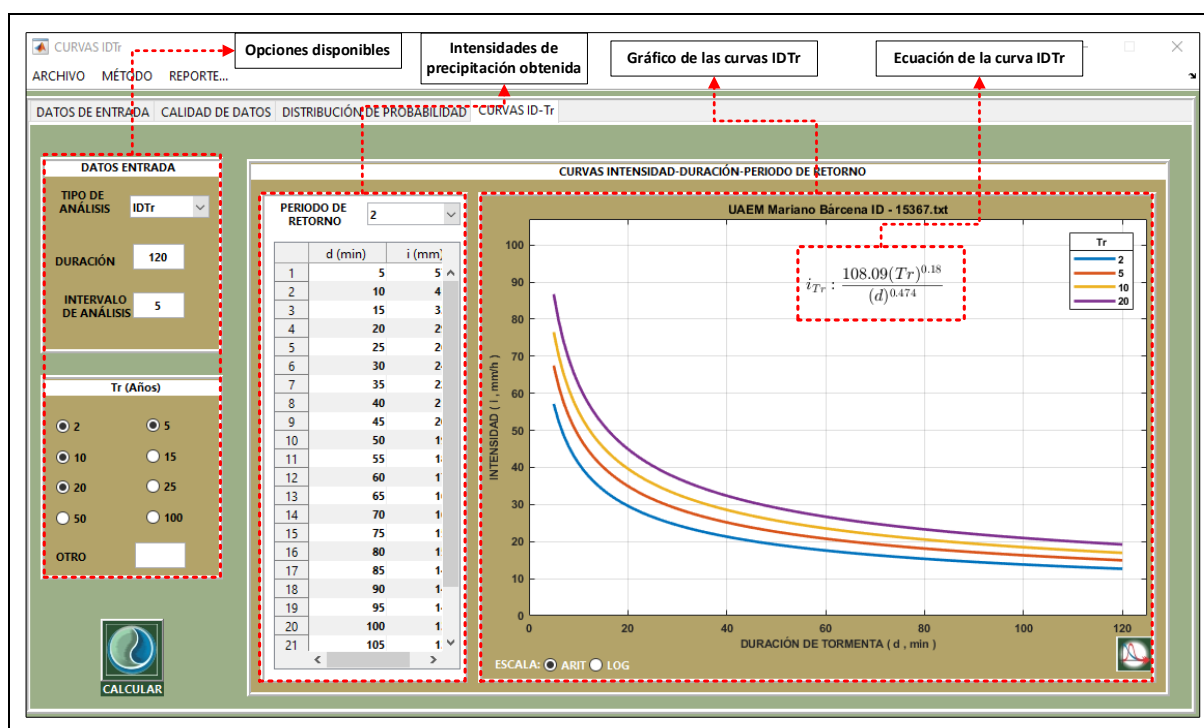
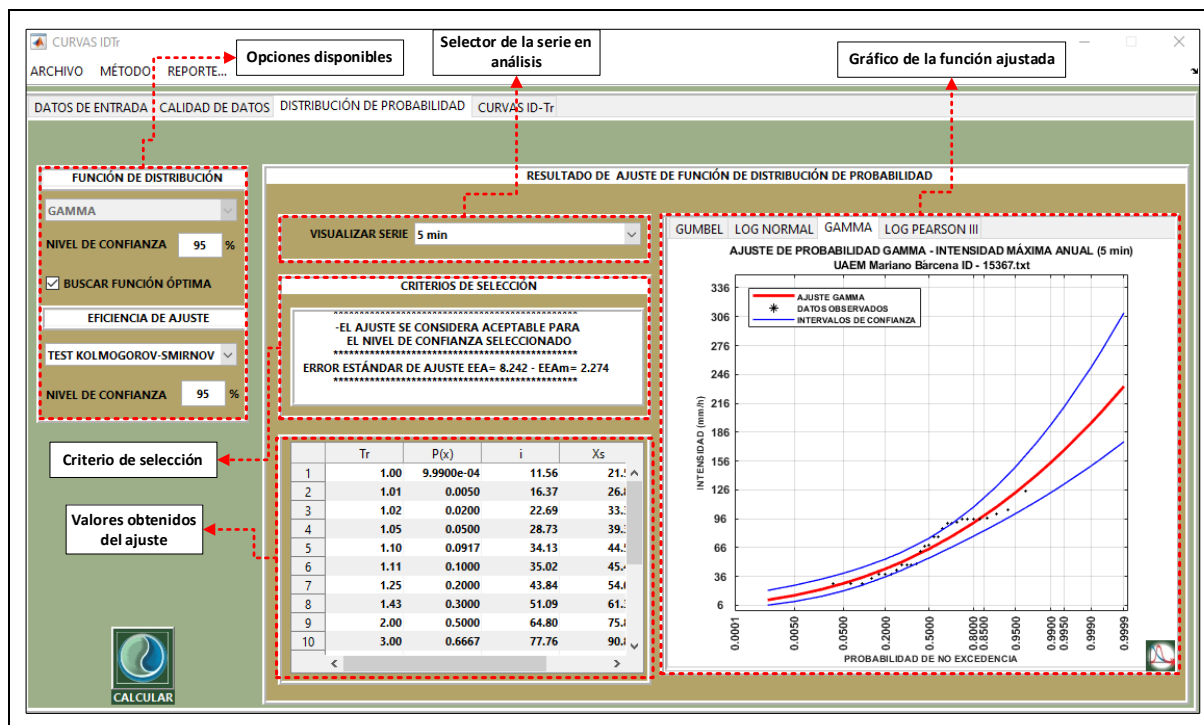


Figura 5.20 Interfaz del módulo referente a las pruebas de calidad de datos para la construcción de curvas IDTr



5.2.2 Módulo: “Drenaje Pluvial”

A continuación, se muestra y describe la interfaz resultante del módulo, la figura 5.23 presenta la pantalla inicial del módulo previa a la creación de un nuevo proyecto. Las opciones y elementos para la configuración de un modelo quedaron agrupados en cuatro áreas bien definidas, la primera ubicada en la parte superior derecha, corresponde a un menú tipo árbol mediante el cual se puede acceder a las opciones y configuraciones disponibles para el modelo. La segunda corresponde a la barra de herramientas mediante la cual se puede configurar el sistema de drenaje pluvial a diseñar. La tercera corresponde a un panel donde pueden visualizarse los elementos que componen el modelo. Finalmente, la cuarta área engloba la superficie en donde se visualizan y trazan los elementos conceptuales del modelo. En figura 5.24 se presentan las áreas antes descritas.

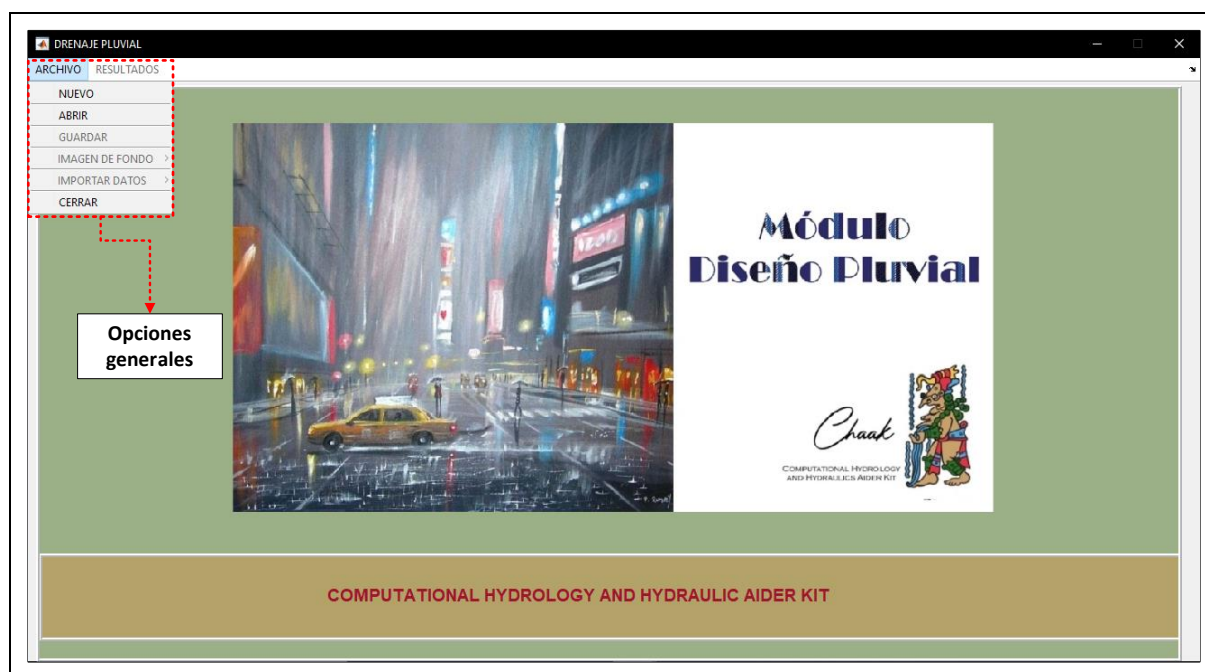


Figura 5.23 Pantalla principal del módulo “Drenaje pluvial”

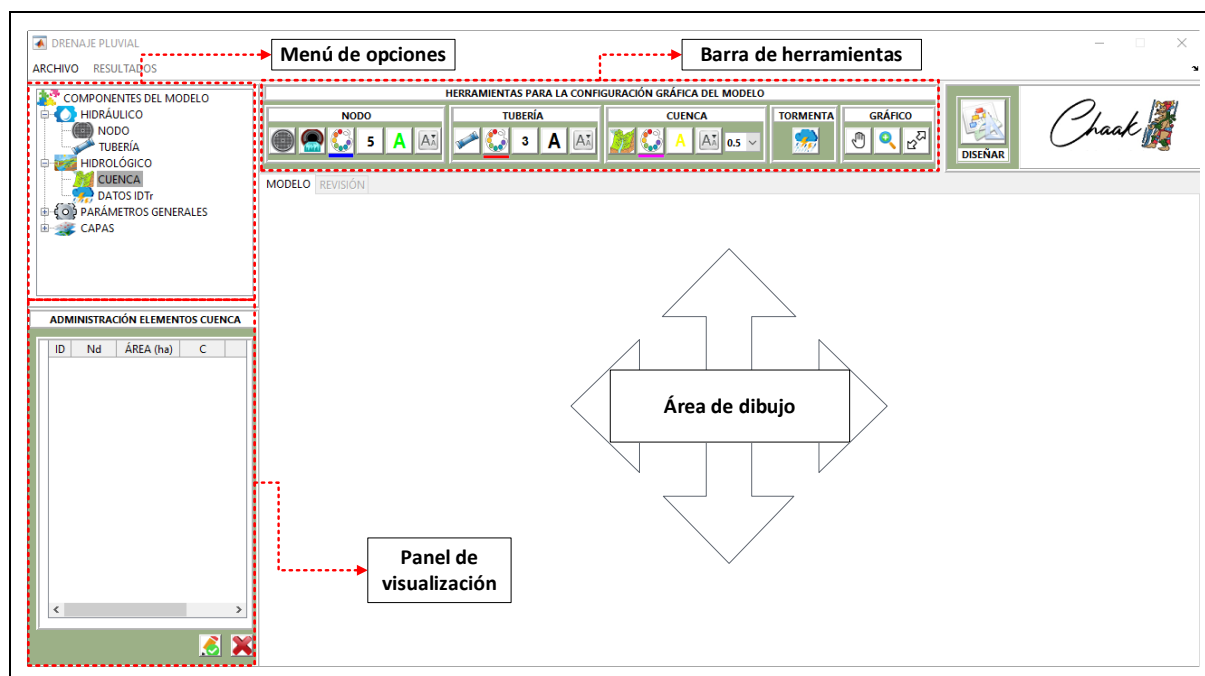


Figura 5.24 Interfaz de trabajo del módulo “Drenaje pluvial”

Siguiendo el diagrama del proceso de flujo planteado en la metodología, se obtuvo como resultado la interfaz completa que permite al usuario realizar el diseño de un sistema de drenaje pluvial convencional siguiendo una serie de pasos estructurados. Las figuras mostradas a continuación describen de manera simplificada el flujo de trabajo típico y las principales opciones implementadas en la interfaz desarrollada.

Por otro lado, es importante subrayar que la ubicación geográfica es parte importante del desarrollo de proyectos pluviales ya que permiten al proyectista tener un plano de referencia para ubicar los diferentes elementos que componen al sistema, por ello se incorporaron en el modelo diferentes opciones con este propósito. La figura 5.25 se pueden observar las diferentes opciones de georreferenciación incorporadas, las cuales corresponden a los formatos más utilizados como referenciación en planta, siendo estas imágenes tipo TIFF, archivos tipo SHP y DXF.

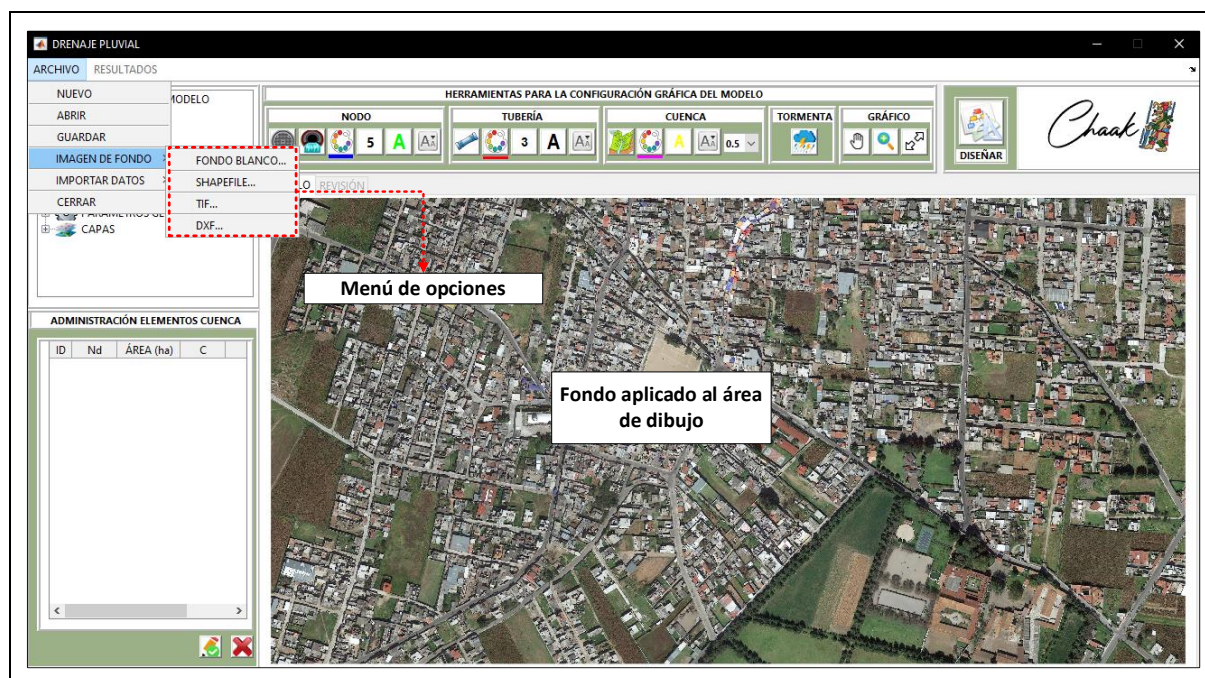


Figura 5.25 Ejemplo de referenciación gráfica para el trazo de la red pluvial, módulo “Drenaje pluvial”

Teniendo la referencia para el trazado es posible comenzar la creación de los diferentes elementos para configurar un sistema pluvial que será objeto de análisis. Las figuras 5.26, 5.27 y 5.28 muestran un esquema general para la creación y edición de los diferentes elementos del sistema, es decir, “Nodo”, “Tubería” y “Cuenca”. Para cada elemento pueden editarse las opciones de tamaño y color, caso similar con respecto a las etiquetas. Además, conforme el usuario va creando elementos se pueden asignar sus características requeridas, las cuales pueden editarse y visualizarse en la parte izquierda de la interfaz, agrupadas en tablas según el elemento.

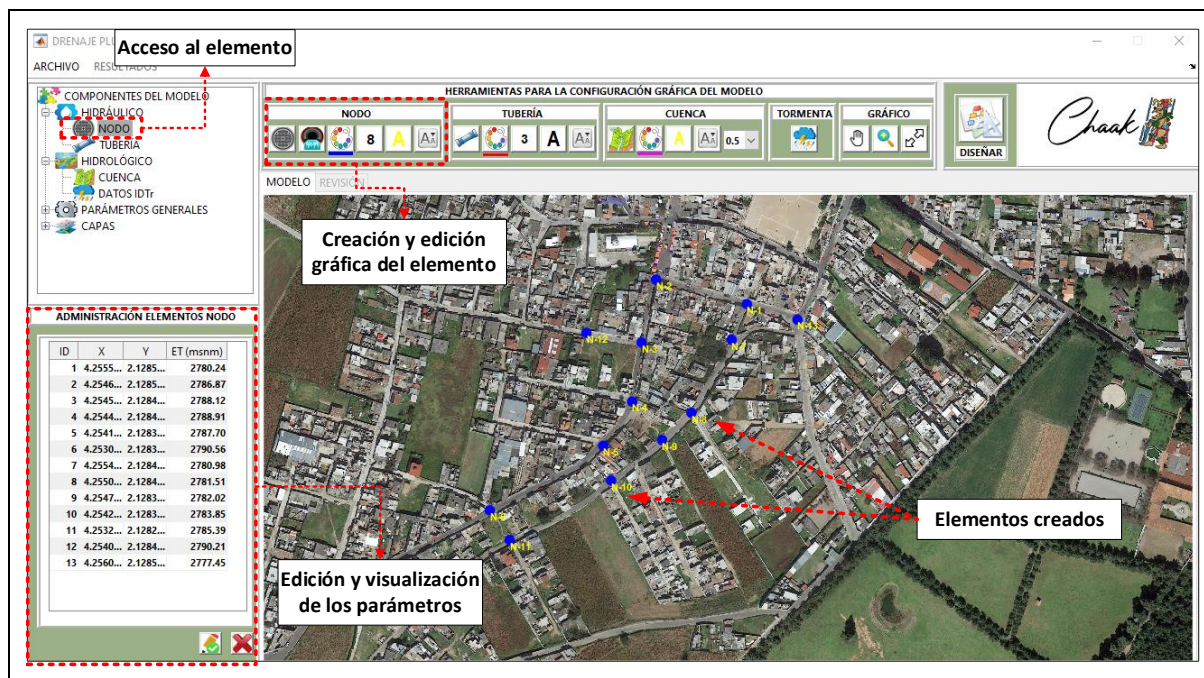


Figura 5.26 Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Nodo”, módulo “Drenaje pluvial”

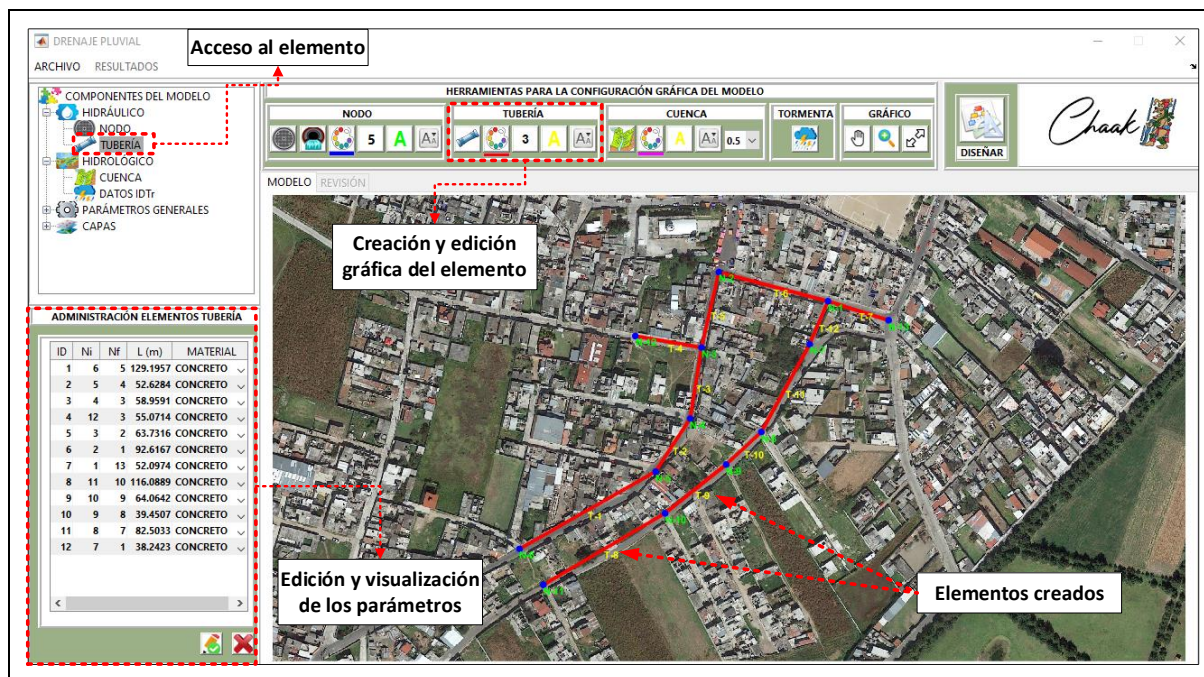


Figura 5.27 Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Tubería”, módulo “Drenaje pluvial”

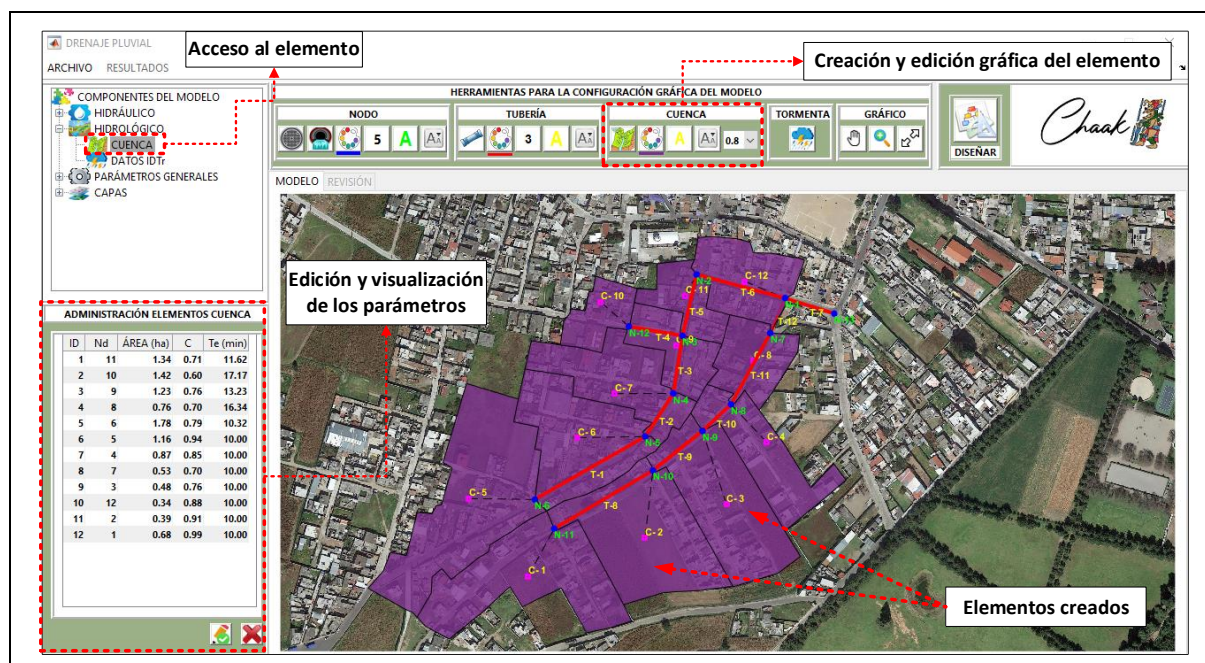


Figura 5.28 Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Cuenca”, módulo “Drenaje pluvial”

Una vez configurado el modelo es necesario ingresar información adicional requerida para el diseño. En la figura 5.29 se muestra la forma en que se pueden ingresar los datos de precipitación requeridos, destacando la posibilidad de obtenerlos de manera directa del módulo “Curvas IDTr”.

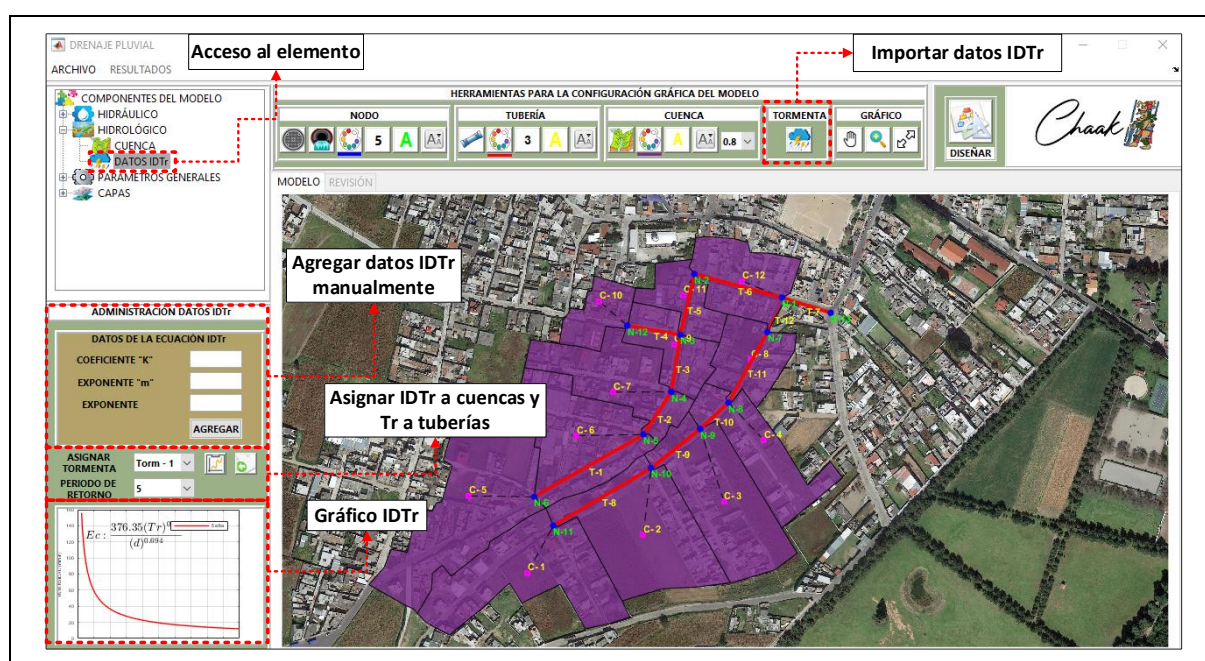


Figura 5.29 Ingreso e importación de curvas IDTr, módulo “Drenaje pluvial”

Finalmente, parte indispensable para un diseño es disponer de una base de datos que contenga los diferentes diámetros y materiales comerciales de tuberías según los requerimientos del proyecto. En la figura 5.30 a) se muestra el manejo de los diámetros y tipos de tuberías, resaltando que la interfaz permite importar datos creados por el usuario donde se especifiquen las características básicas de los elementos, de tal forma que, se obtenga una gran versatilidad en el manejo de la información. En la figura 5.30 b) se presenta el formato requerido para importar un catálogo de tuberías a considerar en el diseño.

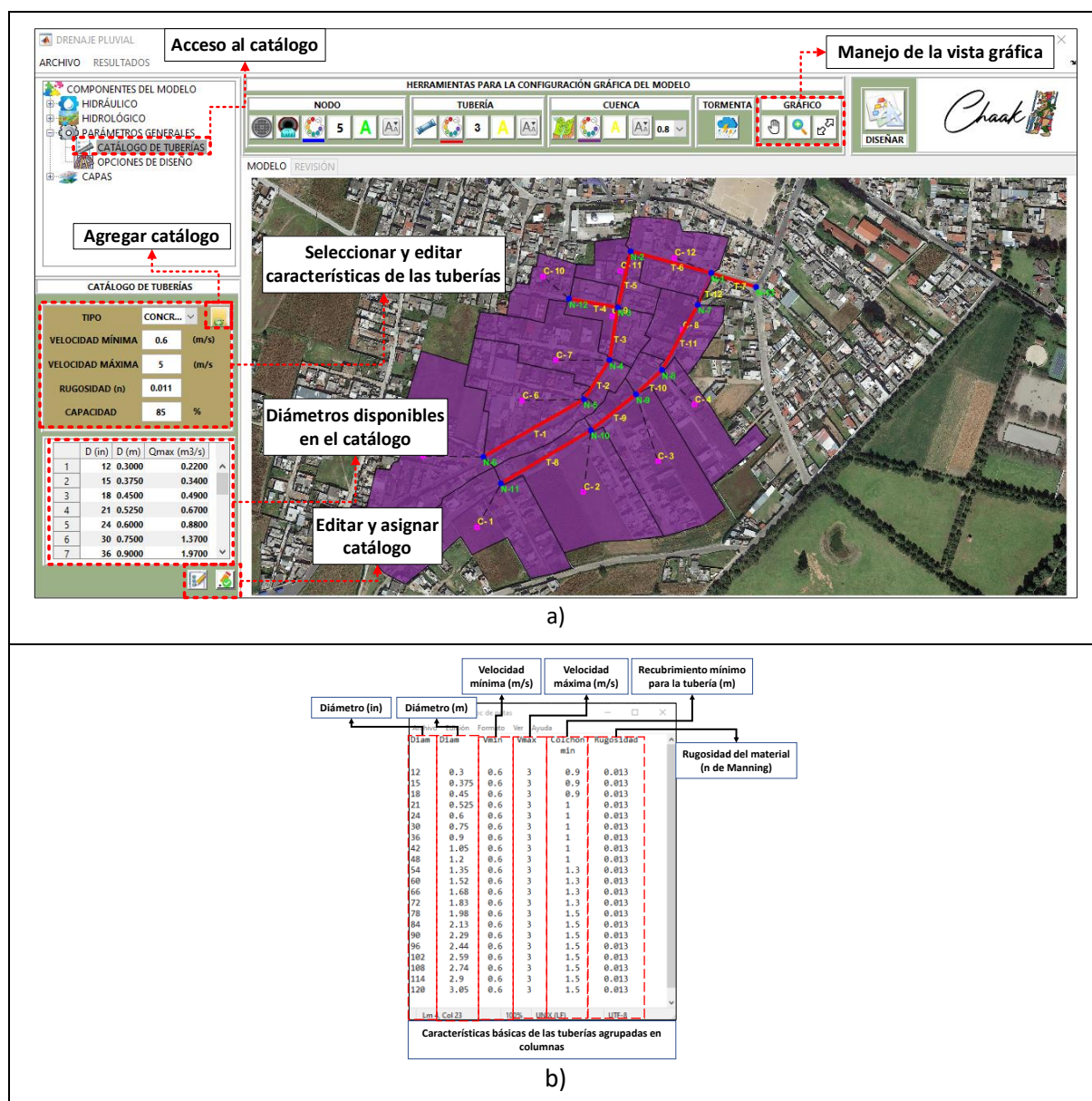


Figura 5.30 Catálogo de tuberías “Drenaje pluvial”; a) Asignación y edición de tuberías; b) Formato requerido para la importación de catálogos de tuberías.

Otra característica importante del software es la capacidad de importar datos de los diferentes elementos del sistema de drenaje con la finalidad de agilizar el proceso de dibujo. La forma de importar dichos datos es mediante archivos tipo texto (txt) o shape file (SHP) con un formato predefinido. En la figura 5.31, 5.32 y 5.33 se muestra el formato requerido para importar elementos “Nodo”, “Tubería” y “Cuenca” mediante archivos tipo texto, respecto a los formatos SHP es necesario que estos contengan campos donde se agrupe la misma información que en los archivos tipo texto.

Coordenadas X Y para la ubicación espacial del elemento		Elevación de terreno (msnm)																																										
*Nodo: Bloc de notas Archivo Edición Formato Ver Ayuda <table> <tr> <th>Coordenada X</th><th>Coordenada Y</th><th>Elevación</th></tr> <tr><td>425553.4772</td><td>2128473.983</td><td>2780.24</td></tr> <tr><td>425464.0372</td><td>2128497.879</td><td>2781.60</td></tr> <tr><td>425449.7673</td><td>2128435.98</td><td>2782.03</td></tr> <tr><td>425440.4752</td><td>2128377.814</td><td>2782.91</td></tr> <tr><td>425412.0271</td><td>2128334.181</td><td>2783.10</td></tr> <tr><td>425300.5103</td><td>2128270.645</td><td>2783.56</td></tr> <tr><td>425538.5017</td><td>2128438.795</td><td>2780.98</td></tr> <tr><td>425498.8582</td><td>2128366.724</td><td>2781.51</td></tr> <tr><td>425469.9445</td><td>2128339.885</td><td>2782.02</td></tr> <tr><td>425419.8514</td><td>2128299.95</td><td>2782.85</td></tr> <tr><td>425320.0637</td><td>2128241.318</td><td>2783.39</td></tr> <tr><td>425395.5382</td><td>2128445.575</td><td>2783.21</td></tr> <tr><td>425603.2015</td><td>2128458.456</td><td>2779.50</td></tr> </table> Lm 1, Col 41 100% Windows (CRLF) UTF-8			Coordenada X	Coordenada Y	Elevación	425553.4772	2128473.983	2780.24	425464.0372	2128497.879	2781.60	425449.7673	2128435.98	2782.03	425440.4752	2128377.814	2782.91	425412.0271	2128334.181	2783.10	425300.5103	2128270.645	2783.56	425538.5017	2128438.795	2780.98	425498.8582	2128366.724	2781.51	425469.9445	2128339.885	2782.02	425419.8514	2128299.95	2782.85	425320.0637	2128241.318	2783.39	425395.5382	2128445.575	2783.21	425603.2015	2128458.456	2779.50
Coordenada X	Coordenada Y	Elevación																																										
425553.4772	2128473.983	2780.24																																										
425464.0372	2128497.879	2781.60																																										
425449.7673	2128435.98	2782.03																																										
425440.4752	2128377.814	2782.91																																										
425412.0271	2128334.181	2783.10																																										
425300.5103	2128270.645	2783.56																																										
425538.5017	2128438.795	2780.98																																										
425498.8582	2128366.724	2781.51																																										
425469.9445	2128339.885	2782.02																																										
425419.8514	2128299.95	2782.85																																										
425320.0637	2128241.318	2783.39																																										
425395.5382	2128445.575	2783.21																																										
425603.2015	2128458.456	2779.50																																										
Datos de entrada para los elementos “Nodo” agrupados en columnas																																												

Figura 5.31 Formato requerido para importar elementos “Nodo”, módulo “Drenaje pluvial”

Nodo inicial y final del elemento		Longitud de tubería (m)
Inicio	Fin	Longitud
6	5	129.20
5	4	52.63
4	3	58.96
12	3	55.07
3	2	63.73
2	1	92.62
1	13	52.10
11	10	116.09
10	9	64.06
9	8	39.45
8	7	82.50
7	1	38.24

Datos de entrada para los elementos "Tubería" agrupados en columnas

Figura 5.32 Formato requerido para importar elementos "Tubería", módulo "Drenaje pluvial"

Nodo de descarga directa	Área de la cuenca (ha)	Coefficiente de escorrentía	Tiempo de entrada al sistema (min)
Descarga	Area	C	T. Entrada
11	1.34	0.71	11.62
10	1.42	0.6	7.18
9	1.23	0.76	6.05
8	0.76	0.7	14.65
6	1.78	0.78	10.32
5	1.16	0.93	6.74
4	0.87	0.85	9.80
7	0.53	0.7	8.38
3	0.48	0.76	6.85
12	0.34	0.87	6.08
2	0.39	0.91	6.69
1	0.68	0.98	5.69

Datos de entrada para los elementos "Cuenca" agrupados en columnas

Figura 5.33 Formato requerido para importar elementos "Cuenca", módulo "Drenaje pluvial"

Una vez configurado el modelo y parámetros requeridos se puede proceder al cálculo. En la figura 5.34 se muestra una vista en planta de los resultados y las principales características obtenidas del diseño, elevaciones de rasante y terreno para cada nodo, respecto a las tuberías se muestra el diámetro obtenido, longitud y pendiente de diseño.

Con la información obtenida se estableció un esquema de colores según la dimensión del diámetro. Cabe destacar que esta nomenclatura puede editarse a gusto del usuario, de la misma forma que con el catálogo de tuberías, ingresando el color preferido en formato RGB.

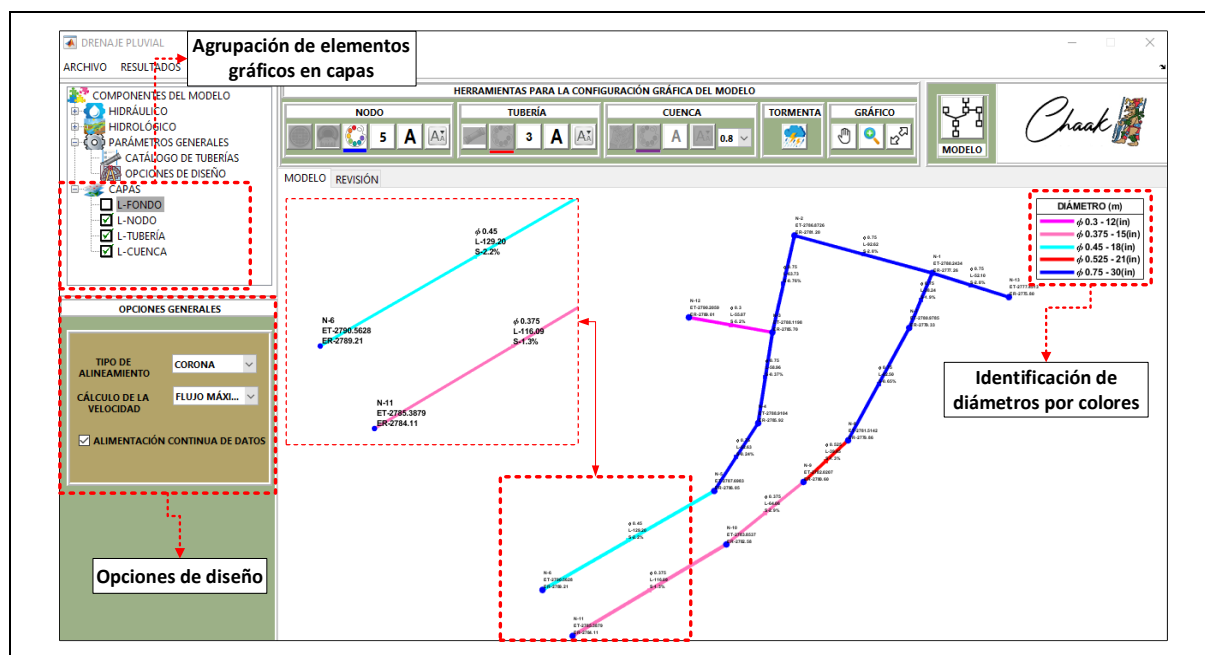


Figura 5.34 Resultados diseño de un sistema convencional, módulo “Drenaje pluvial”

Adicionalmente, en la pestaña “Resultados” puede accederse a los datos obtenidos mediante tablas presentadas a manera resumen o agrupados para cada elemento. En la figura 5.35 se muestra la interfaz y formato en que se presentan, las características principales se resumen en el diámetro obtenido para cada tubería, caudal y pendiente de diseño, tirante máximo, elevación de terreno y rasante, área total drenada al nodo y tiempos de concentración e intensidad de precipitación utilizada en el diseño. Otro resultado importante y que el módulo es capaz de obtener de manera automática, es la visualización gráfica del perfil de la red de drenaje diseñada en conjunto con las secciones transversales y el tirante alcanzado para el flujo de diseño bajo condiciones de flujo normal, accediendo mediante la pestaña revisión ubicada en la parte superior del área de dibujo. En la figura 5.36 y 5.37. se muestra un ejemplo del perfil dibujado por el módulo y los detalles que este presenta.

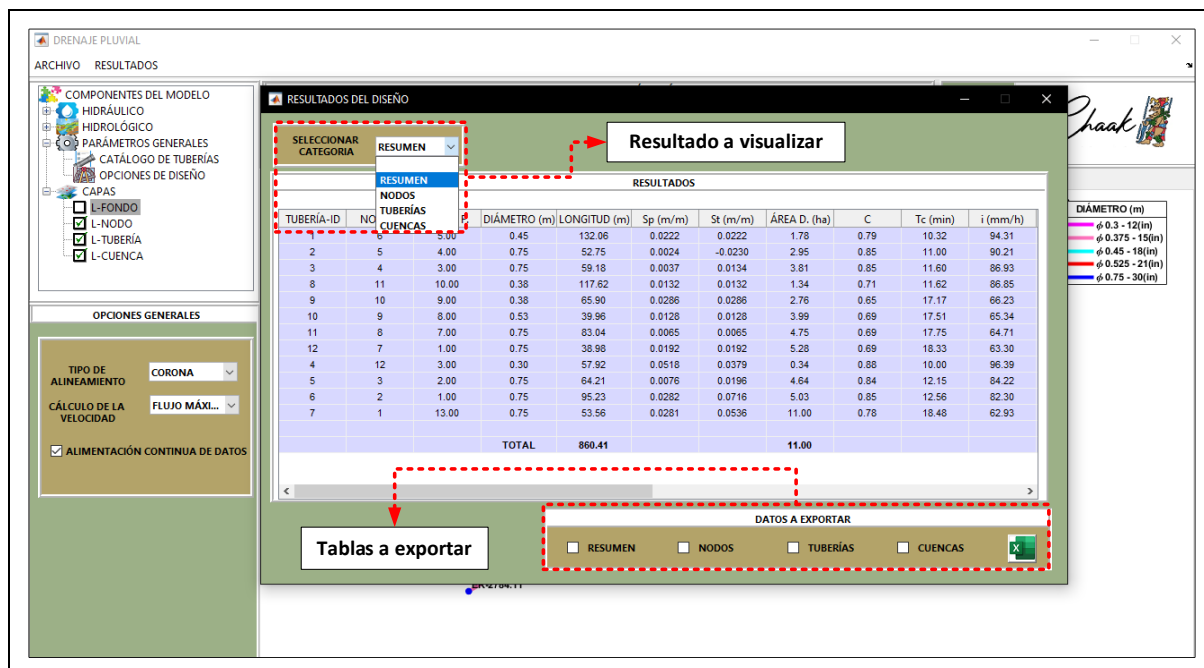


Figura 5.35 Resultados tabulares obtenidos del diseño agrupados en categorías, módulo “Drenaje pluvial”

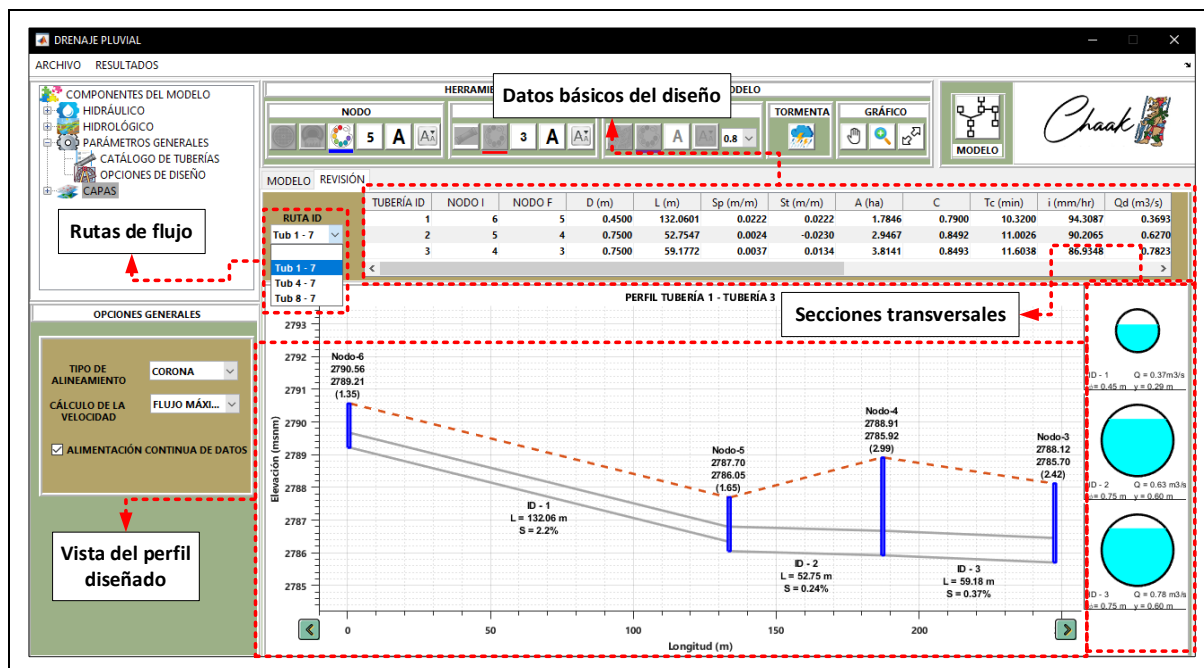


Figura 5.36 Panel para la visualización de resultados gráficos, módulo “Drenaje pluvial”

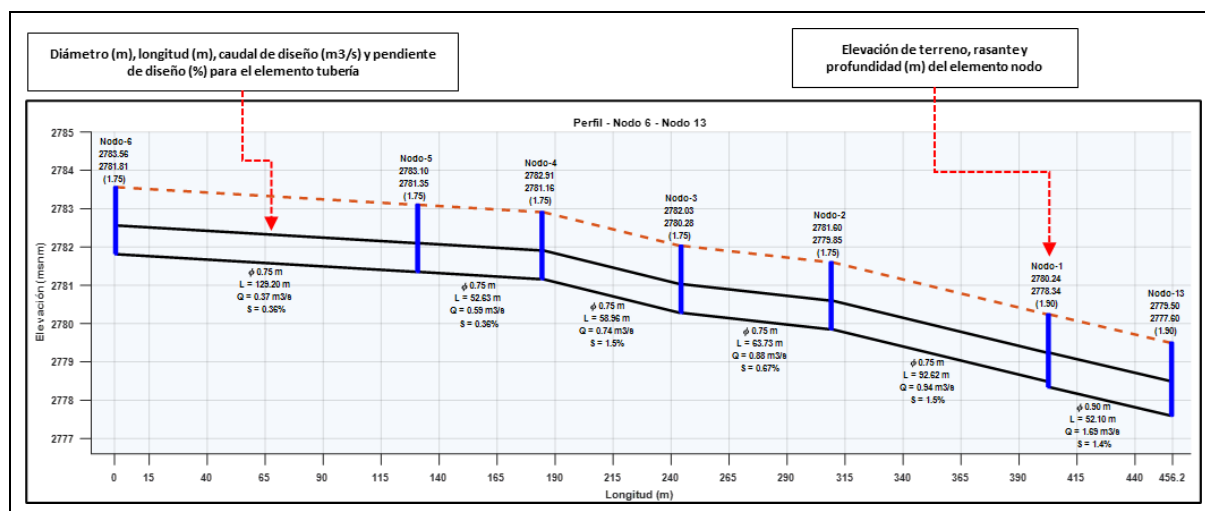


Figura 5.37 Perfil tipo resultante, módulo “Drenaje pluvial”

5.2.3 Módulo: “Impacto hidrológico por urbanización”

A continuación, se muestra la interfaz construida para el módulo, en la figura 5.38 se exhibe la pantalla inicial previa a la creación de un nuevo proyecto. Las opciones y elementos quedaron agrupados en cuatro secciones bien definidas, la primera de ellas ubicada en la parte superior, corresponde a un menú tipo árbol donde es posible acceder a los diferentes componentes y configuraciones existentes. La segunda corresponde a la barra de herramientas mediante la cual se puede configurar el modelo para simular la respuesta pluvial. La tercera presenta un panel de visualización de la información referente según el componente del modelo seleccionado. Finalmente, la cuarta engloba la superficie en donde se visualizan los elementos dibujados. En figura 5.39 se pueden visualizar las diferentes áreas antes descritas.

Con base en el diagrama del proceso planteado en la metodología, se obtuvo como resultado la interfaz completa que permite al usuario configurar un modelo para estimar el impacto hidrológico de la urbanización en una cuenca. Para ello, es necesario seguir una serie de pasos estructurados. Las figuras mostradas a continuación describen de manera simplificada el flujo de trabajo y las opciones disponibles para el análisis



Figura 5.38 Pantalla principal del módulo “Impacto hidrológico urbano”

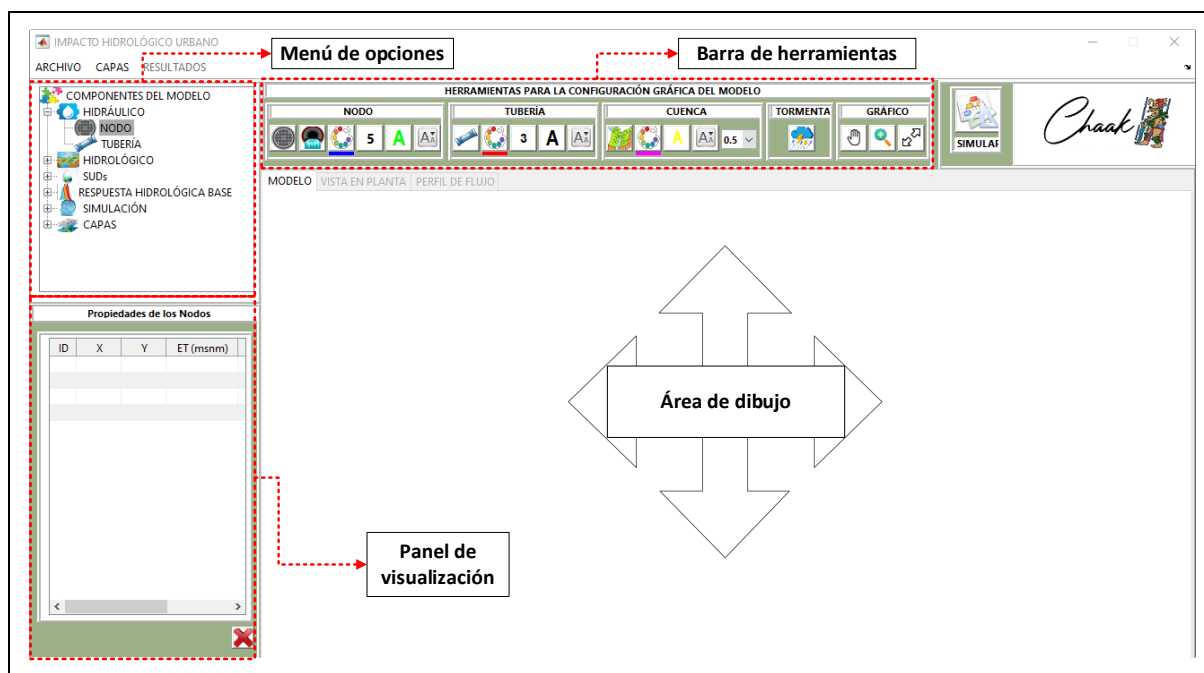


Figura 5.39 Ventana de trabajo del módulo “Impacto hidrológico urbano”

Al igual que en el módulo “Drenaje pluvial”, la ubicación geográfica en este tipo de análisis juega un papel importante, ya que permite al usuario tener un plano de referencia para ubicar los diferentes elementos que componen al modelo a simular, por ello se incorporaron en el modelo diferentes opciones con este propósito. La figura 5.40 muestra las diferentes opciones incorporadas, las cuales corresponden con los formatos más utilizados como referenciación en planta. Los formatos disponibles son imagen en formato TIFF, archivos tipo SHP y DXF, para todas las opciones la correcta referencia geográfica depende del formato importado, en caso de que la referenciación del archivo importado no corresponda a la realidad el módulo toma las unidades de dibujo para el trazado.

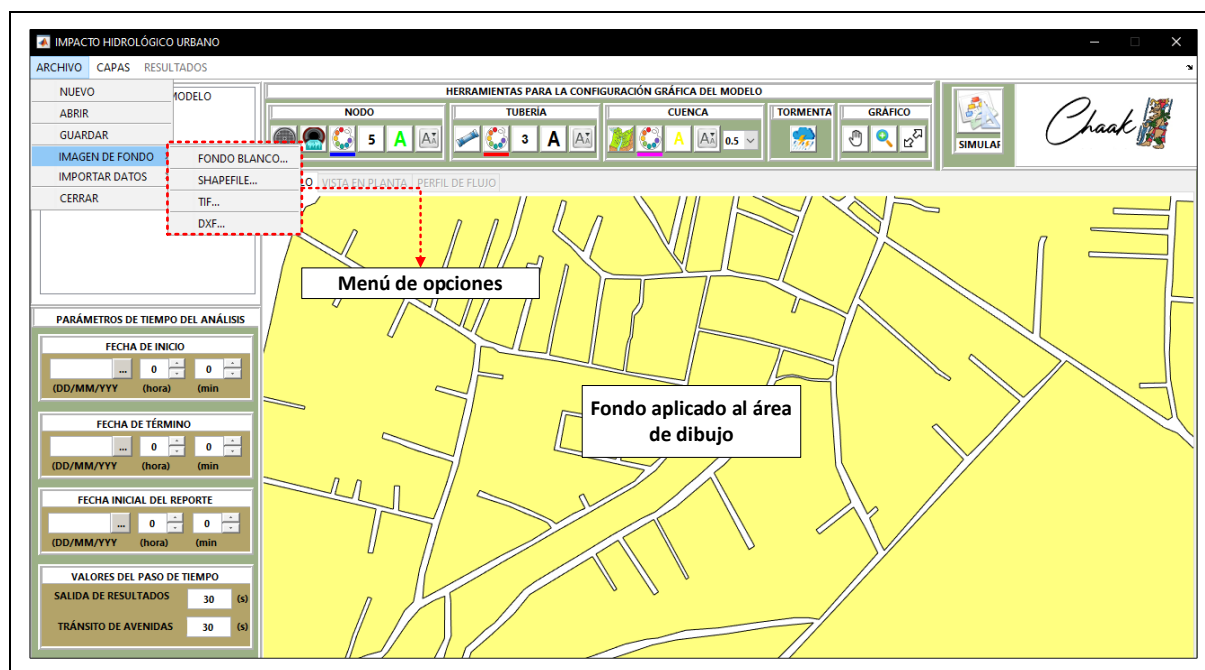


Figura 5.40 Referenciación del modelo, módulo “Impacto hidrológico urbano”

Teniendo la referencia geográfica para el trazado es posible comenzar con la creación de los diferentes elementos que constituyen el modelo hidrológico. La figura 5.41 señala los elementos de la interfaz concernientes al elemento “Nodo” donde pueden crearse y editarse las características requeridas para el cálculo (elevación de terreno y rasante), la interfaz permite su creación de manera interactiva obteniendo las coordenadas espaciales del espacio de dibujo en caso de que le modelo este correctamente referenciado.

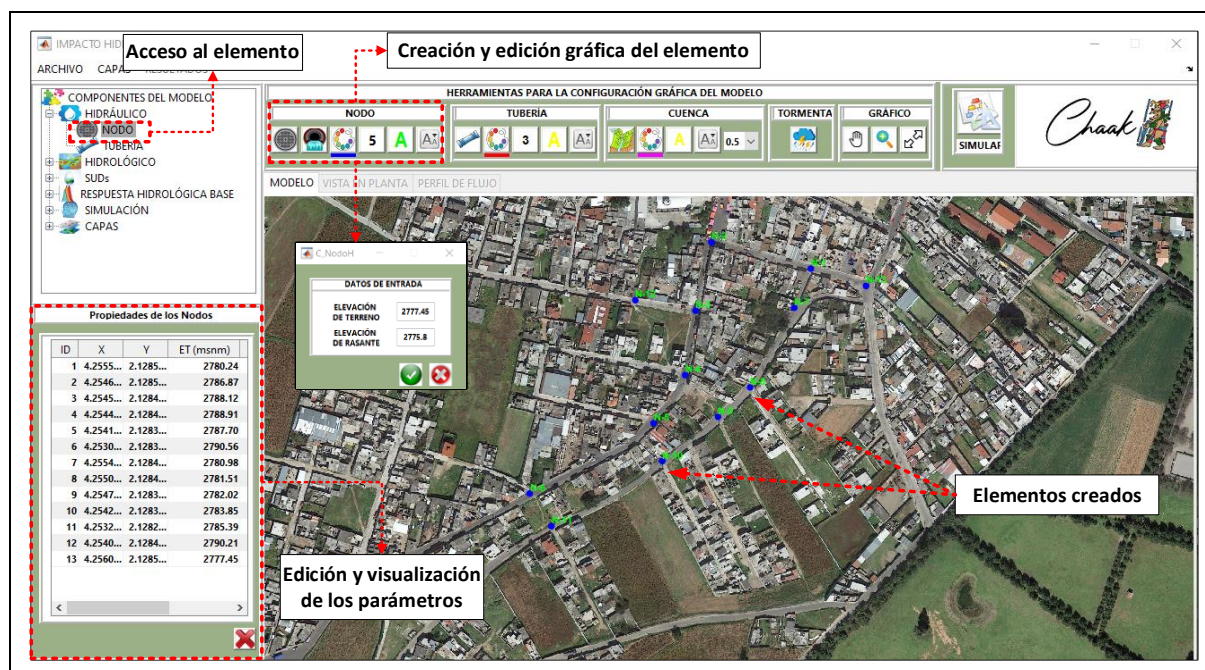


Figura 5.41 Creación, edición y visualización gráfica de elementos “nodo”, módulo “impacto hidrológico urbano”

Las opciones de visualización gráfica (color y tamaño del elemento, color y tamaño de etiqueta) son las mismas para los elementos “Nodo”, “Conducto” y “Cuenca” y se encuentran disponibles para cada elemento en la parte superior de la interfaz. En la figura 5.42 se muestran los elementos de la interfaz dedicados a la creación y edición de elementos “Conducto”. La forma de crear este elemento es interactiva y deben seleccionarse los nodos inicial-final. Para este elemento en particular debe ingresarse la longitud (en caso de no estar georreferenciado el modelo), las elevaciones de entrada y salida se obtienen automáticamente como la elevación de rasante de los nodos (también puede asignarse otro valor), además de lo anterior debe seleccionarse la sección (circular, rectangular y bóveda.) e ingresar sus características físicas (diámetro, base, profundidad, rugosidad).



Figura 5.42 Creación, edición y visualización grafica de elementos “Conducto”, módulo “Impacto hidrológico urbano”

En la figura 5.43 se presentan los elementos de la interfaz dedicados a la creación y edición de los elementos “Cuenca”, la interfaz permite de manera interactiva seleccionando el nodo de descarga directa. Una vez creado este elemento es necesario ingresar el área, seleccionar método de estimación de escorrentía (onda cinemática, hidrograma sintético, hidrograma conocido) y parámetros de cálculo asociados, método de infiltración (Número de curva SCS o Número de curva modificado SCS) y parámetros de cálculo asociados.

En la figura 5.44 se presentan los elementos de la interfaz dedicados a la creación y edición de los elementos “Tormenta”. Para este elemento en específico se determinó no incluirlo de manera gráfica en el modelo, sin embargo, conforme se van agregando estos elementos se organizan en una tabla. Los datos requeridos para su creación pueden importarse del módulo “Curvas IDTr” o ingresando los coeficientes y exponentes de la curva IDTr, también se debe ingresar la duración y fecha de inicio de la tormenta además de la duración del intervalo para la creación de los hietogramas de diseño (simétrico o de bloques alternos).

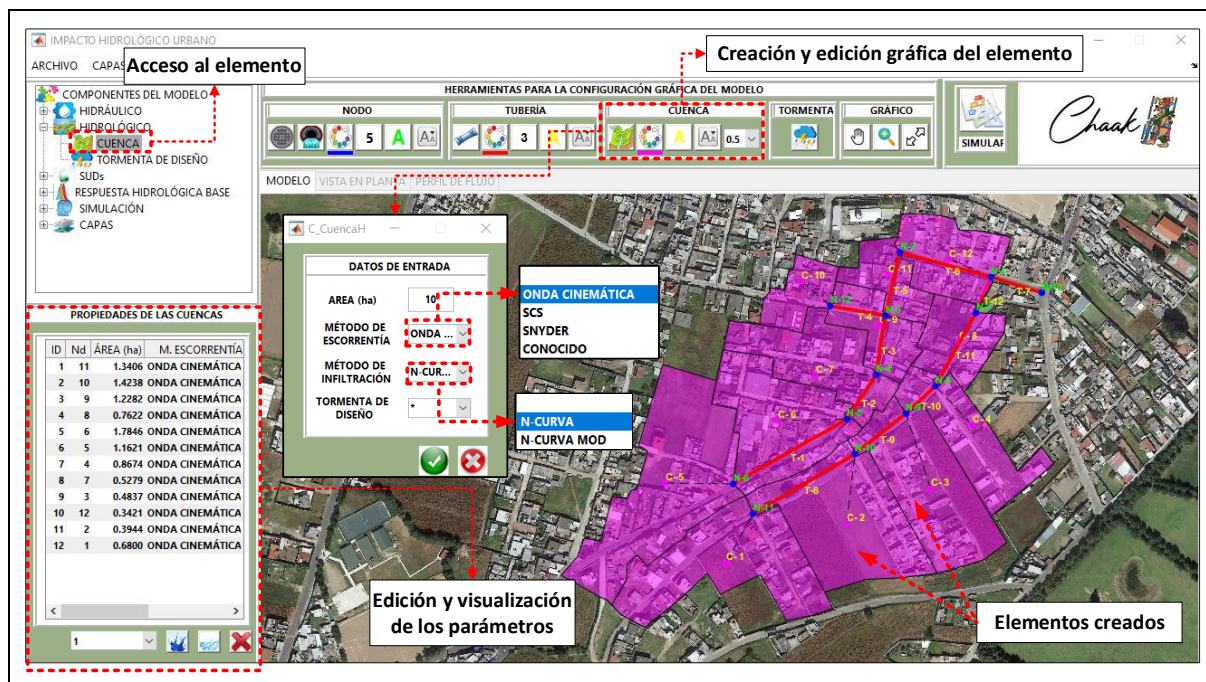


Figura 5.43 Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Cuenca”, módulo “Impacto hidrológico urbano”

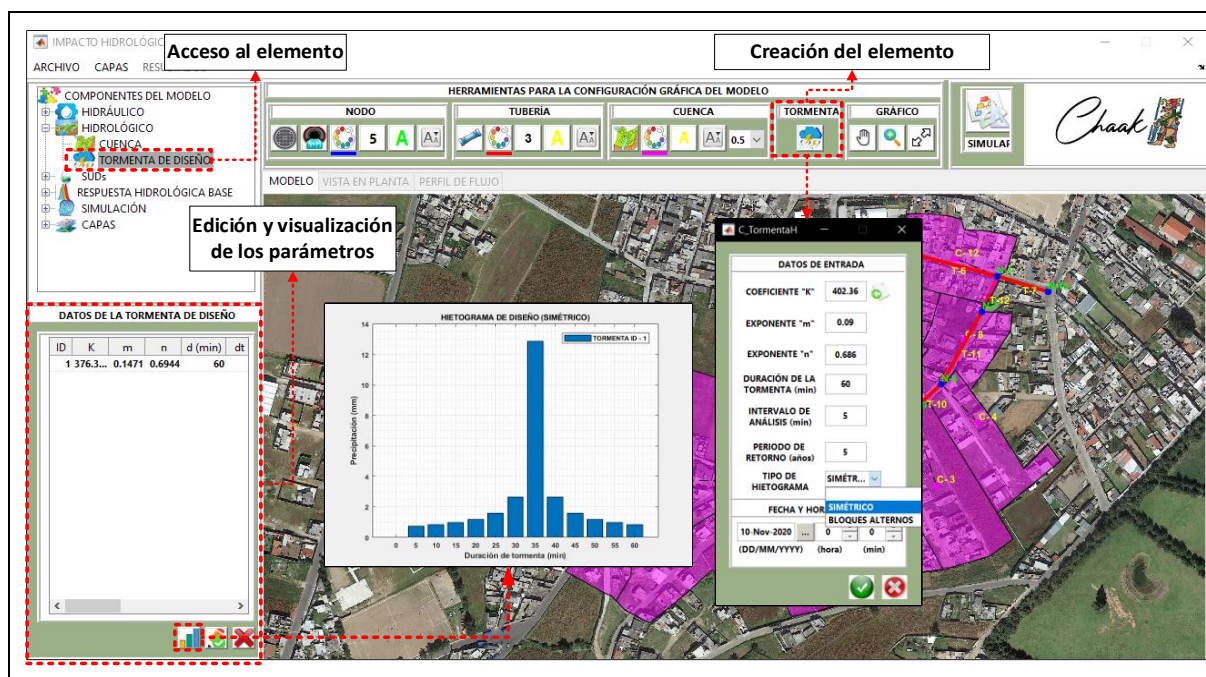


Figura 5.44 Creación, edición y visualización gráfica de elementos “Tormenta”, módulo “Impacto hidrológico urbano”

Para determinar el impacto hidrológico urbano en una cuenca, es necesario tener una respuesta hidrológica de referencia sobre la cual comparar la repuesta urbana. En la figura 5.45 se muestra el apartado de la interfaz donde se incluyeron las diferentes opciones para calcular la respuesta hidrológica base (hidrogramas sintéticos (SCS y Snyder), onda cinemática, o algún hidrograma conocido), una vez seleccionado el método se despliegan los parámetros de entrada requeridos, el cuadro de selección en la parte superior permite habilitar o inhabilitar el cálculo de la respuesta hidrológica base.

Una vez creados todos los elementos que conforman el modelo, es necesario configurar los parámetros de cálculo requeridos en la simulación los cuales se agruparon en cuatro categorías (“General”, “Fechas de simulación”, “Pasos de tiempo” y “Onda dinámica”). La figura 5.46 muestra la interfaz diseñada para poder configurar los parámetros generales de la simulación. En el apartado “General” se selecciona el método de tránsito (onda cinemática o dinámica), pendiente mínima en conductos y la opción de que pueda existir encharcamiento en la superficie en caso de que la capacidad del drenaje se vea superada.

En el apartado “Fechas de simulación” se ingresa la fecha de inicio, fin y comienzo de reporte de resultados para la simulación. En apartado pasos de tiempo, se determinan los intervalos de análisis considerados para el cálculo (tránsito de hidrogramas y generación de escorrentía superficial). El apartado “Onda dinámica” requiere configurarse únicamente cuando se selecciona el método para el tránsito de hidrogramas. Los parámetros de tránsito a implementar y las características a tener en cuenta fueron descritos a detalle en capítulos anteriores.

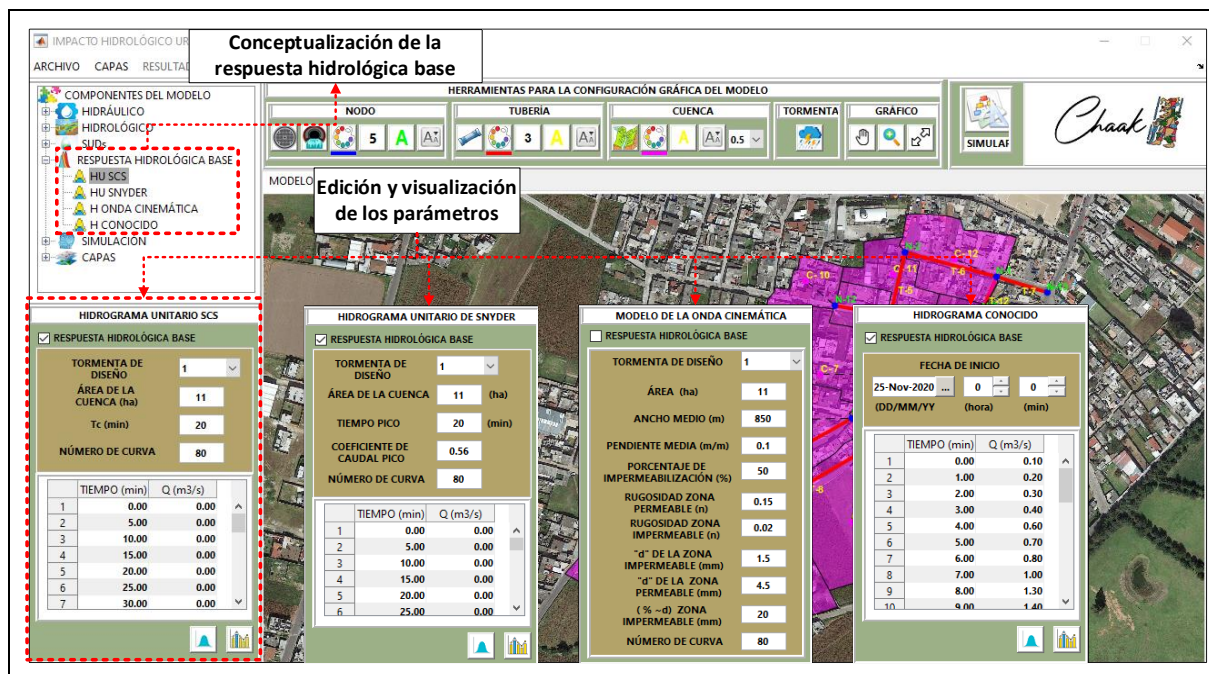


Figura 5.45 Cálculo respuesta hidrológica base, módulo “Impacto hidrológico urbano”

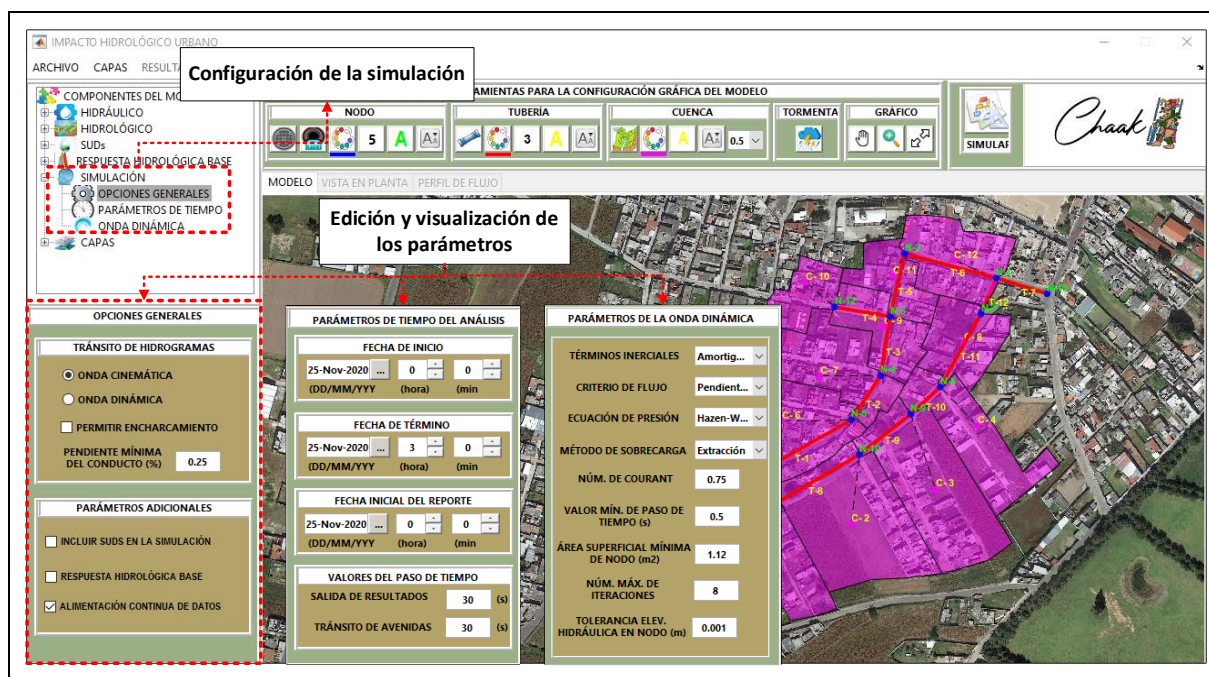


Figura 5.46 Configuración de opciones generales, módulo “Impacto hidrológico urbano”

La visualización de los resultados del análisis se encuentra agrupados en el menú desplegable “Resultados” las opciones disponibles se presentan mediante tablas, gráficos de variables principales asociadas a elementos, vista en planta y perfil, además del impacto hidrológico urbano en la cuenca.

En la figura 5.47 se muestra la interfaz para la visualización de resultados tabulares agrupados según el fenómeno hidrológico o hidráulico correspondiente (escorrentía superficial, flujo en nodos, flujo en conductos). En el apartado escorrentía superficial se muestran valores de precipitación caída, infiltración total, caudal máximo y tiempo de ocurrencia, coeficiente escorrentía. En el apartado flujo en nodos se muestran valores de caudal máximo (flujo directo y total) a lo largo de la simulación. En el apartado flujo en conductos se presentan valores máximos de caudal, velocidad, tirante y capacidad del conducto.

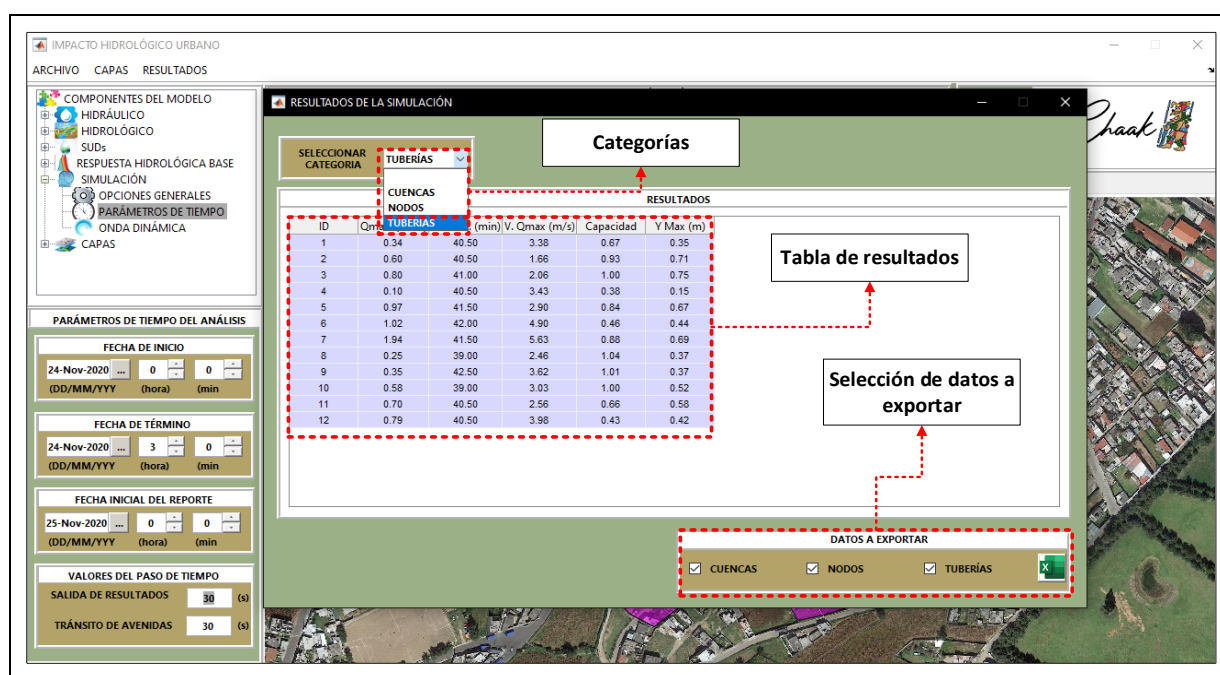


Figura 5.47 Resultados tabulares, módulo “Impacto hidrológico urbano”

En la figura 5.48 se muestra la interfaz desarrollada para la visualización de gráficos de variables específicas para diferentes elementos. Las variables disponibles para los elementos “Nodo” son flujo directo, flujo total o flujo de desborde. Para los elementos “Cuenca” las variables disponibles son escorrentía, precipitación e infiltración. Para los elementos “Conducto” las variables disponibles son flujo de entrada, flujo de salida y tirante. El proceso consiste en seleccionar el elemento seguido de la variable de interés, los gráficos agrupados se muestran en una lista en el lado derecho de la interfaz.

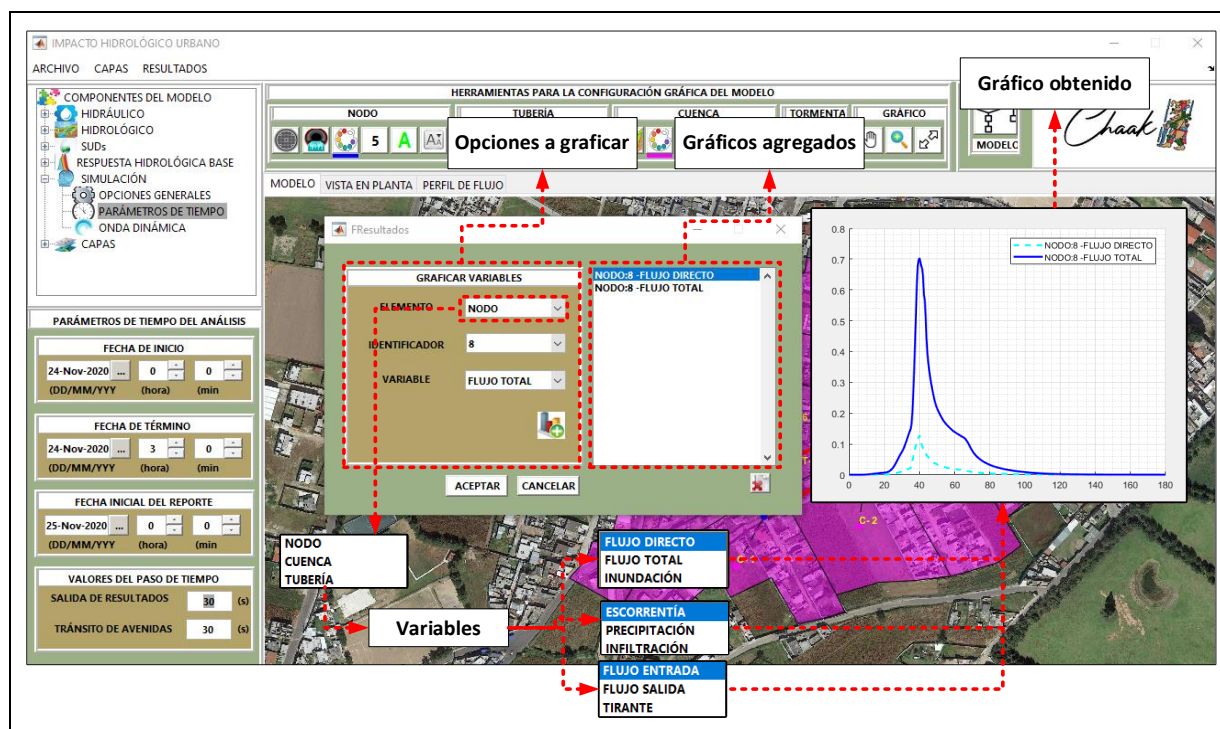


Figura 5.48 Resultados gráficos de variables específicas, “Impacto hidrológico urbano”

Un aspecto importante al realizar simulaciones es visualizar el comportamiento de las variables a lo largo del tiempo, por ello, se incorporó dentro de la interfaz la posibilidad de visualizar el comportamiento hidráulico del sistema. En la figura 5.49 y 5.50 se presenta la interfaz desarrollada para visualizar los resultados en el tiempo concernientes a la capacidad del conducto y perfil de flujo.

La determinación del impacto hidrológico urbano consiste en contrastar la respuesta hidrológica urbana versus la respuesta hidrológica base. En la interfaz desarrollada los resultados se presentan mediante un gráfico. La figura 5.51 muestra el gráfico típico obtenido donde pueden observarse las diferencias de caudal pico, tiempo de ocurrencia y la diferencia de escorrentía total expresada en *mm*.

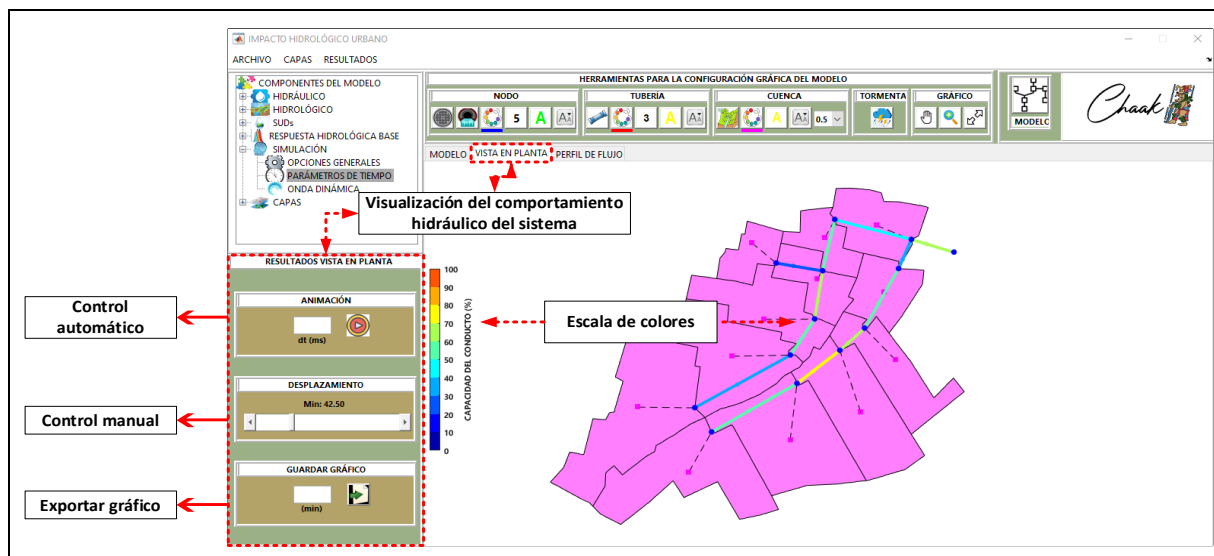


Figura 5.49 Evolución de la capacidad hidráulica en los conductos, módulo “Impacto hidrológico urbano”

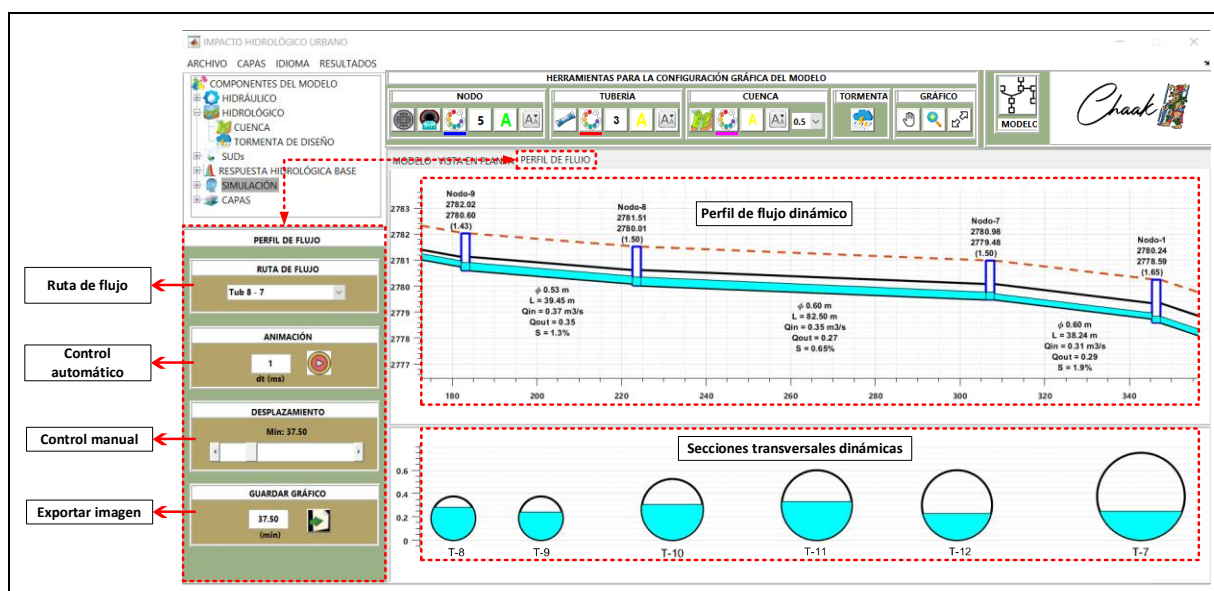


Figura 5.50 Evolución del comportamiento hidráulico en cada paso de tiempo, módulo “Impacto hidrológico urbano”

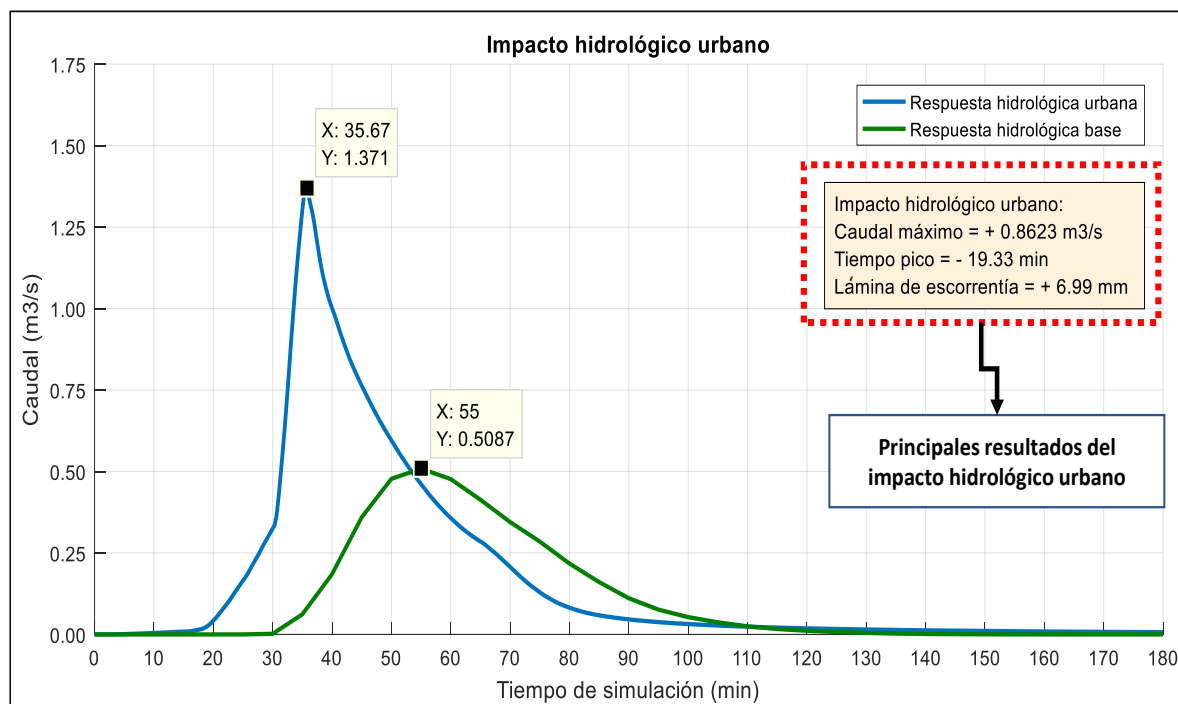


Figura 5.51 Visualización del impacto hidrológico, módulo “Impacto hidrológico urbano”

5.2.3 Módulo: “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”

Debido a la naturaleza y propósito del módulo su desarrollo está intrínsecamente relacionado con el módulo “Impacto hidrológico urbano”, heredando la interfaz y pudiéndose considerar como una continuación al flujo de trabajo. La interfaz resultante queda estructurada como un apartado dentro del módulo “Impacto hidrológico urbano” en donde se despliegan los diferentes sistemas urbanos de drenaje sostenible. La figura 5.52 muestra la pantalla y la forma estructurada de la ubicación del módulo y los diferentes sistemas disponibles (sistemas de infiltración, almacenamiento y detención).

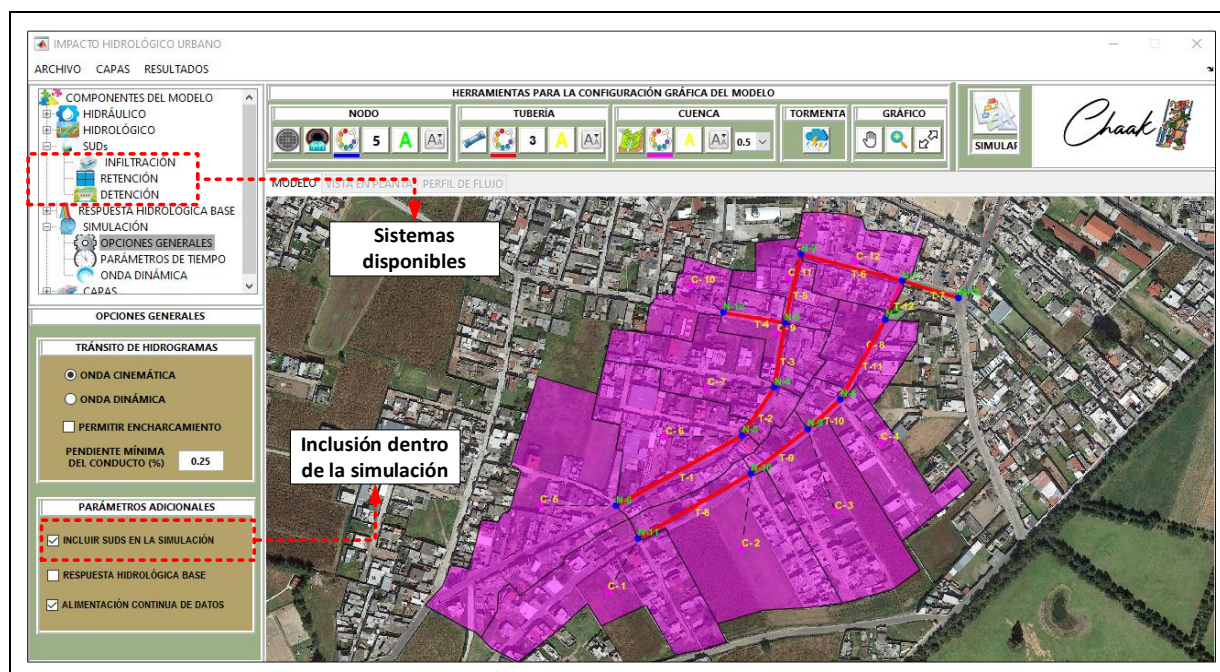


Figura 5.52 Ubicación del módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”

Los sistemas de infiltración pueden incorporarse asumiendo una tasa de infiltración (variable o constante) limitada a una lámina de precipitación máxima a infiltrar sobre una extensión de área dentro de la cuenca. En la figura 5.53 puede observarse la ventana donde se muestran las diferentes opciones y requisitos de información para estos sistemas. La incorporación de sistemas de almacenamiento requiere ingresar el tipo de superficie y área a la que están conectados, el volumen de almacenamiento y la disponibilidad de éste al iniciar la simulación. En la figura 5.54 se muestra la ventana donde se agrupan las diferentes opciones y requisitos de información para los sistemas de almacenamiento.

Finalmente, la incorporación de sistemas de detención requiere el ingreso del tipo y área a la que están conectados, así como las características de la descarga controlada (funcionamiento de vertedor u orificio) y profundidad máxima e inicial del sistema. Además, se requiere ingresar la curva área elevación que describa el almacenamiento temporal, dicha información se importa mediante un archivo de texto. En la figura 5.55 se muestra la ventana donde se agrupan las diferentes opciones y requisitos de información para los sistemas de detención.

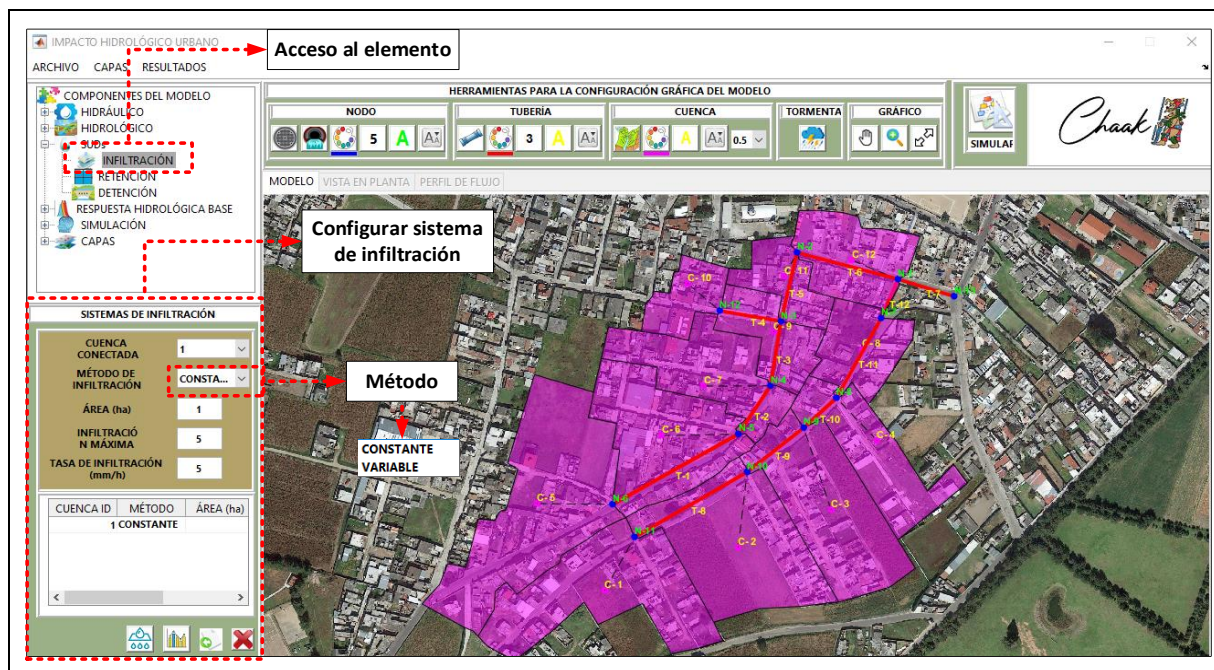


Figura 5.53 Opciones disponibles para incorporar sistemas de infiltración, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”

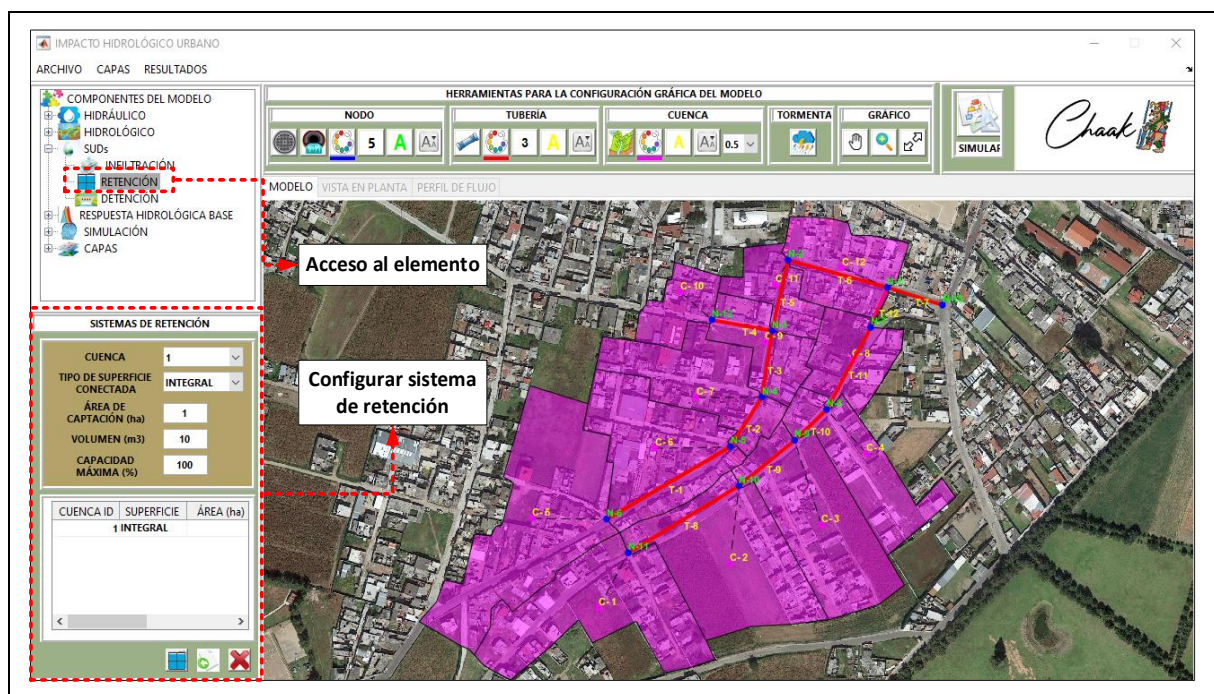


Figura 5.54 Opciones disponibles para incorporar sistemas de almacenamiento, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”

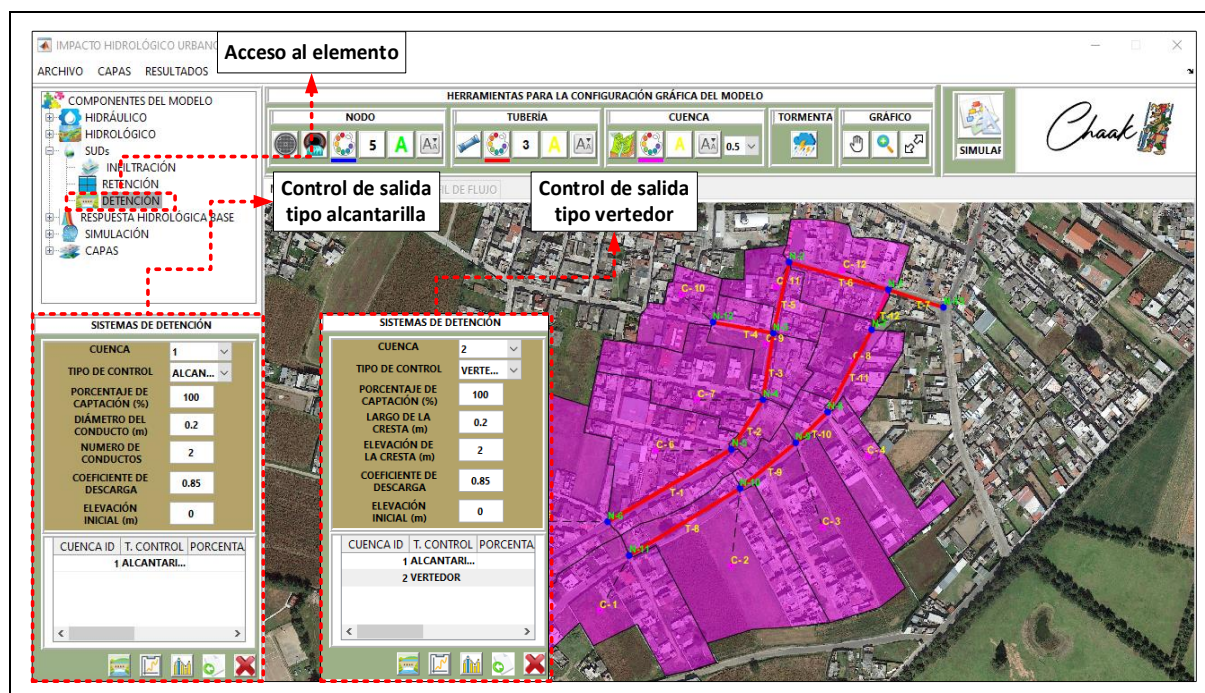


Figura 5.55 Opciones disponibles para incorporar sistemas de detención, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”

La valoración del funcionamiento de los SUDS en el sistema puede visualizarse de igual forma que en el módulo “Impacto hidrológico urbano” ya que en ella se presenta un resumen de los valores de variables hidrológicas e hidráulicas del sistema. Sin embargo, la interfaz desarrollada permite observar los cambios hidrológicos en la respuesta del sistema, comparando la respuesta hidrológica obtenida tras incorporar SUDS en el sistema con la obtenida en un estado urbanizado, un estado de referencia.

La figura 5.56 muestra el gráfico típico obtenido y donde pueden observarse las diferencias de caudal pico, tiempo de ocurrencia, desfase entre picos de hidrogramas y la diferencia de escorrentía total (expresada como el incremento en la lámina de escorrentía efectiva en mm) entre respuestas hidrológicas comparadas.

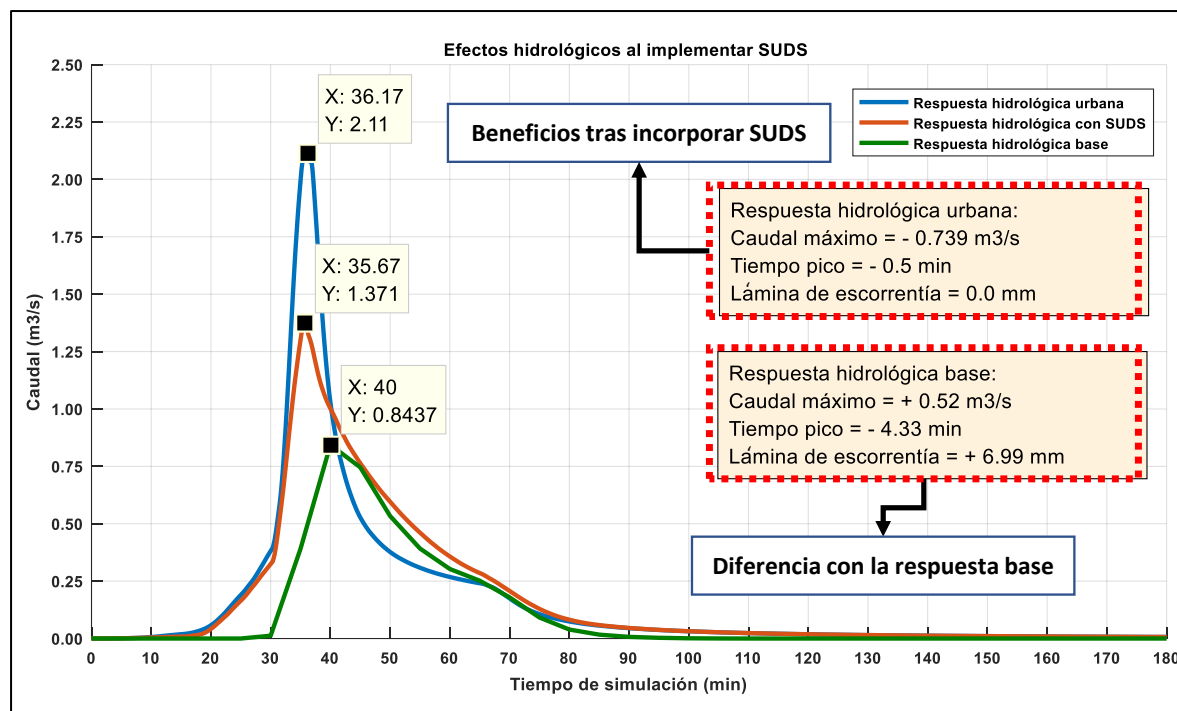


Figura 5.56 Diferencias comparables en las respuestas hidrológicas después de incorporar SUDS, módulo “Sistemas urbanos de drenaje sostenible”

5.2.4 Verificación del funcionamiento

Como parte de la metodología de desarrollo de software se desarrollaron diferentes pruebas para validar el funcionamiento aislado para cada uno de los módulos. Sin embargo, para tener un contexto general se desarrolló un ejemplo práctico con la finalidad de observar los resultados, comparándolos con el software StormCad (Bentley, 2019) y Storm Water Management Model (SWMM) (EPA, 2019), donde el primero de ellos permitió comparar los resultados de diseño con el módulo “Drenaje pluvial” y el segundo comparar los resultados de la simulación de la respuesta hidrológica urbana con el módulo “Impacto hidrológico urbano”. Con la finalidad de hacer válida la comparación, los parámetros y consideraciones incluidas fueron las mismas en cada modelo.

En la figura 5.57 se muestra el trazo de la red de drenaje pluvial a diseñar y los elementos que la componen (nodos, tuberías y cuencas de aporte). En la tabla 5.5 se muestran los datos de entrada correspondientes al sistema de drenaje diseñado.

Donde dichos parámetros fueron asignados de manera didáctica teniendo como objeto verificar el funcionamiento del módulo. El sistema de drenaje a diseñar consta de 12 subcuencas de aporte, 13 nodos y 12 tramos de tubería. El periodo de diseño fue de 5 años, los datos IDTr fueron obtenidos del módulo “Curvas IDTr” con valores de $K = 402.36$, $n = 0.09$ y $m = 0.686$ para este ejemplo.

El diseño se realizó considerando tuberías de concreto, velocidades máximas de 3.5 m/s y con un tirante máximo del 85% de su diámetro tal como lo recomienda la CONAGUA (MAPAS, 2017) y buscando obtener un alineamiento de coronas. En las figuras 5.58 y 5.59 se muestra el modelo del sistema pluvial configurado para su diseño en el módulo “Drenaje pluvial” y el software StormCad respectivamente.



Figura 5.57 Elementos de la red de drenaje pluvial diseñada

Tabla 5.5 Datos de entrada del sistema pluvial diseñado

NODOS		TUBERÍAS				CUENCAS				
ID	ELEVACIÓN DE TERRENO (msnm)	ID	NODO INICIAL	NODO FINAL	LONGITUD (m)	ID	NODO DESCARGA	ÁREA (ha)	COEF. DE ESCORRENTÍA (C)	TIEMPO DE ENTRADA (min)
1	2780.24	1	6	5	129.2	1	11	1.34	0.71	11.62
2	2781.60	2	5	4	52.63	2	10	1.42	0.60	7.18
3	2782.03	3	4	3	58.96	3	9	1.23	0.76	6.05
4	2782.91	4	12	3	55.07	4	8	0.76	0.70	14.65
5	2783.10	5	3	2	63.73	5	6	1.78	0.79	10.32
6	2783.56	6	2	1	92.62	6	5	1.16	0.94	6.74
7	2780.98	7	1	13	52.1	7	4	0.87	0.85	9.80
8	2781.51	8	11	10	116.09	8	7	0.53	0.70	8.38
9	2782.02	9	10	9	64.06	9	3	0.48	0.76	6.85
10	2782.85	10	9	8	39.45	10	12	0.34	0.88	6.08
11	2783.39	11	8	7	82.5	11	2	0.39	0.91	6.69
12	2783.21	12	7	1	38.24	12	1	0.68	0.98	5.69
13	2779.50									

En la tabla 5.6 y 5.7 se resumen y comparan parte de los resultados obtenidos para cada modelo (para realizar la comparación se asumen como verdaderos los resultados obtenidos con el software StormCad). Los resultados obtenidos muestran que los diámetros asignados a cada tubería son los mismos en ambos modelos. Respecto a los caudales de diseño estos presentan ligeras variaciones atribuidos a redondeo y/o el cálculo del tiempo de viaje en conductos, en cualquier caso, dichas variaciones no son mayores a $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las pendientes y elevaciones de rasantes presentan valores muy cercanos presentado variaciones atribuibles a las variaciones presentadas en los caudales y velocidades de flujo. Finalmente, en las figuras 5.60 y 5.61 se muestran los principales perfiles obtenidos automáticamente con el módulo “Drenaje pluvial” para la red de drenaje diseñada.

En las figuras se puede observar cómo se obtuvo un alineamiento correcto de los elementos y las caídas en los pozos referidas al cambio de diámetro en tuberías. En resumen, los resultados obtenidos verifican el correcto funcionamiento del módulo.

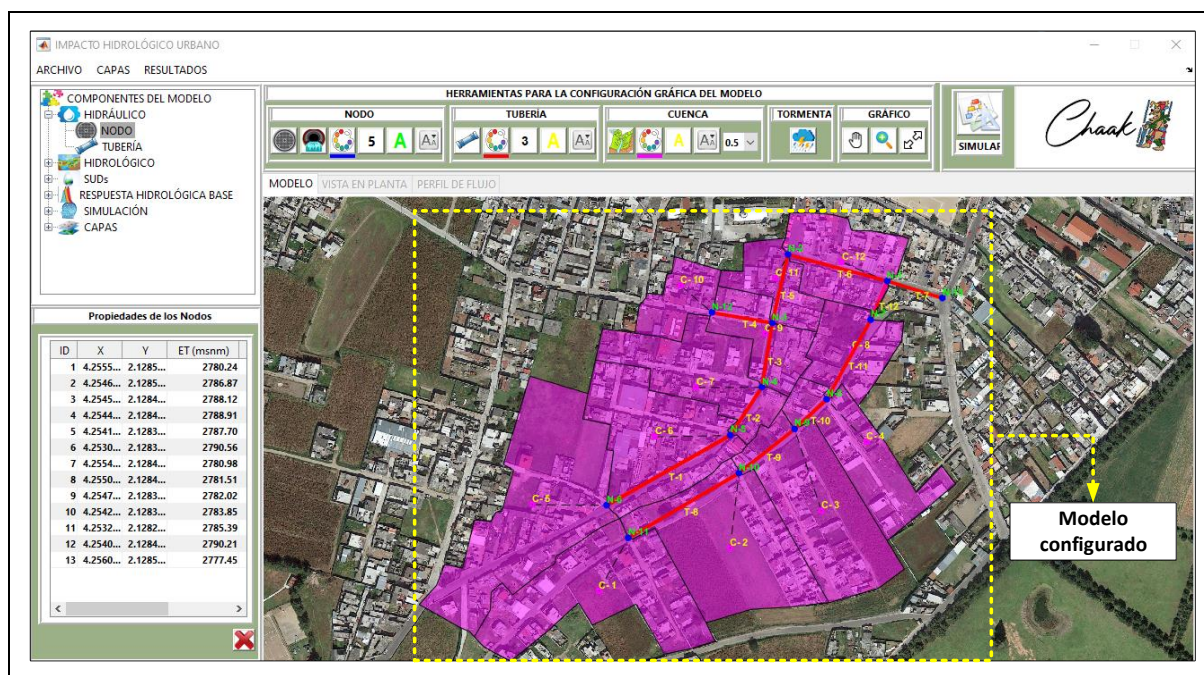


Figura 5.58 Red pluvial diseñada en el módulo “Drenaje pluvial”

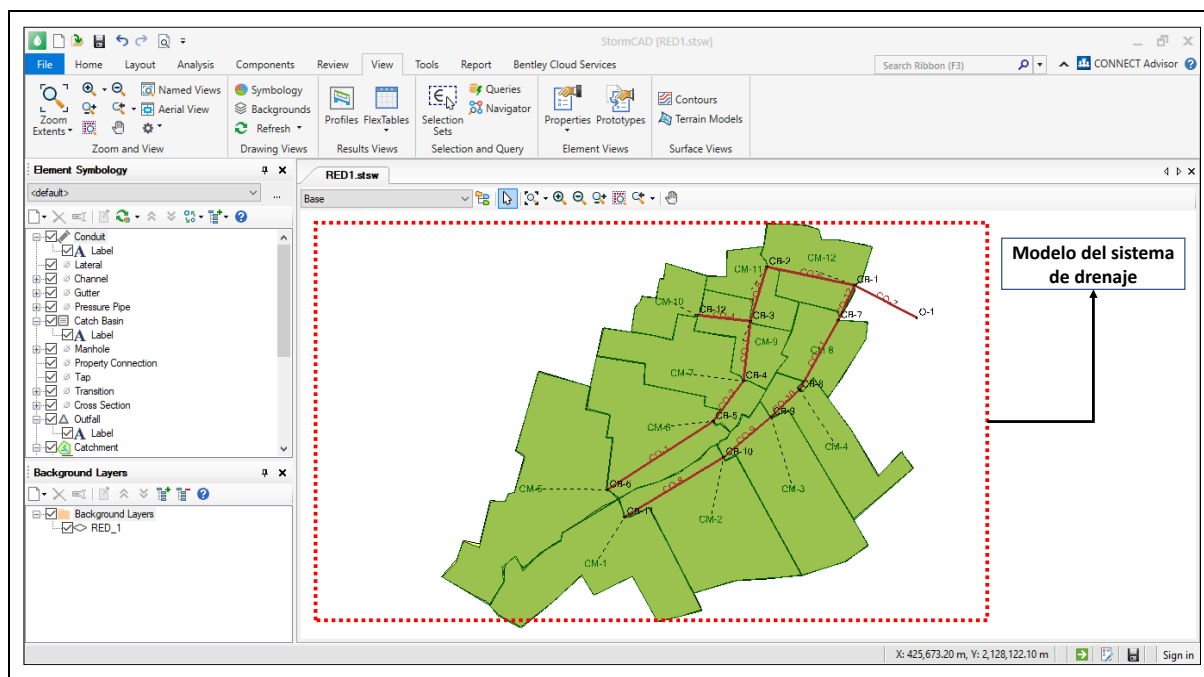


Figura 5.59 Red pluvial diseñado en el software StormCad

Tabla 5.6 Comparación de los parámetros hidráulicos obtenidos en el módulo “Drenaje Pluvial” y el software StormCad

TUBERÍA- ID	DIÁMETRO (m)		DIFERENCIA RELATIVA (%)	CAUDAL DE DISEÑO (m ³ /s)		DIFERENCIA RELATIVA (%)	VELOCIDAD DE FLUJO (m/s)		DIFERENCIA (m/s)
	STORMCAD	DRENAJE PLUVIAL		STORMCAD	DRENAJE PLUVIAL		STORMCAD	DRENAJE PLUVIAL	
1	0.75	0.75	0	0.37	0.37	0	1.3	0.96	0.34
2	0.75	0.75	0	0.6	0.59	1	1.74	1.57	0.17
3	0.75	0.75	0	0.76	0.74	2	2.69	1.96	0.73
8	0.525	0.53	0	0.23	0.23	0	1.37	1.24	0.13
9	0.525	0.53	0	0.41	0.40	2	2.34	2.16	0.18
10	0.6	0.60	0	0.61	0.59	3	2.58	2.45	0.13
11	0.75	0.75	0	0.68	0.67	1	2.07	1.77	0.30
12	0.75	0.75	0	0.73	0.72	1	2.03	1.91	0.12
4	0.3	0.30	0	0.12	0.11	7	2.05	1.84	0.21
5	0.75	0.75	0	0.89	0.88	1	2.12	2.33	-0.21
6	0.75	0.75	0	0.95	0.94	1	1.93	2.47	-0.54
7	0.9	0.90	0	1.69	1.69	0	3.32	3.09	0.23

Tabla 5.7 Comparación de las elevaciones y pendientes obtenidas en el módulo “Drenaje Pluvial” y el software StormCad

TUBERÍA- ID	PENDIENTE PROYECTO (m/m)		DIFERENCIA $\left(\frac{\Delta h}{100m}\right)$	E. RASANTE INICIO (msnm)		DIFERENCIA (m)	E. RASANTE FIN (msnm)		DIFERENCIA (m)
	STORMCAD	DRENAJE PLUVIAL		STORMCAD	DRENAJE PLUVIAL		STORMCAD	DRENAJE PLUVIAL	
1	0.004	0.00	0.04	2781.81	2781.81	0.00	2781.35	2781.35	0.00
2	0.004	0.00	0.04	2781.35	2781.35	0.00	2781.16	2781.16	0.00
3	0.015	0.01	0.01	2781.16	2781.16	0.00	2780.28	2780.28	0.00
8	0.005	0.00	0.03	2781.87	2781.87	0.01	2781.33	2781.33	0.01
9	0.013	0.01	0.00	2781.33	2781.33	0.01	2780.5	2780.50	0.01
10	0.013	0.01	0.01	2780.42	2780.42	0.00	2779.91	2779.91	0.00
11	0.006	0.01	-0.04	2779.76	2779.76	0.00	2779.23	2779.23	0.00
12	0.019	0.02	-0.04	2779.23	2779.23	0.00	2778.49	2778.49	0.00
4	0.023	0.02	0.16	2782.01	2782.01	0.00	2780.73	2780.83	-0.10
5	0.007	0.01	0.03	2780.13	2780.28	-0.15	2779.7	2779.85	-0.15
6	0.015	0.01	0.03	2779.7	2779.85	-0.15	2778.34	2778.49	-0.15
7	0.014	0.01	-0.02	2778.34	2778.34	0.00	2777.6	2777.60	0.00

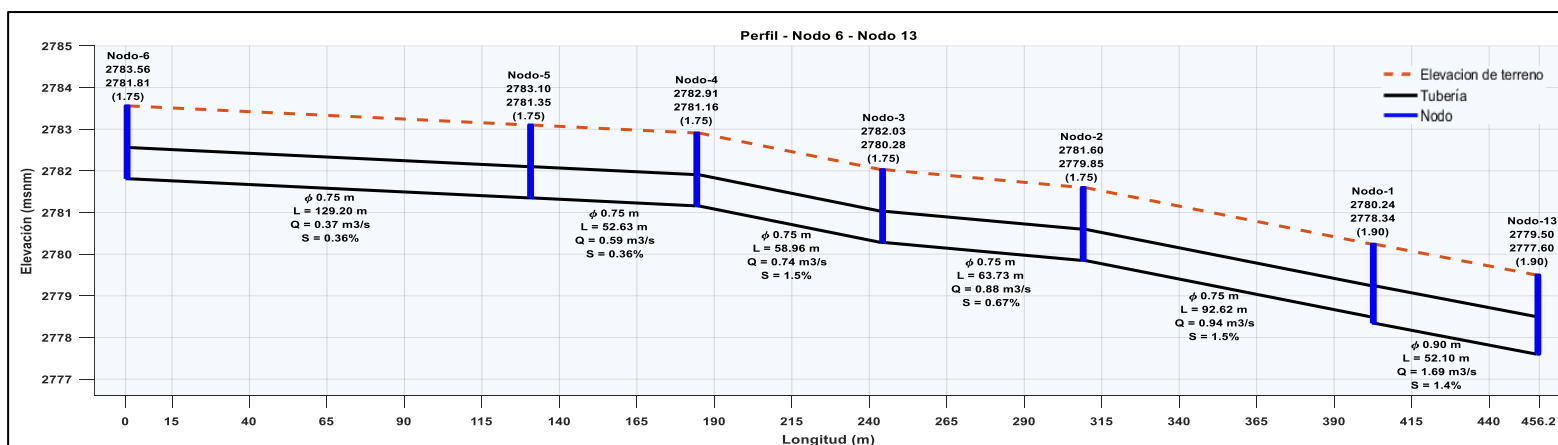


Figura 5.60 Perfil obtenido para la trayectoria de flujo Nodo 6 – Nodo 13, con el módulo ‘Drenaje pluvial’

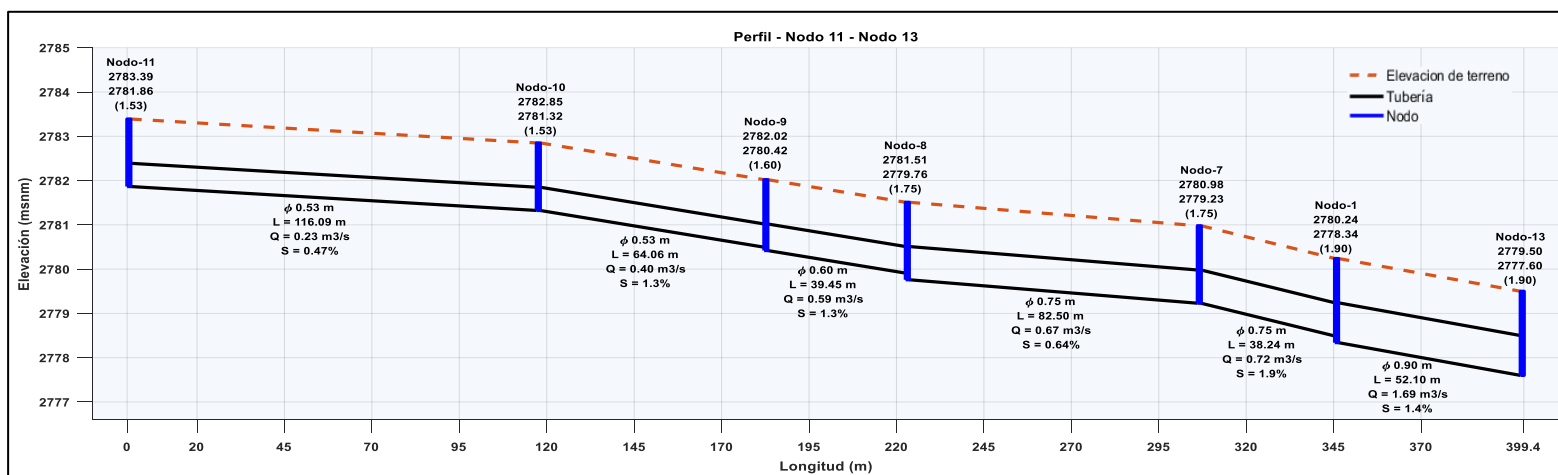


Figura 5.61 Perfil obtenido para la trayectoria de flujo Nodo 11 – Nodo 13, con el módulo ‘Drenaje pluvial’

Teniendo como base la red de drenaje pluvial diseñada se simuló la respuesta en el software SWMM (EPA, 2019) y el módulo “Impacto hidrológico urbano”, los parámetros y consideraciones fueron las mismas en cada modelo. Se utilizó el método de la onda cinemática e infiltración mediante el número de curva del SCS para la generación de escurrimiento. El tránsito de hidrogramas se realizó con el método de la onda cinemática con pasos de tiempo de 30 segundos y una duración total de 3 horas.

El periodo de retorno, al igual que los datos de precipitación fueron los mismos que se utilizaron en el diseño, con una tormenta de diseño con una duración de una hora y una distribución temporal, considerando un hietograma simétrico con bloques de 5 min. Es importante destacar que la herramienta desarrollada permite compartir datos entre módulos, por lo que configuración del modelo (trazo e incorporación de tormenta de diseño) se realizó de manera eficiente, aspecto que no es posible en el software SWMM ya que está enfocado únicamente para procesos de simulación.

En las figuras 5.62 y 5.63 se muestran los sistemas simulados en el módulo “Impacto hidrológico urbano” y el modelo SWMM respectivamente. La tabla 5.8 presenta los datos de entrada considerados en la simulación para los elementos “Nodo” y “Conducto”. La tabla 5.9 muestra los datos de entrada para los elementos “Cuenca”. En dicha gráfica pueden consultarse los parámetros de escurrimiento, infiltración y características físicas requeridas para poder llevar a cabo la simulación, los cuales fueron obtenidos conforme a los criterios citados en capítulos anteriores.

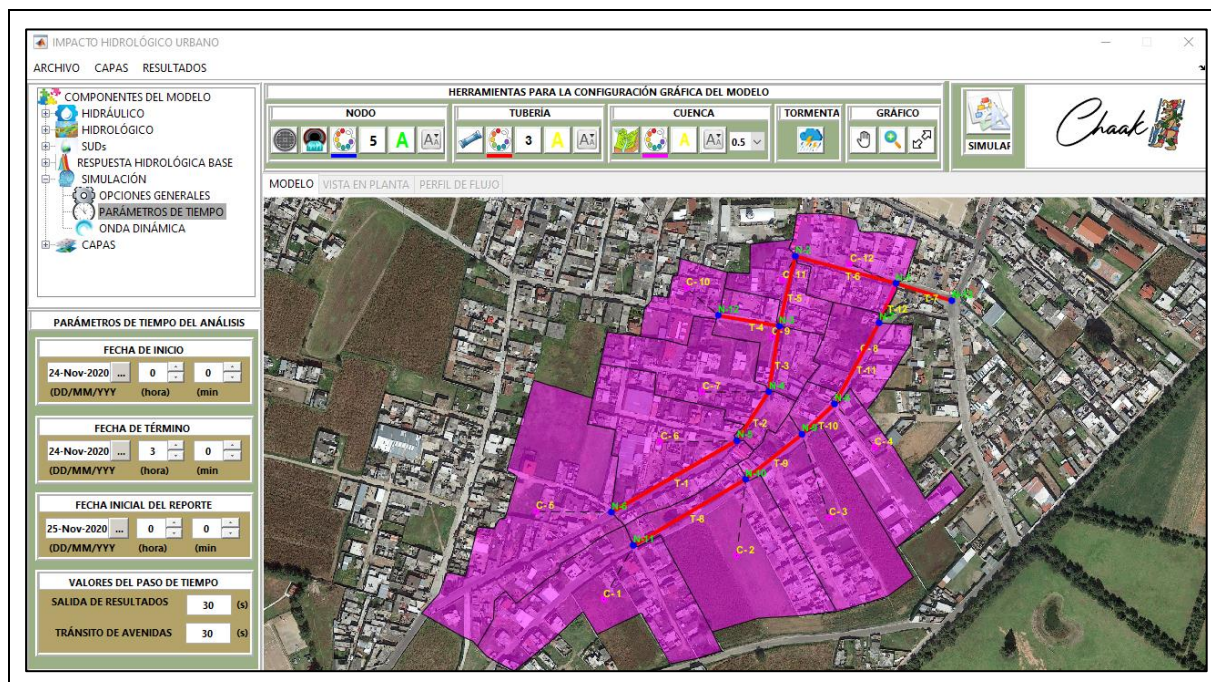


Figura 5.62 Sistema pluvial simulado en el módulo “Impacto hidrológico urbano”

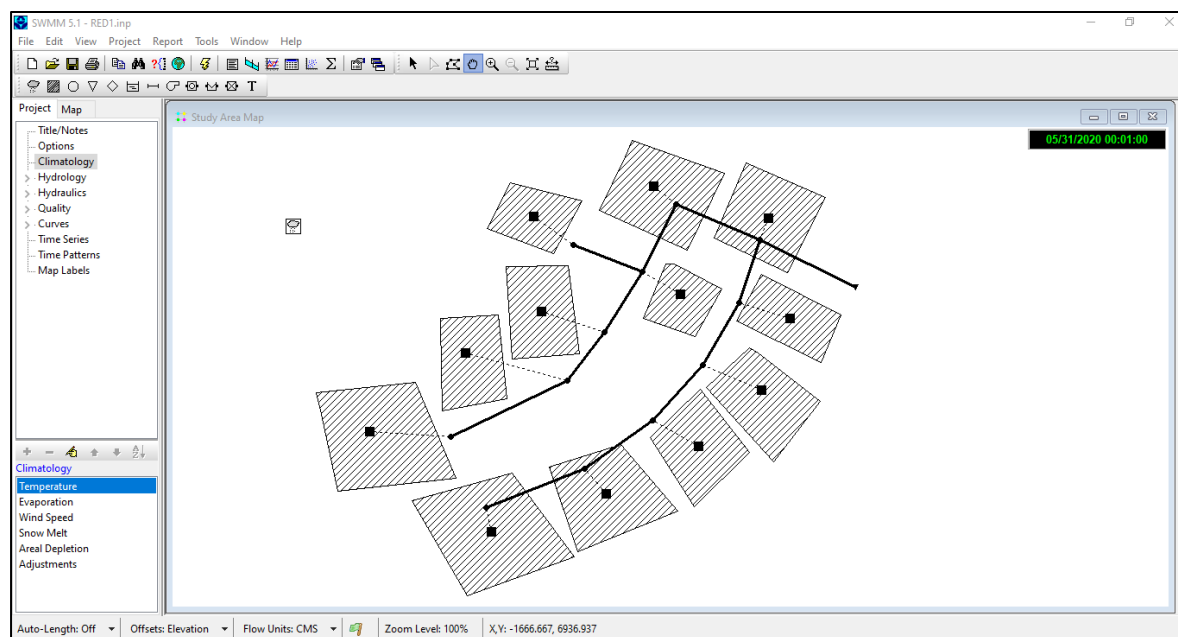


Figura 5.63 Sistema pluvial simulado en el módulo “Impacto hidrológico urbano”

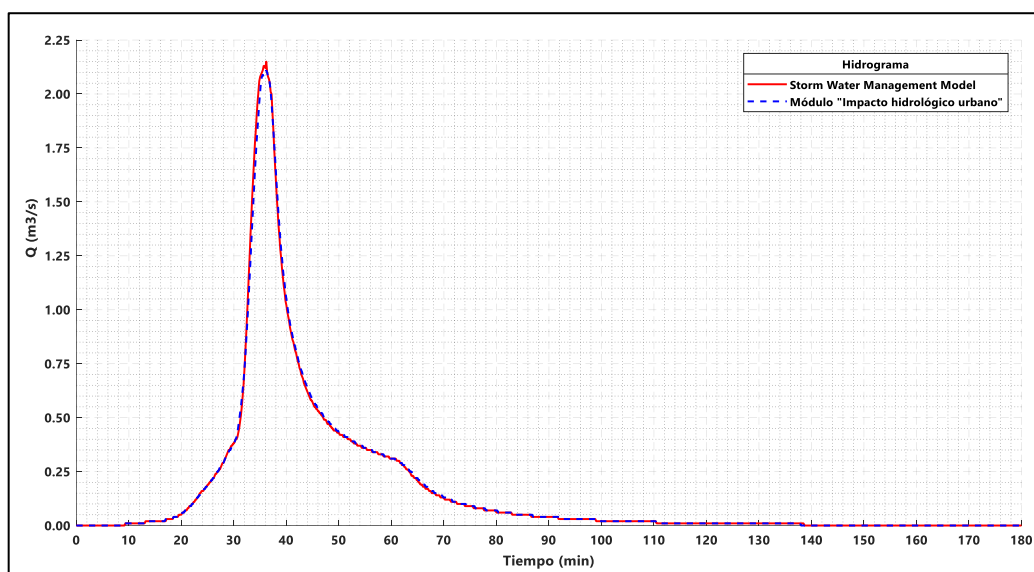
Tabla 5.8 Datos de entrada en la simulación elementos “Nodo” y” Conducto”

Nodo			Conductos								
ID	Elevación de Terreno (msnm)	Elevación rasante (msnm)	ID	Sección	Nodo Inicial	Nodo Final	Diámetro (m)	Longitud (m)	n	Elevación (msnm)	
										Entrada	Salida
1	2780.24	2778.34	1	Circular	6	5	0.75	129.2	0.013	2781.81	2781.35
2	2781.60	2779.85	2	Circular	5	4	0.75	52.63	0.013	2781.35	2781.16
3	2782.03	2780.28	3	Circular	4	3	0.75	58.96	0.013	2781.16	2780.28
4	2782.91	2781.16	4	Circular	12	3	0.3	55.07	0.013	2782.01	2780.83
5	2783.10	2781.35	5	Circular	3	2	0.75	63.73	0.013	2780.28	2779.85
6	2783.56	2781.81	6	Circular	2	1	0.75	92.62	0.013	2779.85	2778.49
7	2780.98	2779.23	7	Circular	1	13	0.9	52.1	0.013	2778.34	2777.60
8	2781.51	2779.76	8	Circular	11	10	0.525	116.09	0.013	2781.87	2781.33
9	2782.02	2780.42	9	Circular	10	9	0.525	64.06	0.013	2781.33	2780.50
10	2782.85	2781.32	10	Circular	9	8	0.6	39.45	0.013	2780.42	2779.91
11	2783.39	2781.86	11	Circular	8	7	0.75	82.5	0.013	2779.76	2779.23
12	2783.21	2782.01	12	Circular	7	1	0.75	38.24	0.013	2779.23	2778.49
13	2779.50	2777.60									

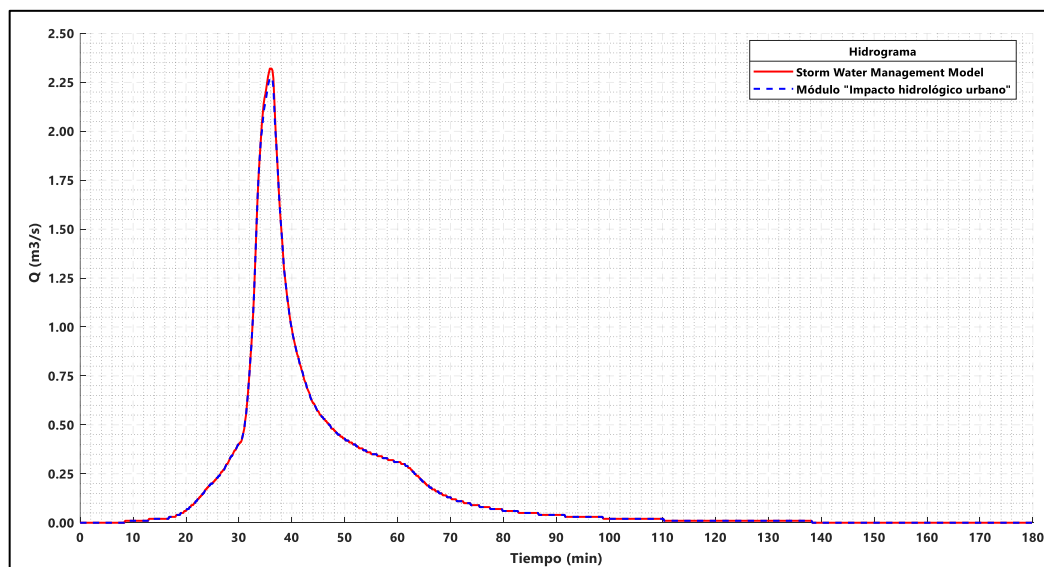
Tabla 5.9 Datos de entrada en la simulación correspondientes elementos “Cuenca”

Cuenca											
ID	Nodo descarga	Área (ha)	Pendiente cuenca %	Ancho de la cuenca (m)	Impermeabilización (%)	n impermeable	n permeable	d permeable (mm)	d impermeable (mm)	Porción impermeable sin almacenamiento d (%)	Número de curva SCS
1	11	1.34	2.4	163	50	0.014	0.1	2.5	6.4	10	91.9
2	10	1.42	0.71	138	30	0.014	0.06	2.5	6.4	10	89.65
3	9	1.23	1.14	162	60	0.014	0.35	2.5	6.4	20	90
4	8	0.76	0.08	133	50	0.014	0.35	2.5	6.4	10	87.5
5	6	1.78	3.03	134	45	0.014	0.35	2.5	6.4	10	91.25
6	5	1.16	4.62	133	50	0.014	0.35	2.5	6.4	20	97.5
7	4	0.87	3.89	152	60	0.014	0.35	2.5	6.4	20	93.75
8	7	0.53	5.24	82	50	0.014	0.35	2.5	6.4	10	87.5
9	3	0.48	0.8	59	55	0.014	0.35	2.5	6.4	20	90
10	12	0.34	0.7	62.5	70	0.014	0.35	2.5	6.4	20	95
11	2	0.39	1.49	64	85	0.014	0.35	2.5	6.4	20	96.25
12	1	0.68	4.87	93	97	0.014	0.35	2.5	6.4	20	99.25
* d es el almacenamiento en depresión											

La figura 5.64 muestran las respuestas hidrológicas con el tránsito de la onda cinemática y onda dinámica, en ella pueden apreciarse pequeñas diferencias atribuibles al redondeo y esquemas de cálculo implementados. Sin embargo, resalta que la forma de ambos hidrogramas es prácticamente idéntica y que la aparición de los caudales pico se presentan al mismo tiempo.



a)



b)

Figura 5.64 Respuesta hidrológica del sistema obtenida. a) Tránsito onda cinemática; b) Tránsito onda dinámica

Los resultados a comparar de la simulación con una duración efectiva de 3 horas (tiempo simulado) se muestran en las tablas 5.10 y 5.11. En la primera se muestran los resultados para los elementos “Cuenca” y “Nodo”. Los resultados para los elementos cuenca, la precipitación y escorrentía computada son exactamente igual, presentando diferencias en solo una de las cuencas, la diferencia observada es de $0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ atribuible al redondeo de cifras. Los valores obtenidos para elementos nodos presentan variaciones en los caudales máximos en un rango de 0 a $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$ atribuibles a las variaciones en la generación de escorrentía superficial.

Tabla 5.10 Resultados obtenidos de la simulación en el módulo “Impacto hidrológico urbano” y el software SWMM para los elementos “Cuenca” y “Nodo”

Cuenca						Nodos						
ID	Precipitación total (mm)		Escorrentía máxima (m^3/s)		Diferencia relativa (%)	ID	Caudal máximo (m^3/s)		Diferencia relativa (%)	Inundación (m^3)		Diferencia relativa (%)
	SWMM	Módulo	SWMM	Módulo			SWMM	Módulo		SWMM	Módulo	
1	28.75	28.75	0.30	0.30	0.00	1	2.13	2.11	0.90	0.00	0.00	0.00
2	28.75	28.75	0.18	0.18	0.00	2	1.10	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
3	28.75	28.75	0.30	0.30	0.00	3	0.99	0.99	0.00	3.00	2.86	4.66
4	28.75	28.75	0.13	0.13	0.00	4	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
5	28.75	28.75	0.33	0.33	0.00	5	0.58	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00
6	28.75	28.75	0.28	0.28	0.00	6	0.33	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00
7	28.75	28.75	0.23	0.23	0.00	7	0.92	0.91	1.09	0.00	0.00	0.00
8	28.75	28.75	0.11	0.11	0.00	8	0.84	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00
9	28.75	28.75	0.10	0.10	0.00	9	0.73	0.73	0.00	4.00	3.50	-12.50
10	28.75	28.75	0.10	0.10	0.00	10	0.47	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00
11	28.75	28.75	0.15	0.14	6.66	11	0.30	0.30	0.00	1.00	1.12	-12.00
12	28.75	28.75	0.28	0.28	0.00	12	0.10	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00
						13	2.13	2.11	0.90	0.00	0.00	0.00

En la tabla 5.11 se muestran los resultados obtenidos para los elementos conductos, el primer resultado comparado fue el caudal máximo transitable en el conducto donde se obtuvieron variaciones en un rango de 0 a $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$ las cuales eran esperadas respecto a las variaciones previas en los elementos cuenca, mismo caso observado respecto a las diferencias en la velocidad con una variación máxima de 0.07 m/s . El último resultado comparado fue la capacidad máxima alcanzada en el conducto donde en cuatro de ellos se ve superada, fluctuando en el rango de 0 a 4 %.

También se obtuvieron los resultados del perfil del flujo para la trayectoria de flujo comprendida entre los nodos 6-13, el perfil corresponde a uno de los instantes donde el perfil presenta tirantes máximos. Las figuras 5.65 y 5.66 muestran los perfiles obtenidos con el modelo SWMM y el módulo “Impacto hidrológico urbano” respectivamente.

Tabla 5.11 Resultados obtenidos de la simulación en el módulo “Impacto hidrológico urbano” y el software SWMM para los elementos “Conducto”

Conductos										
ID	Diámetro (m)	Caudal máximo (m³/s)		Diferencia relativa (%)	Velocidad (m/s)		Diferencia relativa (%)	Capacidad (Q/Qmax)		Diferencia relativa (%)
		SWMM	Módulo		SWMM	Módulo		SWMM	Módulo	
1	0.75	0.33	0.33	0.00	1.66	1.66	0.00	0.50	0.50	0.00
2	0.75	0.58	0.59	1.69	1.76	1.78	-1.13	0.87	0.87	0.00
3	0.75	0.8	0.8	0.00	3.23	3.20	0.93	0.59	0.59	0.00
4	0.3	0.1	0.1	0.00	2.23	2.20	1.35	0.69	0.69	0.00
5	0.75	0.99	0.99	0.00	2.48	2.49	0.40	1.08	1.08	0.00
6	0.75	1.09	1.07	1.83	3.49	3.45	1.15	0.81	0.80	1.23
7	0.9	2.13	2.11	0.90	3.97	3.90	1.76	1.05	1.01	3.81
8	0.53	0.31	0.31	0.00	1.76	1.76	0.00	1.04	1.04	0.00
9	0.53	0.46	0.46	0.00	2.65	2.65	0.00	0.94	0.94	0.00
10	0.6	0.73	0.73	0.00	2.90	2.90	0.00	1.05	1.04	0.95
11	0.75	0.84	0.84	0.00	2.39	2.39	0.00	0.94	0.94	0.00
12	0.75	0.92	0.91	1.09	3.66	3.63	0.82	0.59	0.58	1.69

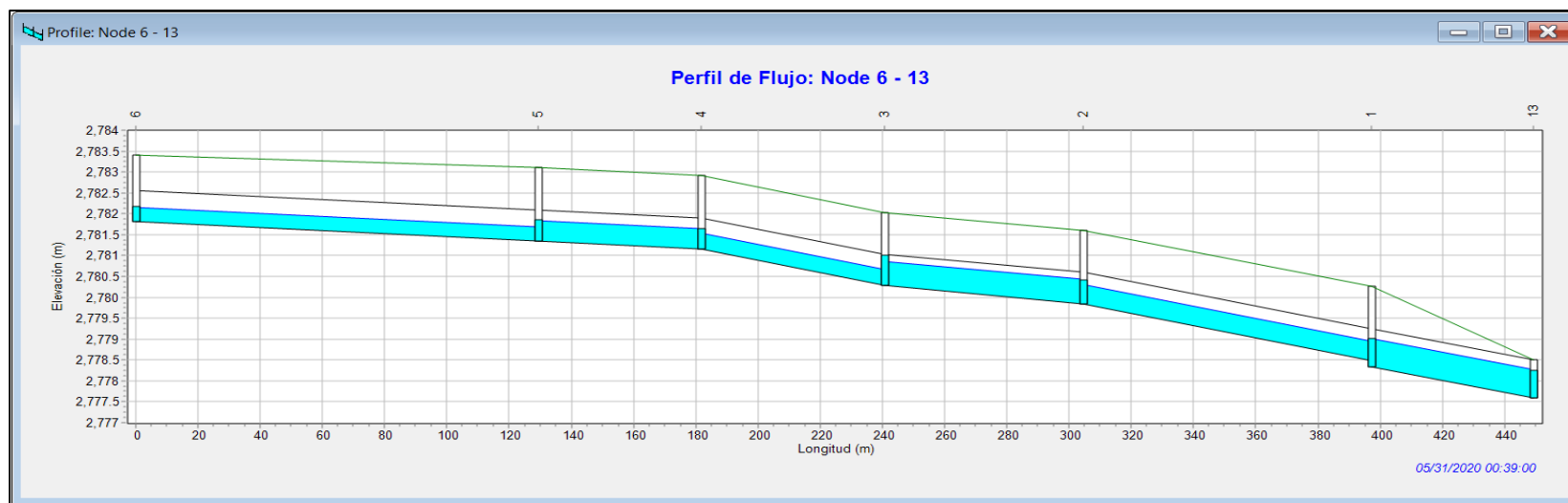


Figura 5.65 Perfil de flujo Nodo 6 – Nodo 13(Modelo SWMM)

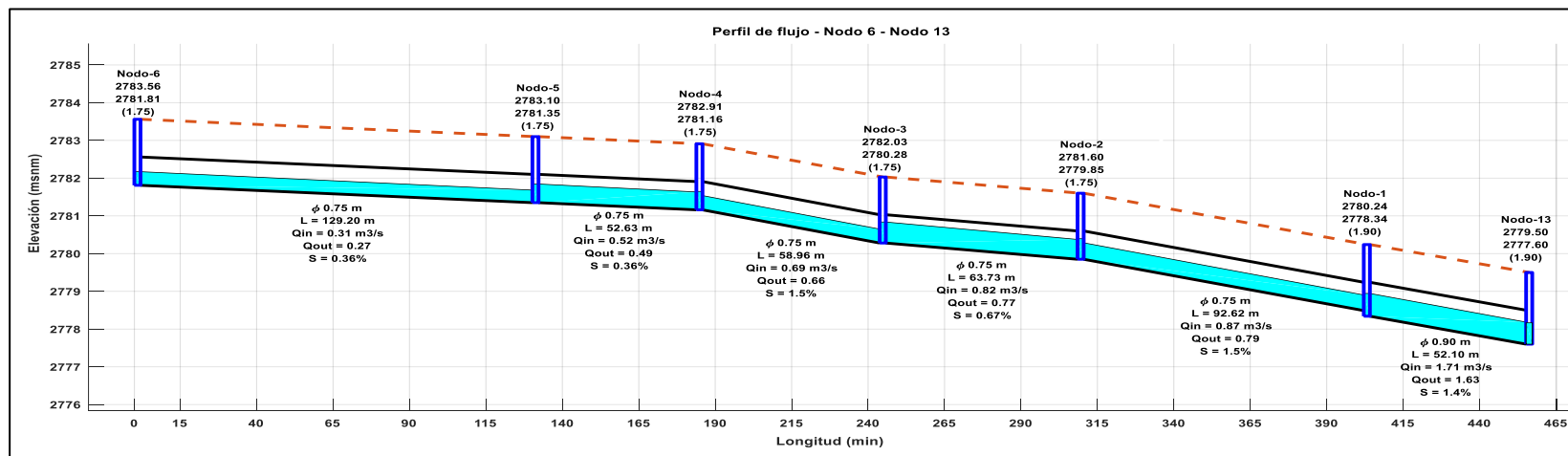


Figura 5.66 Perfil de flujo Nodo 6-Nodo 13 (Módulo “Impacto hidrológico urbano”)

Siguiendo la secuencia de trabajo se estimó la respuesta hidrológica base para determinar el impacto hidrológico urbano. Es importante destacar que esto no es posible realizarse de manera automática en los softwares StormCad y SWMM. Dicha respuesta se obtuvo con empleando el hidrograma sintético del SCS. Para ello se consideró un área total de 10.99 *ha* (suma de las subcuencas del sistema), el tiempo de concentración se estimó con diferentes métodos, sin embargo, todos presentaron valores similares, el valor final fue de 11.68 *min* obtenido mediante la fórmula de Kirpich.

En la figura 5.67 se muestra el impacto hidrológico urbano estimado, mostrando incrementos de hasta 1.27 m³/s en el caudal máximo y una reducción de 4.03 *min* en su tiempo pico. Los cambios en el caudal pico eran de esperarse debido al incremento del área impermeable, respecto a los cambios en el tiempo pico pueden considerarse mínimos y la variabilidad se debe principalmente a los valores de pendiente topográfica de la cuenca.

Además, se estimó un incremento en la lámina de escorrentía igual a 6.26 *mm*. Cabe destacar que esta posibilidad de cálculo no se encuentra disponible de manera directa en algún otro software por lo que el desarrollo de la herramienta sigue un flujo definido y donde dichos resultados permiten dar un panorama general del tipo de SUDS a implementar.

A manera de ejemplo y con fines de dejar un marco de referencia del flujo de trabajo en la herramienta se propusieron SUDS a implementar en la cuenca. Para ello se realizó un análisis del sitio y de los resultados previamente obtenidos. Se identificó que las subcuencas 1, 3, 5, 6 y 7 presentan valores altos de escorrentía, por ello fueron elegidas como sitios específicos para a incorporar SUDS.

Después de analizar los diferentes SUDS y características de las subcuencas se determinó implementar sistemas de detención debido a los valores de pendiente y disponibilidad de espacio.

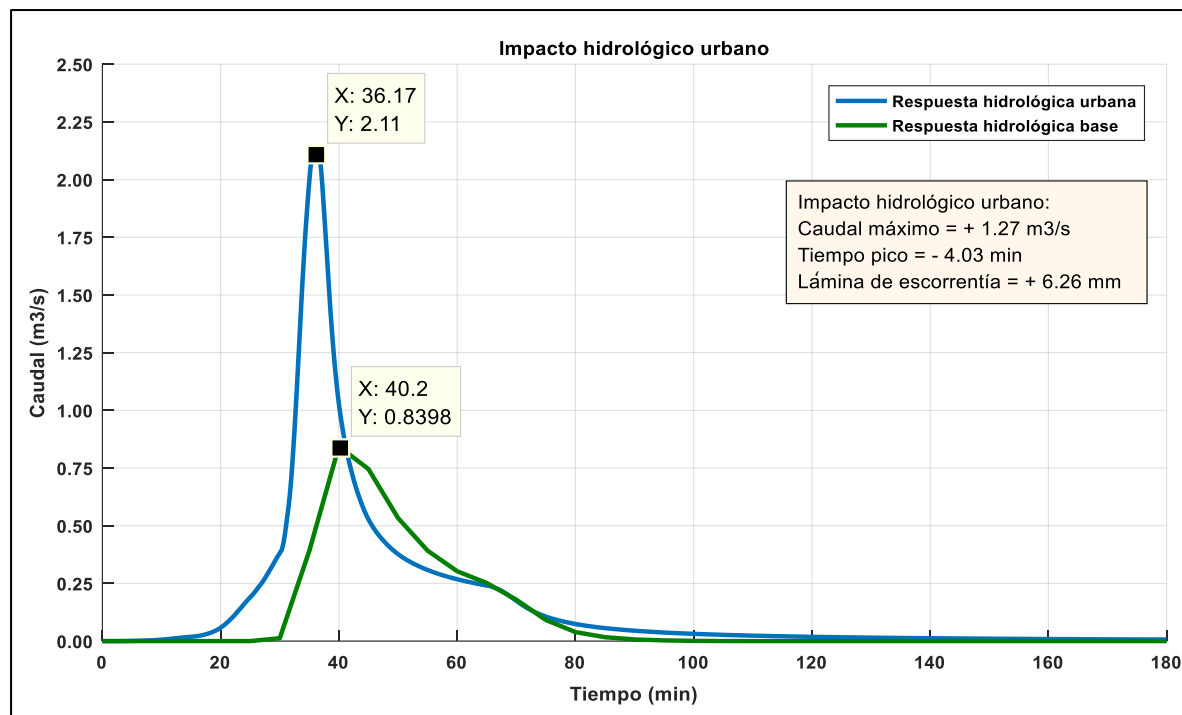


Figura 5.67 Respuesta hidrológica del sistema para un periodo de retorno de 5 años (tránsito onda cinemática con intervalos de cálculo de 30 segundos)

Por tal motivo, se incorporó un sistema de detención prismático con dimensiones de 4x4x2 m y una salida en el fondo con diámetro de 6". En la figura 5.68 se muestran los resultados obtenidos destacando una reducción 0.74 m³/s en el caudal pico respecto a la condición urbanizada, y una diferencia de 0.52 m³/s respecto a la condición base buscada.

Otro aspecto importante es que no se presentaron variación en la lámina de escorrentía respecto a la condición urbanizada, lo cual era de esperarse debido a que estos sistemas únicamente producen una atenuación de los hidrogramas. Sin embargo, como se mencionó en un inicio la implementación de estos sistemas fue a manera de ejemplo, por lo que un desarrollo final queda ligado con un análisis más estricto, ejemplo de ello se desarrolla en el caso de estudio de esta investigación.

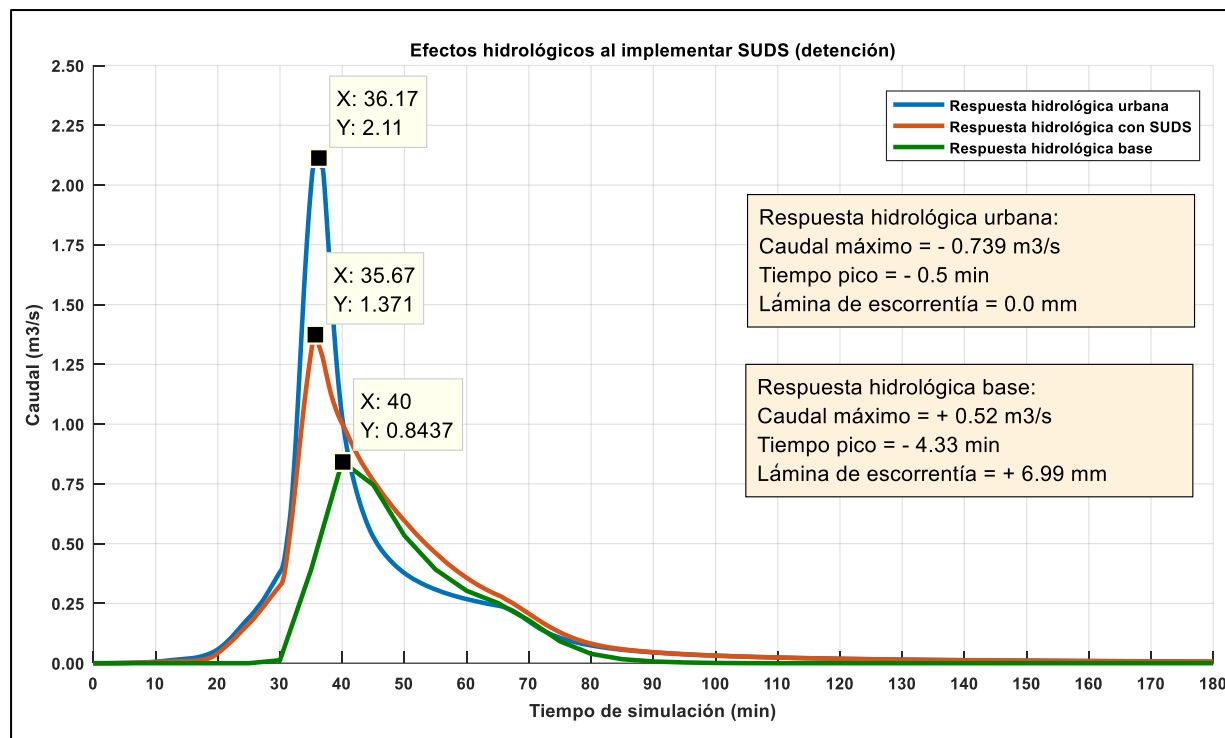


Figura 5.68 Respuesta hidrológica del sistema al implementar sistemas de detención y sus diferencias respecto a la condición urbana y base

5.2.5 Capacidades y alcances de la herramienta

Con base en los resultados obtenidos se realizó un análisis de los alcances y capacidades de la herramienta desarrollada, para ello se llevó a cabo una comparativa del software existente más utilizado y las áreas de estudio en las que incursionan. En la tabla 5.12 se muestra una tabla comparativa de gran alcance sobre las capacidades que integran las herramientas comparadas, dentro del contexto diseño - análisis de sistemas de drenaje pluvial. Como puede observarse la herramienta desarrolla resulta ser aplicable (con diferentes grados de precisión) en las diferentes etapas del desarrollo y análisis de proyectos pluviales, permitiendo al usuario un flujo de trabajo continuo.

En comparación con las demás herramientas, es visible como la gran mayoría de ellas fueron desarrolladas con fines específicos sin contemplar un análisis completo de las diferentes etapas y análisis aplicables en el desarrollo de sistemas pluviales, por ello cada una suele ser referente en uno o dos aspectos, y donde las más desarrolladas buscan fines comerciales.

Aunque la herramienta desarrollada incursiona en todas las etapas no significa que no pueda ser mejorable, sin embargo, contiene una gama de opciones considerables para que el usuario configure diferentes escenarios de análisis y diseño según sea el objetivo, dejando además un punto de partida para futuros desarrollos.

Tabla 5.12 Comparación de las capacidades de la herramienta desarrollada con diferente software enfocado al análisis y diseño de sistemas de drenaje pluvial

Modelo	Capacidades básicas comparadas			
	Análisis de precipitaciones	Diseño drenaje pluvial	Determinación impacto hidrológico	Sistemas urbanos de drenaje sostenible
SWMM (Storm Water Management Model)				
MUSIC (Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualisation)				
HTP (Drenaje Urbano)				
Bentley Suite Software				
Chaak				
 No incluido;  Integración baja;  Integración media;  Integración buena				

5.3 Zona de estudio

En este apartado se muestran los resultados obtenidos del análisis hidrológico en la zona de estudio, el cual tiene como objetivo el determinar el impacto hidrológico por urbanización en la cuenca hidrológica del río Verdiguél.

5.3.1 Delimitación de la cuenca y subcuencas de análisis

Siguiendo el esquema planteado en la metodología, se realizó la delimitación de la cuenca urbana y natural de la zona de estudio, en los siguientes apartados se muestran los resultados obtenidos para cada condición.

5.3.1.1 Condición natural

La figura 5.69 muestra la delimitación de la cuenca hidrológica para una condición natural. Esta definición de los límites se obtuvo para la cuenca y subcuencas bajo análisis y donde los parteaguas obtenidos se determinaron considerando únicamente la topografía del terreno. En esta delimitación se observa la existencia de dos subcuencas principales de análisis, que debido a la urbanización presentan interferencia entre sus cauces.

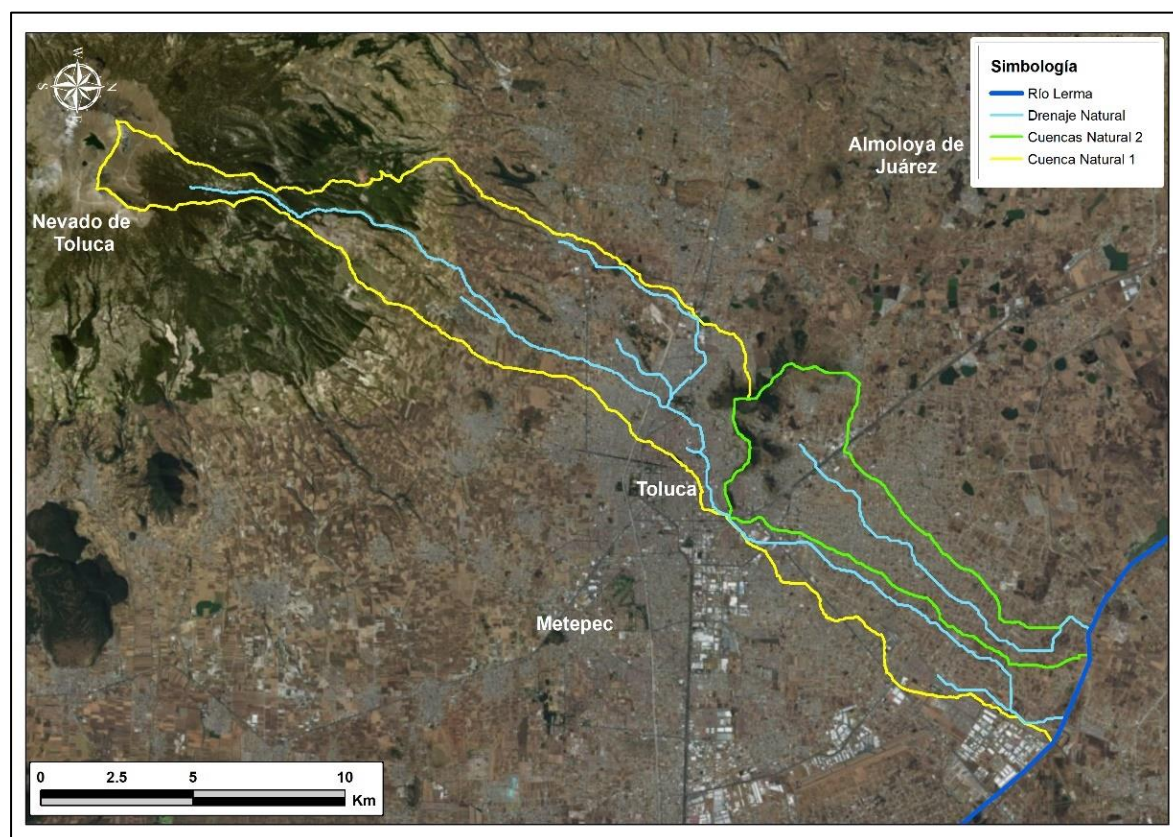


Figura 5.69 Subcuencas naturales de análisis obtenidas

5.3.1.2 Condición urbana

Con base en el parteaguas obtenido para la condición natural se llevó a cabo la delimitación de la cuenca urbana aplicando los criterios y el proceso mostrado en capítulos anteriores. La figura 5.70 presenta el parteaguas de la cuenca urbana, y sus redes de drenaje, donde puede apreciarse la influencia que tiene la red de colectores en la zona.

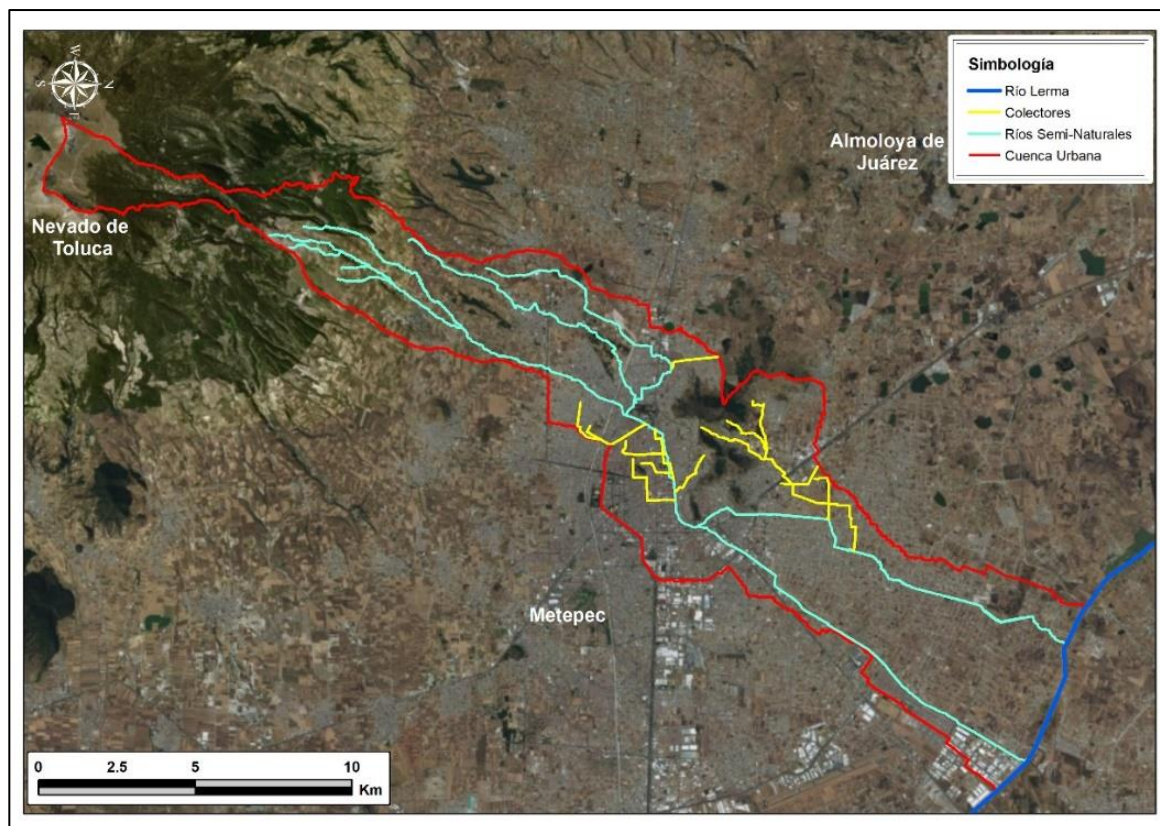


Figura 5.70 Cuenca urbana y el sistema de drenaje en la zona de estudio

Debido a la complejidad de la configuración de la cuenca urbana, y teniendo en cuenta la información y calidad de la información disponible en la zona, la determinación de su respuesta requiere de una delimitación a detalle de tal forma que la homogeneidad de las subcuencas permita aproximar mejor el cálculo y la identificación de puntos de análisis donde los flujos convergen.

La figura 5.71 muestra un panorama general de las zonas de análisis obtenidas, así como los puntos de análisis, para un total de 8 zonas. Las primeras 4 presentando su confluencia en el río Verdiguél al inicio de la vialidad paseo universidad, el área de drenado queda constituida por porciones naturales ubicadas en las faldas del nevado de Toluca, teniendo centros importantes de urbanización en Cacalomacán, San Buenaventura, El Seminario, San Mateo Oxtotitlán y la colonia Nueva Oxtotitlán. Cabe destacar que también existen en la zona estructuras de regulación ubicadas en el Parque Alameda 2000 concebidas para la atenuación de avenidas.

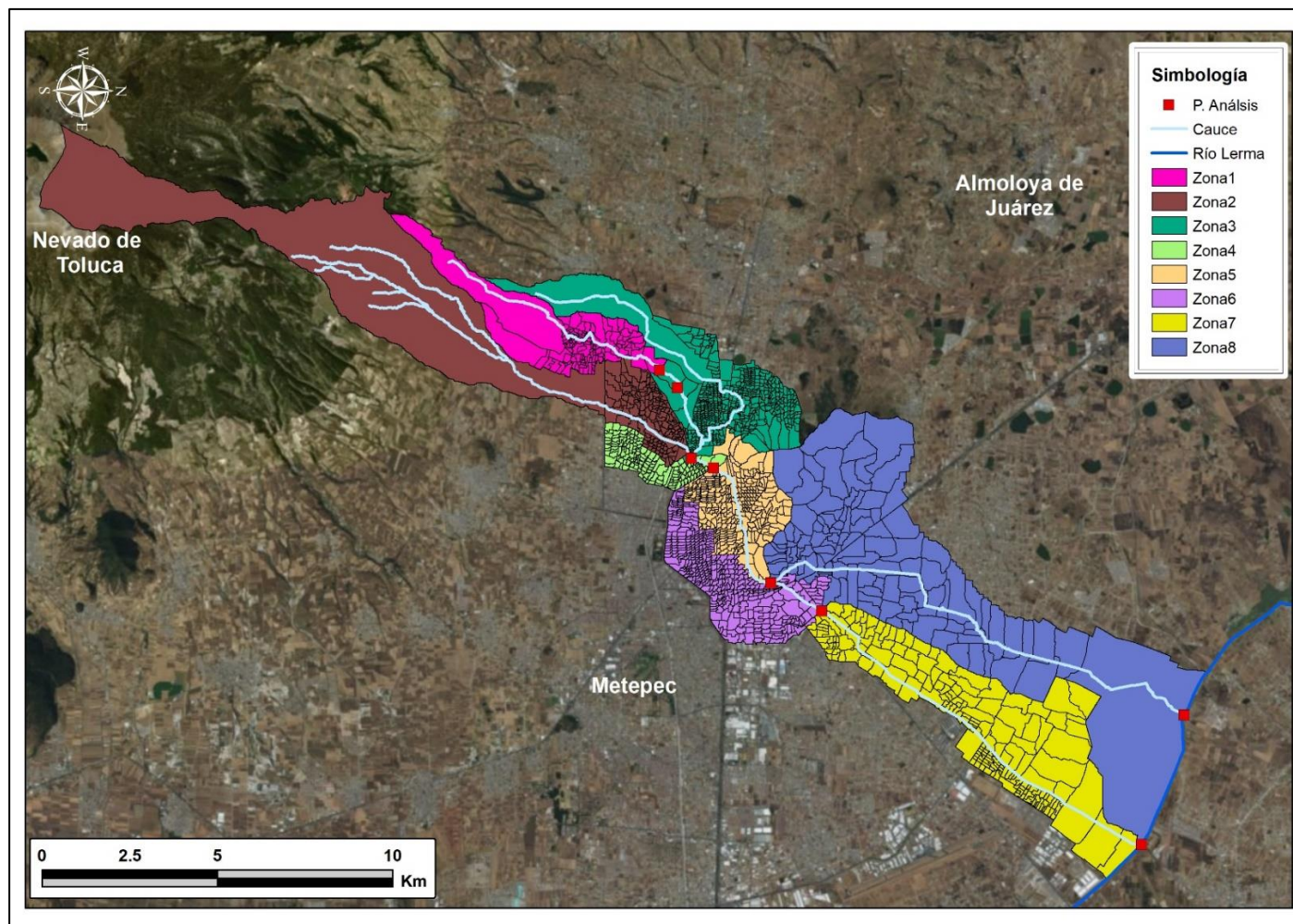


Figura 5.71 Delimitación de las zonas de análisis para la condición urbanizada.

5.3.2 Curvas IDTr

Con el empleo del módulo “Curvas IDTr”, se construyeron las curvas IDTr correspondientes a 2, 5, 10, 20 años de periodo de retorno, teniendo como base los registros de precipitación diaria de las 10 estaciones pluviométricas procesadas en la zona. En las figuras 5.72 a 5.81 se muestran las curvas IDTr obtenidas para las estaciones pluviométricas y donde los resultados obtenidos mediante el proceso de estimación muestran que las precipitaciones máximas se ubican en la zona alta y en las faldas del nevado de Toluca presentado una disminución en la planicie. Con respecto a la información al uso de información pluviográfica, en la figura 5.82 se muestran las curvas obtenidas mediante la información pluviográfica de la zona. Este proceso se realizó con la finalidad de contrastar las curvas obtenidas para la misma estación (estimada versus construida para el Observatorio Universitario). Cabe resaltar que para las curvas estimadas con información pluviométrica la variación es notable contrastadas con la construcción a partir de información pluviográfica. Estas diferencias alcanzaron valores de hasta 60% más grandes conforme el periodo de retorno incrementa. Por lo anterior, para la zona de influencia de la estación Observatorio Universitario se tomarán los valores de las curvas IDTr obtenidas con la información pluviográfica.

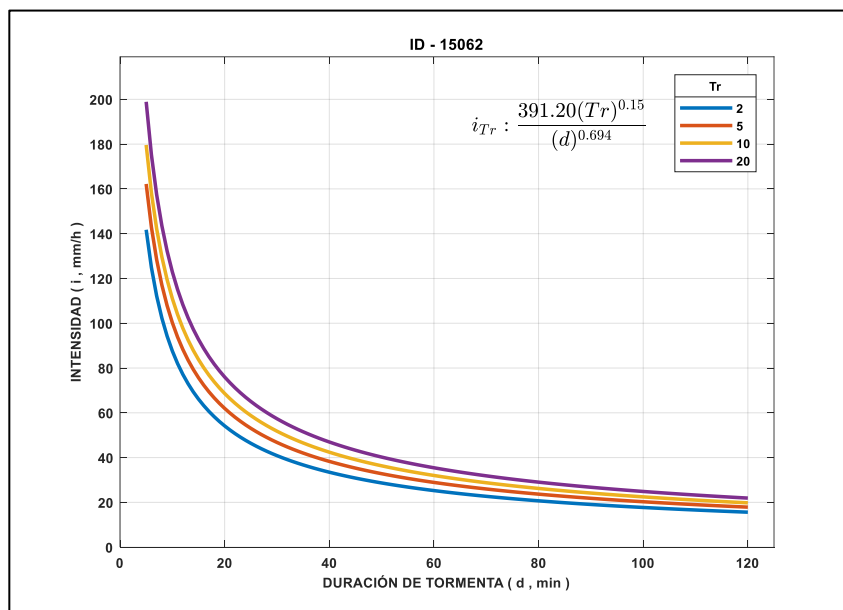


Figura 5.72 Curvas IDTr características de la estación ID-15062, con un factor de convectividad $R=0.61$

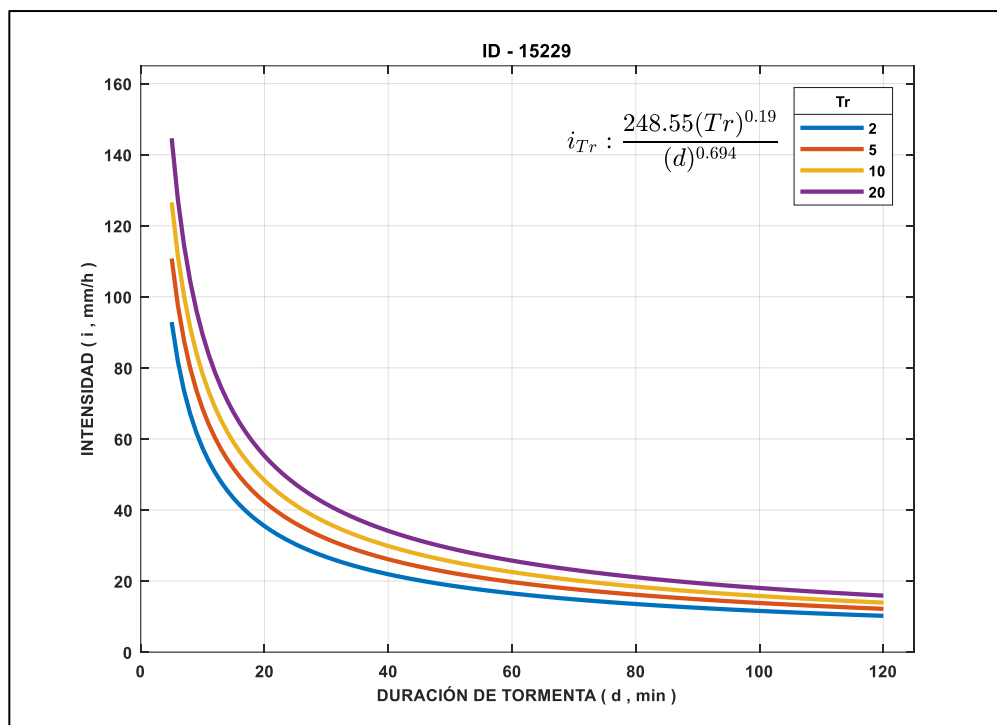


Figura 5.73 Curvas IDTr características de la estación ID-15229, con un factor de convectividad $R=0.60$

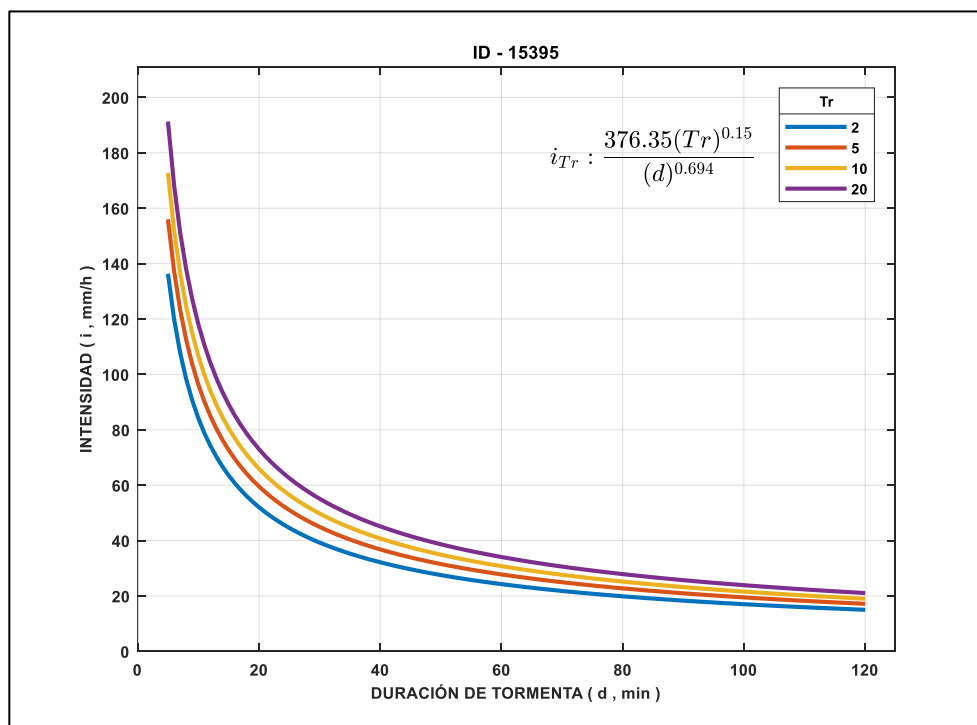


Figura 5.74 Curvas IDTr características de la estación ID-15395, con un factor de convectividad $R=0.60$

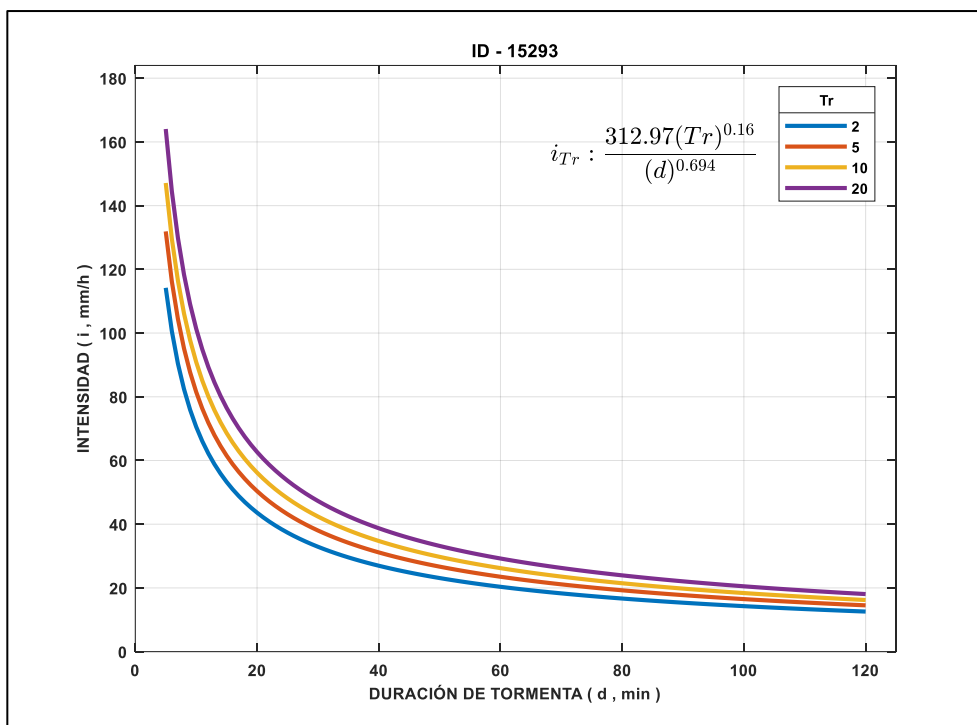


Figura 5.75 Curvas IDTr características de la estación ID-15293, con un factor de convectividad $R=0.61$

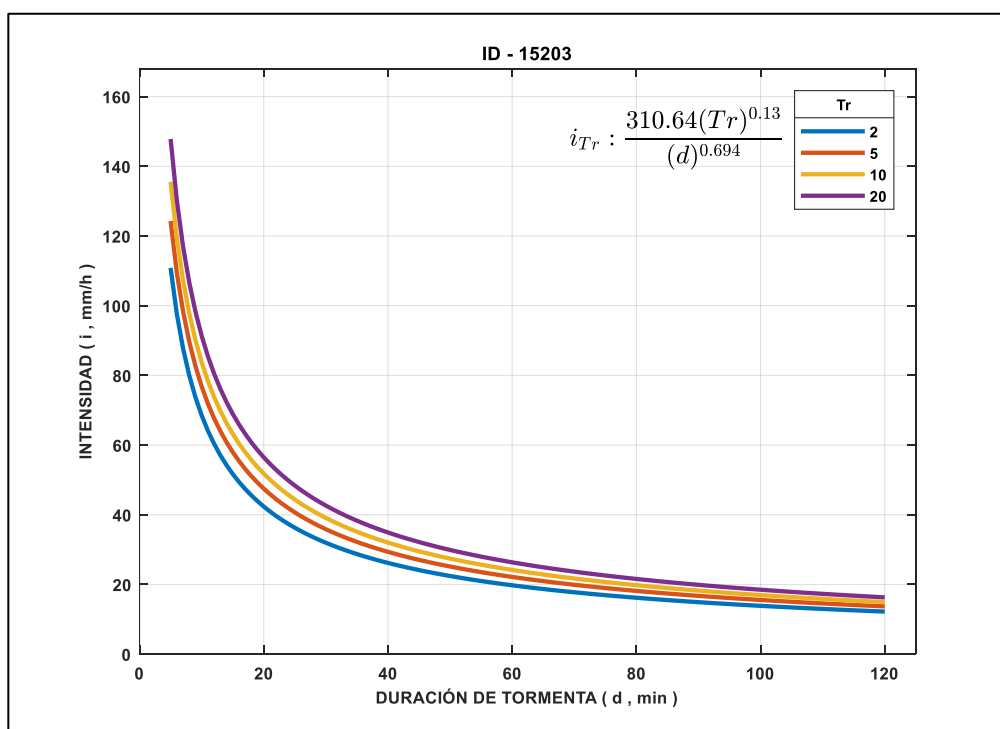


Figura 5.76 Curvas IDTr características de la estación ID-15203, con un factor de convectividad $R=0.61$

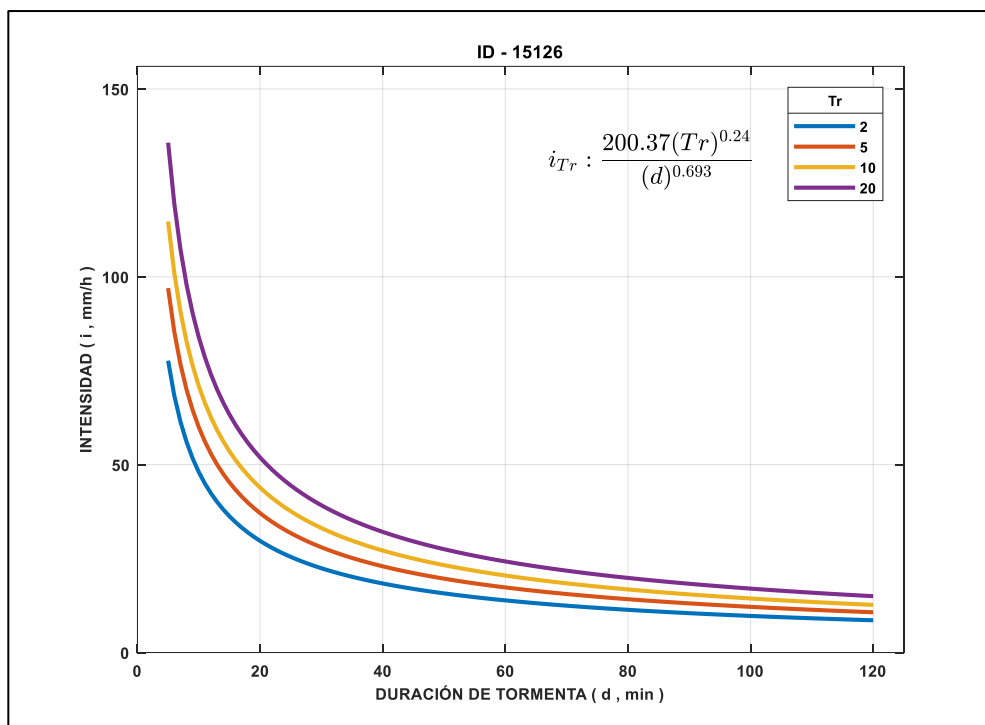


Figura 5.77 Curvas IDTr características de la estación ID-15126, con un factor de convectividad $R=0.58$

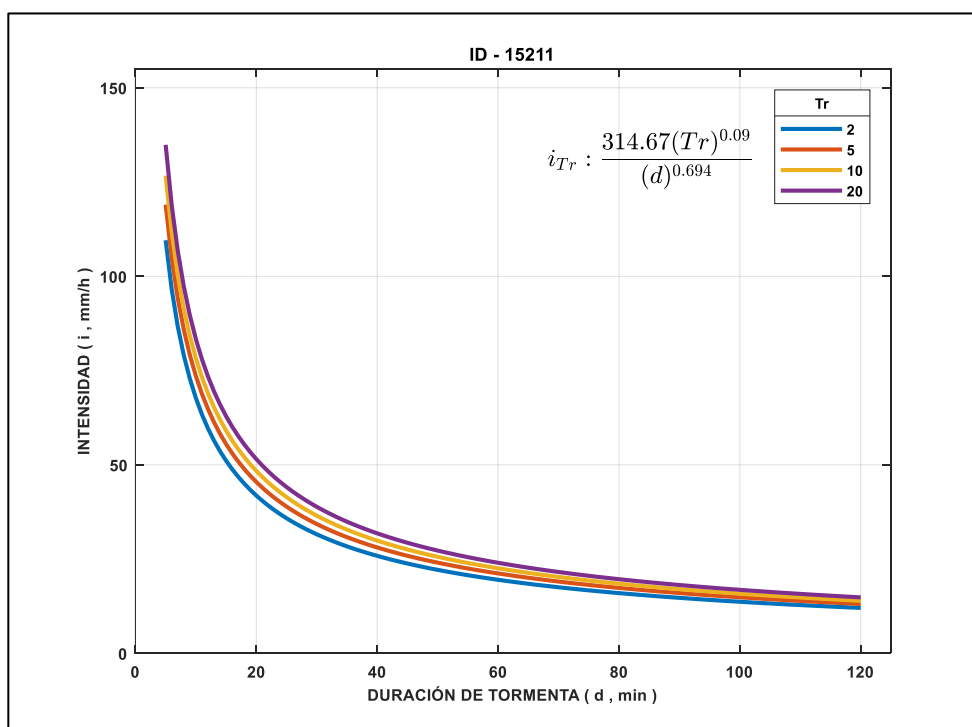


Figura 5.78 Curvas IDTr características de la estación ID-15211, con un factor de convectividad $R=0.60$

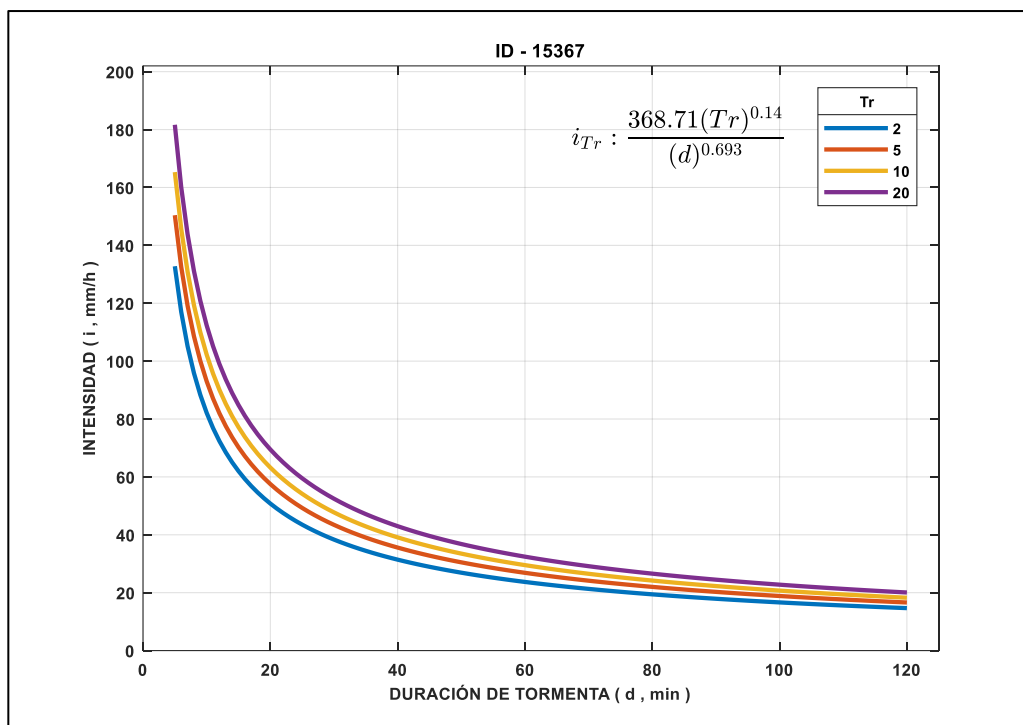


Figura 5.79 Curvas IDTr características de la estación ID-15367, con un factor de convectividad $R=0.58$

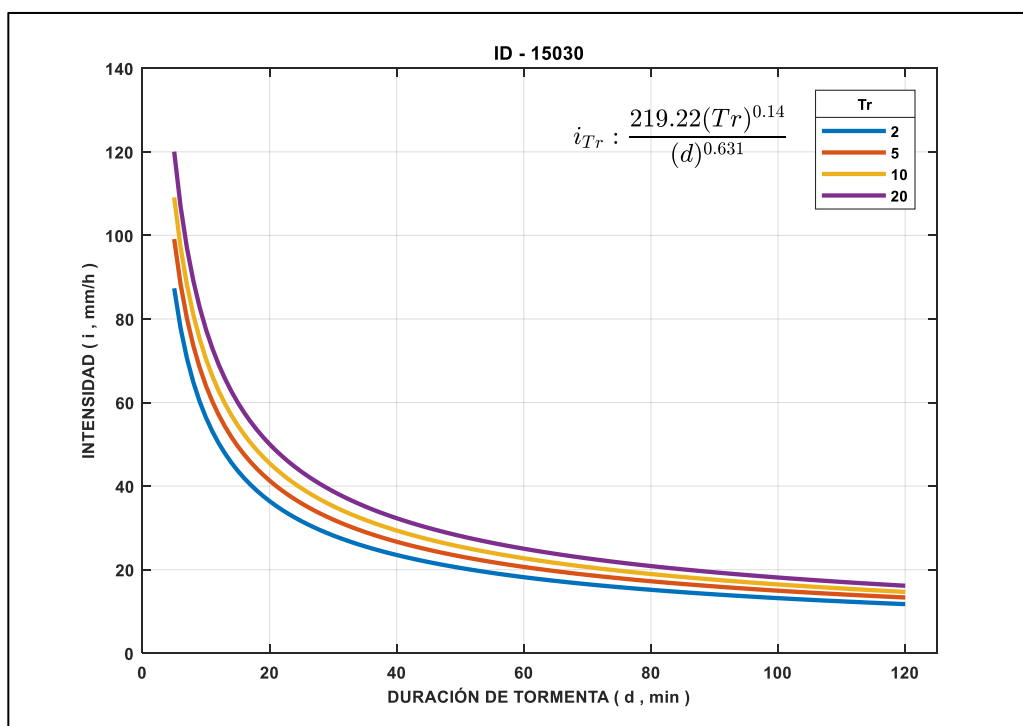


Figura 5.80 Curvas IDTr características de la estación ID-15030, con un factor de convectividad $R=0.41$.

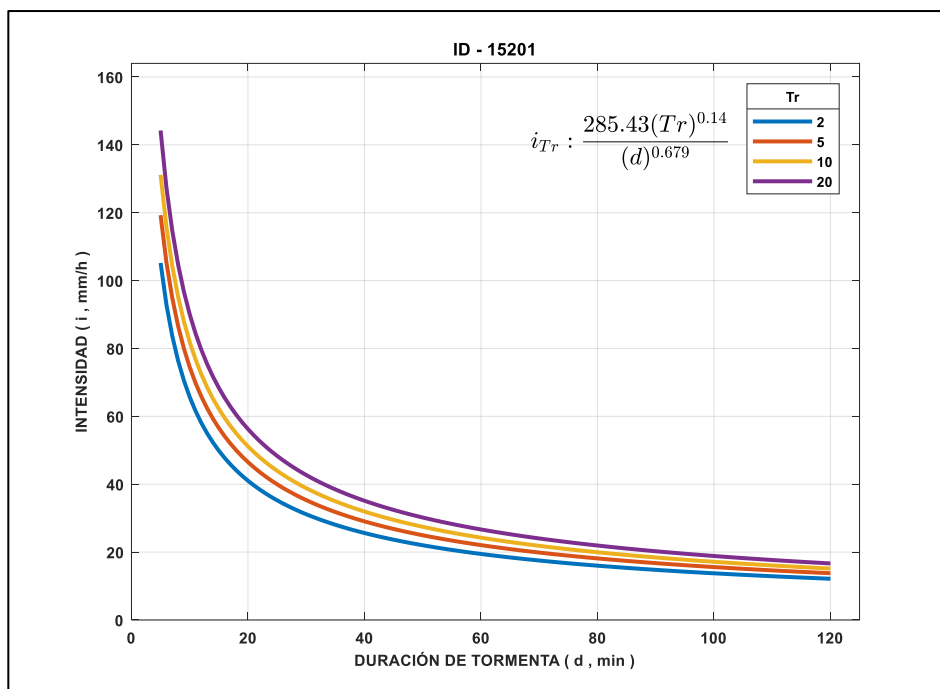


Figura 5.81 Curvas IDTr características de la estación ID-15201, con un factor de convectividad $R=0.52$

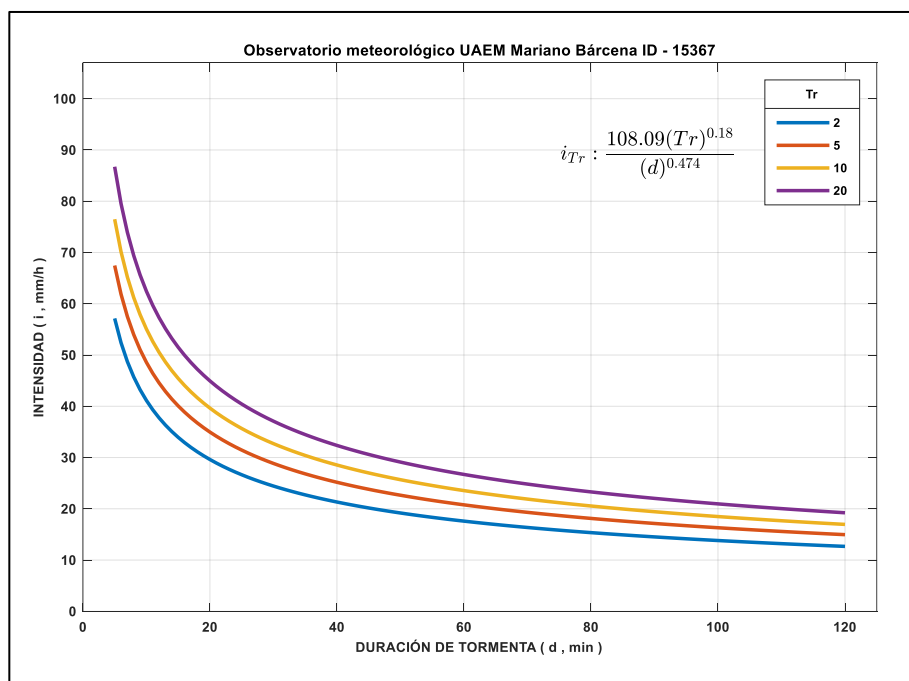


Figura 5.82 Curvas IDTr observatorio meteorológico UAEM Mariano Bárcena

Finalmente, en la figura 5.83 se presenta la influencia que tiene cada estación sobre la cuenca de estudio considerando el método de polígonos de Thiessen. En el Anexo I-B se muestran más detalles del análisis realizado para la obtención de las curvas IDTr.

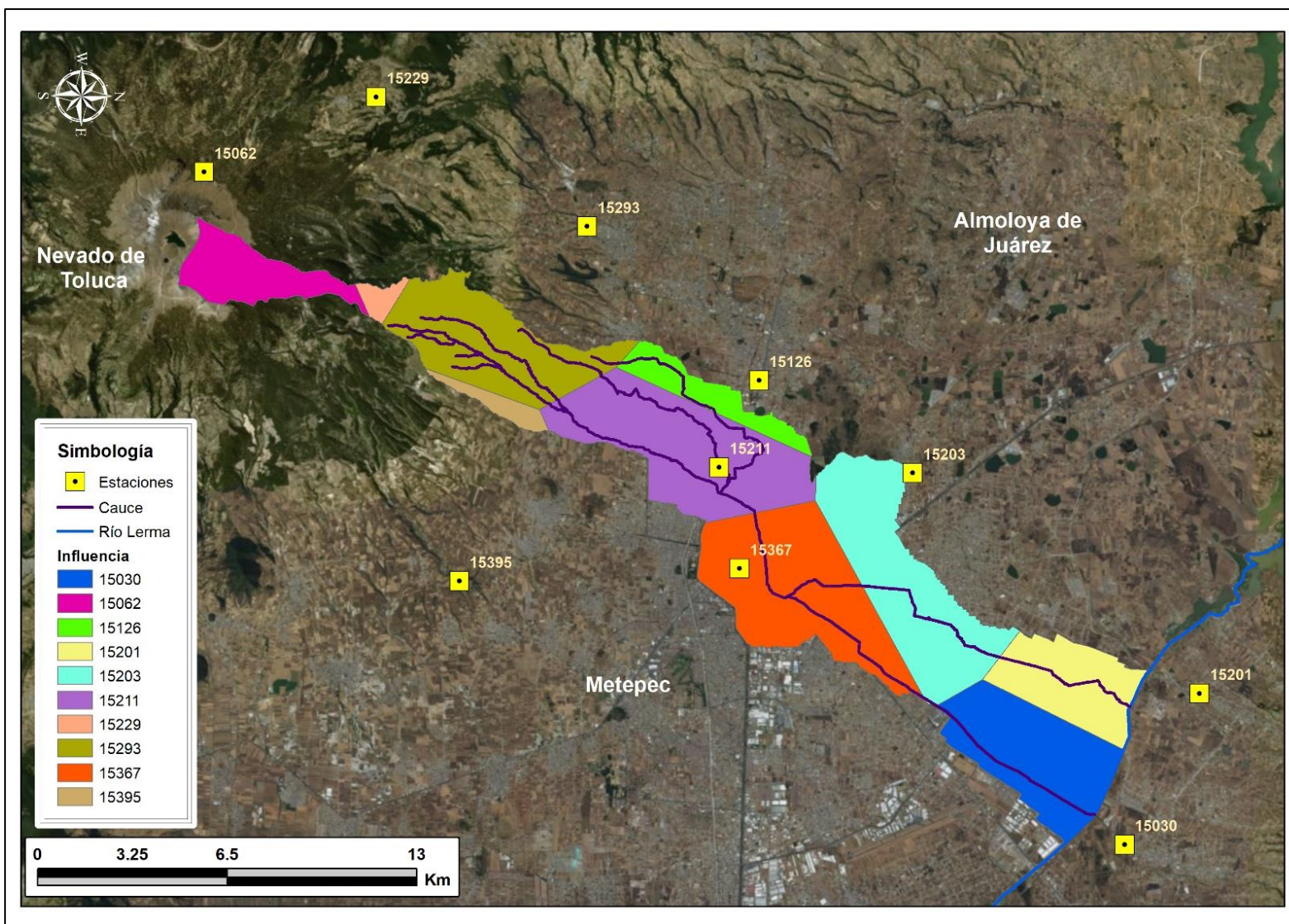


Figura 5.83 Influencia de las estaciones sobre la cuenca urbana (Polígonos de Thiessen)

5.3.3 Diseño conceptual de la red de drenaje pluvial

En los siguientes apartados se muestran de manera general los resultados obtenidos del diseño conceptual del drenaje pluvial en los principales centros urbanos de la cuenca del río Verdiguél. Se ha prestado especial atención a los parámetros de diseño y a las características de la red obtenida, los detalles del cálculo se presentan a detalle en el Anexo IV.

5.3.3.1 Diseño conceptual de la red Zona 1: Río Verdiguél – Parque Alameda 2000

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.84. Estos presentan valores entre 10 y 15 *min* para subcuencas con gran porcentaje de impermeabilización y valores de hasta 50.58 *min* para las subcuencas con gran extensión de terreno natural. Los valores del coeficiente C presentan valores de 0.29-0.39 en zonas con gran menor grado de urbanización y de 0.4-0.6 en subcuencas notablemente urbanizadas.

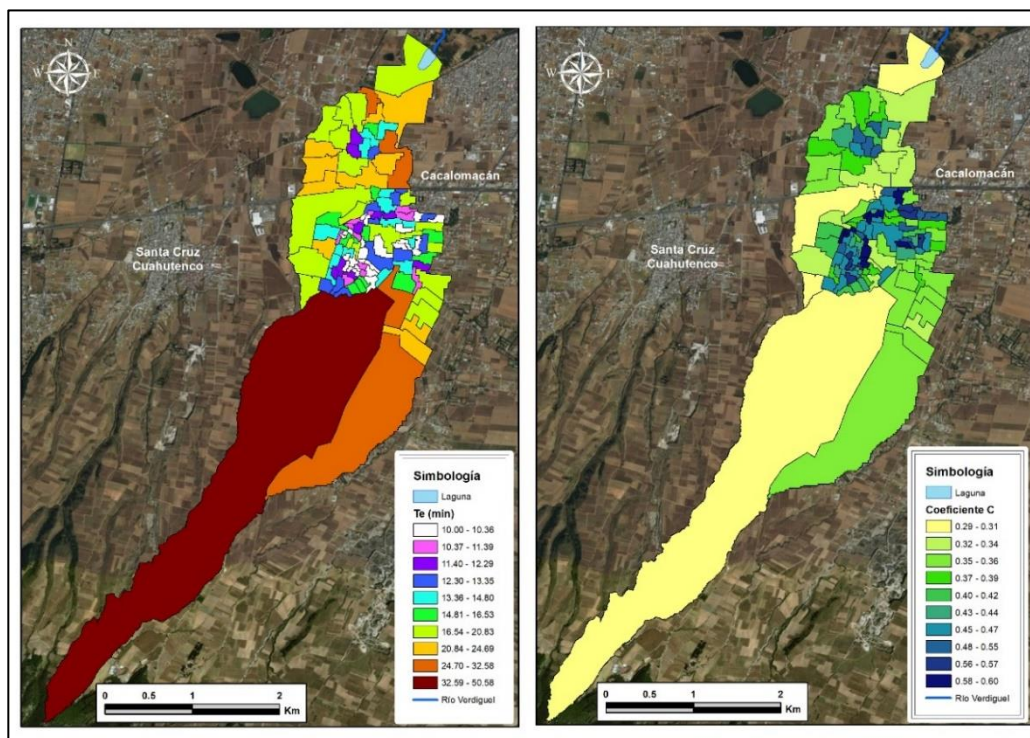


Figura 5.84 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 1

La red propuesta consta de 110 tuberías con una longitud total de 13,922.85 *m* y 120 subcuencas con un área de drenado total igual a 935.03 *ha*. Los diámetros estimados presentan dimensiones de 0.30 *m* para conductos iniciales incrementado con dirección aguas abajo hasta 2.29 *m* en la salida, con descarga directa a una laguna de detención (figura 5.85).

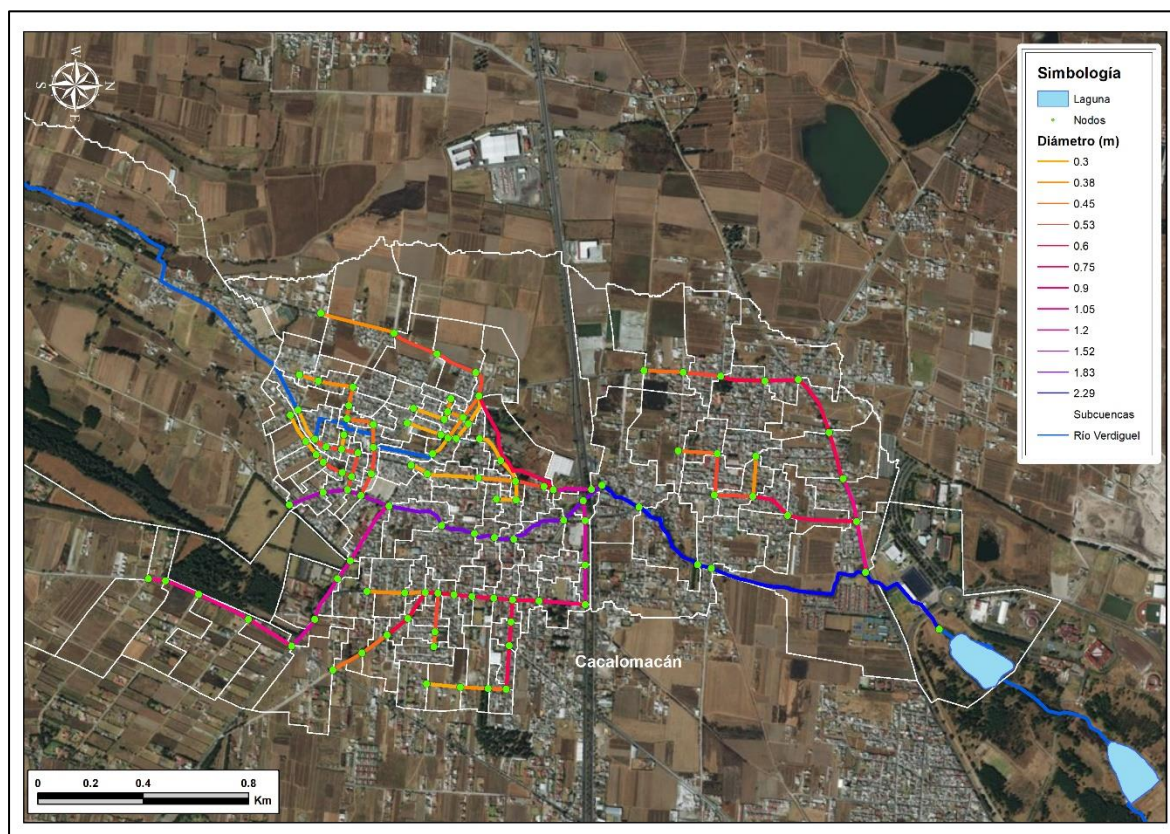


Figura 5.85 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 1

5.3.3.2 Diseño conceptual de la red Zona 2: Río Cano – Paseo Universidad

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.86, presentando valores entre 10 y 17.90 *min* para subcuencas con gran porcentaje de impermeabilización y valores de hasta 118.50 *min* para las subcuencas más grandes que aún presenta una condición mayoritariamente natural. Los valores del coeficiente C presentan valores de 0.29-0.35 en zonas con menor grado de urbanización y de 0.35-0.68 en subcuencas notablemente urbanizadas cerca de la descarga.

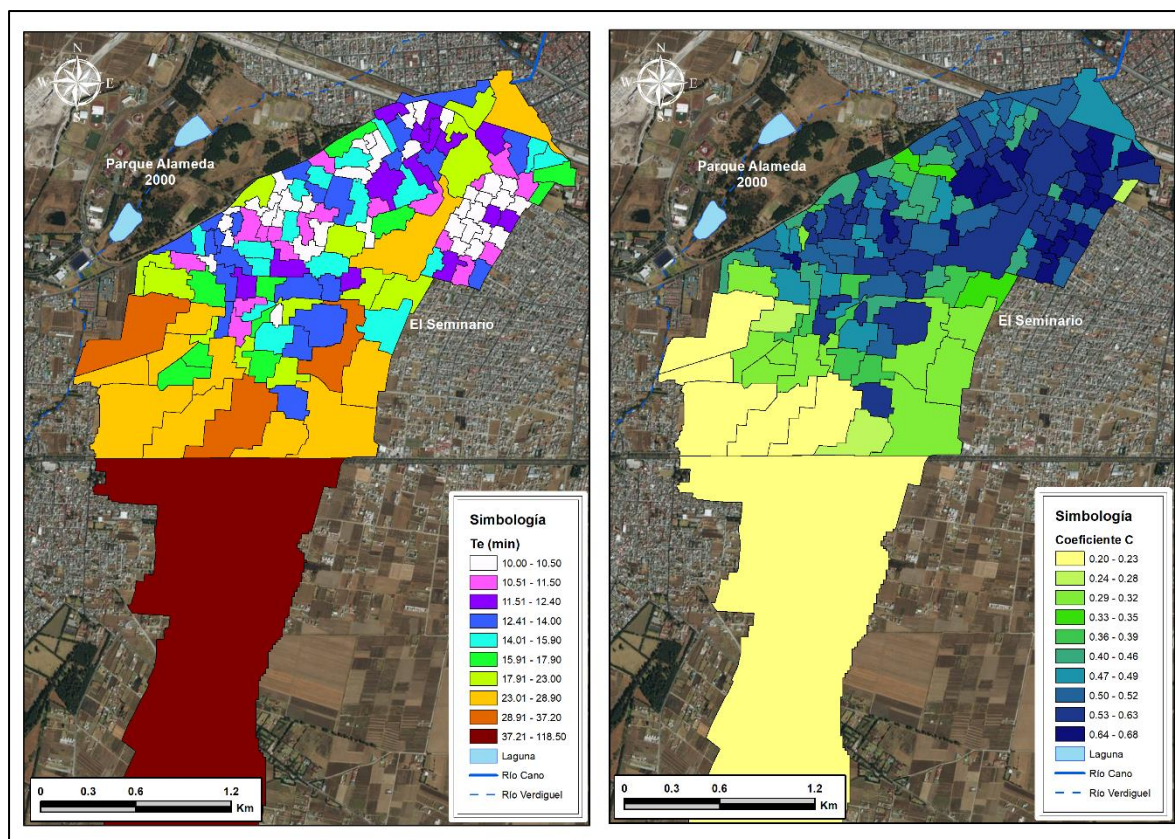


Figura 5.86 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño del drenaje pluvial de la zona 2

La red propuesta consta de 137 nodos, 136 tramos de tuberías con una longitud total de 21,616.96 m y 145 subcuencas con un área de drenado total igual a 3,398.74 ha. En la Figura 5.87 se puede apreciar que los diámetros estimados tienen dimensiones de 0.30 m para conductos iniciales incrementado con dirección aguas abajo hasta 2.54 m en la salida, con descarga al río Verdiguél, donde su sección natural se ha sustituido por una sección cajón de 3.0 x 2.5 m.

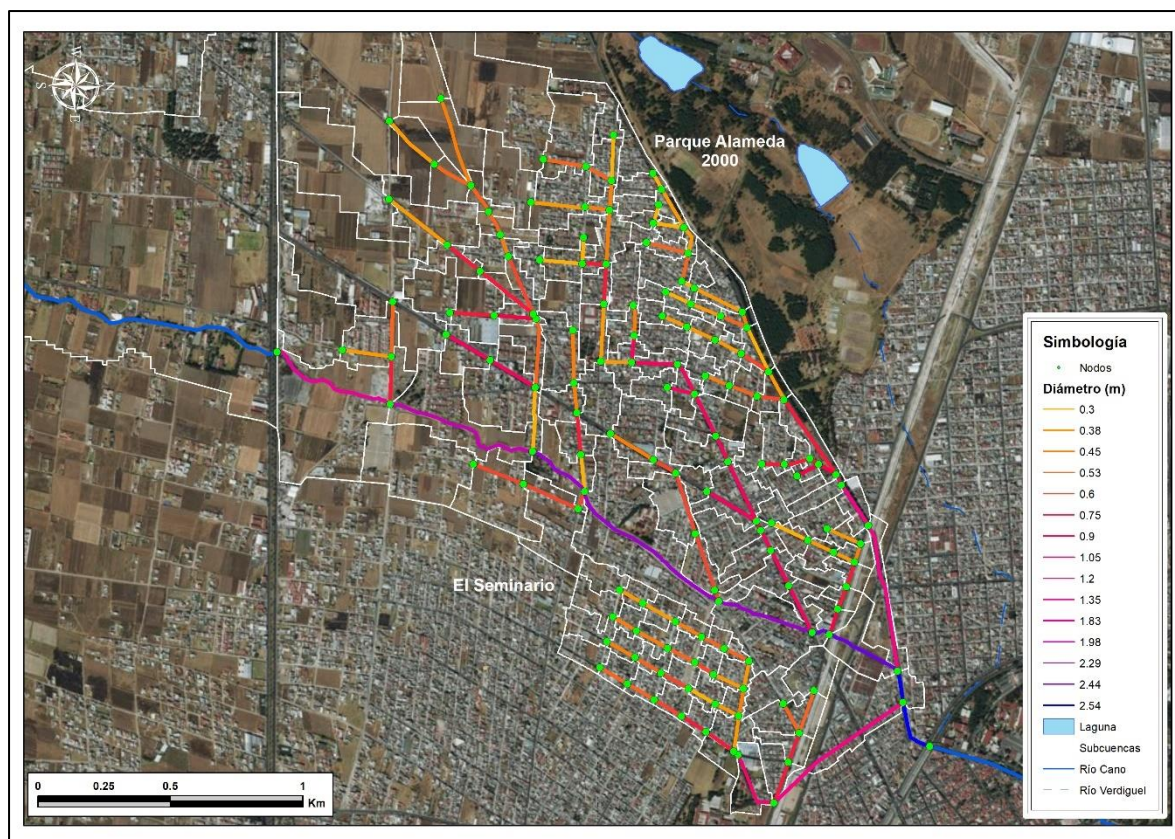


Figura 5.87 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 2

5.3.3.3 Diseño conceptual de la red Zona 3: Río Caballero – Paseo Universidad

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.88, presentando valores entre 10 - 14 *min* para subcuencas con gran porcentaje de impermeabilización resaltando la gran pendiente que presenta la zona noreste y valores de hasta 85 *min* para la subcuenca más grande que aún presenta una condición mayoritariamente natural.

Los valores del coeficiente C se encuentran entre 0.29-0.37 en zonas con menor grado de urbanización y de 0.35-0.70 en subcuencas notablemente urbanizadas, aumentando conforme se acerca a la descarga.

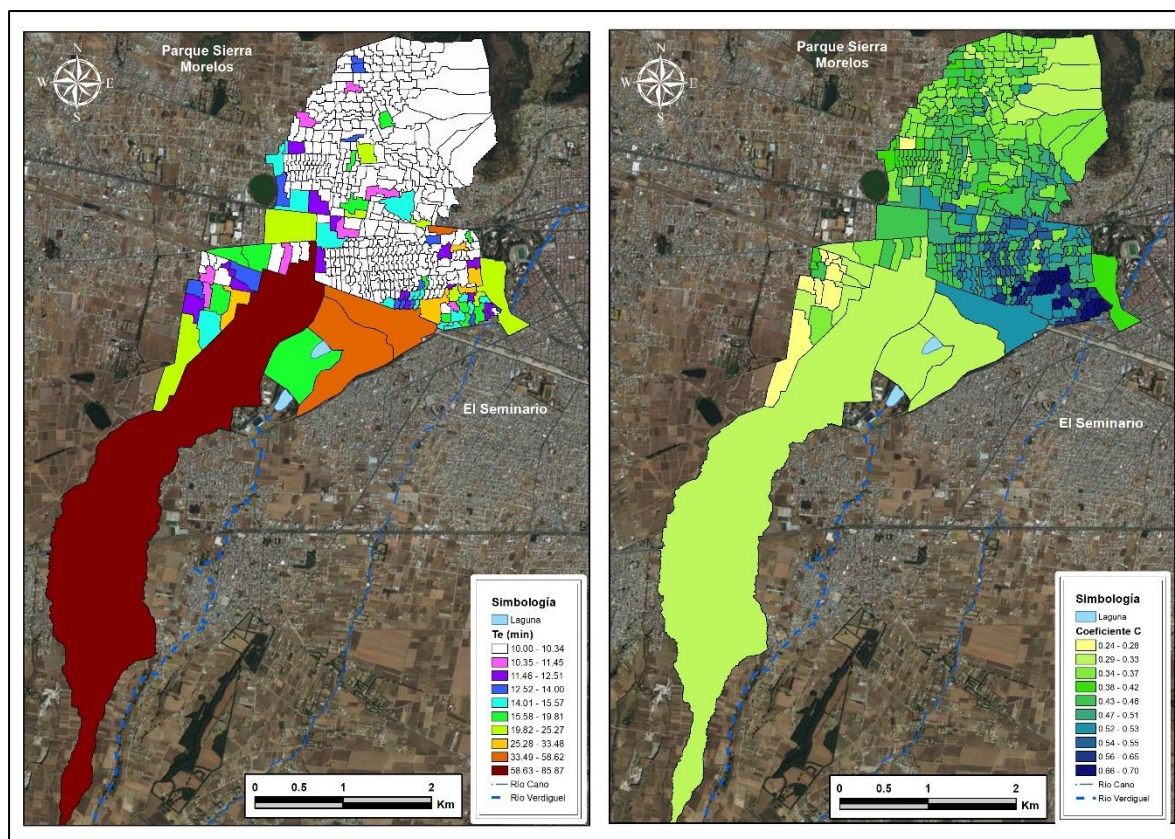


Figura 5.88 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 3

La red propuesta presenta una configuración en peine, consta de 412 nodos, 412 tramos de tuberías con una longitud total de 41,869.00 m y 428 subcuencas con un área de drenado total igual a 1,349.32 ha .

Los diámetros estimados presentan dimensiones de 0.30 m para conductos iniciales incrementado con dirección aguas abajo hasta 2.74 m en la salida, con descarga al río Verdiguil, donde su sección natural se ha sustituido por una sección cajón de 3.0 x 2.5 m (Figura 5.89).

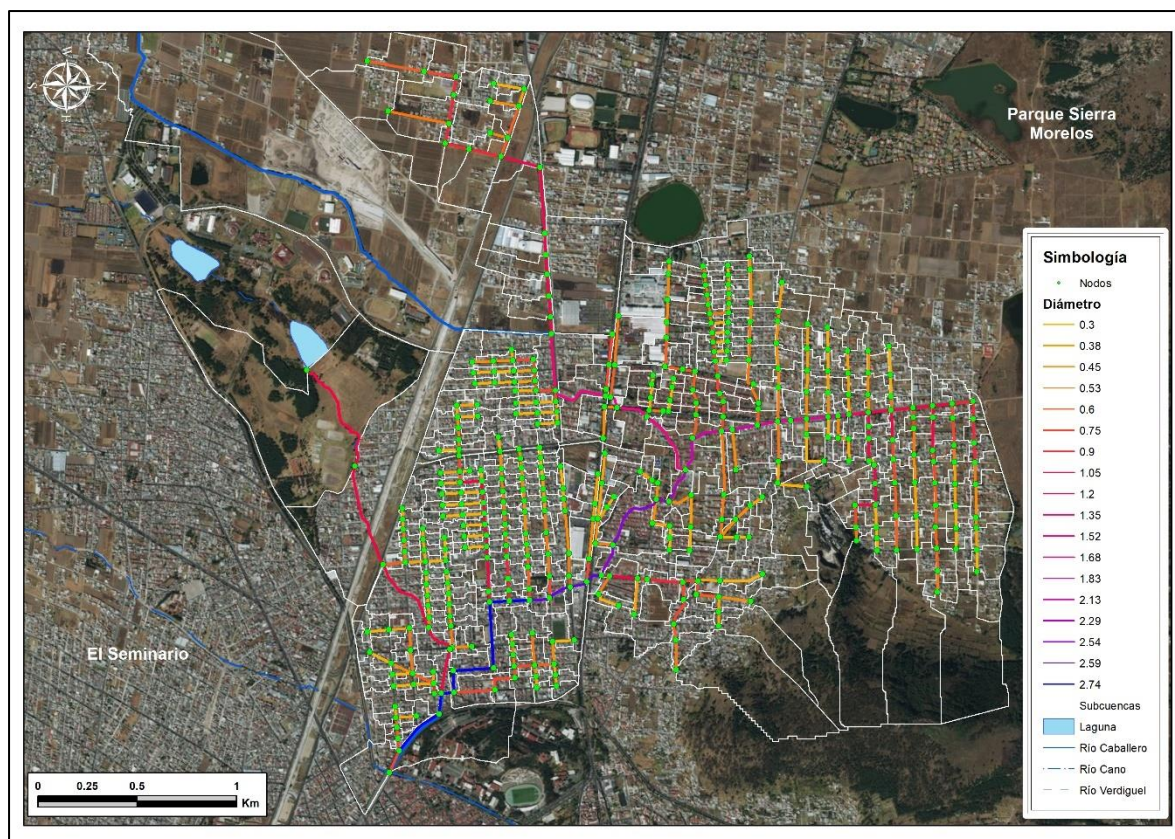


Figura 5.89 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 3

5.3.3.4 Diseño conceptual de la red Zona 4: El Seminario – Bóveda del río Verdiguél

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.90, presentando valores entre 10 - 18 *min* para subcuencas con gran porcentaje de impermeabilización y valores de hasta 30.71 *min* para las subcuencas más grandes con porcentajes considerables de áreas verdes.

Los valores del coeficiente C varían entre 0.29-0.41 en zonas con menor grado de urbanización ubicadas principalmente en la periferia y entre 0.35-0.61 para zonas con gran urbanización incrementándose conforme se avanza a la ciudad de Toluca.

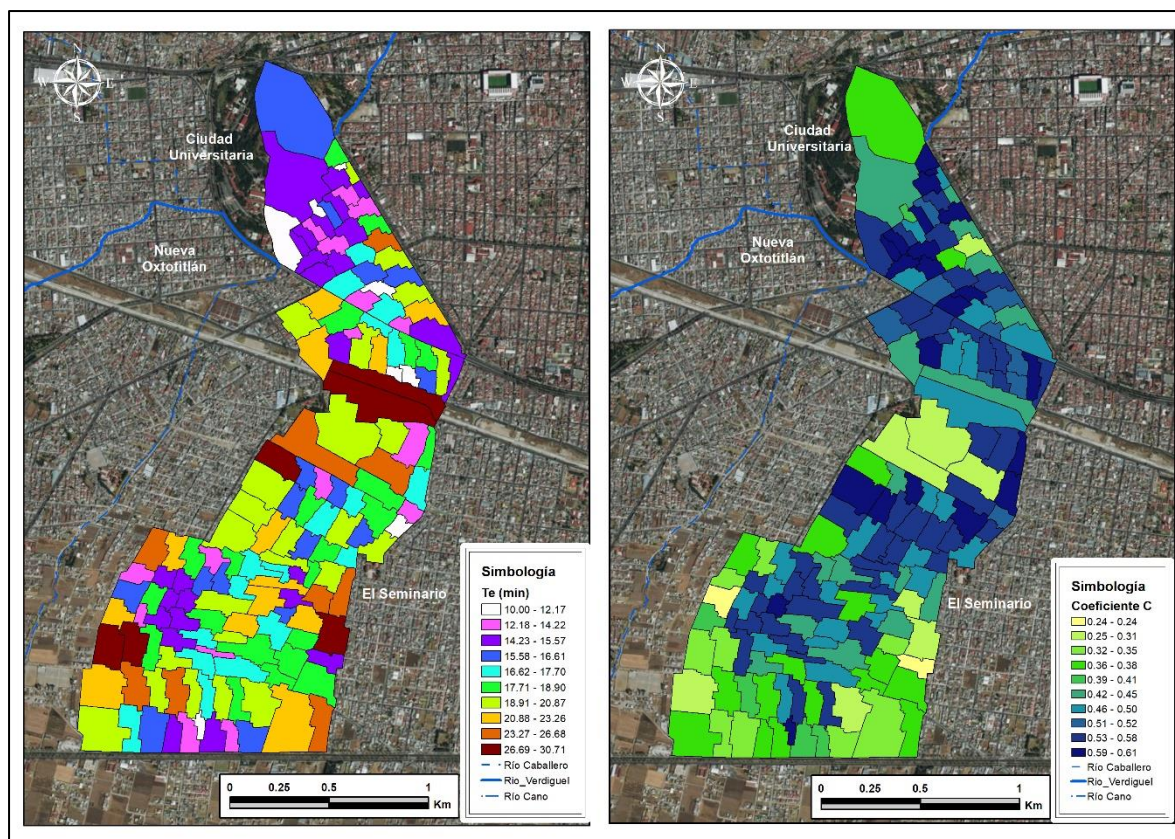


Figura 5.90 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 4

La red propuesta presenta una configuración en peine, consta de 157 nodos, 156 tramos de tuberías con una longitud total de 19,441.85 m y 155 subcuencas con un área de drenado total igual a 263.35 ha .

Los diámetros estimados tienen dimensiones de 0.30 m para conductos iniciales incrementado con dirección aguas abajo hasta 1.68 m en la salida, con descarga al río Verdiguél, donde su sección natural se ha sustituido por un conducto circular de 2.44 m y continua así hasta llegar al punto donde inicia la bóveda del río Verdiguél y el colector de alivio existente de 2.44 m de diámetro (Figura 5.91).

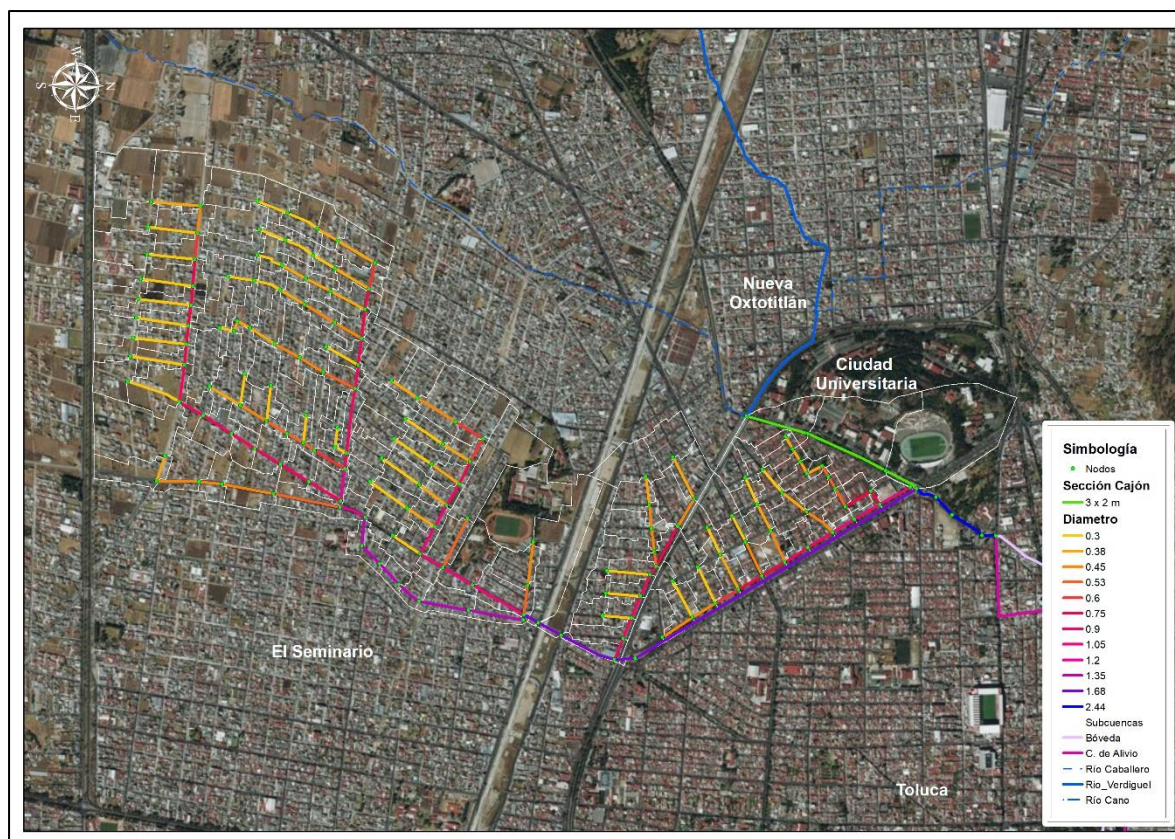


Figura 5.91 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 4

5.3.3.5 Diseño conceptual de la red Zona 5: Toluca – Glorieta de la Marina

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.92, presentando valores entre 10 – 28.59 *min*, con un promedio de 13.77 *min* debido al grado de urbanización. Las subcuencas con valores grandes corresponden a zonas con presencia de vegetación y/o poca pendiente.

Los valores del coeficiente C tienen valores de 0.29-0.53 en zonas con menor grado de urbanización ubicadas principalmente en la periferia y de 0.53 - 0.67 para zonas con gran urbanización correspondientes a zonas dentro de la ciudad de Toluca.

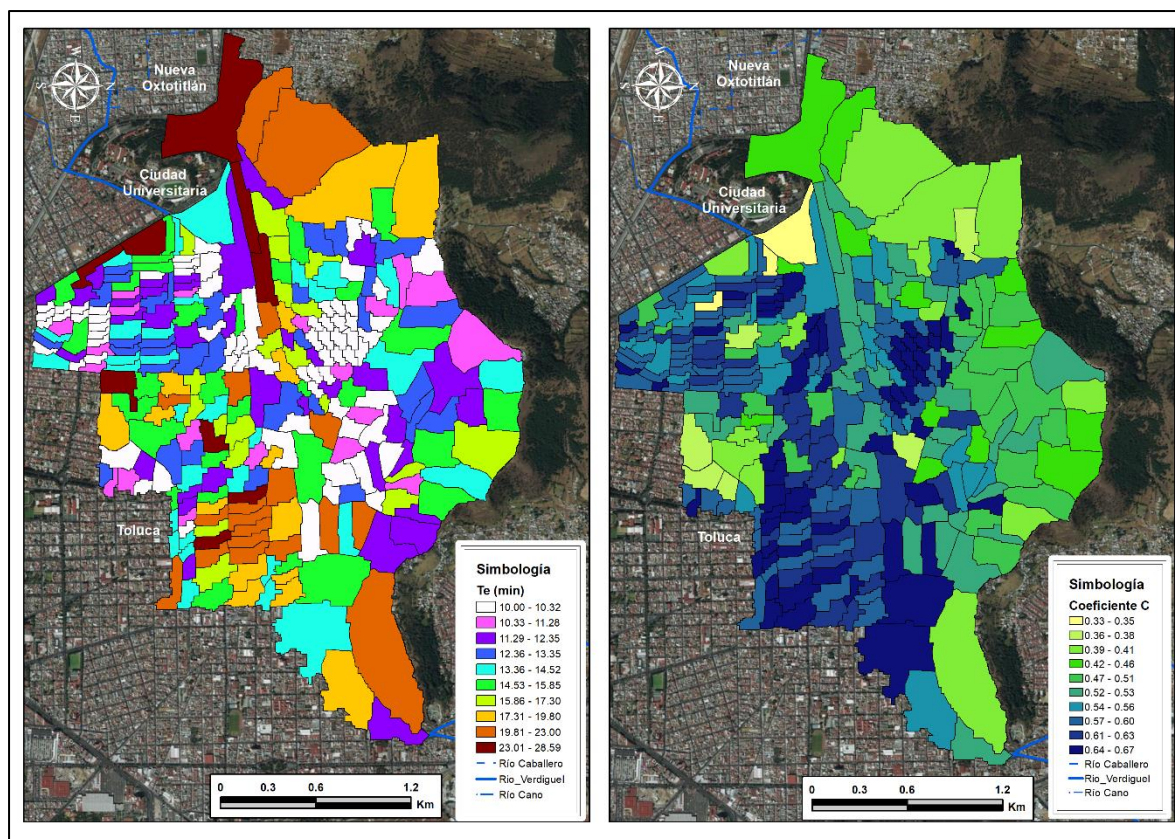


Figura 5.92 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 5

La configuración de la red propuesta sigue el trazo en planta de la red existente en la zona, con descarga directa a la bóveda del río Verdiguél y el colector de alivio existente. Esta red consta de 305 nodos, 290 tramos de tuberías (incluyendo bóveda y colector de alivio) con una longitud total de 36,634.74 m y 284 subcuencas con un área de drenado total igual a 723.57 ha.

Los diámetros estimados presentan dimensiones de 0.30 m para conductos iniciales, incrementado con dirección aguas abajo hasta 1.52 m en las diferentes descargas. El colector de alivio tiene un diámetro de 2.44 m (figura 5.93). Es importante destacar que para el caso de la bóveda del río Verdiguél su sección es variable y corresponden con la información mostrada en el apartado 5.1.5.

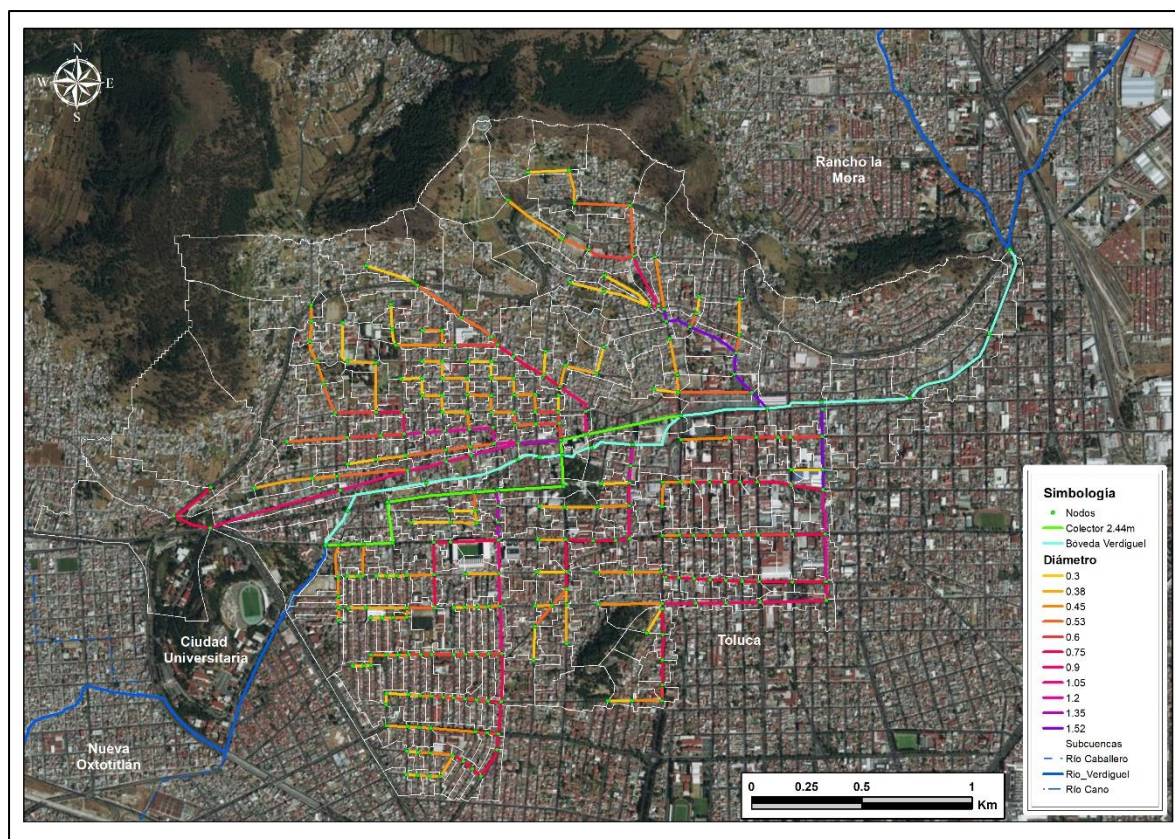


Figura 5.93 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 5

5.3.3.6 Diseño conceptual de la red Zona 6: Toluca – San Cristóbal Huichochitlán

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (Te) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.94, presentando valores entre 10 – 54.31 *min*. Las subcuencas con valores grandes corresponden a zonas con presencia de vegetación y/o poca pendiente y con áreas de drenaje grandes en comparación con las demás. Los valores del coeficiente C entre 0.29-0.68 corresponden a sitios específicos con zonas vegetadas y/o poca pendiente, presentando en promedio un valor de 0.58, cabe resaltar que los valores con coeficientes altos corresponden a zonas con actividad comercial ligadas a las principales avenidas.

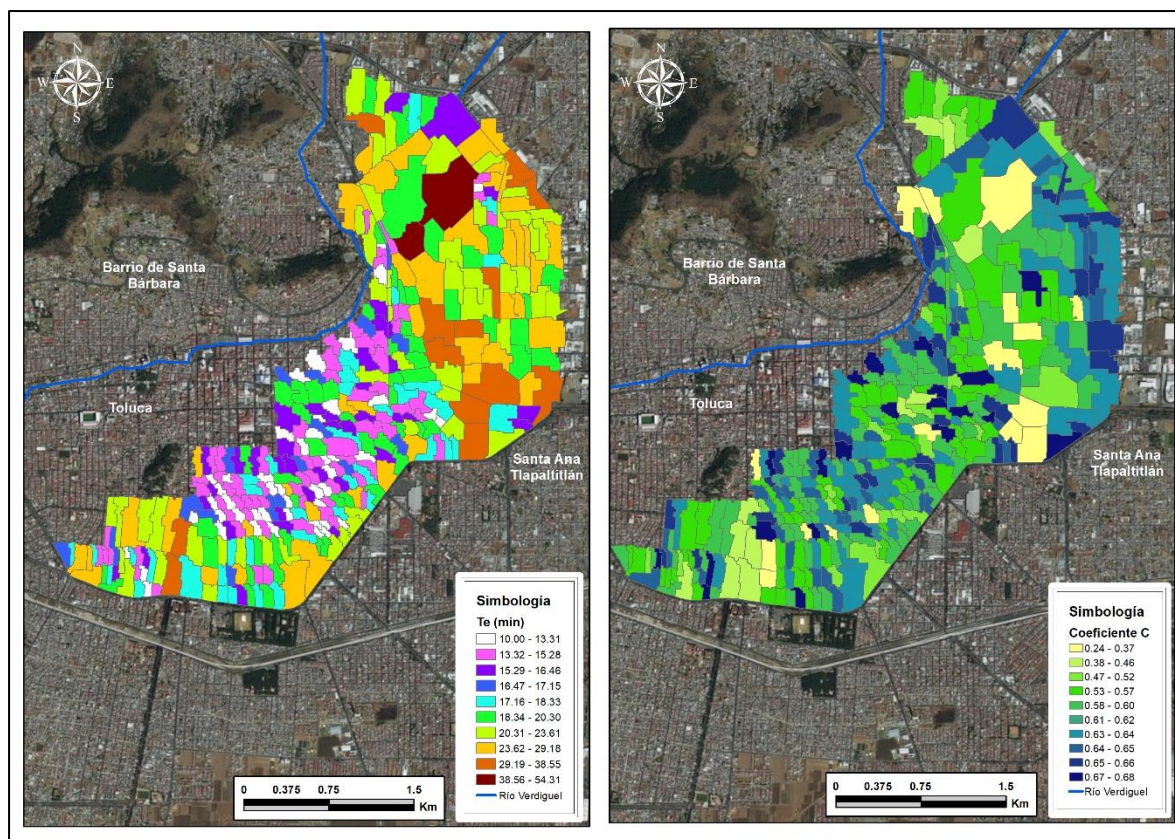


Figura 5.94 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño del drenaje pluvial de la zona 6

La configuración de la red propuesta sigue el trazo en planta de la red existente en la zona, con descarga directa al brazo derecho del río Verdiguél, destacando los colectores principales en las avenidas Alfredo del Mazo e Isidro Fabela. Esta configuración consta de 397 nodos, 393 tramos de tuberías con una longitud total de 55,783.7 m y 385 subcuencas con un área de drenado total igual a 863.57 ha.

Los diámetros estimados presentan dimensiones de 0.38 m para conductos iniciales incrementado con dirección aguas abajo hasta de 2.13 m (Figura 5.95), hasta unirse al brazo derecho del río Verdiguél, cuya sección natural se ha modificado por una sección cajón de 3.5 x 3 m.

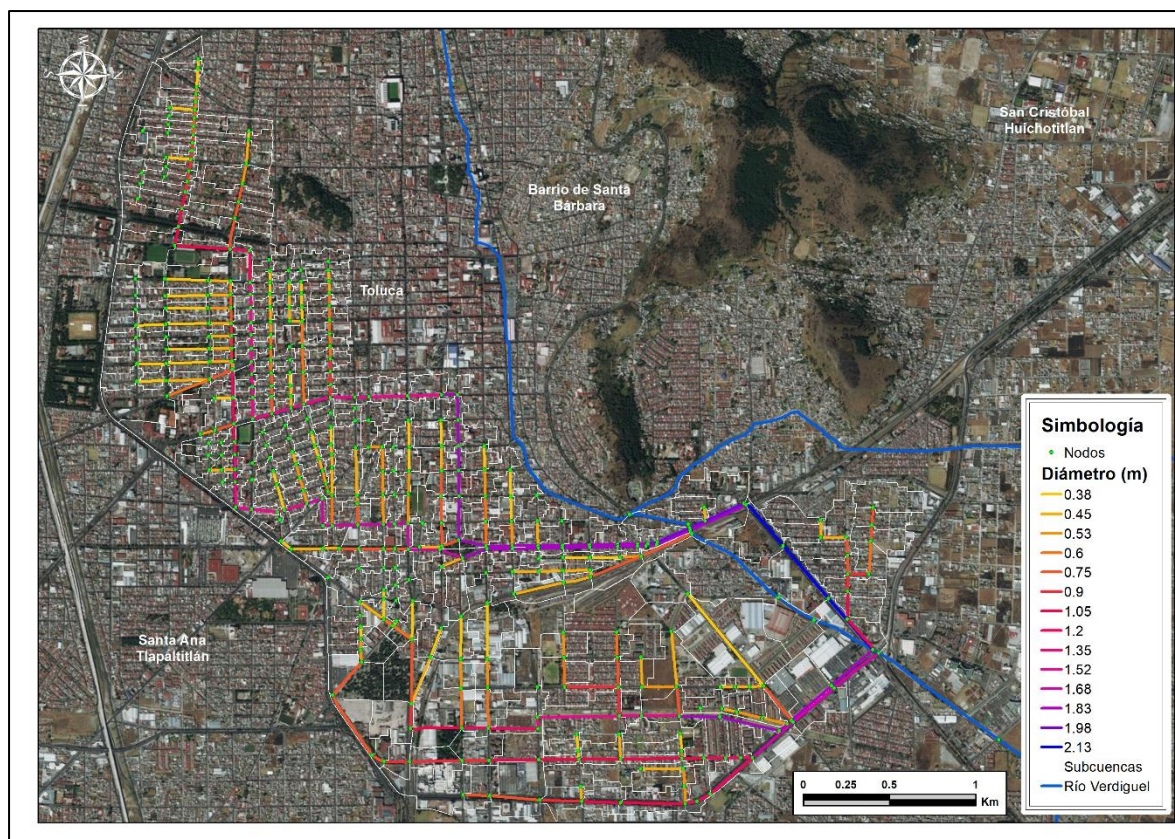


Figura 5.95 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 6

5.3.3.7 Diseño conceptual de la red Zona 7: Glorieta de la Marina – Río Lerma

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.96, presentando valores entre 10 – 39.17 *min*. Los valores del coeficiente C se encuentran entre 0.29-0.56 y donde los valores más grandes corresponden a sitios específicos con zonas urbanizadas. El complemento de zona tiene en promedio un valor de 0.40, y es menor pues, representa la zona semiurbana que cuenta con gran porcentaje de área destinada al cultivo.

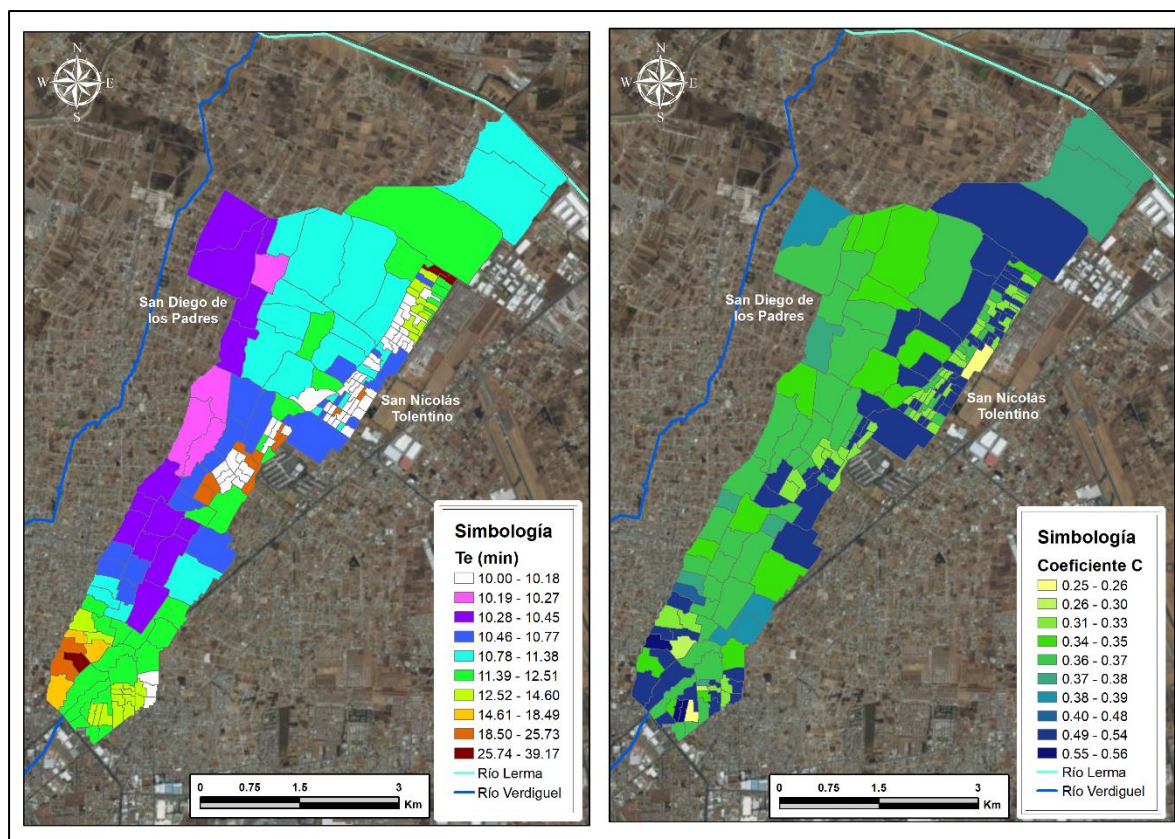


Figura 5.96 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 7

La configuración de la red propuesta sigue el trazo en planta de la red existente en la zona, con descarga directa al brazo derecho del río Lerma. Sin embargo, como en la zona la red de drenaje es inexistente, y en su mayoría está formada por redes de canales a cielo abierto, el diseño conceptual considera tuberías con la finalidad de obtener un sistema y poder simular la dinámica pluvial del sitio.

El sistema resultante consta de 187 nodos, 186 tramos de tuberías con una longitud total de 48,662.70 m y 182 subcuencas con un área directa de drenado igual a 2,165.06 ha. Los diámetros estimados presentan dimensiones de 0.30 m para conductos iniciales incrementado con dirección aguas abajo hasta 4.61 m en la descarga con el río Lerma (Figura 5.97).

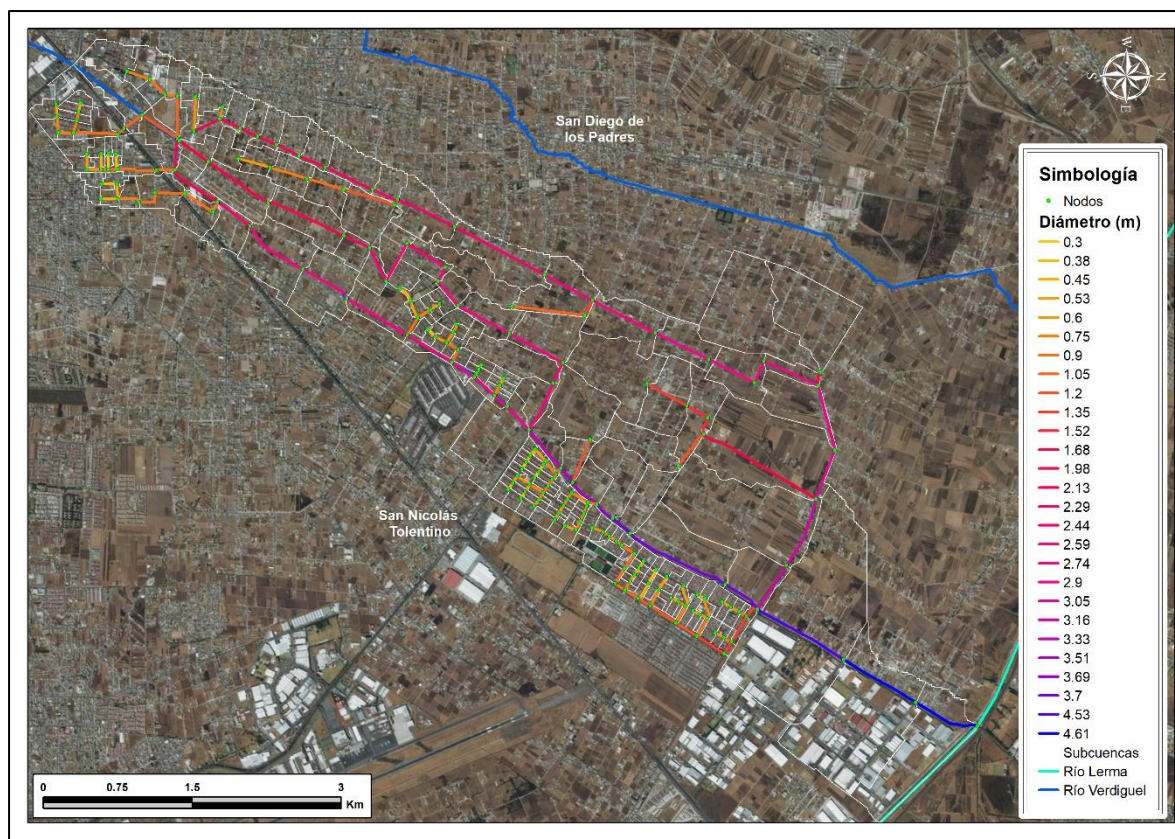


Figura 5.97 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 7

5.3.3.8 Diseño conceptual de la red Zona 8: San Lorenzo Tepaltitlán – Río Lerma

La distribución espacial de los parámetros tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) se muestran en la figura 5.98. Estos valores varían entre 10.57 – 159.66 *min.* Las diferencias marcadas entre los tiempos de entrada se deben a la no heterogeneidad entre las subcuencas, pues en su mayoría siguen siendo de uso agrícola. Además, a la salida de la zona los valores de pendiente son muy pequeños. Los valores del coeficiente C presentan valores de 0.29-0.46. Los valores más grandes corresponden a sitios específicos con zonas urbanizadas, presentando en promedio un valor de 0.35. Este último valor es menor comparado con las demás zonas, observando valores más grandes cerca de las principales vialidades, demostrando así las consecuencias de un desarrollo urbano poco planificado.

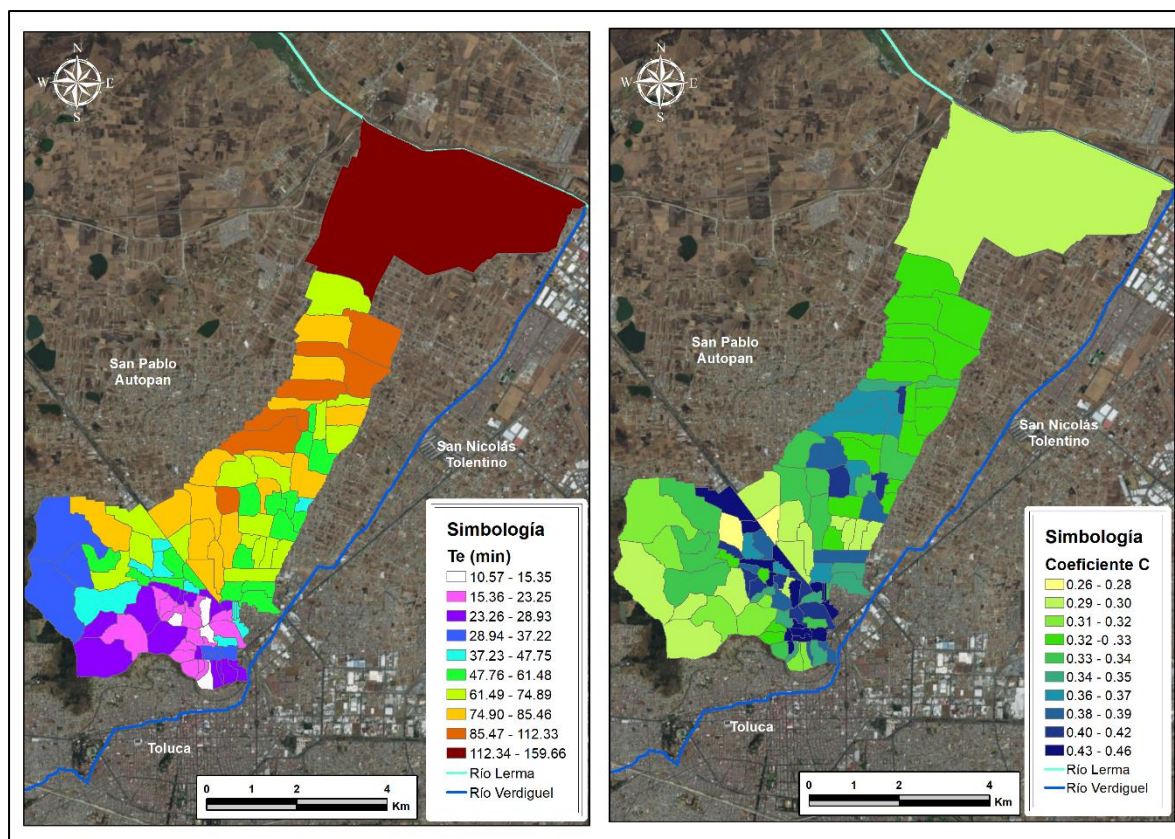


Figura 5.98 Tiempo de entrada (T_e) y coeficiente de escorrentía (C) utilizados en el diseño drenaje pluvial de la zona 8

La configuración de la red propuesta sigue el trazo en planta de la red existente en la zona, con descarga directa al brazo izquierdo del río Verdiguél hasta su descarga con el río Lerma. Sin embargo, como en la zona la red de drenaje es inexistente y en su mayoría está formada por redes de canales a cielo abierto, el diseño conceptual considera conductos de sección circular, con la finalidad de obtener un sistema y poder simular la dinámica pluvial del sitio. El sistema resultante consta de 110 nodos, 109 tramos de tuberías con una longitud total de 41,389.79 m y 106 subcuencas con un área directa de drenado igual a 4,375.76 ha . Los diámetros estimados tienen dimensiones de 0.30 m para conductos iniciales incrementado con dirección aguas abajo hasta 4.01 m en la descarga con el río Lerma (Figura 5.99).

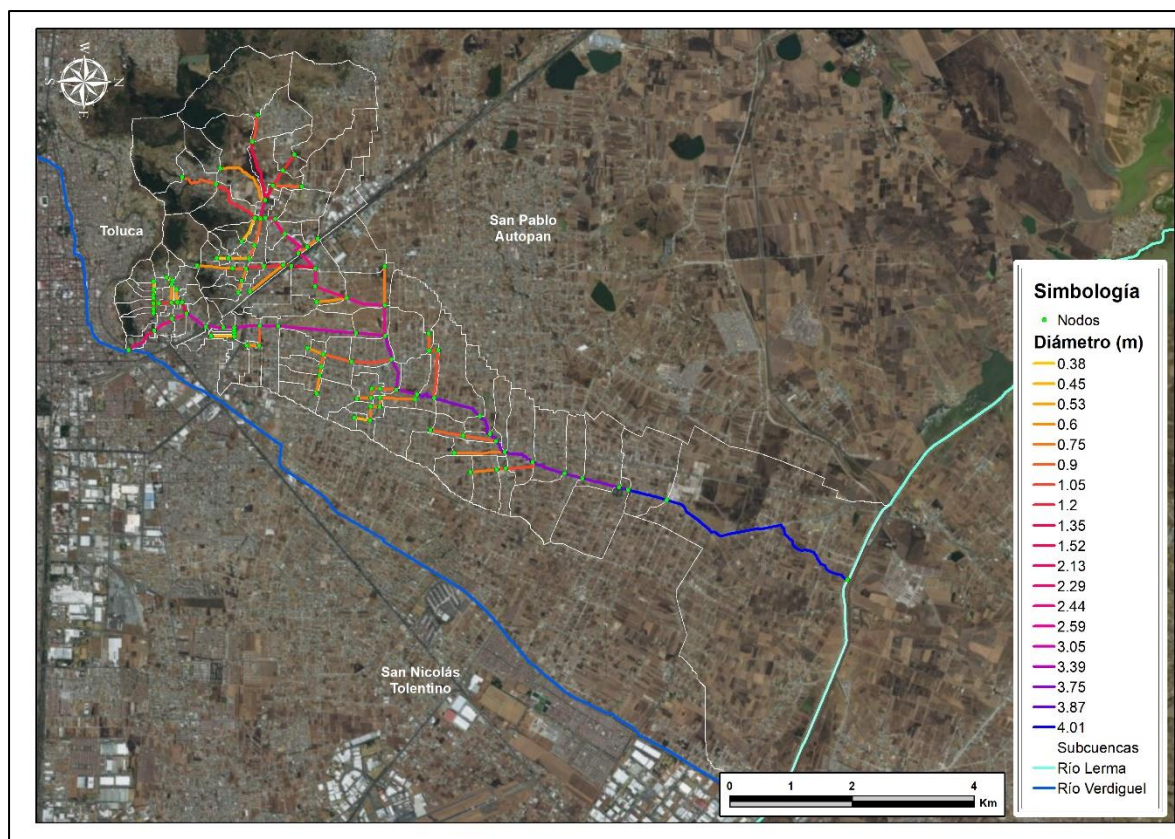


Figura 5.99 Red de drenaje pluvial diseñada para la zona 8

5.3.4 Determinación de la respuesta hidrológica urbana

En los siguientes apartados se muestran los resultados obtenidos en las simulaciones realizadas. Cabe resaltar que se ha prestado especial atención a las principales variables de las simulaciones en los periodos de retorno de 2, 5, 10, y 20 años, por ser los valores recomendados en este tipo de análisis. Las variables consideradas son: precipitación efectiva en las subcuencas, caudales máximos transitados en cada nodo, capacidad máxima alcanzada en los conductos (caudal máximo transitado entre el caudal máximo transitable en la sección), y el volumen de inundación en cada nodo. En el Anexo V se muestran los resultados a detalle de las simulaciones realizadas incluyendo los periodos de retorno, hietogramas de las lluvias de diseño consideradas, así como los valores para cada variable que componen al escenario simulado.

5.3.4.1 Respuesta hidrológica urbana Zona 1: Río Verdiguél – Parque Alameda 2000

La precipitación efectiva generada en la zona 1 para los diferentes periodos de retorno se presenta en las figuras 5.100 y 5.101. En dichas figuras se puede observar la correspondencia de los valores máximos de precipitación efectiva con las zonas donde se presenta un mayor grado de urbanización correspondiente a localidad de Cacalomacán.

En las figuras 5.102 y 5.103 se presenta el flujo máximo transitado en cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Los valores mínimos se ubican en los nodos iniciales incrementándose conforme se agregan ramales y presentando valores máximos a la salida del sistema de hasta 8.61, 9.68, 10.65 y 11.64 m³/s para los diferentes periodos de retorno considerados.

En las figuras 5.104 y 5.105 se muestra la capacidad relativa máxima alcanzada (relación entre caudal máximo transitado y el caudal máximo transitable) en los conductos del sistema a lo largo de cada simulación. Para los periodos de 2 y 5 años el sistema no sobrepasa su capacidad de diseño, predominando capacidades del 60% y 70% aproximadamente. Para los periodos de 10 y 20 años el sistema presenta fallas en un 4% y 12% del total de los elementos respectivamente. Los sitios donde se presentan estos problemas corresponden a zonas con gran confluencia de flujos que provienen de subcuencas urbanizadas.

En las figuras 5.106 y 5.107 se muestra el volumen de inundación presente para los diferentes periodos de retorno, siendo nulo para 2 y 5 años. Los periodos de retorno 10 y 20 años presentan puntos de inundación, sin embargo, estos valores son pequeños sin llegar a presentar un alto peligro para la zona potencialmente afectada.

En la figura 5.108 se muestran las respuestas hidrológicas bajo condición de urbanización obtenidas para los periodos de retorno considerados, con caudales máximos de hasta 8.61, 9.68, 10.65 y 11.64 m³/s (en $t = 86 \text{ min}$ de la simulación), con lámina total de escorrentía igual a 3.02, 3.46, 4.53 y 5.46 mm respectivamente.

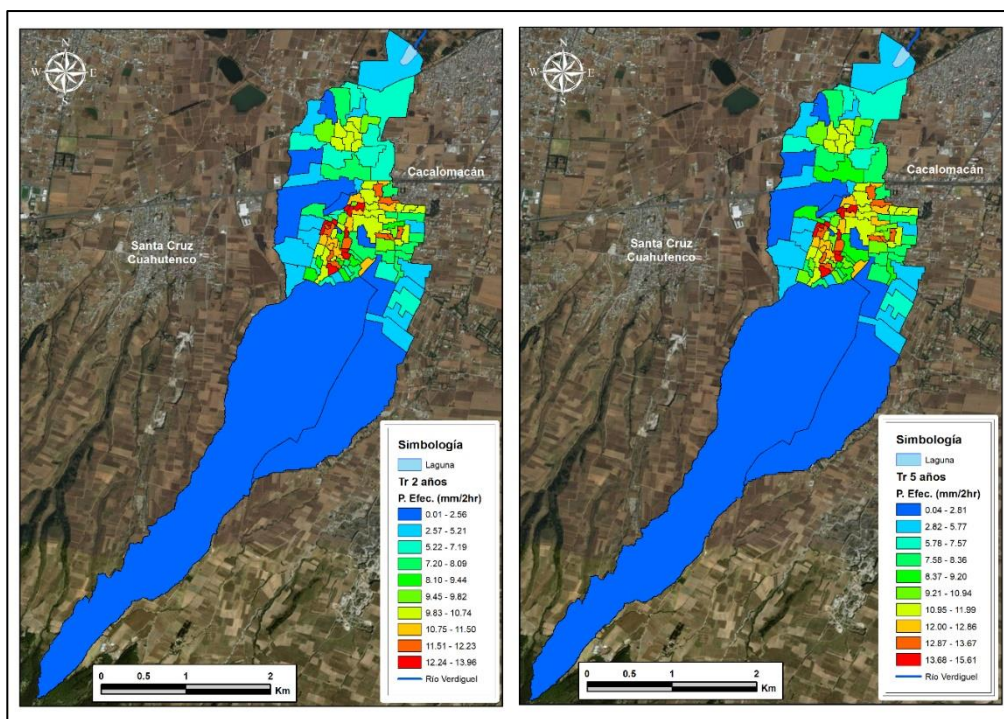


Figura 5.100 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1

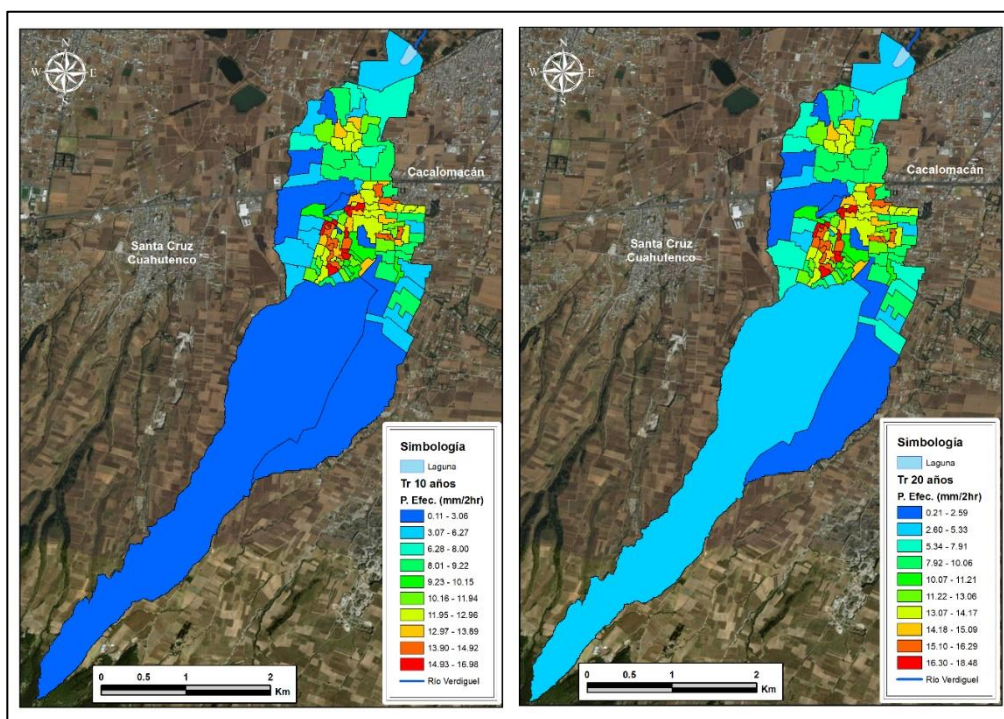


Figura 5.101 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 1

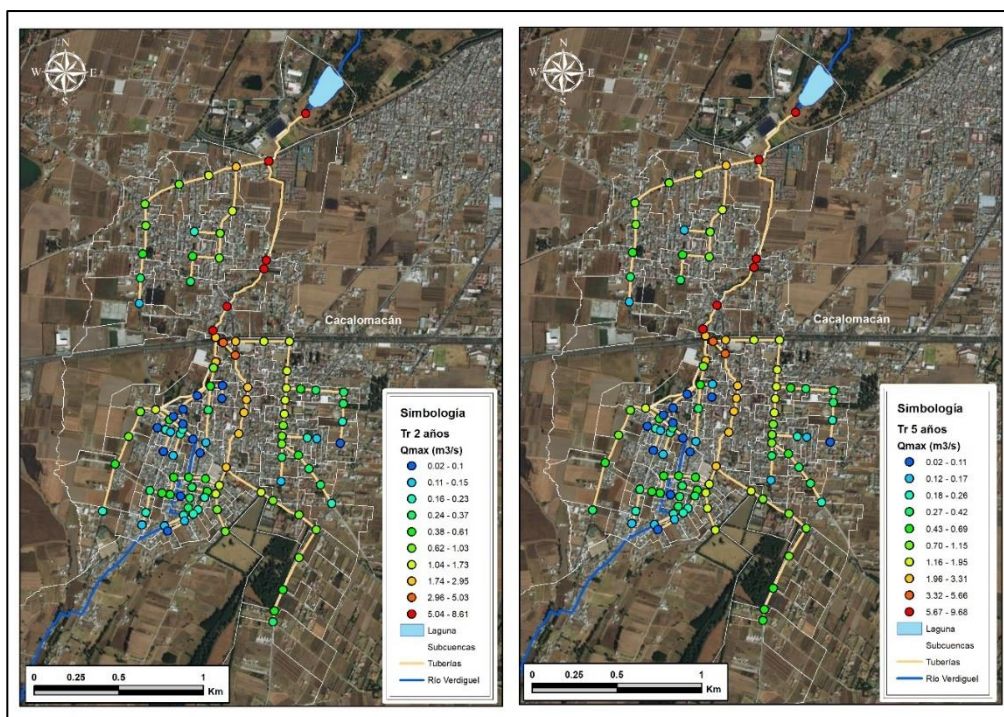


Figura 5.102 Flujo máximo en nodos para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1

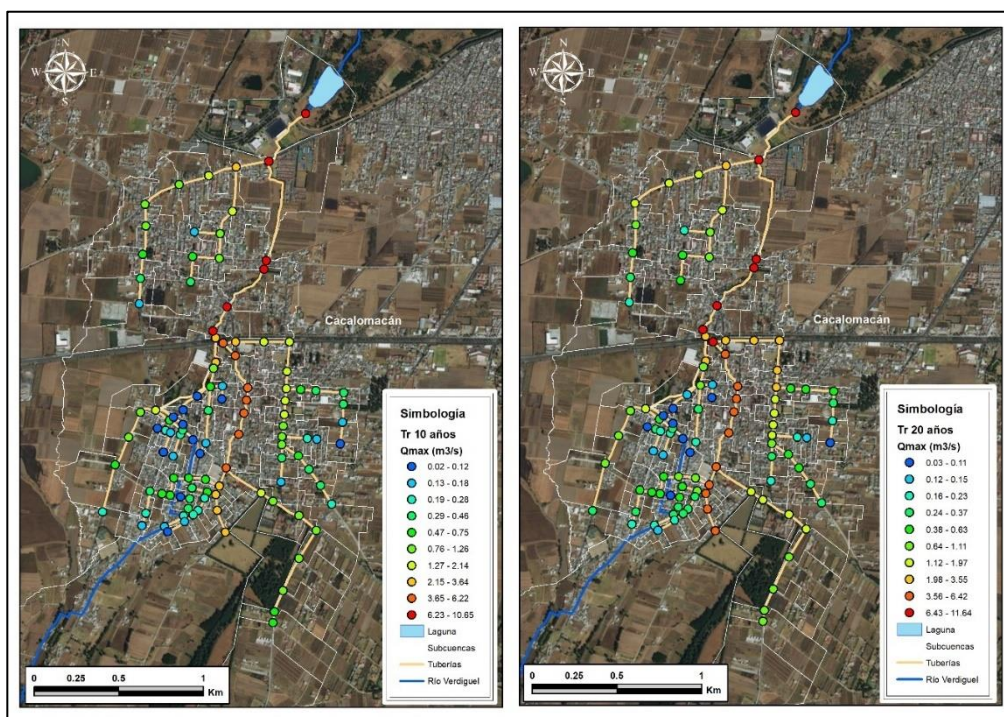


Figura 5.103 Flujo máximo en nodos para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona

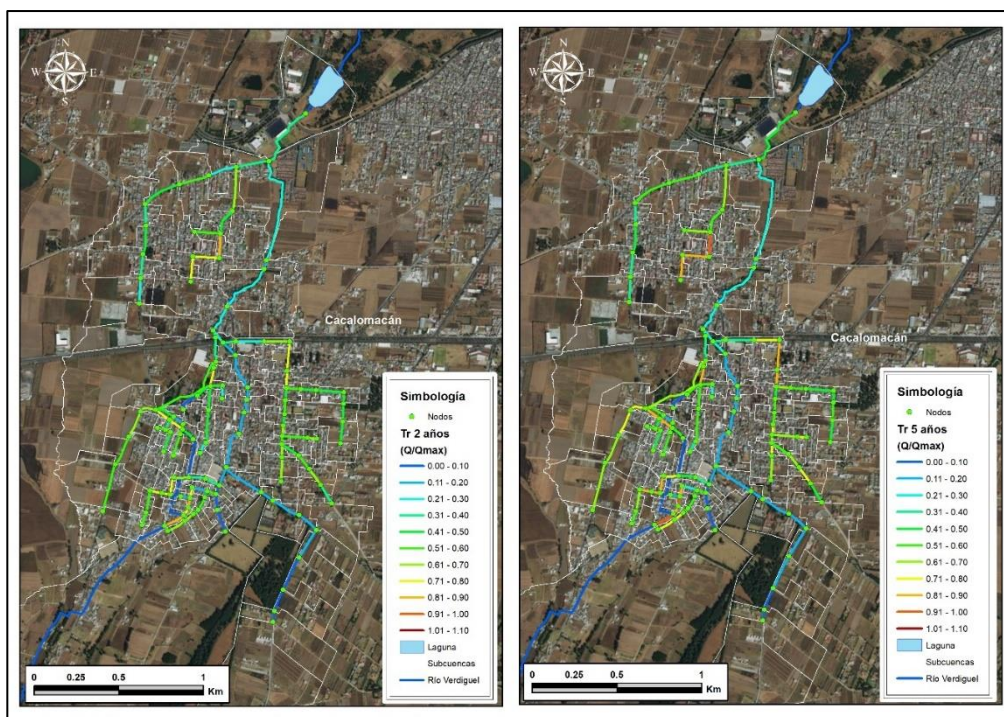


Figura 5.104 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1.

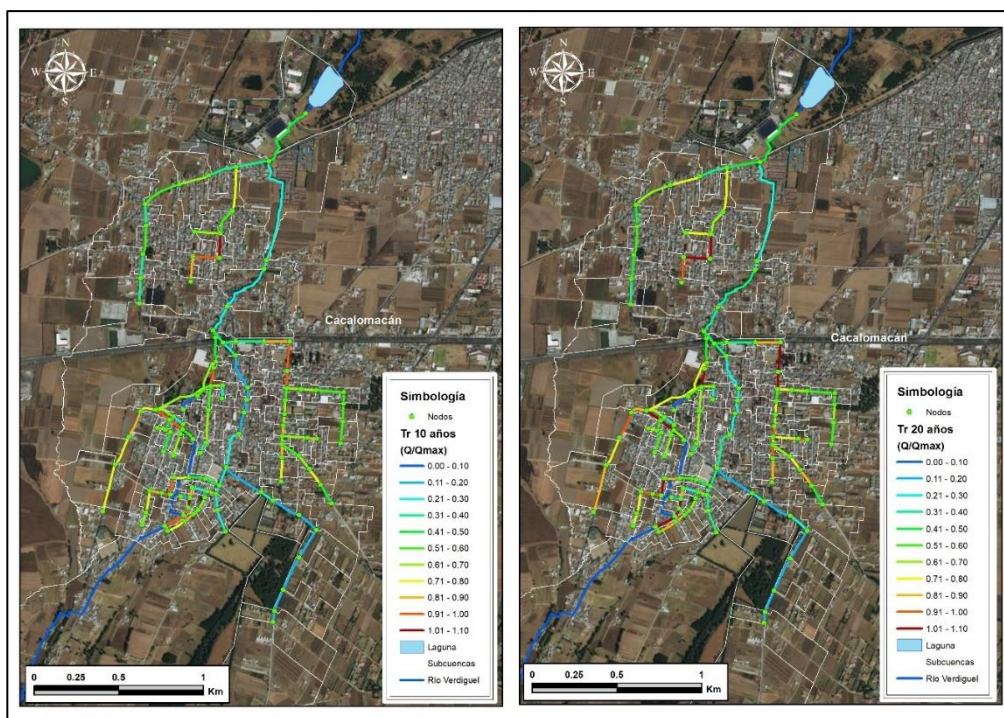


Figura 5.105 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 1.

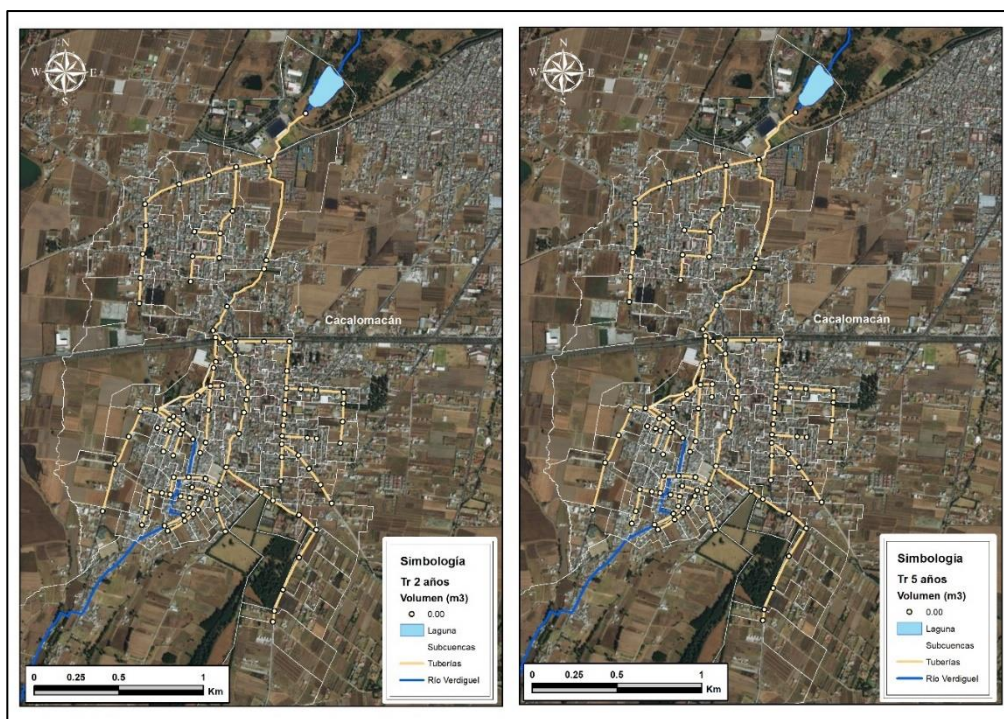


Figura 5.106 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 1.

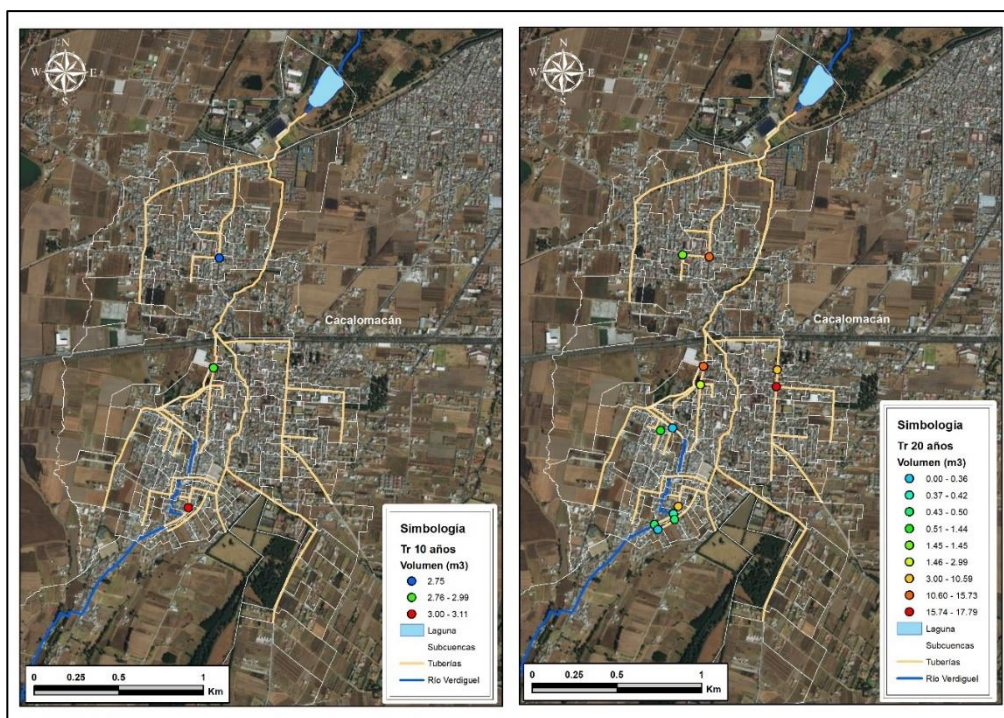


Figura 5.107 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 1.

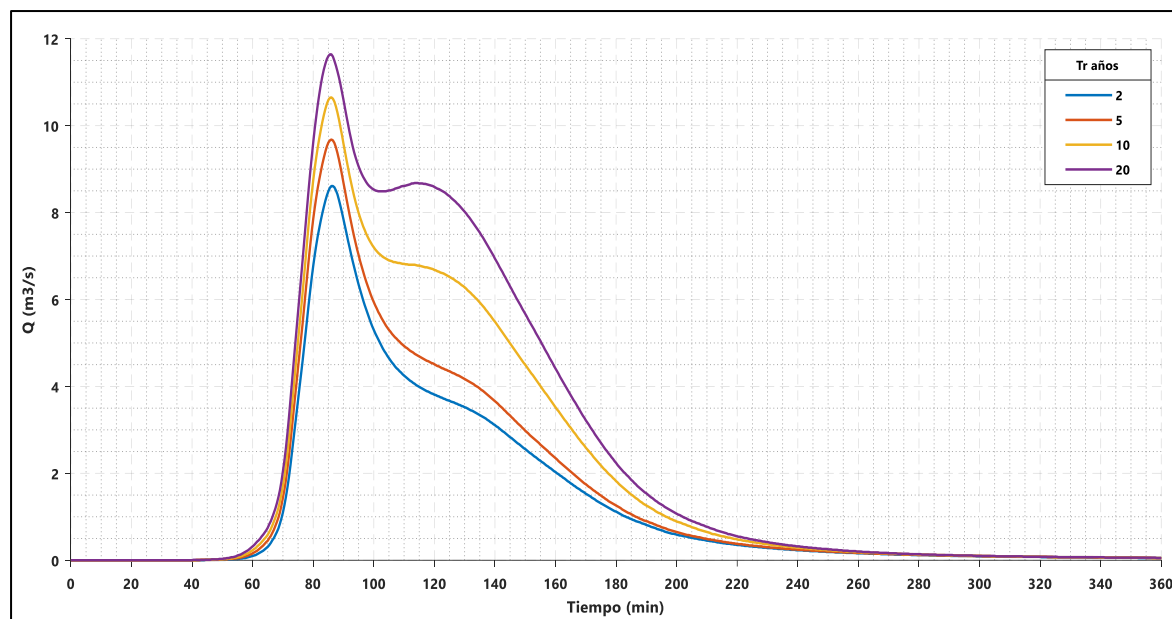


Figura 5.108 Respuesta hidrológica urbana en la zona 1 a diferentes periodos de retorno

5.3.4.2 Lagunas de detención Parque Alameda 2000

Aguas abajo de la zona 1, existen estructuras de detención las cuales fueron proyectadas con la finalidad de atenuar las descargas directas y evitar el colapso de la sección transversal del río aguas abajo. Debido a la escasa información sobre las características de diseño, se realizó un recorrido en la zona con la finalidad de interpretar los sistemas construidos y, de cierto modo, aproximar su funcionamiento. El área inundable máxima asumida en cada sistema fue de 2.71 y 2.58 *ha* para las lagunas 1 y 2 respectivamente (Figura 109). Con base en ello se obtuvieron las curvas área-elevación en cada sistema apoyándose de la información topográfica disponible. Así se determinó una elevación efectiva de almacenamiento de 2 y 2.5 *m* respectivamente. En la tabla 5.13 se presentan las curvas área-elevación obtenidas, sin embargo, aunque la aproximación obtenida para este estudio se considera aceptable, es preciso realizar un estudio detallado sobre el sitio con la finalidad de mejorar la precisión en los resultados. Finalmente, el control en la descarga de cada sistema se conceptualizó mediante un control tipo orificio con dos conductos de 45 *cm* de diámetro cada uno.

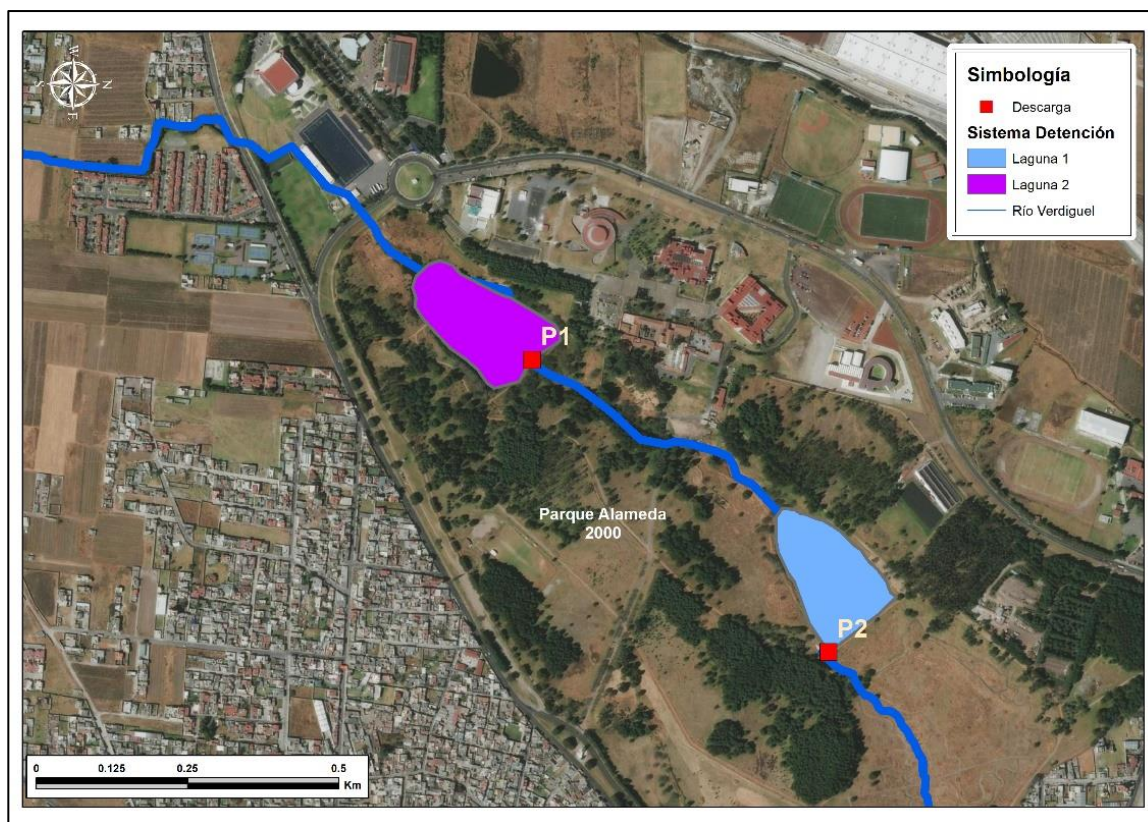


Figura 5.109 Ubicación de los sistemas de detención existentes en el Parque Alameda 2000

Teniendo como condición de entrada los hidrogramas obtenidos para la zona 1 (figura 108), se realizó la simulación de los sistemas de detención. Los resultados obtenidos a la salida de cada laguna (P1 y P2) se presentan en las figuras 110 y 111 para los diferentes periodos de retorno en análisis. En las figuras 110-115 se muestra la comparación respecto a los hidrogramas de entrada. En dichas figuras es posible apreciar como el sistema cumple con su objetivo atenuando el caudal pico de 8.61, 9.68, 10.65 y 11.64 a 0.75, 0.81, 0.91 y 1 m³/s. Aunque el efecto reductor es significativo, las dimensiones de los sistemas deben tenerse en cuenta, considerándose como medidas estructurales mayores, por lo que al tener ya este espacio disponible para su utilización debe realizarse un mantenimiento constante e inclusive realizar adecuaciones para mantener los beneficios buscados.

Tabla 5.13 Curva área-elevación de las lagunas de detención en el Parque Alameda 2000

Laguna 1		Laguna 2	
Elevación (m)	Área (m ²)	Elevación (m)	Área (m ²)
0.00	21298.10	0.00	16651.50
0.10	21921.11	0.10	17337.70
0.20	22550.71	0.20	18035.51
0.30	23186.91	0.30	18744.95
0.40	23829.71	0.40	19466.01
0.50	24479.10	0.50	20198.70
0.60	24806.27	0.60	20793.23
0.70	25135.08	0.70	21395.19
0.80	25465.55	0.80	22004.52
0.90	25797.66	0.90	22621.20
1.00	26131.43	1.00	23245.23
1.10	26332.48	1.10	23560.00
1.20	26534.12	1.20	23876.60
1.30	26736.36	1.30	24195.05
1.40	26939.19	1.40	24515.33
1.50	27142.61	1.50	24837.45
2.00	27142.61	1.60	25031.60
		1.70	25226.42
		1.80	25421.89
		1.90	25618.03
		2.00	25814.83
		2.50	25814.83

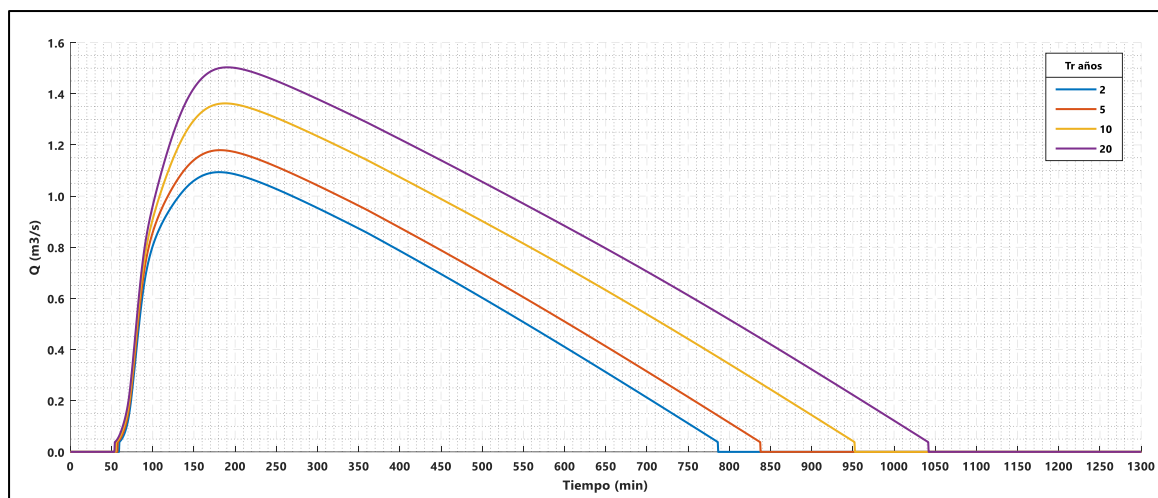


Figura 5.110 Hidrogramas a la salida de la Laguna 1

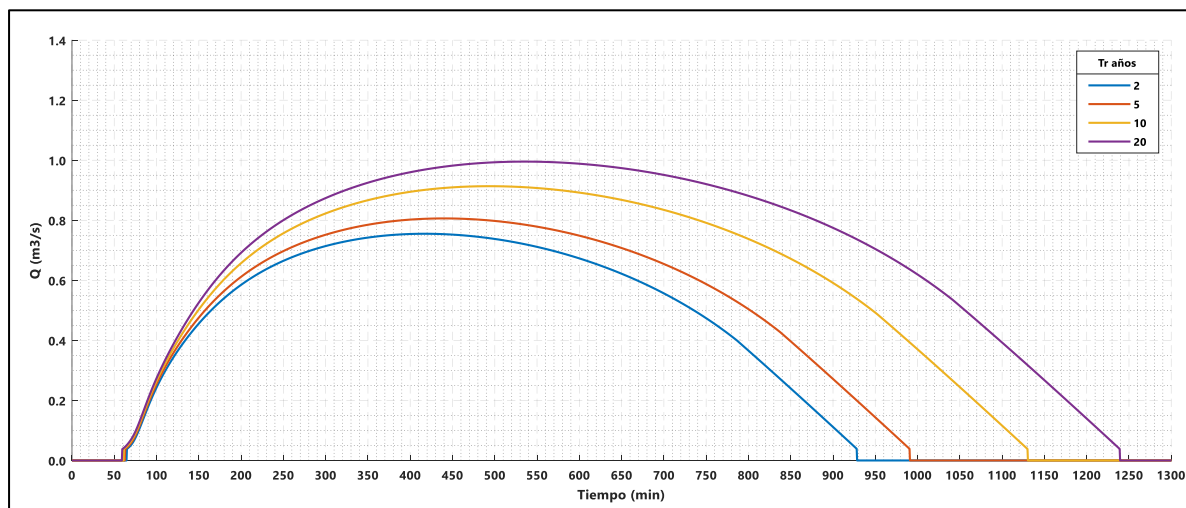


Figura 5.111 Hidrogramas a la salida de la Laguna 2

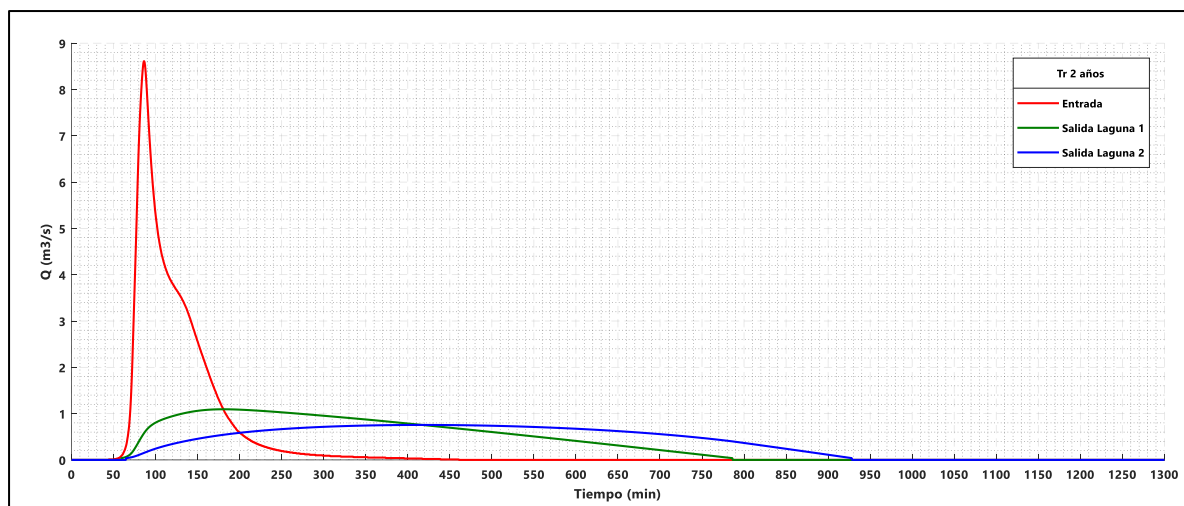


Figura 5.112 Efecto de atenuación en para el periodo $Tr = 2$ años

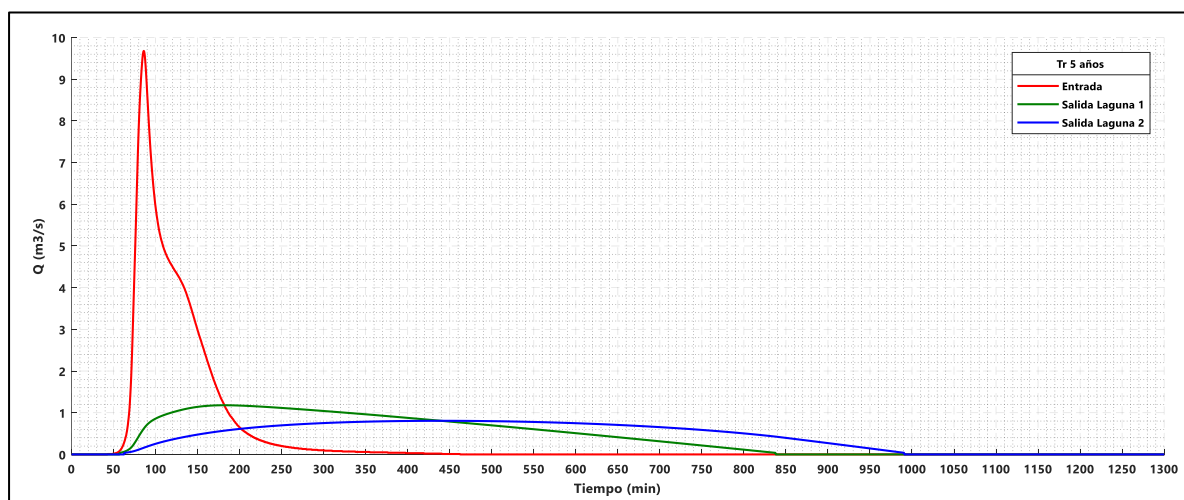


Figura 5.113 Efecto de atenuación en para el periodo $Tr = 5$ años

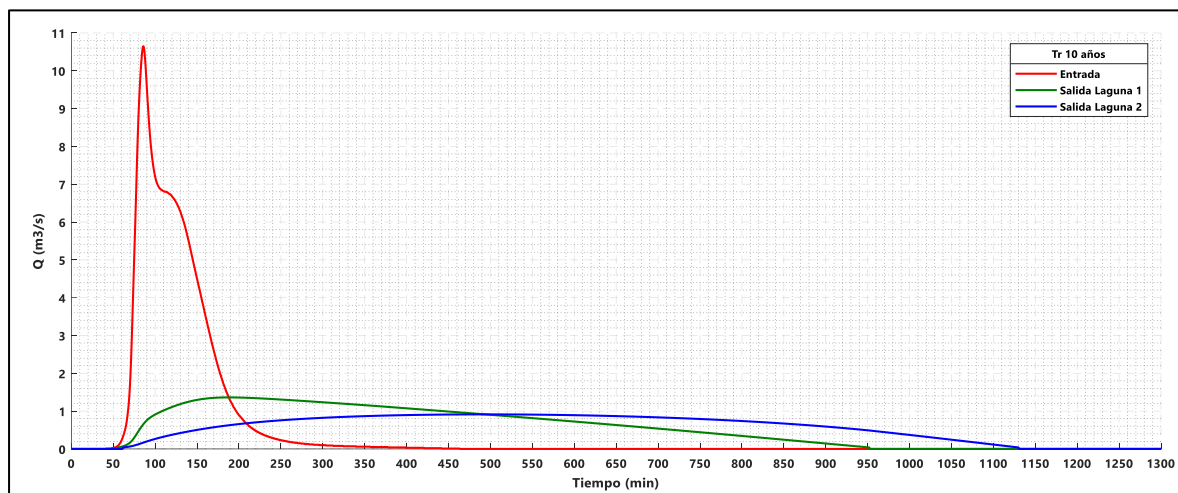


Figura 5.114 Efecto de atenuación en para el periodo $Tr = 10$ años

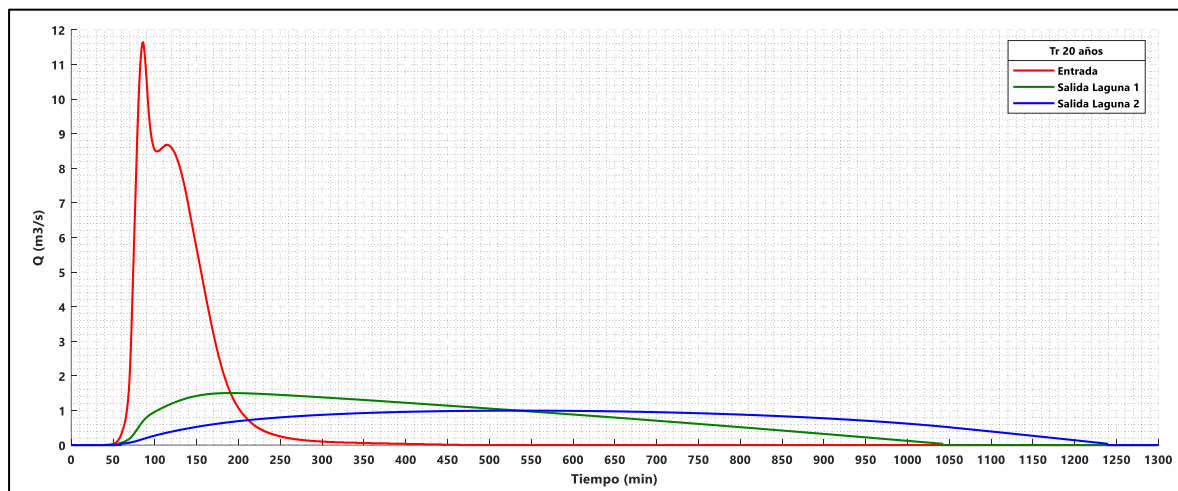


Figura 5.115 Efecto de atenuación en para el periodo $Tr = 20$ años

5.3.4.2 Respuesta hidrológica urbana Zona 2: Río Cano – Paseo Universidad

La precipitación efectiva generada en la zona 2 para los diferentes periodos de retorno se presenta en las figuras 5.116 y 5.117. En estas figuras es posible observar la correspondencia de los valores máximos de precipitación con las zonas donde se presenta un mayor grado de urbanización estructurada pertenecientes a la delegación San Buenaventura. En las figuras 5.118 y 5.119 se muestran los flujos máximos transitados en cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Los valores mínimos se ubican en los nodos iniciales incrementándose conforme se agregan ramales y presentando valores máximos a la salida del sistema de hasta 9.15, 10.36, 11.40 y 12.56 m³/s para los diferentes periodos de retorno.

En las figuras 5.120 y 5.121 se muestra la capacidad relativa máxima alcanzada en los conductos del sistema a lo largo de la simulación. Se subraya que para los periodos de 2 y 5 años el sistema no sobrepasa su capacidad de diseño, predominando capacidades del 50% y 60% aproximadamente. Para los periodos mencionados, destacan las zonas de la periferia donde la capacidad de los conductos es mayor debido a ser los de menor capacidad. Para los periodos de 10 y 20 años el sistema ya presenta fallas en un 2% y 4% del total de los elementos respectivamente. Los sitios donde se presentan estos problemas corresponden a zonas con tuberías de diámetros menores, en este caso específico la configuración lineal del sistema permite un drenado efectivo bajo las condiciones y resultados del diseño propuesto.

En las figuras 5.122 y 5.123 se muestra el volumen de inundación presente en la zona para los diferentes periodos de retorno, siendo nulo para 2 y 5 años. Para los periodos de retorno 10 y 20 años existen puntos de inundación, sin embargo, estos valores son pequeños sin llegar a presentar un riesgo crítico en la zona, especialmente por ocurrir en zonas sin urbanización. En la figura 5.124 se muestran las respuestas hidrológicas bajo condición de urbanización obtenidas para los diferentes periodos de retorno, con caudales máximos de hasta 9.15, 10.36, 11.40 y 12.56 m³/s (en $t = 85.5 \text{ min}$ de la simulación) y un segundo pico 30 min después correspondiente a la zona rural conectada. La lámina total de escorrentía es de 1.25, 1.77, 2.34 y 3.04 mm respectivamente para los periodos de retorno simulados.

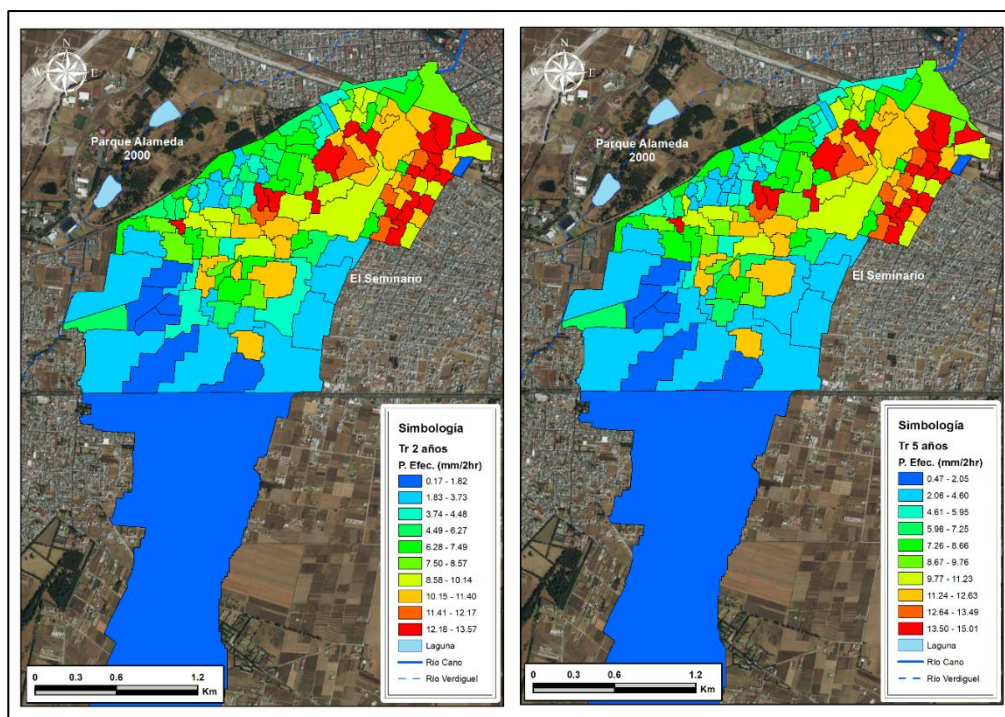


Figura 5.116 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2

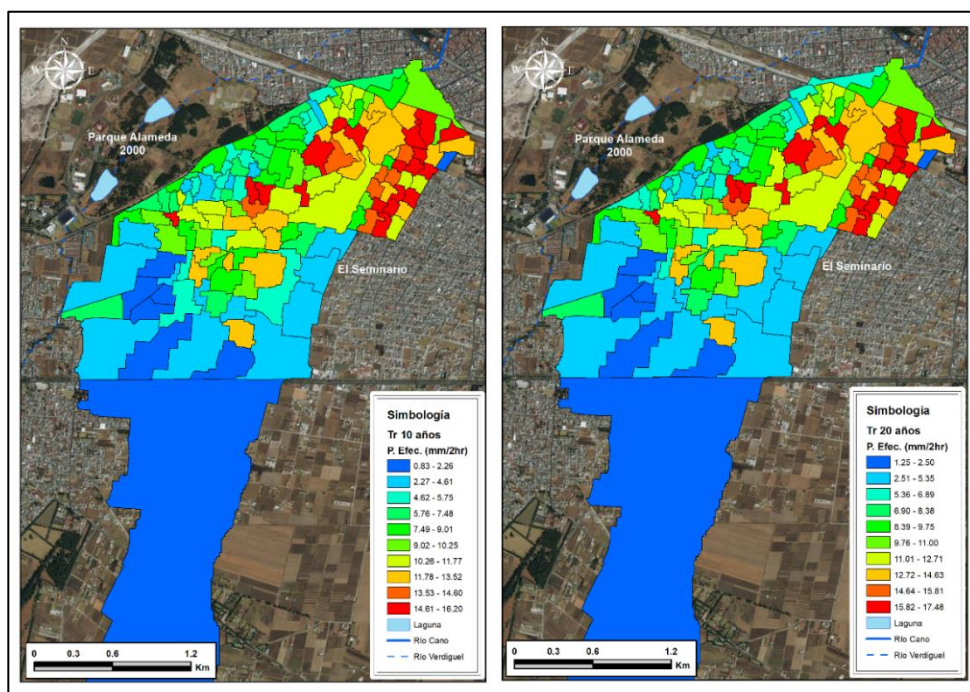


Figura 5.117 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 2

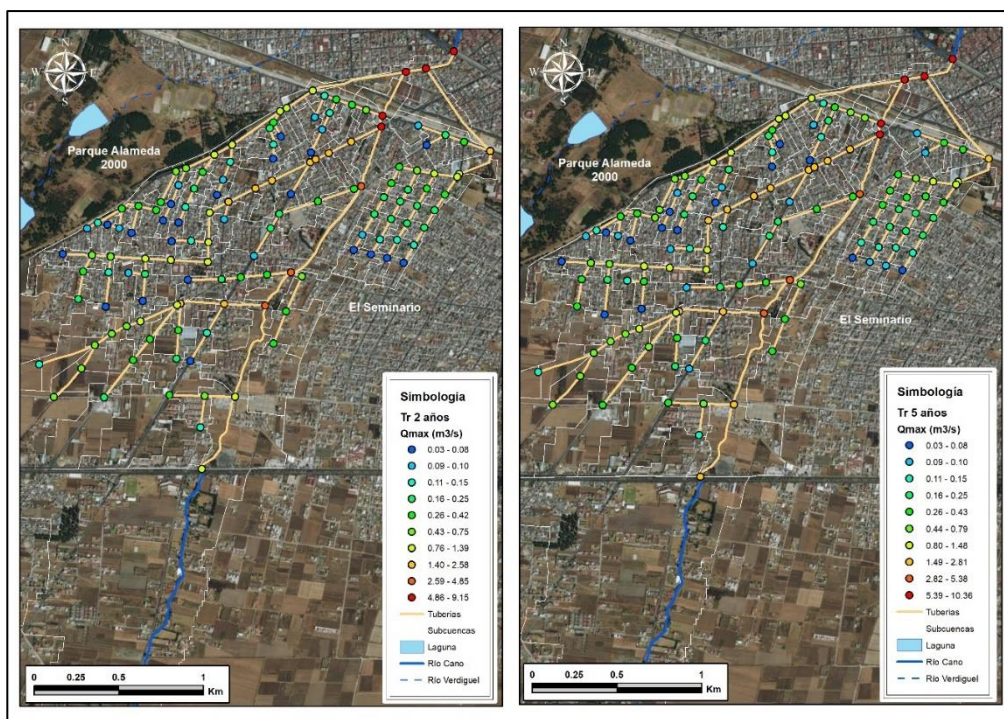


Figura 5.118 Flujo máximo en el sistema para periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2

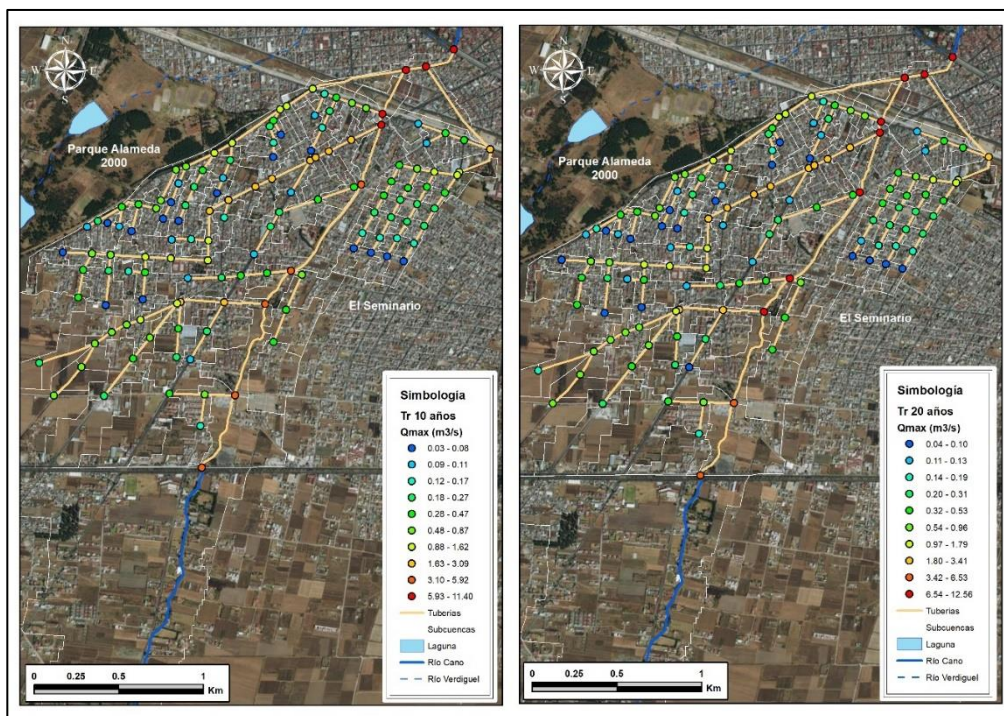


Figura 5.119 Flujo máximo en el sistema para periodos de retorno 10 y 20 años zona 2

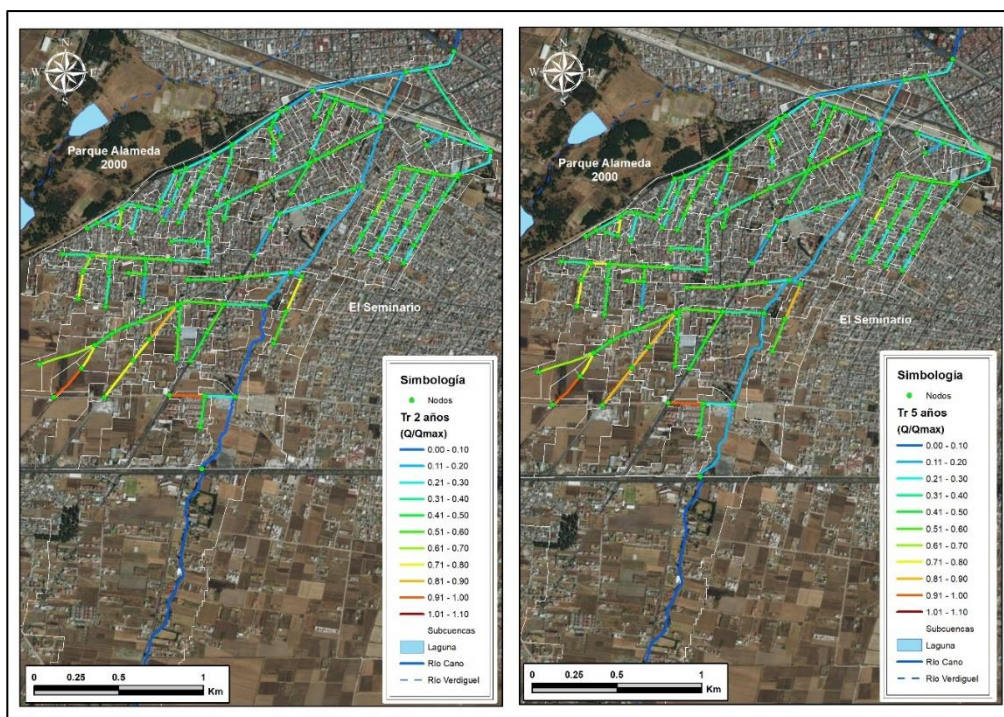


Figura 5.120 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2.

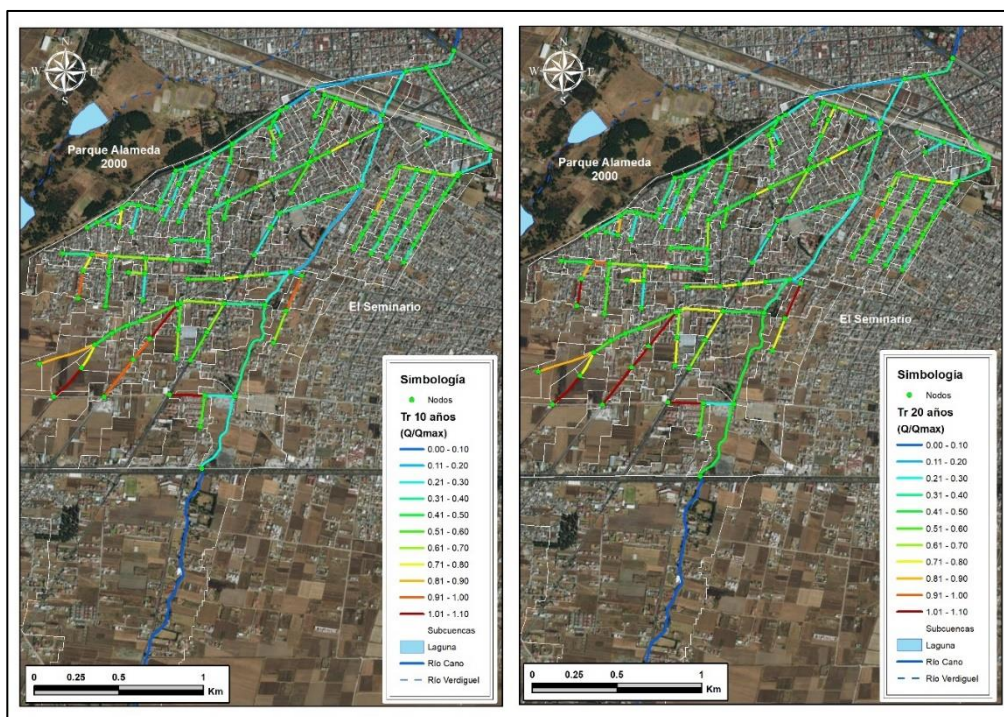


Figura 5.121 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 2.

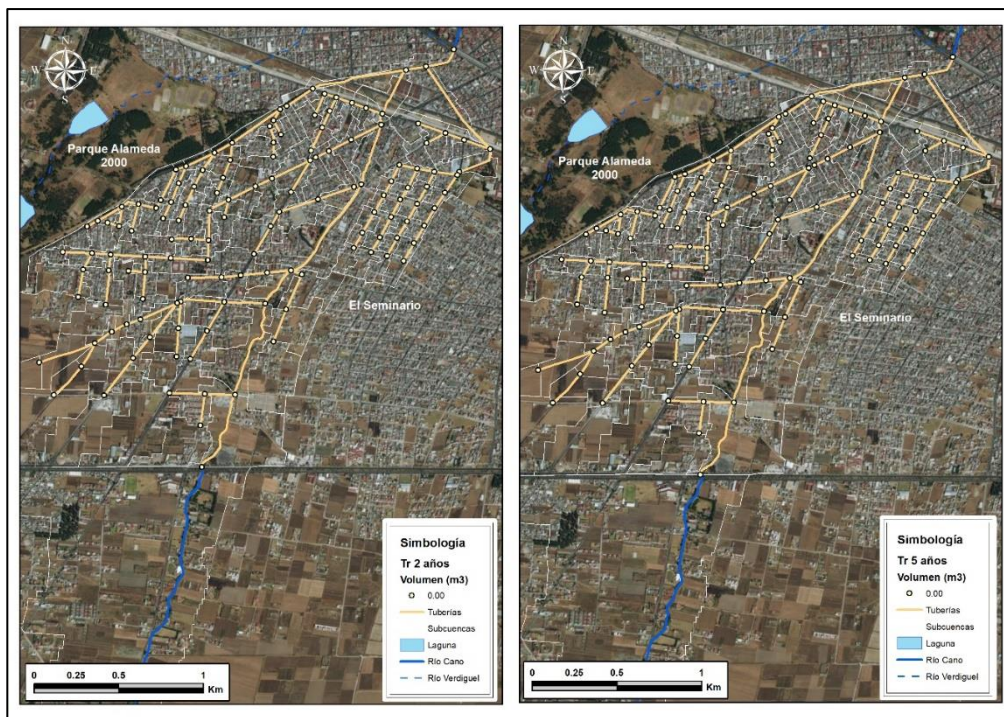


Figura 5.122 Volumen de inundación para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 2

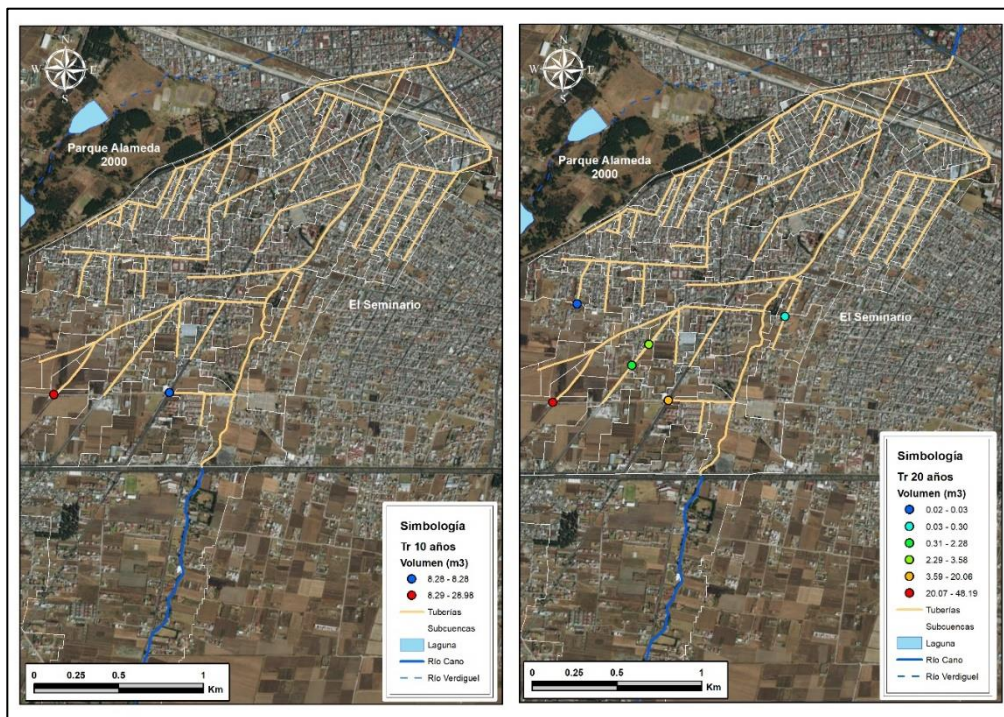


Figura 5.123 Volumen de inundación para los periodos de retorno 10 y 20 años zona 2

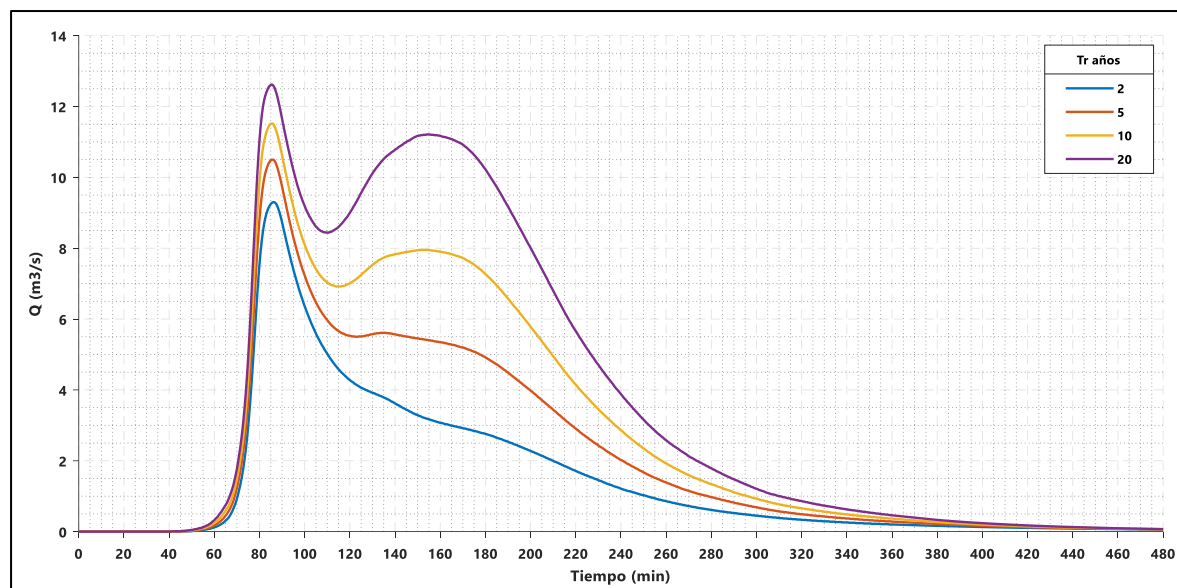


Figura 5.124 Respuesta hidrológica urbana en la zona 2 a diferentes periodos de retorno

5.3.4.3 Respuesta hidrológica urbana Zona 3: Río Caballero – Paseo Universidad

La precipitación efectiva generada en la zona 3 para los diferentes periodos de retorno se presenta en las figuras 5.125 y 5.126. En estas figuras se observa la correspondencia de los valores máximos de precipitación efectiva con las zonas donde se presenta un mayor grado de urbanización pertenecientes a la localidad San Mateo Oxtotitlán y la colonia Nueva Oxtotitlán.

En las figuras 5.127 y 5.128 se muestran los flujos máximos transitados en cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Los valores mínimos se ubican en los tramos de los nodos iniciales incrementándose conforme se agregan ramales y presentando valores máximos a la salida del sistema de hasta 12.01, 14.91, 17.58 y 20.78 m^3/s para los diferentes periodos de retorno, considerando ya el aporte de la zona 1 con la atenuación generada debido a las lagunas de detención existentes.

En las figuras 5.129 y 5.130 se muestra la capacidad máxima alcanzada en los conductos del sistema a lo largo de la simulación. Para los periodos de 2 y 5 años el sistema no sobrepasa su capacidad de diseño, predominando capacidades del 40% y 50% aproximadamente para los periodos de retorno mencionados.

Se desataca que la porción noreste del sistema donde la capacidad es menor debido a que aún presenta zonas con bastante vegetación y pendientes altas propiciando el rápido drenaje del agua pluvial. Para los periodos de 10 y 20 años el sistema ya presenta fallas en un 1% y 2% del total de los elementos respectivamente. Los sitios donde se presenta una menor capacidad en los conductos corresponden a la salida de la cuenca en donde la pendiente topográfica es pequeña comparada con la parte noreste y el drenado rápido del flujo provoca una acumulación rápida de los caudales que a pesar de las dimensiones considerables trabajan entre el 70% y 100% de la capacidad. Este sitio es de gran importancia ya que a su alrededor está densamente urbanizado.

En las figuras 5.131 y 5.132 se muestra el volumen de inundación presente en la zona para los diferentes periodos de retorno, siendo nulo para 2 y 5 años. Para los periodos de retorno 10 y 20 años existen puntos de inundación, pero estos valores, aunque son pequeños (para los periodos mostrados) debe prestarse atención, especialmente en la zona sureste debido a la poca pendiente del sitio y la confluencia de flujos, donde los valores se incrementan significativamente con el periodo de retorno.

En la figura 5.133 se presentan las respuestas hidrológicas obtenidas para los diferentes periodos de retorno. Los resultados de la zona 3 contemplan el drenaje directo más el aporte de la zona 1 (considerando la atenuación de las estructuras de regulación), sin embargo, para el análisis completo hasta “Paseo universidad” se tiene que considerar el aporte de la zona 2. Teniendo en cuenta lo anterior se obtienen caudales máximos de hasta 18.82, 22.76, 26.38 y 30.67 m³/s (en $t = 96 \text{ min}$ de la simulación). La lámina total de escorrentía es de 1.90, 2.54, 3.30 y 4.20 mm sobre el área total drenada correspondiente a 5,683.09 ha.

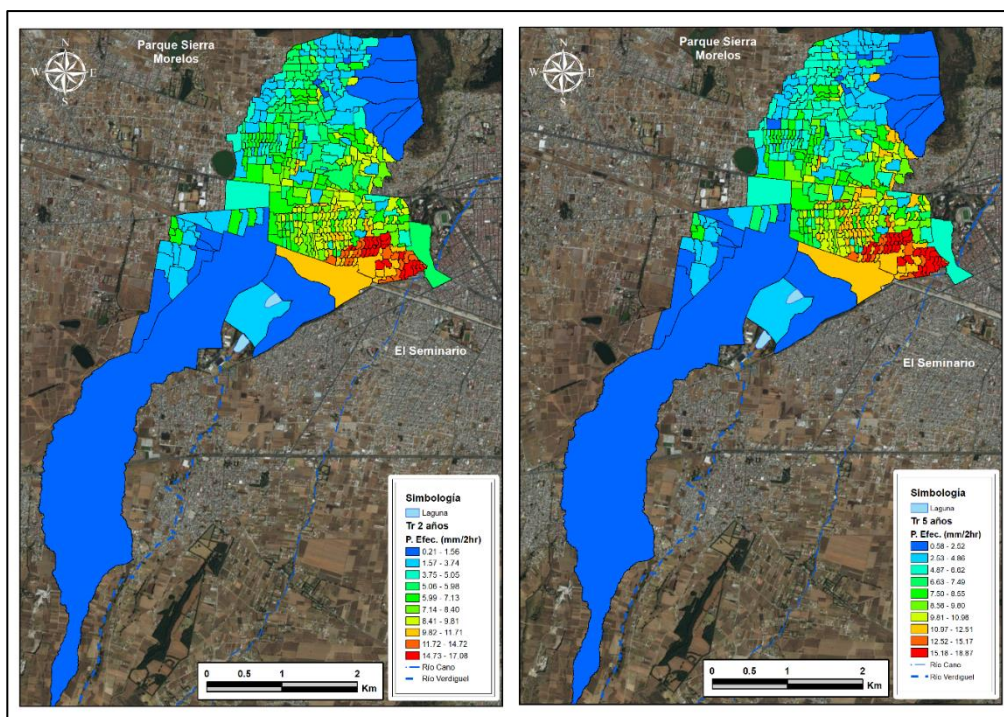


Figura 5.125 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3

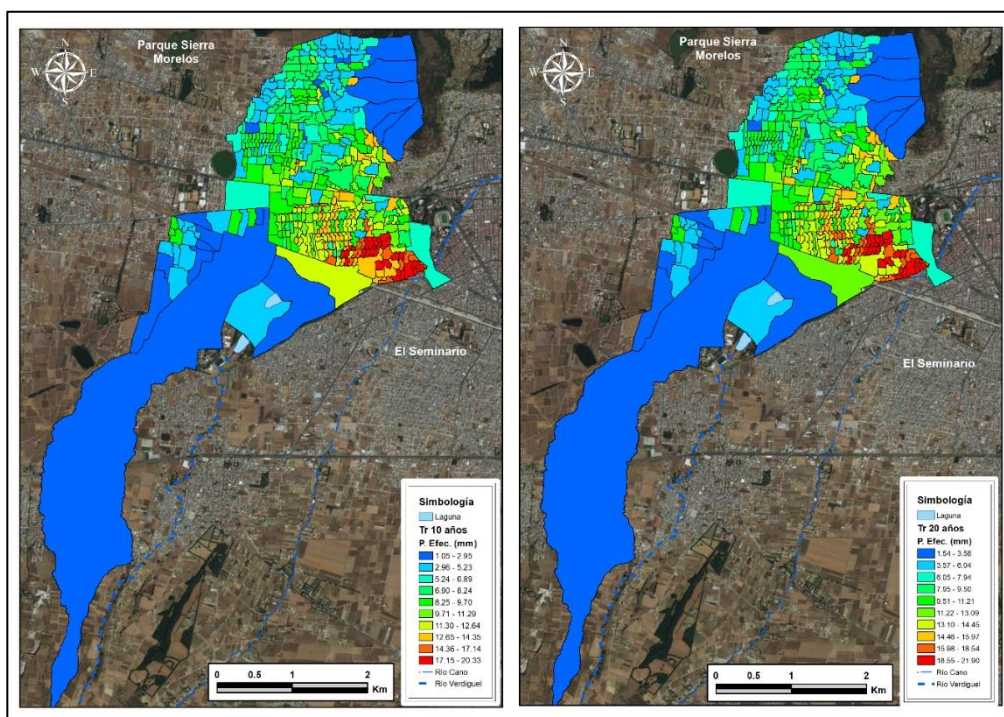


Figura 5.126 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3

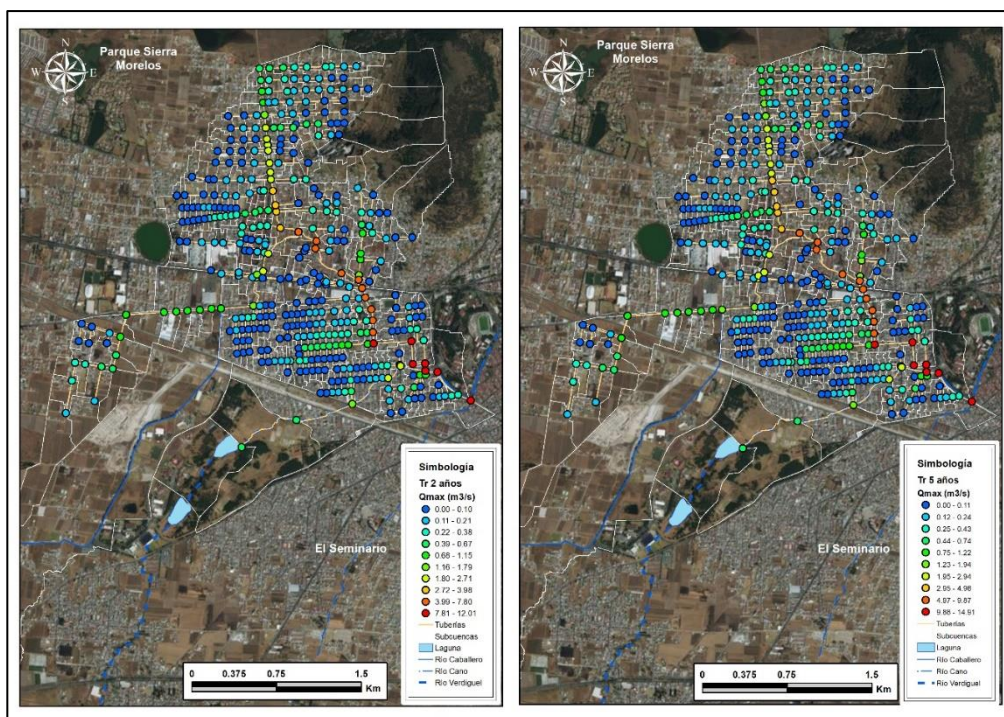


Figura 5.127 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3

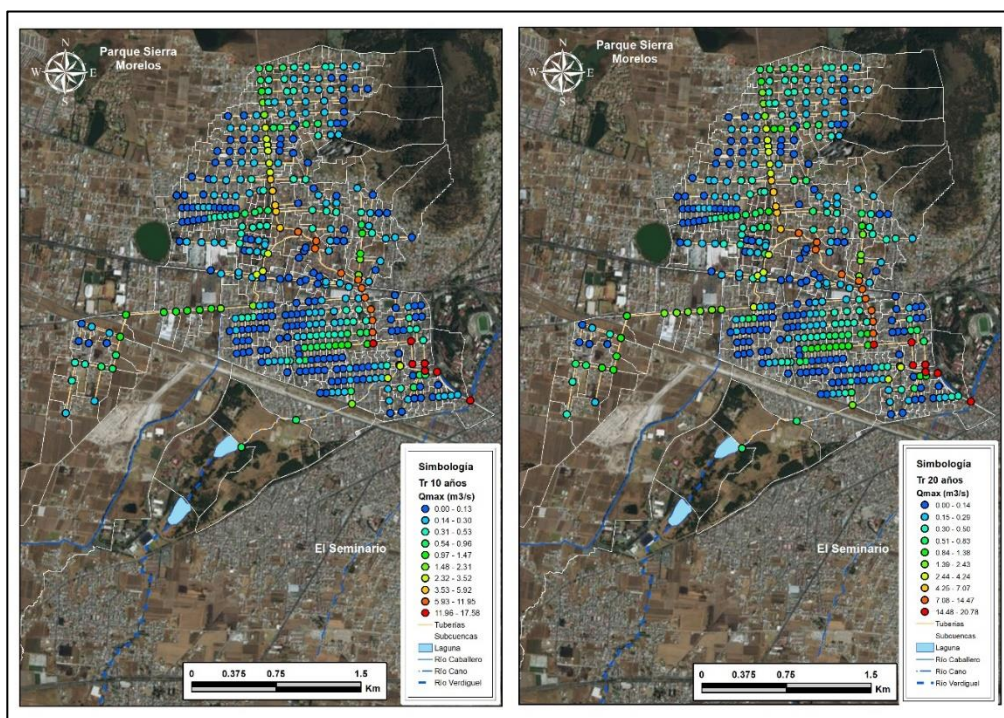


Figura 5.128 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3

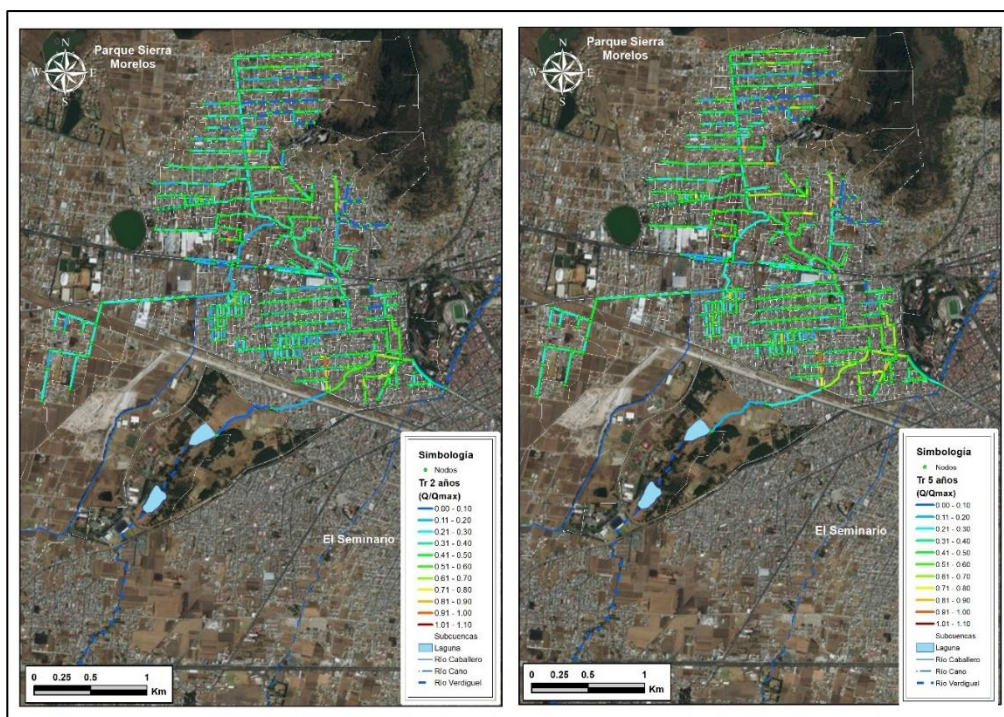


Figura 5.129 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3

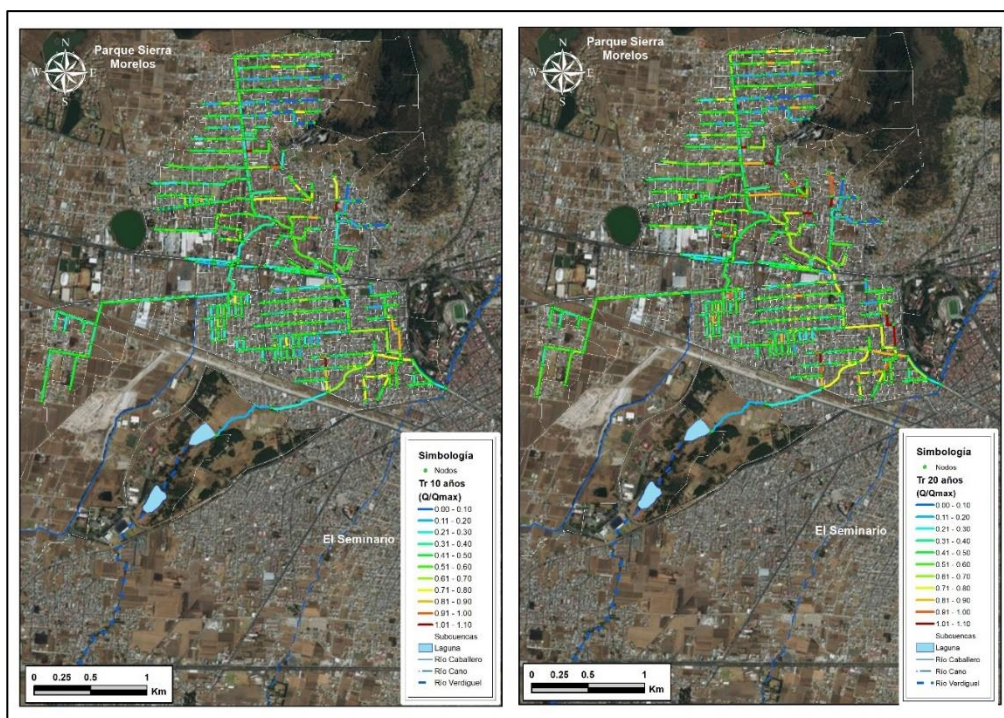


Figura 5.130 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3

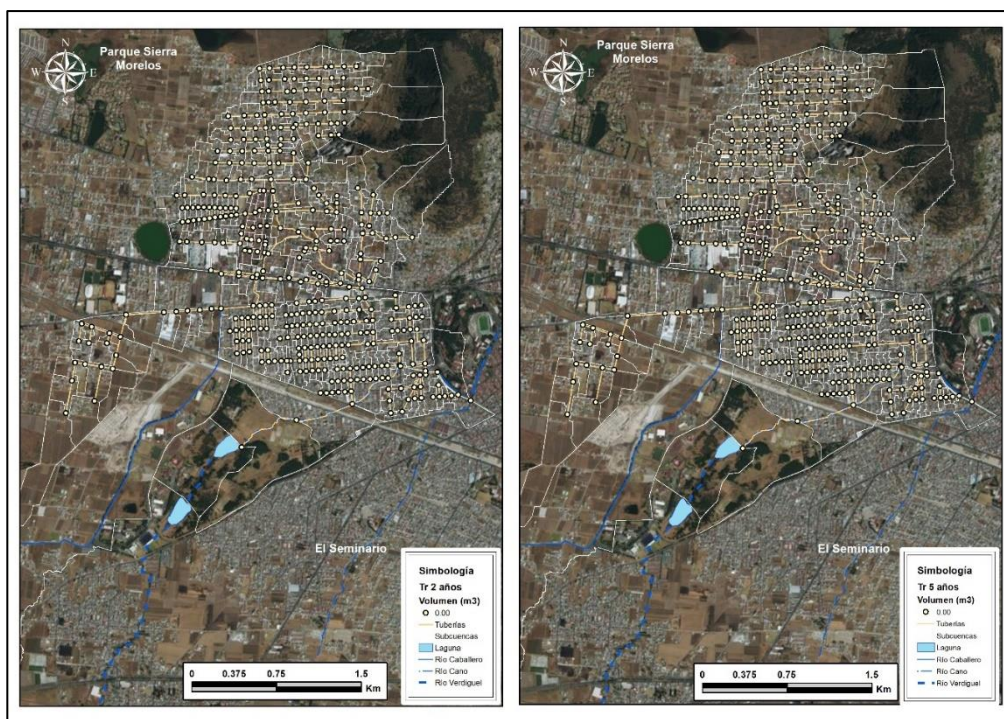


Figura 5.131 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 3

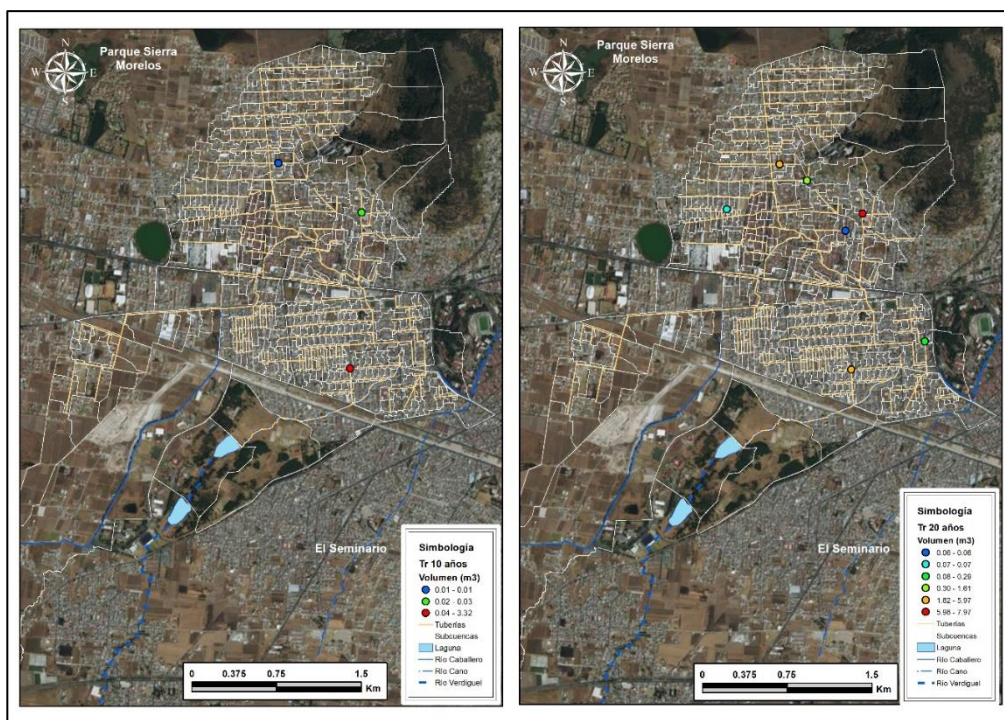


Figura 5.132 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 3

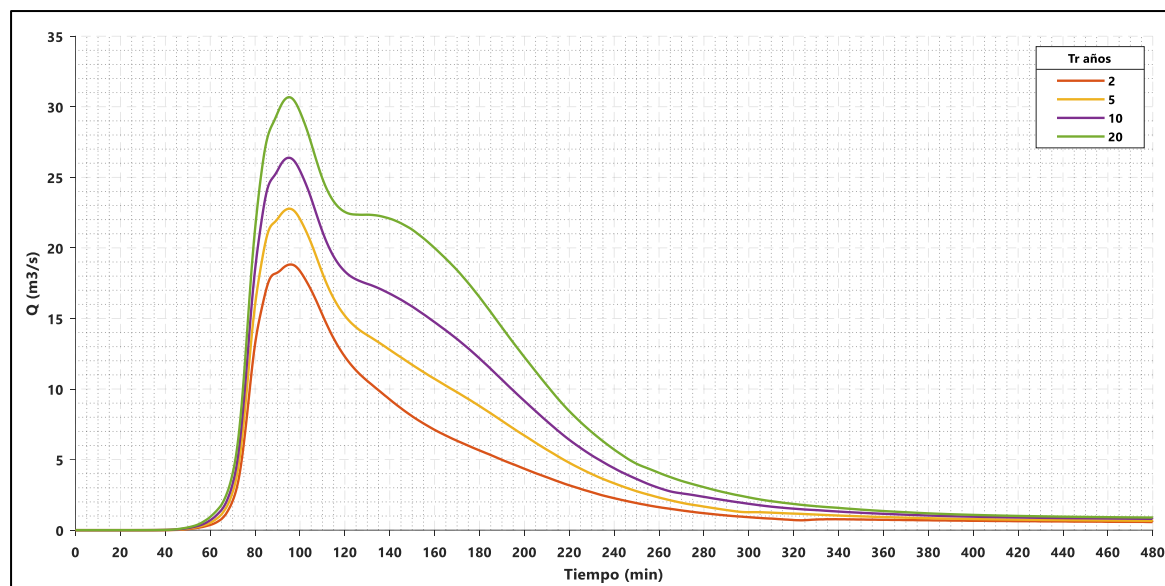


Figura 5.133 Respuesta hidrológica urbana en la zona 3 contemplando los partes directos de la zona 1 y 2 para los diferentes periodos de retorno

5.3.4.4 Respuesta hidrológica urbana Zona 4: El seminario – Bóveda del río Verdiguél

La precipitación efectiva generada en la zona 4 para los diferentes periodos de retorno se presenta en las figuras 5.134 y 5.135. En estas figuras se observa la correspondencia de los valores máximos de precipitación con las zonas donde se presenta un mayor grado de urbanización, pertenecientes a las colonias el Seminario y Vicente Guerrero.

En las figuras 5.136 y 5.137 se presentan los flujos máximos transitados entre cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Los valores mínimos se ubican en los nodos iniciales incrementándose conforme se agregan ramales y presentando valores máximos a la salida entrada a la bóveda y colector de alivio del río Verdiguél, con valores de 25.99, 29.91, 29.58 y 31.16 m³/s para los diferentes periodos de retorno, destacando la acumulación evidente del flujo sobre el tramo que inicia en paseo universidad hasta encontrarse con la bóveda del río Verdiguél, así como del colector existente sobre la vialidad Vicente Guerrero.

En las figuras 5.138 y 5.139 se presenta la capacidad máxima alcanzada en los conductos del sistema a lo largo de la simulación. Para el periodo de 2 años el sistema no sobrepasa su capacidad sin embargo ésta comienza a verse comprometida en cuanto se une el colector de Vicente Guerrero con el río Verdiguél, el cual se encuentra ya congestionado por el flujo proveniente de las zonas 1,2 y 3. La capacidad promedio utilizada en las tuberías, para 2 años periodo de retorno, es de 65% aproximadamente. Para los periodos de 5, 10 y 20 años el sistema ya presenta fallas del 4%, 6% y 10% respectivamente. Las zonas de interés se centran en el tramo de Paseo Universidad y el colector Vicente Guerrero. Sus capacidades se encuentran casi al límite mostrando colapso en su intersección. Esta saturación del sistema es atribuible a la cantidad de área drenada y niveles de urbanización, por lo que considerar conexiones de nuevos desarrollos urbanos (sin medidas sustentables) aguas arriba podrían no ser soportados.

En las figuras 5.140 y 5.141 se muestra el volumen de inundación que se generaría en la zona para los diferentes periodos de retorno, siendo nulo para 2 años, pero para los periodos de retorno 5, 10 y 20 años existen puntos de inundación considerables en la intersección antes mencionada, llegando a alcanzar un volumen de hasta 18,652 m³.

En la figura 5.142 se muestran las respuestas hidrológicas urbanizadas obtenidas para los diferentes periodos de retorno, presentando caudales máximos de 25.99, 29.91, 29.58 y 31.16 m³/s. Aunque los caudales presentados para los periodos de retorno 5, 10 y 20 años son parecidos, éstos están condicionados por los niveles de inundación producidos, siendo éste el mismo caso para la forma del hidrograma. En la figura 5.143 y 5.144 se muestran las condiciones de iniciales consideradas en la entrada a la bóveda y al colector del río Verdiguél (respectivamente) estimadas según las condiciones de diseño existentes.

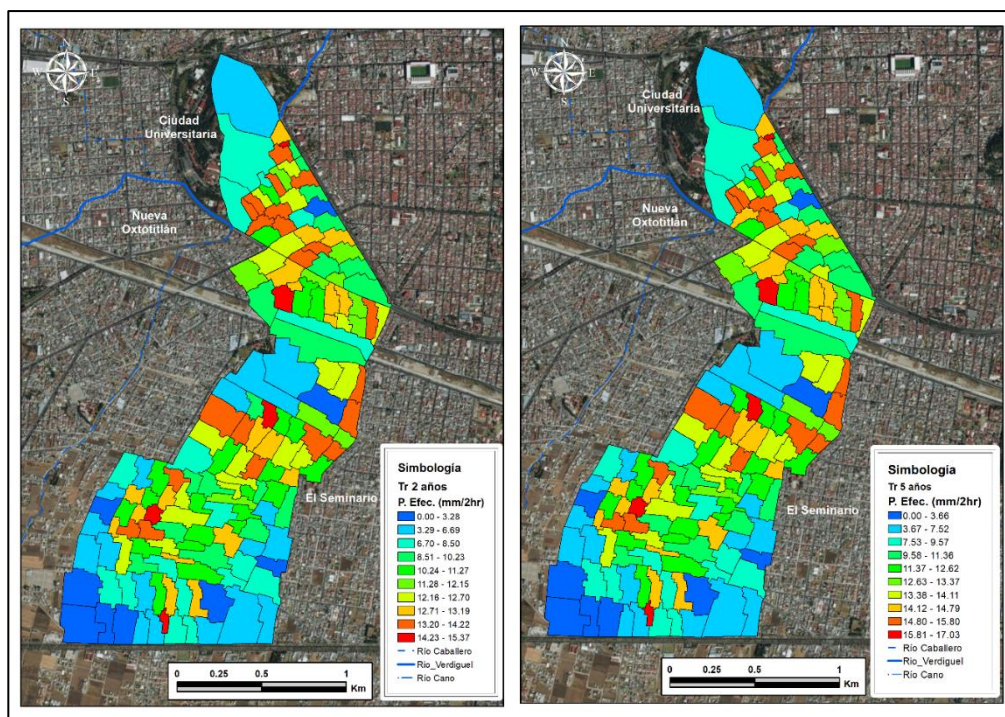


Figura 5.134 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4

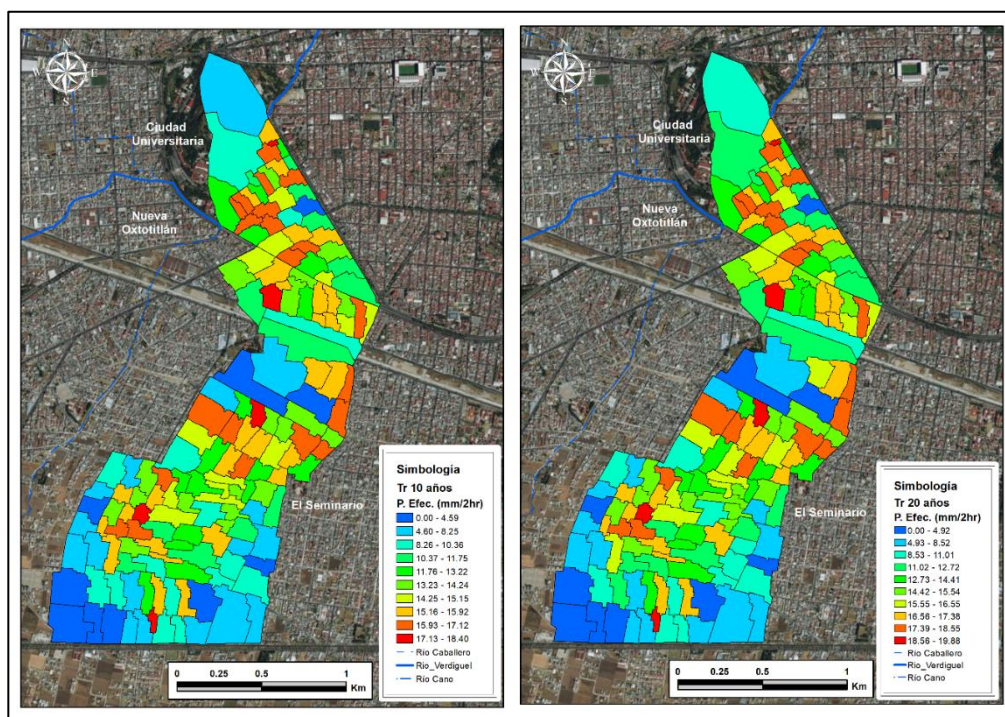


Figura 5.135 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4

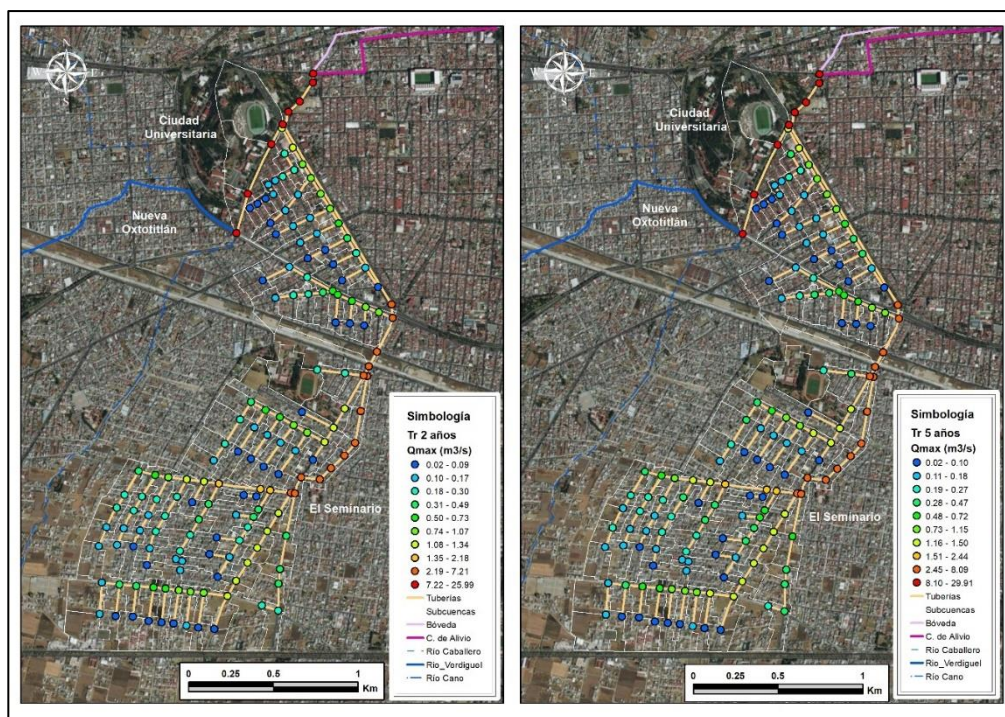


Figura 5.136 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4

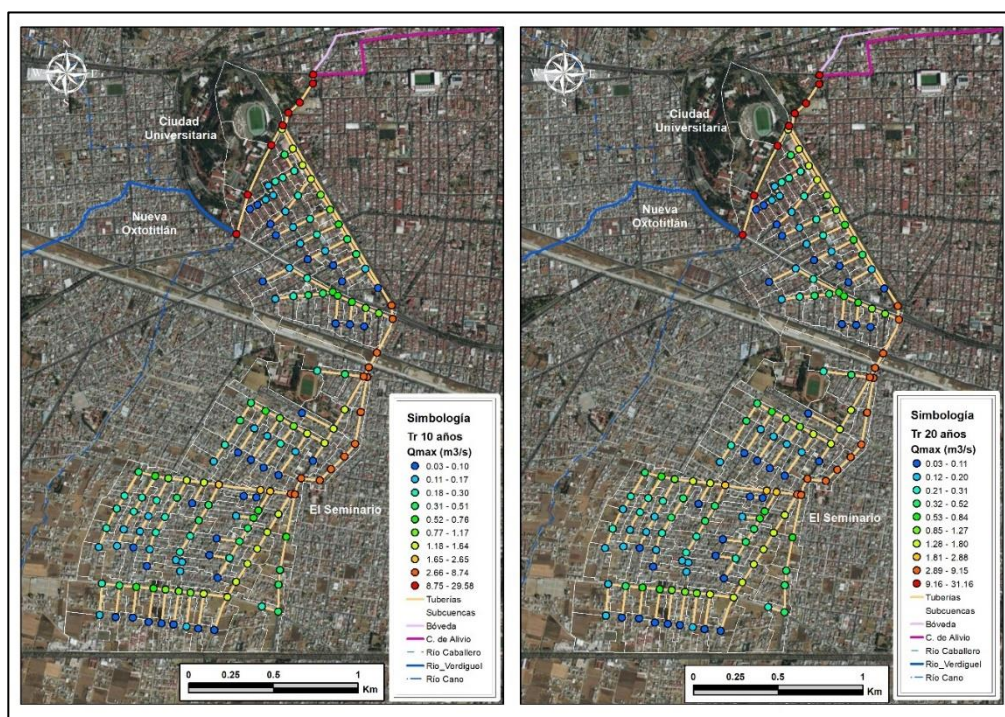


Figura 5.137 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4

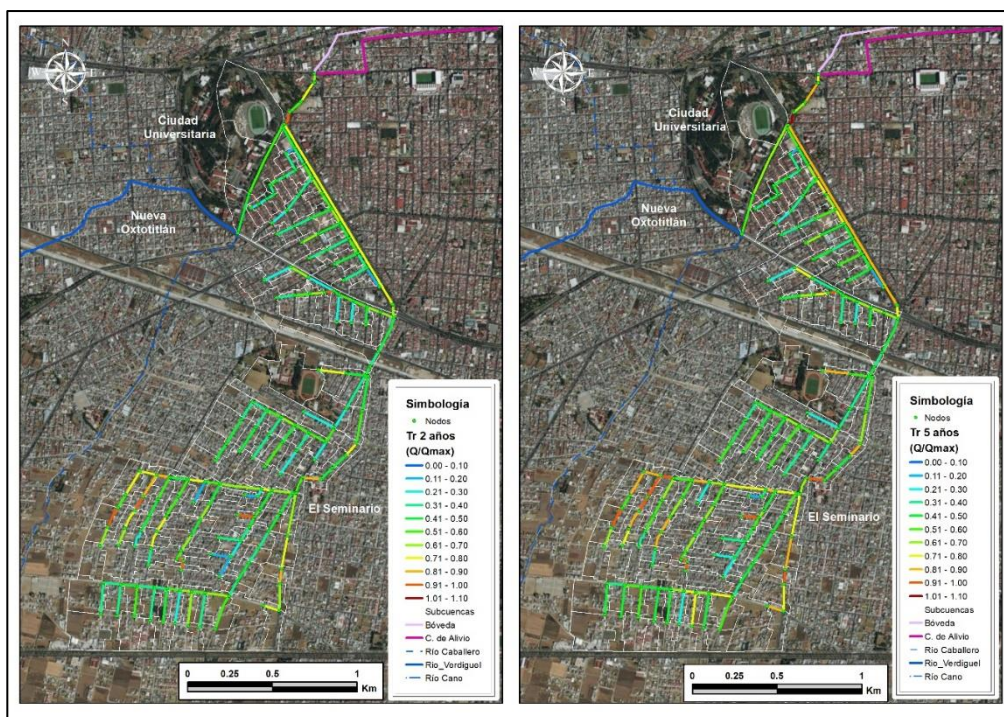


Figura 5.138 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4.

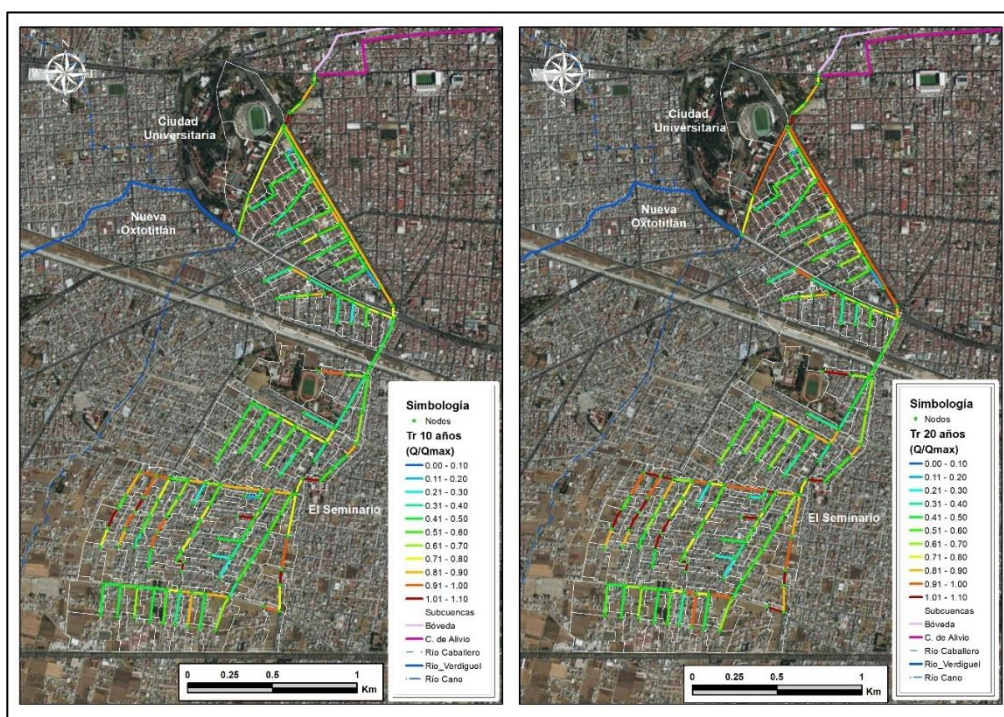


Figura 5.139 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4.

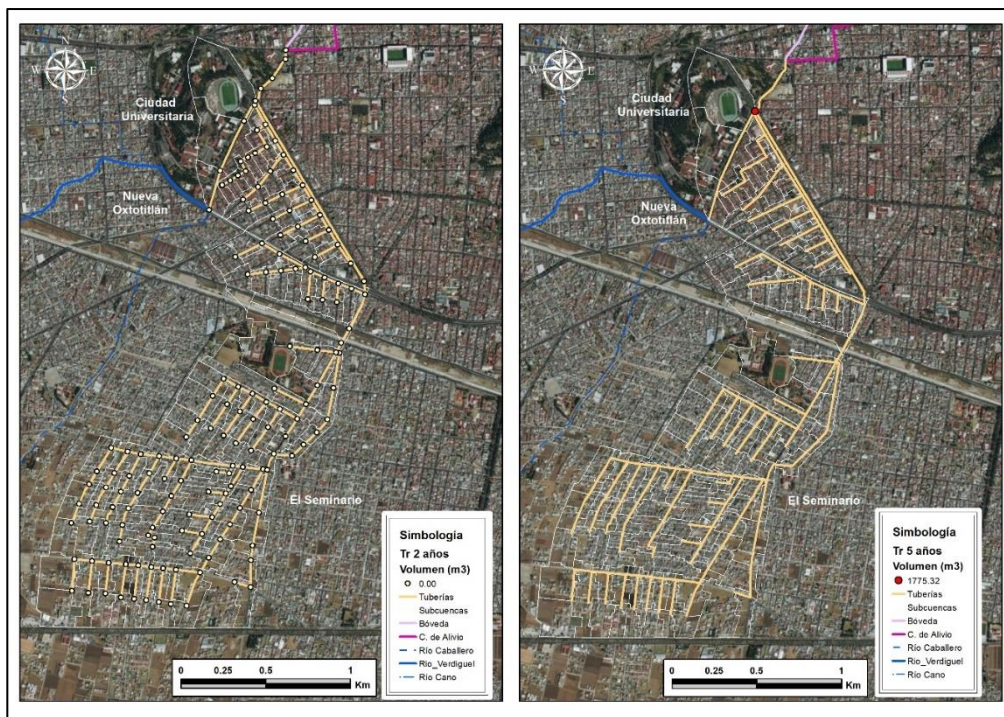


Figura 5.140 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 4.

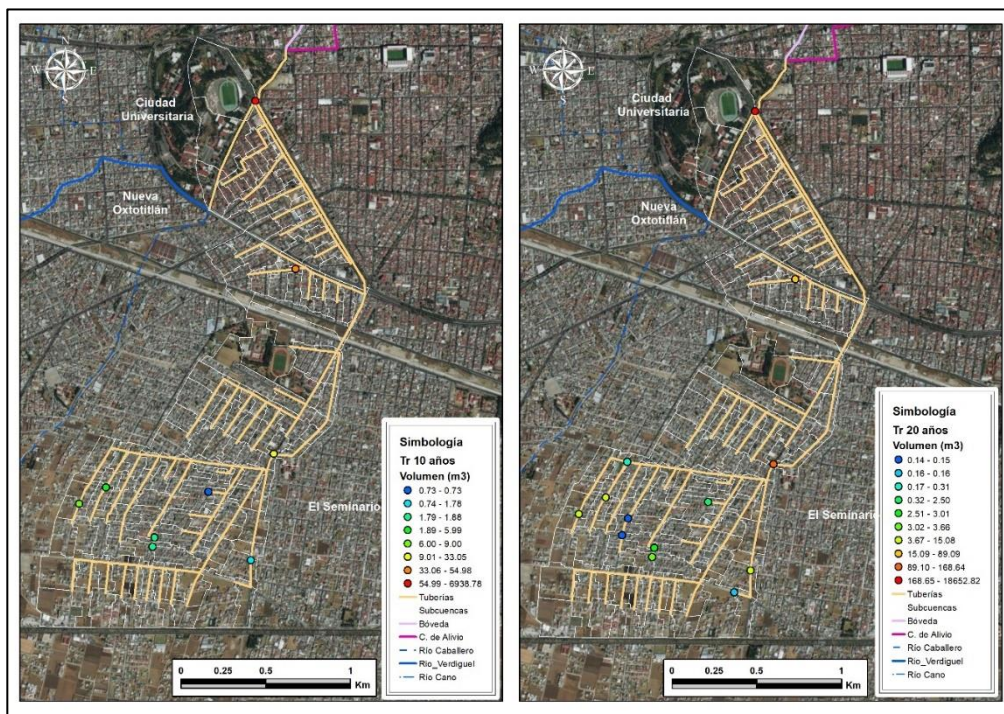


Figura 5.141 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 4.

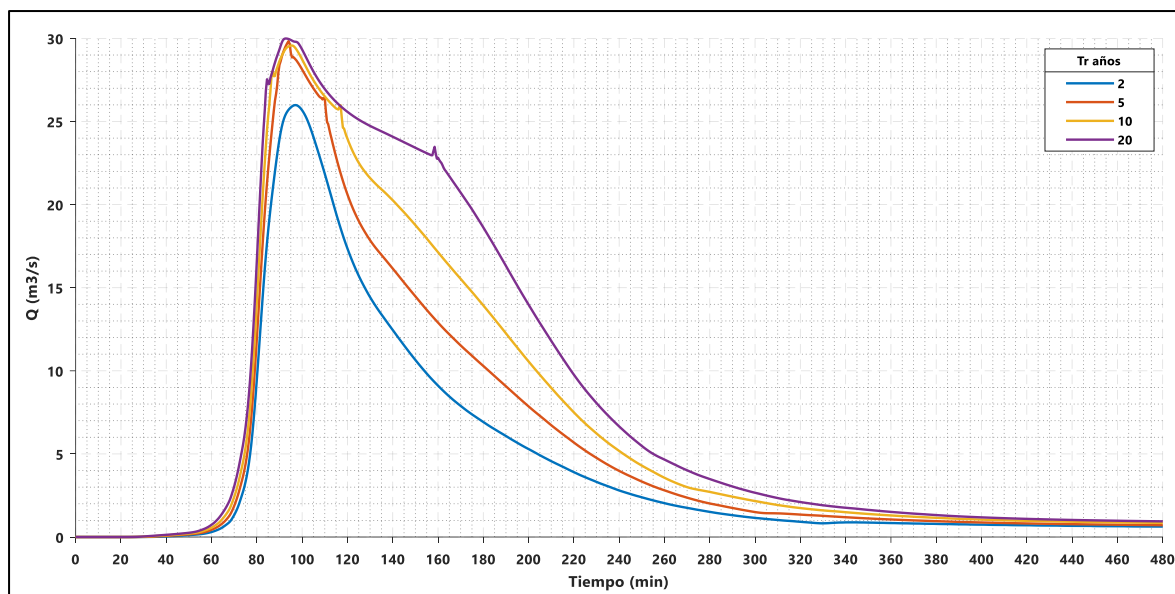


Figura 5.142 Respuesta hidrológica urbana en la zona 4 a diferentes periodos de retorno

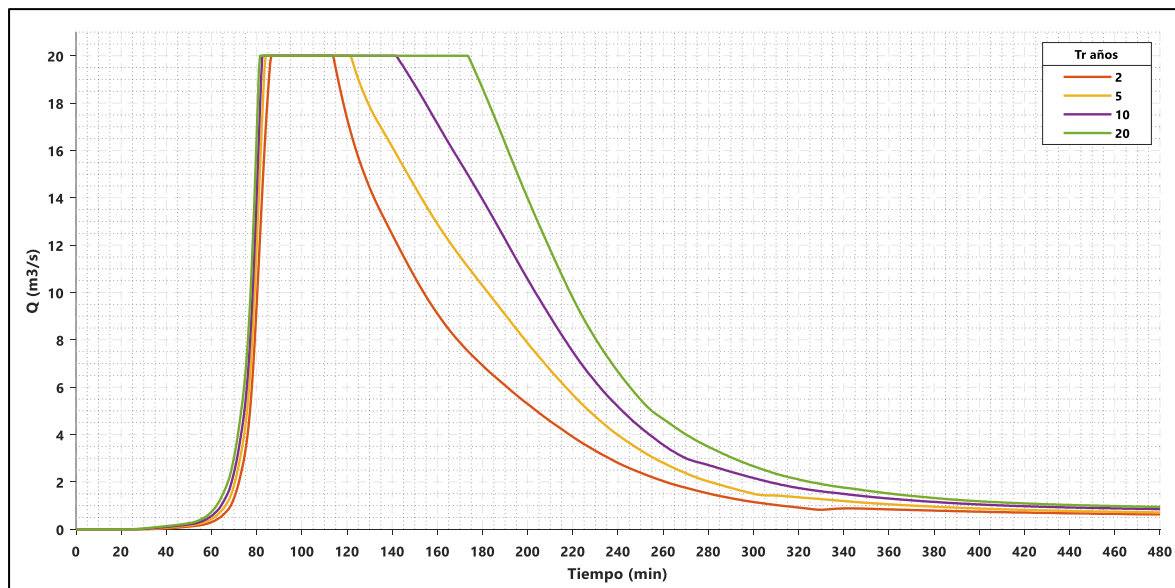


Figura 5.143 Hidrogramas de entrada al colector de alivio del río Verdiguél para los diferentes periodos de retorno

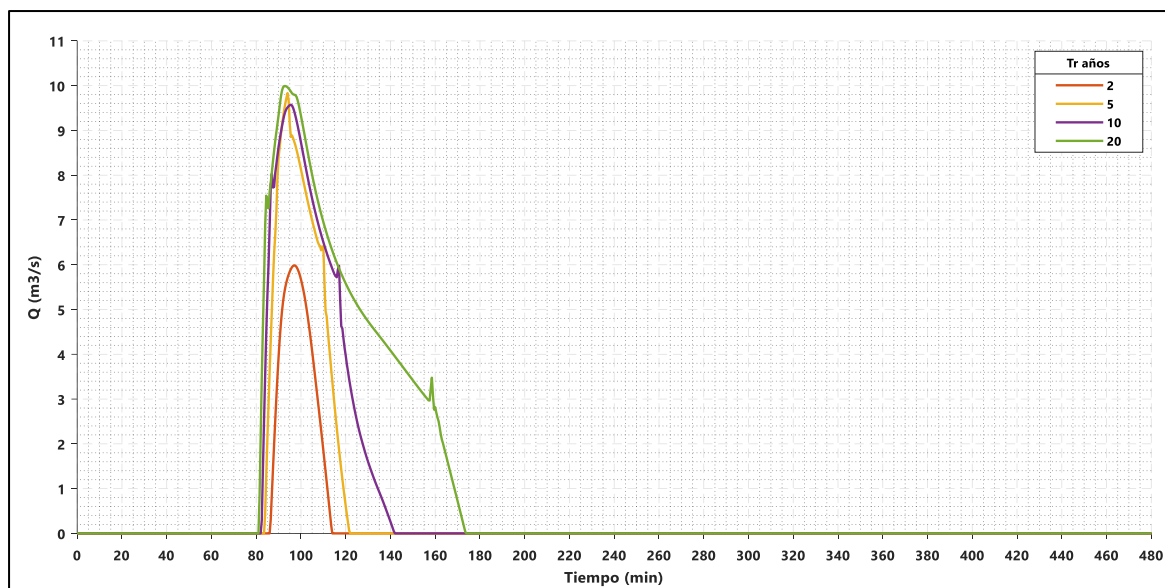


Figura 5.144 Hidrogramas de entrada bóveda del río Verdiguel para los diferentes periodos de retorno

5.3.4.5 Respuesta hidrológica urbana Zona 5: Toluca – Glorieta de la Marina

La precipitación efectiva generada en la zona 5 para los diferentes periodos de retorno se presenta en las figuras 5.145 y 5.146. En las figuras puede observarse el predominio de valores altos debido al nivel de urbanización presente los cuales corresponden a las colonias aledañas al centro de la ciudad de Toluca y disminuyendo en las periferias.

En las figuras 5.147 y 5.148 se presentan los flujos máximos transitados entre cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Los valores mínimos se ubican en los nodos iniciales incrementándose conforme se agregan ramales y presentando valores máximos a la salida entrada a la bóveda y al colector de alivio del río Verdiguel, con valores de 37.87, 41.71, 42.47 y 44.17 m³/s para los diferentes periodos de retorno. Es de resaltar la acumulación evidente del flujo sobre el colector de alivio y bóveda del río Verdiguel a medida que se van conectando los sistemas secundarios, condición predominante debido a la evolución histórica de la urbe.

En las figuras 5.149 y 5.150 se presenta la capacidad máxima alcanzada en los conductos del sistema a lo largo de la simulación, donde la capacidad del sistema se ve comprometida para todos los periodos de retorno considerados. Para los periodos de retorno de 2 y 5 años existen zonas claramente marcadas donde la capacidad del sistema se ve superada, estas zonas corresponden al sitio donde se conecta al colector de alivio con la bóveda del río Verdiguél y en la zona perteneciente al centro histórico de la ciudad de Toluca. Para los periodos de 10 y 20 años, el colapso se presenta de manera generalizada en todo el sistema, acentuándose conforme se acerca a la descarga con el río Verdiguél y/o el colector de alivio. Los problemas observados pueden asociarse al rápido drenaje de la zona urbana, así como a los constantes cambios de la sección del río Verdiguél. El problema se acentúa en esos puntos debido al redireccionamiento del flujo a través del colector de alivio, si bien cumple su función aguas arriba ahora el problema se intensifica en la zona de retorno al cauce.

En las figuras 5.151 y 5.152 se muestra el volumen de inundación presente en la zona para los diferentes periodos de retorno, observando valores de 3,854.59, 36,800.95, 20,676.17 y 29,262.39 m³ en el punto crítico para los periodos de 2, 5, 10 y 20 años respectivamente. La disminución del volumen se debe al desbordamiento en un mayor número de puntos, aguas arriba.

En la figura 5.153 se muestran las respuestas hidrológicas urbanizadas simuladas para los diferentes periodos de retorno, obteniendo caudales máximos de 37.87, 41.71, 42.47 y 44.17 m³/s. Aunque los caudales máximos presentados son muy parecidos quedan condicionados por los niveles de inundación producidos, siendo este el mismo caso para la forma del hidrograma. Lo anterior muestra un panorama sobre la capacidad máxima del sistema pudiéndose ubicar alrededor de los 40 m³/s. En la figura 5.154 se muestran los hidrogramas de entrada hacia la zona 6 y 8, debido a la división que presenta el río Verdiguél en 2 brazos.

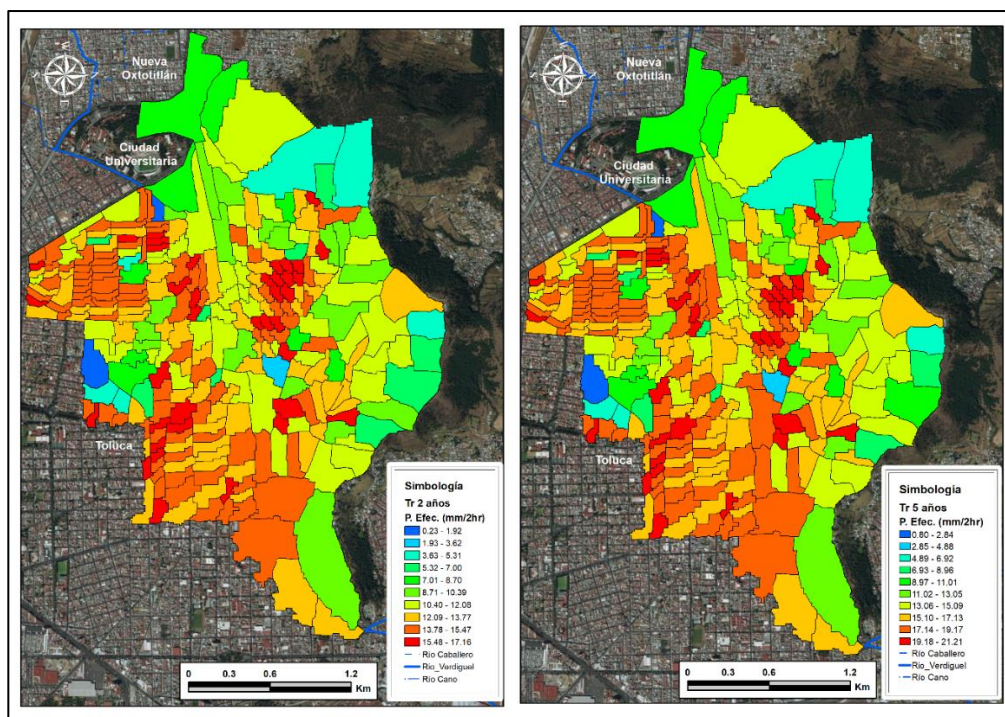


Figura 5.145 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5

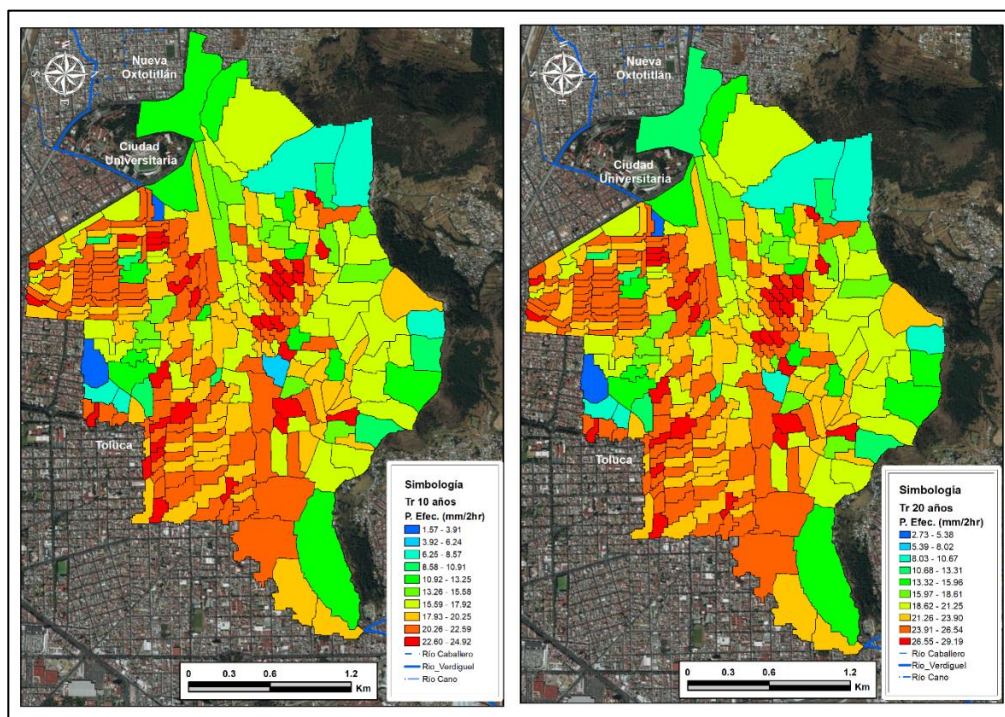


Figura 5.146 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5

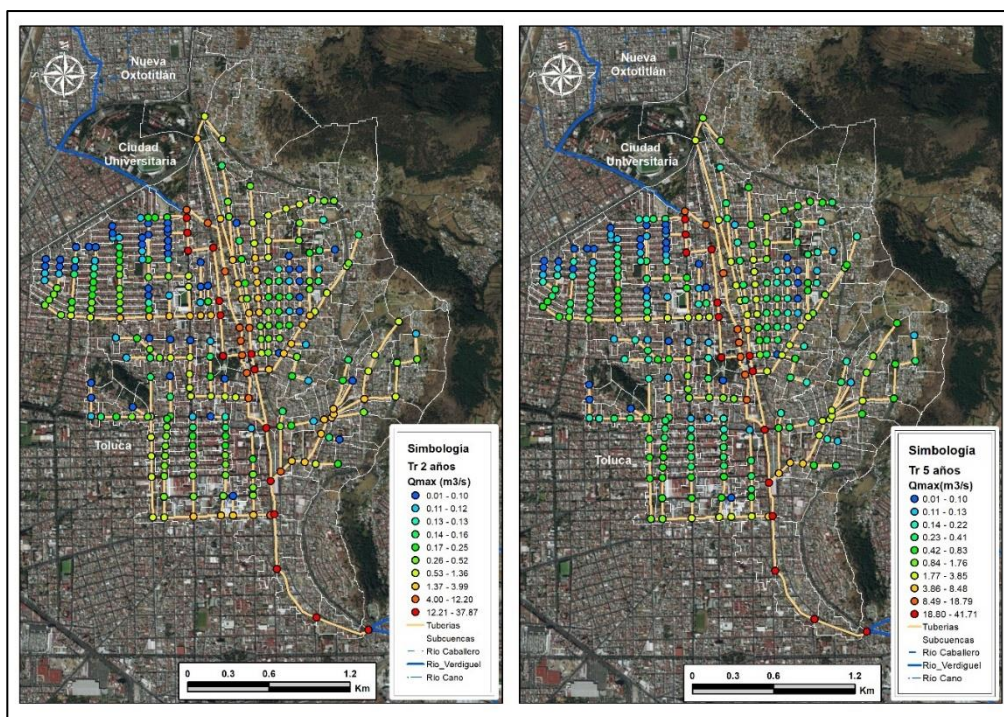


Figura 5.147 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5

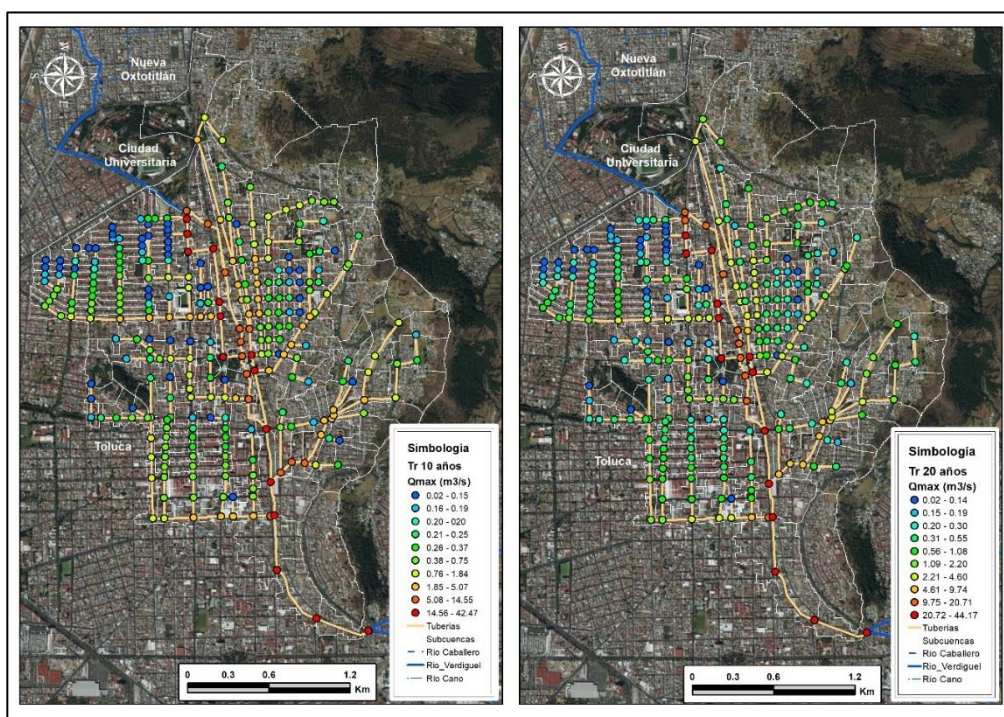


Figura 5.148 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5

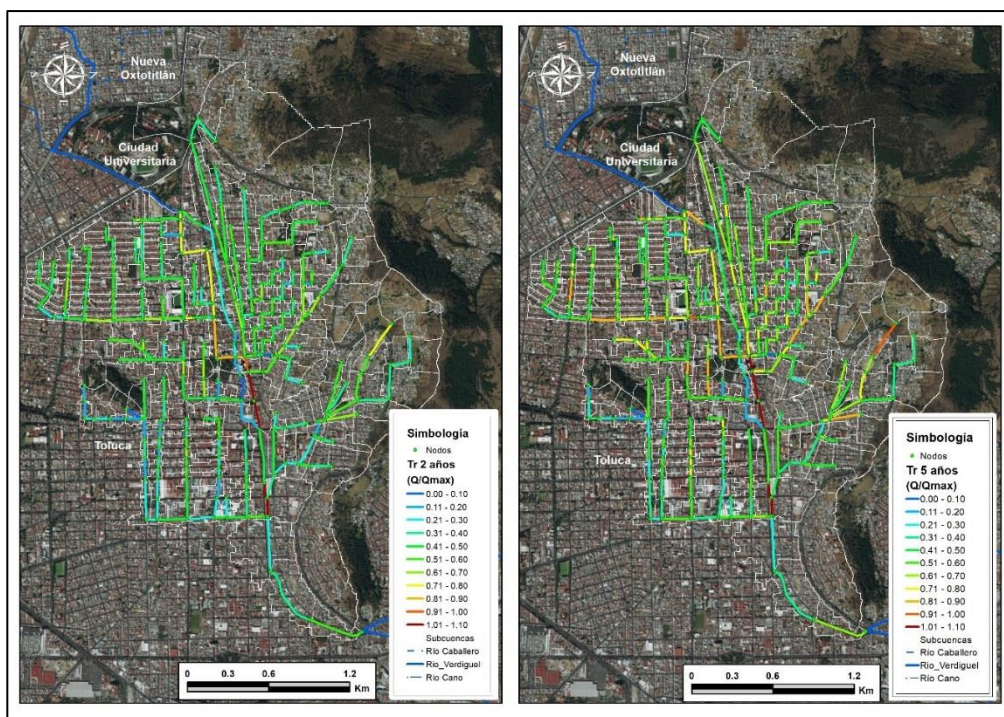


Figura 5.149 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5

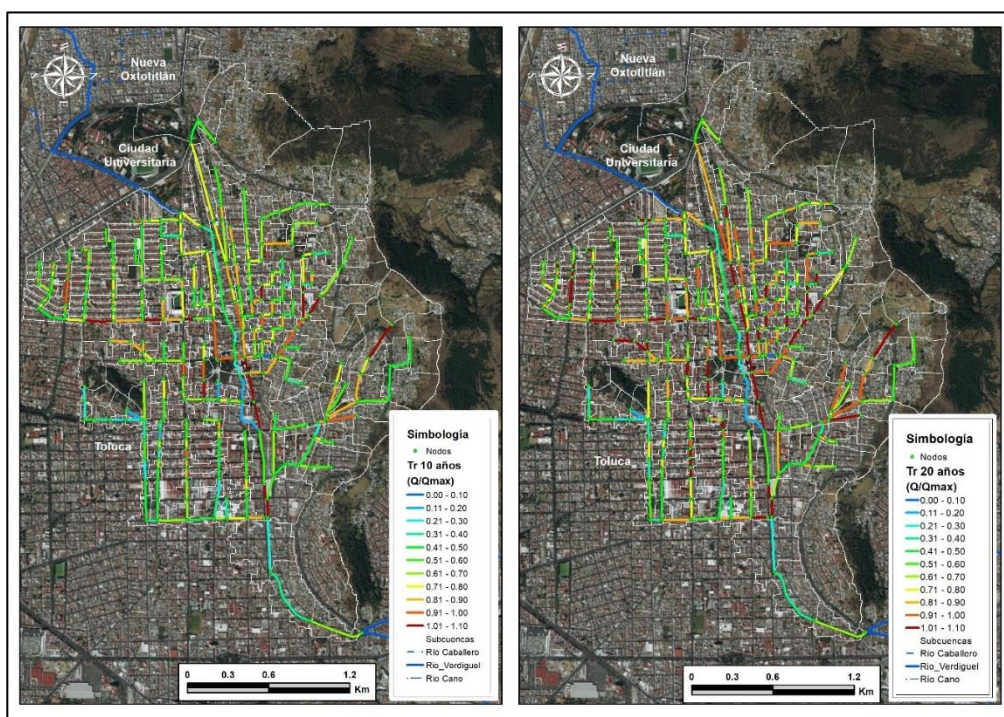


Figura 5.150 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5

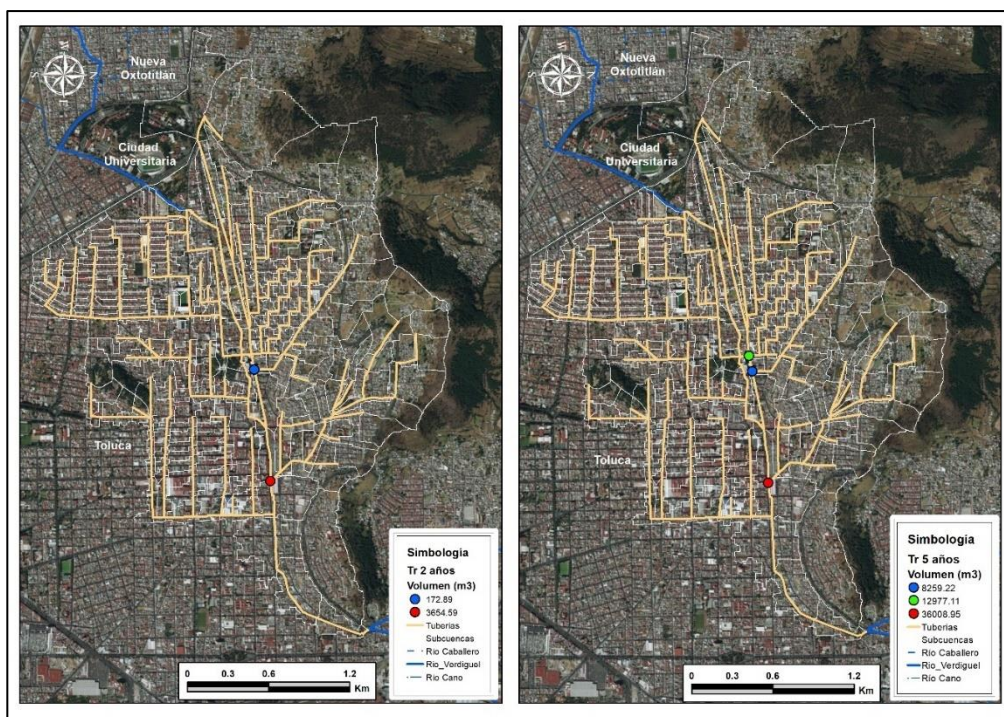


Figura 5.151 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 5

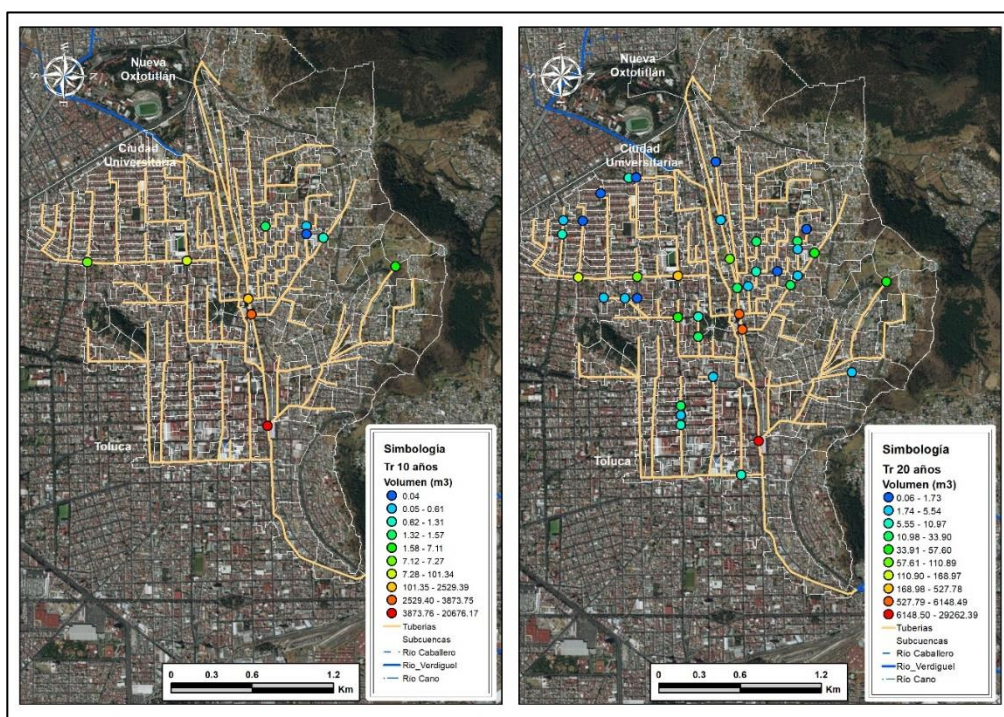


Figura 5.152 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 5

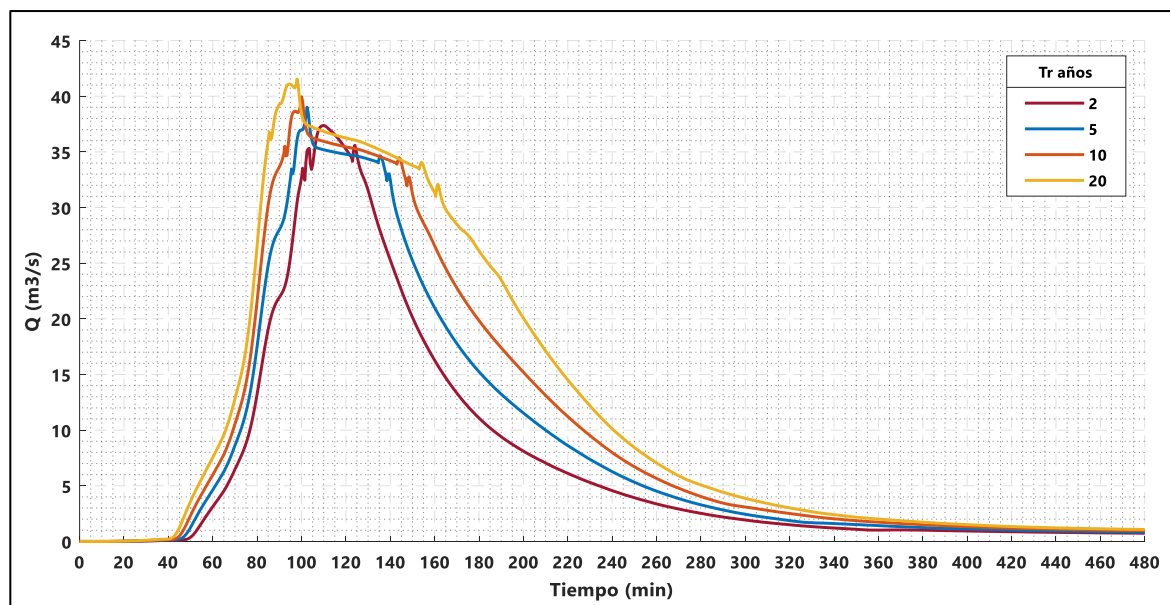


Figura 5.153 Respuesta hidrológica urbana Glorieta de la Marina, para los diferentes periodos de retorno

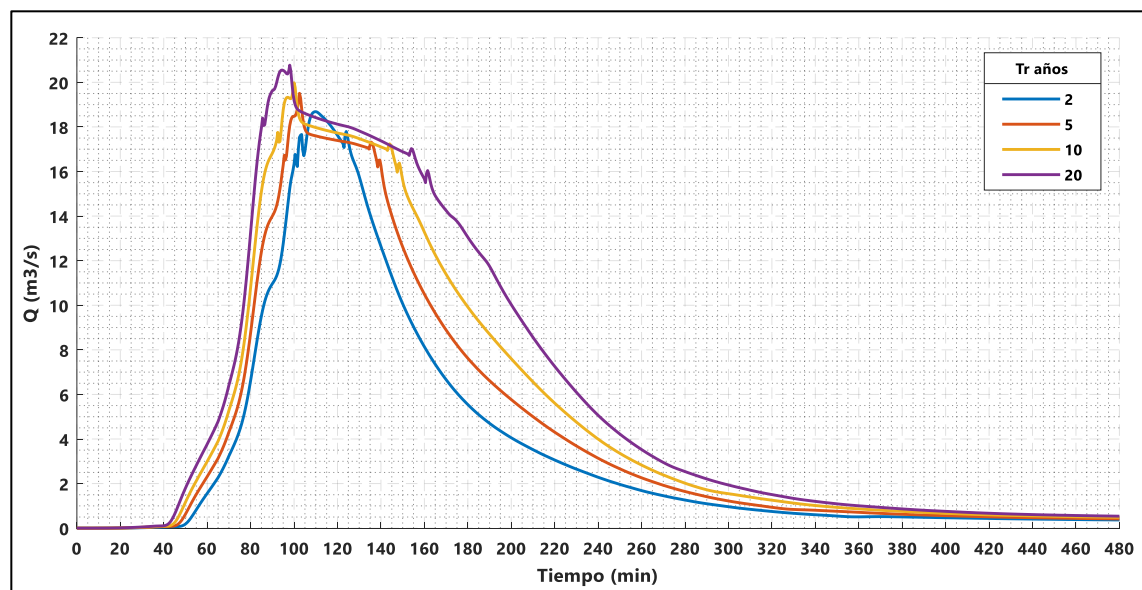


Figura 5.154 Respuesta hidrológica urbana Glorieta de la Marina – río Verdiguél brazo izquierdo y derecho, para los diferentes periodos de retorno

5.3.4.6 Respuesta hidrológica urbana Zona 6: Toluca – San Cristóbal Huichochitlán

La precipitación efectiva generada en la zona 6 para los diferentes periodos de retorno se muestra en las figuras 5.155 y 5.156. En ellas se observa la predominancia de valores grandes con pequeños puntos dentro de la red correspondientes a zonas verdes, donde las subcuencas de drenaje se ubican en las colonias Universidad, Cuauhtémoc, Américas, y Ferrocarriles Nacionales principalmente.

En las figuras 5.157 y 5.158 se presentan los flujos máximos transitados entre cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Lo anterior facilita identificar los principales colectores y la acumulación de flujo que van presentando en dirección aguas abajo. Los valores máximos estimados son de 36.30, 42.60, 47,42 y 52.53 m^3/s para los periodos de retorno considerados

En las figuras 5.159 y 5.160 se muestra la capacidad máxima alcanzada en los conductos del sistema a lo largo de la simulación. Para los periodos de 2 y 5 años puede observarse como la sección del río Verdiguél queda comprometida alcanzado su máxima capacidad para el último periodo mencionado, de manera general la porción noreste del sistema es la que presenta capacidades más grandes, llegando a tener de hasta el 10% del sistema para el periodo de retorno igual a 20 años.

En las figuras 5.161 y 5.162 se muestra el volumen de inundación presente en la zona para los diferentes periodos de retorno, observando valores de 8.11, 175.43, y 2523.45 m^3 para los periodos de retorno 5, 10 y 20 años. En esta zona destaca el nodo previo a la salida, donde la red de drenaje converge con los caudales provenientes del río Verdiguél.

En la figura 5.163 se presentan las respuestas hidrológicas obtenidas para los diferentes periodos de retorno, observando caudales máximos de 36.24, 42.11, 47.14, 52.28 m^3/s , la forma del hidrograma queda condicionado por el volumen asociado al igual que en otras zonas con problemas de inundación.

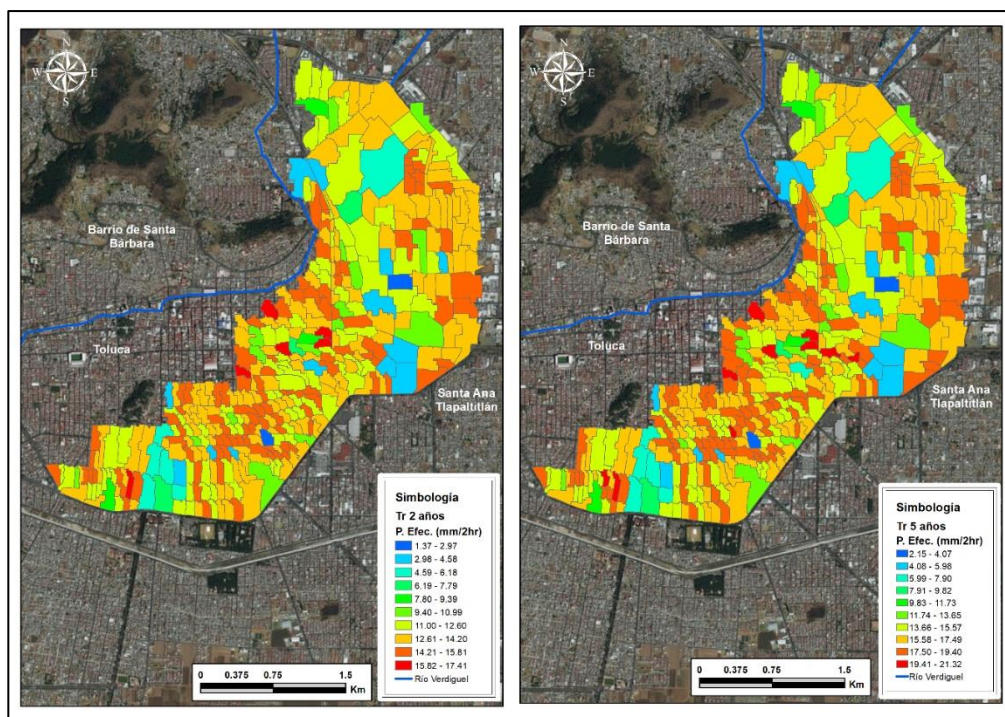


Figura 5.155 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6

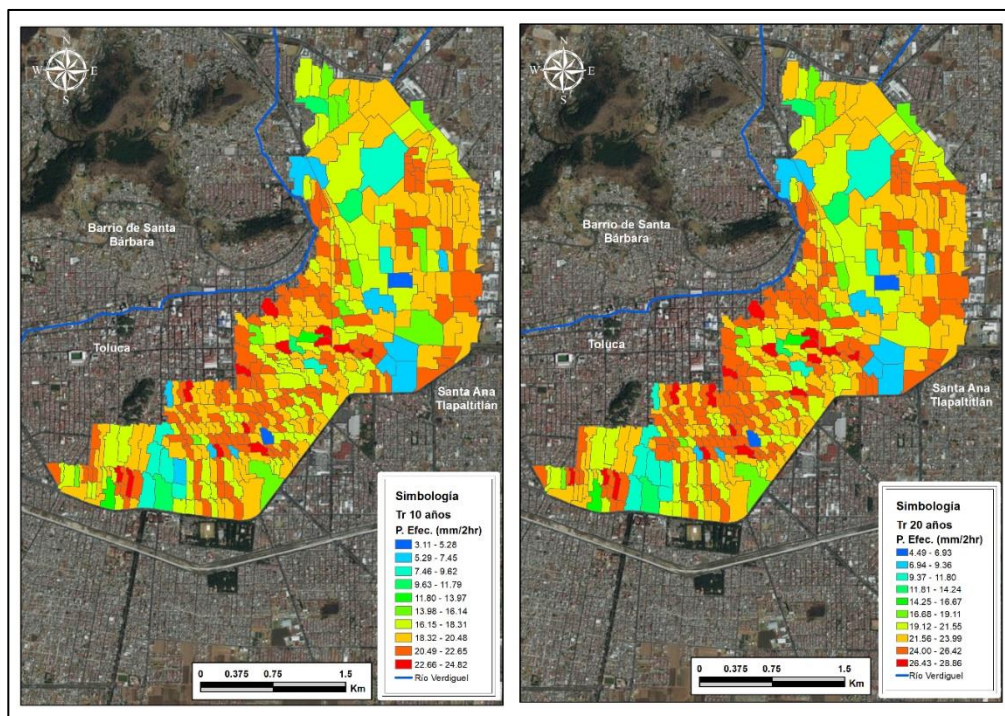


Figura 5.156 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6

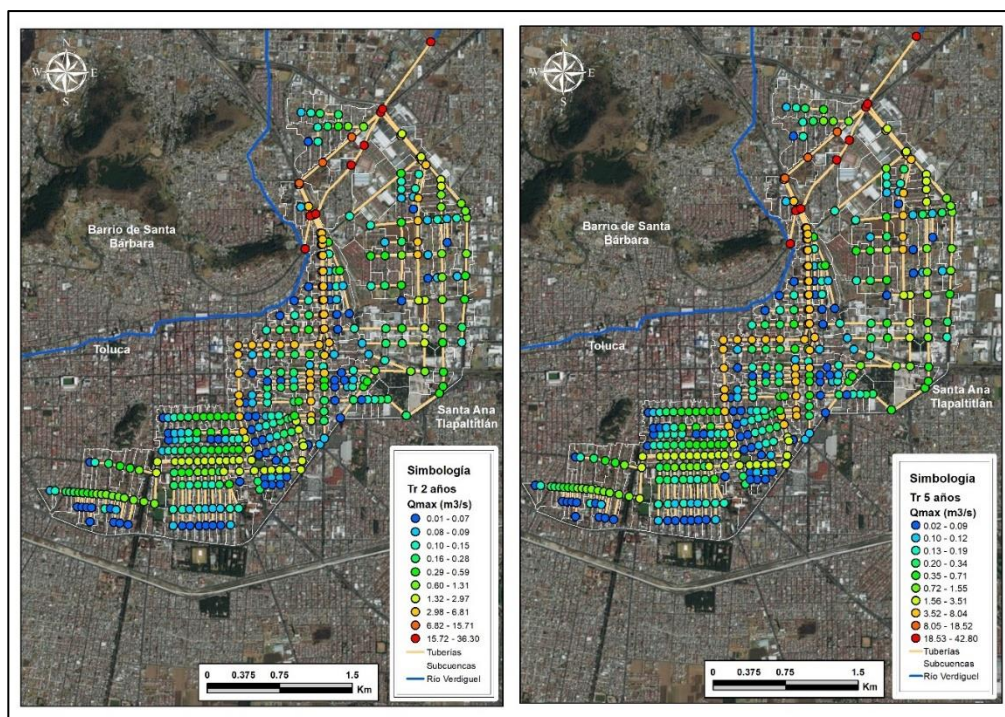


Figura 5.157 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6

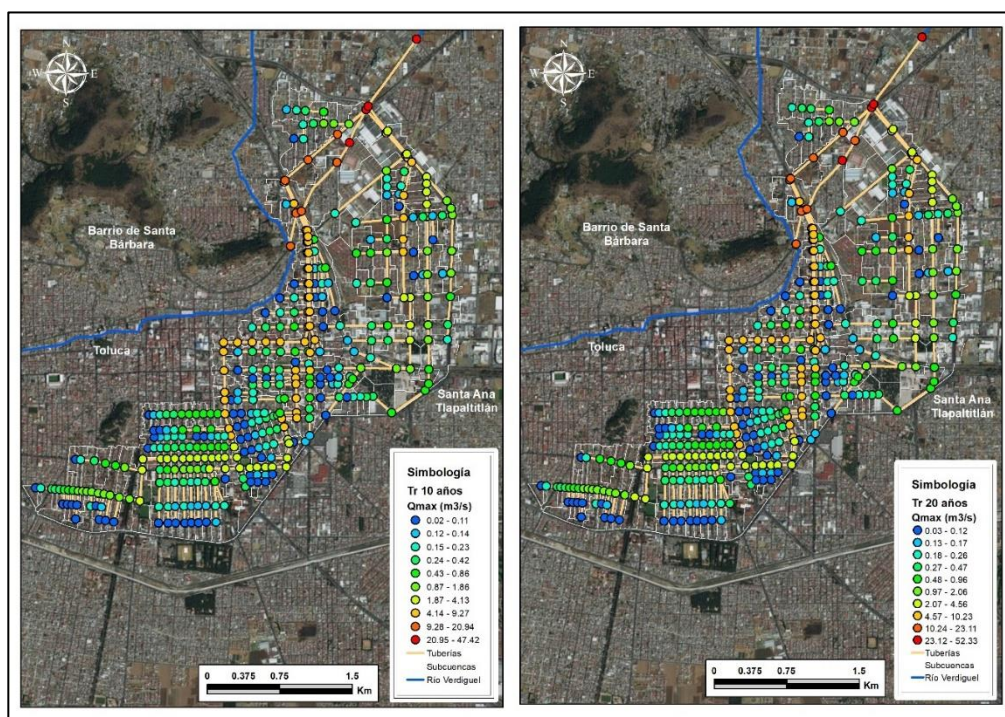


Figura 5.158 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6

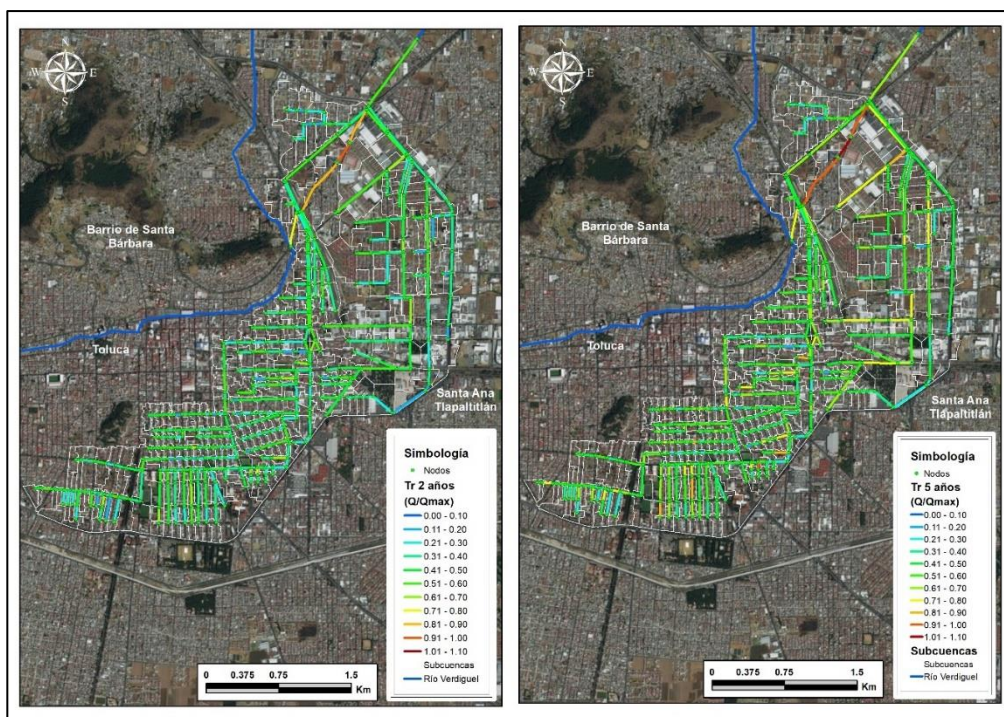


Figura 5.159 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6

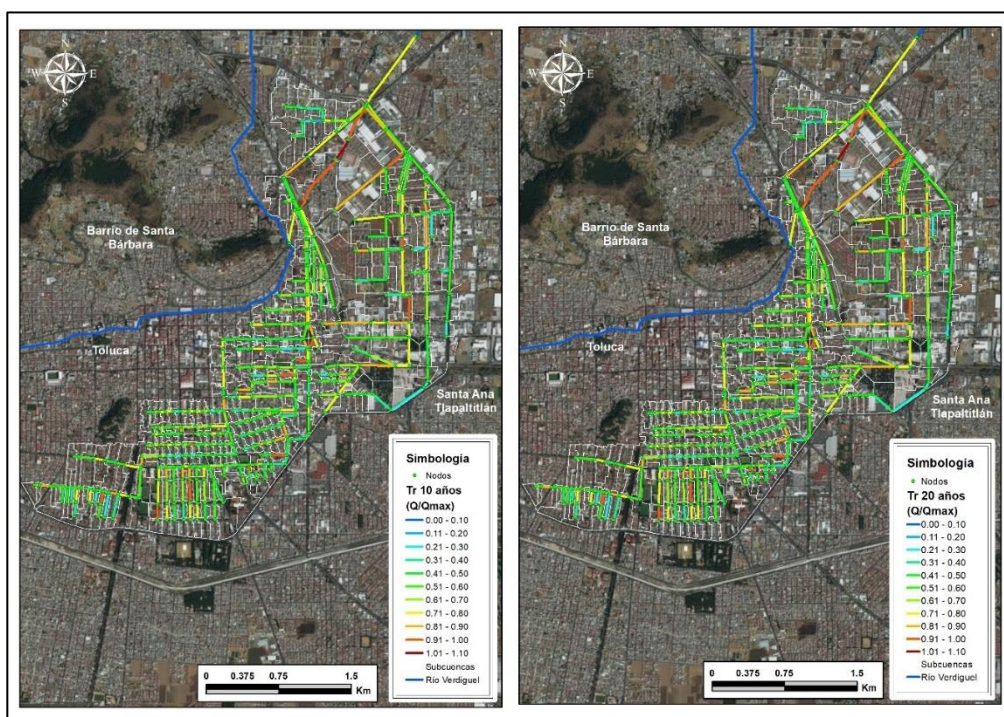


Figura 5.160 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6

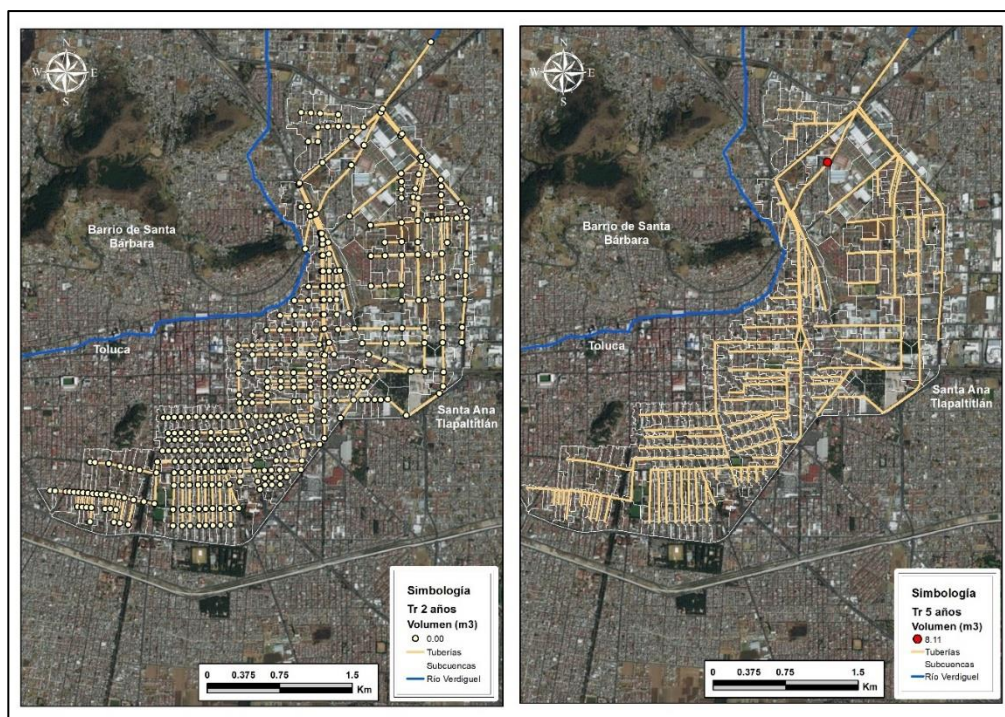


Figura 5.161 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 6

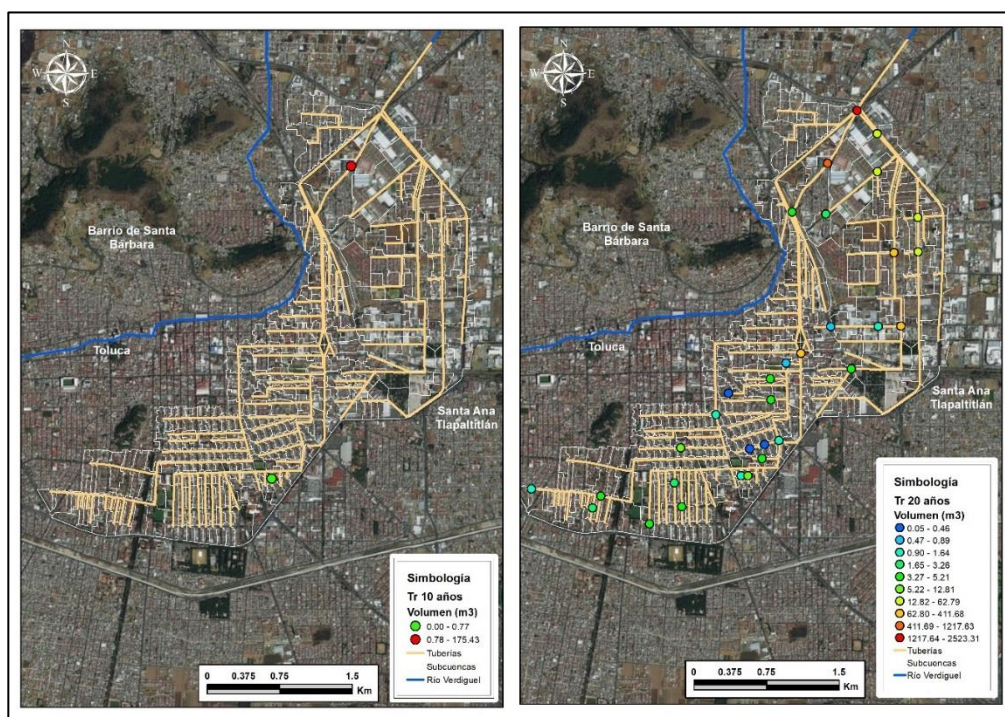


Figura 5.162 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 6

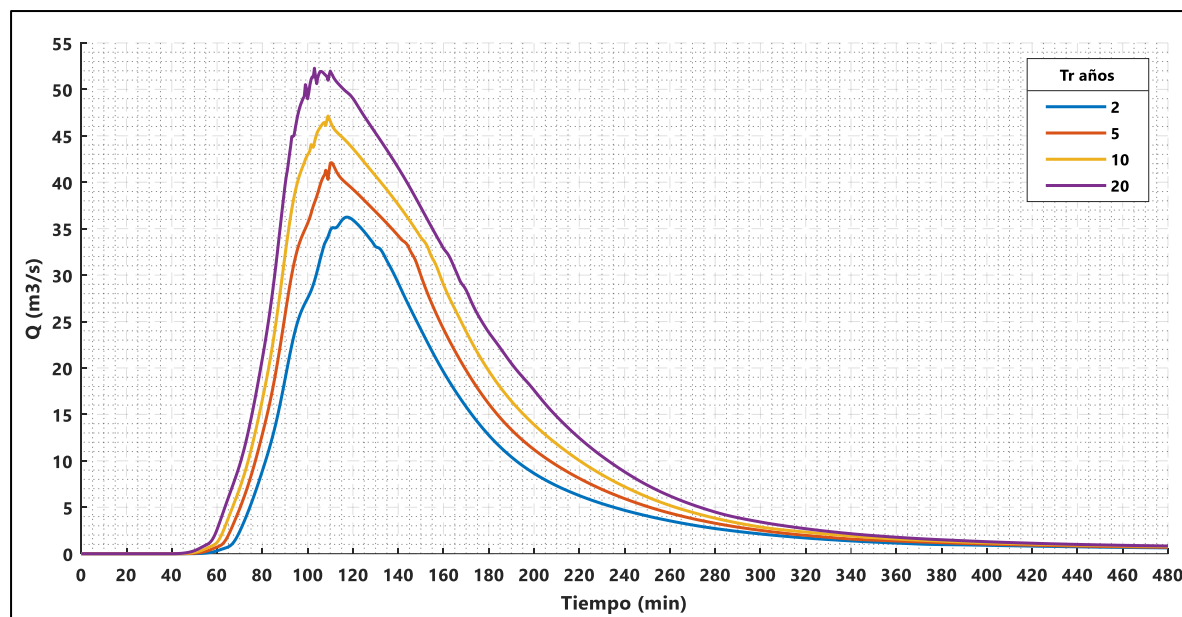


Figura 5.163 Respuesta hidrológica urbana zona 6, para los diferentes periodos de retorno

5.3.4.7 Respuesta hidrológica urbana Zona 7: San Cristóbal Huichochitlán – Río Lerma

La precipitación efectiva generada en la zona 7 para los diferentes periodos de retorno se muestra en las figuras 5.164 y 5.165, evidenciando la poca uniformidad de la urbanización existente, en donde los valores más grandes corresponden a San Mateo y Santa Cruz Otzacatipan, así como a la zona industrial correspondiente al parque Toluca 2000.

En las figuras 5.166 y 5.167 se presentan los flujos máximos transitados entre cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Puede observarse como bajo el sistema propuesto los caudales son considerables en los tres colectores principales, y se incrementan en el tramo final antes de descargar al río Lerma. Los valores máximos simulados son de 43.52, 50.86, 57.92 y 65.15 m^3/s para los diferentes periodos de retorno.

En las figuras 5.168 y 5.169 se presenta la capacidad máxima alcanzada en los conductos del sistema a lo largo de la simulación, donde la capacidad del sistema se ve comprometida para todos los periodos de retorno considerados, dejando en evidencia sitios con problemas asociados a la confluencia de los diferentes flujos influenciada por valores pequeños en la pendiente topográfica.

En las figuras 5.5.170 y 5.171 se muestra el volumen de inundación presentado en la zona para los diferentes periodos de retorno, siendo nulo para 2, 5 y 10 años, y alcanzando un valor de 1,074.84 m³ para 20 años.

En la figura 5.172 se muestran las respuestas hidrológicas urbanizadas obtenidas para los diferentes periodos de retorno, presentando caudales máximos de 43.52, 50.86, 57.92 y 65.15 m³/s. Los hidrogramas obtenidos para la zona de análisis son considerados la respuesta hidrológica urbanizada para el brazo derecho del río Verdiguél.

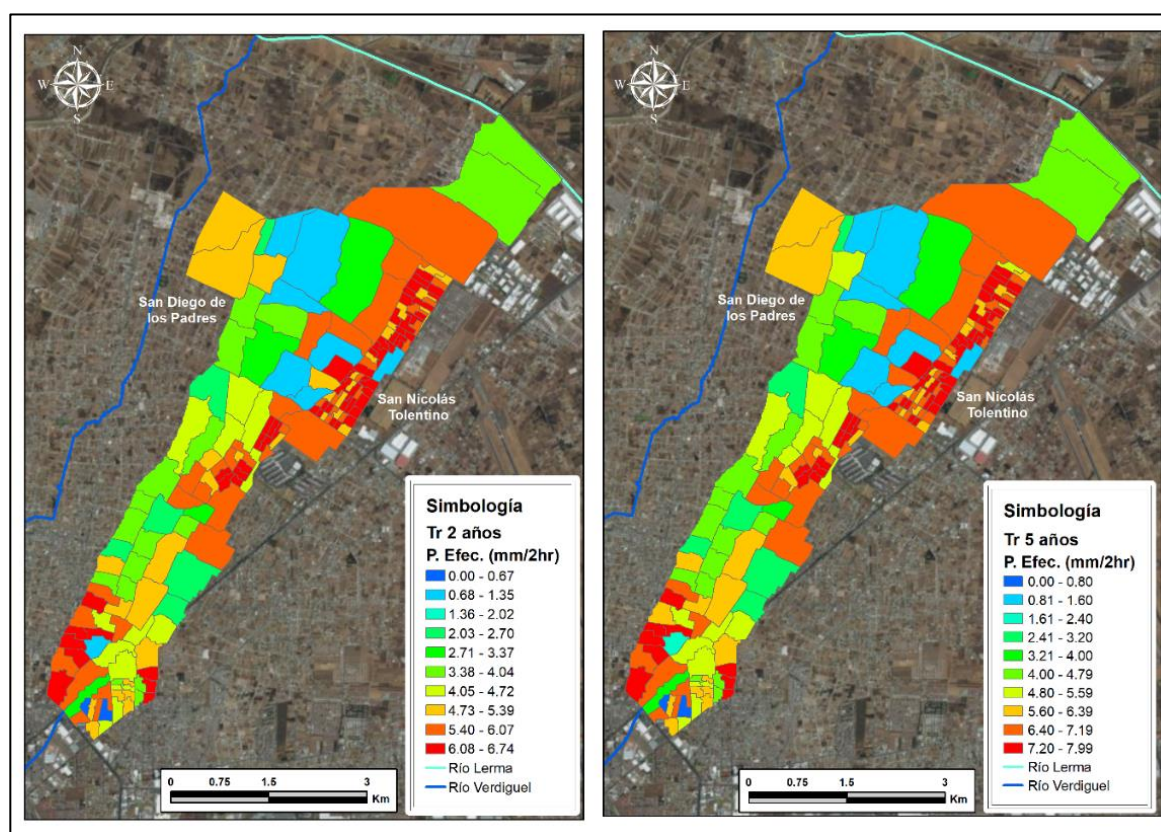


Figura 5.164 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7

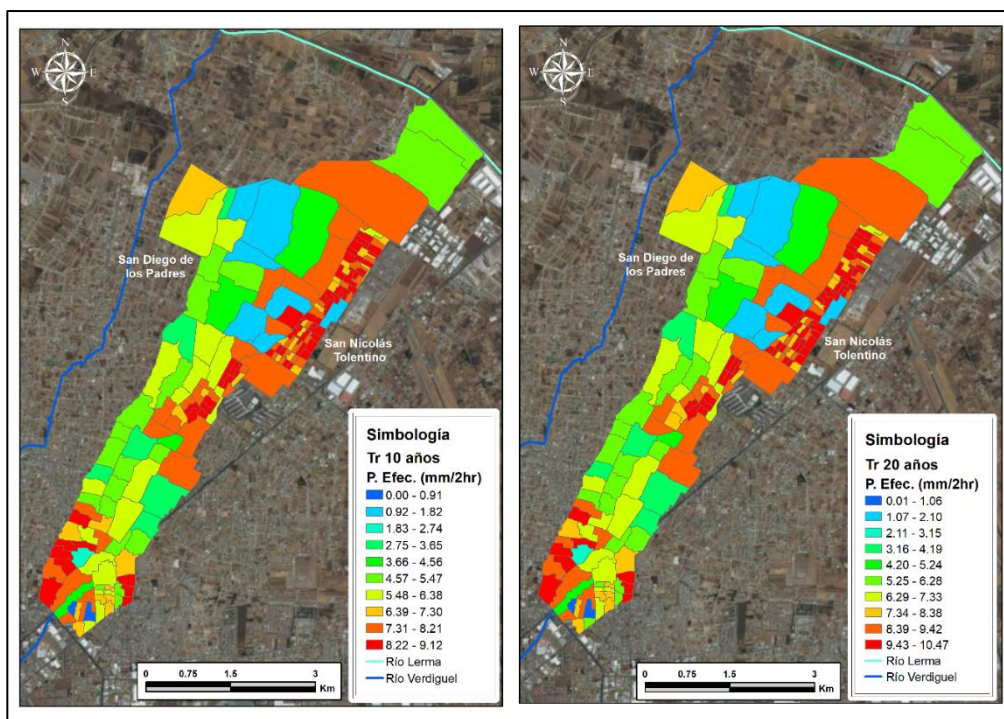


Figura 5.165 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7

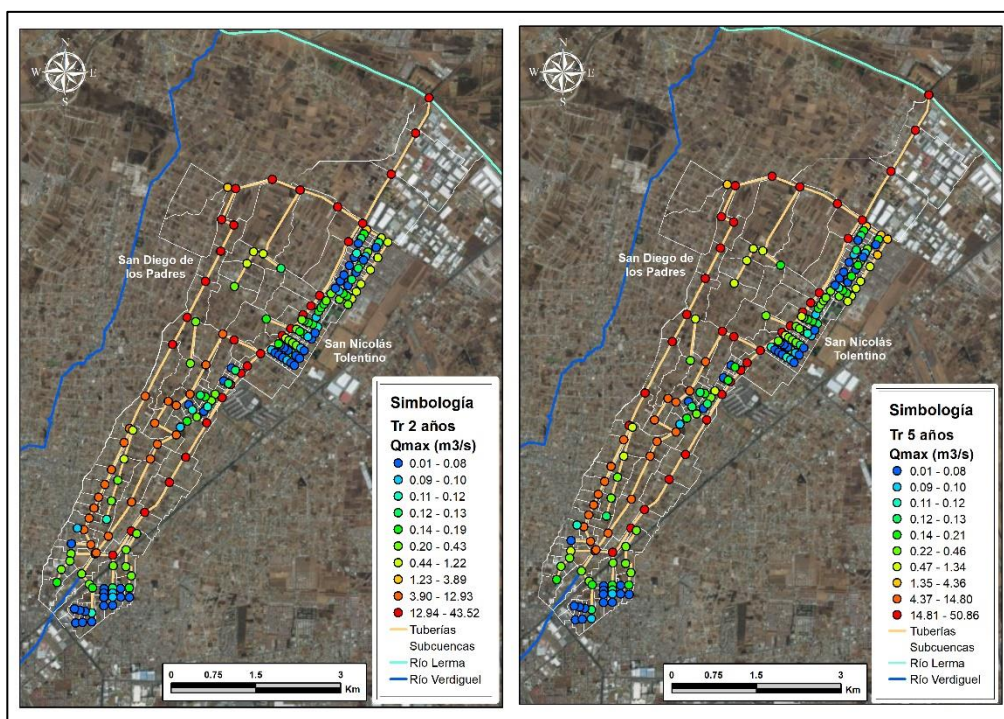


Figura 5.166 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7

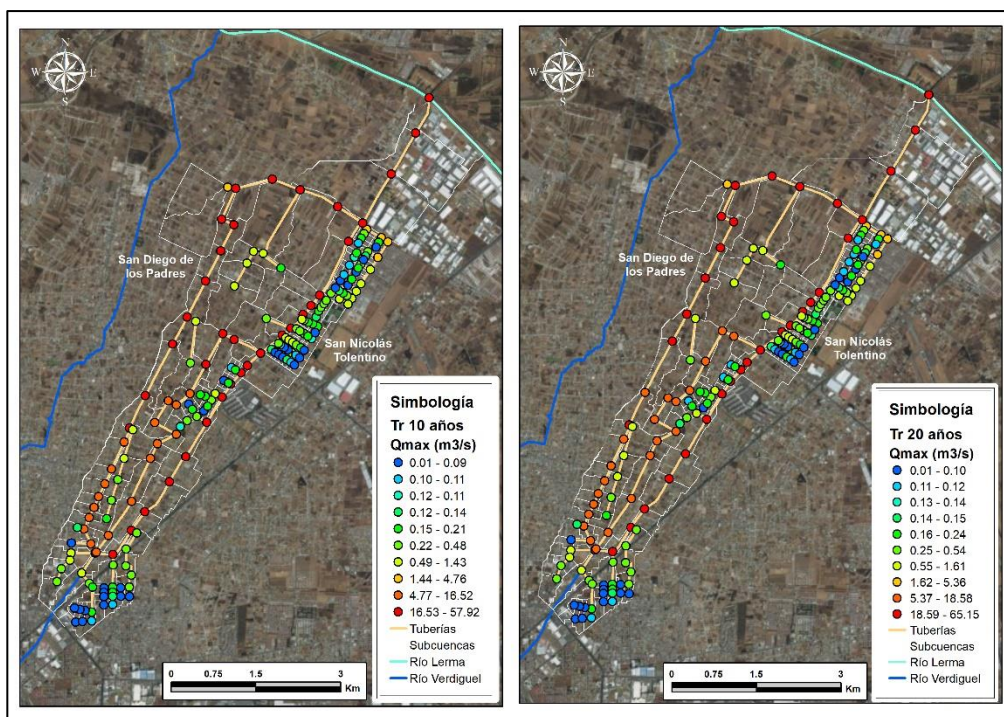


Figura 5.167 Flujo máximo en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7

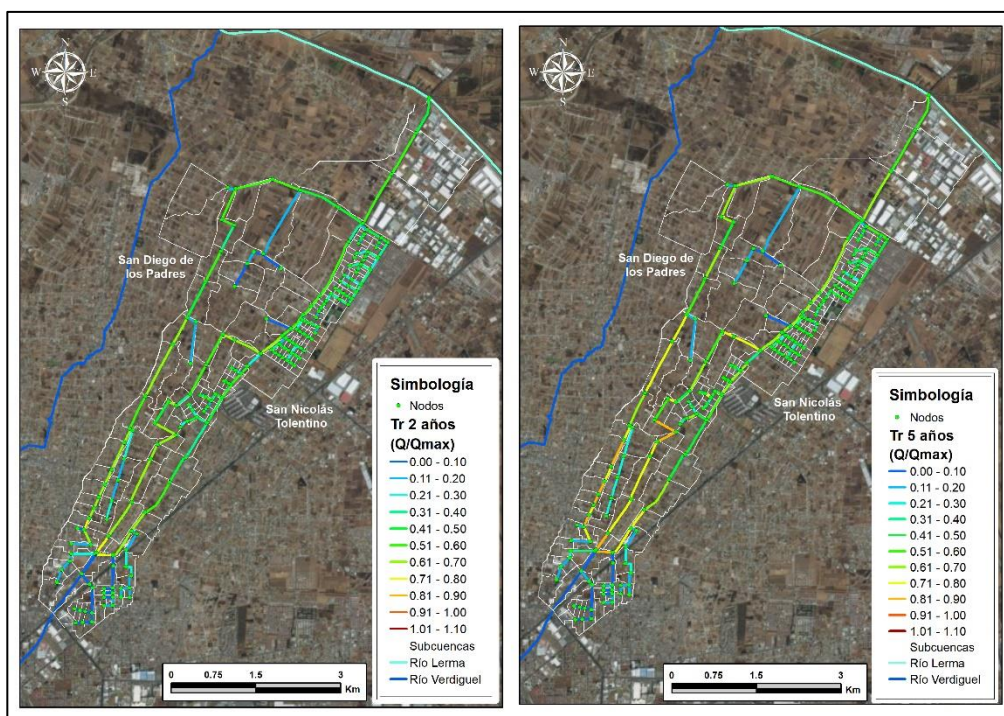


Figura 5.168 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7

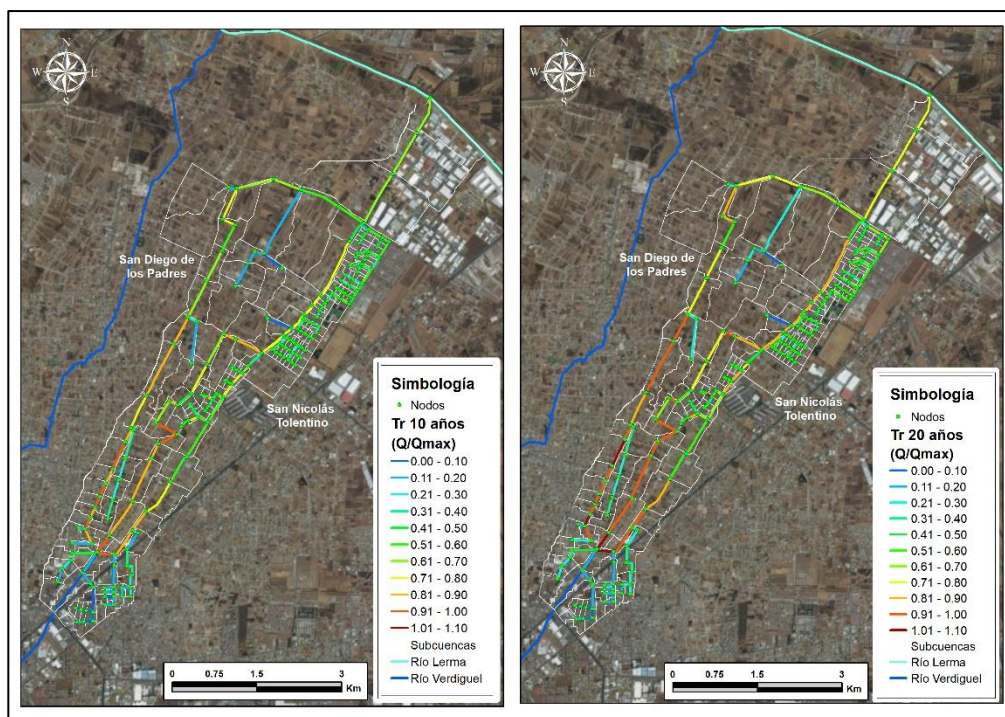


Figura 5.169 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7

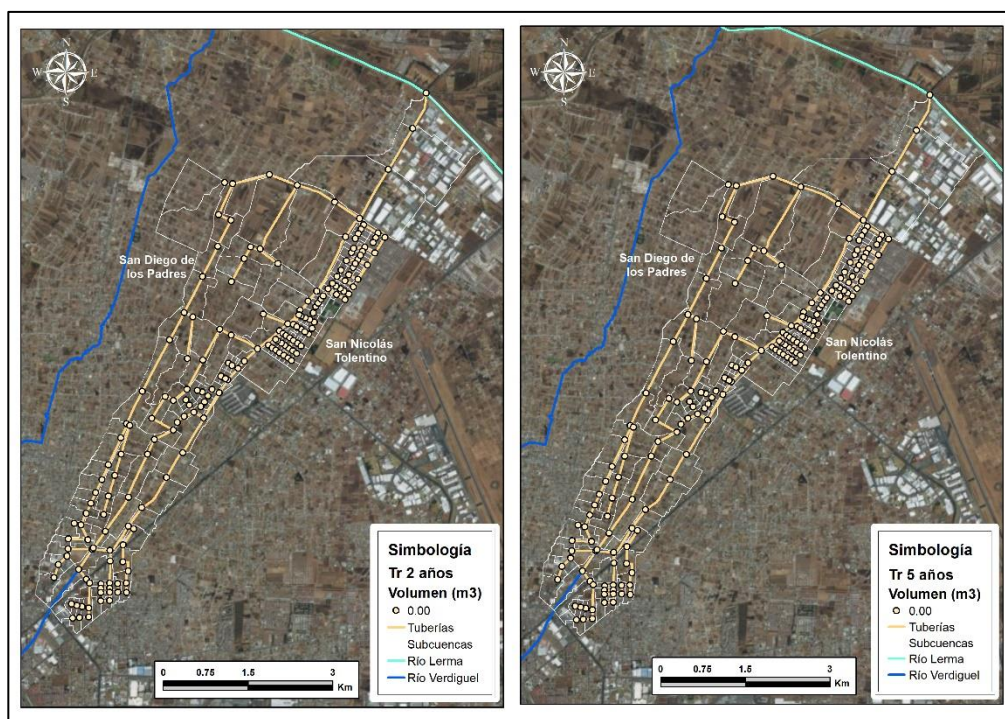


Figura 5.170 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 7

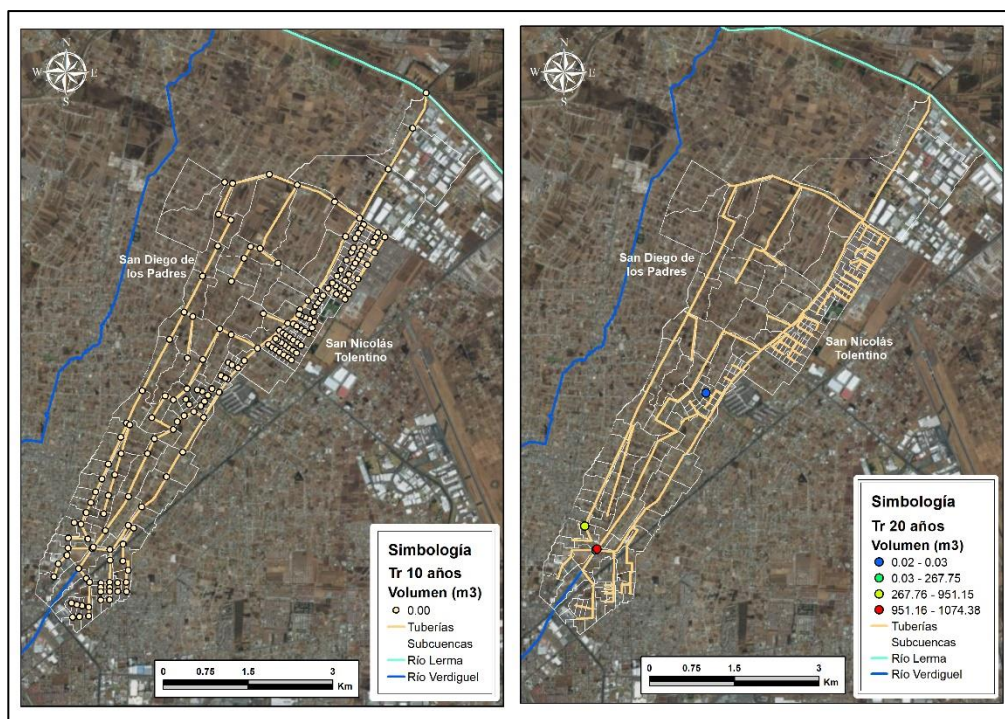


Figura 5.171 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 7

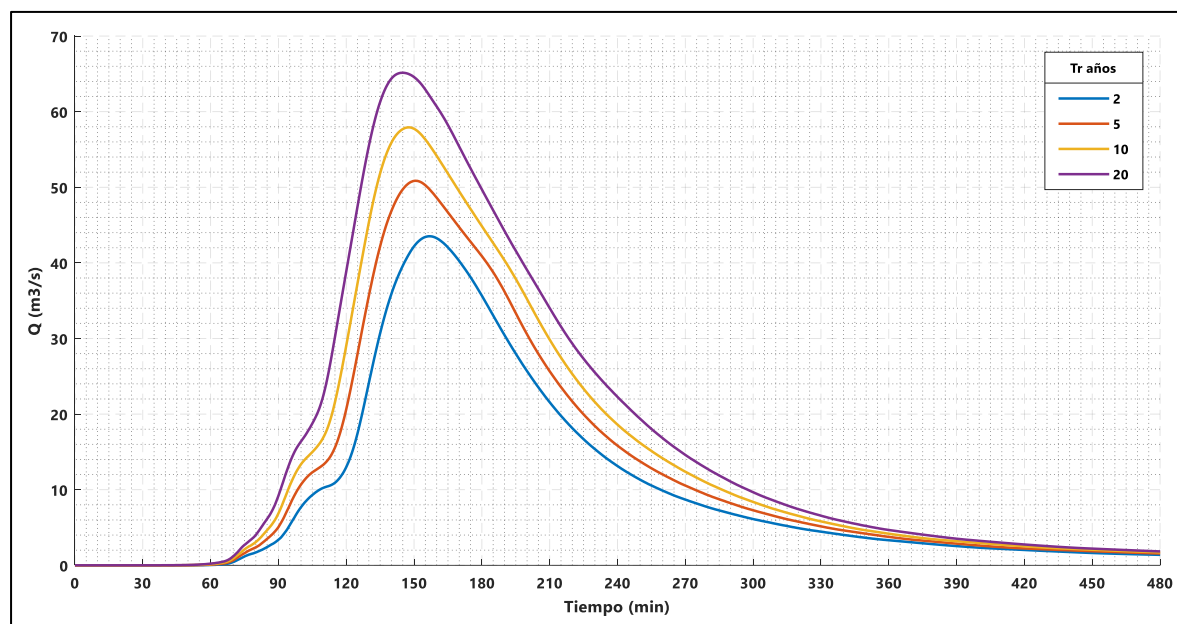


Figura 5.172 Respuesta hidrológica urbana en la zona 7 a diferentes periodos de retorno

5.3.4.8 Respuesta hidrológica urbana Zona 8: Glorieta la Marina – Río Lerma

La precipitación efectiva generada en la zona 8 para los diferentes periodos de retorno se muestra en las figuras 5.173 y 5.174. En estas figuras puede apreciarse como los sitios con mayor urbanización se ubican paralelo a la vialidad principal dejando observar un desarrollo urbano no estructurado, en conjunto con sitios con baja urbanización en la zona suroeste y a la salida de la zona de análisis.

En las figuras 5.175 y 5.176 se presentan los flujos máximos transitados entre cada nodo del sistema mostrando un panorama espacial de la dinámica pluvial. Los valores mínimos se ubican en los nodos iniciales incrementándose conforme se agregan ramales y presentando valores máximos en lo que es el brazo izquierdo del río Verdiguél, observando valores máximos de hasta 30.61, 35.81, 41.99 y 49.25 m³/s para los diferentes periodos de retorno.

En las figuras 5.177 y 5.178 se presenta la capacidad máxima alcanzada en los conductos del sistema a lo largo de la simulación, donde la capacidad del sistema se ve comprometida para todos los periodos de retorno considerados, en donde para los periodos de 2 y 5 años existen zonas claramente marcadas donde la capacidad del sistema es rebasada. Estas zonas corresponden al sitio donde se conecta el río Verdiguél con la red que drena la porción sureste del sistema.

En las figuras 5.179 y 5.180 se muestra el volumen de inundación presente en la zona para los diferentes periodos de retorno, el cual es nulo para los periodos de 2 y 5 años, alcanzando valores de 85.86 y 475.36 m³/s para periodos de 10 y 20 años. En la figura 5.181 se muestran las respuestas hidrológicas urbanizadas obtenidas para los diferentes periodos de retorno, presentando caudales máximos de 30.61, 35.81, 41.99 y 49.25 m³/s destacando que los hidrogramas resultantes para esta zona son considerados como la respuesta hidrológica urbanizada para el brazo izquierdo del río Verdiguél.

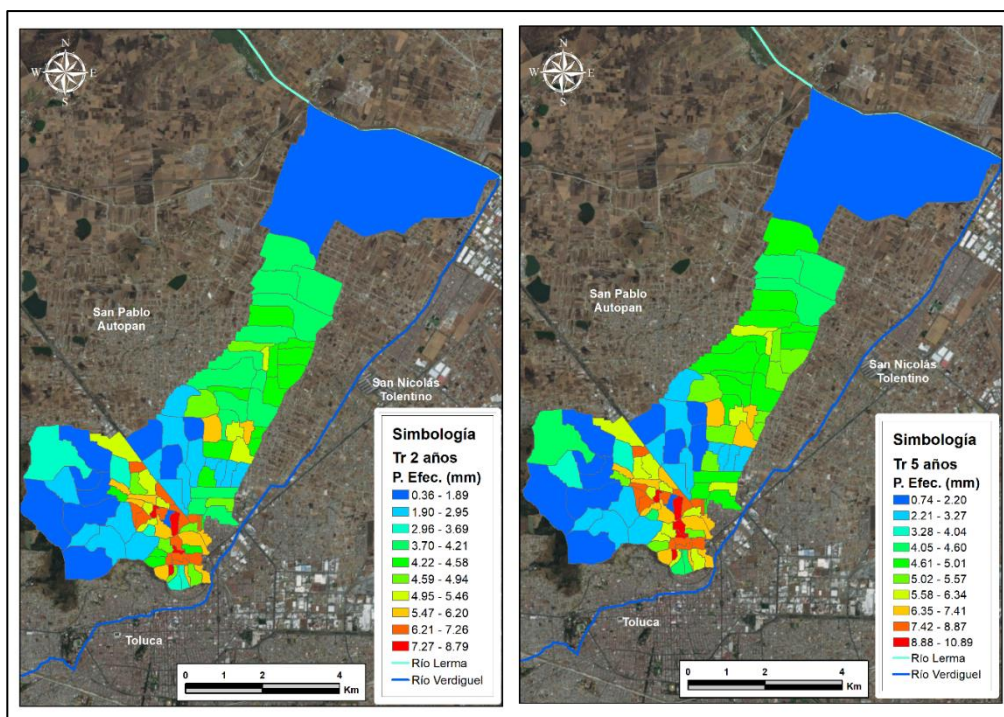


Figura 5.173 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8

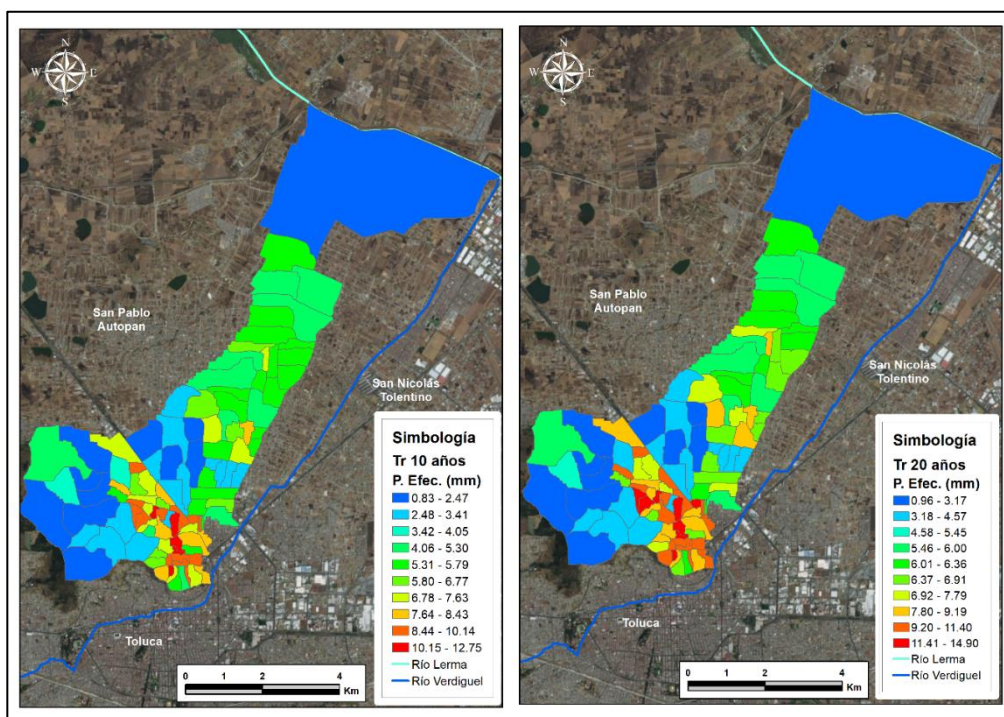


Figura 5.174 Precipitación efectiva para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8

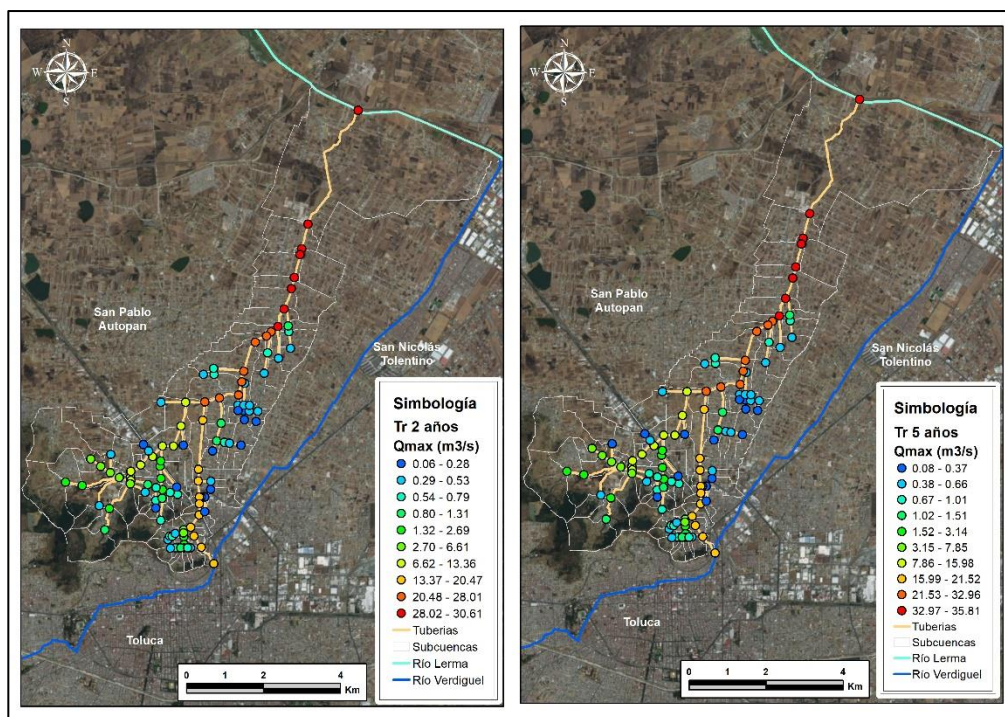


Figura 5.175 Flujos máximos en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8

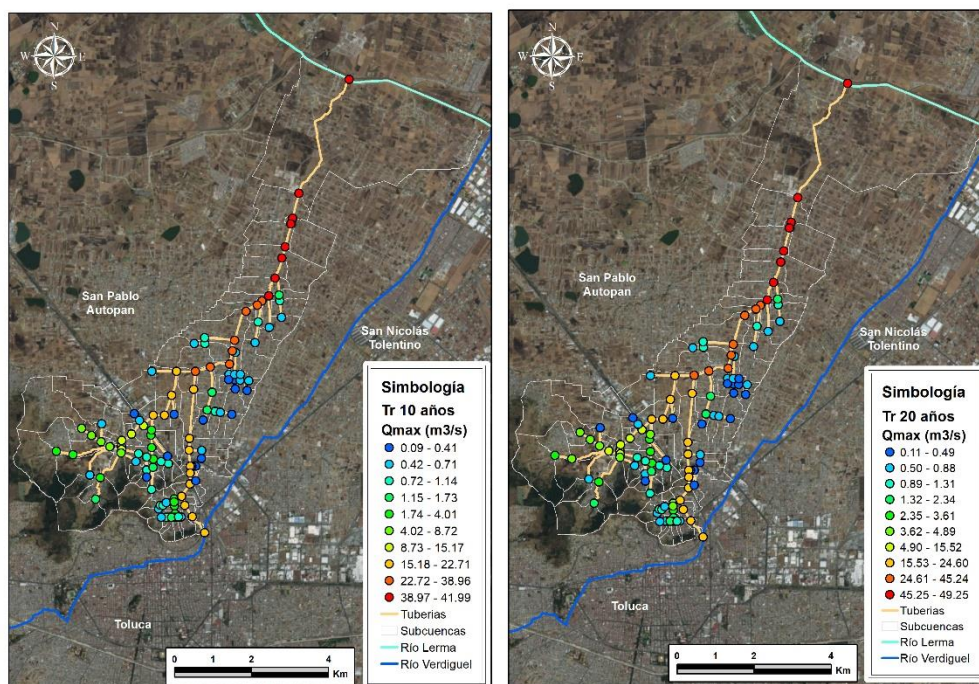


Figura 5.176 Flujos máximos en cada nodo del sistema para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8

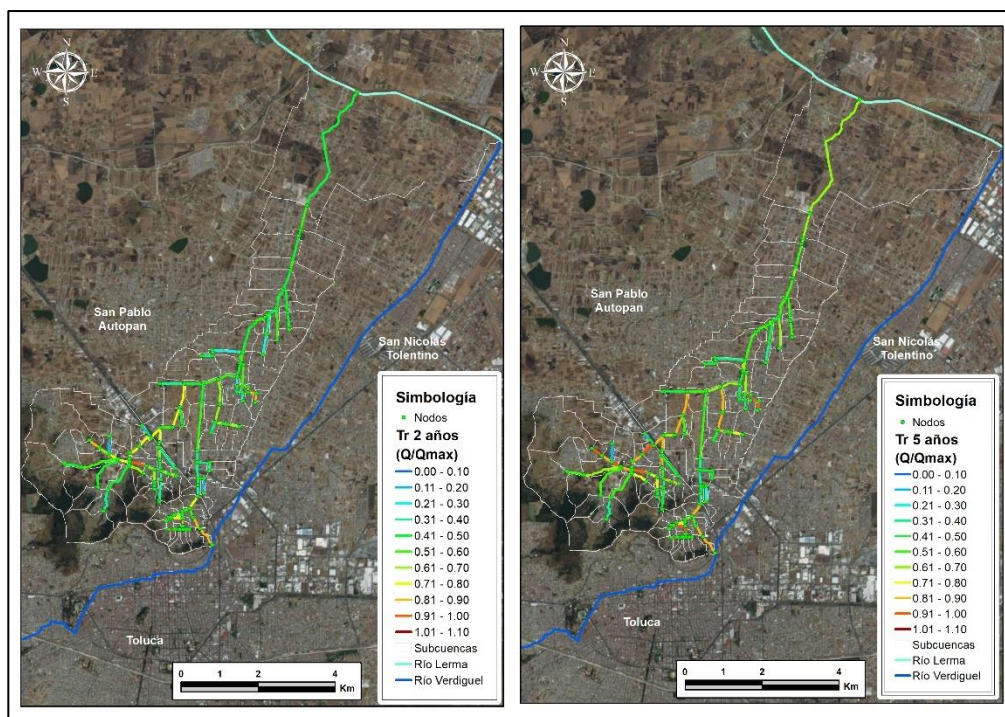


Figura 5.177 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8

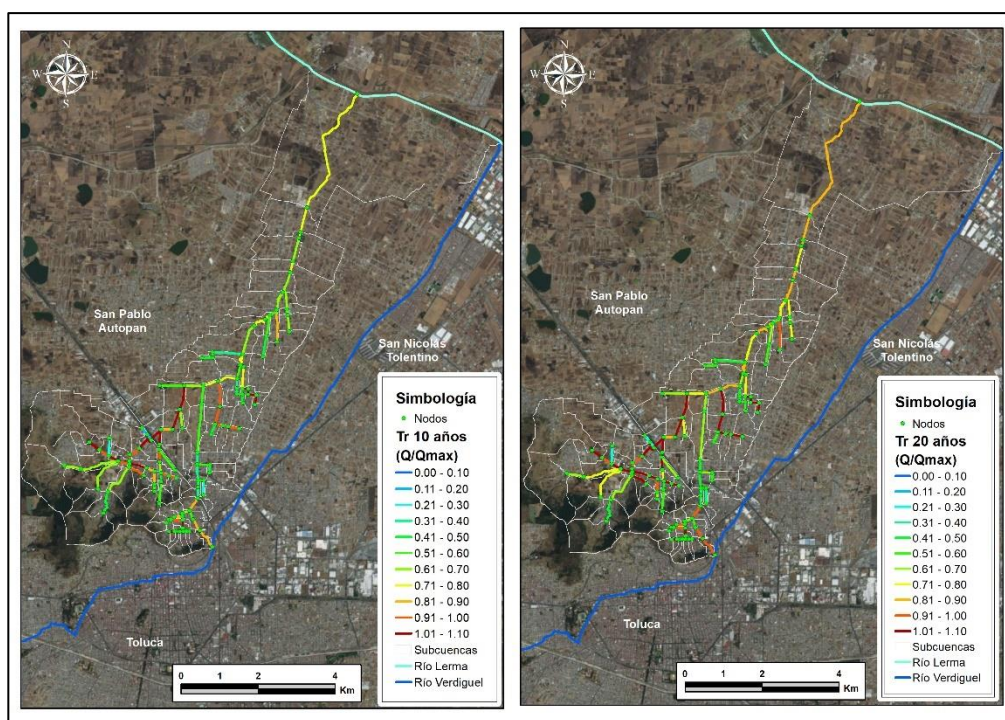


Figura 5.178 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8

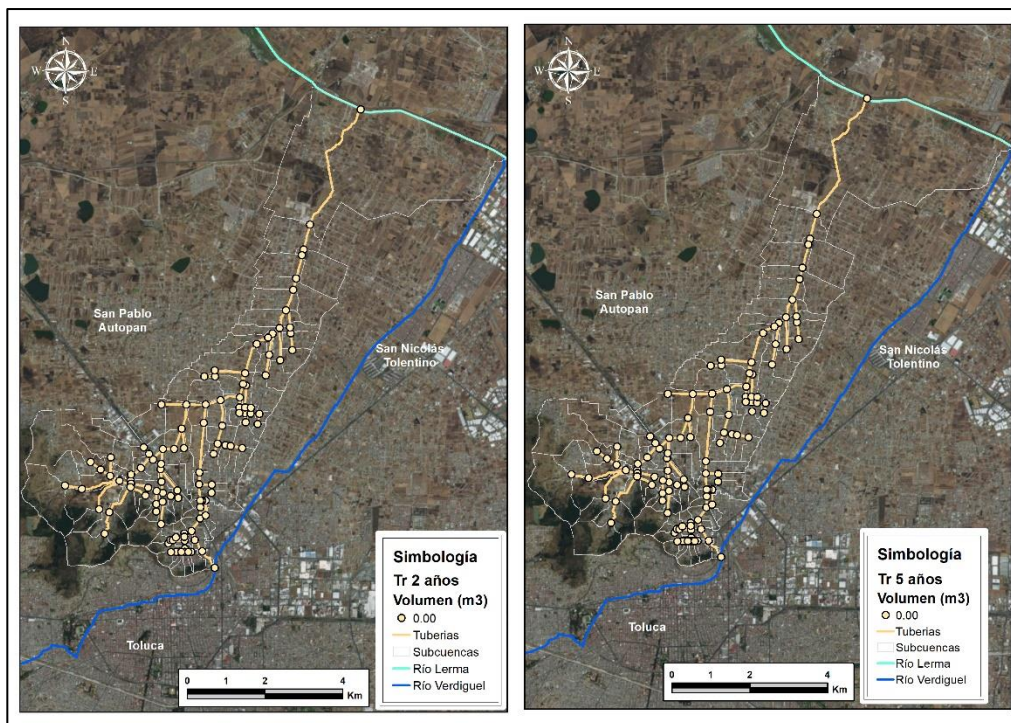


Figura 5.179 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 2 y 5 años en la zona 8

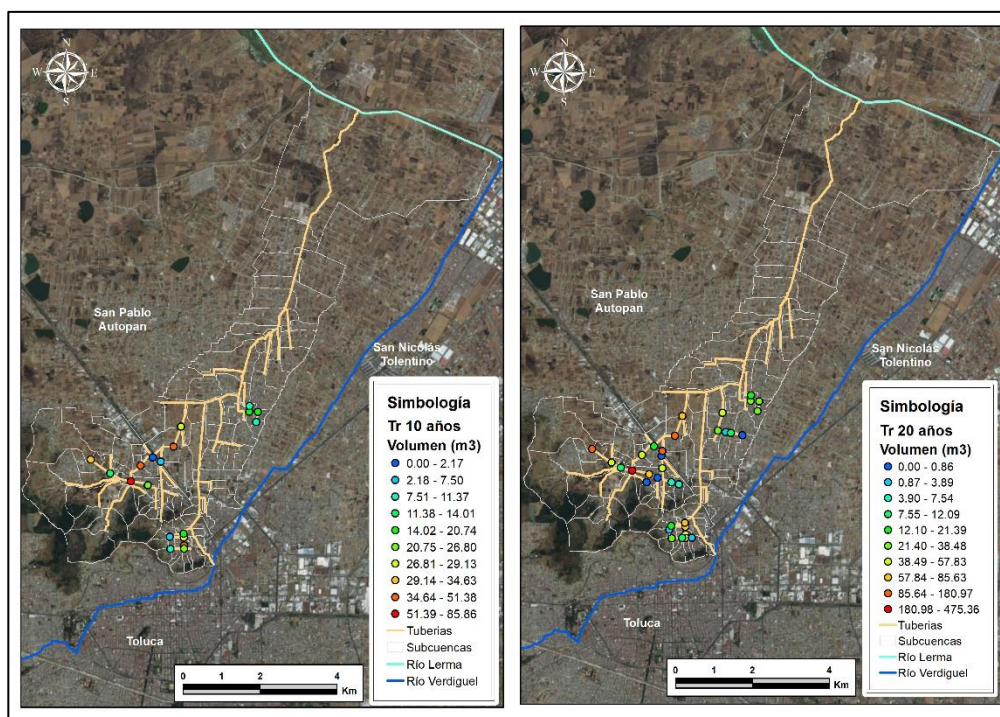


Figura 5.180 Volumen de inundación en cada nodo para los periodos de retorno 10 y 20 años en la zona 8

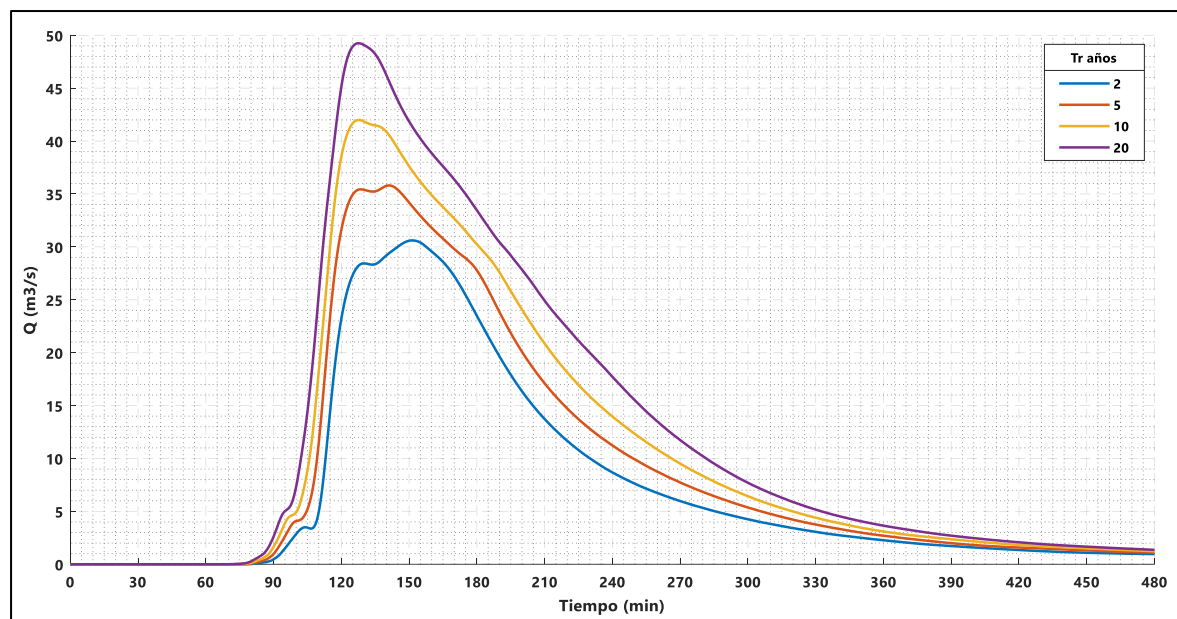


Figura 5.181 Respuesta hidrológica urbana Zona 8, para los diferentes periodos de retorno

5.3.5 Respuesta hidrológica natural

Teniendo en cuenta las respuestas hidrológicas urbanas estimadas, se obtuvieron los números de curva equivalentes al volumen drenado más el volumen de inundación para cada una de las vertientes existentes hacia el río Verdiguél: El primer paso fue estimar un hidrograma equivalente en volumen al obtenido mediante simulación, para ello se decidió utilizar el método del hidrograma sintético del SCS por ser el recomendado para la estimación de la respuesta hidrológica en una condición natural. Bajo este esquema, el número de curva (NC) obtenido se toma como el equivalente para la condición urbanizada y es posible estimar diferencias relativas para NC menores.

Los resultados obtenidos muestran que el número de curva equivalente disminuye conforme el periodo de retorno aumenta, esto es debido a la disminución de la influencia general de las zonas impermeables para láminas de precipitación más grandes en la respuesta hidrológica, por lo tanto, se decidió estimar la respuesta natural considerando los resultados obtenidos para el periodo de retorno de 2 años, por ser el más frecuente y presentar menor volumen de inundación.

5.3.5.1 Respuesta hidrológica natural: Brazo derecho del río Verdiguel

Para la porción de la subcuenca correspondiente al brazo derecho del río Verdiguel, los números de curva equivalentes resultantes son $NC = 86.2$, 85.1 , 84.3 y 83.6 para 2, 5, 10 y 20 años de periodo de retorno. Tomando el volumen drenado para el periodo de retorno de 2 años (por ser más recurrente y mostrar menor volumen de inundación) se estableció obtener las respuestas hidrológicas naturales considerando un número de curva igual a $NC = 82$.

En la figura 5.182 se muestran las respuestas hidrológicas obtenidas para la condición urbana y natural para los diferentes periodos de retorno. Así mismo, en la tabla 5.14 se muestra un resumen de las principales diferencias entre las respuestas hidrológicas, considerando el área de drenado de 63.98 y 61.24 km^2 para la condición hidrológica urbana y natural respectivamente, permitiendo observar un impacto hidrológico reflejado en la disminución del tiempo pico de 65 min en promedio y el incremento de hasta 2.08 mm en la lámina total de escorrentía. Finalmente, en las figuras 5.183 y 5.184 se presentan las respuestas hidrológicas para números de curva menores, sus principales diferencias se muestran en las tablas 5.15 y 5.16.

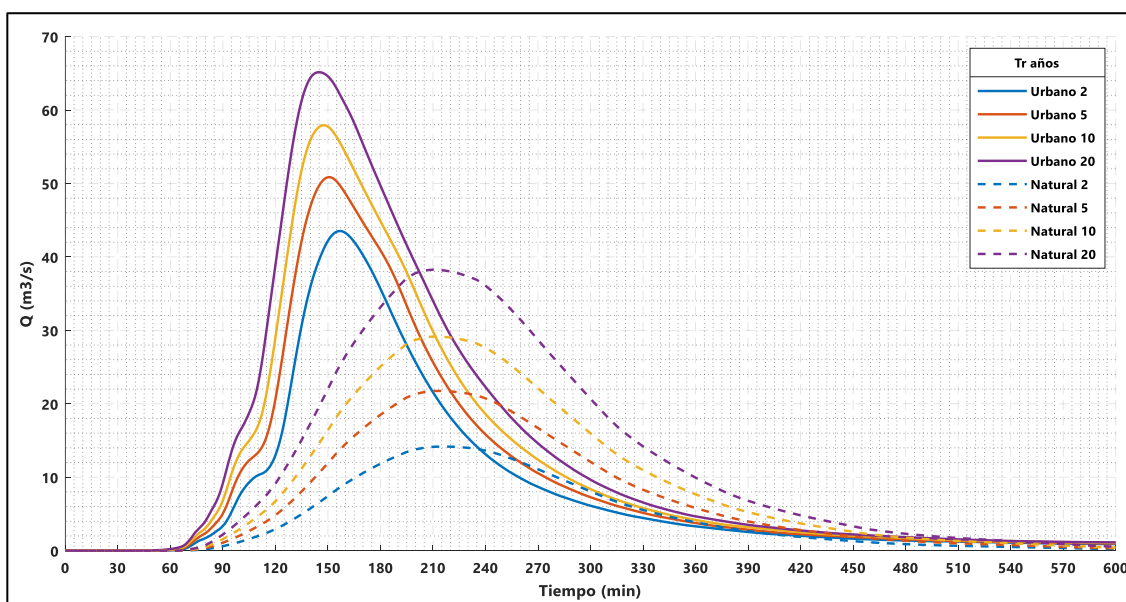
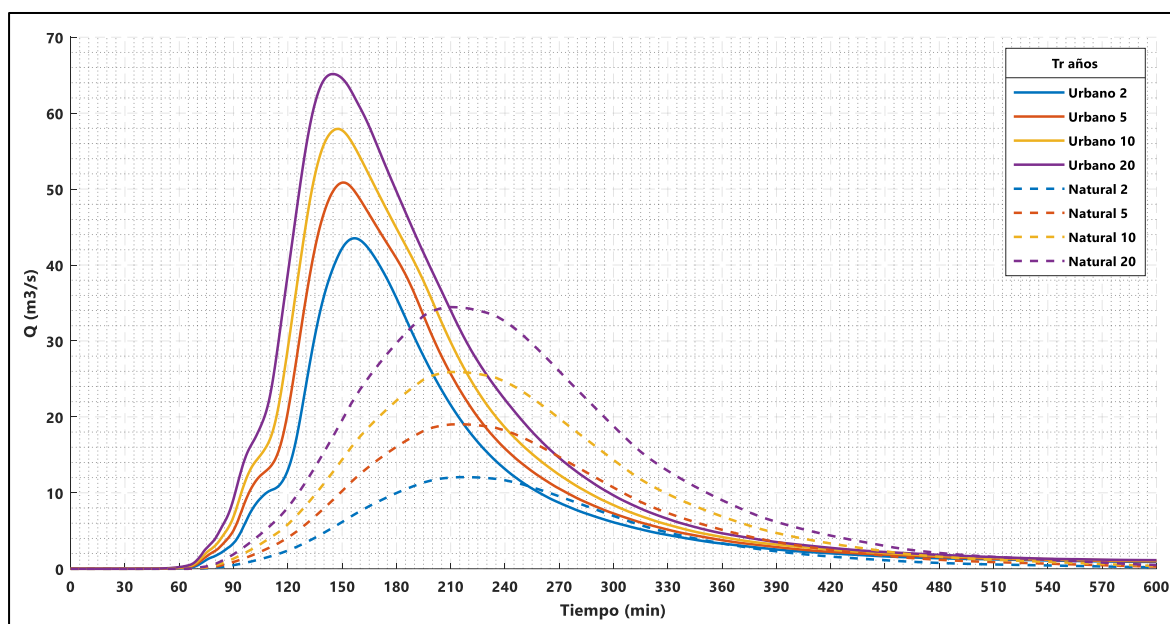


Figura 5.182 Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo derecho del Río Verdiguel ($NC = 82$)

Tabla 5.14 Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 82$)

Tr (años)	Condición Urbana					Condición Natural			Impacto Hidrológico	
	Volumen (x1000 m ³)	Inundación (x1000 m ³)	Volumen total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Volumen Total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Tiempo pico (min)	Dif. Escorrentía (mm)
2	297.40	1.91	299.31	156.50	4.65	157.55	215	2.57	-58.5	2.08
5	360.73	8.99	369.72	150.50	5.64	241.74	215	3.95	-64.5	1.69
10	419.66	17.24	436.90	147.50	6.56	323.86	215	5.29	-67.5	1.27
20	485.56	35.61	521.17	145.00	7.59	424.67	215	6.94	-70	0.65

**Figura 5.183** Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo derecho del río Verdiguél ($NC = 81$)**Tabla 5.15** Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 81$)

Tr (años)	Condición Urbana					Condición Natural			Impacto Hidrológico	
	Volumen (x1000 m ³)	Inundación (x1000 m ³)	Volumen total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Volumen Total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Tiempo pico (min)	Dif. Escorrentía (mm)
2	297.40	1.91	299.31	156.50	4.65	134.05	215	2.19	-58.5	2.46
5	360.73	8.99	369.72	150.50	5.64	211.49	215	3.45	-64.5	2.18
10	419.66	17.24	436.90	147.50	6.56	287.96	215	4.70	-67.5	1.86
20	485.56	35.61	521.17	145.00	7.59	382.61	215	6.25	-70	1.34

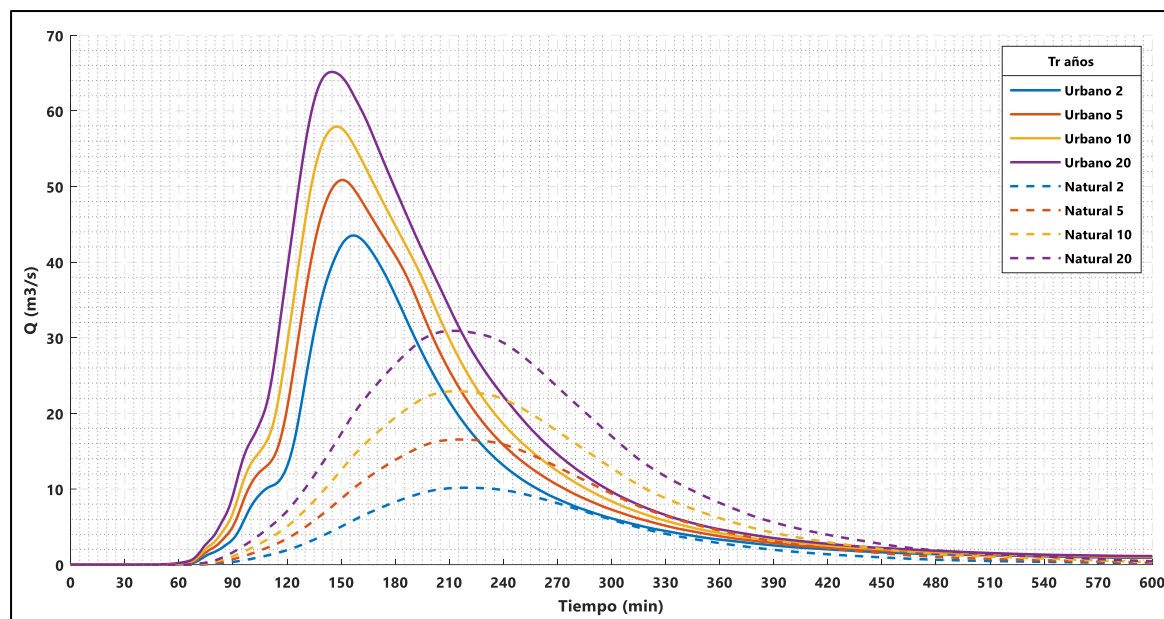


Figura 5.184 Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo derecho del río Verdiguél ($NC = 80$)

Tabla 5.16 Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 80$)

Tr (años)	Condición Urbana					Condición Natural			Impacto Hidrológico	
	Volumen (x1000 m³)	Inundación (x1000 m³)	Volumen total (x1000 m³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Volumen Total (x1000 m³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Tiempo pico (min)	Dif. Escorrentía (mm)
2	297.40	1.91	299.31	156.50	4.65	112.94	215	1.84	-58.5	2.80
5	360.73	8.99	369.72	150.50	5.64	183.87	215	3.00	-64.5	2.64
10	419.66	17.24	436.90	147.50	6.56	254.84	215	4.16	-67.5	2.40
20	485.56	35.61	521.17	145.00	7.59	343.50	215	5.61	-70	1.98

5.3.5.1 Respuesta hidrológica natural: Brazo izquierdo del río Verdiguél

Para la porción de la subcuenca correspondiente al brazo derecho del río Verdiguél, los números de curva equivalentes resultantes son $NC = 82.7$, 81.2 , 80.2 y 79.3 para 2, 5, 10 y 20 años de periodo de retorno. Tomando el volumen drenado para el periodo de retorno de 2 años (por ser más recurrente y mostrar menor volumen de inundación) se estableció obtener las respuestas hidrológicas naturales considerando un numero de curva igual a $NC = 78$. En la figura 5.185 se muestran las respuestas hidrológicas obtenidas para la condición urbana y natural para los diferentes periodos de retorno.

En la tabla 5.17 se muestran un resumen de las principales diferencias entre las respuestas hidrológicas, considerando el área de drenado de 77.45 y 73.44 km^2 para la condición hidrológica urbana y natural respectivamente, permitiendo observar un impacto hidrológico reflejado en la disminución del tiempo pico de 83 *min* en promedio y el incremento de hasta 1.52 mm en la lámina total de escorrentía. Finalmente, en las figuras 5.186 y 5.187 se presentan las respuestas hidrológicas para números de curva menores, sus principales diferencias se muestran en las tablas 5.18 y 5.19.

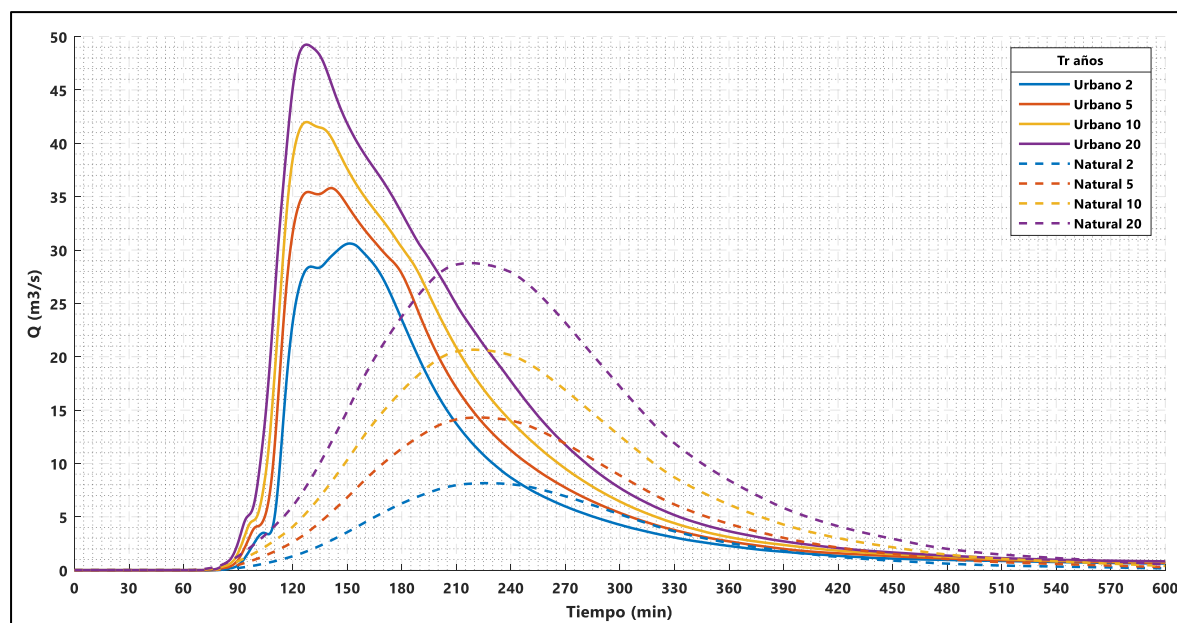


Figura 5.185 Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo izquierdo del río Verdiguel (NC = 78)

Tabla 5.17 Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada (NC = 78)

Tr (años)	Condición Urbana					Condición Natural			Impacto Hidrológico	
	Volumen (x1000 m³)	Inundación (x1000 m³)	Volumen total (x1000 m³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Volumen Total (x1000 m³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Tiempo pico (min)	Dif. Escorrentía (mm)
2	214.99	1.91	216.90	151.00	2.78	92.45	220	1.26	-69	1.52
5	263.06	8.99	272.05	141.00	3.40	162.65	220	2.21	-79	1.18
10	309.46	17.24	326.70	127.50	4.00	235.09	220	3.20	-92.5	0.79
20	362.85	35.2	398.05	127.50	4.68	327.49	220	4.46	-92.5	0.23

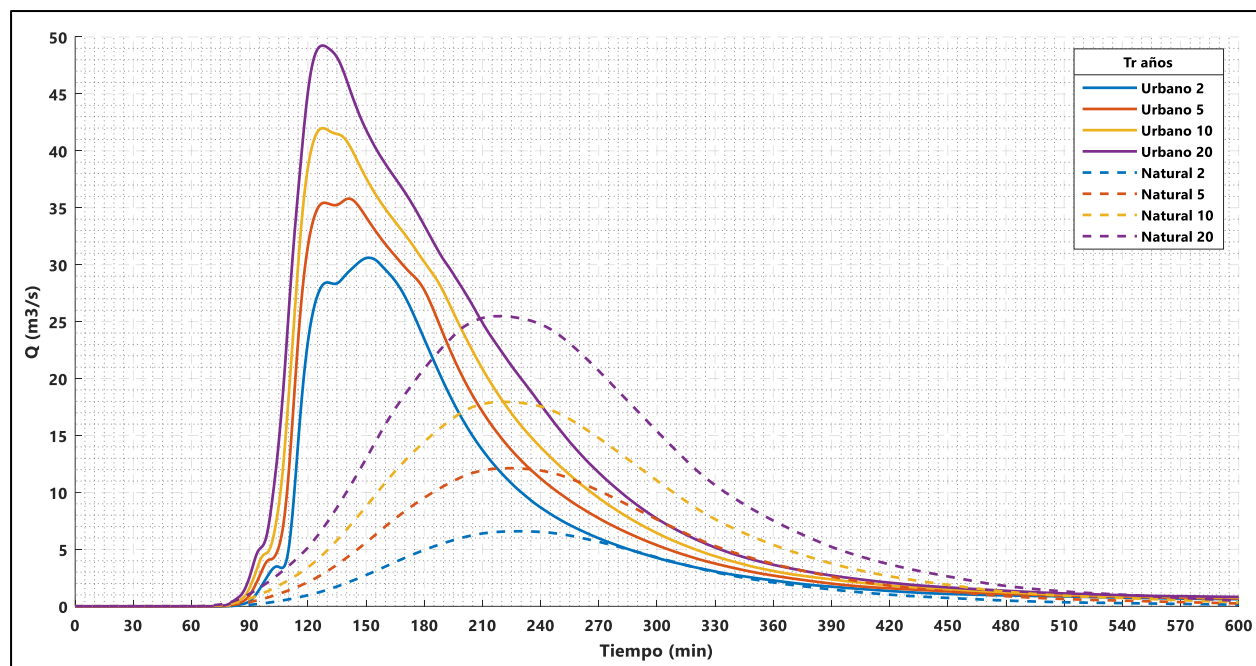


Figura 5.186 Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo izquierdo del río Verdiguel ($NC = 77$)

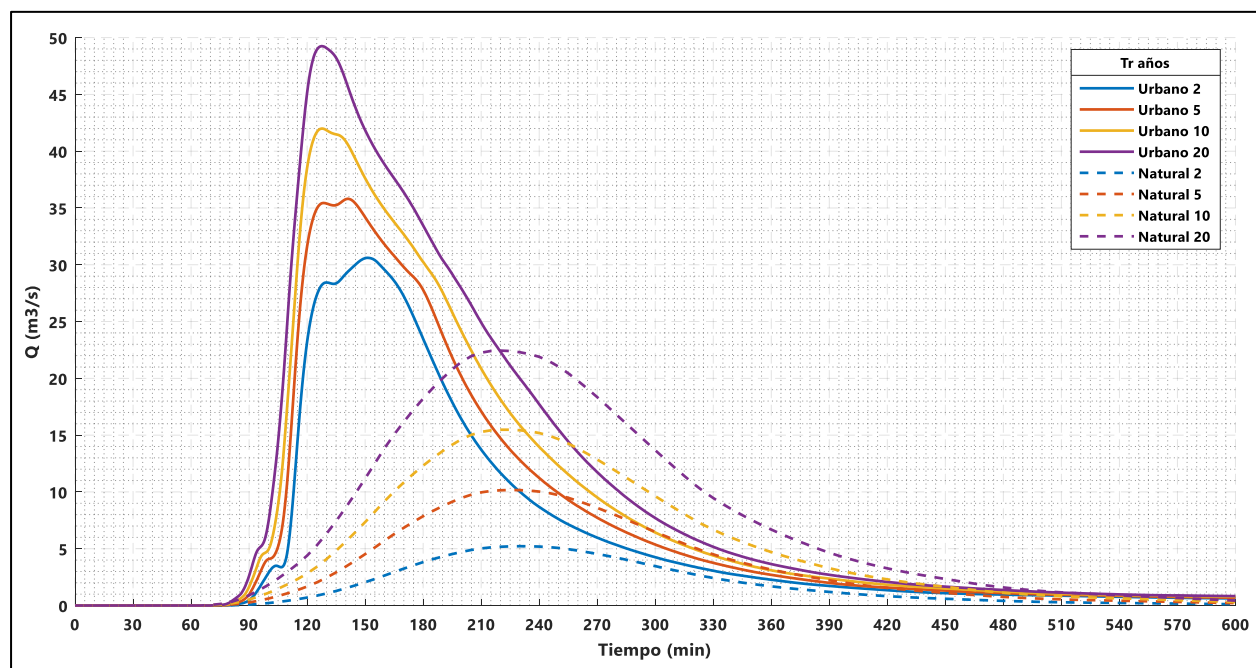


Figura 5.187 Respuestas hidrológicas urbanizada y natural, brazo izquierdo del río Verdiguel ($NC = 76$)

Tabla 5.18 Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 77$)

Tr (años)	Condición Urbana					Condición Natural			Impacto Hidrológico	
	Volumen (x1000 m ³)	Inundación (x1000 m ³)	Volumen total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Volumen Total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Tiempo pico (min)	Dif. Escorrentía (mm)
2	214.99	1.91	216.90	151.00	2.78	74.60	220	1.02	-69	1.76
5	263.06	8.99	272.05	141.00	3.40	137.81	220	1.88	-79	1.52
10	309.46	17.24	326.70	127.50	4.00	204.25	220	2.78	-92.5	1.21
20	362.85	35.20	398.05	127.50	4.68	290.02	220	3.95	-92.5	0.74

Tabla 5.19 Diferencias entre las condiciones hidrológicas natural y urbanizada ($NC = 76$)

Tr (años)	Condición Urbana					Condición Natural			Impacto Hidrológico	
	Volumen (x1000 m ³)	Inundación (x1000 m ³)	Volumen total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Volumen Total (x1000 m ³)	Tiempo pico (min)	Escorrentía (mm)	Tiempo pico (min)	Dif. Escorrentía (mm)
2	214.99	1.91	216.90	151.00	2.78	58.93	215	0.80	-64	1.97
5	263.06	8.99	272.05	141.00	3.40	115.39	215	1.57	-74	1.83
10	309.46	17.24	326.70	127.50	4.00	176.02	215	2.40	-87.5	1.60
20	362.85	35.2	398.05	127.50	4.68	255.34	215	3.48	-87.5	1.21

5.3.5 Incorporación de SUDS en la zona de estudio.

Las simulaciones realizadas permitieron identificar zonas propensas a inundación y donde la capacidad de las tuberías está constantemente comprometida. En la figura 5.188 se muestran los puntos críticos obtenidos en el análisis. Las zonas identificadas se caracterizan por presentar una alta confluencia de flujos y conforme el periodo de retorno incrementa la capacidad hidráulica de los conductos cercanos que se ve comprometida. En la figura 5.189 se muestran aquellos puntos donde se han registrado inundaciones recurrentes en el periodo de 2002 – 2019 (CAEM, 2020), destacando la correspondencia de los puntos P1, P2, P5, P6 y P8 con TOL-01, TOL-29, TOL-45, TOL-93 y TOL-27, donde puede atribuirse a la configuración de la red y rápido drenaje de las subcuencas conectadas debido a la urbanización.

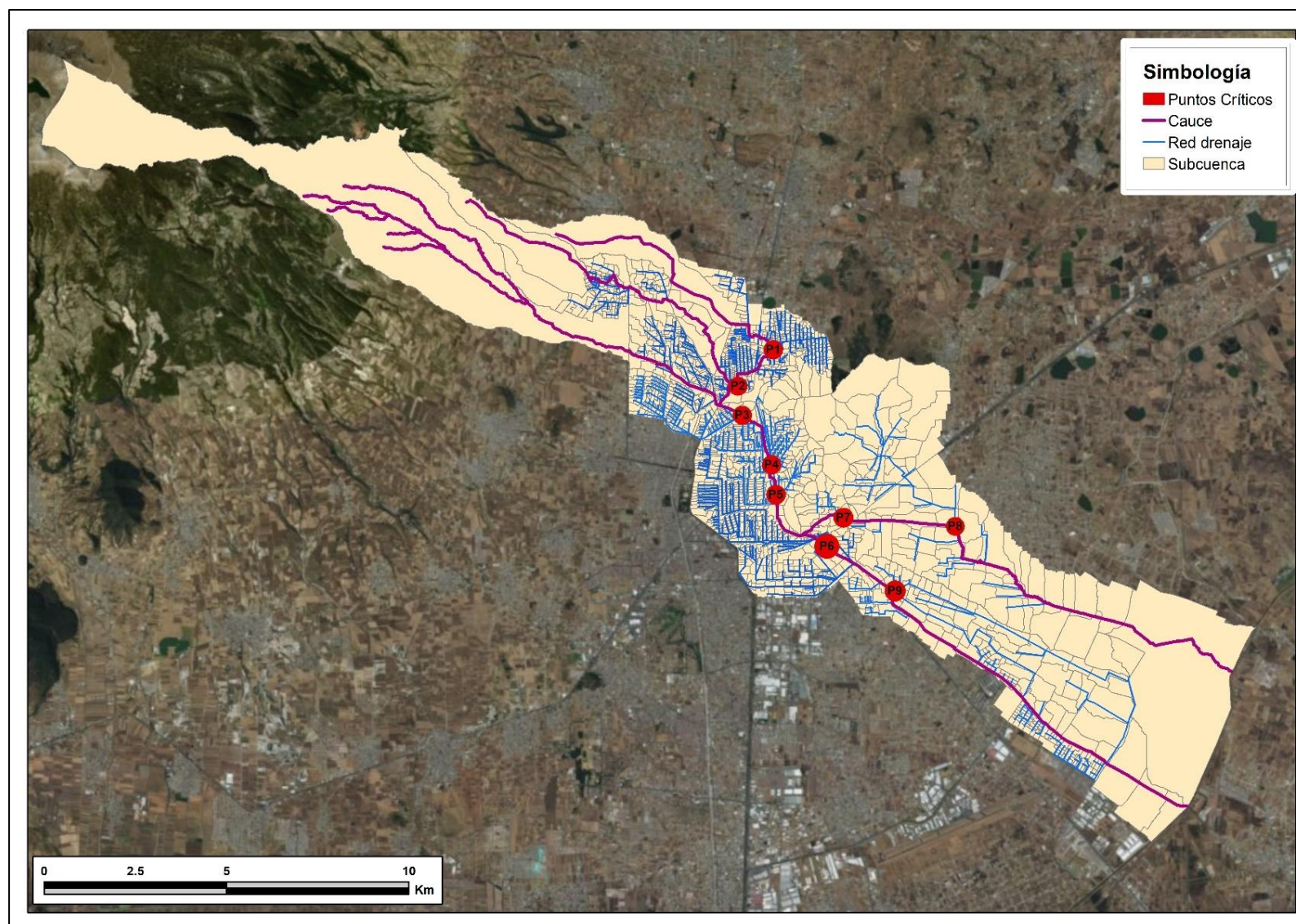


Figura 5.188 Puntos críticos en la red de drenaje pluvial obtenidos en la simulación

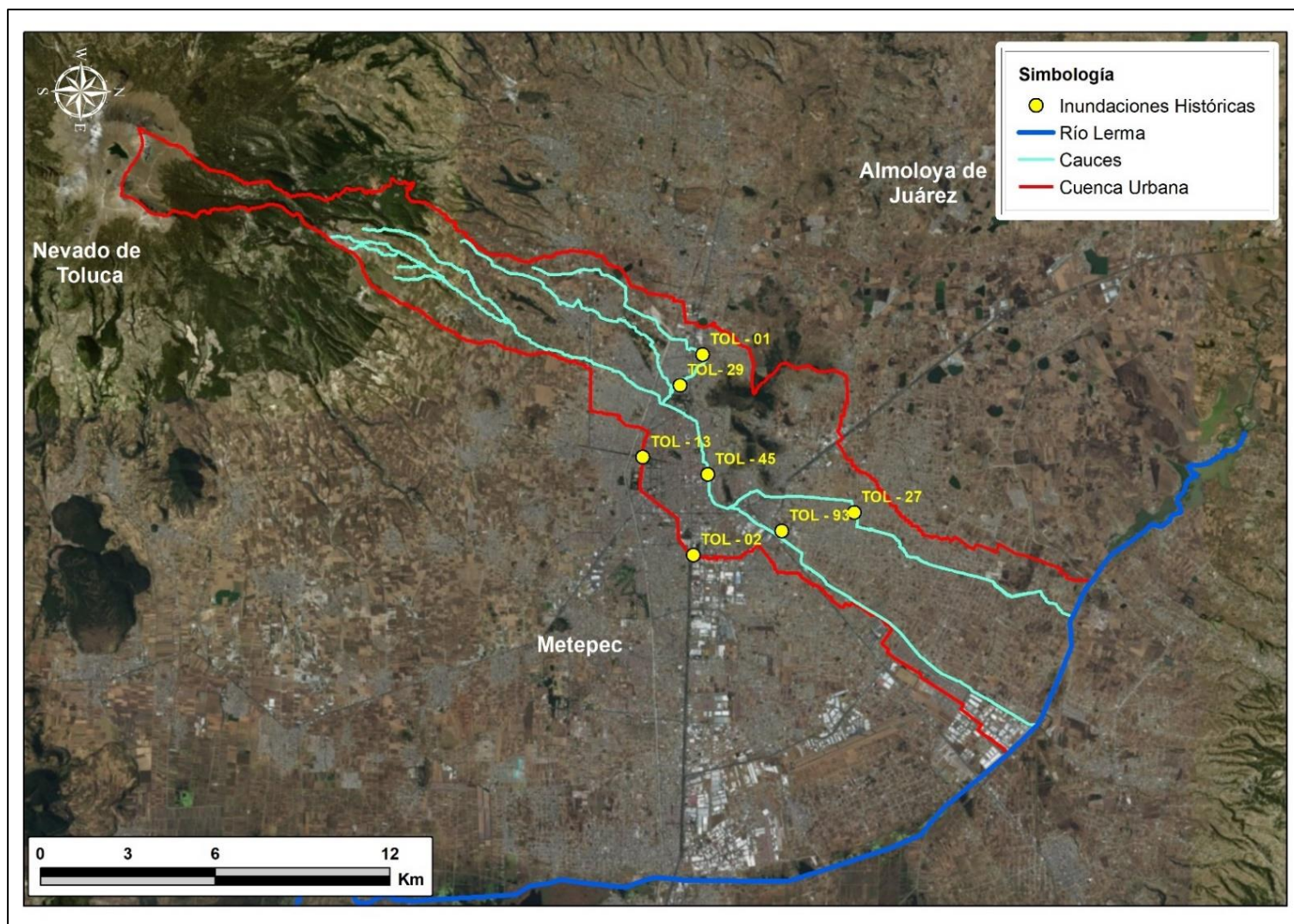


Figura 5.189 Puntos de inundación recurrente en el municipio de Toluca (2002-2019), extraído del “Atlas de inundaciones XXVI 2020” para el Estado de México

Después de un análisis profundo, se determinó incorporar SUDS en la zona 4, principalmente por el grado de urbanización y la influencia en la capacidad del río Verdiguél al recibir sus aportes, la cual ya se encuentra comprometida por el drenaje de la zona 1,2 y 3. De esta manera se propusieron medidas de retención en las subcuencas con urbanización mayor al 60%, considerando retener 25 m^3 por 1 ha de urbanización efectiva.

Seguido a ello, se determinó implementar sistemas de detención (en conjunto con los sistemas de retención propuestos) sobre la vialidad “Vicente Guerrero” con la finalidad de atenuar los caudales pico y analizar la influencia de estos sistemas en la respuesta hidrológica. Así, el sistema propuesto consta de una capacidad total de $12,000 \text{ m}^3$, dispuestos en 6 almacenamientos prismáticos (D1, D2, D3, D4, D5 y D6) colocados sobre los camellones de la vialidad, con dimensiones conceptuales de $6 \text{ m} \times 333.35 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, conectados por pares a los nodos N2, N3 y S, proponiendo 2 escenarios de análisis. El primer escenario de análisis considera una descarga controlada mediante un orificio de 0.20 m en el fondo para cada uno, y las condiciones de entrada al sistema consideran una división equitativa entre los conductos conectados al nodo aguas arriba (2 sistemas de detención y la tubería existente). El segundo escenario considera una división distinta de los caudales en los nodos, comenzando una división equitativa para caudales mayores a $2 \text{ m}^3/\text{s}$, $1 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0 \text{ m}^3/\text{s}$ en los nodos N1, N2 y N3 respectivamente. En las figuras 5.190 y 5.191 se muestran las subcuencas donde se propusieron medidas de retención y la ubicación de los sistemas detención respectivamente.

Las respuestas hidrológicas objetivo perseguidas, se obtuvieron de manera análoga a la cuenca total, alcanzando un volumen de escorrentía equivalente para la condición urbana similar, obteniendo un número de curva equivalente $NC=90$. Por lo anterior, se estableció como hidrograma natural (objetivo) el obtenido con un número de curva $NC = 85$. En la figura 5.192 se muestran los hidrogramas urbanos en el punto de análisis para su condición urbanizada y natural correspondientes a los diferentes periodos de retorno.

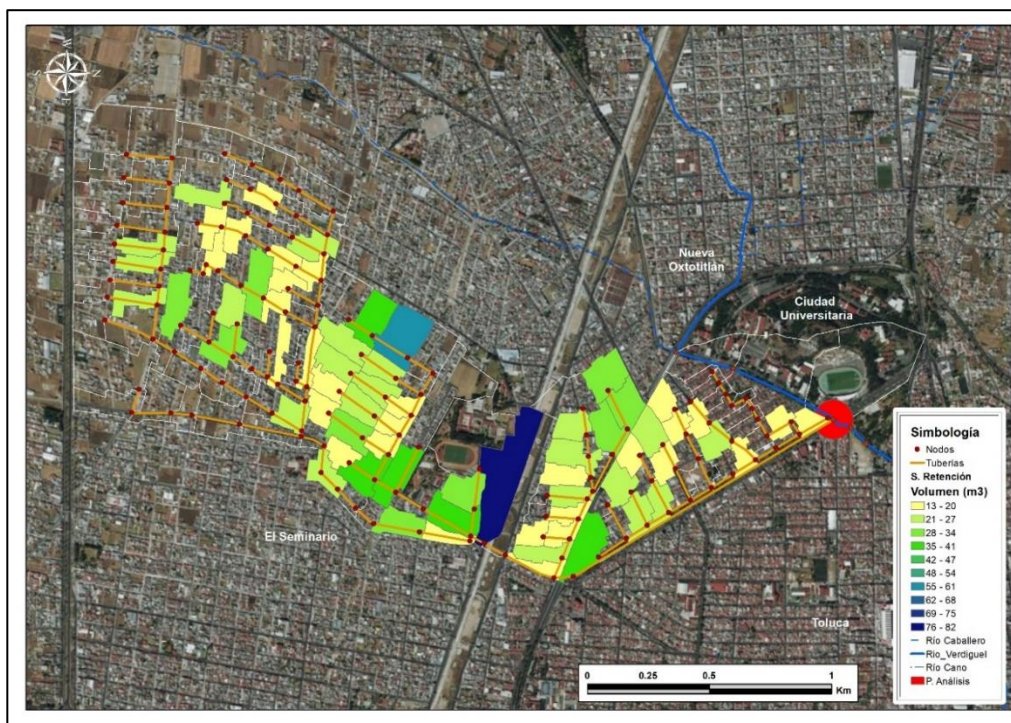


Figura 5.190 Ubicación y capacidad de los sistemas de retención propuestos

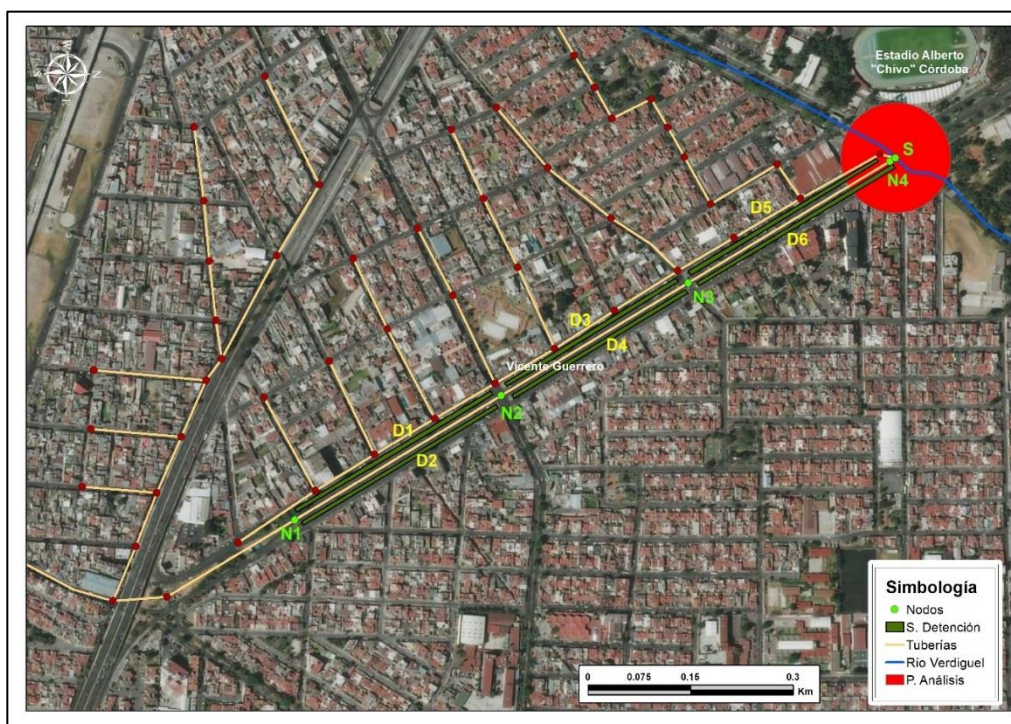


Figura 5.191 Ubicación de los sistemas de detención propuestos

El efecto de implementar las medidas de retención mencionadas puede observarse en la figura 5.193, mostrando una reducción equivalente al 11%, 12%, 9% y 7% comparado con la respuesta urbanizada. Aunque los resultados son buenos, los caudales pico aún son significativos, por ello se determinó proponer los sistemas de detención antes descritos. En la Figura 5.194 se presenta de manera aislada el comportamiento hidráulico del sistema de detención D1 para el primer escenario con la finalidad de observar el funcionamiento general en el tiempo.

El hidrograma de entrada representa el agua disponible para ingresar al sistema, el hidrograma azul representa el volumen agua que ingresó realmente al sistema, el hidrograma rosa representa el agua que no pudo ingresar al sistema (drenado por la tubería existente) y finalmente el hidrograma verde representa la atenuación del volumen total de agua que ingreso al sistema. En dicho gráfico puede observar como la eficiencia queda ligada con el volumen de detención del sistema, y una vez superada su capacidad, el ingreso y atenuación queda asociado con la tasa de descarga disponible.

El efecto local del funcionamiento conjunto en los nodos N2, N3, N4 y S para el escenario 1 se muestra en las figuras 5.195 a 5.198. En dichas figuras se observa como la atenuación es significativa con respecto a la condición urbanizada. Sin embargo, debe señalarse que bajo estas condiciones los sistemas de detención trabajan a su capacidad máxima en diferentes periodos de tiempo, reflejándose en las fluctuaciones del hidrograma.

El efecto local del funcionamiento conjunto en los nodos N2, N3, N4 y S, para el escenario 2, se muestra en las figuras 5.199 a 5.202. Al igual que en el escenario 1, la atenuación de los caudales pico es evidente presentando una mayor estabilidad del hidrograma, aunque con caudales sostenidos con valores más grandes y tiempos finales de drenado menores.

El efecto final de la propuesta de los SUDS para cada escenario se presenta en las figuras 5.203y 5.204, donde puede apreciarse como bajo esta condición los hidrogramas en la salida muestran similitud con el hidrograma natural (NC 85), teniendo caudales pico muy parecidos, pero con diferencias visibles en la atenuación y retraso del tiempo pico.

Finalmente, para el análisis global de la zona 4 se decidió transitar los hidrogramas obtenidos para el escenario 1 al considerar que se estaría utilizando al cien por ciento la capacidad de los sistemas y dado que los caudales pico son muy parecidos en ambos escenarios. En las figuras 5.205 y 5.206 se muestra la influencia general en la zona 4 de los sistemas propuestos (retención y detención). Puede igualmente observarse como la capacidad relativa de las tuberías disminuye respecto a la condición urbanizada donde se propusieron los SUDS. Además, el punto crítico 3 ya no presenta colapso en ninguna de las tuberías cercanas para los periodos de retorno mostrados, y por lo tanto los niveles de inundación son nulos. En la figura 5.207 se muestran los hidrogramas a la salida de la zona 4, pudiendo observar su efecto y beneficios de su implementación, presentando un descenso del hidrograma correspondiente a la capacidad de detención y retención de los sistemas propuestos.

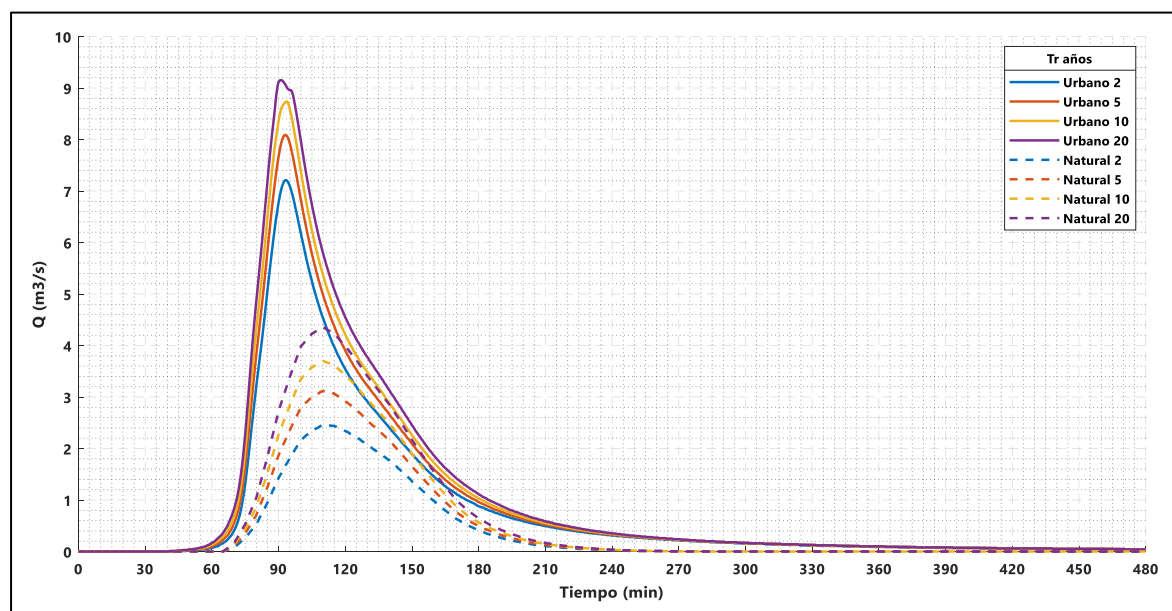


Figura 5.192 Hidrogramas para la condición urbanizada y natural en el punto de análisis S

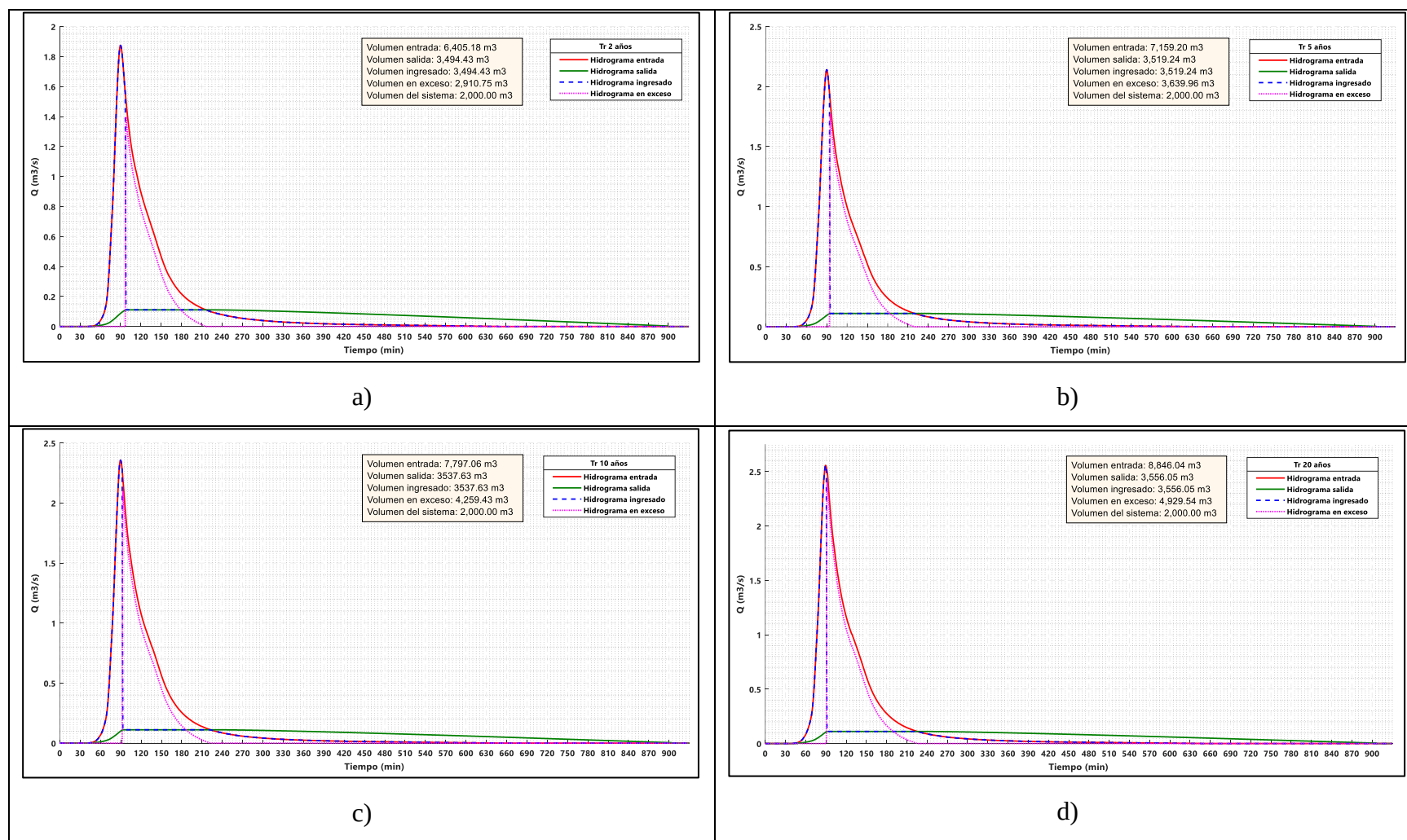
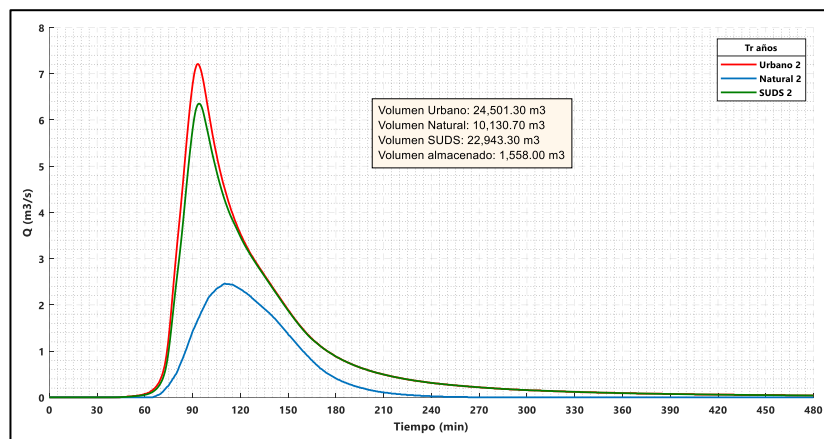
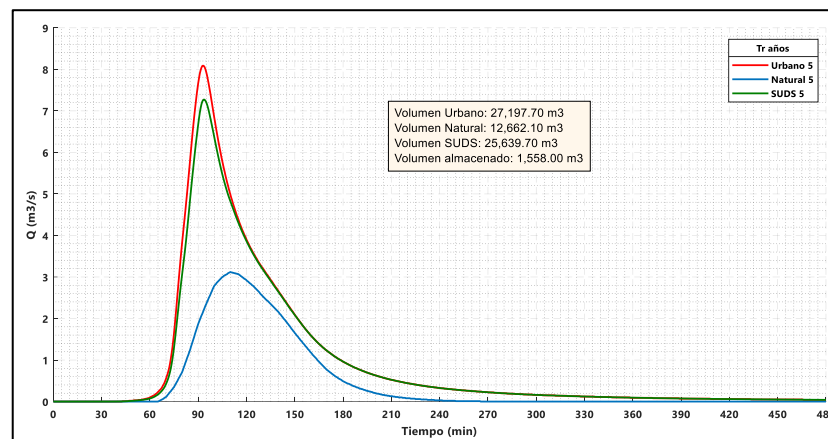


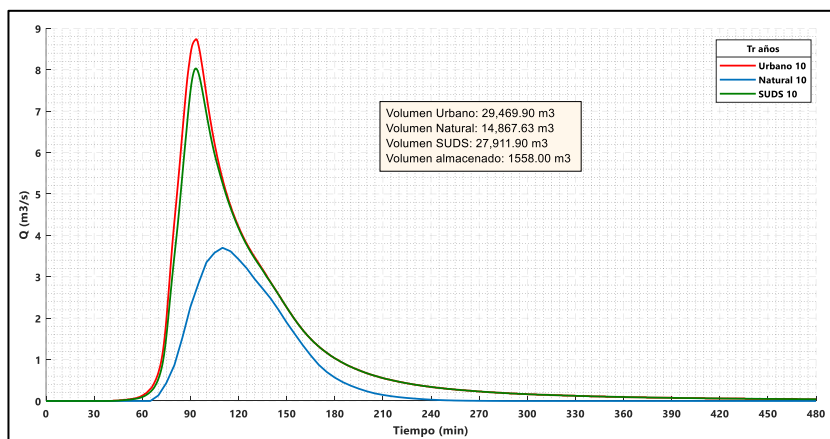
Figura 5.193 Funcionamiento del sistema de detención D1 para los diferentes periodos de retorno (Escenario 1); a) Tr = 2 años, b) Tr = 5 años, c) Tr = 10 años, d) Tr = 20 años



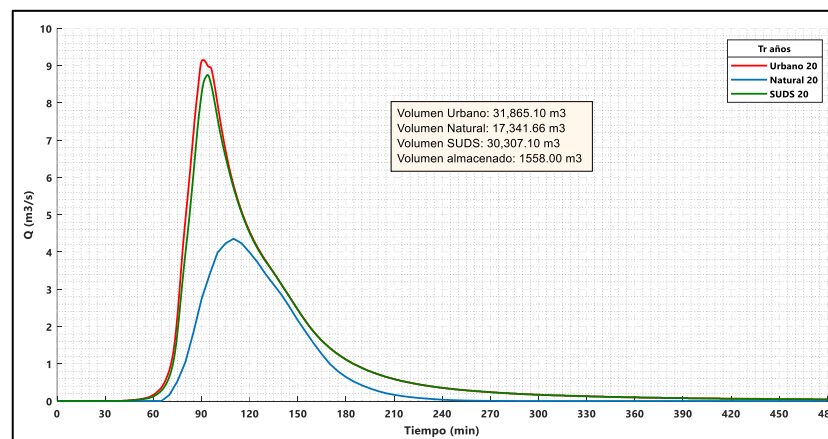
a)



b)



c)



d)

Figura 5.194 Cambios hidrológicos observados en el punto S tras incorporar sistemas de Retención. a) Tr = 2 años; b) Tr = 5 años; c) Tr = 10 años; d) Tr = 20 años.

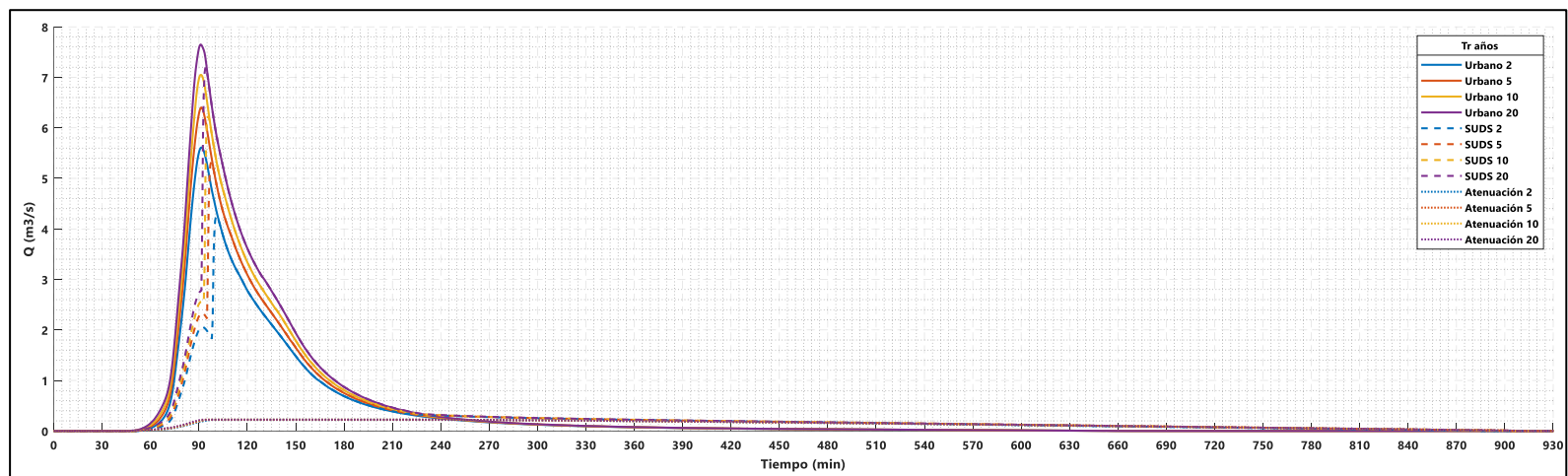


Figura 5.195 Hidrogramas obtenidos en el nodo N2 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)

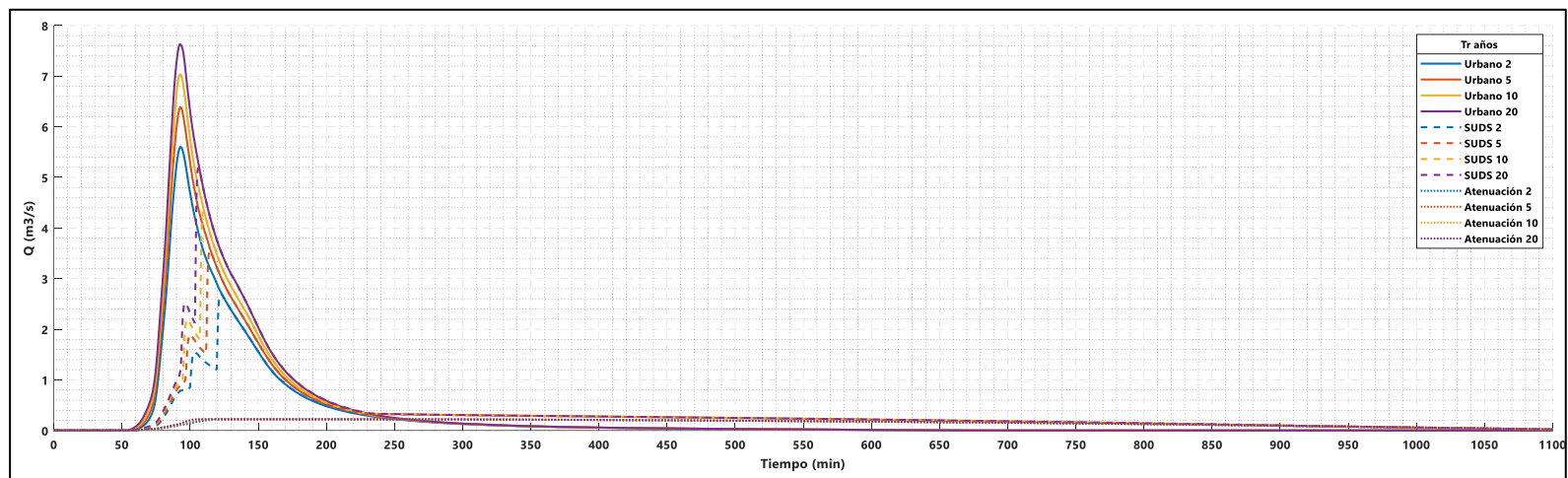


Figura 5.196 Hidrogramas obtenidos en el nodo N3 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)

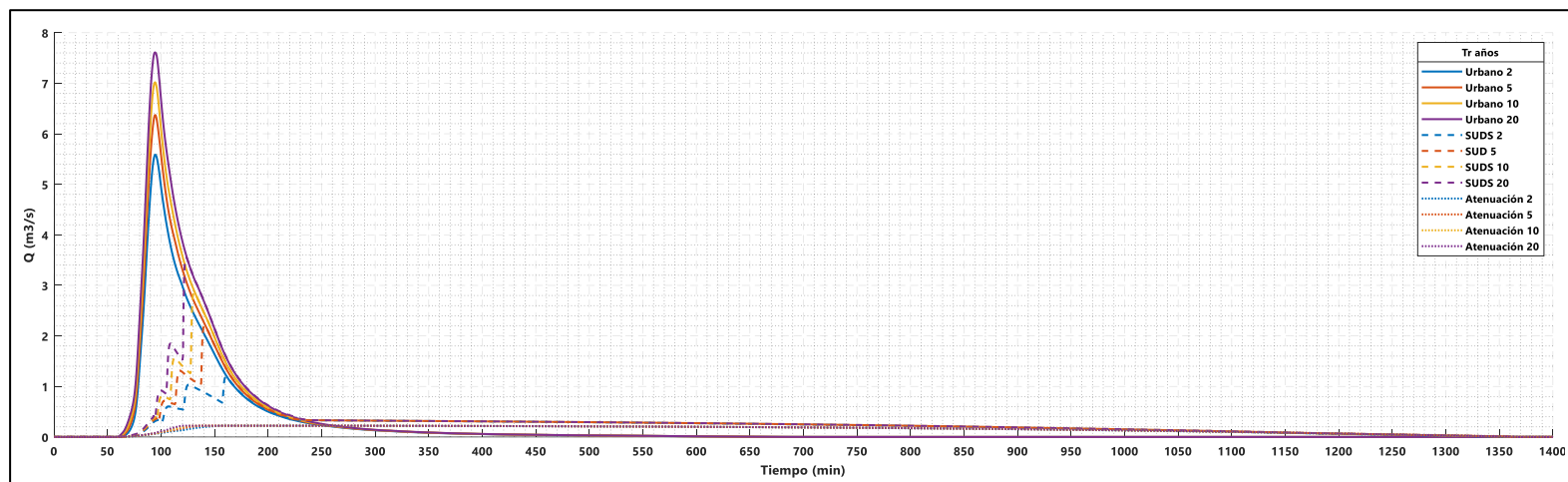


Figura 5.197 Hidrogramas obtenidos en el nodo N4 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)

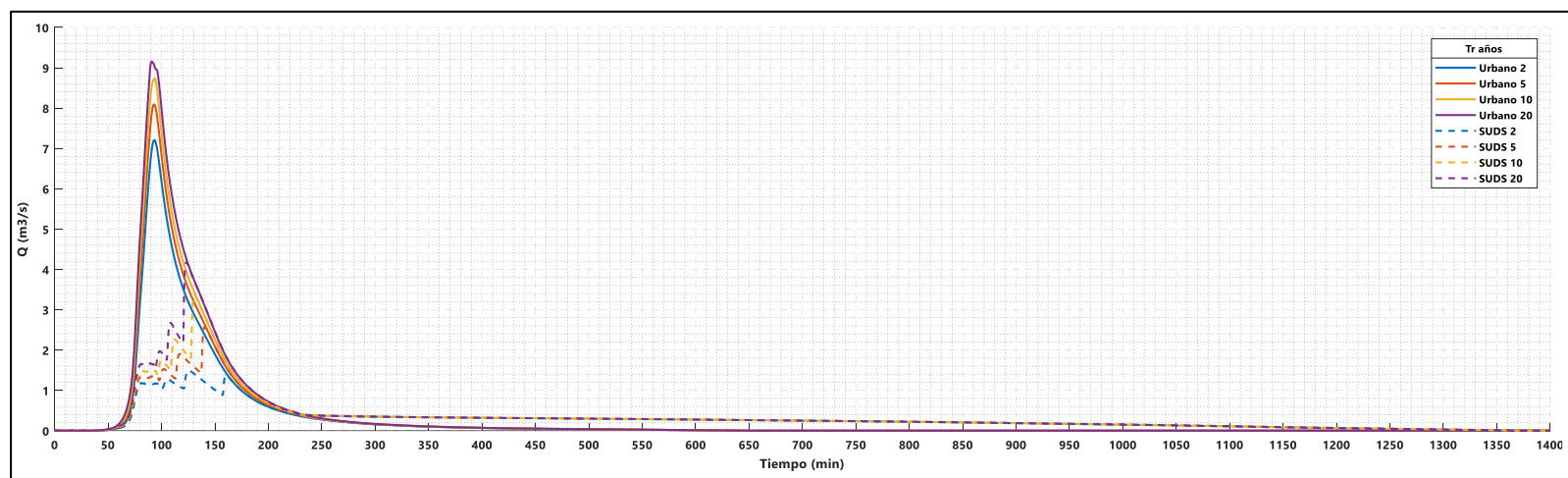


Figura 5.198 Hidrogramas obtenidos en el nodo S tras incorporar sistemas de detención (Escenario 1)

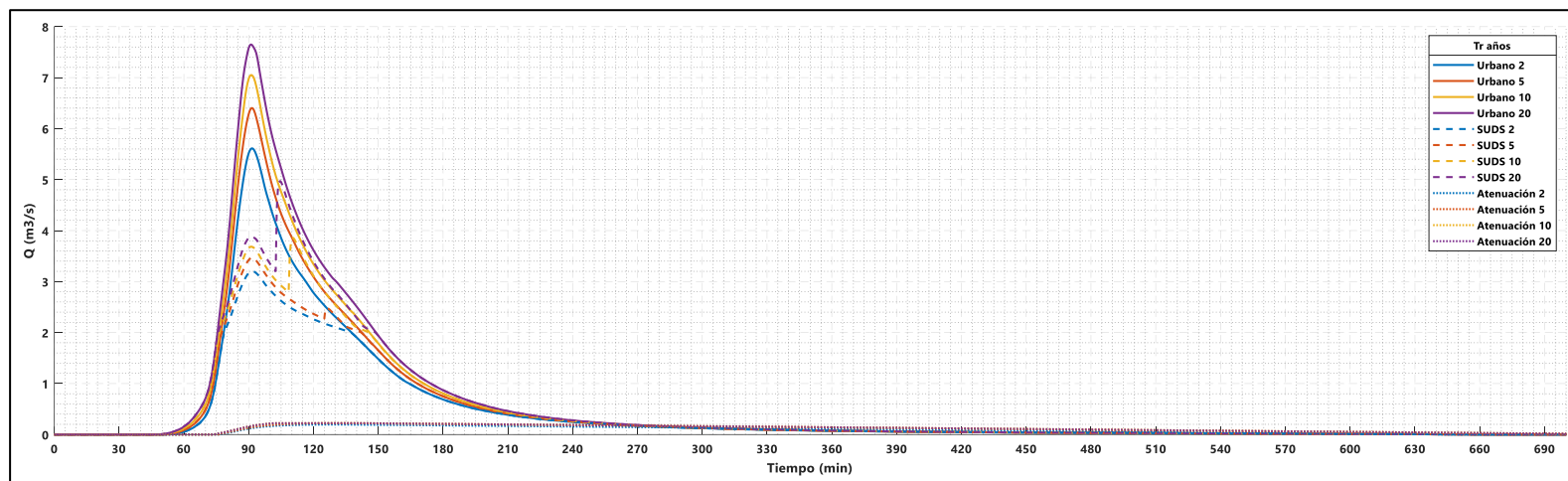


Figura 5.199 Hidrogramas obtenidos en el nodo N2 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)

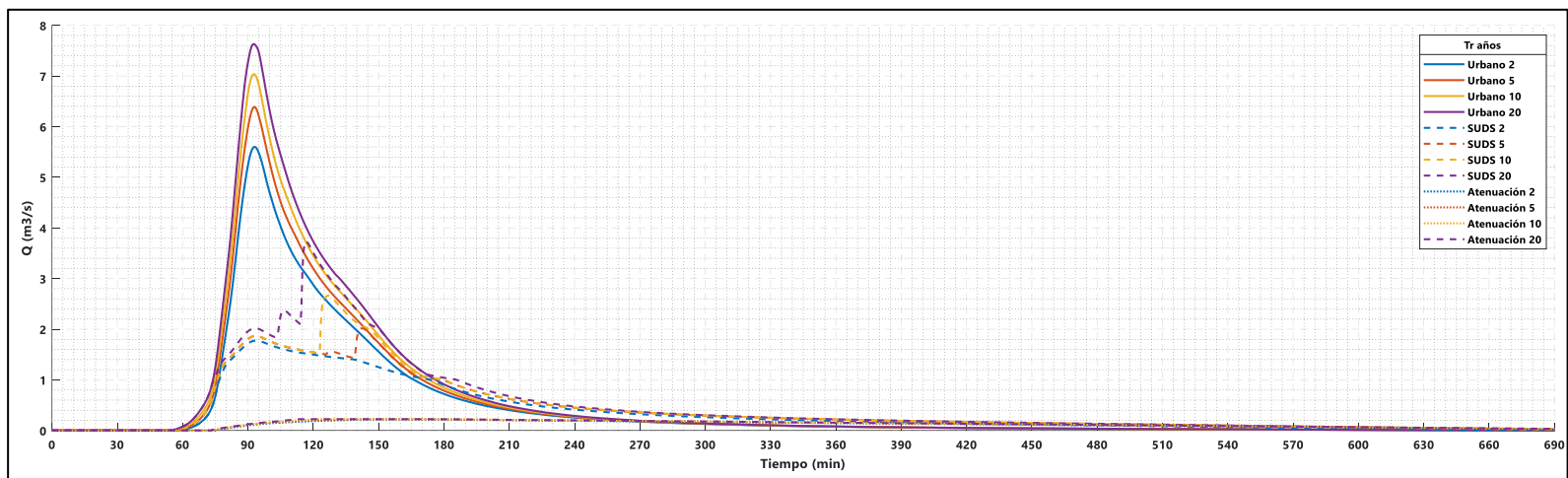


Figura 5.200 Hidrogramas obtenidos en el nodo N3 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)

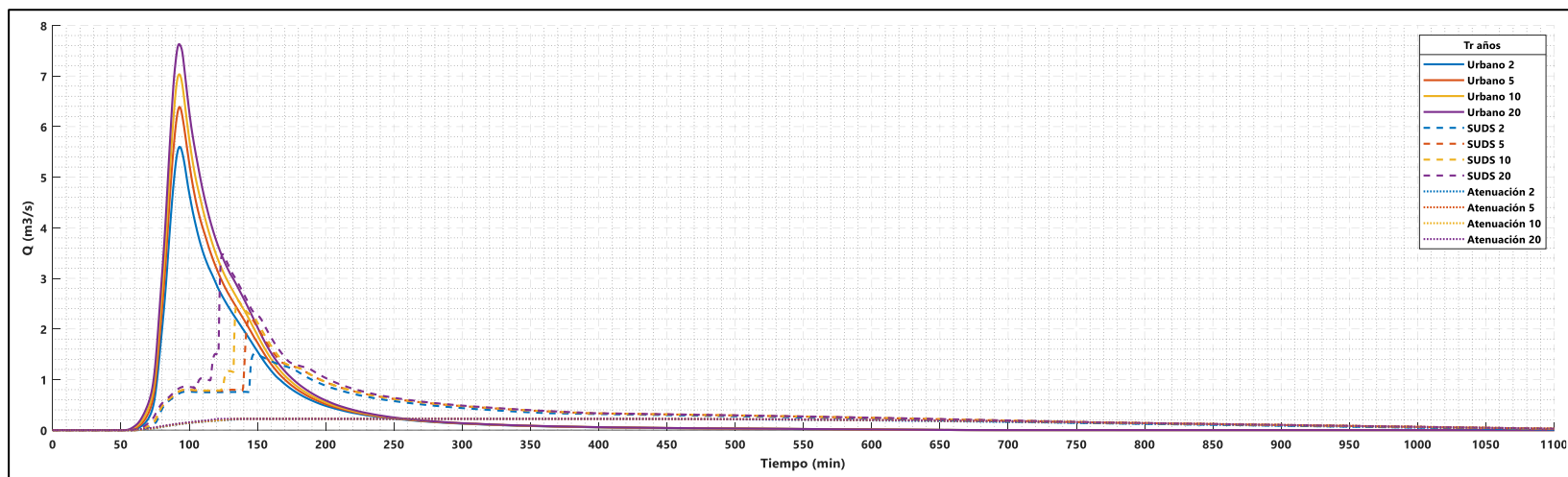


Figura 5.201 Hidrogramas obtenidos en el nodo N4 tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)

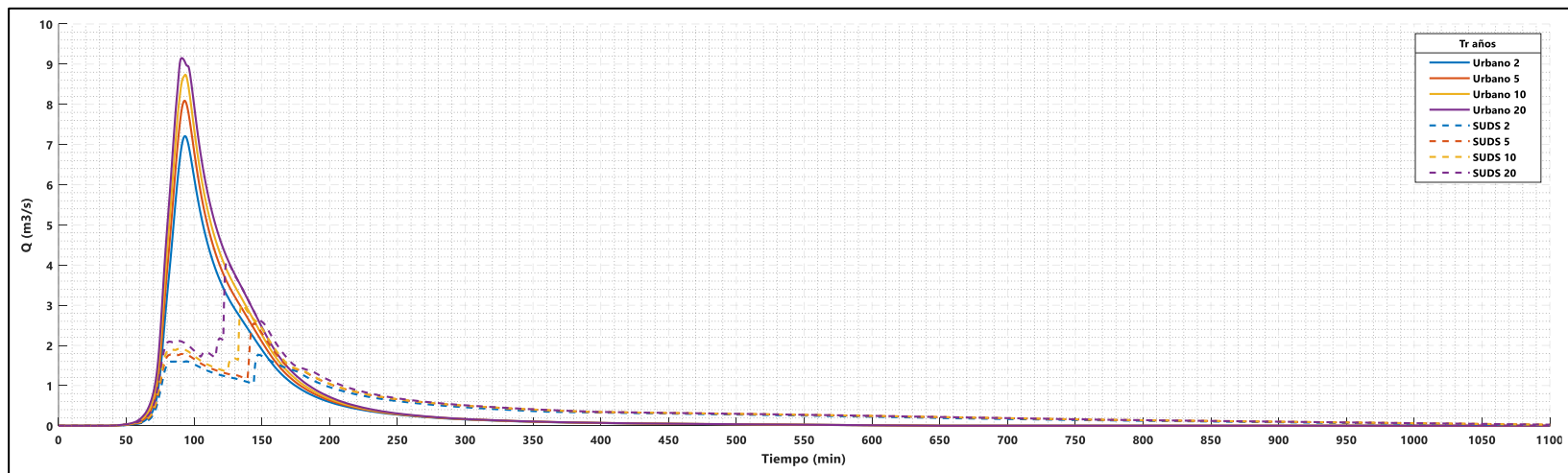
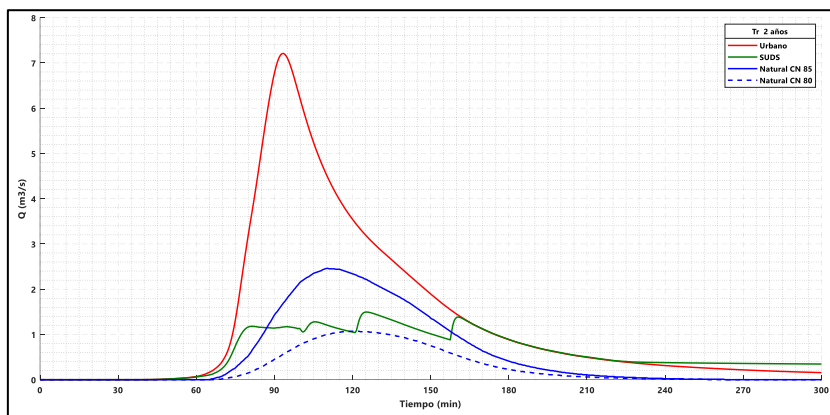
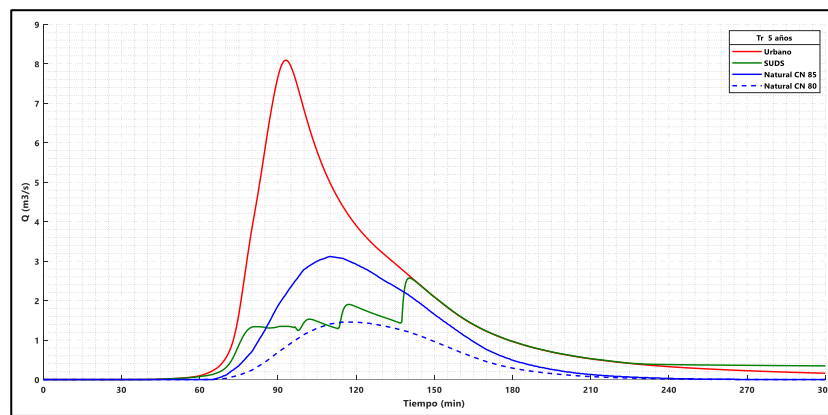


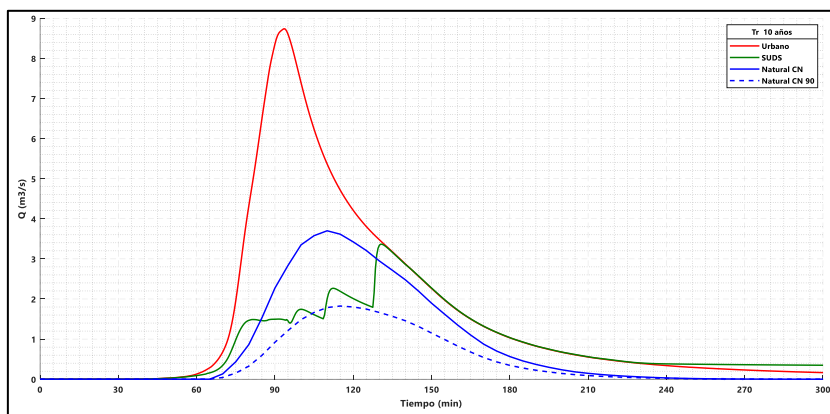
Figura 5.202 Hidrogramas obtenidos en el nodo S tras incorporar sistemas de detención (Escenario 2)



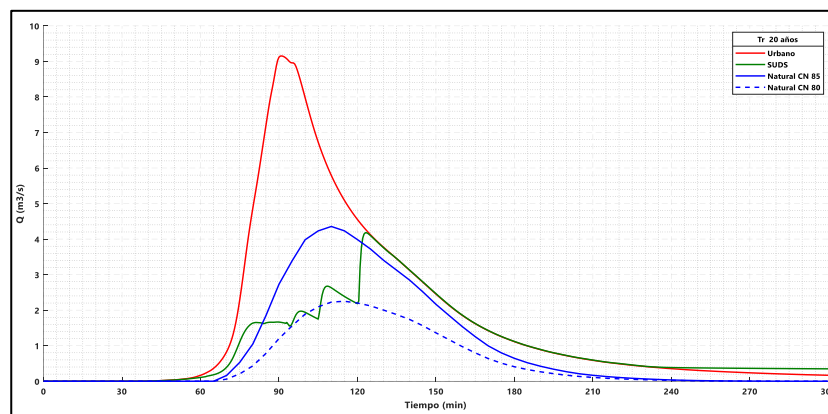
a)



b)

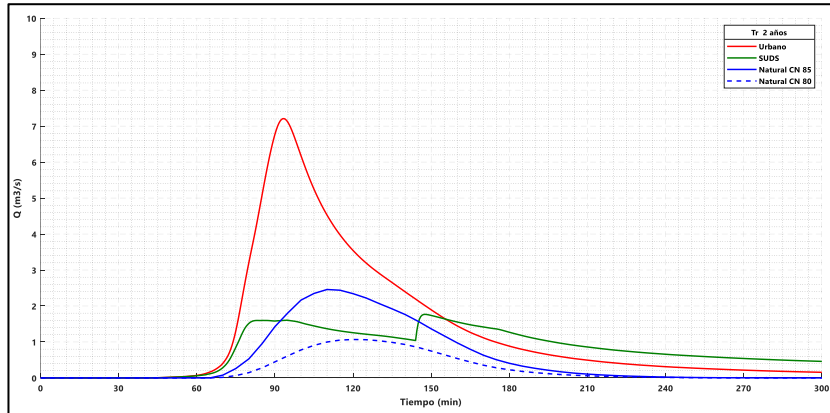


c)

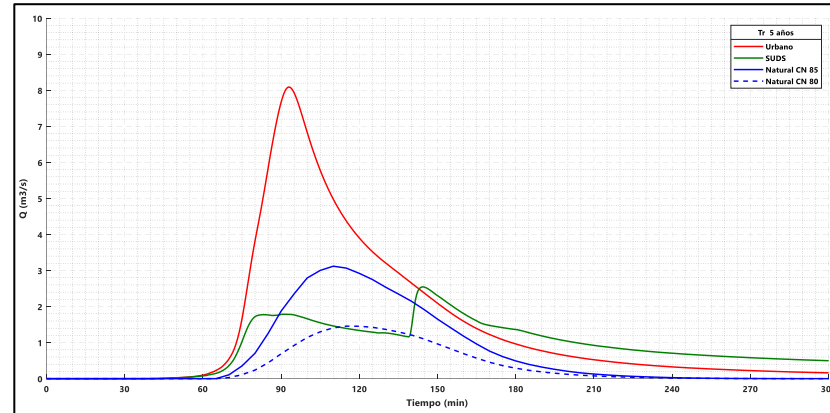


d)

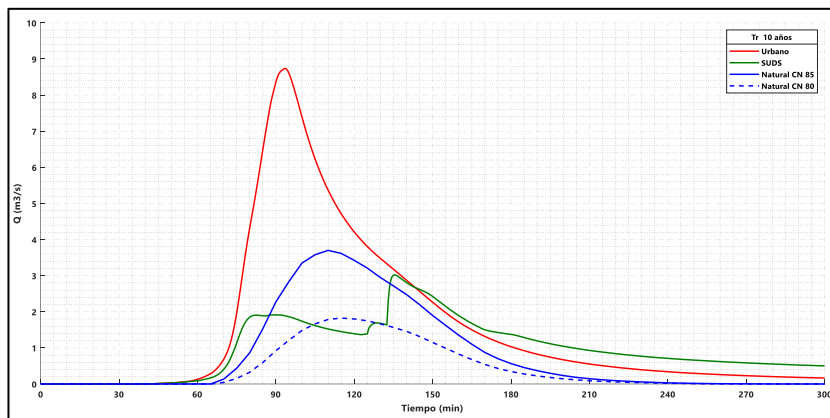
Figura 5.203 Comparación de las respuestas hidrológicas Urbana, SUDS y Natural en el punto S (Escenario 1); a) Tr = 2 años, b) Tr= 5 años, c) Tr = 10 años, d) Tr = 20 años



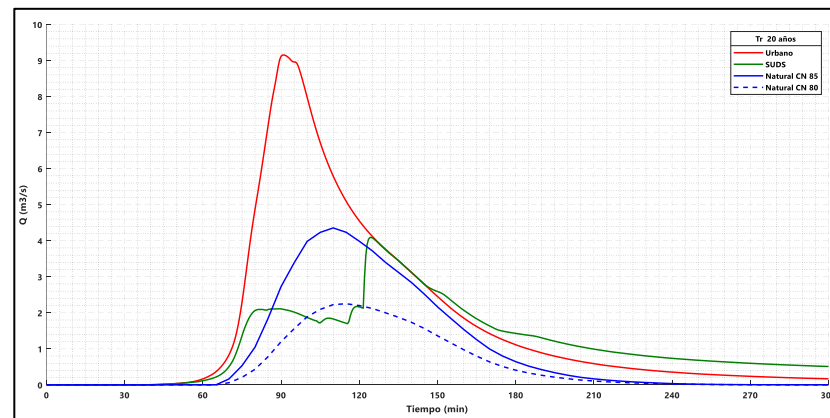
a)



b)



c)



d)

Figura 5.204 Comparación de las respuestas hidrológicas Urbana, SUDS y Natural en el punto S (Escenario 2); a) Tr = 2 años, b) Tr = 5 años, c) Tr = 10 años, d) Tr = 20 años

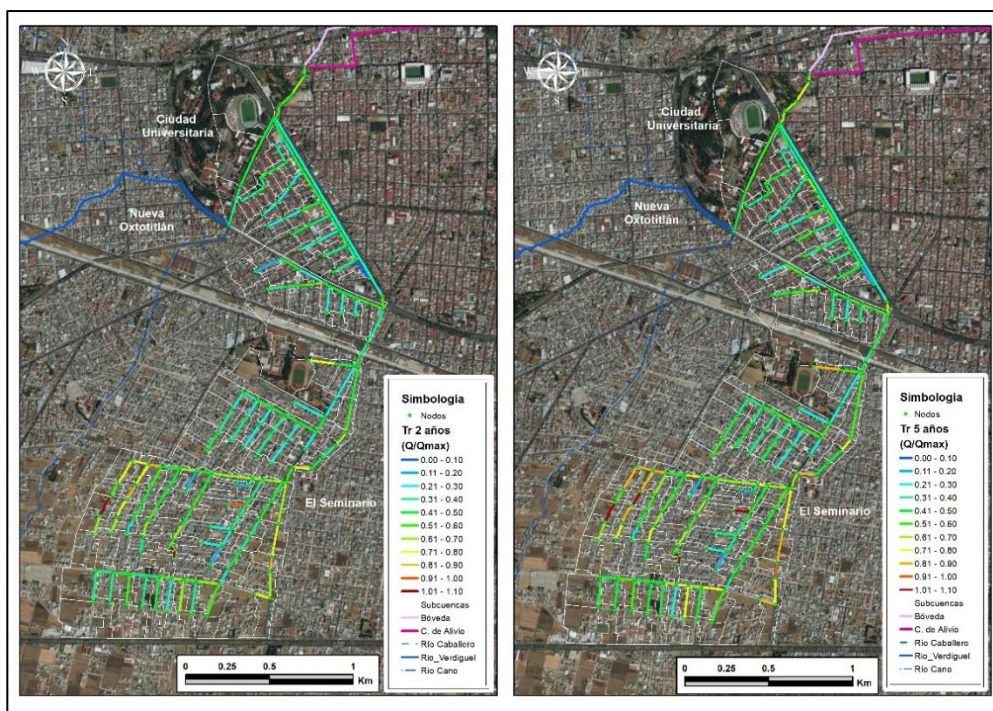


Figura 5.205 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto después de implementar SUDS en la zona 4 (2 y 5 años)

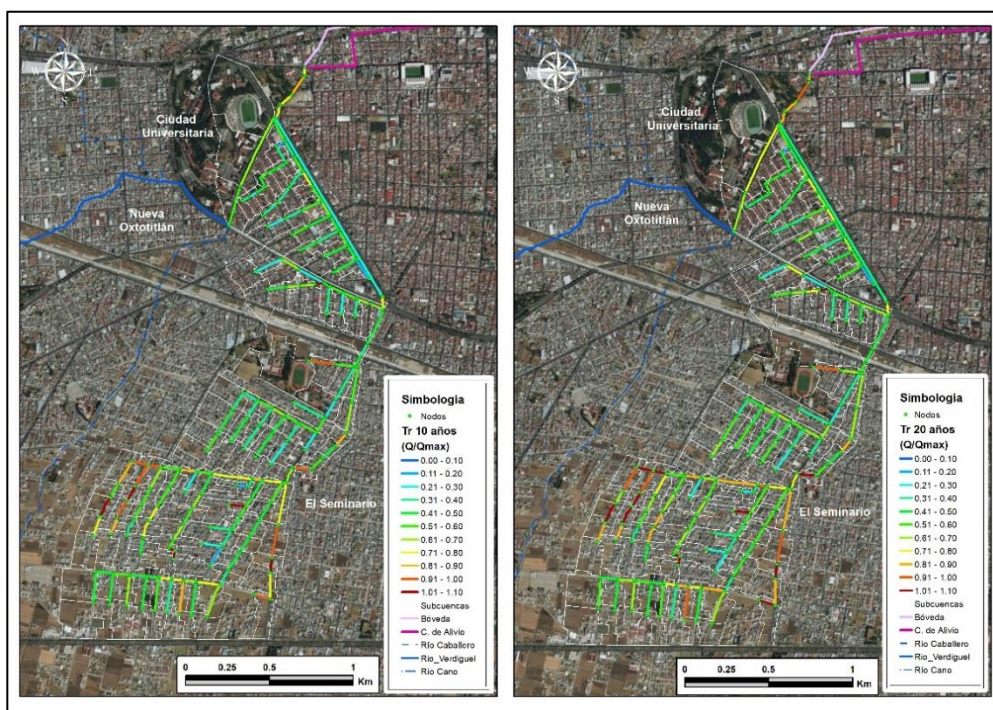
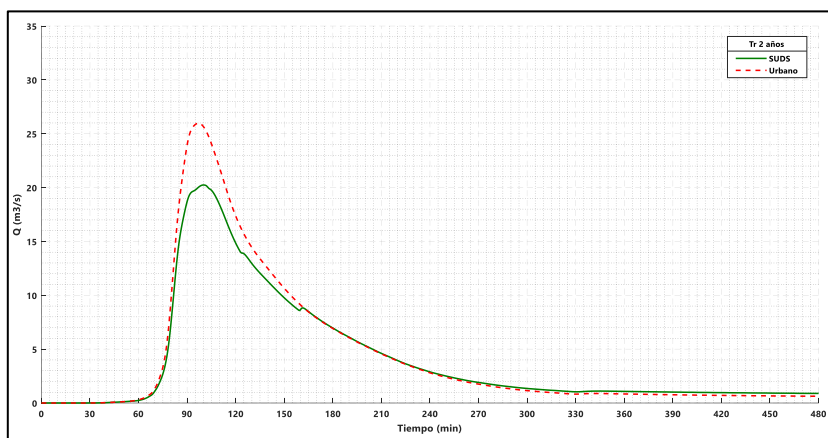
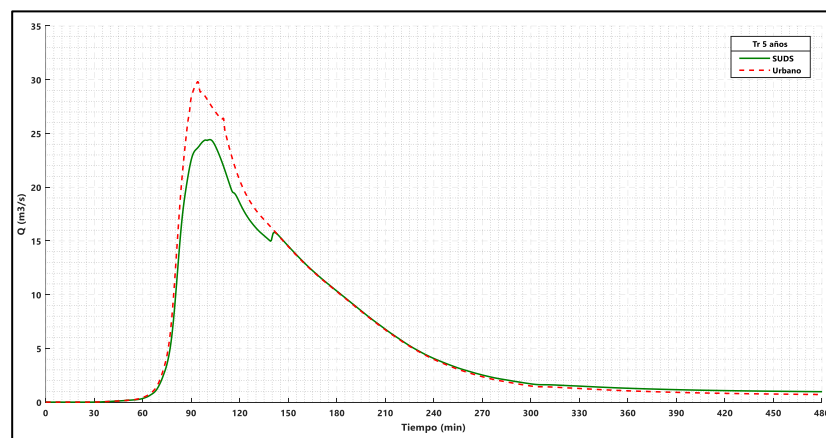


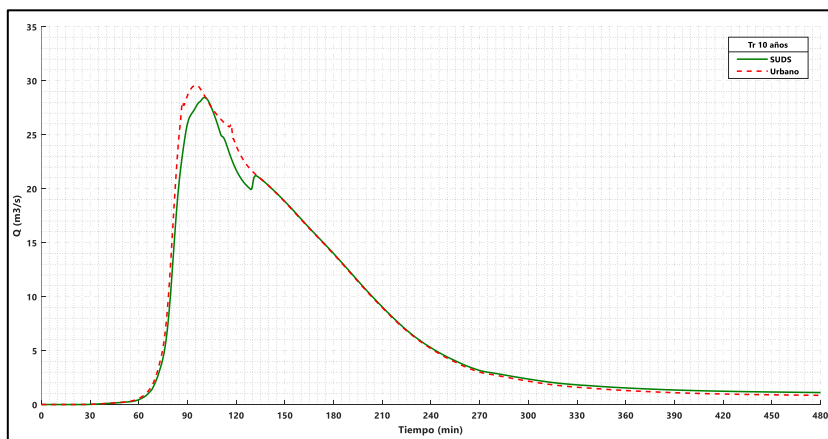
Figura 5. 206 Capacidad relativa alcanzada en cada conducto después de implementar SUDS en la zona 4 (10 y 20 años).



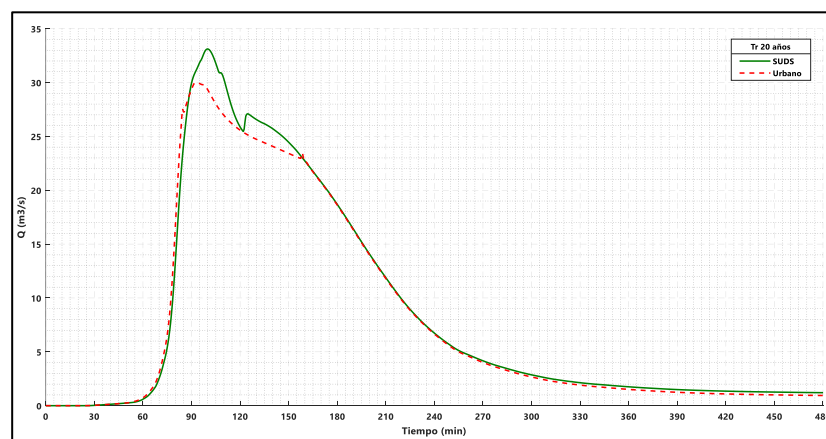
a)



b)



c)



d)

Figura 5.207 Hidrogramas en la salida zona 4 después de incorporar los SUDS propuestos

Los resultados obtenidos del estudio muestran un panorama general de las condiciones hidrológicas en la cuenca de análisis, evidenciando la complejidad e importancia de conocer las características de la red de alcantarillado en zonas urbanas. Las diferencias observadas en los diferentes escenarios (urbano, natural y con SUDS) corroboran los impactos hidrológicos esperados en la zona de estudio. Primero, puede apreciarse una aceleración del tiempo de concentración en el tiempo pico debido al rápido drenaje de las porciones urbanizadas.

Segundo, las diferencias del volumen de escorrentía generado disminuyen conforme el periodo de retorno aumenta, esto se debe a la escorrentía generada una vez superada la infiltración y la relación porción permeable-impermeable. Tercero, los puntos críticos en la red de drenaje quedan estrictamente relacionadas zonas de alta confluencia, magnificando el efecto por el rápido drenaje a través del sistema artificial de drenaje pluvial. Cuarto, los diferentes sistemas urbanos de drenaje sostenible permiten atenuar los efectos hidrológicos negativos de la urbanización, sin embargo, la viabilidad queda estrictamente ligada a las condiciones características de la zona de estudio.

Conclusiones y Recomendaciones

En este trabajo se llevó a cabo el desarrollo de una herramienta hidro informática que permite el análisis de sistemas urbanos de drenaje, buscando una sustentabilidad mediante la adopción del impacto hidrológico cero. Permitiendo establecer un flujo de trabajo continuo y centralizado, con diversas opciones y métodos más utilizados en la realización de este tipo de análisis.

Se pretende que la utilización de la herramienta y desarrollos de este tipo permitan realizar diseños que busquen impactos hidrológicos cero y de esta forma evitar los problemas asociados con el diseño de sistemas convencionales del drenaje pluvial en centros urbanos

Conclusiones

Se logró desarrollar una herramienta que es de gran ayuda en el proceso de diseño de drenajes pluviales, permitiendo el análisis de frecuencias para la obtención de curvas IDTr, diseño de sistemas convencionales de drenaje pluvial, simulación de respuestas hidrológicas, estimación de la respuesta hidrológica natural, determinación del impacto hidrológico urbano, simulación conceptual de sistemas urbanos de drenaje sostenible (infiltración, retención y detención) en un sistema de drenaje, y la obtención de los beneficios hidrológicos en el control de la escorrentía que estos sistemas aportan.

Tener todas estas opciones disponibles en una sola herramienta facilita la secuencia de trabajo y permiten avanzar en la adopción de la búsqueda de la sostenibilidad del drenaje pluvial urbano y todos los beneficios asociados con este enfoque. Los sistemas urbanos de drenaje sostenible se encuentran en constante desarrollo, pero con tipologías bien definidas según el fenómeno principal que imitan (infiltración, detención y detención). Respecto a su uso en el control de escorrentía se puede afirmar que su eficiencia e implementación esta estrictamente ligada a la zona de estudio, por lo cual no es posible generalizar su aplicación, pero si establecer pautas a seguir según el impacto hidrológico buscado.

En términos generales los sistemas de infiltración se encuentran limitados por el tipo de suelo y su tasa de infiltración, así como el espacio disponible. Los sistemas de retención se proyectan como sistemas de fácil implementación a gran escala, pero con dimensiones pequeñas. Sin embargo, la efectividad y funcionamiento está limitada a su volumen disponible al inicio de la tormenta y área de captación conectada. Los sistemas de detención permiten atenuar de manera efectiva los caudales pico, pero su eficiencia dependerá de las dimensiones del sistema. Por ello, se recomienda implementarlos en conjunto y en puntos estratégicos de la cuenca.

Las pautas establecidas en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento - Drenaje Pluvial de la CONAGUA incluyen bastantes aspectos y opciones a considerar en el diseño y análisis de sistemas pluviales, sin embargo, dejan de lado la búsqueda de la sostenibilidad, tema que en las últimas décadas ha tomado bastante importancia en otras partes del mundo.

Siguiendo el esquema de diseño-simulación en un sistema de drenaje pluvial, el método racional permite obtener un diseño que al simular su funcionamiento hidráulico (dependiendo del modelo) la capacidad no suele verse superada para el periodo de retorno asociado. Sin embargo, en condiciones específicas donde el tiempo de concentración y el coeficiente de escorrentía no es fácil de estimar, requiere un mayor refinamiento en la simulación y la obtención de los valores asociados, y al no existir información hidrométrica la toma de decisiones recae totalmente en el proyectista.

Tratar de determinar la respuesta hidrológica base para estimar el impacto hidrológico urbano es una tarea que resulta compleja debido al número de variables que en ello intervienen. Las modificaciones del parteaguas de la cuenca condicionan completamente el análisis ya que a menor escala el direccionamiento del drenaje urbano no suele corresponder a una condición natural, sin embargo, conforme la escala crece los cauces naturales y sistemas urbanos de drenaje terminan convergiendo en un mismo punto, permitiendo estimar los cambios en volumen de escorrentía, caudales y tiempos pico, además de que la probabilidad de que exista información hidrométrica aumenta.

En cuencas y subcuencas pequeñas el impacto de la urbanización es mayor ya que su delimitación está bastante influenciada por la traza urbana y el sistema de alcantarillado haciendo que una comparación con la delimitación natural no resulte razonable. Así pues, el criterio propuesto es considerar la extensión de la cuenca urbana, pero asociando características naturales a la misma con la finalidad de obtener una descarga máxima como objetivo a controlar.

Después de utilizar la herramienta desarrollada es posible afirmar que los objetivos buscados para cada uno de los módulos cumplen ampliamente con las expectativas planteadas. De manera general esta herramienta se diferencia de las demás por englobar las principales etapas del proceso requeridas para diseñar y simular un sistema sostenible de drenaje pluvial, permitiendo compartir la información de manera directa y transparente.

Considerar una estructura modular en el diseño de herramientas informáticas facilita el desarrollo, ya que aísla las principales tareas de un proceso de cálculo global, permitiendo crear sistemas de fácil mantenimiento, versátiles y con múltiples propósitos de aplicación.

El uso de Matlab como lenguaje de cómputo técnico de programación, permitió un rápido desarrollo de herramientas computacionales en comparación con un lenguaje de alto nivel, convirtiéndose en parte importante para el desarrollo de investigaciones.

Por otro lado, con respecto a la zona de estudio se puede concluir que el grado de urbanización tiene gran influencia en la respuesta hidrológica respecto a una condición natural (objetivo), su impacto queda evidenciado en el volumen de la esorrentía y los tiempos pico del hidrograma.

El análisis efectuado permite concluir que el efecto urbano tiene mayor influencia para los periodos de retorno frecuentes (2 y 5 años), esto se debe a que conforme la precipitación aumenta la capacidad natural de la infiltración se ve superada, y la lámina de esorrentía es mayor, dejando únicamente los cambios asociados a la diferencia entre la porción permeable e impermeable del área total de drenaje. Sin embargo, el efecto del rápido drenaje asociado con la impermeabilización aún puede apreciarse en la forma del hidrograma.

Existen zonas específicas en donde la red drenaje pluvial (propuesta y existente) se ve comprometida generando diferentes volúmenes de inundación. Esto se debe principalmente al redireccionamiento del flujo desde los principales colectores hacia el cauce natural, ejemplo de ello puede observarse en la zona 3, donde los puntos críticos P1 y P2 corresponden a zonas de confluencia, específicamente en la colonia nueva Oxtotitlán el efecto es mayor debido ser una zona con pequeñas pendientes topográficas. Respecto al punto P3 la capacidad del río Verdiguél se ve superada una vez que se reciben los aportes del colector “Vicente Guerrero”.

La zona del centro de Toluca presenta problemas de capacidad hidráulica en la zona correspondiente al centro histórico, así como en la conexión del colector de alivio con la bóveda del río Verdiguél (P4 y P5). La falla real del sistema queda estrictamente ligada con la conceptualización (sección hidráulica y conexiones con la red de drenaje) del modelo. Sin embargo, muestra un panorama general de la dinámica pluvial ya que en su mayoría las trayectorias se han mantenido, teniendo en cuenta que al ser simulado bajo un modelo cinemático el efecto de inundación en la realidad pueda verse reflejado en remansos aguas arriba de las zonas críticas o manteniendo el funcionamiento del sistema a presión.

Las fallas existentes cercanas al río Lerma pueden atribuirse a la poca pendiente topográfica en la zona. Sin embargo, su correspondencia queda asociada con el sistema propuesto ya que el drenaje actual consiste en una red de canales a cielo abierto donde sus capacidades hidráulicas son inciertas y donde se requeriría de un arduo trabajo de campo al no estar plenamente estructurada la mancha urbana.

Incorporar SUDS bajo el enfoque planteado, muestra los efectos benéficos para la zona seleccionada, sus incorporaciones de manera integra a lo largo de toda la cuenca de análisis queda planteado como un trabajo específico que requiere de una investigación completa que trate de atacar alguno de los puntos críticos mostrados, incluyendo trabajo de campo con la finalidad de aproximar aún más los resultados a la realidad física de la cuenca.

Resulta importante destacar sobre el caso de estudio, que establecer únicamente propuestas de retención de manera agregada en subcuencas con alto grado de urbanización disminuyen la respuesta hidrológica de manera escalonada para los eventos pluviales con periodos de retorno analizados, es decir el hidrograma urbano de 5 años pasa a ser el de 2 años y viceversa.

Respecto a la inclusión de los sistemas de detención en conjunto con los de retención, muestran mayores beneficios hidrológicos e hidráulicos, donde los hidrogramas llegan a presentar caudales pico muy parecidos a la respuesta hidrológica buscada. Sin embargo, el sistema de detención propuesto requiere de medidas estructurales considerables, mismas que resultan limitadas por la inversión económica disponible, en contraste con las mediadas de retención que se pueden implementar en etapas sucesivas.

Incorporar la inclusión de los SUDS en la zona propuesta impactan de manera directa en la capacidad del sistema receptor, donde para una condición inicial urbana la capacidad se veía superada a partir de los 5 años de periodo de retorno generando diferentes niveles de inundación conforme éste incrementa. Sin embargo, tras la inclusión de los SUDS el punto crítico desaparece, posicionándose, así como una posible solución al sitio específico.

Recomendaciones

Aunque la herramienta desarrollada cumple ampliamente con lo pretendido en esta investigación existen algunas recomendaciones que pueden implementarse mejorando sus capacidades de análisis. Una de ellas es ampliar el esquema para incorporar simulación continua de datos mejorando el análisis de sistemas urbanos de drenaje sostenible ya que las condiciones presentes al inicio de la tormenta impactan directamente en los resultados obtenidos sobre su funcionamiento.

Debido a la gran cantidad de SUDS que hoy en día están presentes, se recomienda adicionar módulos especializados en las diferentes variantes que existen para cada tipología. De tal forma que, el diseño sea automatizado y con una guía del diseño para cada opción incorporada. Aunque la herramienta propuesta permite la obtención del volumen de inundación, la mancha de inundación queda fuera de sus capacidades y donde el planteamiento de un esquema de escorrentía superficial del flujo en 2 dimensiones para puntos específicos permitiría la realización de análisis más refinados.

Aunque los resultados obtenidos en la zona de estudio se consideran una buena aproximación, teniendo en cuenta la información disponible, para conocer con mayor precisión la respuesta hidrológica-hidráulica del sistema se debe realizar un levantamiento exhaustivo en campo para conocer la topografía y las características geométricas del drenaje existente y además considerar los aportes del drenaje sanitario debido al uso mixto que este presenta.

La inclusión futura de SUDS en la cuenca del río Verdiguél deberá tener como objetivo establecer medidas de retención de manera generalizada en función del grado de urbanización, así como medidas de detención en puntos estratégicos de la cuenca con la finalidad de evitar confluencias excesivas del flujo y la generación de inundaciones en las zonas urbanas.

Otra recomendación viable para mejorar la condición hidrológica e hidráulica de la ciudad de Toluca consiste en analizar el desvío del flujo del río Verdiguél aguas arriba de Ciudad Universitaria con la finalidad de disminuir el área de drenado. Este análisis deberá concluir si las condiciones con desvío evitan el colapso de la bóveda del río Verdiguél.

Finalmente se recomienda incluir diferentes aspectos en las normas de diseño o manuales disponibles, como es el caso específico del manual de la CONAGUA, donde adicionar apartados referentes al control de escorrentía y búsqueda de la sostenibilidad favorecería la reducción de impactos por inundaciones urbanas en el país.

Bibliografía

- Alberto, C. (2005). *solución Informática para el Análisis de Frecuencia de Eventos Máximos Hidrológicos*. Universidad Autónoma del Estado de México.
- Aparicio, F. (1996). *Fundamentos de Hidrología de Superficie* (Primera).
- Ariza, S. L. J., Martínez, J. A., Muñoz, A. F., Quijano, J. P., Rodríguez, J. P., Camacho, L. A., & Díaz-Granados, M. (2019). A Multicriteria Planning Framework to Locate and Select Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) in Consolidated Urban Areas. *Sustainability*, 11(8), 1–33. <https://ideas.repec.org/a/gam/jsusta/v11y2019i8p2312-d223692.html>
- ASCE. (2018). Design of Drainage Conveyances. In *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems* (pp. 225–326). American Society of Civil Engineers and Water Environment Federation. <https://doi.org/10.1061/9780872628557.ch08>
- Ascher, U. M., & Petzold, L. R. (1998). *Computer Methods for Ordinary Differential Equations and Differential-Algebraic Equations*. SIAM.
- Banco Mundial. (2012). *Gestión Integral de Aguas Urbanas*. <http://siteresources.worldbank.org/INTLAC/Resources/257803-1351801841279/1PrincipalGestionIntegralAguasUrbanasESP.pdf>
- Campos Aranda. (2010). INTENSIDADES MÁXIMAS DE LLUVIA PARA DISEÑO HIDROLÓGICO URBANO EN LA REPÚBLICA MEXICANA. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 11(002), 179–188. <http://www.revistas.unam.mx/index.php/ingenieria/article/view/18535>
- Campos, D. F. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana* (Primera). Printego.
- Cantone D. (2006). *Implementation and Debugging: La Biblia de la Programación* (Primera). MP ediciones.
- Charlesworth, S. M., Harker, E., & Rickard, S. (2003). A Review of Sustainable Drainage Systems (SuDS): A Soft Option for Hard Drainage Questions? In *Geography* (Vol. 88, pp. 99–107). Geographical Association. <https://doi.org/10.2307/40573828>
- Checa, M., & De Pazos, M. (2018). *Guía Básica de Diseño de Sistemas de Gestión Sostenible de Aguas Pluviales en Zonas Verdes y otros Espacios Libres*.
- Chow, V. Te, Maidment, D., & Mays, L. (1994a). *Hidrologia aplicada*. Mc-GRAW-HILL.
- Chow, V. Te, Maidment, D., & Mays, L. (1994b). *Hidrología Aplicada* (M. Suárez (ed.); Primera). Mc-GRAW-HILL.
- CIRIA. (2015). *The SUDS Manual*. Ciria. [http://www.hrwallingford.com.cn/pdfs/news/CIRIA report C753 The SuDS Manual-v2.pdf](http://www.hrwallingford.com.cn/pdfs/news/CIRIA%20report%20C753%20The%20SuDS%20Manual-v2.pdf)
- CONAGUA. (2016). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (Primera). Comisión Nacional del Agua.
- Cunge, J. A., Holly, F. M., & Verwey, A. (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman.
- Del Ángel, M., & Domínguez, R. (2013). Ecuaciones universales ajustadas para el cálculo de lluvias máximas de corta duración. *GEOS*, 33(2), 332–349.

- Durrans, S. R., & Haestad Methods, I. (2007a). *Stormwater conveyance modeling and design*. Bentley Institute Press.
- Durrans, S. R., & Haestad Methods, I. (2007b). *Stormwater conveyance modeling and design*. Bentley Institute Press.
- Elliott, A. H., & Trowsdale, S. A. (2007). A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental Modelling & Software*, 22(3), 394–405. <https://doi.org/10.1016/J.ENVSOFT.2005.12.005>
- Escalante, C., & Reyes, L. (2002). *Técnicas Estadísticas en Hidrología* (Primera). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Fread, D. L., Jin, M., & Lewis, J. M. (1996). An LPI numerical solution for unsteady mixed flow simulation. *Proceedings North American Water and Environment Congress*.
- García, E., Ibáñez, M., Mosqueira, G., & Soriano, L. (2012). *Análisis crítico de la problemática y las soluciones adoptadas a nivel europeo en la gestión de las aguas pluviales en entornos urbanos. Posibles aplicaciones en España* [Universidad de Zaragoza]. <https://zaguan.unizar.es/record/9431/?ln=en>
- Gómez, J., Aparicio, J., & Patiño, C. (2010). *Manual de Análisis en Frecuencias en Hidrología* (Primera). Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Gómez, M. (2007a). Elección del nivel de seguridad del sistema de drenaje. In M. Gómez (Ed.), *Hidrología Urbana* (Primera, pp. 18–68).
- Gómez, M. (2007b). Información de Lluvia a utilizar: Lluvia de proyecto. In *Hidrología Urbana* (Primera, pp. 33–68).
- Goonetilleke, A., & Lampard, J.-L. (2019). Stormwater Quality, Pollutant Sources, Processes, and Treatment Options. In *Approaches to Water Sensitive Urban Design* (pp. 49–74). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812843-5.00003-4>
- Green, A. (2019). *Sustainable Drainage Systems (SuDS) in the UK* (pp. 69–101). Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-11818-1_4
- Guanipa, K., Lugo, A., & Rincon, J. (2019). Análisis de sensibilidad de parámetros hidrológicos e hidráulicos del modelo SWMM y su aplicación en sistemas de drenaje urbano. *Revista Gaceta Técnica*, 21(1), 44–64.
- Hoban, A. (2019a). Chapter 2 – Water Sensitive Urban Design Approaches and Their Description. In *Approaches to Water Sensitive Urban Design* (pp. 25–47). <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812843-5.00002-2>
- Hoban, A. (2019b). Water Sensitive Urban Design Approaches and Their Description. *Approaches to Water Sensitive Urban Design*, 25–47. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812843-5.00002-2>
- Jiang, Y., Zevenbergen, C., & Fu, D. (2017). Understanding the challenges for the governance of China’s “sponge cities” initiative to sustainably manage urban stormwater and flooding. *Natural Hazards*, 89(1), 521–529. <https://doi.org/10.1007/s11069-017-2977-1>
- Lara, Á., & Prieto, A. (2014). Integración de sistemas urbanos de drenaje sostenible en la rehabilitación del espacio urbano. *Greencities & Sostenibilidad: Málaga, 2-3 Oct 2014 : Inteligencia Aplicada a La Sostenibilidad Urbana : Comunicaciones y 2ª Bienal de Proyectos de Edificación y Urbanismo Sostenible, 2014, ISBN 978-84-697-0799-9, Págs. 291-313, 291–313*. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5698549>

- Li, H., Ding, L., Ren, M., Li, C., & Wang, H. (2017). Sponge City Construction in China: A Survey of the Challenges and Opportunities. *Water*, 9(9), 594. <https://doi.org/10.3390/w9090594>
- Llamas, J. (1993). *Hidrología General* (Segunda). Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco.
- López, R. (2007). Método Racional en Zona Urbana. Bases Conceptuales y Aplicaciones en Medio Urbano. In M. Gómez (Ed.), *Hidrología Urbana* (pp. 83–109).
- Myers, B. R., & Pezzaniti, D. (2019). Flood and Peak Flow Management Using WSUD Systems. *Approaches to Water Sensitive Urban Design*, 119–138. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812843-5.00006-X>
- Radcliffe, J. C. (2019). History of Water Sensitive Urban Design/Low Impact Development Adoption in Australia and Internationally. *Approaches to Water Sensitive Urban Design*, 1–24. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812843-5.00001-0>
- Rossman, A. L. (2017). *Storm Water Management Model Reference Manual Volume II – Hydraulics*. United States Environmental Protection Agency.
- Rossman, A. L., & Huber, W. (2016). *Storm Water Management Model Reference Manual Volume I - Hydrology*.
- Roy, A. H., Wenger, S. J., Fletcher, T. D., Walsh, C. J., Ladson, A. R., Shuster, W. D., Thurston, H. W., & Brown, R. R. (2008). Impediments and Solutions to Sustainable, Watershed-Scale Urban Stormwater Management: Lessons from Australia and the United States. *Environmental Management*, 42(2), 344–359. <https://doi.org/10.1007/s00267-008-9119-1>
- Shubinski, R. P., McCarty, J. C., & Lindorf, M. R. (1965). Computer Simulation of Estuarial Networks, Journal of the Hydraulics Division. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 91.
- SMN. (2019). *Servicio Meteorológico Nacional*. <https://smn.conagua.gob.mx/es/>
- Snyder, F. (1938). Synthetic unit-graphs. *Transactions American Geophysical*, 19, 447--454. <https://doi.org/10.1029/TR019i001 p00447>.
- Toro, E. (2001). *Shock Capturing Methods for Free Surface Shallow Flows* Wiley and Sons.
- Villón, M. (2006). *Hidrología estadística* (Primera). Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Young, G., Krolak, J., & Phillippe, J. (1986). Evaluation of Alternative Hydrograph Methods for Hydraulic Design. *Transportation Research Board*, 1073, 28–34.

Anexo I

INFORMACIÓN PLUVIOGRÁFICA OBSERVATORIO METEOROLÓGICO “MARIANO BÁRCENA”

(ANEXO DIGITAL)

Anexo I-B

INFORMACIÓN DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

Estación ID-15062 Nevado de Toluca

TABLA A.1-B.1 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15062 "NEVADO DE TOLUCA"

Estación	15062
Nombre	Nevado de Toluca
Estado	México
Municipio	Zinacantepec
Situación	Operando
Organismo	CONAGUA-DGE
Latitud	019.119°
Longitud	-099.781°
Altitud	4,283 msnm

TABLA A.1-B.2 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15062

Estación – 15062			
Año	P24 (mm)	Año	P24 (mm)
1965	33.00	1993	39.00
1966	48.00	1994	36.00
1968	85.40	1995	47.00
1969	60.00	1996	70.50
1970	88.90	1997	38.00
1972	43.00	1998	31.00
1973	30.30	1999	90.50
1974	37.00	2000	46.00
1975	37.10	2001	47.00
1976	76.70	2002	36.00
1977	46.50	2004	29.80
1978	49.20	2005	39.00
1979	37.80	2006	40.10
1980	31.00	2008	80.00
1981	47.00	2009	70.90
1982	31.30	2010	45.00
1983	36.00	2011	49.00
1984	70.00	2012	55.00
1985	31.00	2013	46.00
1986	51.90	2014	39.00
1991	50.40	2015	31.00
1992	44.30	2016	39.00

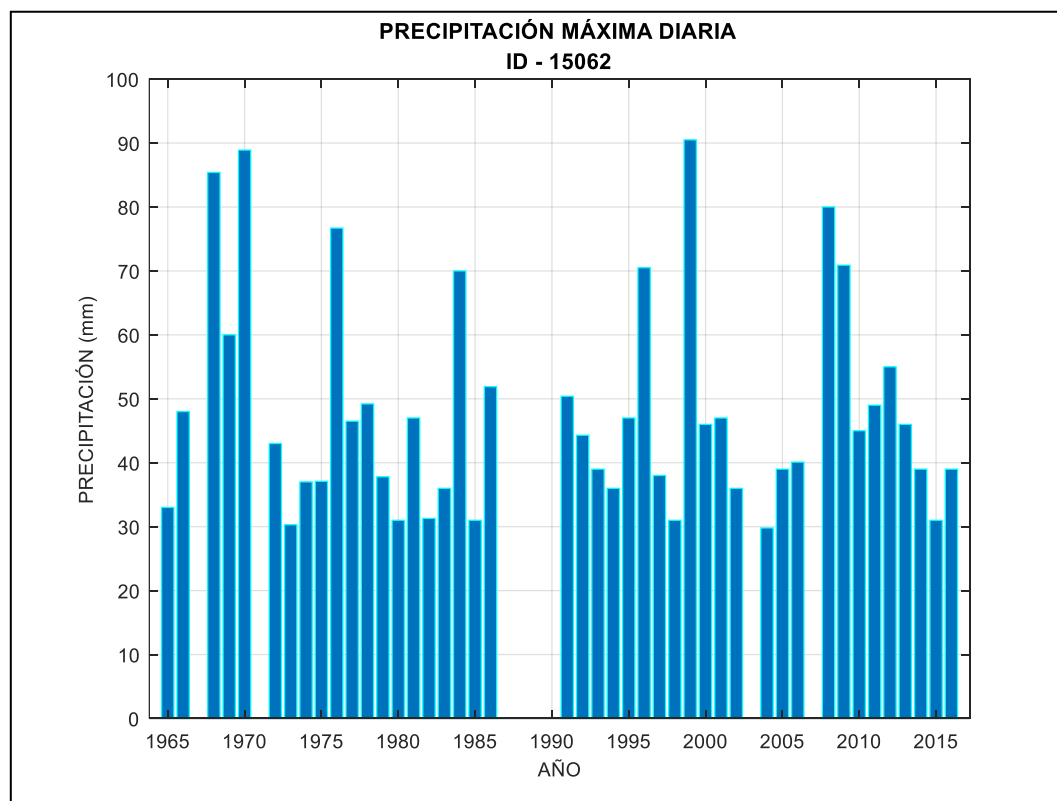


FIGURA A.1-B.1 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15062

TABLA A.1-B.3 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15062

<i>Estadística</i>	<i>Valor</i>
<i>Núm. de datos</i>	44
<i>Precipitación mínima (mm/día)</i>	29.80
<i>Precipitación máxima (mm/día)</i>	90.50
<i>Precipitación media (mm/día)</i>	47.97
<i>Desviación estándar</i>	16.76

TABLA A.1-B.4 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15062

<i>Función de distribución</i>	<i>Log Normal</i>
<i>Eficiencia de ajuste</i>	0.99
<i>prueba de bondad de ajuste</i>	<i>Test de Kolmogorov - Smirnof</i>
<i>Nivel de confianza</i>	0.95
<i>Parámetro de escala</i>	3.82
<i>Parámetro de forma</i>	0.31

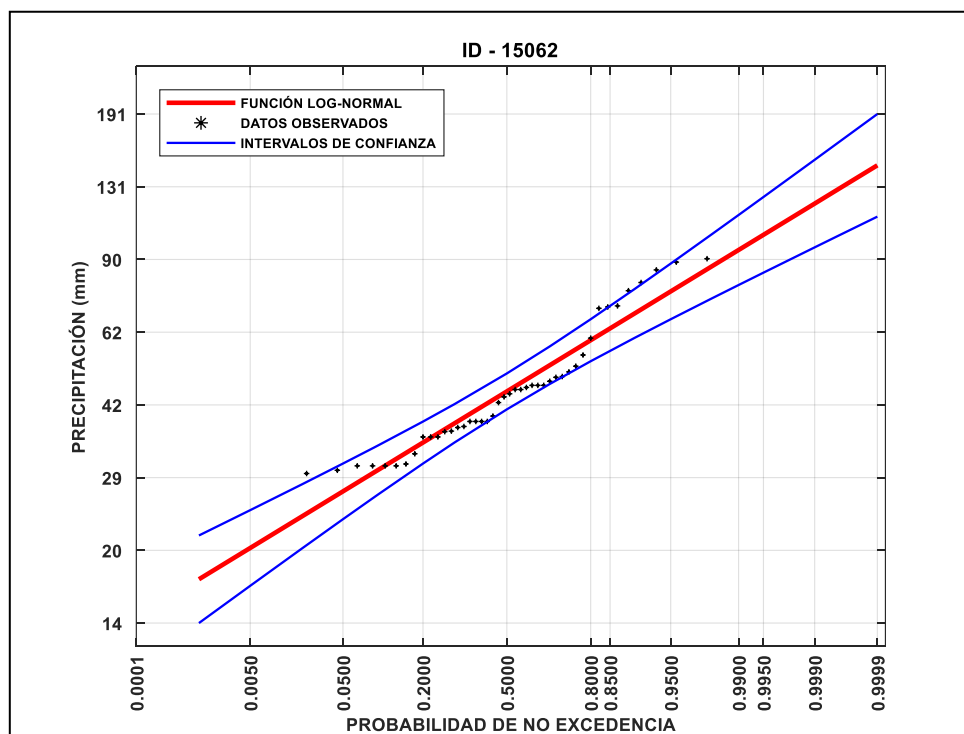


FIGURA A.1-B.2 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15062

TABLA A.1-B.5 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15062

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
1.00	0.001	17.24	21.63	13.75
1.01	0.005	20.26	24.64	16.66
1.02	0.02	23.89	28.19	20.24
1.05	0.05	27.16	31.37	23.52
1.10	0.09	29.99	34.10	26.37
1.11	0.10	30.45	34.55	26.84
1.25	0.20	34.97	38.98	31.37
1.43	0.30	38.64	42.67	34.98
2.00	0.50	45.56	49.99	41.52

TABLA A.1-B.5 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15062 (CONTINUACIÓN)

<i>Tr</i>	<i>P</i> (<i>x</i>)	<i>P</i> (24)	<i>X</i> _s	<i>X</i> _i
3.00	0.67	52.16	57.49	47.33
5.00	0.80	59.36	66.16	53.25
10.00	0.90	68.16	77.34	60.07
20.00	0.95	76.40	88.23	66.16
50.00	0.98	86.88	102.54	73.62
100.00	0.99	94.66	113.45	78.98
200.00	0.995	102.38	124.50	84.19
1000.00	0.999	120.35	150.93	95.96
2000.00	0.9995	128.17	162.72	100.95
10000.00	0.9999	146.65	191.21	112.48

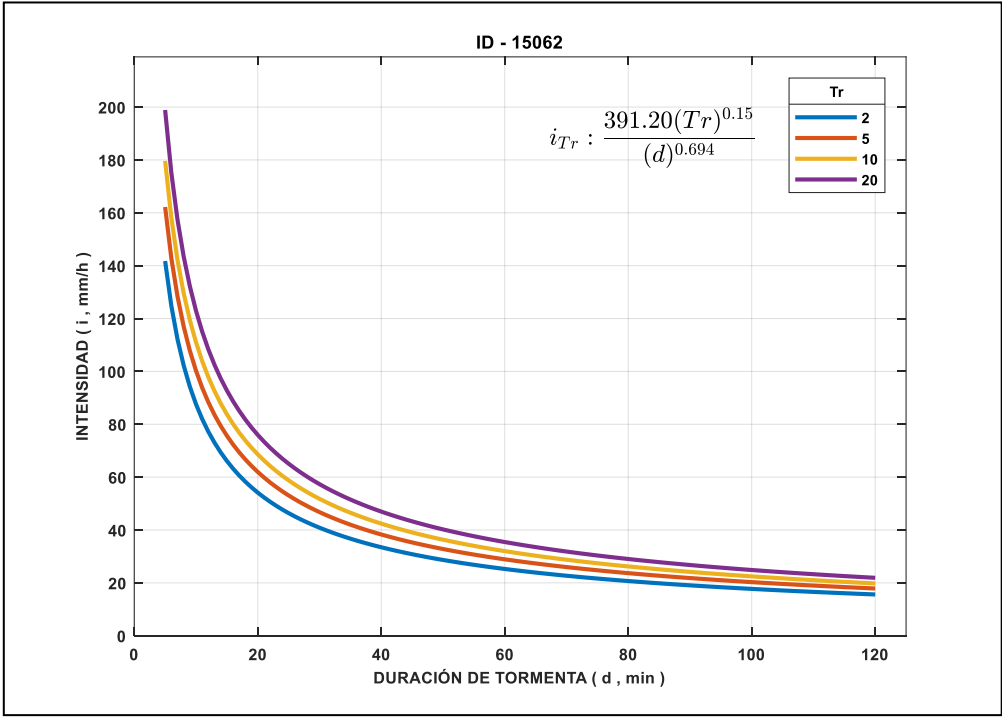


FIGURA A.1-B.3 CURVAS IDTr CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15062, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.61.

Estación ID-15395 Zoológico de Zacango

TABLA A.1-B.6 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15395 “ZOOLOGICO DE ZACANGO”

<i>Estación</i>	15062
<i>Nombre</i>	Nevado de Toluca
<i>Estado</i>	México
<i>Municipio</i>	Zinacantepec
<i>Situación</i>	Operando
<i>Organismo</i>	CONAGUA-DGE
<i>Latitud</i>	019.119°
<i>Longitud</i>	-099.781°
<i>Altitud</i>	4,283 msnm

TABLA A.1-B.7 SERIE DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS ESTACIÓN ID-15395

<i>Estación – 15395</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
1994	38.60	2006	47.00
1995	65.50	2007	50.30
1996	38.60	2008	31.00
1997	30.00	2009	40.60
1998	39.00	2010	78.70
1999	38.00	2011	39.70
2001	44.00	2012	83.00
2002	38.60	2013	36.30
2003	29.50	2014	61.50
2004	26.50	2015	47.40
2005	36.60	2016	73.00

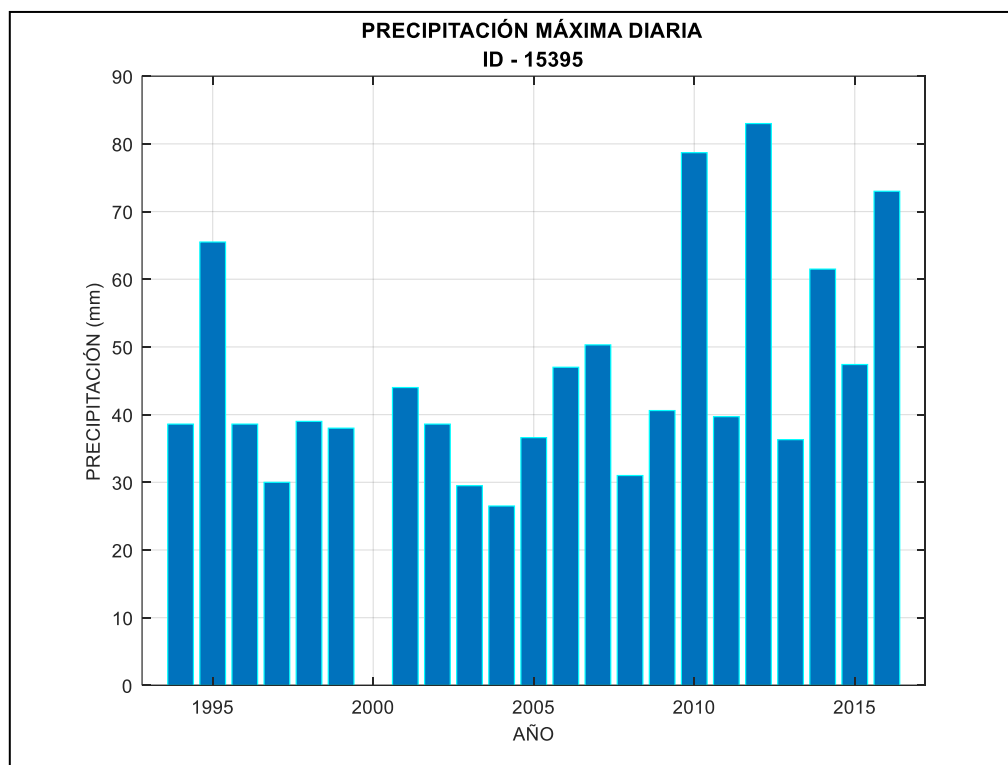


FIGURA A.1-B.4 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15395

TABLA A.1-B.8 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15395

Estadística	Valor
Núm. De datos	22
Precipitación mínima (mm/día)	26.50
Precipitación máxima (mm/día)	83.00
Precipitación media (mm/día)	46.06
Desviación estándar	16.15

TABLA A.1-B.9 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15395

Función de distribución	Log Normal
Eficiencia de ajuste	0.95
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov – Smirnof
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	3.78
Parámetro de forma	0.32

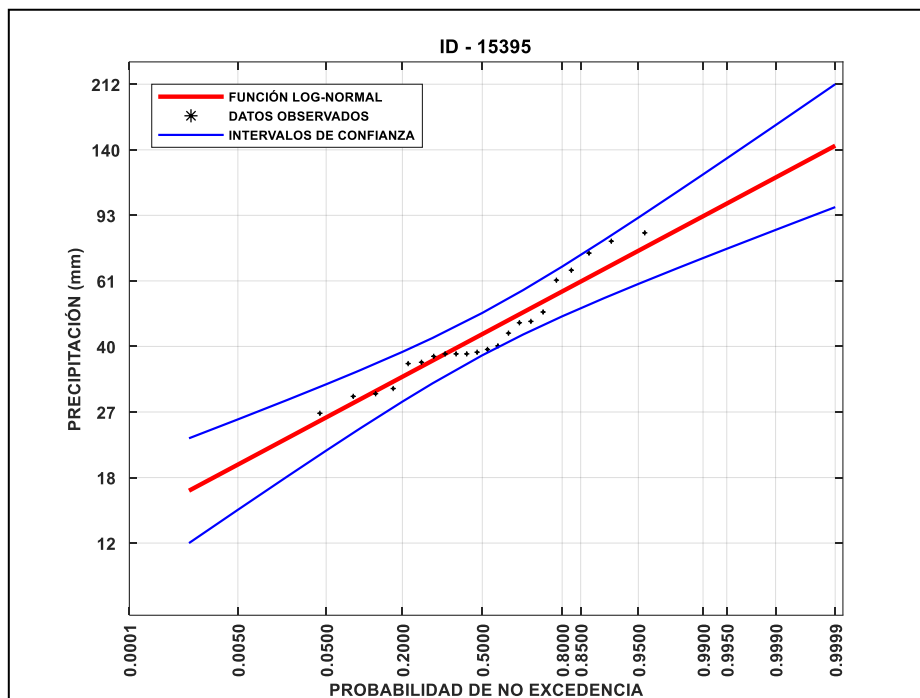


FIGURA A.1-B.5 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15395

TABLA A.1-B.10 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15062

Tr	P(x)	P (24)	Xs	Xi
1.00	0.001	16.25	22.63	11.66
1.01	0.005	19.15	25.49	14.39
1.02	0.02	22.65	28.85	17.78
1.05	0.05	25.82	31.84	20.93
1.10	0.09	28.56	34.43	23.69
1.11	0.10	29.01	34.86	24.14
1.25	0.20	33.40	39.09	28.54
1.43	0.30	36.97	42.68	32.03
2.00	0.50	43.74	50.01	38.26
3.00	0.67	50.21	57.78	43.64
5.00	0.80	57.28	67.04	48.94
10.00	0.90	65.95	79.25	54.89
20.00	0.95	74.09	91.38	60.08
50.00	0.98	84.47	107.58	66.32
100.00	0.99	92.18	120.09	70.75

TABLA A.1-B.10 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15062 (CONTINUACIÓN)

Tr	$P(x)$	$P(24)$	Xs	Xi
200.00	0.995	99.85	132.90	75.02
1000.00	0.999	117.74	164.00	84.53
2000.00	0.9995	125.55	178.06	88.52
10000.00	0.9999	144.02	212.42	97.65

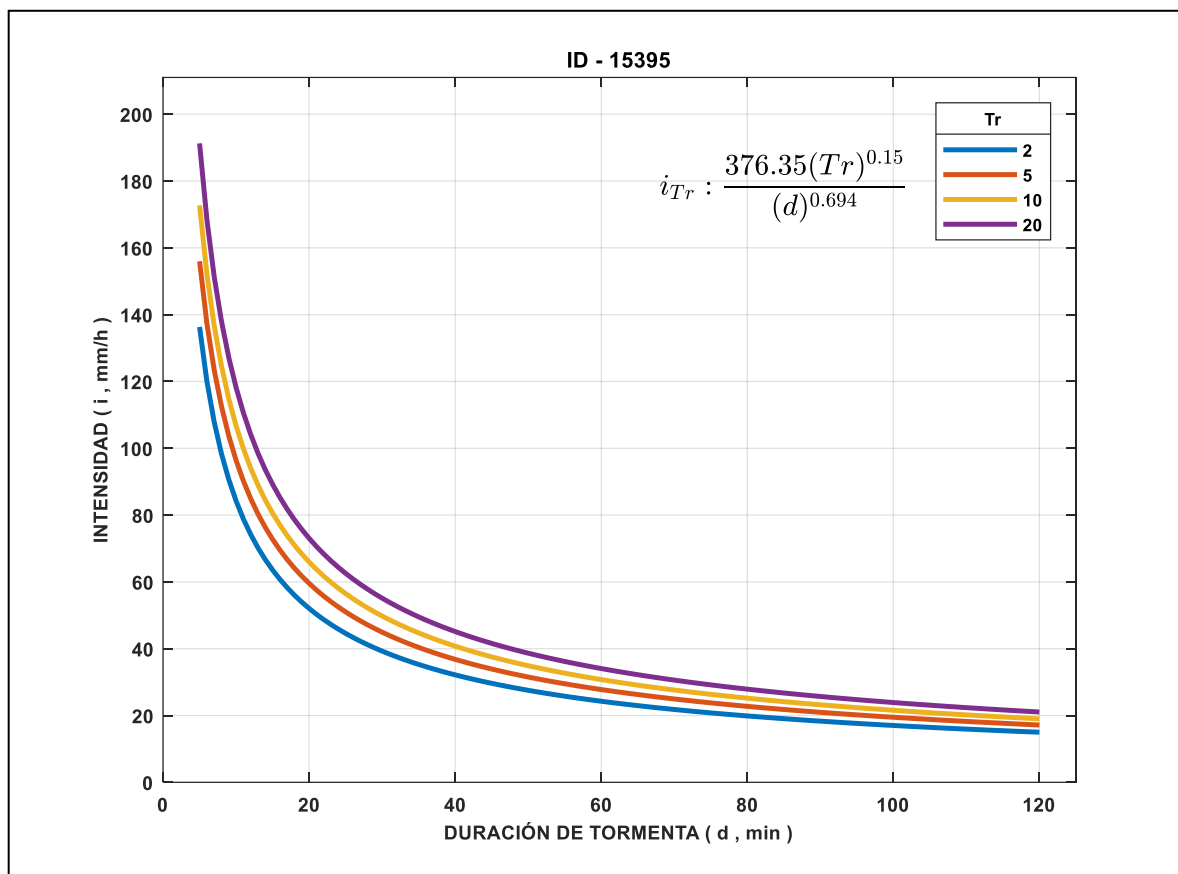


FIGURA A.1-B.6 CURVAS IDTR CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15395, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.60.

Estación ID-15229 Loma Alta

TABLA A.1-B.10 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15229 "LOMA ALTA"

<i>Estación</i>	15062
<i>Nombre</i>	Nevado de Toluca
<i>Estado</i>	México
<i>Municipio</i>	Zinacantepec
<i>Situación</i>	Operando
<i>Organismo</i>	CONAGUA-DGE
<i>Latitud</i>	019.119°
<i>Longitud</i>	-099.781°
<i>Altitud</i>	4,283 msnm

TABLA A.1-B.11 SERIE DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS ESTACIÓN ID-15229

<i>Estación – 15229</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
1978	23.30	2004	21.00
1979	40.00	2005	36.00
1980	22.50	2006	40.00
1981	36.00	2008	60.00
1982	43.00	2010	25.00
1983	29.00	2011	12.00
1984	30.00	2012	12.00
1985	25.00	2013	63.00
1986	47.00	2014	40.00
2000	31.00	2015	40.00

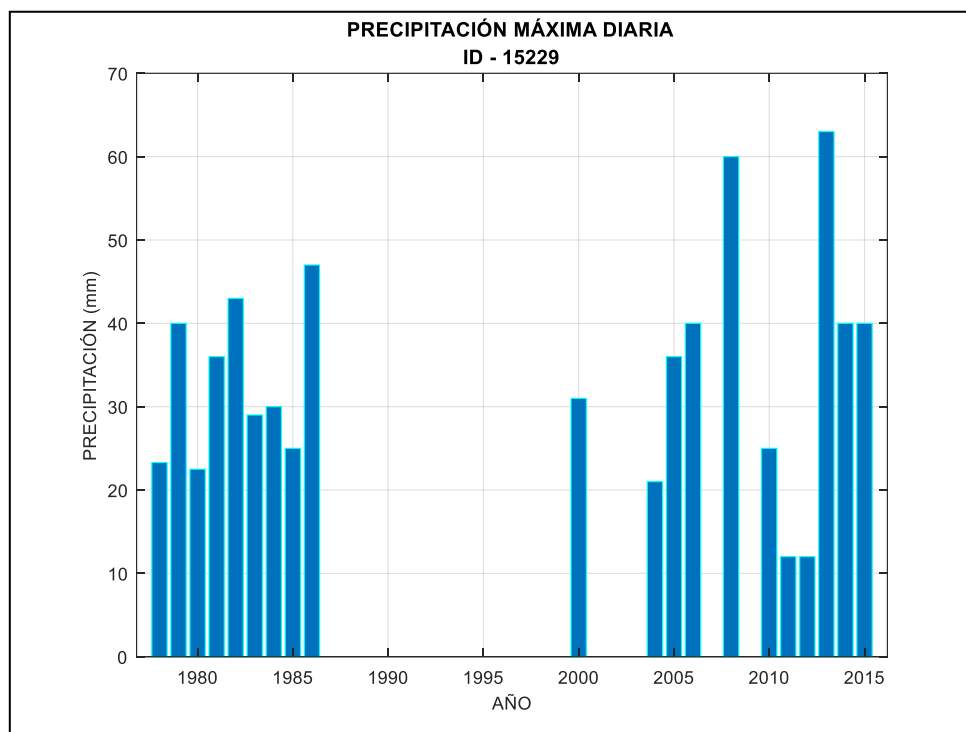


FIGURA A.1-B.7 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15229

TABLA A.1-B.12 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15229

Estadística	Valor
Núm. de datos	20
Precipitación mínima (mm/día)	12.00
Precipitación máxima (mm/día)	63.00
Precipitación media (mm/día)	33.79
Desviación estándar	13.60

TABLA A.1-B.13 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15229

Función de distribución	Gumbel
Eficiencia de ajuste	0.95
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov - Smirnof
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	27.43
Parámetro de forma	11.60

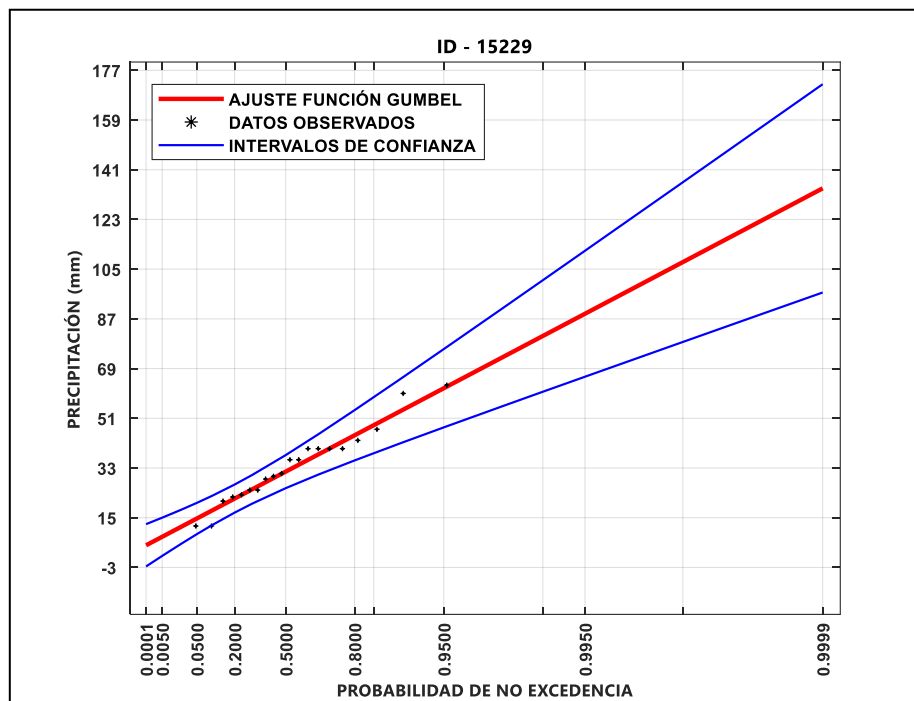


FIGURA A.1-B.8 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15229

TABLA A.1-B.14 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15229

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
1.01	0.005	8.08	15.01	1.15
1.02	0.02	11.61	17.80	5.42
1.05	0.05	14.70	20.37	9.04
1.10	0.09	17.33	22.66	11.99
1.11	0.10	17.76	23.05	12.46
1.25	0.20	21.91	26.99	16.83
1.43	0.30	25.28	30.46	20.09
2.00	0.50	31.68	37.67	25.69
3.00	0.67	37.90	45.20	30.60
5.00	0.80	44.83	53.93	35.73
10.00	0.90	53.53	65.15	41.91
20.00	0.95	61.88	76.06	47.70
50.00	0.98	72.69	90.28	55.10
100.00	0.99	80.79	100.97	60.60
200.00	0.995	88.86	111.66	66.05

TABLA A.1-B.14 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15229 (CONTINUACIÓN)

Tr	$P(x)$	$P(24)$	Xs	Xi
1000.00	0.999	107.55	136.46	78.64
2000.00	0.9995	115.59	147.14	84.04
10000.00	0.9999	144.02	212.42	97.65

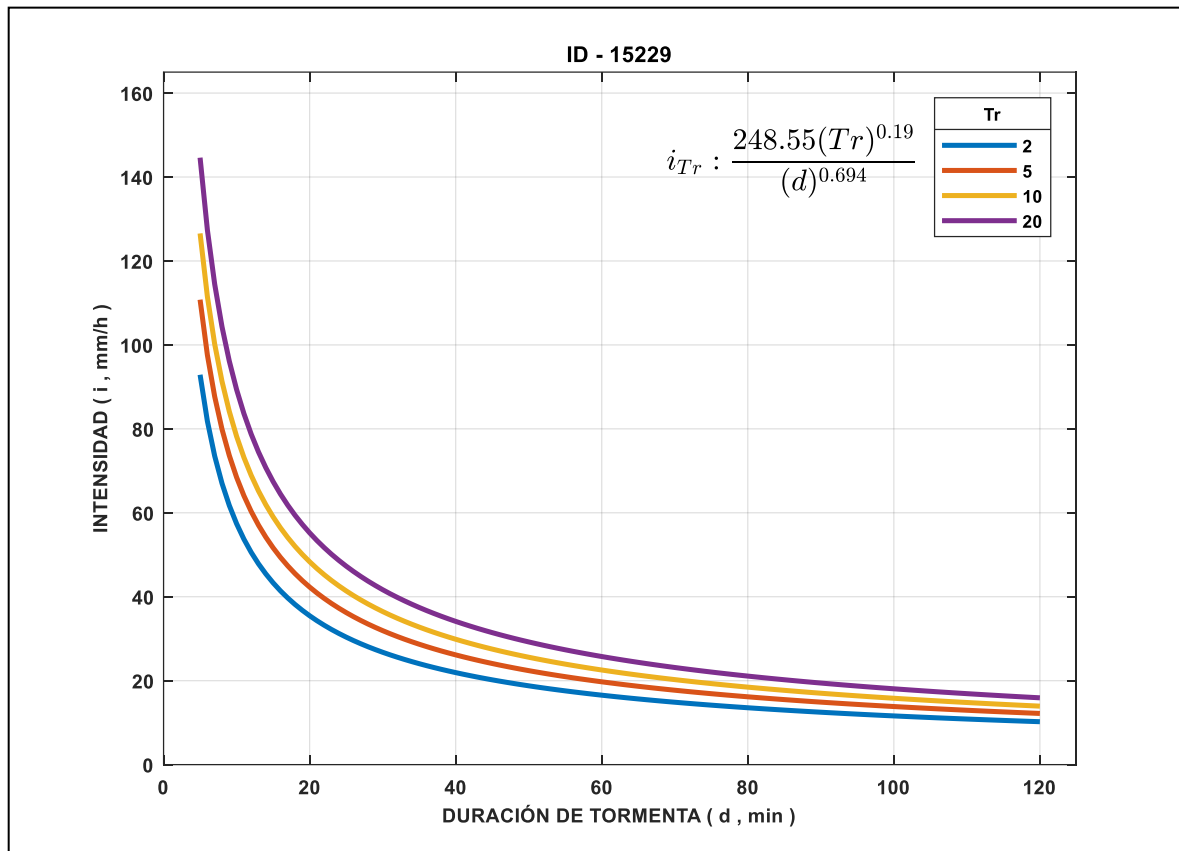


FIGURA A.1-B.9 CURVAS IDTr CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15229, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.60.

Estación ID-15293 San Juan de las Huertas

TABLA A.1-B.15 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15293 “NEVADO DE TOLUCA”

<i>Estación</i>	<i>15062</i>
<i>Nombre</i>	<i>Nevado de Toluca</i>
<i>Estado</i>	<i>México</i>
<i>Municipio</i>	<i>Zinacantepec</i>
<i>Situación</i>	<i>Operando</i>
<i>Organismo</i>	<i>CONAGUA-DGE</i>
<i>Latitud</i>	<i>019.119°</i>
<i>Longitud</i>	<i>-099.781°</i>
<i>Altitud</i>	<i>4,283 msnm</i>

TABLA A.1-B.16 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15293

<i>Estación – 15293</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
<i>1982</i>	<i>42.00</i>	<i>2000</i>	<i>55.20</i>
<i>1983</i>	<i>46.20</i>	<i>2001</i>	<i>38.00</i>
<i>1984</i>	<i>42.10</i>	<i>2002</i>	<i>26.00</i>
<i>1985</i>	<i>55.10</i>	<i>2003</i>	<i>21.00</i>
<i>1986</i>	<i>30.30</i>	<i>2004</i>	<i>25.00</i>
<i>1987</i>	<i>42.20</i>	<i>2005</i>	<i>26.50</i>
<i>1988</i>	<i>20.90</i>	<i>2006</i>	<i>57.30</i>
<i>1989</i>	<i>12.20</i>	<i>2008</i>	<i>40.00</i>
<i>1990</i>	<i>11.20</i>	<i>2009</i>	<i>26.40</i>
<i>1991</i>	<i>20.50</i>	<i>2010</i>	<i>32.10</i>
<i>1992</i>	<i>34.00</i>	<i>2011</i>	<i>18.80</i>
<i>1993</i>	<i>54.10</i>	<i>2012</i>	<i>19.90</i>
<i>1994</i>	<i>35.40</i>	<i>2013</i>	<i>56.20</i>
<i>1995</i>	<i>46.60</i>	<i>2014</i>	<i>26.90</i>
<i>1996</i>	<i>40.30</i>	<i>2015</i>	<i>22.90</i>
<i>1997</i>	<i>52.50</i>	<i>2016</i>	<i>31.90</i>
<i>1998</i>	<i>60.20</i>	<i>2017.00</i>	<i>56.90</i>
<i>1999</i>	<i>51.30</i>		

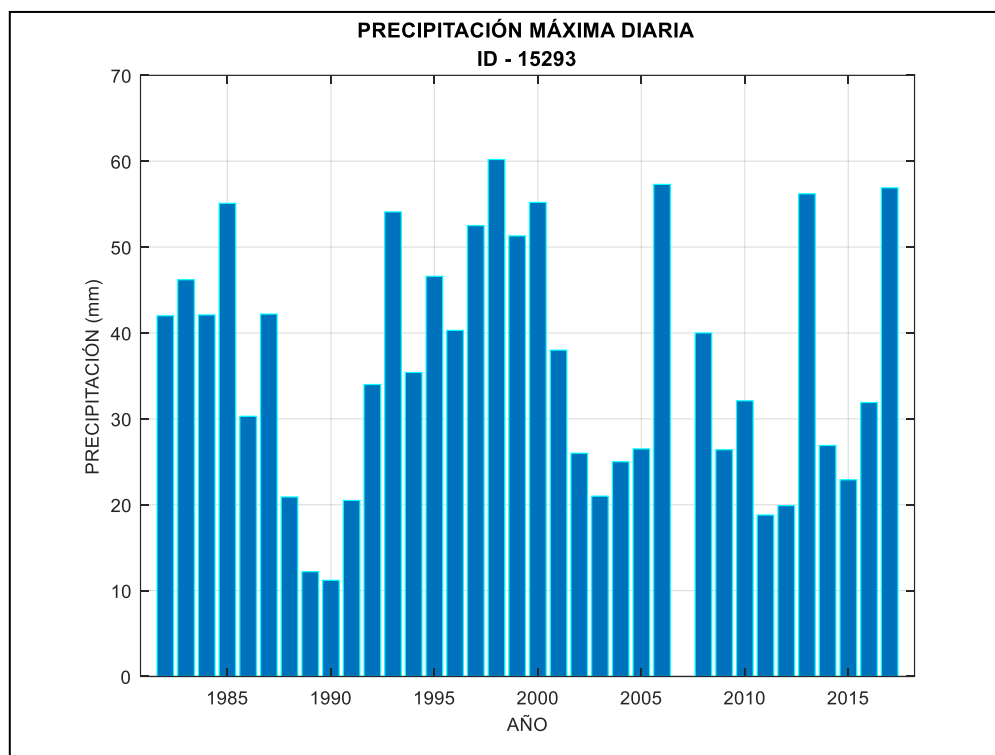


FIGURA A.1-B.10 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15293

TABLA A.1-B.17 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15293

Estadística	Valor
Núm. de datos	35
Precipitación mínima (mm/día)	11.20
Precipitación máxima (mm/día)	60.20
Precipitación media (mm/día)	36.52
Desviación estándar	14.31

TABLA A.1-B.18 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15293

Función de distribución	Gamma
Eficiencia de ajuste	0.95
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov - Smirnof
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	5.91
Parámetro de forma	6.18

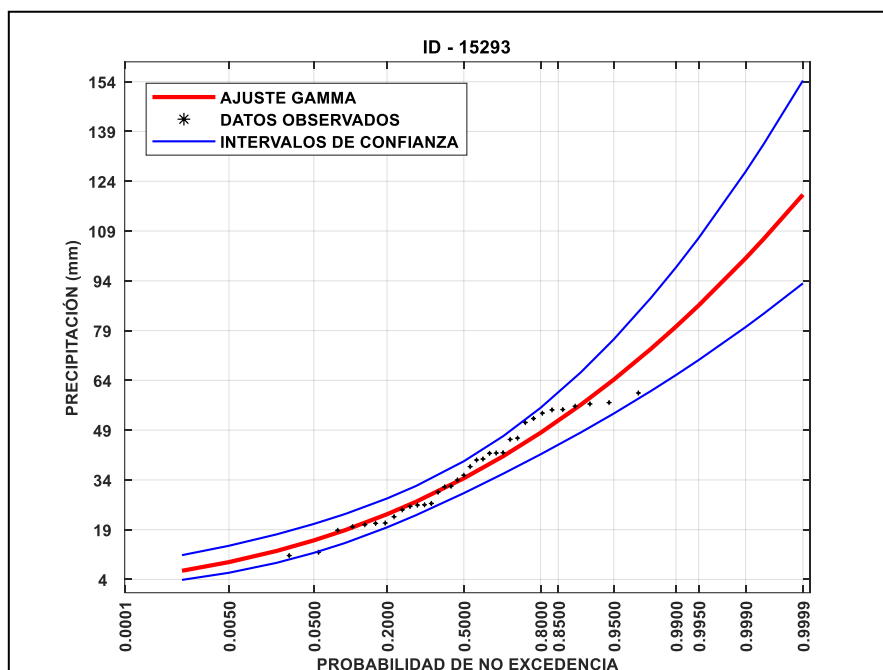


FIGURA A.1-B.11 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15293

TABLA A.1-B.19 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15293

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
1.00	0.001	6.62	11.32	3.87
1.01	0.005	9.22	14.14	6.00
1.02	0.02	12.58	17.58	9.00
1.05	0.05	15.77	20.72	12.00
1.10	0.09	18.60	23.47	14.74
1.11	0.10	19.06	23.92	15.19
1.25	0.20	23.66	28.41	19.70
1.43	0.30	27.41	32.16	23.37
2.00	0.50	34.48	39.62	30.01
3.00	0.67	41.12	47.16	35.85
5.00	0.80	48.20	55.71	41.70
10.00	0.90	56.61	66.38	48.28
20.00	0.95	64.22	76.37	54.00
50.00	0.98	73.53	88.91	60.82
100.00	0.99	80.19	98.03	65.59

TABLA A.1-B.19 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15293 (CONTINUACIÓN)

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
200.00	0.995	86.59	106.91	70.14
1000.00	0.999	100.79	126.88	80.06
2000.00	0.9995	106.67	135.27	84.13
10000.00	0.9999	119.96	154.35	93.23

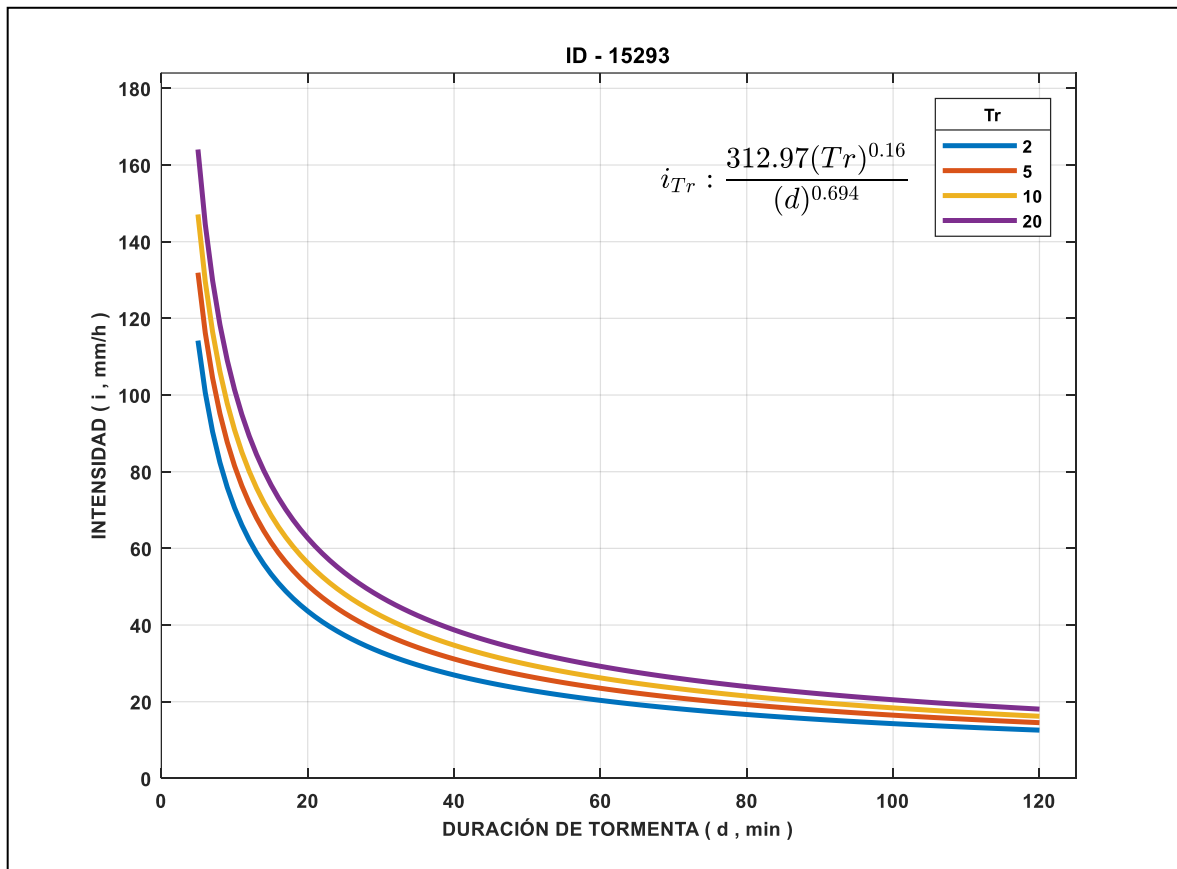


FIGURA A.1-B.12 CURVAS IDTR CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15293, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.61.

Estación ID-15211 San Mateo Oxtotitlán

TABLA A.1-B.20 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15211 “SAN MATEO OXTOTITLÁN”

<i>Estación</i>	15062
<i>Nombre</i>	Nevado de Toluca
<i>Estado</i>	México
<i>Municipio</i>	Zinacantepec
<i>Situación</i>	Operando
<i>Organismo</i>	CONAGUA-DGE
<i>Latitud</i>	019.119°
<i>Longitud</i>	-099.781°
<i>Altitud</i>	4,283 msnm

TABLA A.1-B.21 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15211

<i>Estación – 15211</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
1976	39.00	2001	32.00
1977	33.50	2002	45.00
1978	35.50	2003	40.50
1979	22.80	2005	48.50
1980	28.50	2006	44.00
1993	37.00	2007	29.00
1994	35.00	2010	30.50
1995	34.00	2011	21.80
1996	34.50	2012	33.50
1997	42.00	2013	43.10
1998	51.80	2014	20.90
1999	40.00	2015	40.90
2000	43.50		

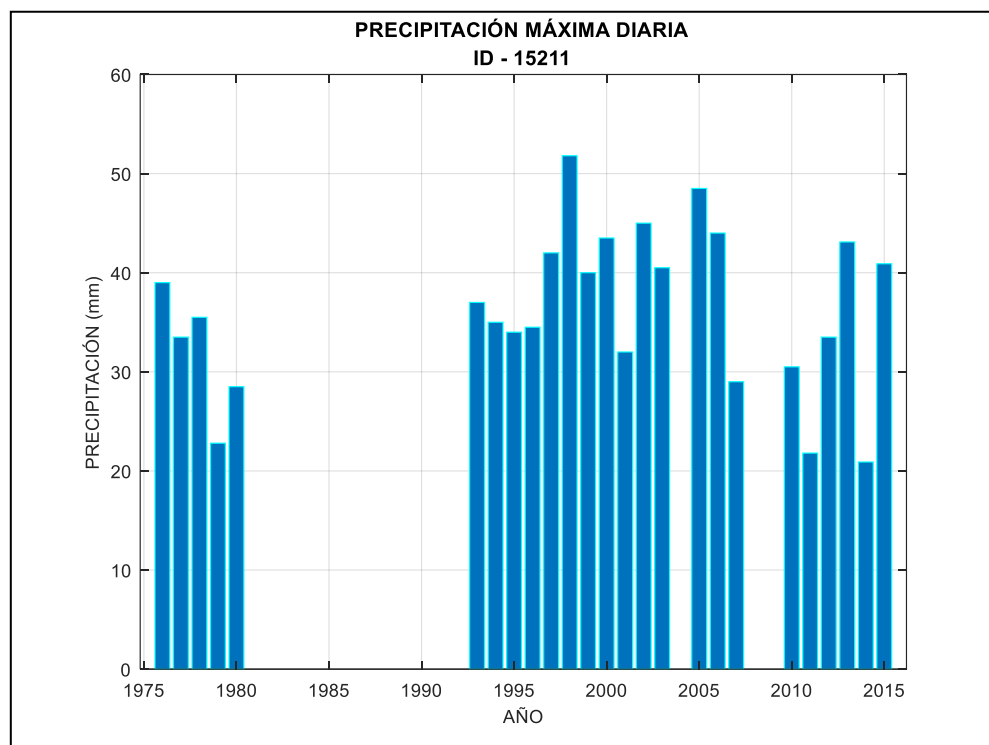


FIGURA A.1-B.13 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15211

TABLA A.1-B.22 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15211

Estadística	Valor
Núm. de datos	25
Precipitación mínima (mm/día)	20.90
Precipitación máxima (mm/día)	51.80
Precipitación media (mm/día)	36.27
Desviación estándar	8.00

TABLA A.1-B.23 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15211

Función de distribución	Gamma
Eficiencia de ajuste	0.99
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov - Smirnof
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	19.63
Parámetro de forma	1.85

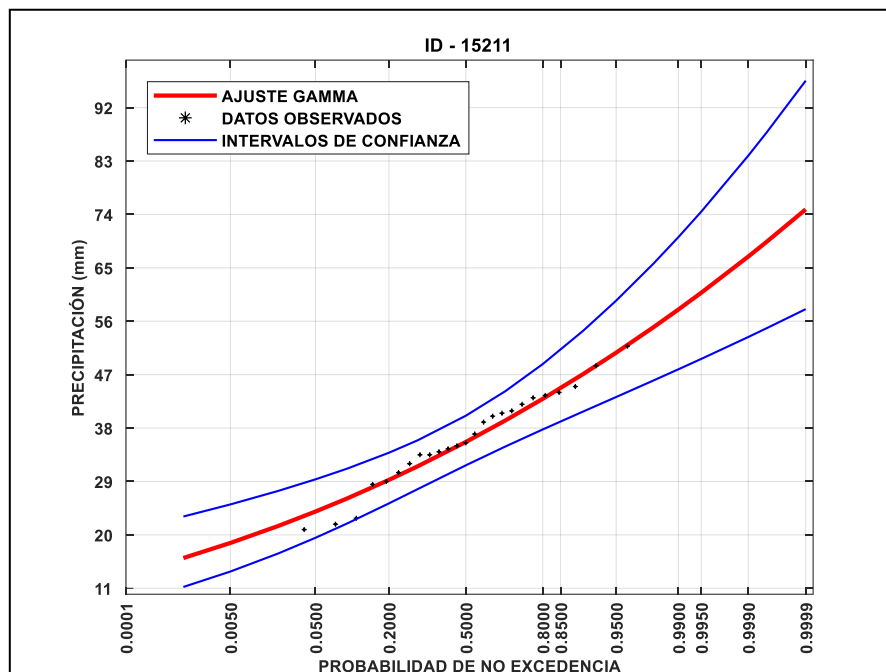


FIGURA A.1-B.14 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15211

TABLA A.1-B.24 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15211

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
1.00	0.001	16.10	21.19	12.24
1.01	0.005	18.63	23.39	14.84
1.02	0.02	21.50	25.86	17.87
1.05	0.05	23.93	27.96	20.49
1.10	0.09	25.94	29.70	22.65
1.11	0.10	26.25	29.98	22.99
1.25	0.20	29.26	32.69	26.20
1.43	0.30	31.58	34.85	28.60
2.00	0.50	35.66	38.98	32.62
3.00	0.67	39.26	42.97	35.88
5.00	0.80	42.92	47.31	38.94
10.00	0.90	47.08	52.53	42.20
20.00	0.95	50.70	57.24	44.91
50.00	0.98	54.99	62.98	48.02

TABLA A.1-B.24 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15211 (CONTINUACIÓN)

<i>Tr</i>	<i>P(x)</i>	<i>P (24)</i>	<i>Xs</i>	<i>Xi</i>
100.00	0.99	57.98	67.05	50.14
200.00	0.995	60.80	70.94	52.12
1000.00	0.999	66.90	79.47	56.31
2000.00	0.9995	69.37	82.98	57.99
10000.00	0.9999	74.85	90.83	61.68

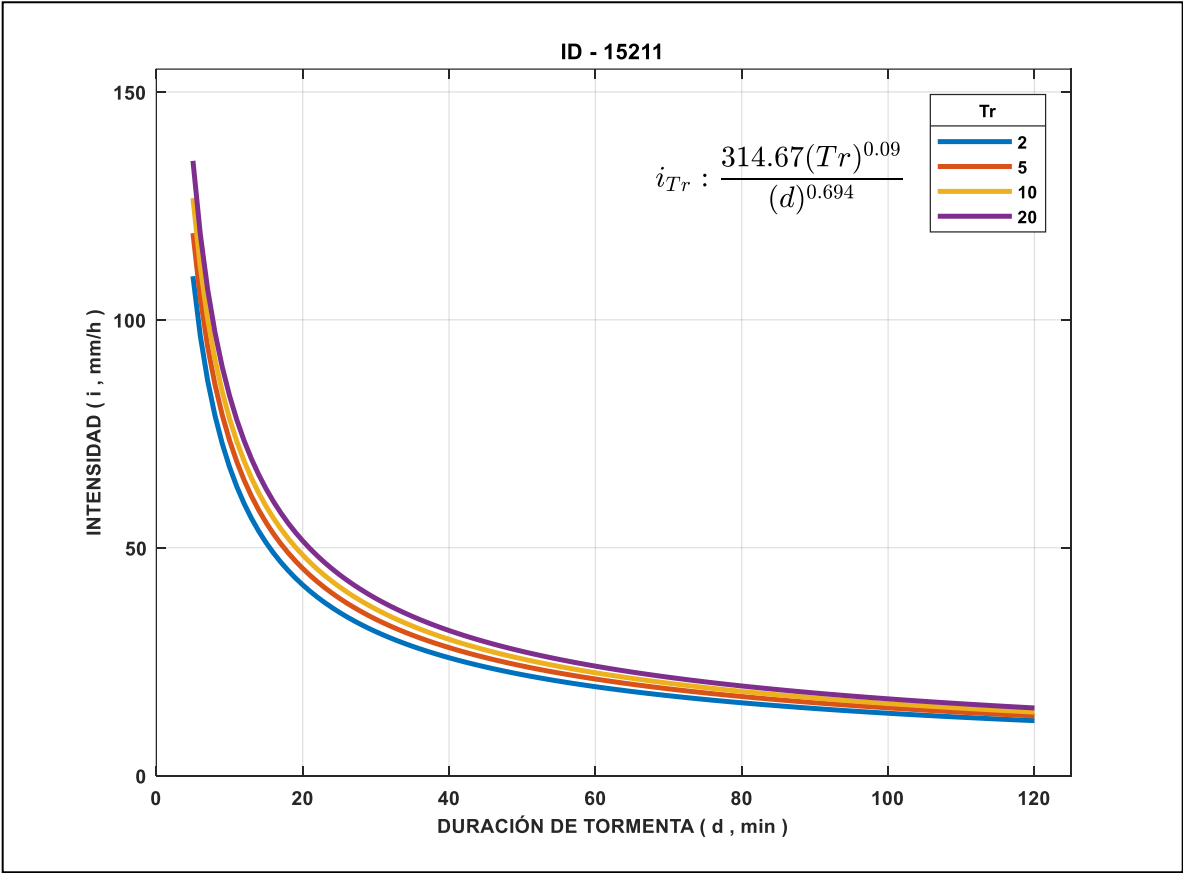


FIGURA A.1-B.15 CURVAS IDTr CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15211, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.60.

Estación ID-15367 Observatorio UAEM

TABLA A.1-B.25 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15367 "OBSERVATORIO UAEM"

<i>Estación</i>	15062
<i>Nombre</i>	<i>Nevado de Toluca</i>
<i>Estado</i>	<i>México</i>
<i>Municipio</i>	<i>Zinacantepec</i>
<i>Situación</i>	<i>Operando</i>
<i>Organismo</i>	<i>CONAGUA-DGE</i>
<i>Latitud</i>	019.119°
<i>Longitud</i>	-099.781°
<i>Altitud</i>	4,283 msnm

TABLA A.1-B.26 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15367

<i>Estación – 15367</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
1993	43.60	2006	39.30
1994	62.30	2007	35.70
1995	44.50	2008	42.00
1996	32.30	2009	39.80
1997	42.90	2010	48.70
1998	48.00	2011	50.60
1999	29.00	2012	77.60
2000	36.40	2013	103.00
2001	42.20	2014	33.10
2002	56.60	2015	42.40
2003	60.40	2016	41.40
2004	65.00	2017	50.90
2005	68.00		

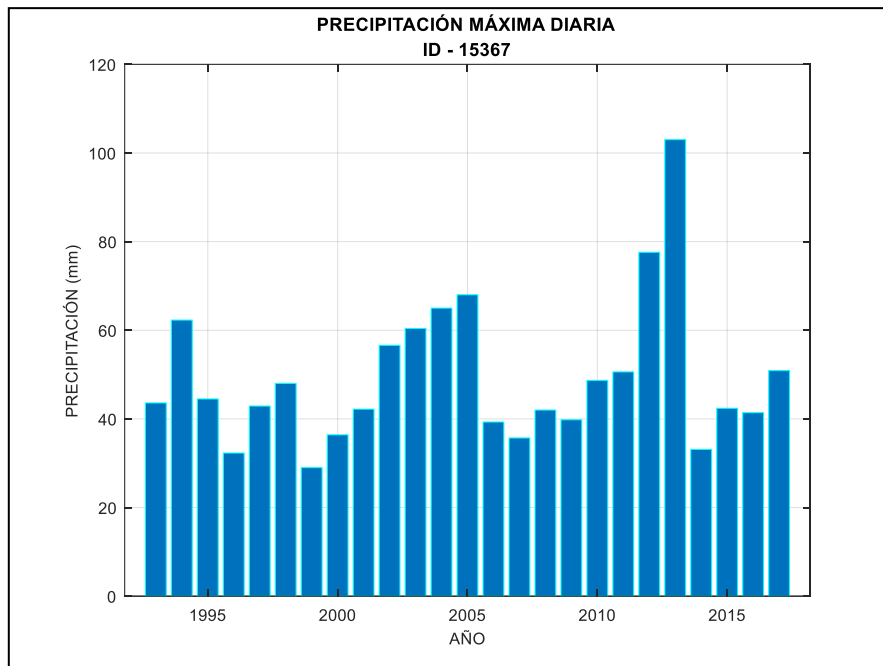


FIGURA A.1-B.16 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15367

TABLA A.1-B.27 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15367

Estadística	Valor
Núm. De datos	25
Precipitación mínima (mm/día)	29.00
Precipitación máxima (mm/día)	103.00
Precipitación media (mm/día)	49.43
Desviación estándar	16.39

TABLA A.1-B.28 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15367

Función de distribución	Log Normal
Eficiencia de ajuste	0.99
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov – Smirnof
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	3.86
Parámetro de forma	0.29

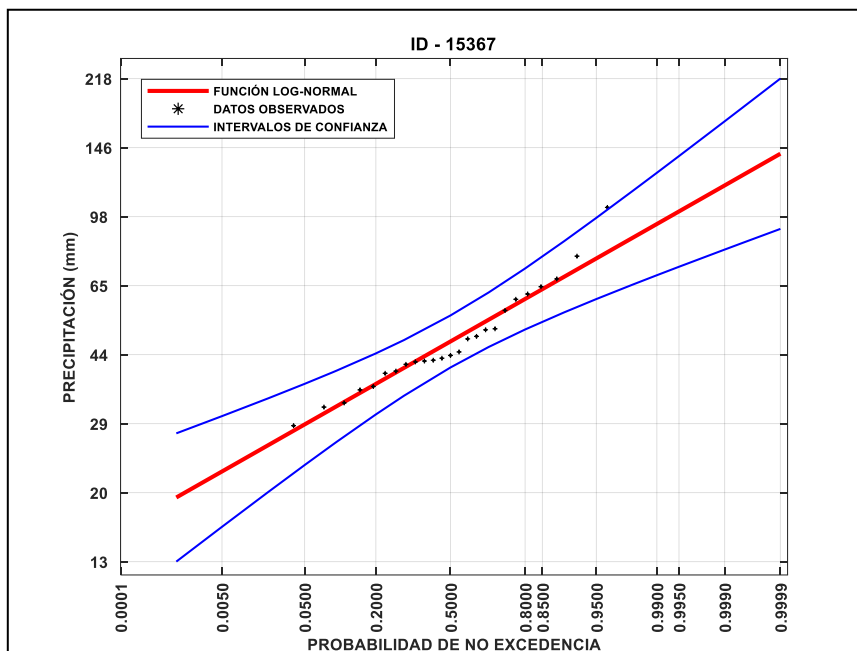


FIGURA A.1-B.17 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15367

TABLA A.1-B.29 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15367

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
1.00	0.001	19.11	25.37	14.39
1.01	0.005	22.21	28.37	17.39
1.02	0.02	25.89	31.85	21.05
1.05	0.05	29.19	34.93	24.39
1.10	0.09	32.02	37.58	27.28
1.11	0.10	32.48	38.01	27.75
1.25	0.20	36.95	42.28	32.29
1.43	0.30	40.55	45.86	35.85
2.00	0.50	47.29	53.05	42.15
3.00	0.67	53.65	60.52	47.56
5.00	0.80	60.52	69.26	52.89
10.00	0.90	68.86	80.59	58.83
20.00	0.95	76.60	91.66	64.01
50.00	0.98	86.35	106.21	70.21
100.00	0.99	93.54	117.30	74.59

TABLA A.1-B.29 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15367 (CONTINUACIÓN)

Tr	$P(x)$	$P(24)$	Xs	Xi
200.00	0.995	100.64	128.52	78.80
1000.00	0.999	117.02	155.36	88.14
2000.00	0.9995	124.10	167.32	92.04
10000.00	0.9999	140.71	196.17	100.93

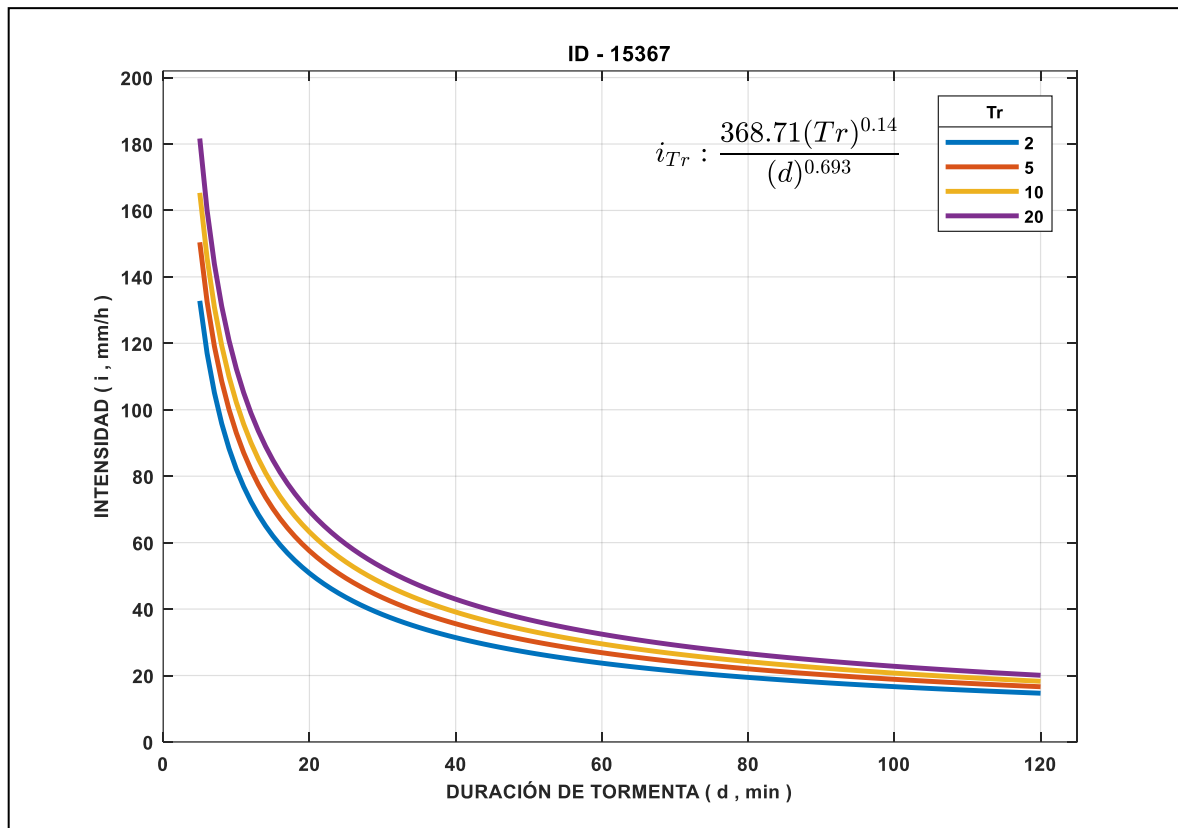


FIGURA A.1-B.18 CURVAS IDTR CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15367, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.58.

Estación ID-15203 Calixtlahuaca

TABLA A.1-B.30 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15203 "CALIXTLAHUACA"

<i>Estación</i>	15062
<i>Nombre</i>	Nevado de Toluca
<i>Estado</i>	México
<i>Municipio</i>	Zinacantepec
<i>Situación</i>	Operando
<i>Organismo</i>	CONAGUA-DGE
<i>Latitud</i>	019.119°
<i>Longitud</i>	-099.781°
<i>Altitud</i>	4,283 msnm

TABLA A.1-B.31 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15203

<i>Estación – 15030</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
1976	33.50	1996	36.50
1977	33.50	1997	47.00
1978	50.00	1998	46.00
1979	41.50	1999	35.40
1980	62.50	2000	34.00
1981	60.50	2001	33.50
1982	32.20	2002	35.00
1983	28.80	2003	56.30
1984	32.20	2004	43.50
1985	30.00	2005	38.50
1986	29.50	2006	45.60
1987	42.70	2007	27.50
1988	35.60	2008	34.00
1989	33.30	2009	49.80
1990	30.80	2010	46.00
1991	28.80	2011	35.70
1992	36.00	2012	47.50
1993	32.40	2013	22.80
1994	47.00	2014	34.50
1995	30.70		

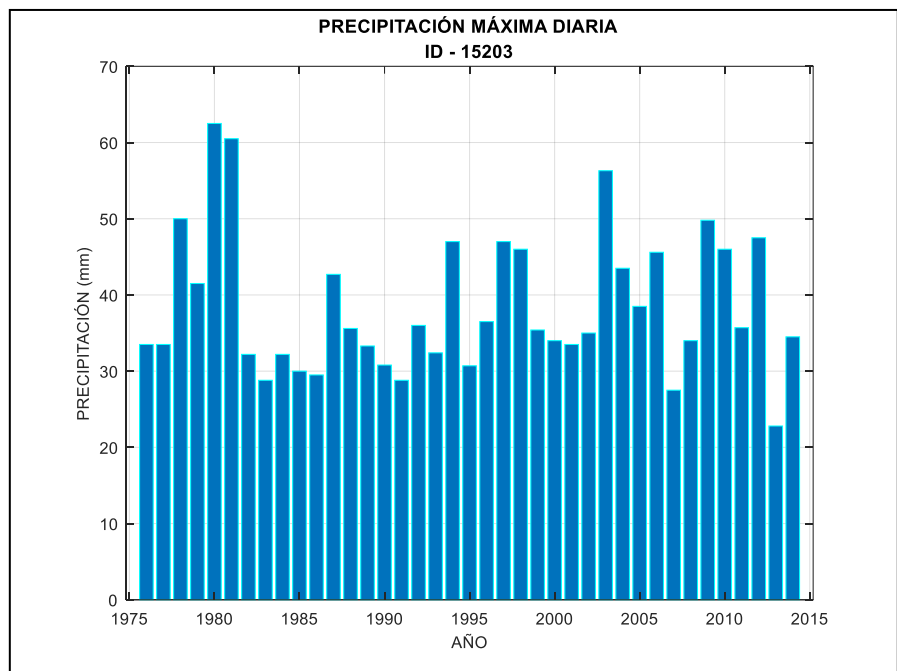


FIGURA A.1-B.19 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15203

TABLA A.1-B.32 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15203

Estadística	Valor
Núm. de datos	39
Precipitación mínima (mm/día)	22.80
Precipitación máxima (mm/día)	62.50
Precipitación media (mm/día)	38.48
Desviación estándar	9.22

TABLA A.1-B.33 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15203

Función de distribución	Gumbel
Eficiencia de ajuste	0.95
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov - Smirnof
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	34.35
Parámetro de forma	6.99

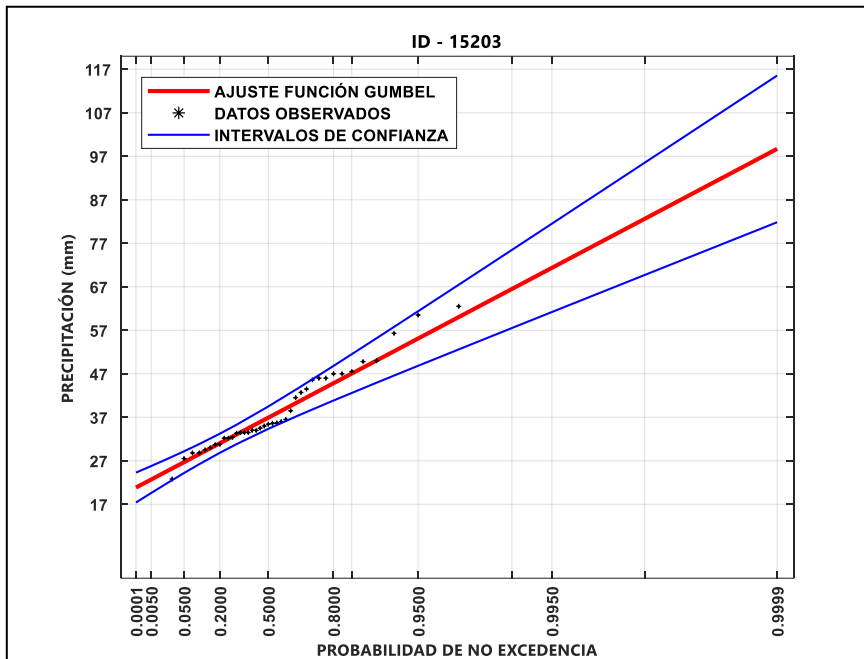


FIGURA A.1-B.20 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15203

TABLA A.1-B.34 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15203

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
1.00	0.001	20.85	24.28	17.41
1.01	0.005	22.69	25.79	19.60
1.02	0.02	24.82	27.57	22.07
1.05	0.05	26.68	29.18	24.18
1.10	0.09	28.27	30.60	25.93
1.11	0.10	28.52	30.84	26.21
1.25	0.20	31.02	33.22	28.83
1.43	0.30	33.05	35.28	30.83
2.00	0.50	36.91	39.48	34.34
3.00	0.67	40.66	43.82	37.49
5.00	0.80	44.83	48.81	40.85
10.00	0.90	50.07	55.19	44.96
20.00	0.95	55.10	61.37	48.83

TABLA A.1-B.34 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15203 (CONTINUACIÓN)

Tr	$P(x)$	$P(24)$	Xs	Xi
50.00	0.98	61.61	69.42	53.80
100.00	0.99	66.49	75.47	57.51
200.00	0.995	71.35	81.50	61.19
1000.00	0.999	82.61	95.51	69.70
2000.00	0.9995	87.45	101.55	73.36
10000.00	0.9999	98.70	115.56	81.84

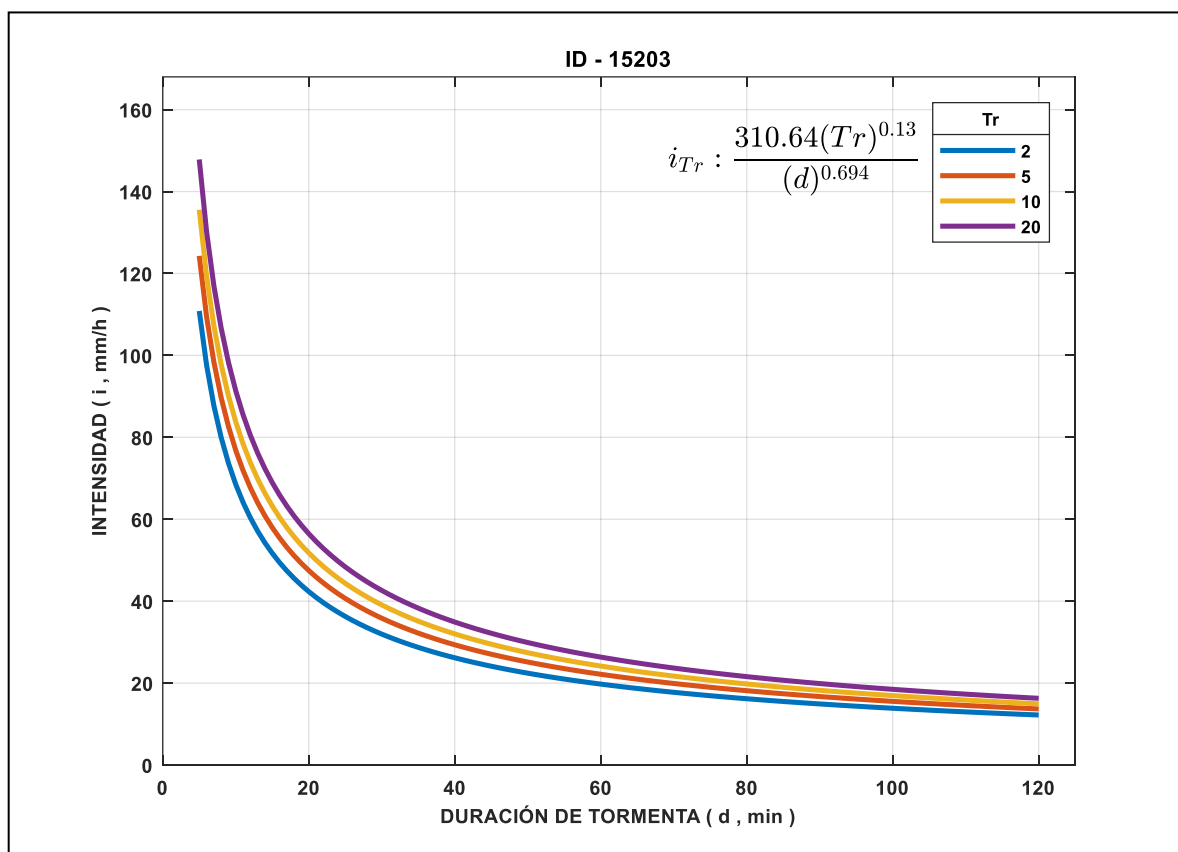


FIGURA A.1-B.21 CURVAS IDTr CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15203, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD $R=0.61$.

Estación ID-15030 Hacienda de la Y

TABLA A.1-B.35 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15030 "HACIENDA DE LA Y"

<i>Estación</i>	15062
<i>Nombre</i>	Nevado de Toluca
<i>Estado</i>	México
<i>Municipio</i>	Zinacantepec
<i>Situación</i>	Operando
<i>Organismo</i>	CONAGUA-DGE
<i>Latitud</i>	019.119°
<i>Longitud</i>	-099.781°
<i>Altitud</i>	4,283 msnm

TABLA A.1-B.36 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15030

<i>Estación – 15030</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
1961	75.70	1985	33.70
1962	62.60	1986	80.00
1963	46.50	1991	72.00
1964	31.60	1992	36.50
1965	46.20	1995	54.50
1966	36.20	1996	32.50
1967	65.80	1997	45.00
1968	53.70	1998	41.50
1969	47.40	1999	42.00
1970	36.20	2000	41.00
1971	35.10	2001	70.00
1972	35.50	2002	40.00
1973	39.90	2003	57.50
1974	44.50	2004	46.00
1975	72.80	2005	27.00
1976	42.20	2006	60.00
1977	37.10	2010	55.00
1978	33.50	2011	80.00

TABLA A.1-B.36 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15030(CONTINUACIÓN)

Estación – 15030			
Año	P24 (mm)	Año	P24 (mm)
1979	47.20	2012	64.00
1980	37.20	2013	47.00
1981	28.20	2014	41.00
1982	33.20	2015	73.00
1983	32.60	2016	58.00
1984	33.20		

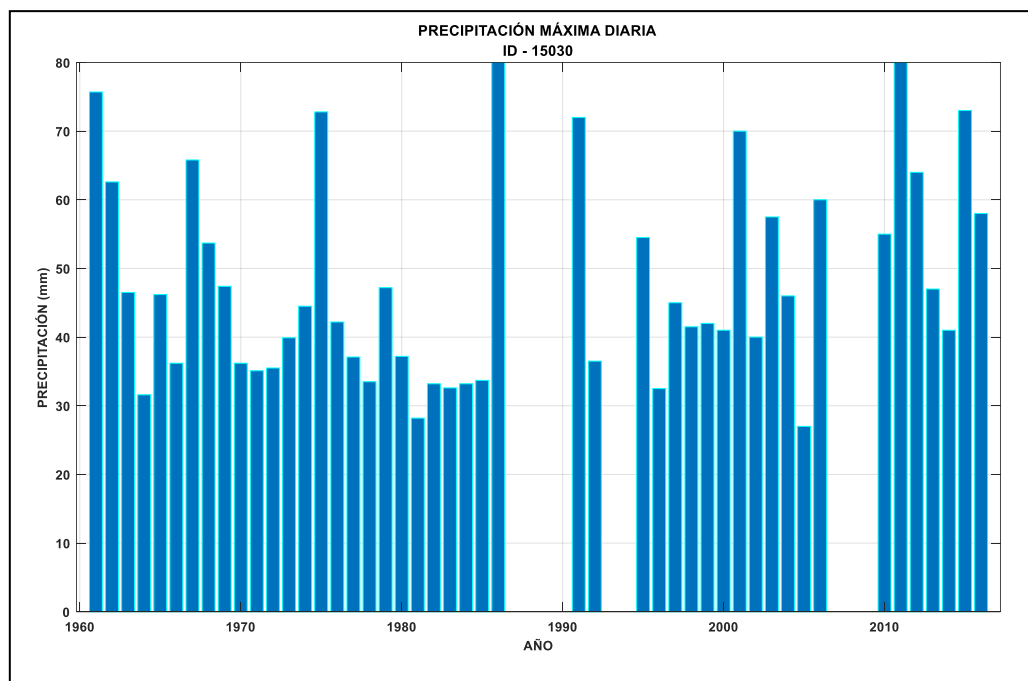


FIGURA A.1-B.22PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15030

TABLA A.1-B.37 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15030

Estadística	Valor
Núm. de datos	47
Precipitación mínima (mm/día)	27.00
Precipitación máxima (mm/día)	80.00
Precipitación media (mm/día)	47.90
Desviación estándar	14.84

TABLA A.1-B.38 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15030

Función de distribución	Log Normal
Eficiencia de ajuste	0.95
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov - Smirnof
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	3.82
Parámetro de forma	0.30

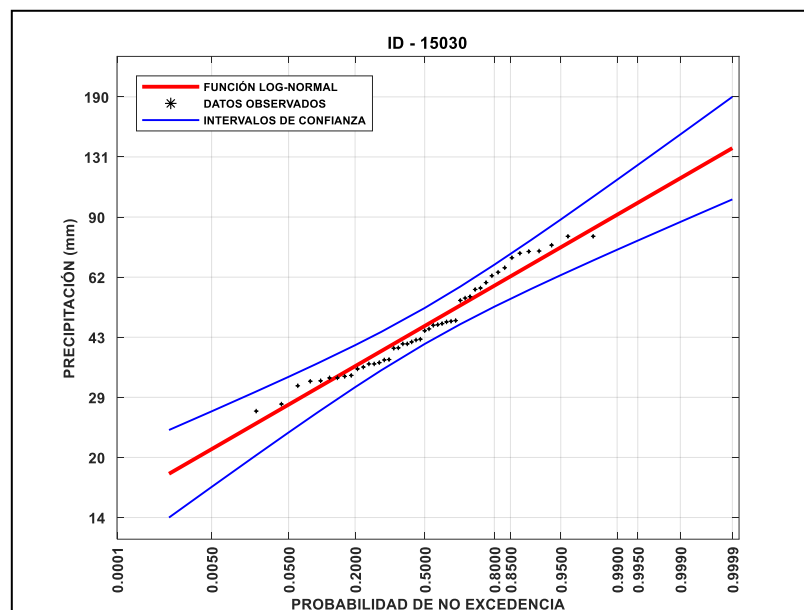


FIGURA A.1-B.23 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15030

TABLA A.1-B.39 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15030

Tr	P(x)	P (24)	Xs	Xi
1.00	0.001	18.29	22.50	14.87
1.01	0.005	21.30	25.48	17.82
1.02	0.02	24.89	28.96	21.39
1.05	0.05	28.11	32.06	24.64
1.10	0.09	30.86	34.71	27.44
1.11	0.10	31.31	35.15	27.90
1.25	0.20	35.69	39.41	32.31
1.43	0.30	39.21	42.94	35.81

TABLA A.1-B.39 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15030(CONTINUACIÓN)

Tr	P(x)	P (24)	Xs	Xi
2.00	0.50	45.83	49.89	42.09
3.00	0.67	52.08	56.93	47.65
5.00	0.80	58.85	64.99	53.28
10.00	0.90	67.06	75.27	59.75
20.00	0.95	74.71	85.21	65.50
50.00	0.98	84.36	98.16	72.51
100.00	0.99	91.48	107.94	77.53
200.00	0.995	98.52	117.80	82.39
1000.00	0.999	114.79	141.18	93.33
2000.00	0.9995	121.83	151.52	97.95
10000.00	0.9999	138.37	176.33	108.58

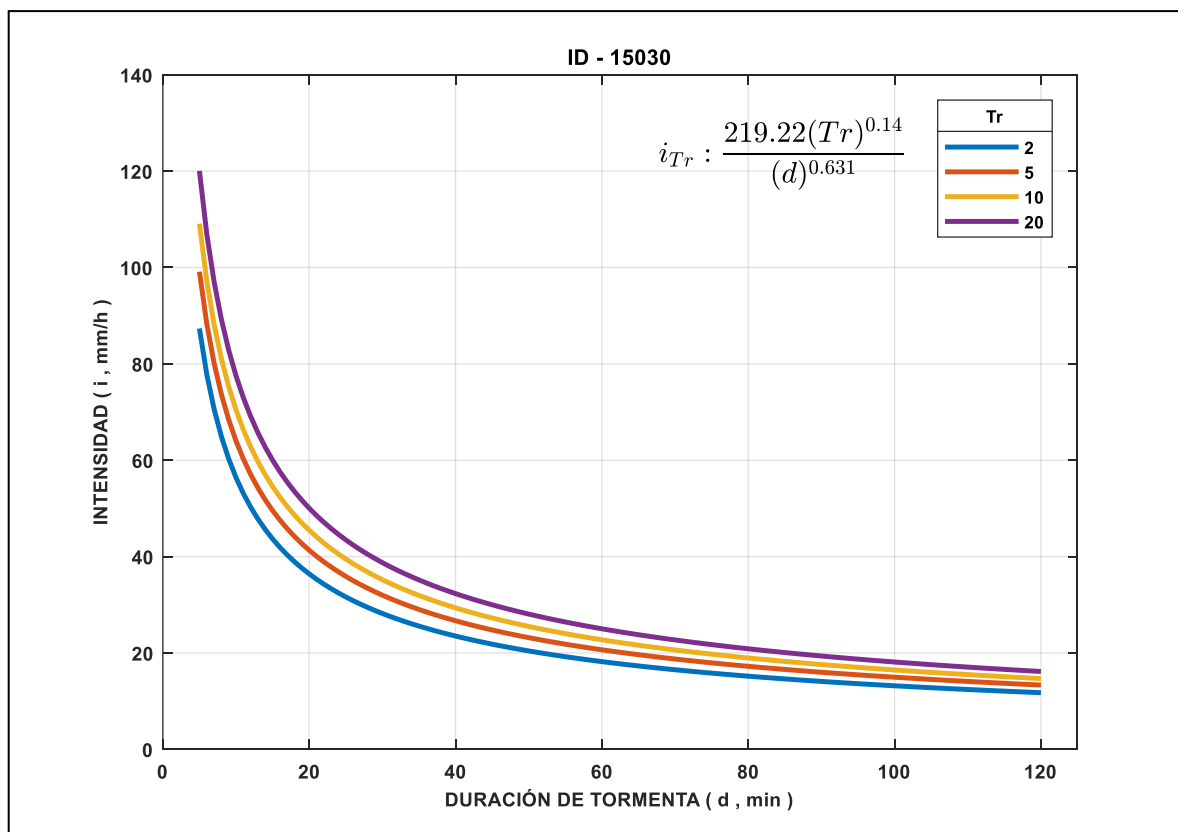


FIGURA A.1-B.24 CURVAS IDTr CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15030, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.41.

Estación ID-15201 Trojes

TABLA A.1-B.40 INFORMACIÓN BÁSICA ESTACIÓN ID-15201 "TROJES"

<i>Estación</i>	15062
<i>Nombre</i>	<i>Nevado de Toluca</i>
<i>Estado</i>	<i>México</i>
<i>Municipio</i>	<i>Zinacantepec</i>
<i>Situación</i>	<i>Operando</i>
<i>Organismo</i>	<i>CONAGUA-DGE</i>
<i>Latitud</i>	019.119°
<i>Longitud</i>	-099.781°
<i>Altitud</i>	4,283 msnm

TABLA A.1-B.41 SERIE DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15201

<i>Estación – 15201</i>			
<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>	<i>Año</i>	<i>P24 (mm)</i>
1975	49.00	1996	48.00
1976	44.30	1997	30.30
1977	26.80	1998	43.60
1978	42.70	1999	37.00
1979	41.60	2000	67.70
1980	43.50	2001	31.00
1981	61.70	2002	42.90
1982	40.60	2003	42.60
1983	44.20	2004	66.10
1984	29.70	2005	27.70
1985	26.00	2006	71.40
1986	46.50	2007	43.70
1987	41.00	2008	45.50
1988	40.50	2009	43.20
1989	35.00	2010	55.80
1990	29.50	2011	68.70
1991	48.50	2012	36.20
1992	92.00	2013	44.20
1994	33.00	2014	41.40
1995	71.50		

FIGURA A.1-B.25 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ESTACIÓN ID-15201

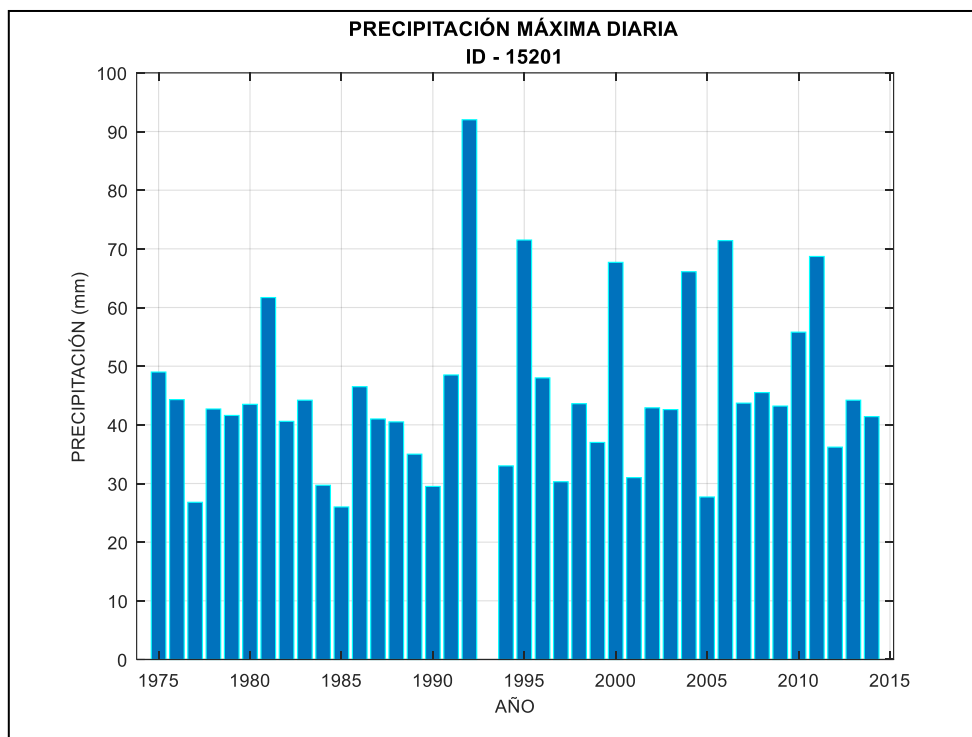


TABLA A.1-B.42 ESTADÍSTICAS BÁSICAS DE LA MUESTRA ESTACIÓN ID-15201

Estadística	Valor
Núm. de datos	39
Precipitación mínima (mm/día)	26.00
Precipitación máxima (mm/día)	92.00
Precipitación media (mm/día)	45.50
Desviación estándar	14.44

TABLA A.1-B.43 DATOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15201

Función de distribución	Log Normal
Eficiencia de ajuste	0.95
prueba de bondad de ajuste	Test de Kolmogorov - Smirnov
Nivel de confianza	0.95
Parámetro de escala	3.77
Parámetro de forma	0.30

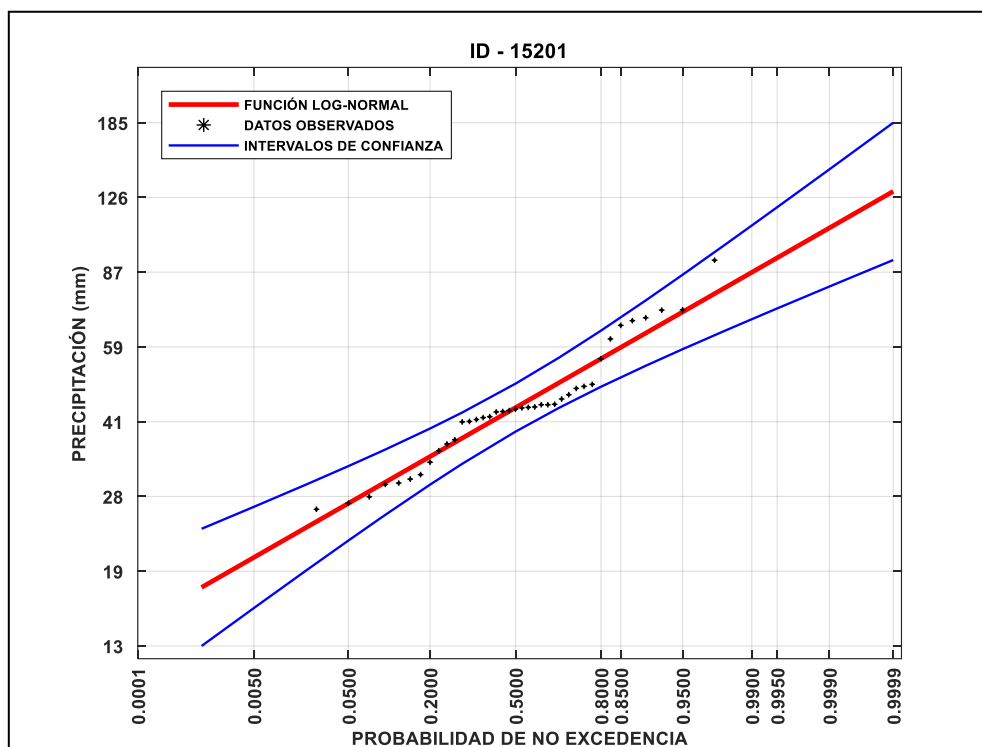


FIGURA A.1-B.26 GRAFICO DEL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD OBTENIDO PARA LA ESTACIÓN ID-15201

TABLA A.1-B.44 DATOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE PROBABILIDAD PARA LA ESTACIÓN ID-15201

Tr	$P(x)$	$P(24)$	X_s	X_i
1.00	0.001	17.50	21.94	13.95
1.01	0.005	20.35	24.75	16.74
1.02	0.02	23.75	28.03	20.13
1.05	0.05	26.80	30.94	23.21
1.10	0.09	29.41	33.44	25.87
1.11	0.10	29.83	33.84	26.30
1.25	0.20	33.97	37.85	30.48
1.43	0.30	37.30	41.18	33.79
2.00	0.50	43.54	47.77	39.69
3.00	0.67	49.44	54.48	44.87
5.00	0.80	55.82	62.20	50.09
10.00	0.90	63.55	72.09	56.02
20.00	0.95	70.74	81.67	61.28
50.00	0.98	79.81	94.18	67.64
100.00	0.99	86.50	103.64	72.19
200.00	0.995	93.10	113.19	76.58
1000.00	0.999	108.36	135.86	86.43
2000.00	0.9995	114.96	145.91	90.57
10000.00	0.9999	130.45	170.04	100.08

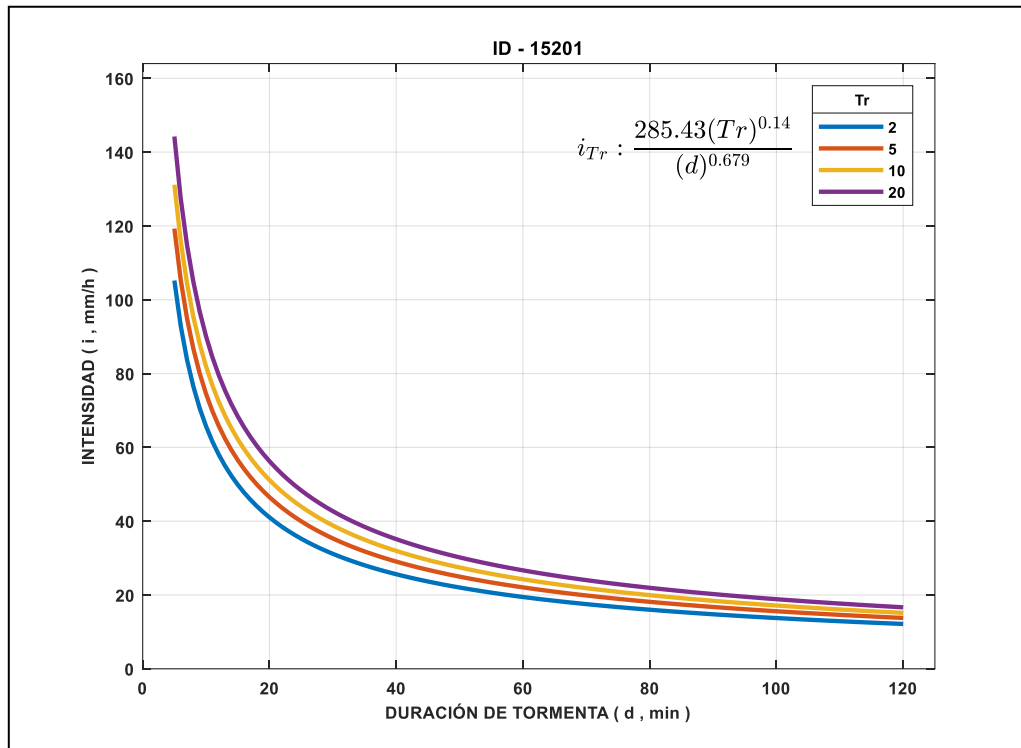


FIGURA A.1-B.27 CURVAS IDTr CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-15201, OBTENIDAS CON UN FACTOR DE CONVECTIVIDAD R=0.52.

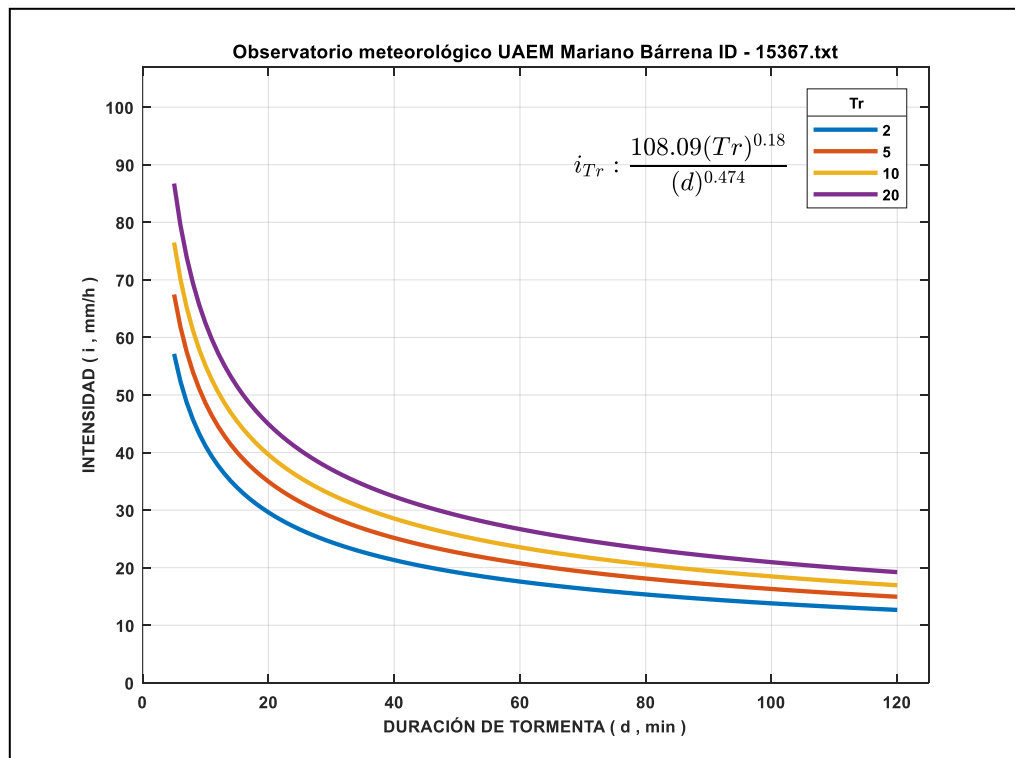
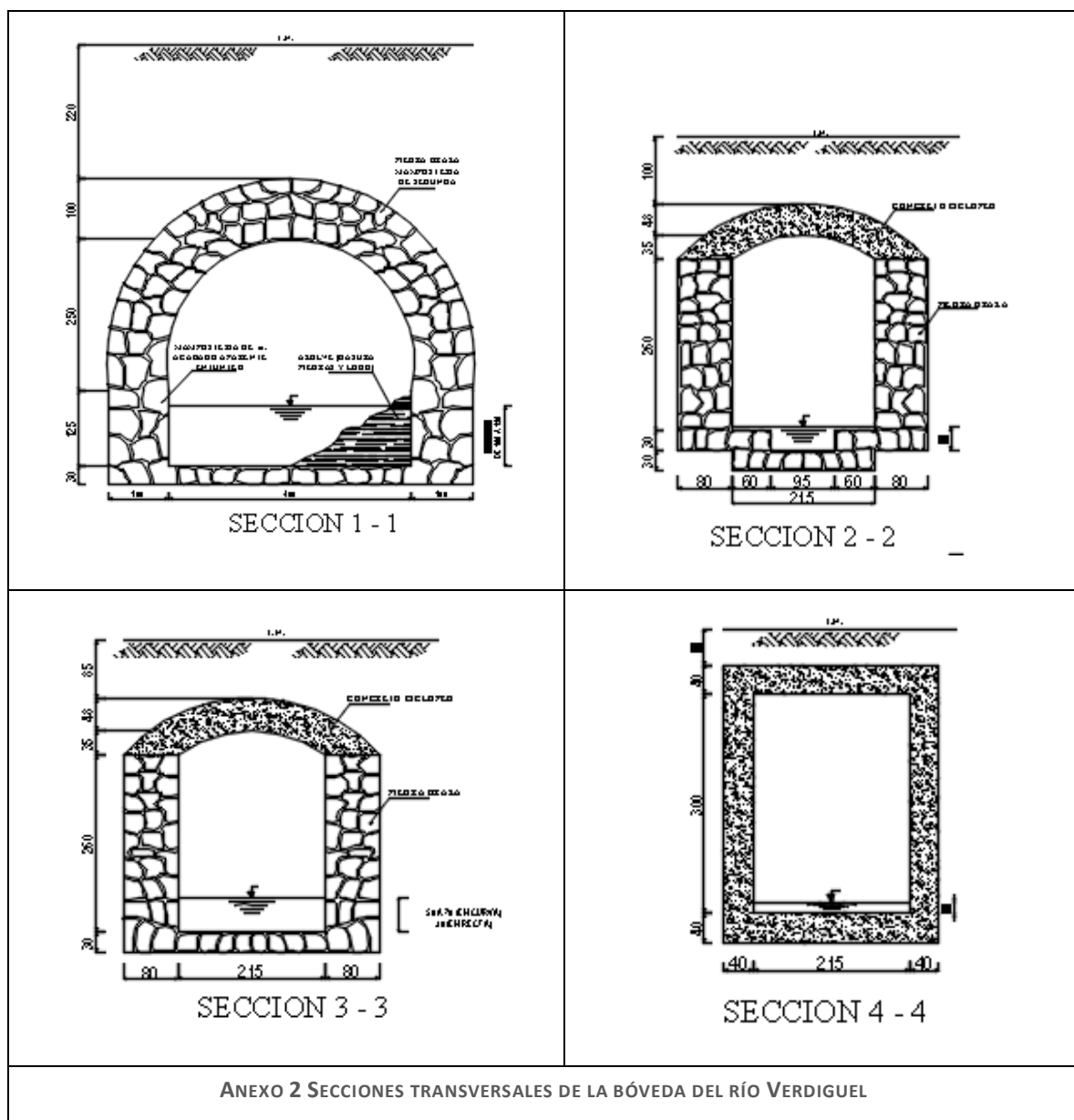
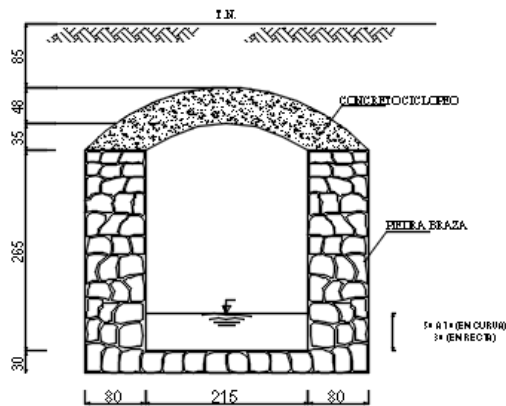


FIGURA A.1-B.28 CURVAS IDTr CARACTERÍSTICAS DE LA ESTACIÓN ID-1536

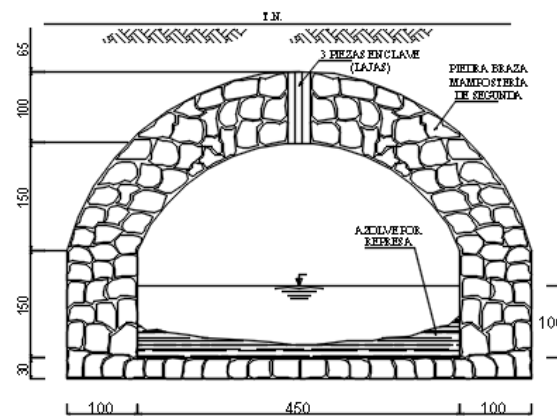
Anexo II

SECCIONES TRANSVERSALES DE LA BÓVEDA DEL RÍO VERDIGUEL

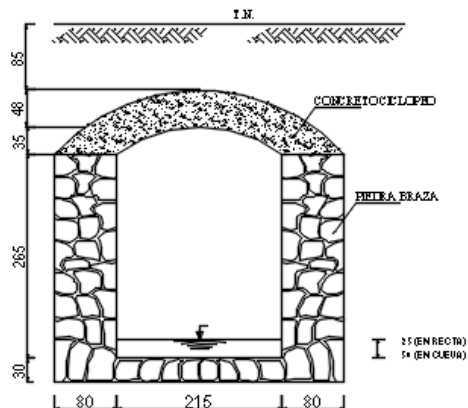




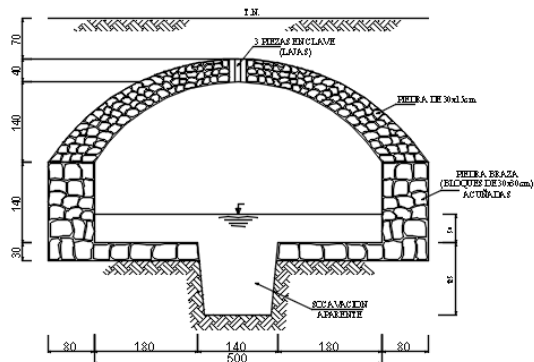
SECCION 5 - 5



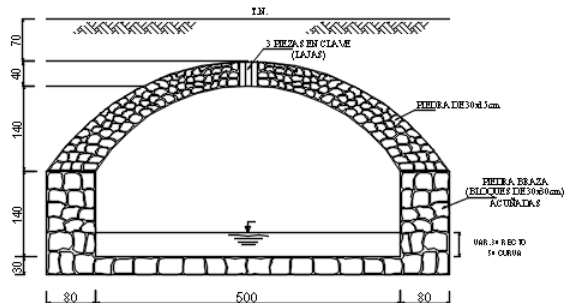
SECCION 6 - 6



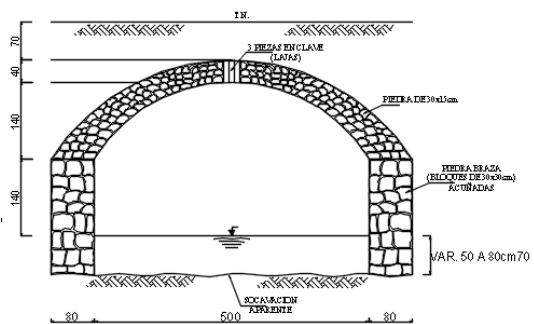
SECCION 7 - 7



SECCION 8 - 8

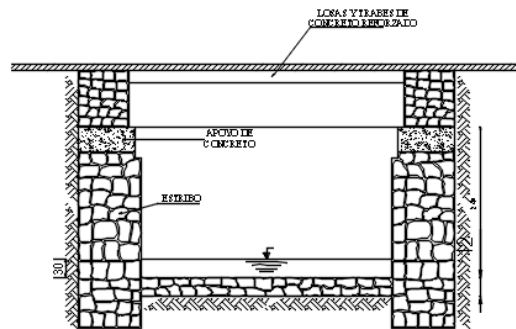


SECCION 9 - 9

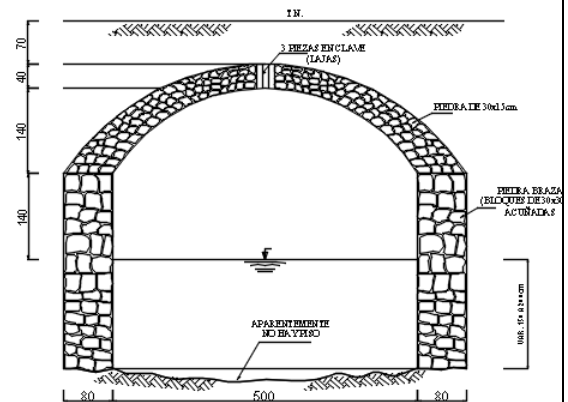


SECCION 10 - 10

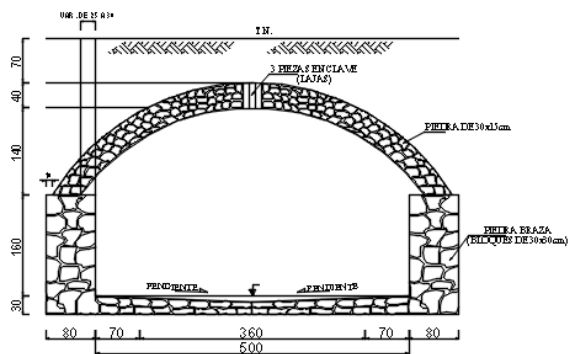
ANEXO 2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LA BÓVEDA DEL RÍO VERDIGUEL (CONTINUACIÓN)



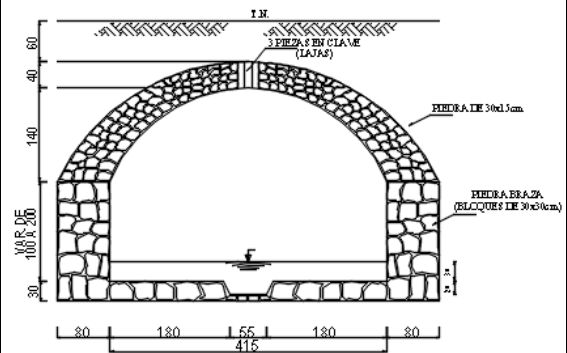
SECCION 11 - 11
(PUENTE VEHICULAR)



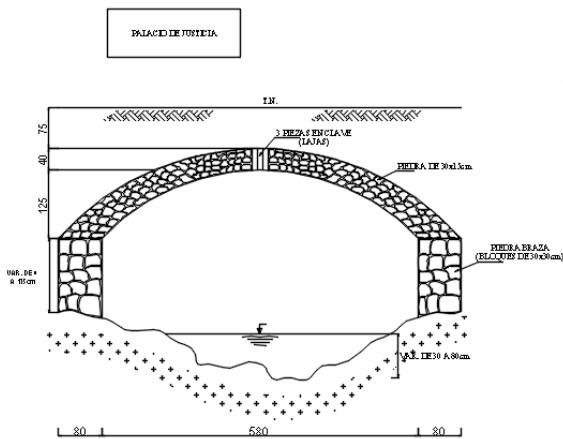
SECCION 12 - 12



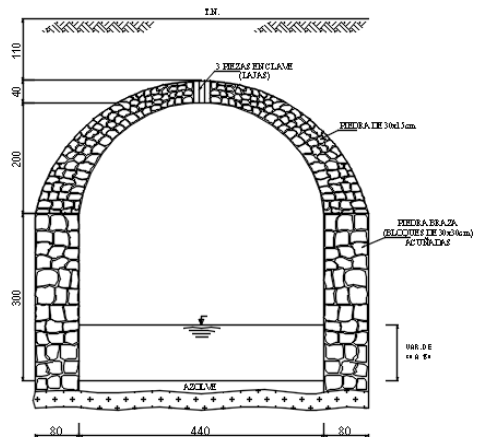
SECCION 13 - 13



SECCION 14 - 14

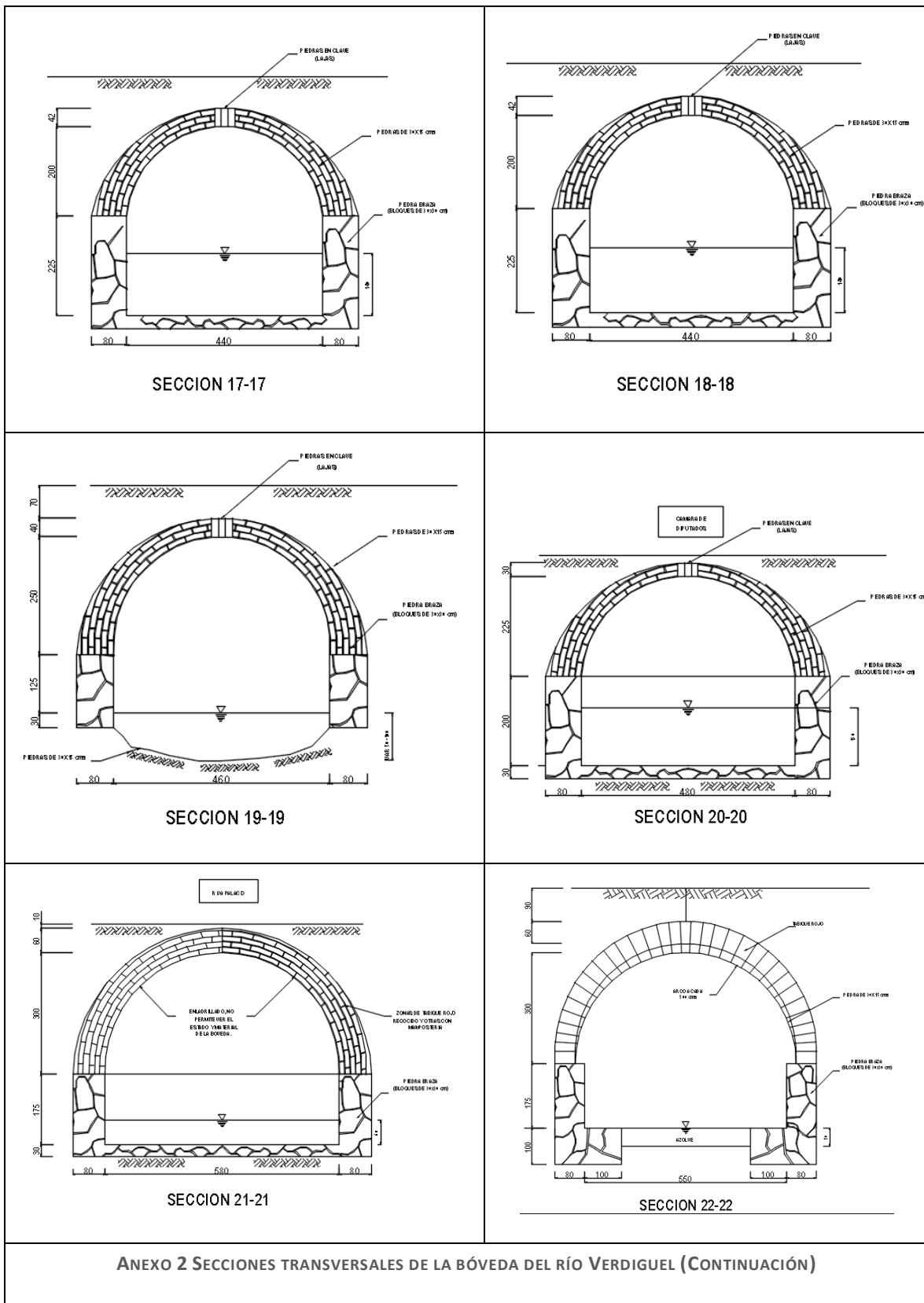


SECCION 15 - 15

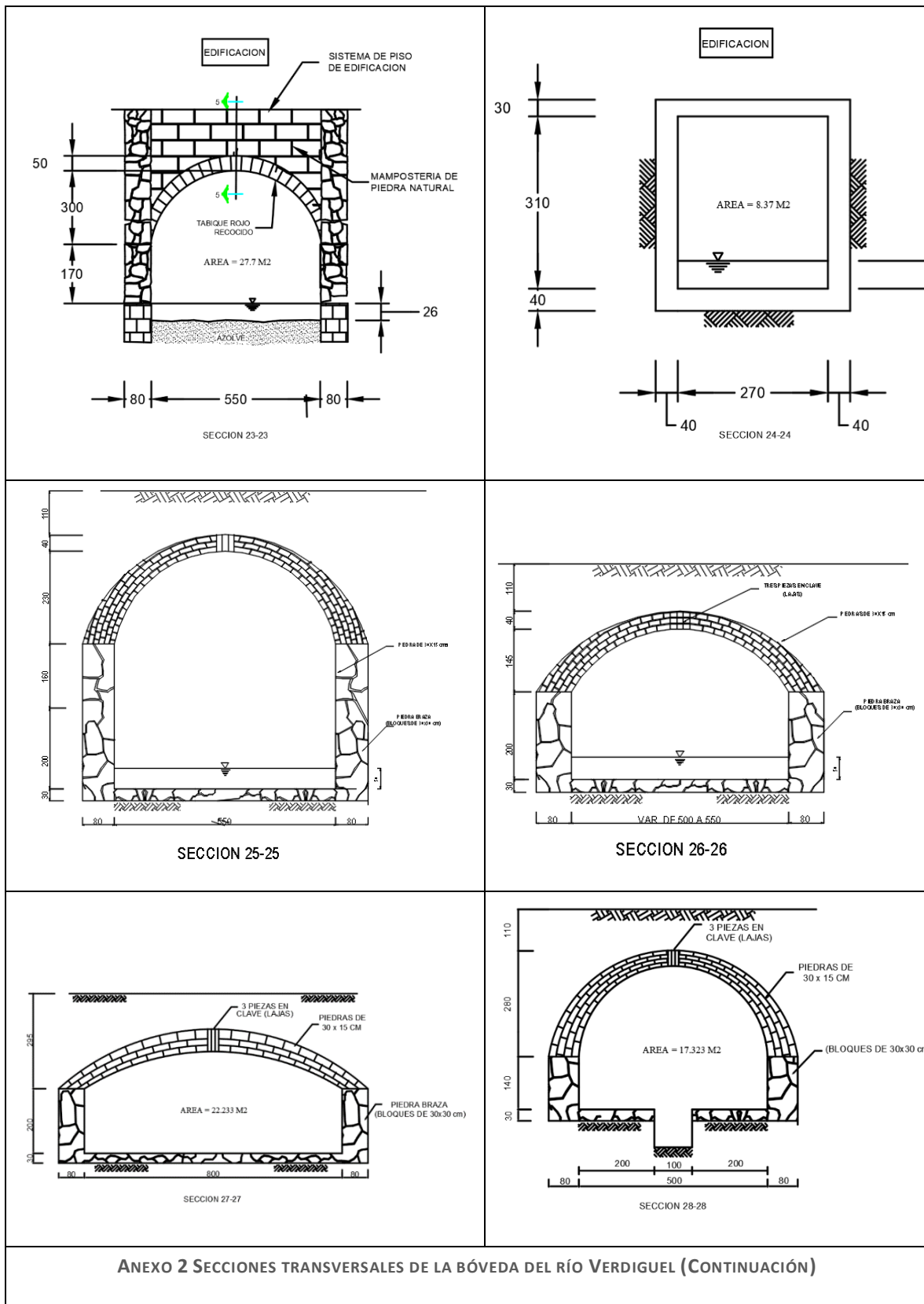


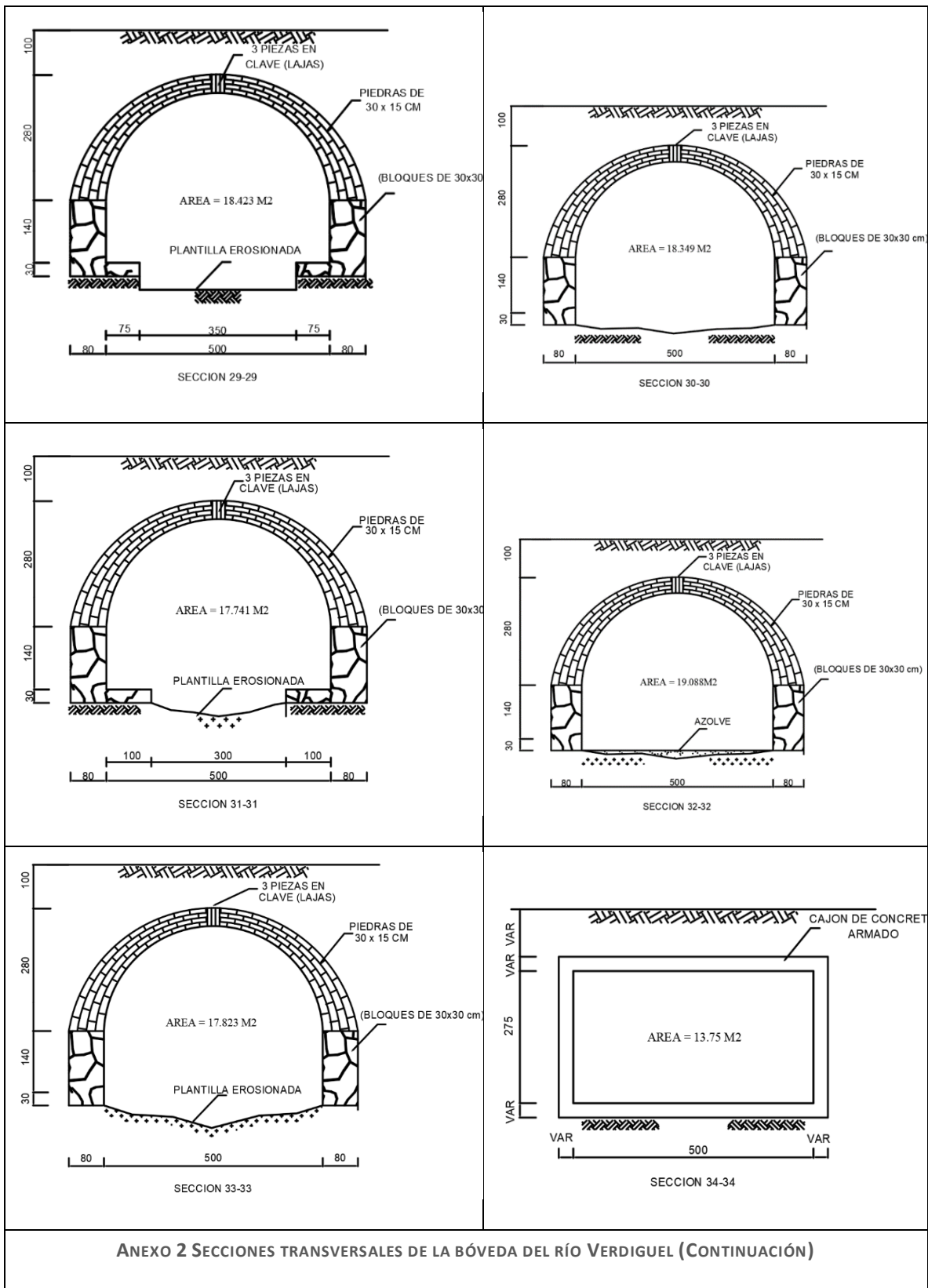
SECCION 16 - 16

ANEXO 2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LA BÓVEDA DEL RÍO VERDIGUEL (CONTINUACIÓN)

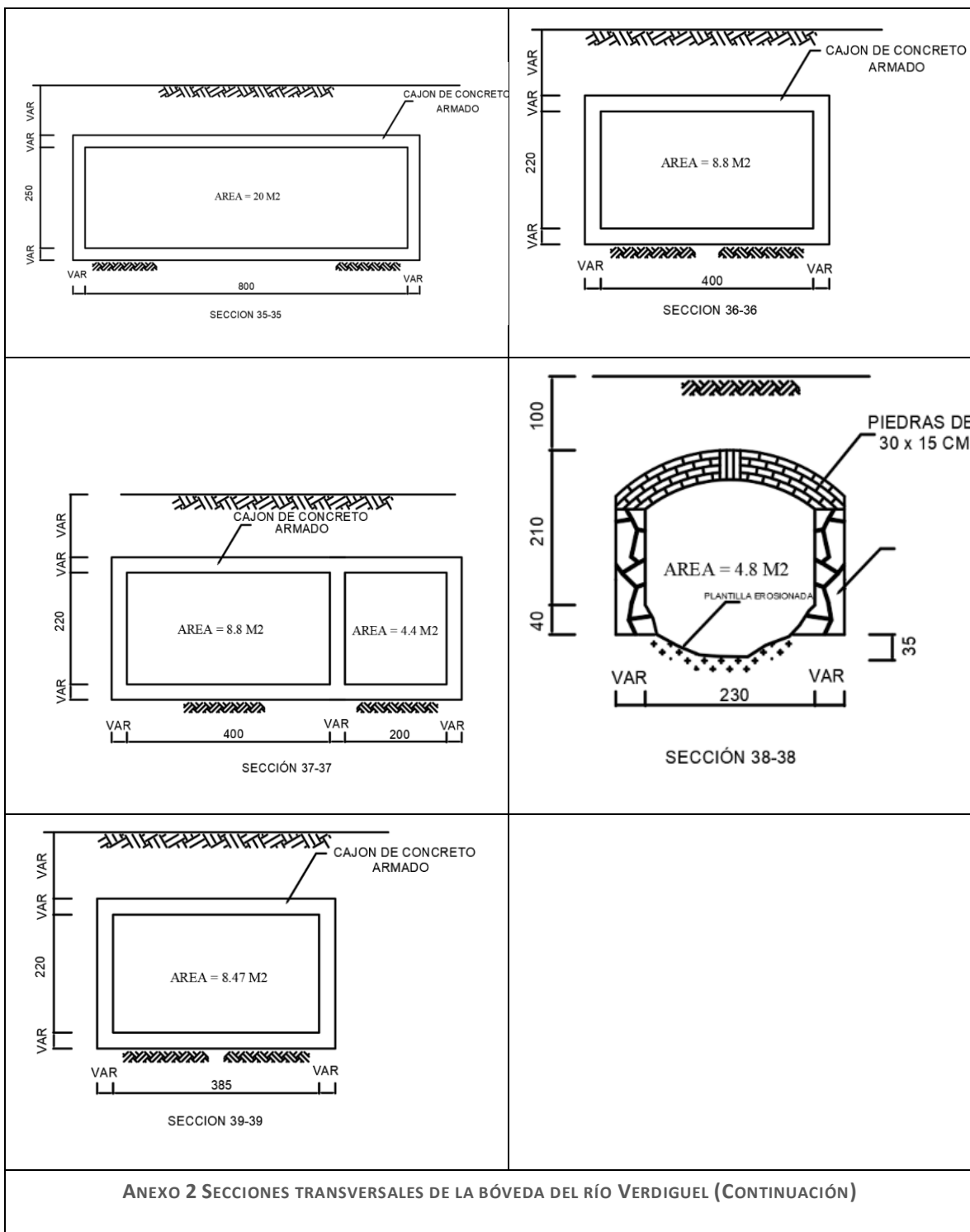


ANEXO 2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LA BÓVEDA DEL RÍO VERDIGUEL (CONTINUACIÓN)



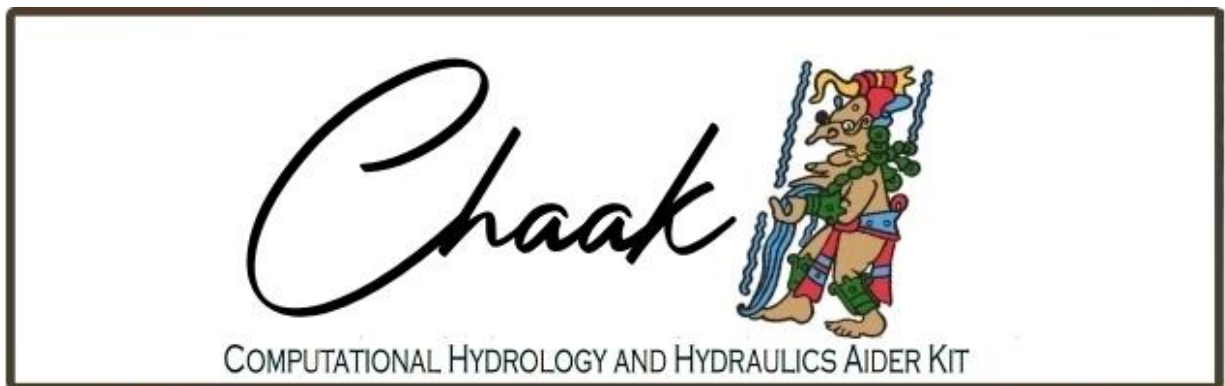


ANEXO 2 SECCIONES TRANSVERSALES DE LA BÓVEDA DEL RÍO VERDIGUEL (CONTINUACIÓN)



Anexo III

Manual de usuario “Computational hydrology and hydraulics aider kit”



Términos y condiciones de uso de la herramienta CHAAK

El código ejecutable de la herramienta hidro-hidroinformática CHAAK en su versión V1.0 ha sido desarrollado en beneficio del desarrollo de la investigación en hidrología en el Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua de la Universidad Autónoma del Estado de México. La herramienta puede ser utilizada, distribuida, reproducida e incluso redistribuida de forma gratuita. Sin embargo, es obligado reconocer y citar adecuadamente en cualquier uso que se le dé a la herramienta y el reconocimiento de sus autores.

El software no se puede modificar, resumir, descompilar, desensamblar, o bien realizar ingeniería inversa. El usuario es el único responsable del contenido, las interacciones y los efectos de todos y cada una de las alteraciones en caso de que éstas estén presentes.

Limitación de responsabilidad

En ningún caso la Universidad Autónoma del Estado de México, El Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua, sus empleados ni los autores de CHAAK serán responsables de la pérdida de ingresos, o cualquier daño especial, incidental, o consecuente, que surja de, o en conexión con, el uso de CHAAK independientemente de la causa, incluida la negligencia.

Indemnización

Como usuario voluntario de CHAAK, usted acepta indemnizar y eximir de responsabilidad a la Universidad Autónoma del Estado de México, El Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua, sus empleados o a los autores de CHAAK de cualquier reclamo o demanda, incluidos los honorarios razonables de abogados, realizados por un tercero debido al uso de CHAAK, o por incumplimiento de este acuerdo, así como por la violación de cualquier ley o los derechos de un tercero.

Consentimiento

Al utilizar este programa, acepta voluntariamente estos términos y condiciones. Si no está de acuerdo con estos términos y condiciones, desinstale el programa y devuelva los materiales del programa al Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua. Además, si descargó el programa y no tiene un disco, elimine todas las copias e inmediatamente deje de usar el programa.

Proceso de instalación de la herramienta Chaak_V1.0

Buscar en la carpeta de instalación el archivo Chaak_V1.0.exe y ejecutar (figura 1), se desplegará una ventana como se muestra en la figura 2 donde se podrá elegir la ruta de instalación.

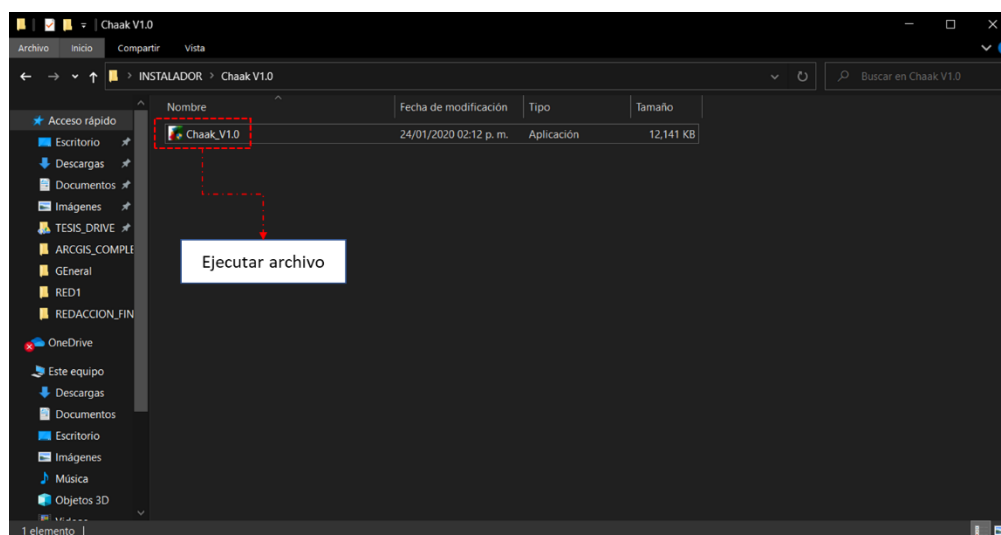


FIGURA 1 ARCHIVO INSTALADOR DE LA HERRAMIENTA CHAAK_V1.0

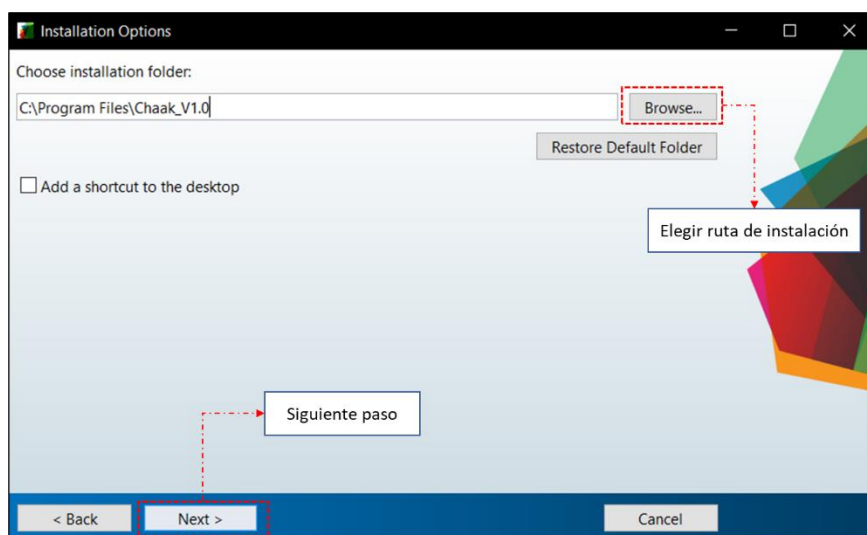


FIGURA 2 RUTA DE INSTALACIÓN PARA LA HERRAMIENTA CHAAK_V1.0

Una vez elegida la ruta de instalación presionar el botón siguiente hasta llegar a la ventana que se presenta en la figura 3, donde se tendrá que confirmar la instalación y esperar unos segundos a que termine el proceso.

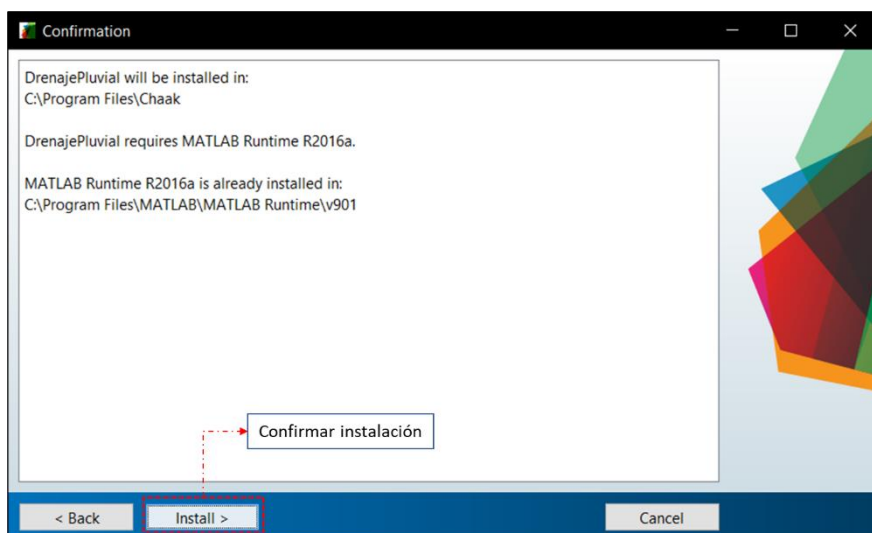


FIGURA 3 INSTALACIÓN DE LA HERRAMIENTA CHAAK_V1.0

Si la instalación ha sido exitosa se desplegará una ventana como en la figura 4, donde al presionar el botón finalizar se termina el proceso y es posible ejecutar la herramienta desde sus aplicaciones.

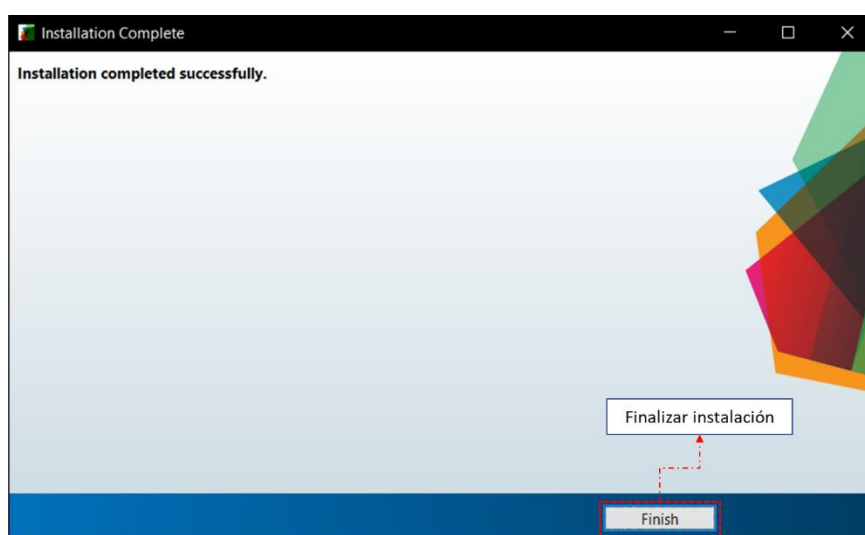


FIGURA 4 INSTALACIÓN DE LA HERRAMIENTA CHAAK V1.0 FINALIZADA

Crear un proyecto

La herramienta hidroinformática está constituida por 3 módulos principales, enfocados a tareas específicas dentro del proceso de diseño y simulación de sistemas urbanos de drenaje. El acceso a cada uno de ellos se realiza mediante una interfaz principal desde donde se configura el nombre y ubicación general del proyecto. Cada módulo permite la creación de archivos individuales tanto como sean necesarios con la posibilidad de compartir información específica entre ellos. En la figura 5 se muestra la interfaz principal de la herramienta y los módulos que la componen.

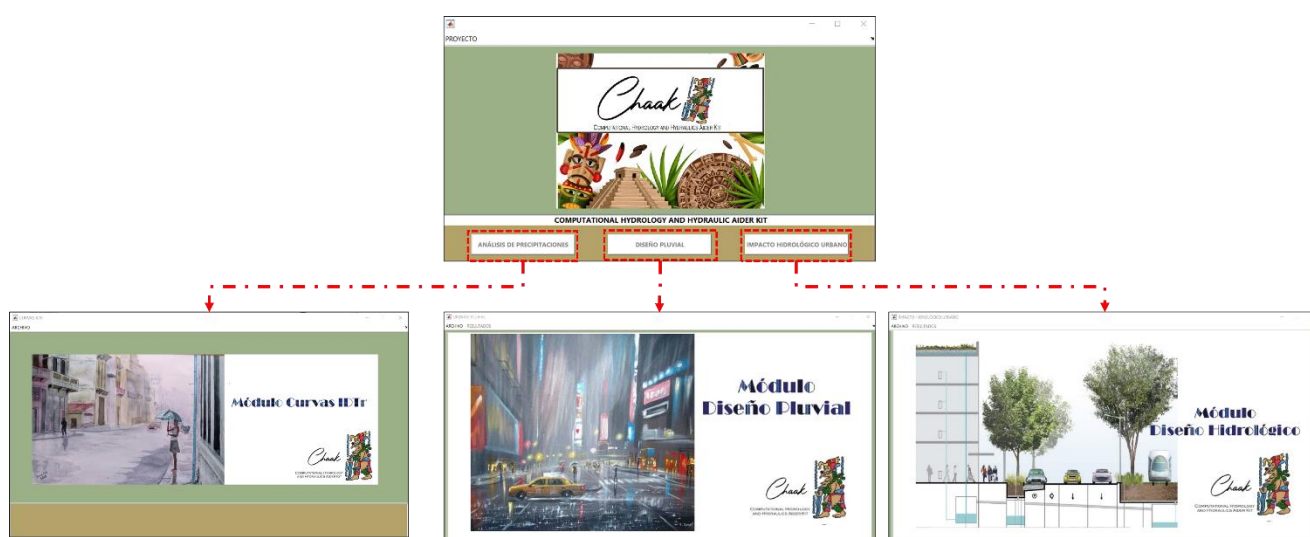


FIGURA 5 MÓDULOS PRINCIPALES DE LA HERRAMIENTA CHAAK_V1.0

Para comenzar a utilizar la herramienta es necesario crear un proyecto global, dicha acción debe realizarse en la interfaz principal, para ello se debe acceder al menú desplegable superior y seleccionar la opción “Nuevo”, las opciones “Abrir” y “Guardar” están dedicadas para cargar un proyecto existente y guardar los datos actuales respectivamente. En la figura 6 se muestran las opciones antes mencionadas. Para crear un nuevo proyecto (figura 7) debe asignarse un nombre y seleccionar una ubicación de almacenamiento, realizado lo anterior la herramienta genera 3 subcarpetas donde se almacenará la información específica de cada módulo, además de un archivo que contiene la información de acceso al proyecto y el cual permite cargar la información del proyecto.



FIGURA 6 MÓDULOS PRINCIPALES DE LA HERRAMIENTA CHAAK_V1.0

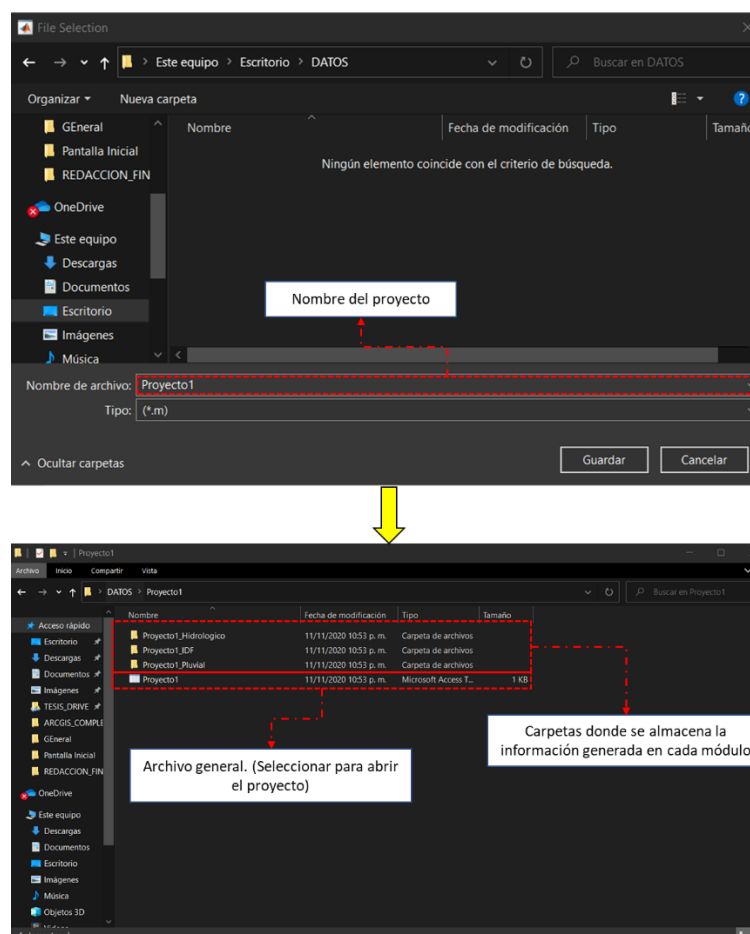


FIGURA 7 ESTRUCTURA GLOBAL DE UN PROYECTO EN LA HERRAMIENTA CHAAK_V1.0

Flujo de trabajo para cada módulo

La utilización de cada uno de los módulos sigue una estructura básica, la cual consiste en la en el acceso al módulo, creación/abrir archivo, ejecutar las diferentes tareas específicas. En la figura 8 se presenta diagrama general del proceso para la utilización de los módulos. A continuación, se detalla cada uno de los módulos prestando atención a el proceso de flujo a seguir, así como de sus capacidades y limitantes.

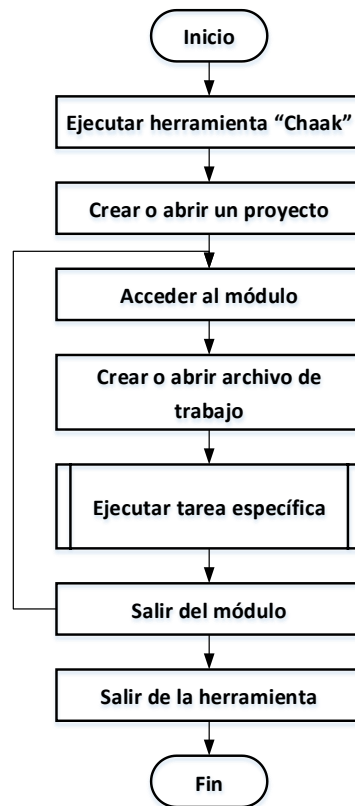


FIGURA 8 PROCESO GENERAL PARA EL USO DE LA HERRAMIENTA CHAAK V1.0

a) Módulo curvas IDTr

El propósito general del módulo consiste en la obtención de curvas IDTr teniendo como base información pluviométrica o pluviográfica. Una vez que se accede al módulo es necesario crear/abrir nuestro archivo de trabajo y seleccionar el método de cálculo (estimación o construcción), los cuales se diferencian principalmente por el tipo de información requerido en el análisis. En la figura 9 se presenta la interfaz gráfica para la creación de un nuevo archivo en el módulo curvas IDTr.

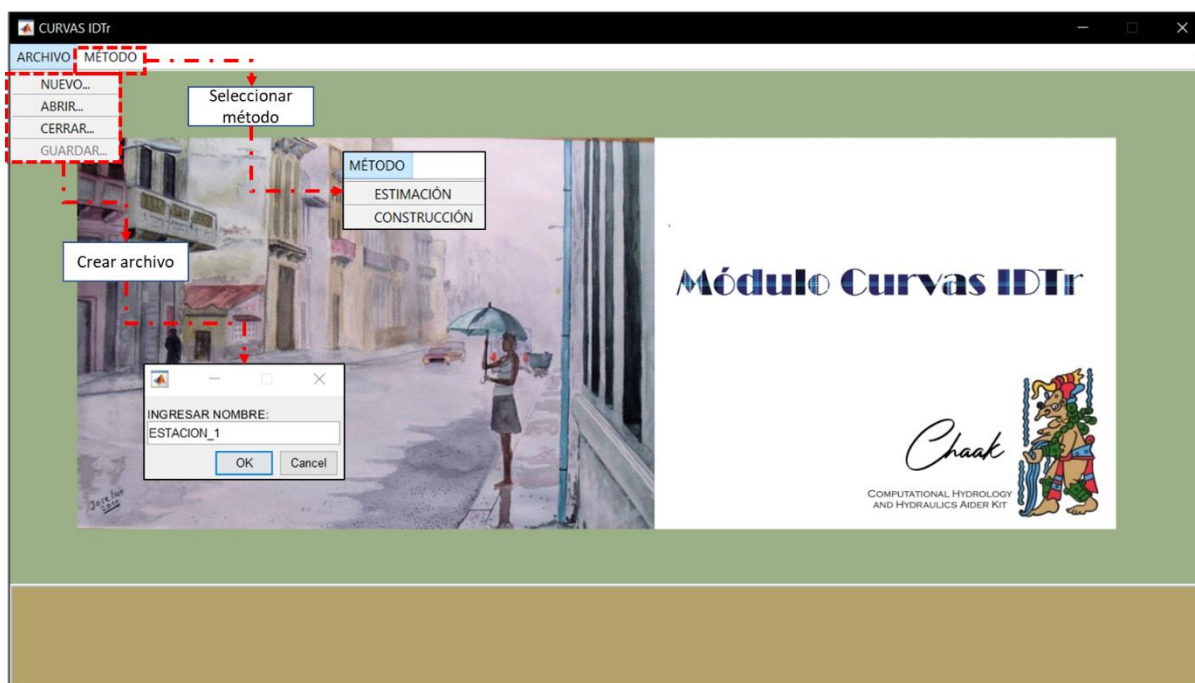


FIGURA 9 CREACIÓN DE UN NUEVO ARCHIVO Y SELECCIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO

1.- Lectura de datos

Una vez seleccionado el método de cálculo, se presenta la interfaz de cálculo en donde se sigue un proceso secuencial agrupado en pestañas. El proceso es análogo en ambos casos diferenciándose únicamente en presentación de la información debido a la naturaleza del análisis. El primer paso del análisis corresponde al proceso de importación o lectura de datos, para ello se establecieron formatos específicos para archivos de texto que permiten al módulo leer la información, en la figura 10 y 11 se presenta la estructura requerida para la información pluviométrica y pluviográfica respectivamente.

En las figuras 12 y 13 se presenta la interfaz correspondiente a la lectura de datos para cada uno de los métodos. Una vez importados los datos el módulo calcula automáticamente las estadísticas básicas de la muestra, presentando la información en una tabla acompañada de su respectivo histograma. Los títulos de los gráficos se toman del nombre del archivo de texto importado, aunado a esto existe un botón dedicado a la exportación del grafico en pantalla. Respeto al método de construcción, la información se muestra respecto a la serie en análisis dejando claro que el número de series no queda limitado sin embargo se recomienda utilizar las mostradas en la figura 11.

Nombre de la estación

Datos agrupados en columnas

Año	Precipitación diaria (mm)
1975	49.00
1976	44.30
1977	26.80
1978	42.70
1979	41.60
1980	43.50
1981	61.70
1982	40.60
1983	44.20
1984	29.70
1985	26.00
1986	46.50
1987	41.00
1988	40.50
1989	35.00
1990	29.50
1991	48.50
1992	92.00
1994	33.00
1995	71.50

FIGURA 10 ESTRUCTURA BÁSICA PARA LA LECTURA DE INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Nombre de la estación

Datos agrupados en columnas

Año de registro

Intensidades de precipitación agrupadas en columnas

Año	10	12	15	20	30	45	60	80	100	120
1930	88.4	67.2	62.4	49.5	38.6	30.1	28.9	24.5	21.1	19
1931	90	90	74	57.6	45	40.6	32.5	25.5	20.2	17
1932	156	99	80	63	60	54.3	41	31	24.8	20.7
1933	84	60	58.8	51	48	44.6	42	32.9	26.8	22.6
1934	96	87	64	42	34	28.6	28	27.8	23.6	20.5
1935	96	84	66	50.1	36	28.6	23.5	18.8	15.5	13
1936	2	1	1	1	63	42	31.6	23.7	19	15.8
1937	150	144	120	97.2	66	44.3	33.3	25.1	20.2	16.9
1938	132	126	106	93	72	50	38.2	28.7	23	19.2
1939	96	96	78	61.5	42.8	29.3	27.6	24.5	23.6	18
1940	204	123.6	88.8	68.4	47	33.4	24.5	18.7	15.1	12.7
1941	150	94.8	80	68.4	47	33.4	24.5	18.7	15.1	12.7
1942	146.4	85.8	65.2	46.2	38.8	28.5	21.8	16.4	13.9	12.5
1943	81.6	60	42.4	46.2	38.8	28.5	21.8	16.4	13.9	12.5
1944	138	72	50.4	46.2	38.8	28.5	21.8	16.4	13.9	12.5
1945	120	75	58	52.8	46	39.9	33.2	25.2	20.4	17.4
1946	120	99	75.6	57	40	26.9	20.4	15.5	12.4	10.8
1947	81.6	60	60	57	50.4	39.9	35.3	30.2	28.3	27.5
1948	110.4	89.4	71.6	60.9	48.6	35	27.9	21.7	17.8	15.1
1949	120	69.6	55.2	50.1	34.6	23.3	18.2	18.2	15.7	13.7
1950	141.6	105	80	72.6	60	56.4	53.9	46.2	39.9	34.7
1951	72	69	68	66	60	43.5	34.8	26.4	21.1	17.6
1952	144	84	61.2	56.1	41	32.2	29.6	23.5	18.8	15.8
1953	198	108	76	70.5	53.6	36	27.3	21.2	17	14.3
1954	85.2	71.4	52.8	44.7	35	27.3	23.8	20.6	16.7	14.1
1955	96	81	64	60	50.8	43.9	34.8	26.7	21.5	18
1956	90	60	52	49.5	40	33.9	26	19.7	15.8	13.2

FIGURA 11 ESTRUCTURA BÁSICA PARA LA LECTURA DE INFORMACIÓN PLUVIOGRÁFICA

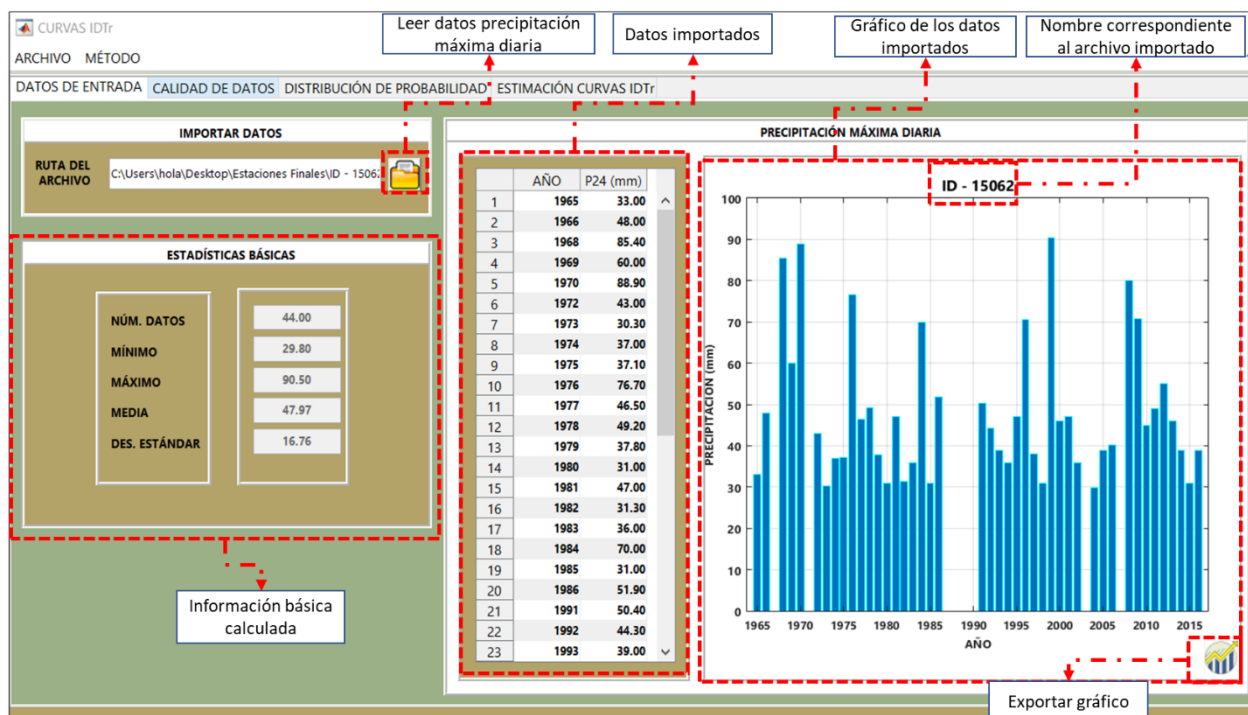


FIGURA 12 INTERFAZ DEDICADA AL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE CURVAS IDTr

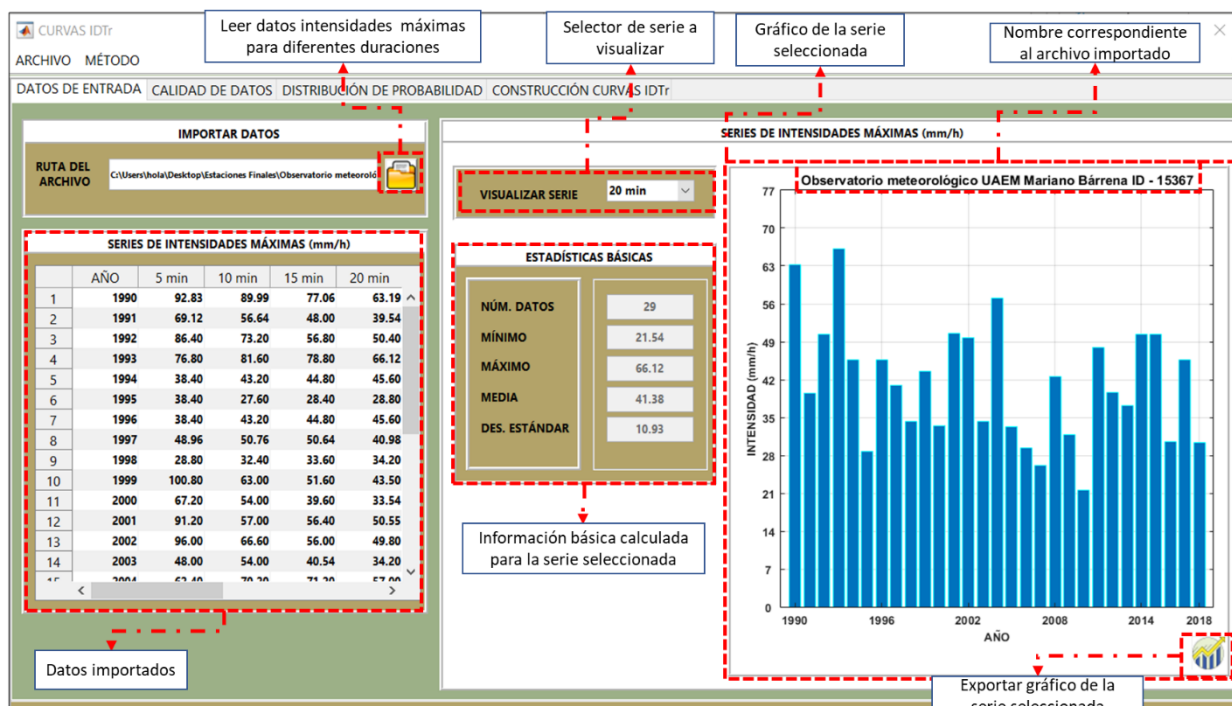


FIGURA 13 INTERFAZ DEDICADA AL MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN DE CURVAS IDTr

2.- Análisis de la calidad de los datos

Dentro del análisis de frecuencias es necesario conocer la calidad la información básica requerida en el análisis, para ello el módulo contempla 4 pruebas básicas enfocadas a determinar la aleatoriedad, homogeneidad, independencia y la detección de valores singulares en la muestra. Las pruebas disponibles son las mismas para los métodos de 'calculo diferenciándose en el número de series con las que se está trabajando, destacando la posibilidad de realizarlas a todas las series o de forma individual en el caso del proceso de construcción. El flujo de trabajo consiste en seleccionar las pruebas a realizar en conjunto con su nivel de confianza, donde una vez realizadas se despliega un mensaje con el resultado obtenido. En la figura 14 y 15 se presenta la interfaz con las características y opciones para la determinación de la calidad de datos.

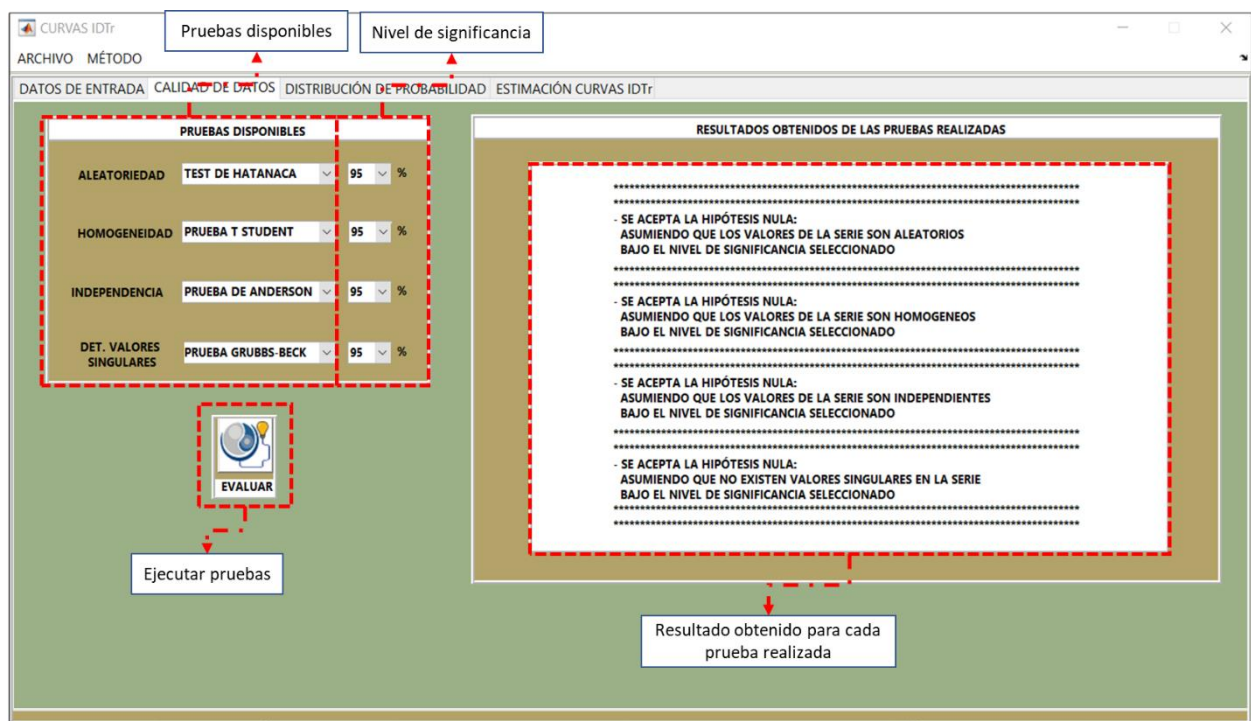


FIGURA 14 INTERFAZ DEDICADA AL ANÁLISIS DE CALIDAD DE DATOS MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE CURVAS IDTr

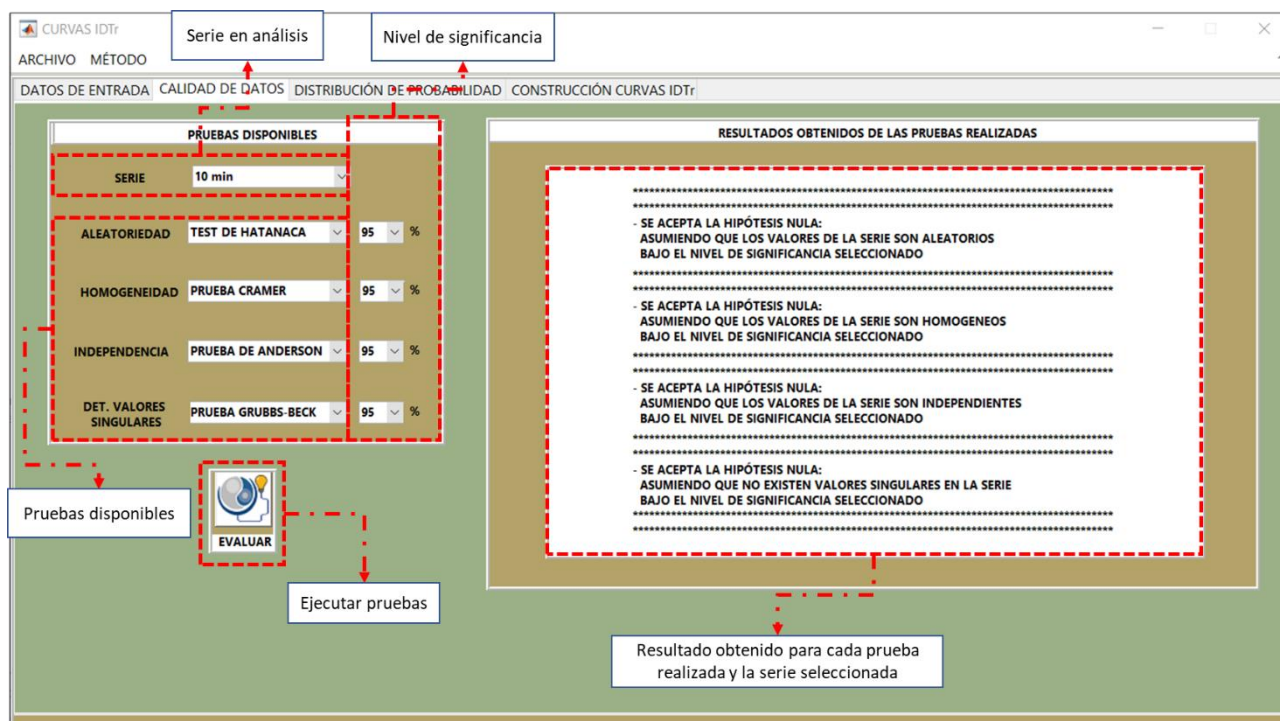


FIGURA 15 INTERFAZ DEDICADA AL ANÁLISIS DE CALIDAD DE DATOS MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE CURVAS IDTr

3.- Ajuste de distribución de probabilidad

Para poder estimar valores futuros con teniendo como base registros máximos históricos es necesario obtener una función de probabilidad ajustada a los datos de la muestra, este proceso se realiza en el módulo contemplando la naturaleza del análisis por lo cual se incorporaron cuatro funciones las cuales son las más utilizadas, siendo esta la función Gumbel Tipo I, Log Normal, Gamma y Log Pearson III. El proceso consiste en seleccionar la función a probar, ingresar el nivel de significancia, seleccionar prueba de bondad de ajuste y su nivel de significancia asociado. El módulo permite también la obtención de la función optima, basados en el criterio del error mínimo cuadrático y la prueba de bondad seleccionada, obteniendo los datos de los valores asociados en tablas, el grafico de la función ajustada y sus límites de confianza, así como los valores de sus parámetros específicos. Cuando se elige buscar la función optima se genera el proceso para cada una de las funciones y los gráficos generados se presentan agrupadas en pestañas, presentando la visualización automática de la seleccionada en el proceso. En las figuras 16 y 17 se presenta la interfaz dedicada a este proceso para cada uno de los métodos de cálculo.

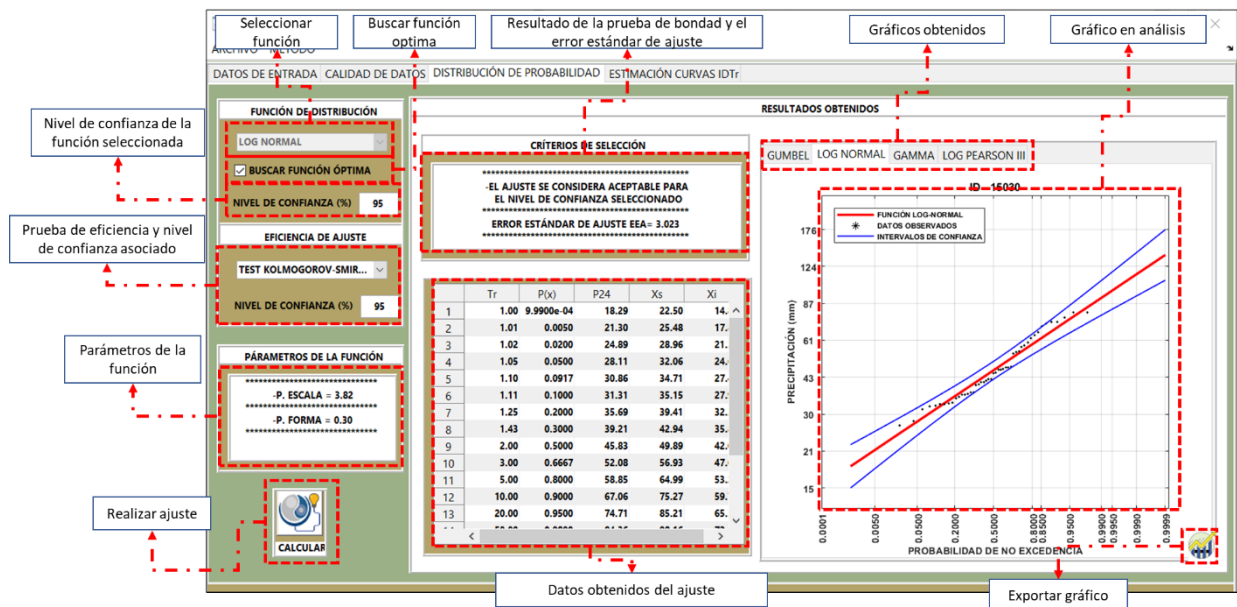


FIGURA 16 INTERFAZ DEDICADA AL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD EN EL MÉTODO ESTIMACIÓN DE CURVAS IDTR

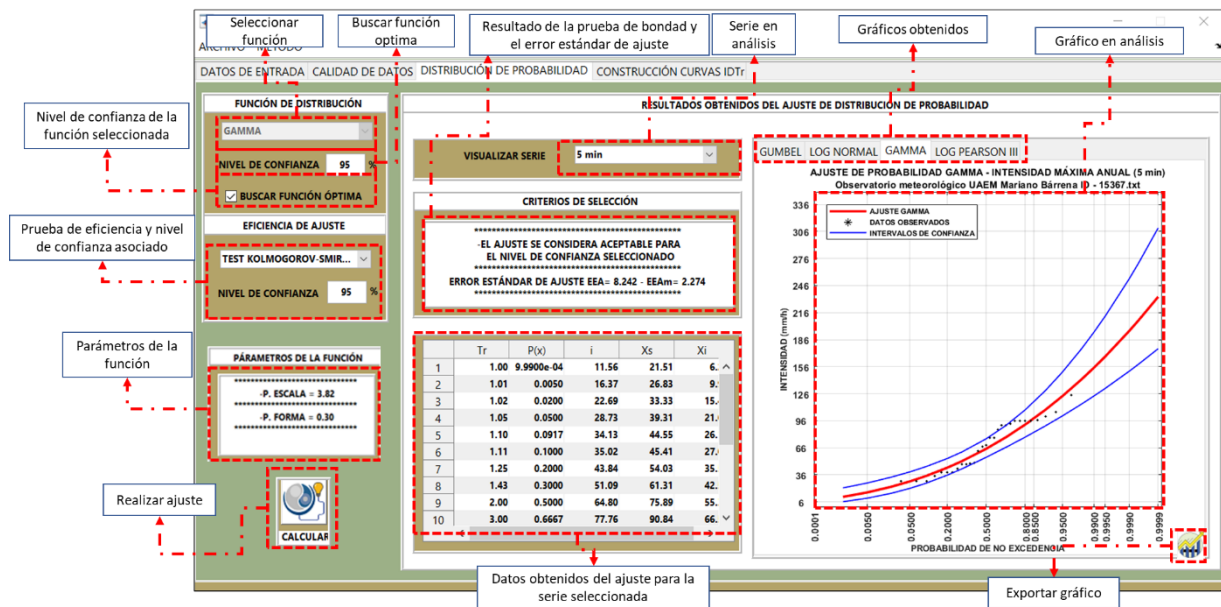


FIGURA 17 INTERFAZ DEDICADA AL AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD EN EL MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN DE CURVAS IDTR

3.- Obtención de curvas IDTr

Una vez realizados los procesos anteriormente descritos es posible obtener las curvas IDTr, el proceso de estimación considera la obtención teniendo como base el método de Chen para ello debe estimarse el coeficiente de convectividad R, seleccionar periodos de retorno a analizar, duración e intervalo para la obtención de las intensidades. Para la construcción es necesario ingresar el periodo de retorno, duración e intervalo de análisis, cabe mencionar que también es posible obtener curvas PDTr según sea el objetivo del análisis buscado. En la figura 18 y 19 se presentan las interfaces destinadas para este fin correspondientes a los diferentes métodos de análisis.

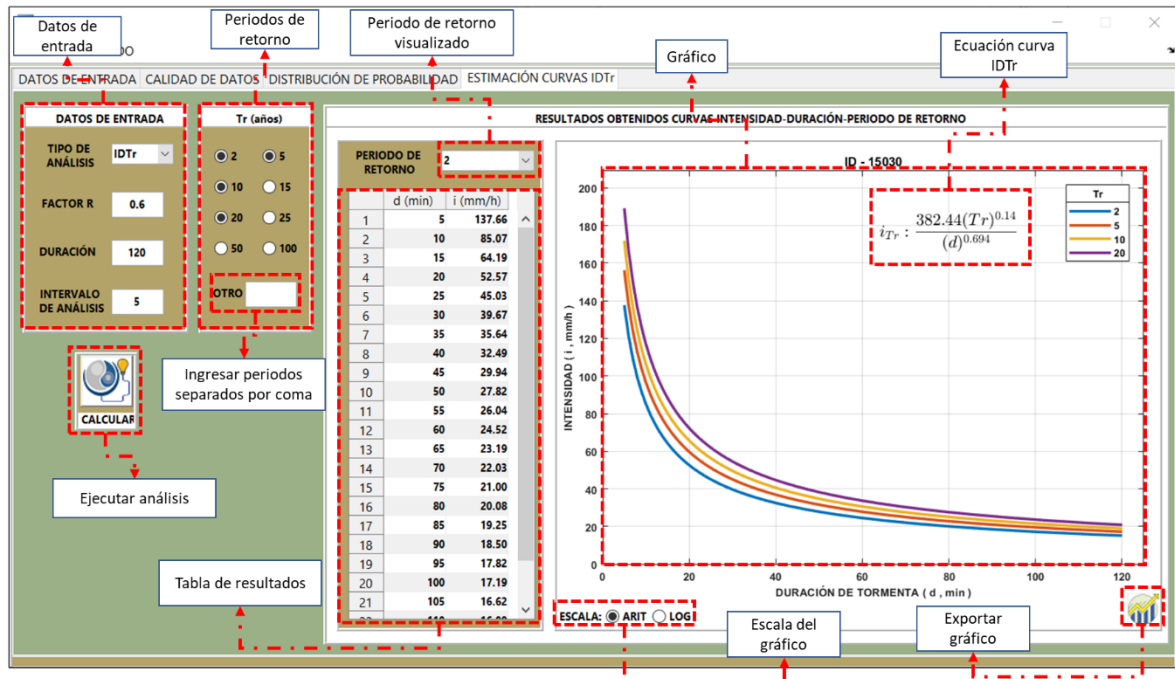


FIGURA 18 INTERFAZ DEDICADA PARA LA ESTIMACIÓN DE CURVAS IDTr

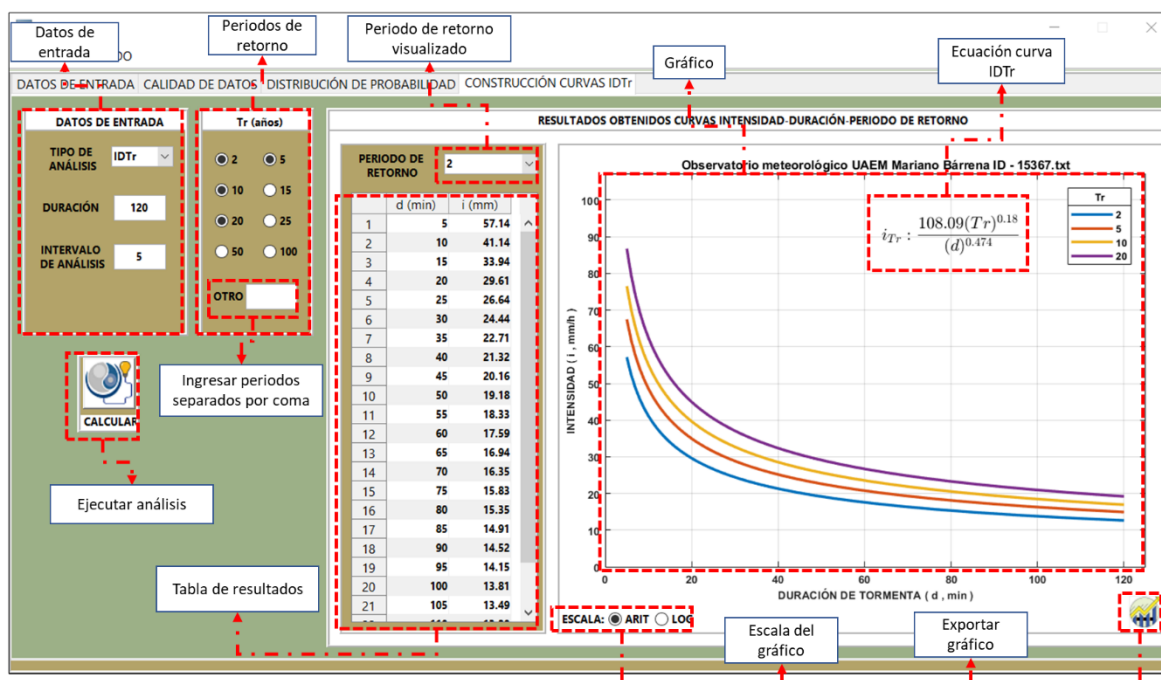


FIGURA 19 INTERFAZ DEDICADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CURVAS IDTr

b) Módulo Drenaje Pluvial

El propósito general del módulo consiste en obtener las características geométricas del diseño para una red convencional de drenaje pluvial. Para ello el módulo requiere realizar de manera general los siguientes pasos:

1. Trazo de la red de drenaje pluvial, configurada a partir de los elementos conceptuales “Nodo”, “Tubería” y “Cuenca”.
2. Alimentación de los datos de precipitación y periodos de diseño
3. configuración de las opciones generales de diseño

1.- Interfaz del módulo Drenaje pluvial

La interfaz general de la herramienta se divide en cuatro áreas principales, la primera de ella dedicada al manejo y organización de los elementos y opciones de las que dispone el módulo en forma de un menú de árbol. La segunda corresponde al panel de visualización ligado al menú de opciones y la categoría seleccionada. La tercera corresponde a la barra de herramientas destinada a la creación de los elementos conceptuales que conforman el modelo conceptual. La última sección queda destinada para la visualización gráfica y trazo de la red pluvial. En la figura 20 se muestran las áreas descritas.

Las características de cada componente de los elementos y características que componen el modelo se presentan en las figuras 21-27, destacando las opciones configuraciones disponibles en el módulo.

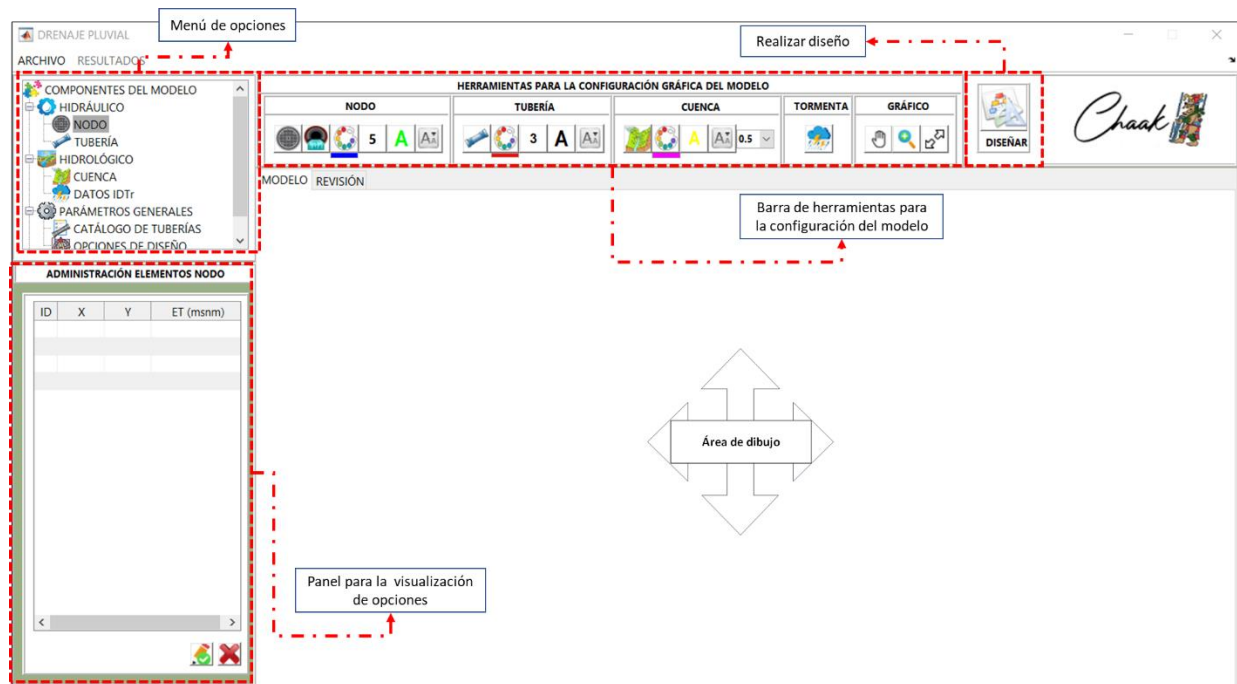


FIGURA 20 INTERFAZ GENERAL DEL MÓDULO DRENAJE PLUVIAL

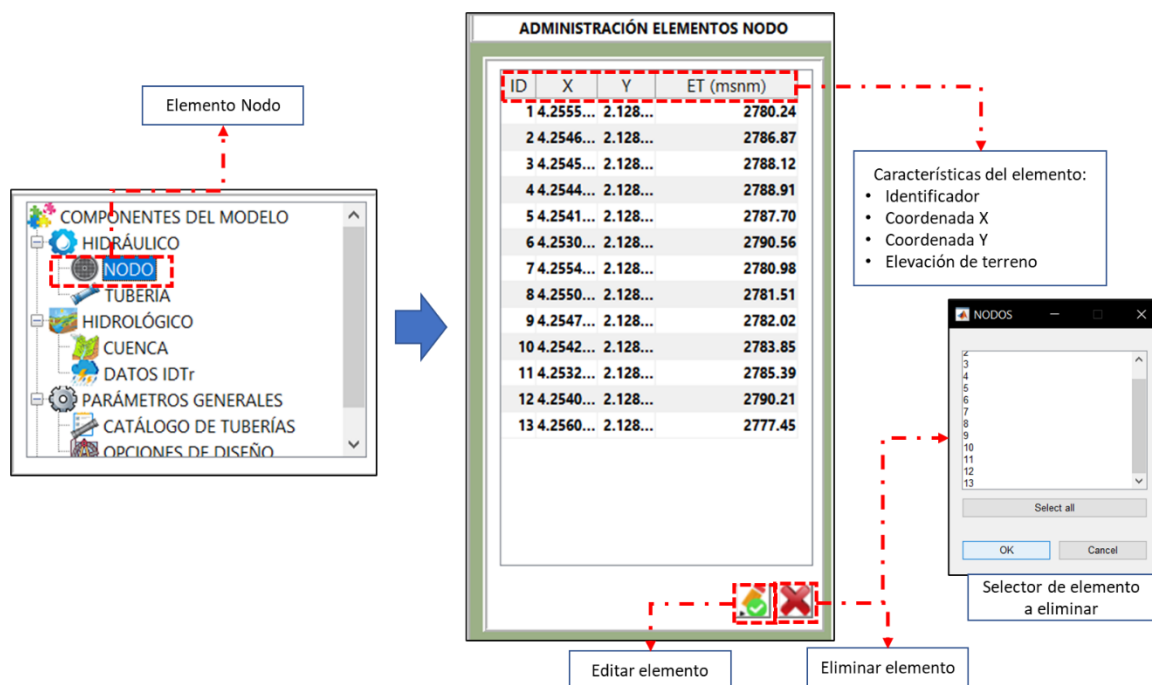


FIGURA 21 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS NODO

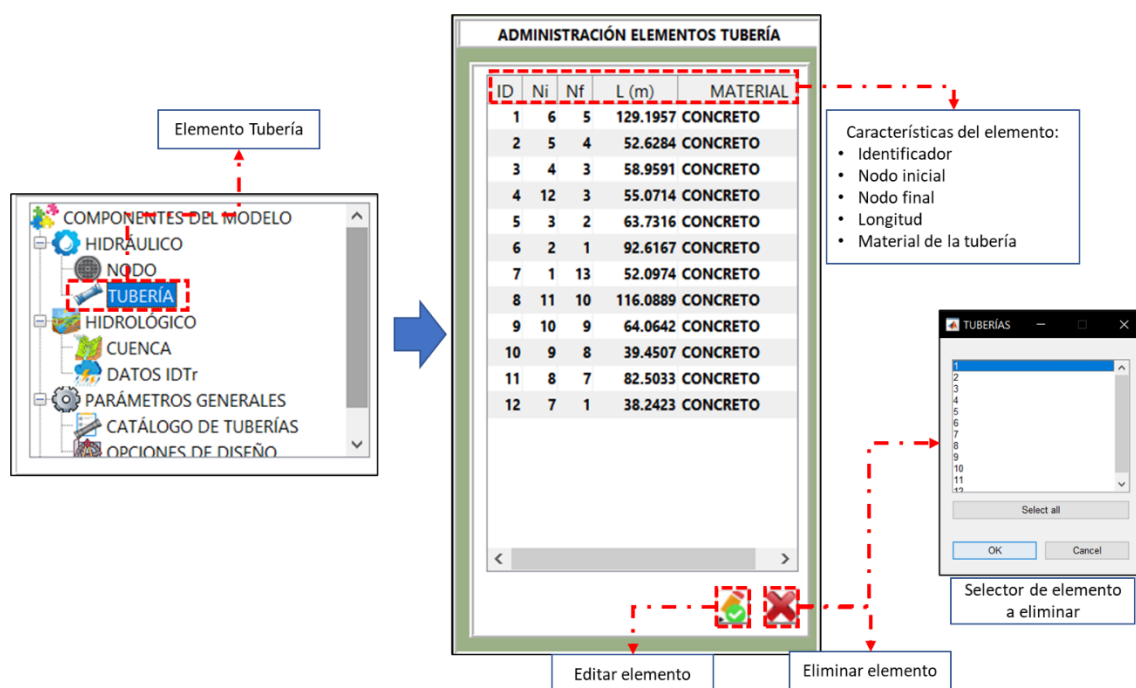


FIGURA 22 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS TUBERÍA

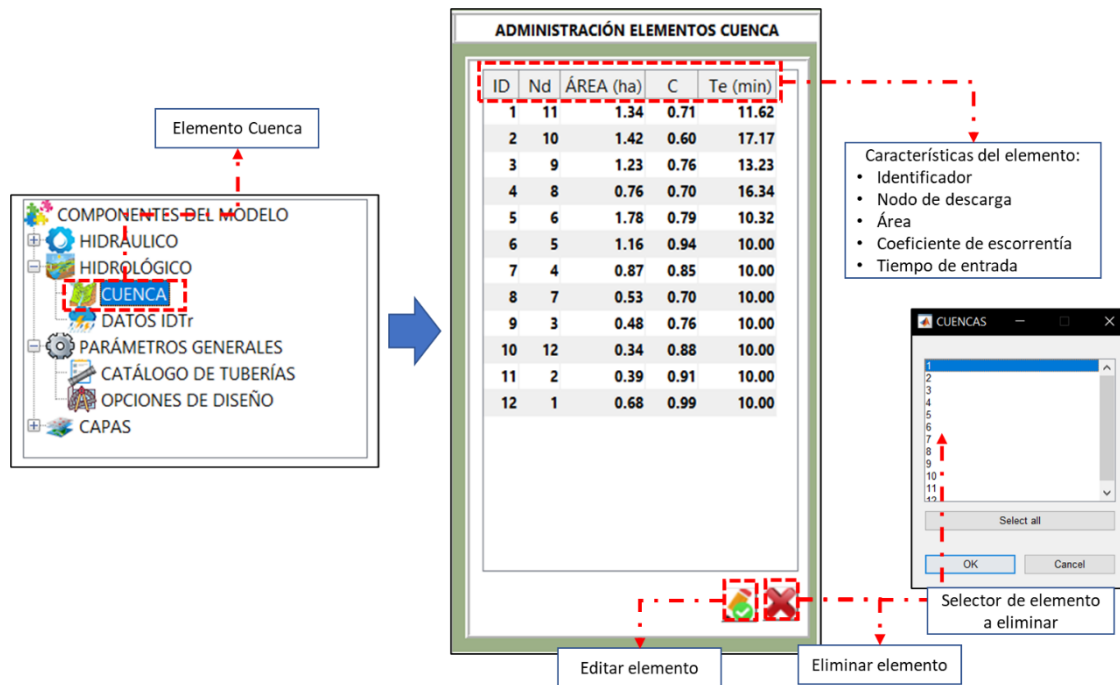


FIGURA 23 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS CUENCA

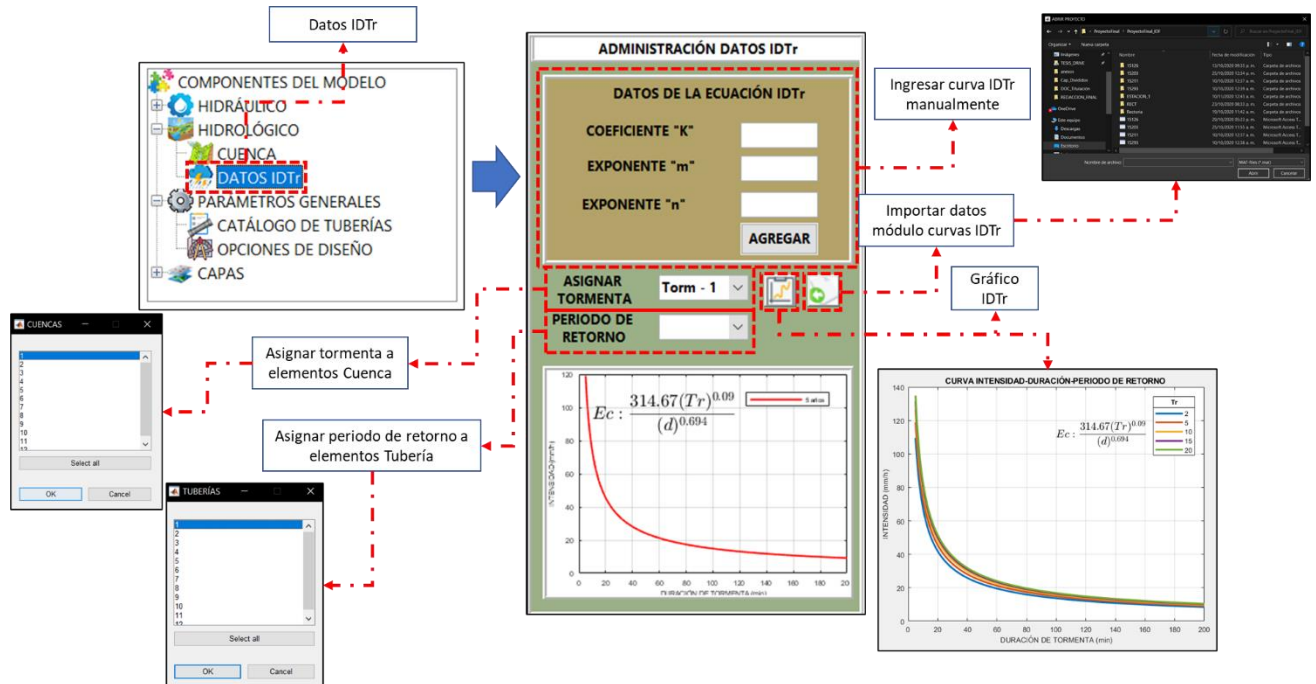


FIGURA 24 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS DATOS IDTr

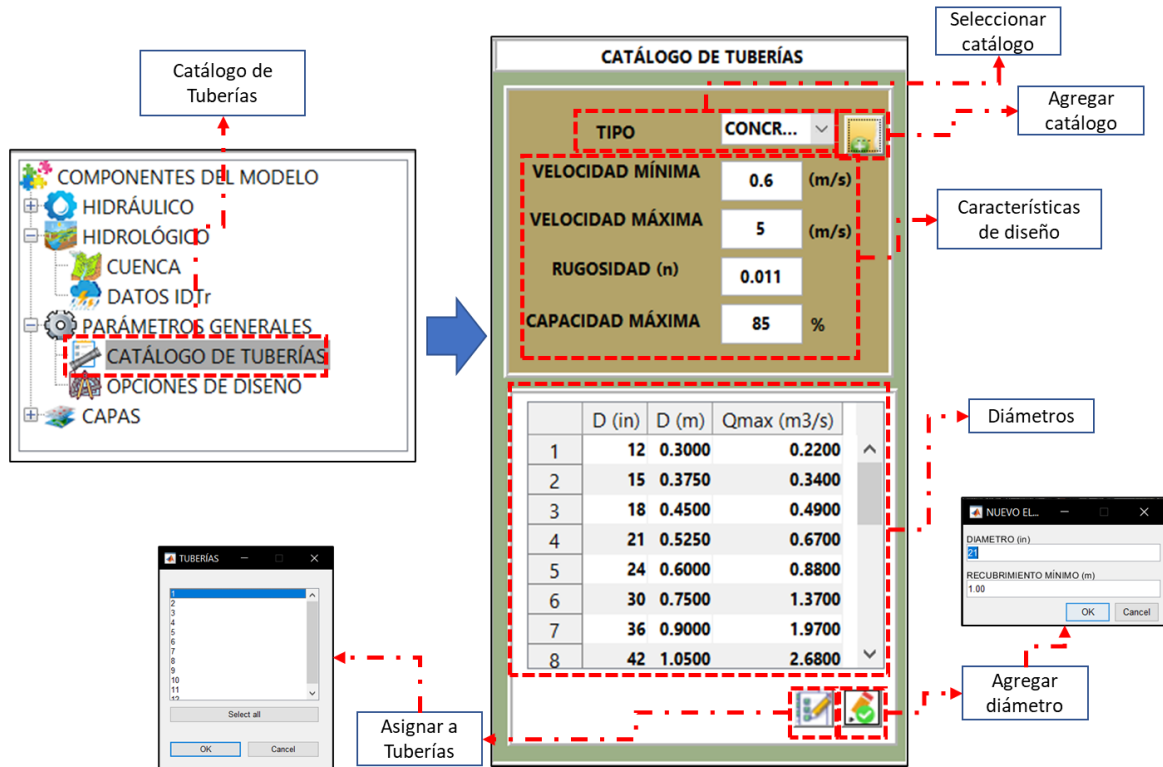


FIGURA 25 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS DATOS IDTr

Diámetro (in) Velocidad mínima (m/s) Caudal máximo (m3/s) Coeficiente de Manning (n)

Diámetro (in)	Velocidad mínima (m/s)	Caudal máximo (m3/s)	Coeficiente de Manning (n)
12.000000	0.300000	0.220000	0.011000
15.000000	0.375000	0.340000	0.011000
18.000000	0.450000	0.490000	0.011000
21.000000	0.525000	0.670000	0.011000
24.000000	0.600000	0.880000	0.011000
30.000000	0.750000	1.370000	0.011000
36.000000	0.900000	1.970000	0.011000
42.000000	1.050000	2.680000	0.011000
48.000000	1.200000	3.500000	0.011000
54.000000	1.350000	4.430000	0.011000
60.000000	1.520000	5.470000	0.011000
66.000000	1.680000	6.620000	0.011000
72.000000	1.830000	7.880000	0.011000
78.000000	1.980000	9.250000	0.011000
84.000000	2.130000	10.730000	0.011000
90.000000	2.290000	12.310000	0.011000
96.000000	2.440000	14.010000	0.011000
100.000000	2.540000	15.201224	0.011000
102.000000	2.590000	15.820000	0.011000
108.000000	2.740000	17.730000	0.011000
114.000000	2.900000	19.760000	0.011000
120.000000	3.050000	21.890000	0.011000

Diámetro (m) Velocidad máxima (m/s) Recubrimiento mínimo (m)

FIGURA 26 FORMATO PARA IMPORTAR CATÁLOGOS DE TUBERÍAS

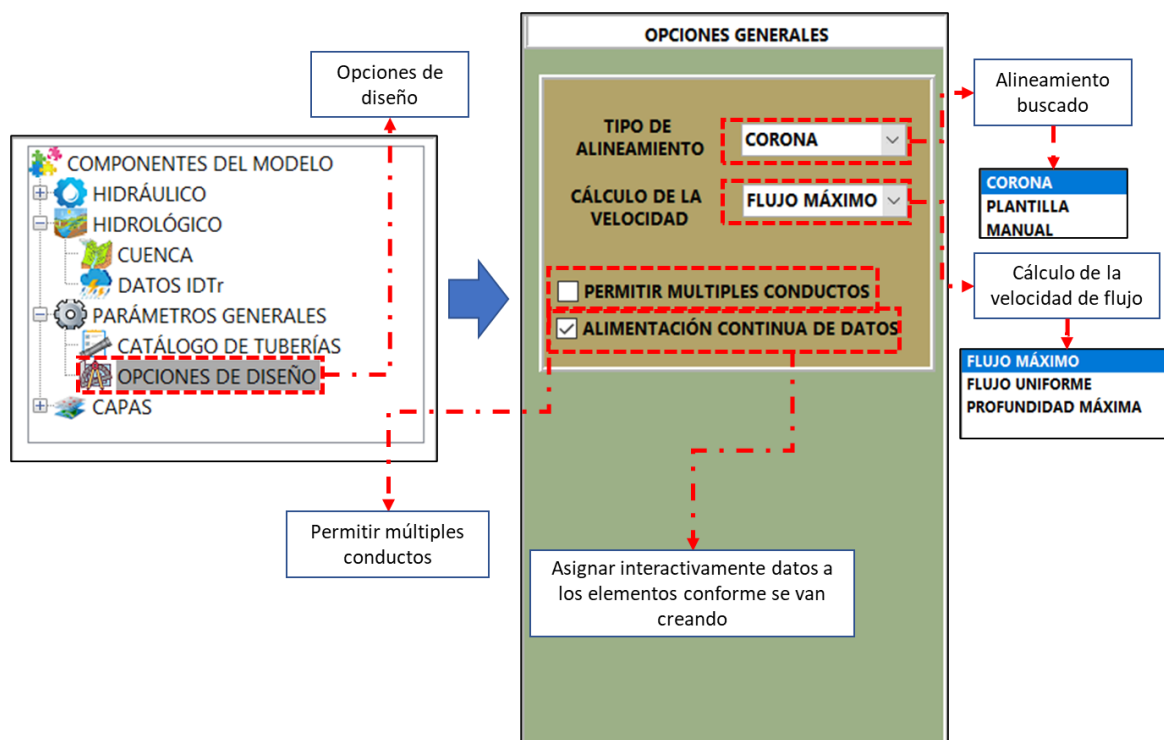


FIGURA 27 OPCIONES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

2.- Trazo de la red de drenaje pluvial

La configuración de la red pluvial puede realizarse de dos formas, la primera consiste en la construcción manual de la red a partir de los diferentes elementos distribuidos en la barra de herramientas. La segunda de ella es mediante la importación de archivos tipo texto o SHP. En los siguientes apartados se describe cada una de las opciones disponibles.

Construcción manual

El trazo manual de la red de drenaje se realiza con ayuda de la barra de herramientas, para ello debe tenerse en cuenta lo siguiente. Los elementos básicos en el modelo son el elemento Nodo, los elementos tubería requieren de dos nodos (inicio y fin) y sin la posibilidad de tener dos nodos tuberías el mismo nodo inicial. Finalmente, los elementos cuenca requieren estrictamente un nodo al cual descarga la escorrentía generada. En las figuras 28-30 se presenta el esquema para la creación de cada uno de los elementos.

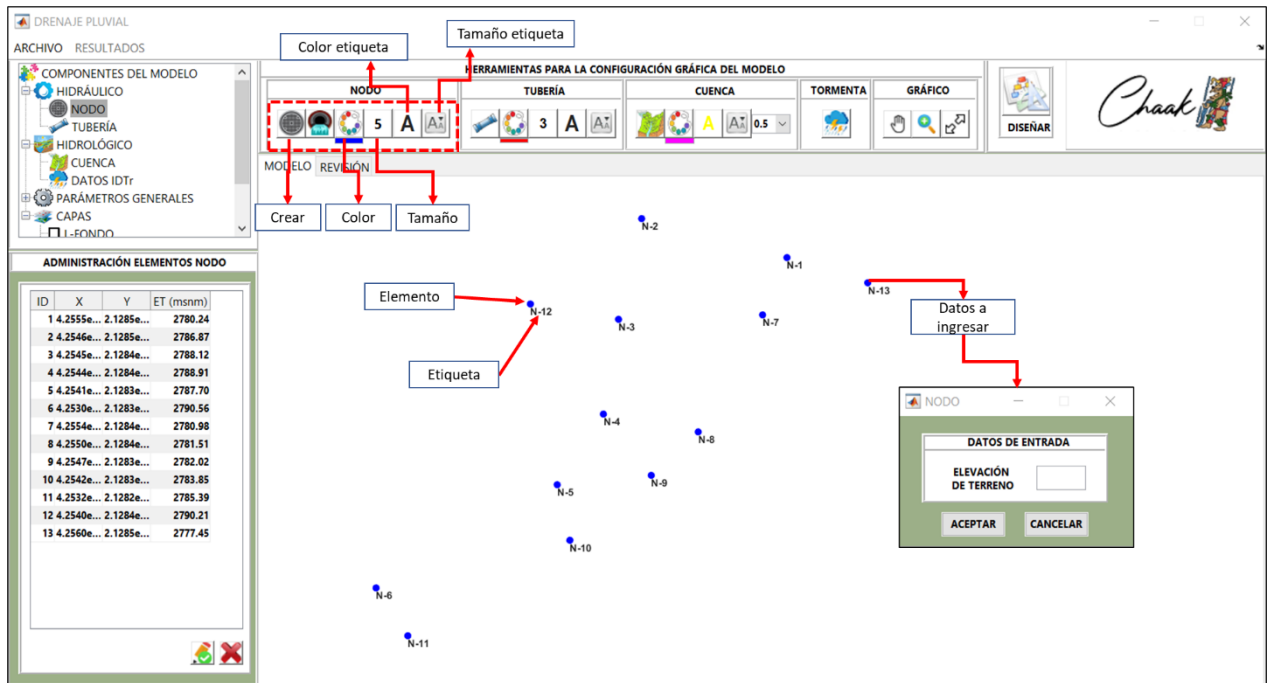


FIGURA 28 CREACIÓN DE ELEMENTOS NODOS

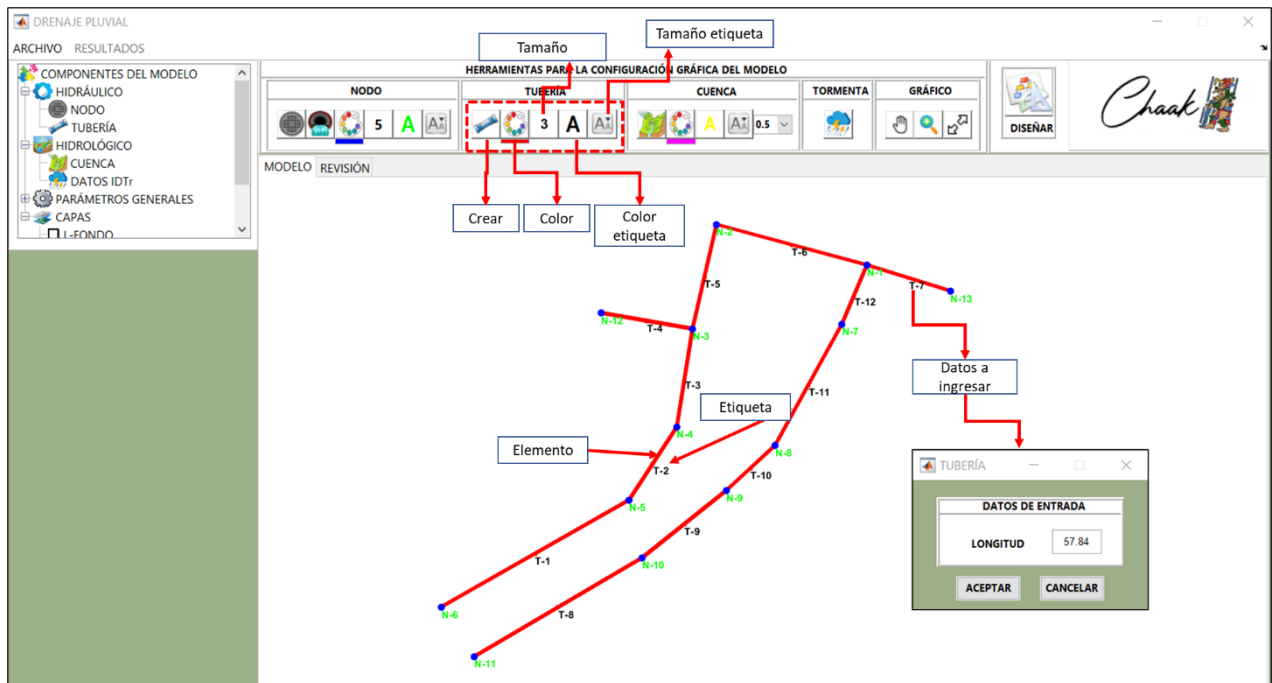


FIGURA 29 CREACIÓN DE ELEMENTOS TUBERÍA

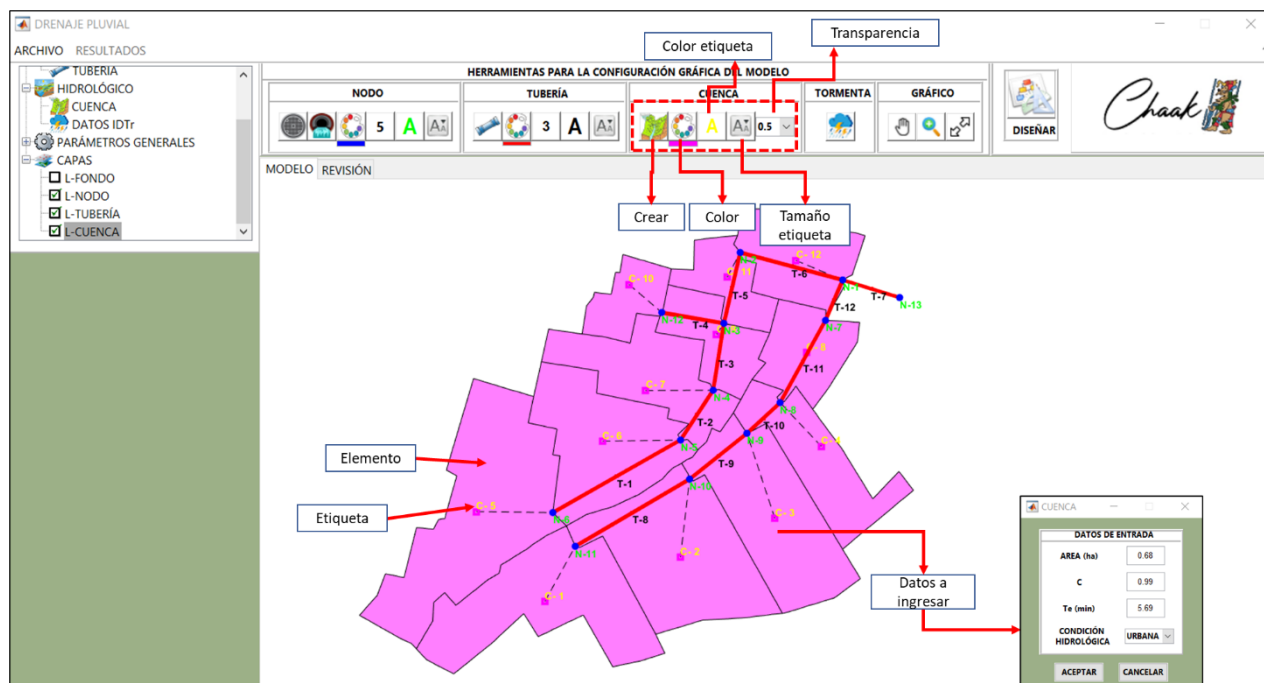


FIGURA 30 CREACIÓN DE ELEMENTOS CUENCA

Importar trazo de red

El módulo tiene la capacidad de importar datos de los diferentes elementos del sistema de drenaje con la finalidad de agilizar el proceso de dibujo. La forma de importar dichos datos es mediante archivos tipo texto o SHP con un formato predefinido. En las figuras 31-33 se muestra el formato requerido para importar elementos “Nodo”, “Tubería” y “Cuenca” mediante archivos tipo texto, respecto a los formatos SHP es necesario que estos contengan campos donde se agrupe la misma información que en los archivos tipo texto. La diferencia radica en que al importar los elementos tipo cuenca en el formato tipo texto el trazo del dibujo es meramente representativo.

Coordenadas X Y para la ubicación espacial del elemento

Elevación de terreno (msnm)

*Nodos: Bloc de notas

— □ ×

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

Coordenada X	Coordenada Y	Elevación
425553.4772	2128473.983	2780.24
425464.0372	2128497.879	2781.60
425449.7673	2128435.98	2782.03
425440.4752	2128377.814	2782.91
425412.0271	2128334.181	2783.10
425300.5103	2128270.645	2783.56
425538.5017	2128438.795	2780.98
425498.8582	2128366.724	2781.51
425469.9445	2128339.885	2782.02
425419.8514	2128299.95	2782.85
425320.0637	2128241.318	2783.39
425395.5382	2128445.575	2783.21
425603.2015	2128458.456	2779.50

Lm 1, Col 41100%Windows (CRLF)UTF-8

Datos de entrada para los elementos “Nodo”
agrupados en columnas

Datos de entrada para los elementos “Nodo”
agrupados en columnas

FIGURA 31 FORMATO REQUERIDO PARA IMPORTAR ELEMENTOS “NODO”, MÓDULO “DRENAJE PLUVIAL”

Nodo inicial y final del elemento

Longitud de tubería (m)

Inicio	Fin	Longitud
6	5	129.20
5	4	52.63
4	3	58.96
12	3	55.07
3	2	63.73
2	1	92.62
1	13	52.10
11	10	116.09
10	9	64.06
9	8	39.45
8	7	82.50
7	1	38.24

Datos de entrada para los elementos “Tubería” agrupados en columnas

Datos de entrada para los elementos
“Tubería” agrupados en columnas

FIGURA 32 FORMATO REQUERIDO PARA IMPORTAR ELEMENTOS “TUBERÍA”, MÓDULO “DRENAJE PLUVIAL”

Nodo de descarga directa	Área de la cuenca (ha)	Coefficiente de escorrentía	Tiempo de entrada al sistema (min)																																																																						
*Cuenca: Bloc de notas <table><tr><th>Archivo</th><th>Edición</th><th>Formato</th><th>Ver</th><th>Ayuda</th></tr><tr><th>Descarga</th><th>Area</th><th>C</th><th>T. Entrada</th><th></th></tr><tr><td>11</td><td>1.34</td><td>0.71</td><td>11.62</td><td></td></tr><tr><td>10</td><td>1.42</td><td>0.6</td><td>7.18</td><td></td></tr><tr><td>9</td><td>1.23</td><td>0.76</td><td>6.05</td><td></td></tr><tr><td>8</td><td>0.76</td><td>0.7</td><td>14.65</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td>1.78</td><td>0.78</td><td>10.32</td><td></td></tr><tr><td>5</td><td>1.16</td><td>0.93</td><td>6.74</td><td></td></tr><tr><td>4</td><td>0.87</td><td>0.85</td><td>9.80</td><td></td></tr><tr><td>7</td><td>0.53</td><td>0.7</td><td>8.38</td><td></td></tr><tr><td>3</td><td>0.48</td><td>0.76</td><td>6.85</td><td></td></tr><tr><td>12</td><td>0.34</td><td>0.87</td><td>6.08</td><td></td></tr><tr><td>2</td><td>0.39</td><td>0.91</td><td>6.69</td><td></td></tr><tr><td>1</td><td>0.68</td><td>0.98</td><td>5.69</td><td></td></tr></table> Lm 14, Col 12 100% Windows (CRLF) UTF-8				Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda	Descarga	Area	C	T. Entrada		11	1.34	0.71	11.62		10	1.42	0.6	7.18		9	1.23	0.76	6.05		8	0.76	0.7	14.65		6	1.78	0.78	10.32		5	1.16	0.93	6.74		4	0.87	0.85	9.80		7	0.53	0.7	8.38		3	0.48	0.76	6.85		12	0.34	0.87	6.08		2	0.39	0.91	6.69		1	0.68	0.98	5.69	
Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda																																																																					
Descarga	Area	C	T. Entrada																																																																						
11	1.34	0.71	11.62																																																																						
10	1.42	0.6	7.18																																																																						
9	1.23	0.76	6.05																																																																						
8	0.76	0.7	14.65																																																																						
6	1.78	0.78	10.32																																																																						
5	1.16	0.93	6.74																																																																						
4	0.87	0.85	9.80																																																																						
7	0.53	0.7	8.38																																																																						
3	0.48	0.76	6.85																																																																						
12	0.34	0.87	6.08																																																																						
2	0.39	0.91	6.69																																																																						
1	0.68	0.98	5.69																																																																						
Datos de entrada para los elementos “Cuenca” agrupados en columnas																																																																									

FIGURA 33 FORMATO REQUERIDO PARA IMPORTAR ELEMENTOS "CUENCA", MÓDULO "DRENAJE PLUVIAL"

3.- Referenciación del trazo

Para la referenciación del trazo el módulo permite la importación de dichos datos mediante tres formatos, cada uno de ellos requiere de la correcta georreferenciación de origen para con las unidades de los elementos, de otra manera las unidades de dibujo son meramente representativas. En las figuras 34-36 se presenta los diferentes tipos de archivos disponibles para la referenciación de la red, en el caso de archivos DXF el archivo debe estar compuesto por elementos tipo línea, en el caso de los archivos tipo SHP debe existir el archivo de referenciación en la misma carpeta (.ovr), finalmente los archivos el formato de imagen disponible es el tipo TIFF.

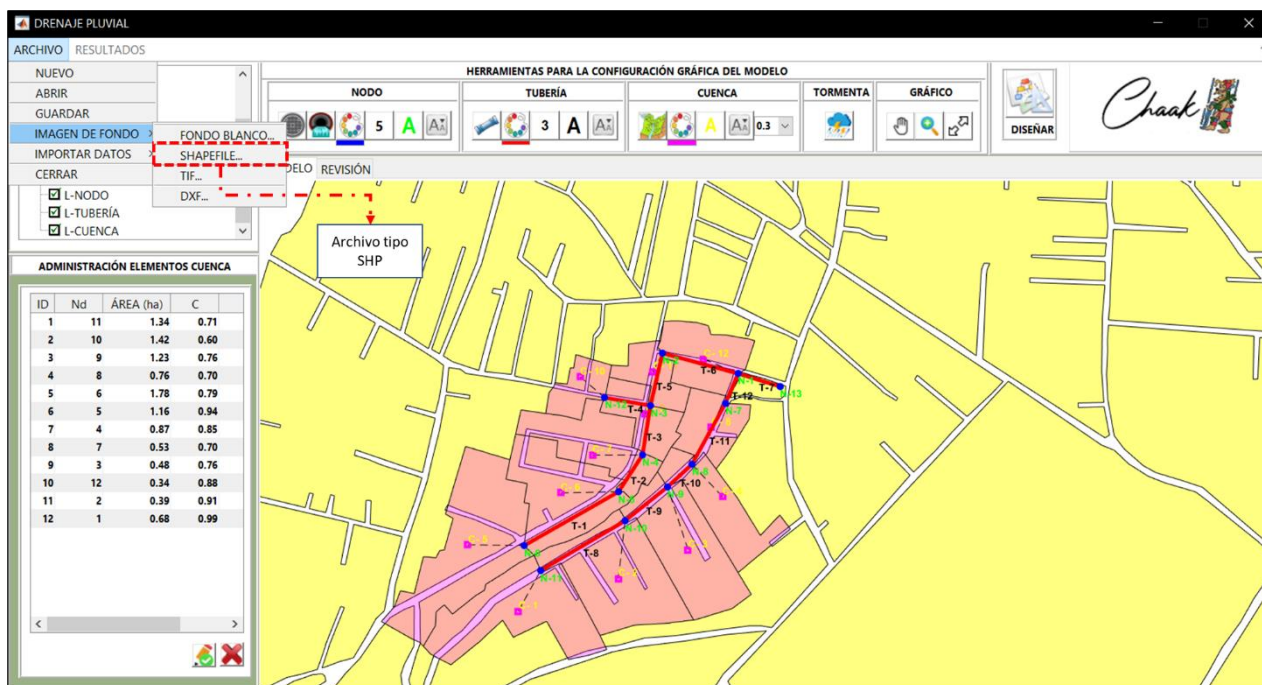


FIGURA 34 REFERENCIACIÓN MEDIANTE ARCHIVO TIPO SHP

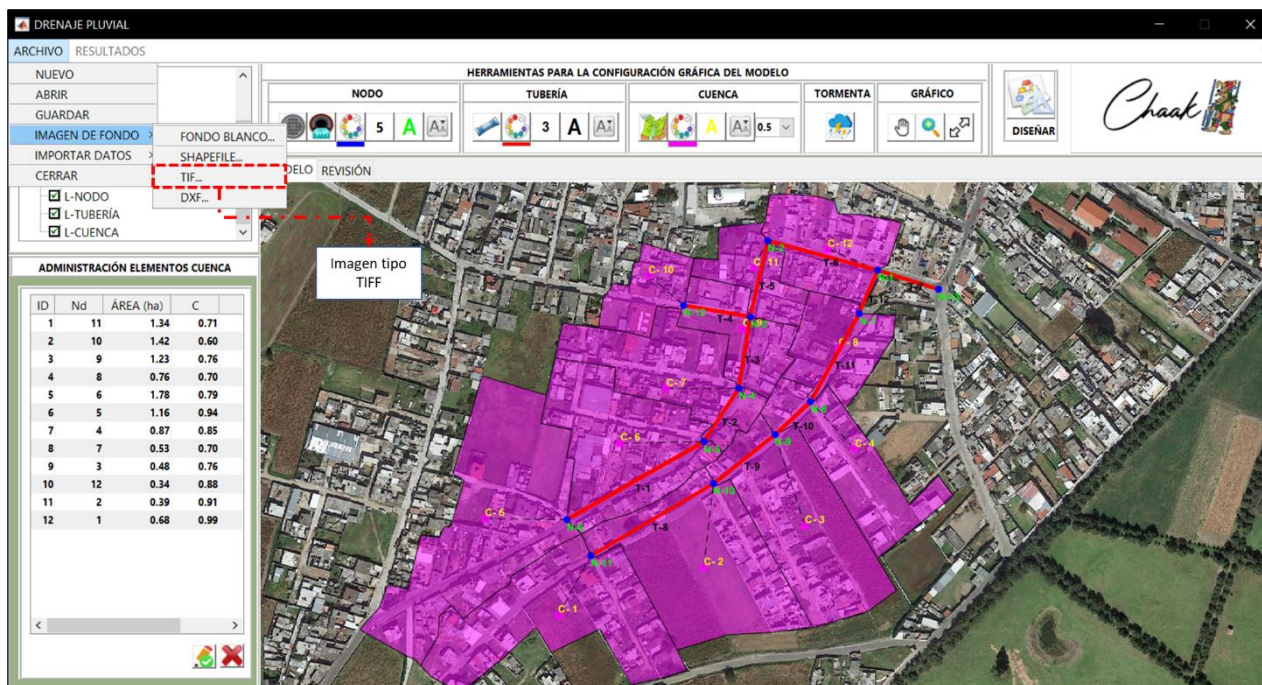


FIGURA 35 REFERENCIACIÓN MEDIANTE ARCHIVO TIPO TIFF

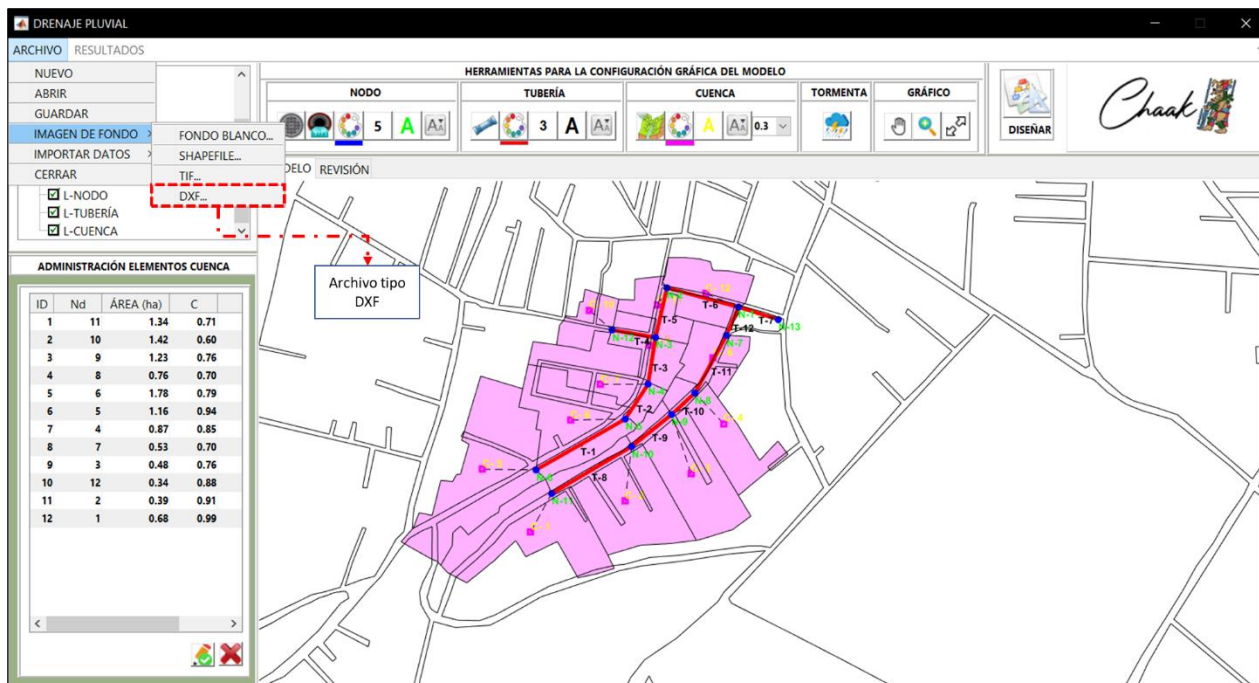


FIGURA 36 REFERENCIACIÓN MEDIANTE ARCHIVO TIPO DXF

4.- Resultados del diseño

Una vez configurado el modelo y parámetros requeridos se puede proceder al cálculo. En la figura 37 se muestra una vista en planta de los resultados y las principales características obtenidas del diseño, elevaciones de rasante y terreno para cada nodo, respecto a las tuberías se muestra el diámetro obtenido, longitud y pendiente de diseño, a partir de ello se estableció un esquema de colores según la dimensión del diámetro, esta nomenclatura puede editarse a gusto del usuario, de la misma forma que con el catálogo de tuberías, ingresando el color preferido en formato RGB.

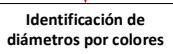


FIGURA 37 RESULTADOS OBTENIDOS DEL DISEÑO DE UN SISTEMA CONVENCIONAL, MÓDULO “DRENAJE PLUVIAL”

Adicionalmente, en la pestaña “Resultados” puede accederse a los datos obtenidos mediante tabulas presentadas a manera resumen o agrupados para cada elemento. En la figura 38 se muestra la interfaz y formato en que se presentan, las características principales se resumen en el diámetro obtenido para cada tubería, caudal y pendiente de diseño, tirante máximo, elevación de terreno y rasante, área total drenada al nodo y tiempos de concentración e intensidad de precipitación utilizada en el diseño. Otro resultado obtenido importante y que el módulo es capaz de obtener de manera automática, es la generación del gráfico del perfil de la red de drenaje diseñada en conjunto con las secciones transversales y el tirante alcanzado para el flujo de diseño bajo condiciones de flujo normal, accediendo mediante la pestaña revisión ubicada en la parte superior del área de dibujo. En la figura 39 y 40. se muestra un ejemplo del perfil dibujado por el módulo y los detalles que este presenta.

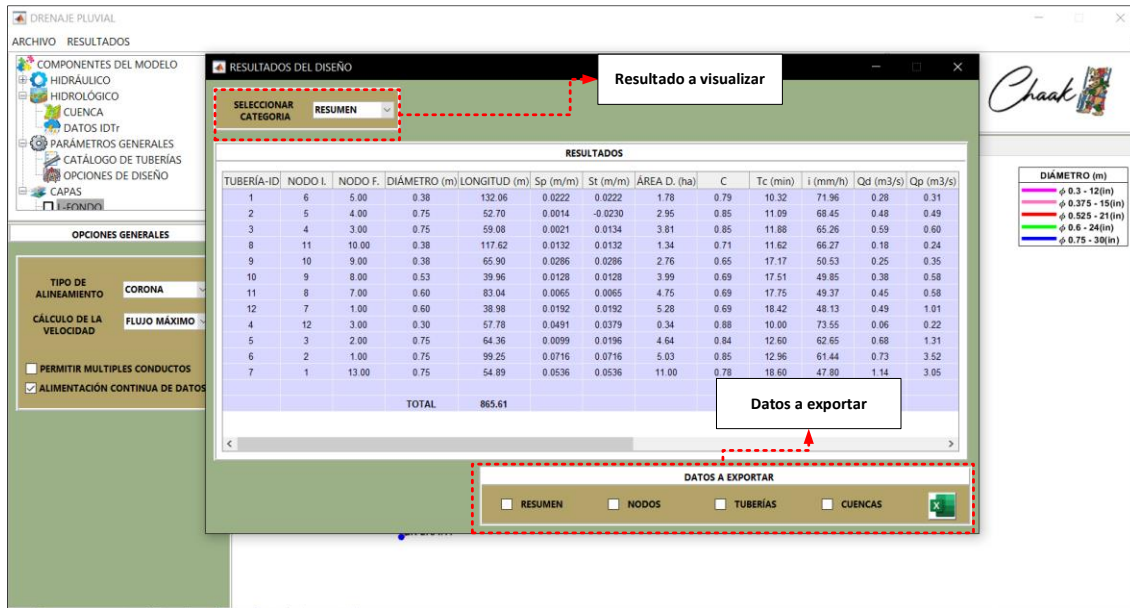


FIGURA 38 RESULTADOS TABULARES OBTENIDOS DEL DISEÑO AGRUPADOS EN CATEGORÍAS, MÓDULO “DRENAJE PLUVIAL”

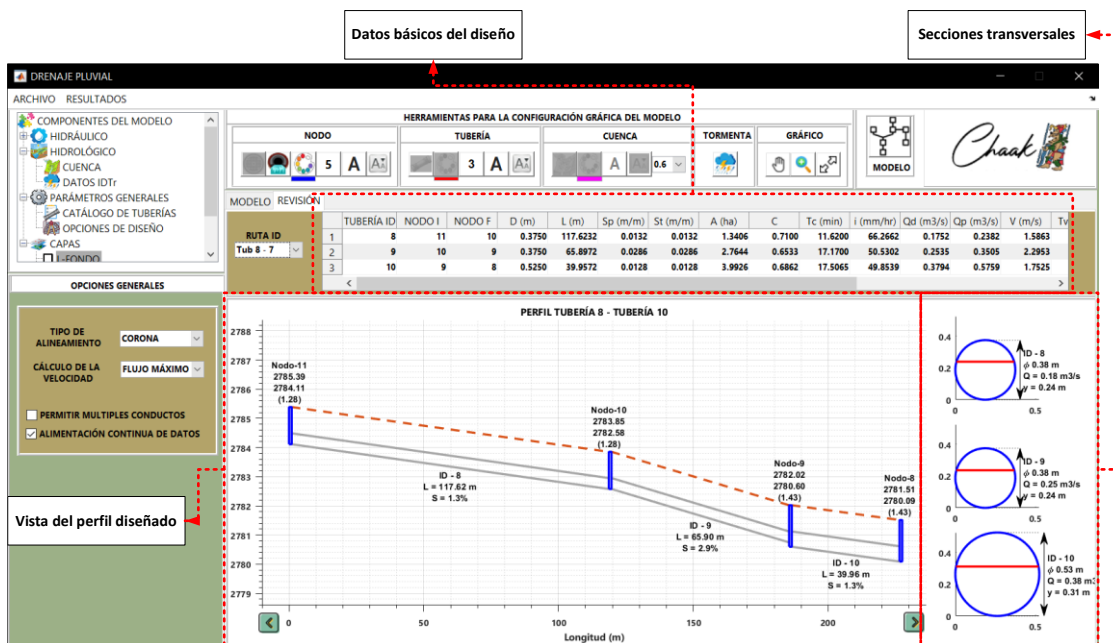


FIGURA 39 PANEL PARA LA VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS GRÁFICOS, MÓDULO “DRENAJE PLUVIAL”

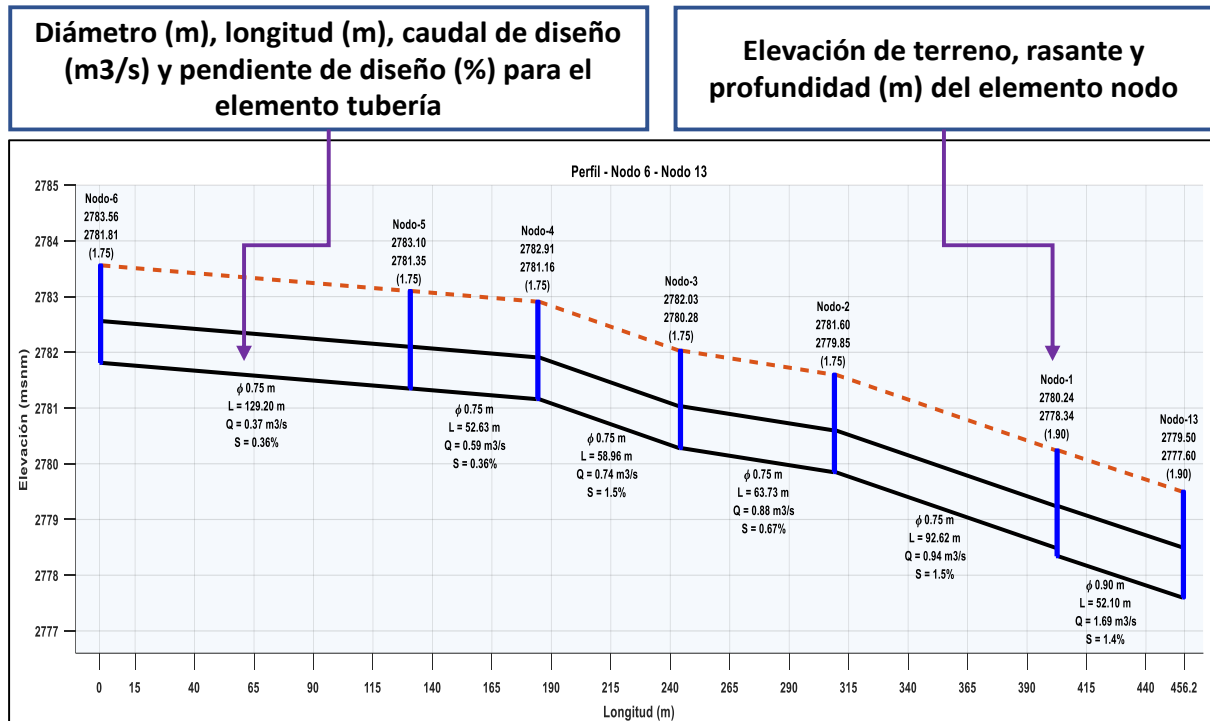


FIGURA 40 PERFIL TIPO RESULTANTE, MÓDULO “DRENAJE PLUVIAL”

5.- Reporte

Es posible generar un reporte automático de los resultados donde se agrupan en un formato tipo xlsx, los resultados se muestran agrupados en categorías y por pestañas. En la figura 41 se presenta un ejemplo de un archivo tipo generado.

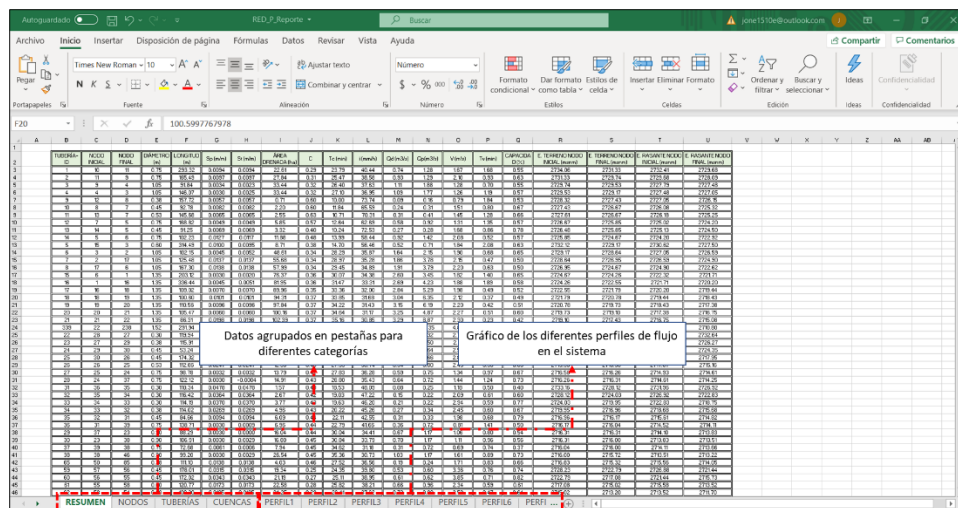


FIGURA 41 REPORTE TIPO GENERADO EN EL MÓDULO “DRENAJE PLUVIAL”

c) Módulo: “Impacto hidrológico por urbanización”

El propósito general del módulo consiste en obtener la respuesta hidrológica de un sistema de drenaje pluvial, obtener la respuesta hidrológica conceptual natural e incluir SUDS con la finalidad de analizar las diferencias entre las respuestas hidrológicas mencionadas. Para ello el módulo requiere realizar de manera general los siguientes pasos:

1. Trazo de la red de drenaje pluvial, configurada a partir de los elementos conceptuales “Nodo”, “Tubería”, “Cuenca” y “Tormenta de diseño”.
2. Configuración de la respuesta hidrológica natural (opcional)
3. inclusión de SUDS en el sistema (opcional)
4. configuración de las opciones generales de simulación

1.- Interfaz del módulo Drenaje pluvial

Las opciones y elementos quedaron agrupados en cuatro áreas bien definidas la igual que en el módulo “Drenaje Pluvial”, la primera de ellas ubicada en la parte superior, corresponde a un menú tipo árbol donde es posible acceder a los diferentes componentes y configuraciones existentes. La segunda corresponde a la barra de herramientas mediante la cual se puede configurar el modelo para simular la respuesta pluvial. La tercera presenta un panel de visualización de la información referente según el componente del modelo seleccionado. Finalmente, la cuarta engloba la superficie en donde se visualizan los elementos dibujados. En figura 42 se pueden visualizar las diferentes áreas antes descritas.

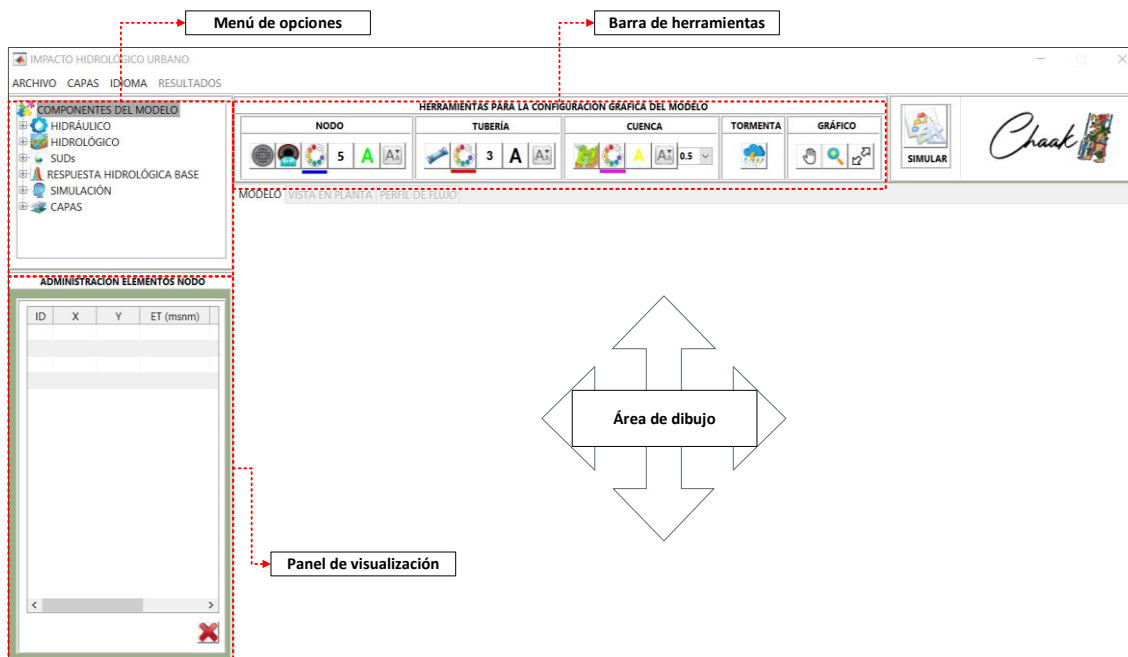


FIGURA 42 VENTANA DE TRABAJO DEL MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

Las características de cada componente de los elementos y características que componen el modelo se presentan en las figuras 43-46, destacando las opciones configuraciones disponibles en el módulo.

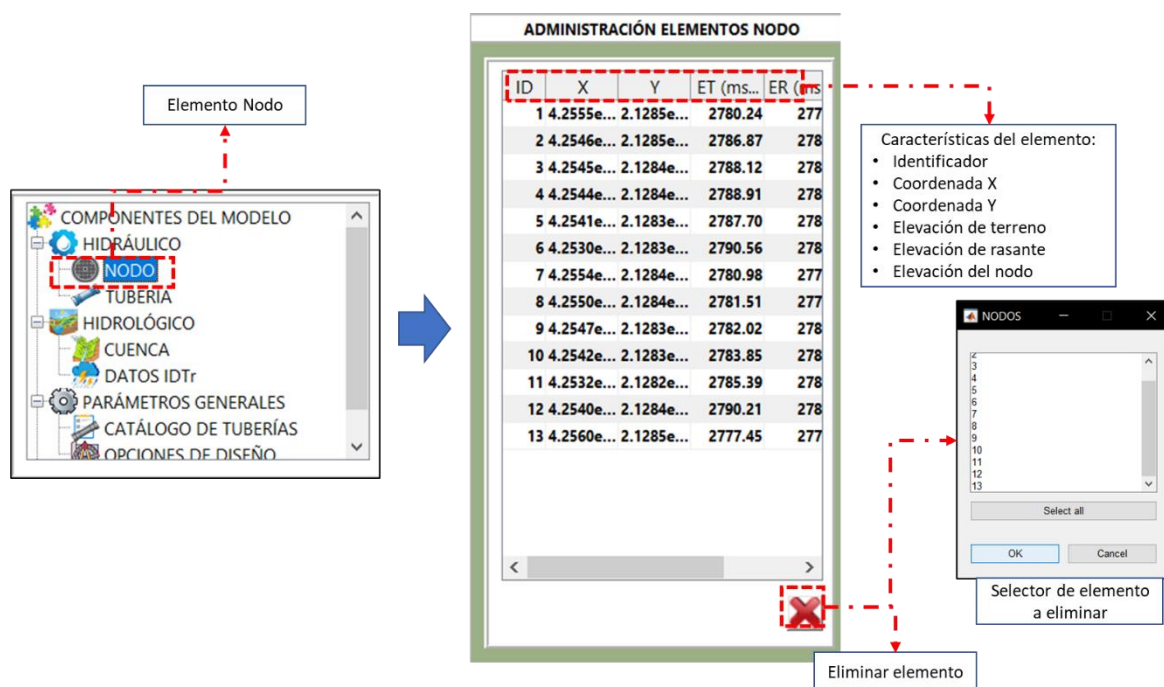


FIGURA 43 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS CUENCA

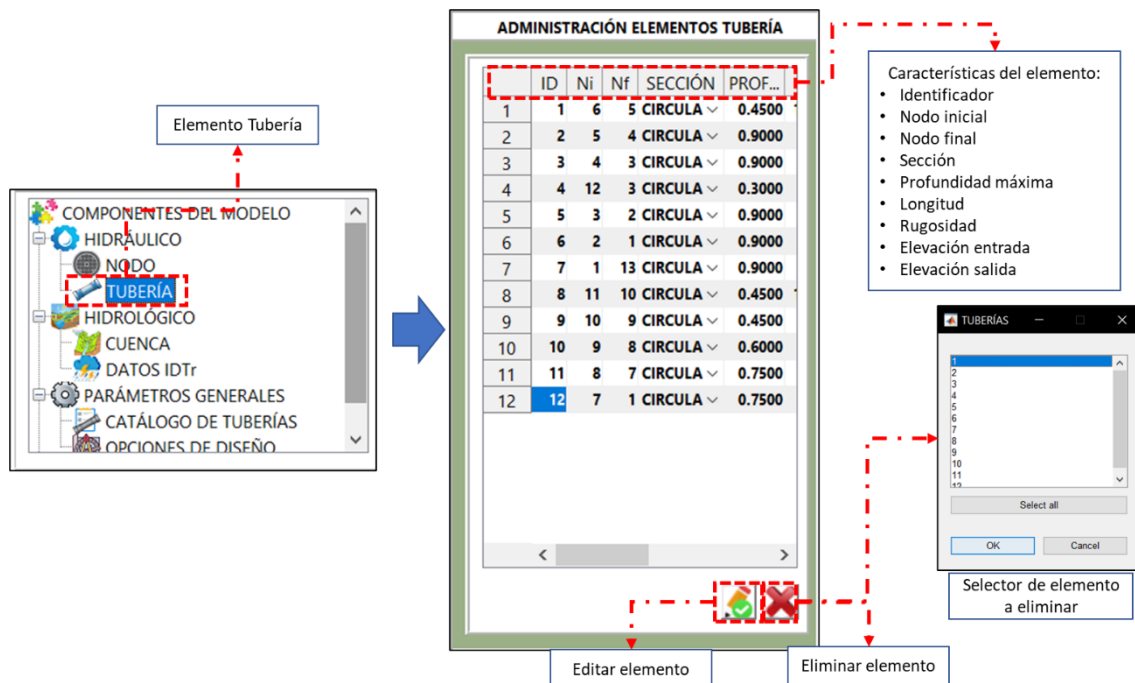


FIGURA 44 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS TUBERÍA

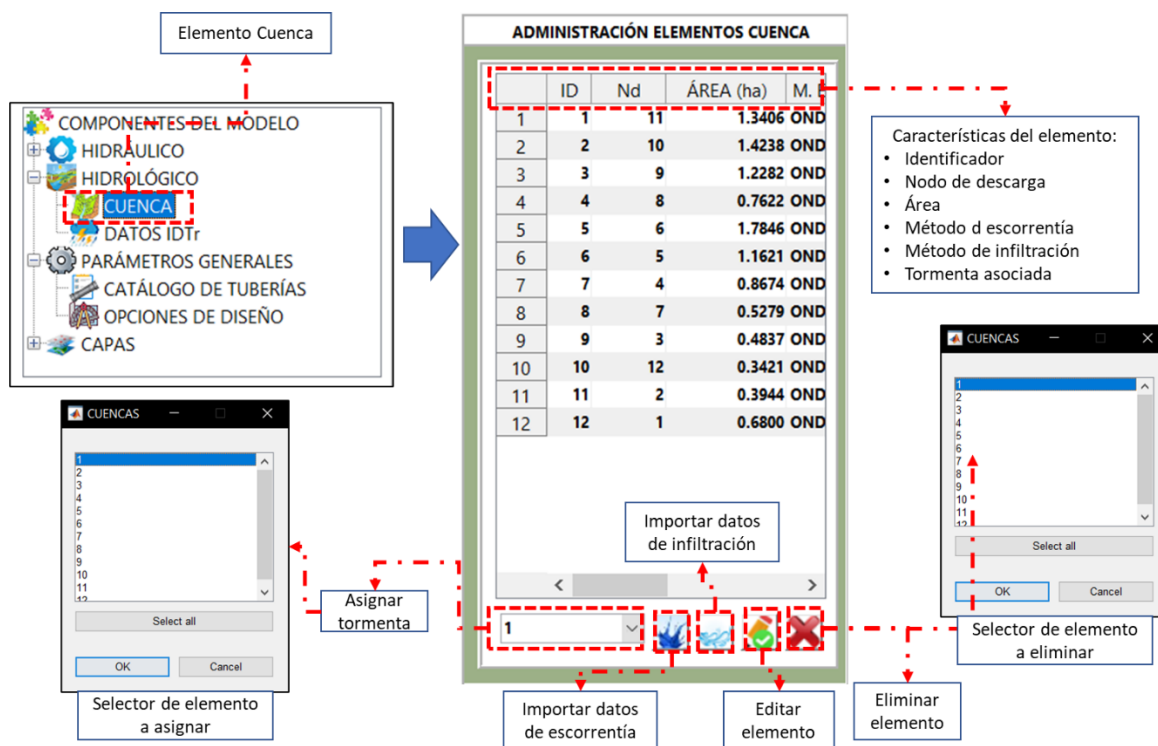


FIGURA 45 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS CUENCA

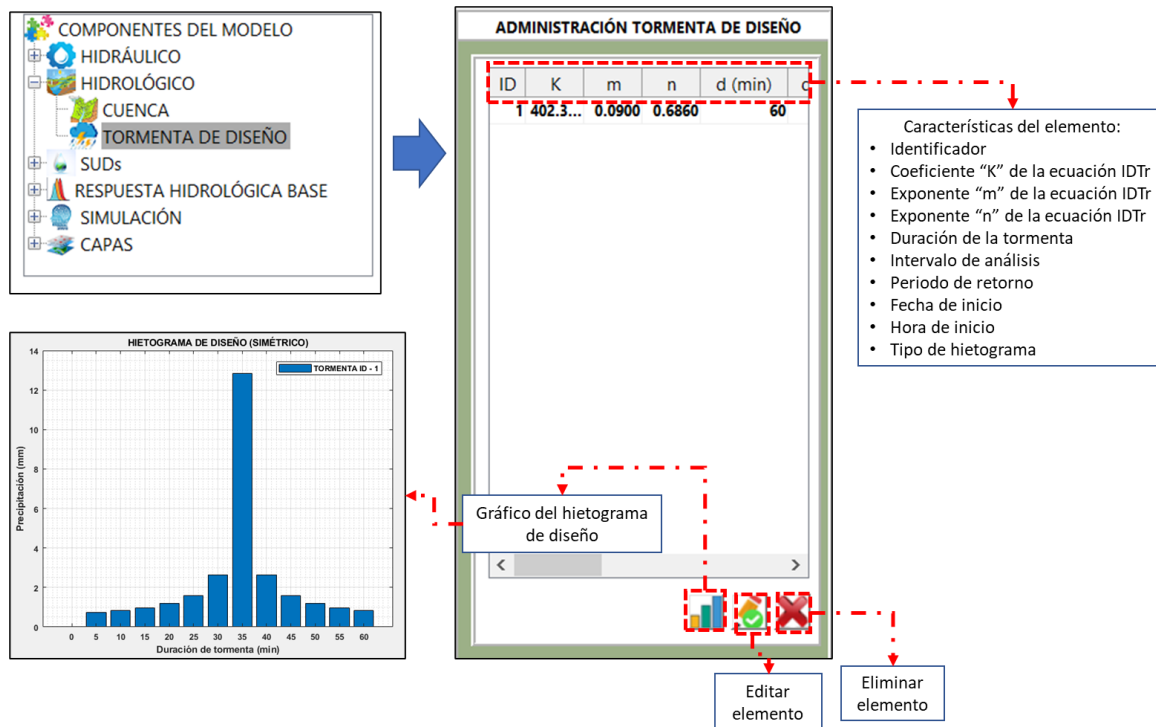


FIGURA 46 OPCIONES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS TORMENTA DE DISEÑO

2.- Trazo de la red de drenaje pluvial

La configuración de la red pluvial puede realizarse de dos formas, la primera consiste en la construcción manual de la red a partir de los diferentes elementos distribuidos en la barra de herramientas. La segunda de ella es mediante la importación de archivos tipo texto o SHP. En los siguientes apartados se describe cada una de las opciones disponibles.

Construcción manual

El trazo manual de la red de drenaje se realiza con ayuda de la barra de herramientas, para ello debe tenerse en cuenta lo siguiente. Los elementos básicos en el modelo son el elemento Nodo, los elementos tubería requieren de dos nodos (inicio y fin) y sin la posibilidad de tener dos nodos tuberías el mismo nodo inicial. Finalmente, los elementos cuenca requieren estrictamente un nodo al cual descarga la escorrentía generada. En las figuras 47-50 se presenta el esquema para la creación de cada uno de los elementos.

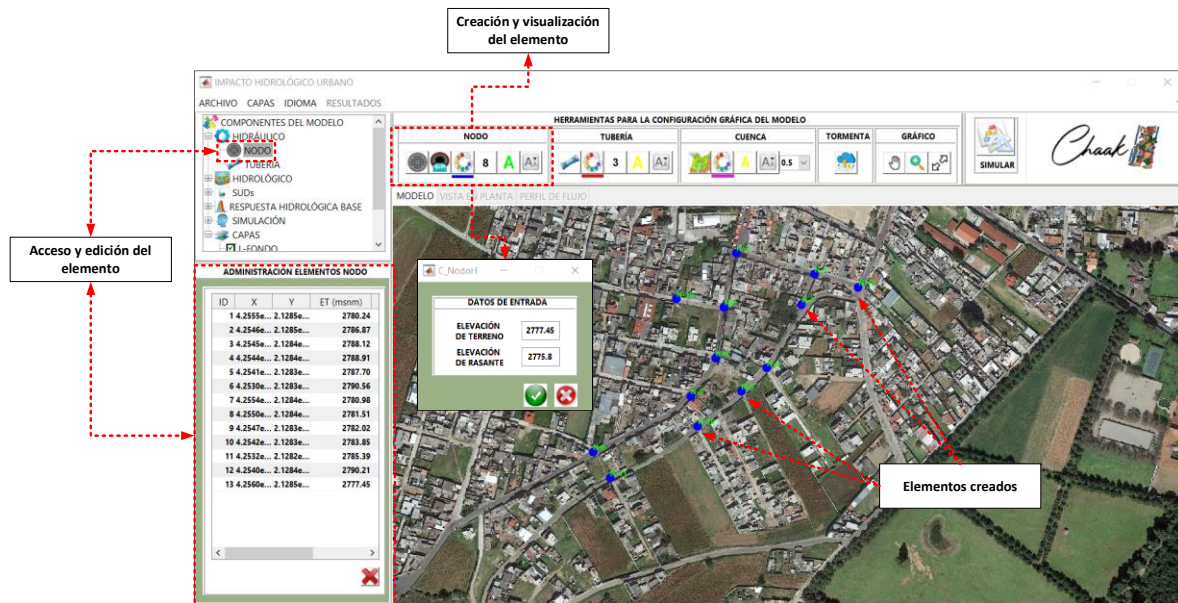


FIGURA 47 CREACIÓN, EDICIÓN Y VISUALIZACIÓN GRÁFICA DE ELEMENTOS “NODO”, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

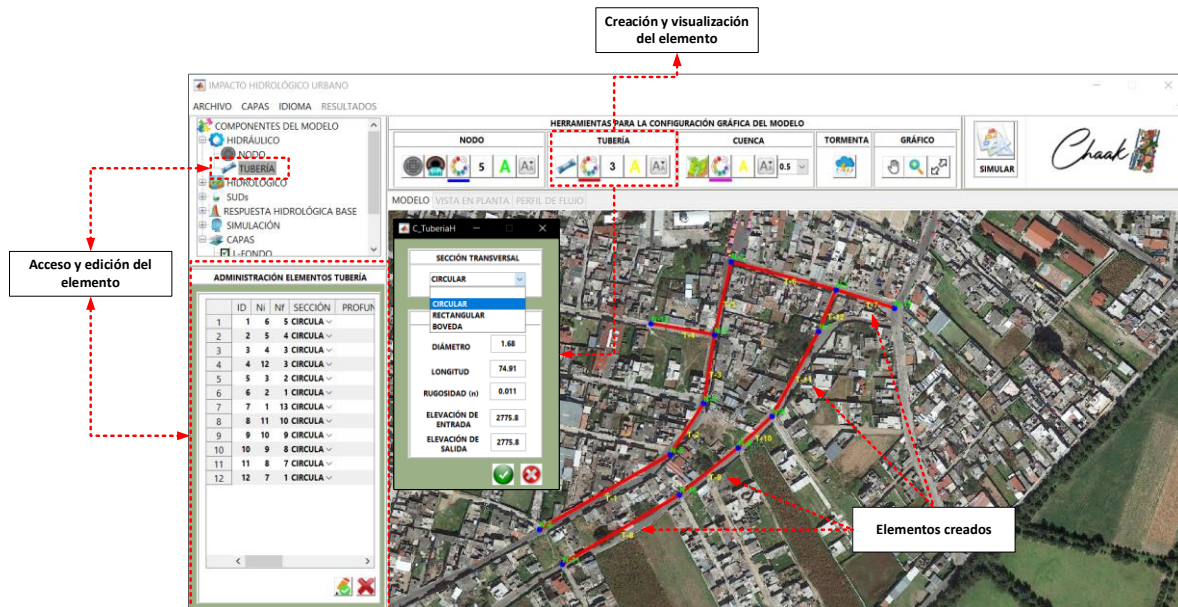


FIGURA 48 CREACIÓN, EDICIÓN Y VISUALIZACIÓN GRÁFICA DE ELEMENTOS “CONDUCTO”, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

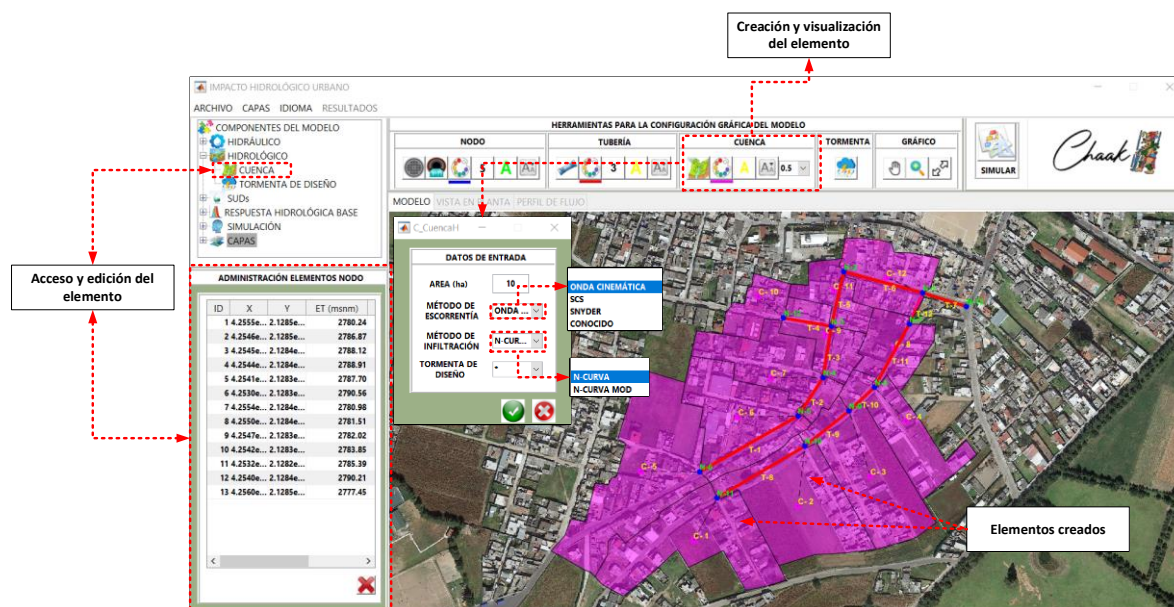


FIGURA 49 CREACIÓN, EDICIÓN Y VISUALIZACIÓN GRÁFICA DE ELEMENTOS "CUENCA", MÓDULO "IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO"

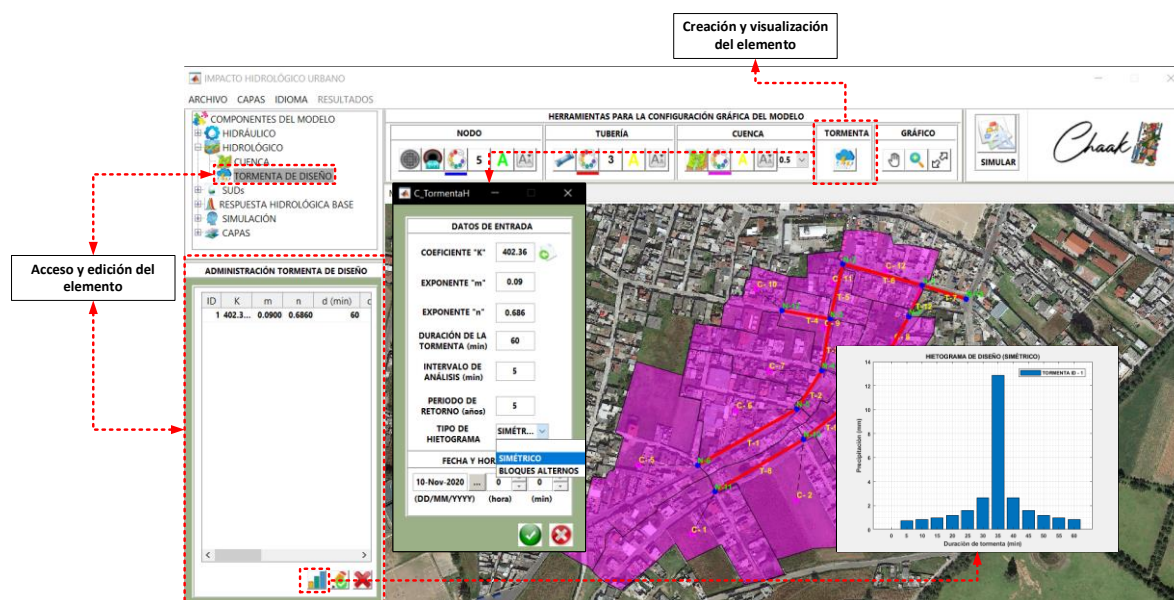


FIGURA 50 CREACIÓN, EDICIÓN Y VISUALIZACIÓN GRÁFICA DE ELEMENTOS "TORRENTA", MÓDULO "IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO"

Importar trazo de red

El módulo tiene la capacidad de importar datos de los diferentes elementos del sistema de drenaje con la finalidad de agilizar el proceso de dibujo. La forma de importar dichos datos es análoga que al módulo “Drenaje Pluvial” considerando formatos TXT y SHP, la diferencia radica en la cantidad de campos requeridos como datos de entrada y su orden tal como se muestran en el apartado dedicado a su creación. Sin embargo, la opción recomendada para el flujo de trabajo propuesta en la herramienta es la importación de un modelo creado en el módulo “Drenaje Pluvial” sin ser esto una restricción.

3.- Referenciación del trazo

Para la referenciación del trazo el módulo permite la importación de dichos datos mediante tres formatos, cada uno de ellos requiere de la correcta georreferenciación de origen para con las unidades de los elementos, de otra manera las unidades de dibujo son meramente Los formatos disponibles son los mismos que en el módulo “Drenaje Pluvial” para más detalles consultar el apartado.

4.- Respuesta hidrológica base

Para determinar el impacto hidrológico urbano en una cuenca, es necesario tener una respuesta hidrológica de referencia sobre la cual comparar la repuesta urbana. En la figura 51 se muestra el apartado de la interfaz donde se incluyeron las diferentes opciones para calcular la respuesta hidrológica base (hidrogramas sintéticos (SCS y Snyder), onda cinemática, o algún hidrograma conocido), una vez seleccionado el método se despliegan los parámetros de entrada requeridos, el cuadro de selección en la parte superior permite habilitar o inhabilitar el cálculo de la respuesta hidrológica base.

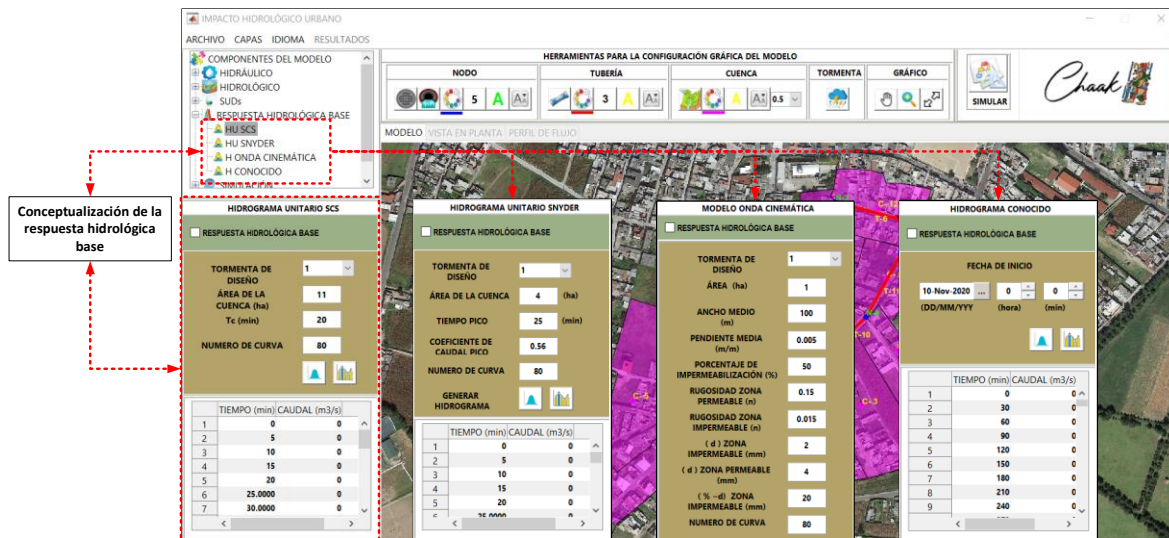


FIGURA 51 CÁLCULO DE LA RESPUESTA HIDROLÓGICA BASE, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

5.- Incorporación de SUDS

El apartado designado para la inclusión de SUDS queda estructurado como un componente dentro del módulo “Impacto hidrológico urbano” en donde se despliegan los diferentes sistemas urbanos de drenaje sostenible. La figura 52 muestra la pantalla y la forma estructurada de la ubicación del módulo y los diferentes sistemas disponibles (sistemas de infiltración, almacenamiento y detención).

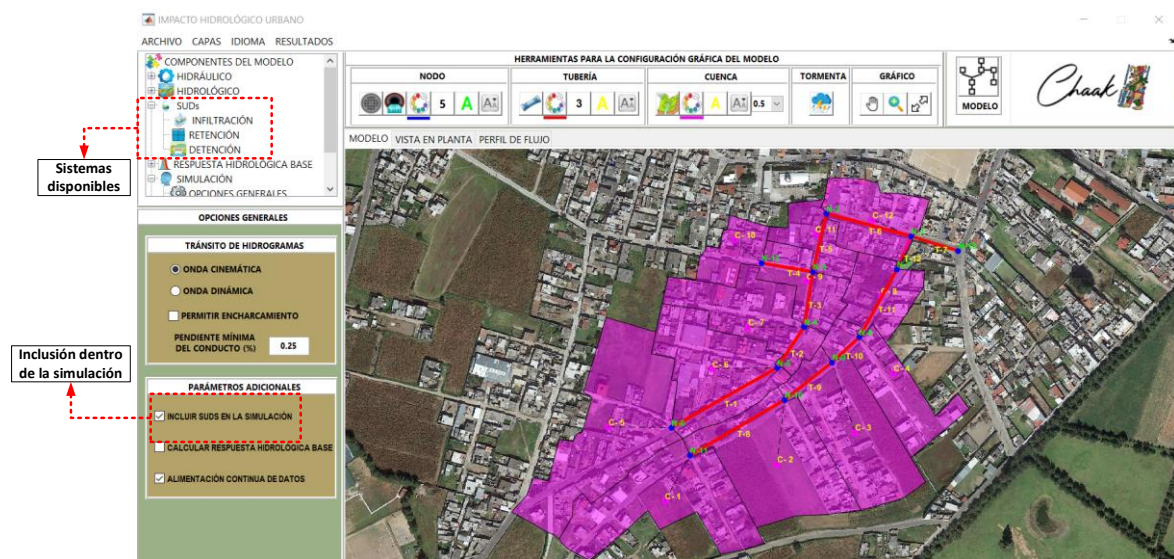


FIGURA 52 UBICACIÓN DEL MÓDULO “SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE”

Los sistemas de infiltración pueden incorporarse asumiendo una tasa de infiltración (variable o constante) limitada a una lámina de precipitación máxima a infiltrar sobre una extensión de área dentro de la cuenca. En la figura 53 puede observarse la ventana donde se muestran las diferentes opciones y requisitos de información para estos sistemas. La incorporación de sistemas de almacenamiento requiere ingresar el tipo de superficie y área a la que están conectados, el volumen de almacenamiento y la disponibilidad de este al iniciar la simulación. En la figura 54 se muestra la ventana donde se agrupan las diferentes opciones y requisitos de información para los sistemas de almacenamiento. Finalmente, la incorporación de sistemas de detención requiere el ingreso del tipo y área a la que están conectados, así como las características de la descarga controlada (funcionamiento de vertedor u orificio) y profundidad máxima e inicial del sistema, además se requiere ingresar la curva área elevación que describa el almacenamiento temporal, dicha información se importa mediante un archivo de texto. En la figura 55 se muestra la ventana donde se agrupan las diferentes opciones y requisitos de información para los sistemas de detención. Cabe mencionar que los SUDS no tienen representación gráfica propia y su asignación queda directamente ligada a los elementos que componen el sistema de drenaje pluvial.

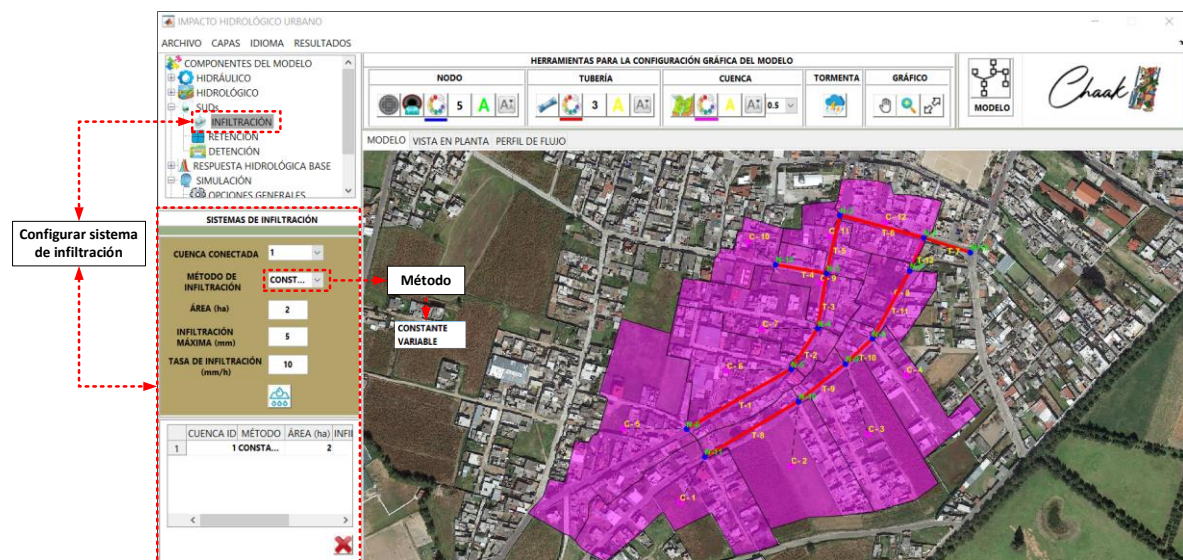


FIGURA 53 OPCIONES DISPONIBLES PARA INCORPORAR SISTEMAS DE INFILTRACIÓN, MÓDULO “SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE”

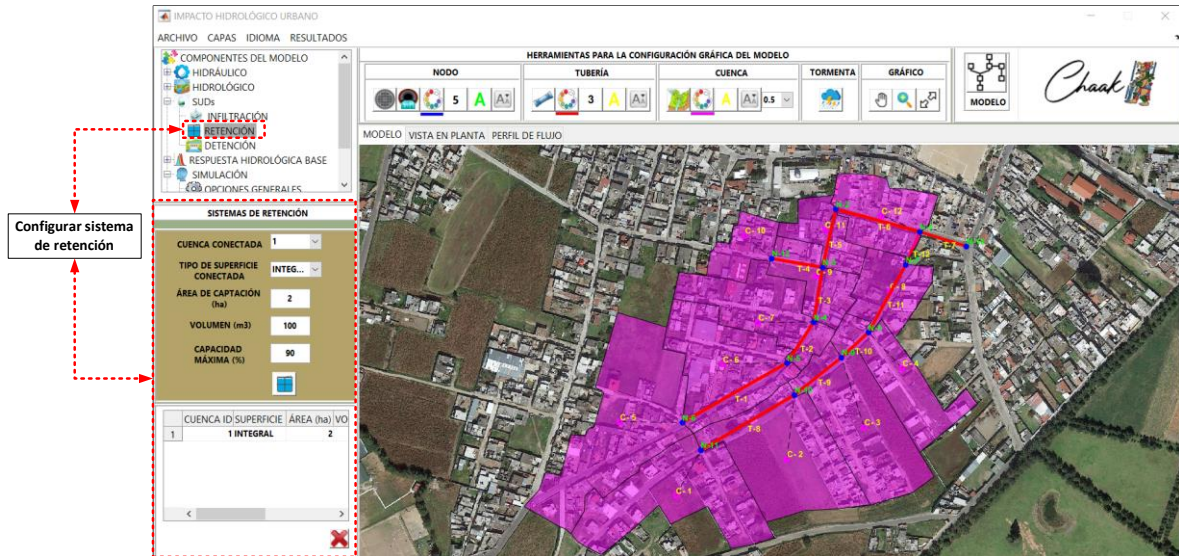


FIGURA 54 OPCIONES DISPONIBLES PARA INCORPORAR SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO, MÓDULO “SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE”

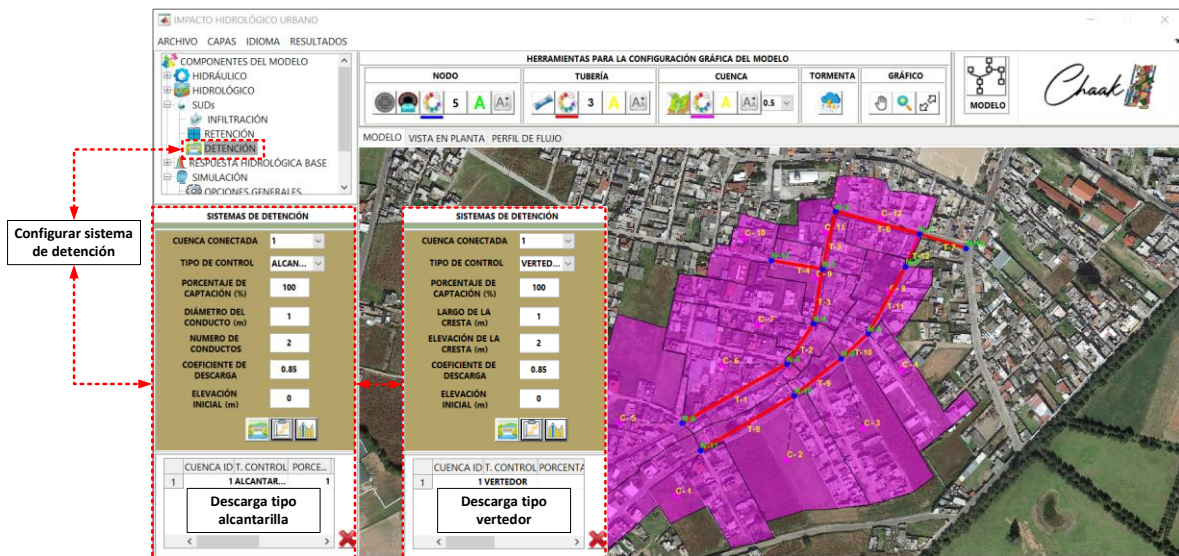


FIGURA 55 OPCIONES DISPONIBLES PARA INCORPORAR SISTEMAS DE DETENCIÓN, MÓDULO “SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE”

5.- Configuración de los parámetros de simulación

Una vez creados todos los elementos que conforman el modelo, es necesario configurar los parámetros de cálculo requeridos en la simulación los cuales se agruparon en cuatro categorías (“General”, “Fechas de simulación”, “Pasos de tiempo” y “Onda dinámica”). La figura 56 muestra la interfaz diseñada para poder configura los parámetros generales de la simulación. En el apartado “General” se selecciona el método de tránsito (onda cinemática o dinámica), pendiente mínima en conductos y la opción de que pueda existir encharcamiento en la superficie en caso de que la capacidad del drenaje se vea superada. En este apartado también se determina si se pretende calcular la respuesta hidrológica base y el incluir el funcionamiento de SUDS en la simulación,

En el apartado “Fechas de simulación” se ingresa la fecha de inicio, fin y comienzo de reporte de resultados para la simulación. En apartado pasos de tiempo se determinan los intervalos de análisis considerados para el cálculo (tránsito de hidrogramas y generación de escorrentía superficial). El apartado “Onda dinámica” requiere configurarse únicamente cuando se selecciona el método para el tránsito de hidrogramas.

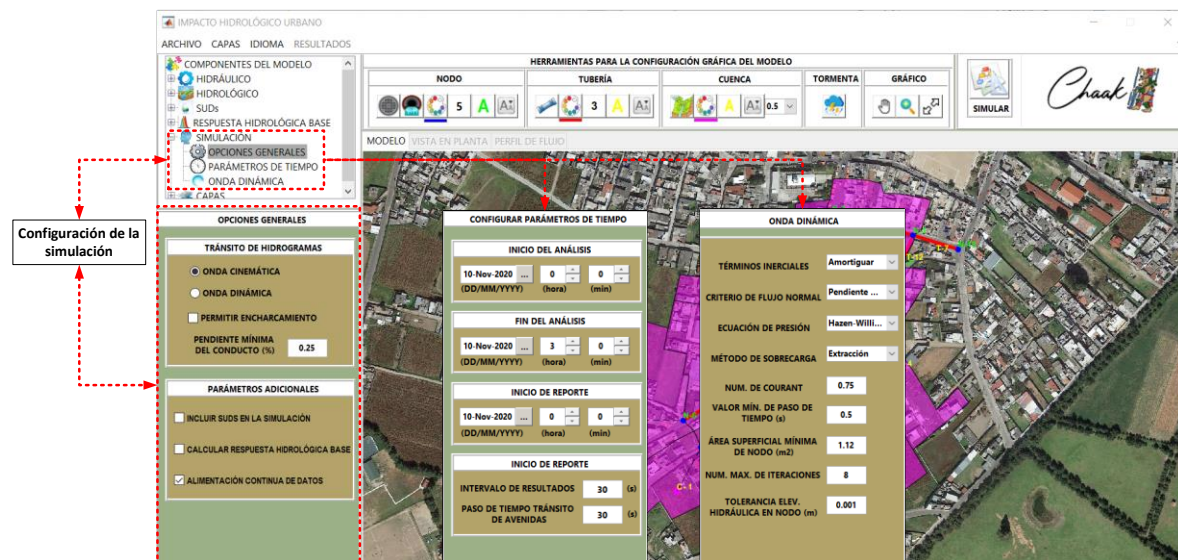


FIGURA 56 CONFIGURACIÓN DE OPCIONES GENERALES, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

6.-Resultados de la simulación

La visualización de los resultados del análisis se encuentra agrupados en el menú desplegable “Resultados” las opciones disponibles se presentan mediante tablas, gráficos de variables principales asociadas a elementos, vista en planta y perfil, además del impacto hidrológico urbano en la cuenca. En la figura 57 se muestra la interfaz para la visualización de resultados tabulares agrupadas según el fenómeno presentado (escorrentía superficial, flujo en nodos, flujo en conductos). En el apartado escorrentía superficial se muestran valores de precipitación caída, infiltración total, caudal máximo y tiempo de ocurrencia, coeficiente escorrentía. En el apartado flujo en nodos se muestran valores de caudal máximo (flujo directo y total) a lo largo de la simulación. En el apartado flujo en conductos se presentan valores máximos de caudal, velocidad, tirante y capacidad del conducto.

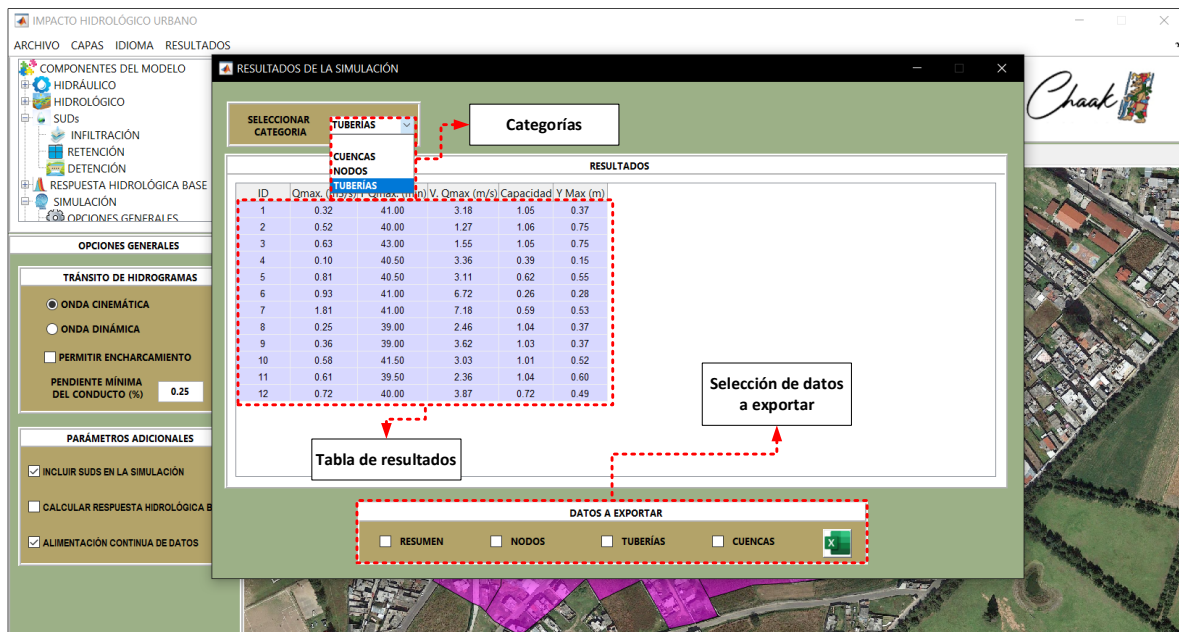


FIGURA 57 RESULTADOS TABULARES, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

En la figura 58 se muestra la interfaz desarrollada para la visualización de gráficos de variables específicas para diferentes elementos. Las variables disponibles para los elementos “Nodo” son flujo directo, flujo total o flujo de desborde. El proceso consiste en seleccionar el elemento seguido de la variable de interés, los gráficos agregados se muestran en una lista en el lado derecho de la interfaz.

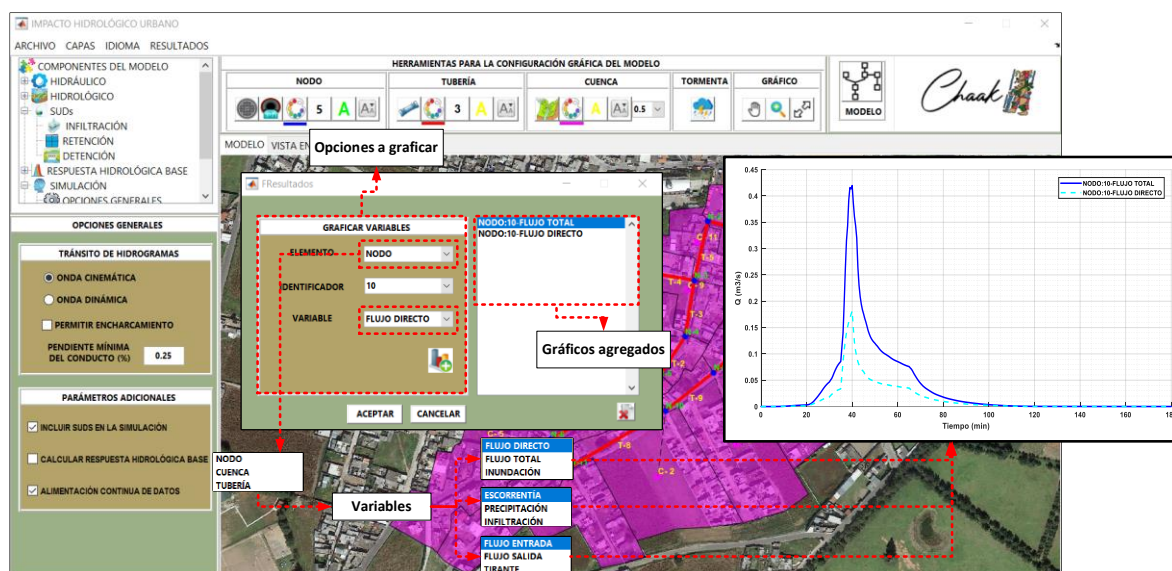


FIGURA 58 RESULTADOS GRÁFICOS DE VARIABLES ESPECÍFICAS, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

Un aspecto importante al realizar simulaciones es el poder visualizar el comportamiento de las variables a lo largo del tiempo, por ello se incorporó dentro de la interfaz la posibilidad de visualizar el comportamiento hidráulico del sistema. En la figura 59 y 60 se presenta la interfaz desarrollada para visualizar los resultados en el tiempo concernientes a la capacidad del conducto y perfil de flujo.

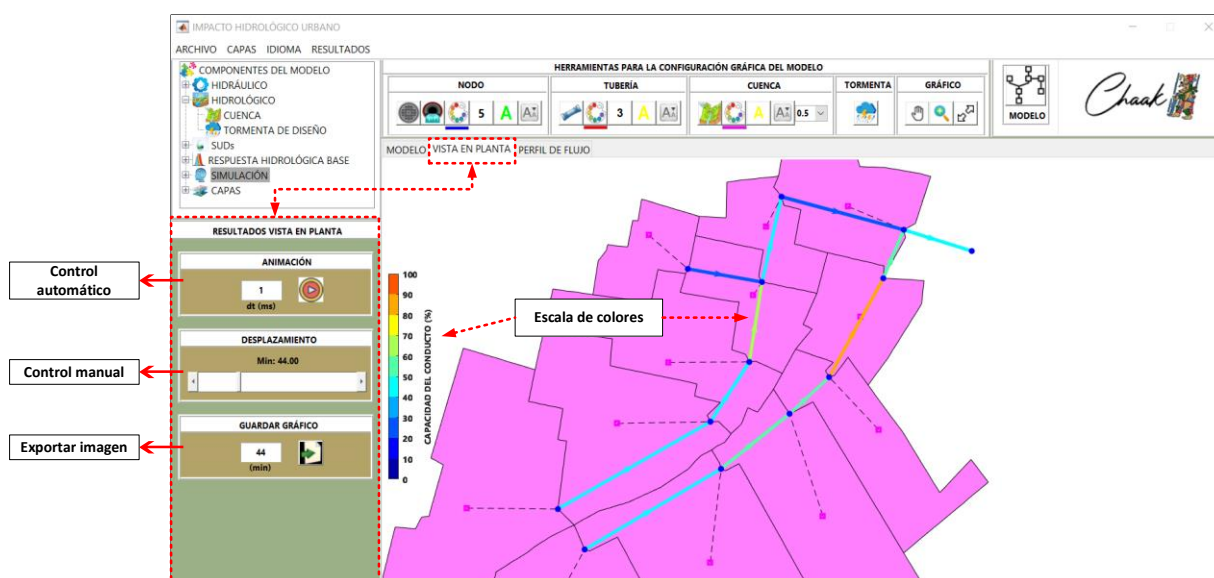


FIGURA 59 EVOLUCIÓN DE LA CAPACIDAD HIDRÁULICA EN LOS CONDUCTOS, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

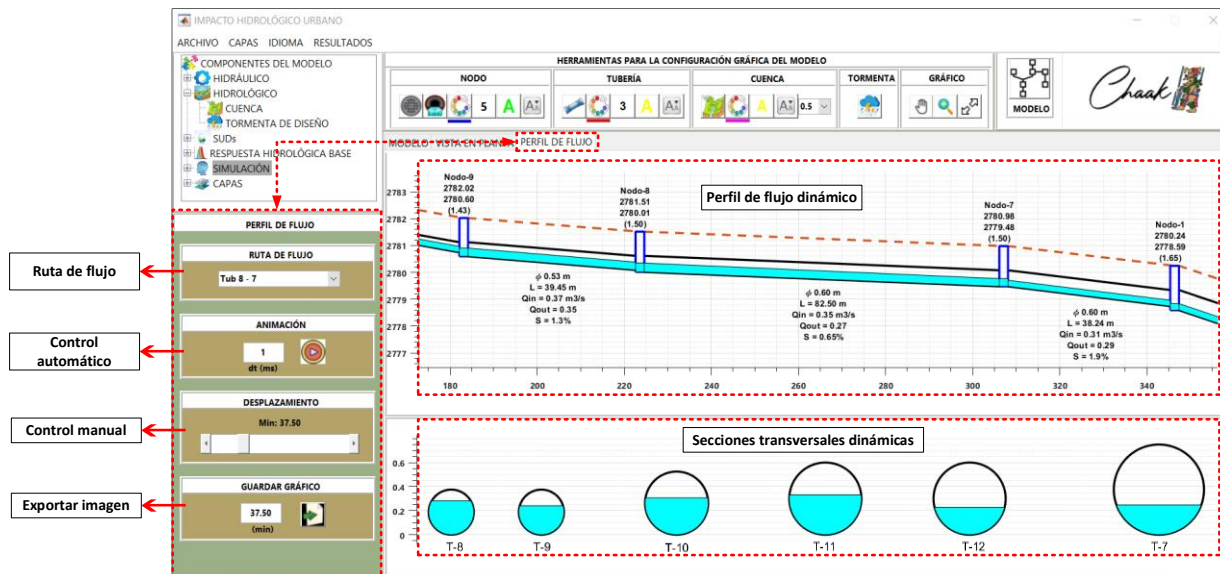


FIGURA 60 EVOLUCIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO EN CADA PASO DE TIEMPO, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

La determinación del impacto hidrológico urbano consiste en comparar la respuesta hidrológica urbana vs la respuesta hidrológica base, en la interfaz desarrollada los resultados se presentan mediante un gráfico. La figura 61 muestra el grafico típico obtenido donde pueden observarse las diferencias de caudal pico, tiempo de ocurrencia y la diferencia de escorrentía total expresada en mm.

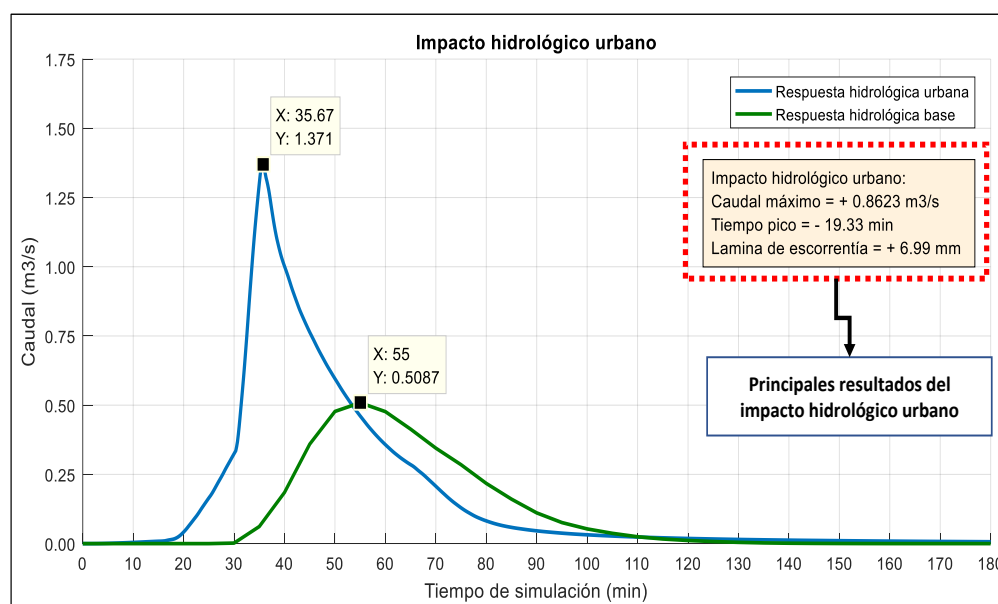


FIGURA 61 VISUALIZACIÓN DEL IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO, MÓDULO “IMPACTO HIDROLÓGICO URBANO”

La valoración del funcionamiento de los SUDS en el sistema puede visualizarse de igual forma que en el módulo “Impacto hidrológico urbano” ya que en ella se presenta un resumen de los valores de variables hidrológicas e hidráulicas del sistema, sin embargo, la interfaz desarrollada permite observar los cambios hidrológicos en la respuesta del sistema, comparando la respuesta hidrológica obtenida tras incorporar SUDS en el sistema con la obtenida en un estado urbanizado, un estado de referencia o bien amabas.

La figura 62 muestra el grafico típico obtenido donde pueden observarse las diferencias de caudal pico, tiempo de ocurrencia y la diferencia de escorrentía total (expresada como el incremento en la lámina de escorrentía efectiva en mm) entre respuestas hidrológicas comparadas.

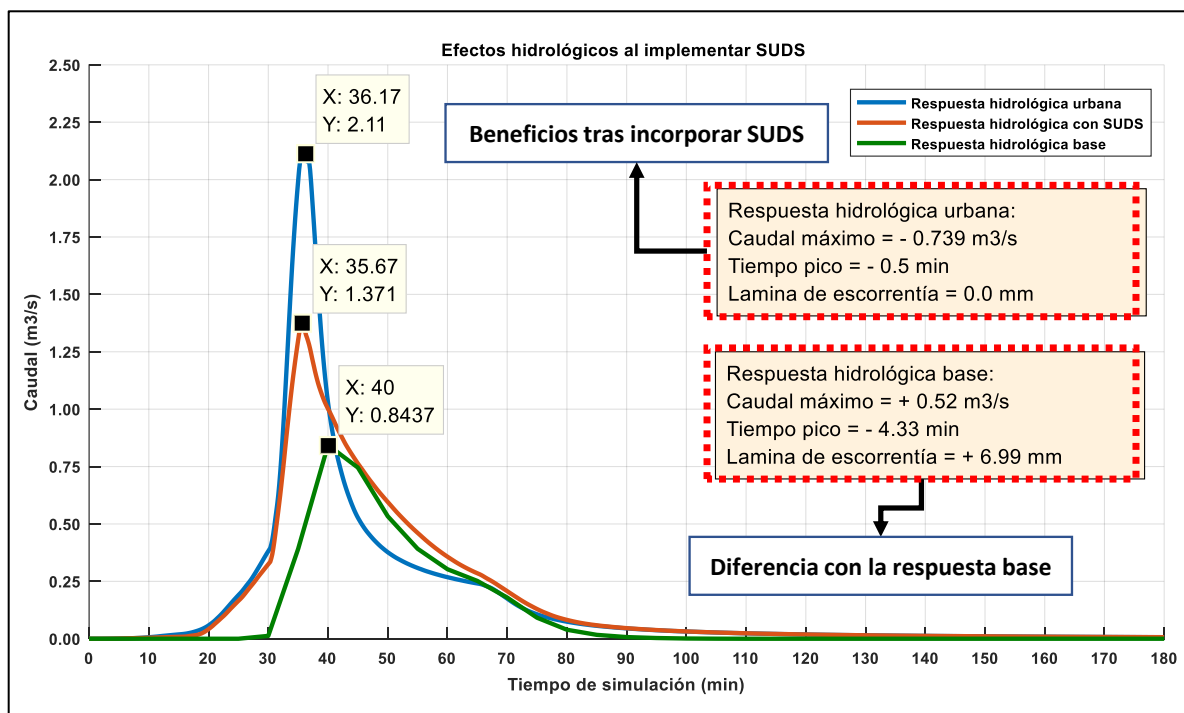


FIGURA 62 DIFERENCIAS COMPARABLES EN LAS RESPUESTAS HIDROLÓGICAS DESPUÉS DE INCORPORAR SUDS, MÓDULO “SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE”

5.- Reporte

Es posible generar un reporte automático de los resultados donde se agrupan en un formato tipo xlsx, los resultados se muestran agrupados en categorías y por pestañas. En la figura 63 se presenta un ejemplo de un archivo tipo generado, donde se resumen la escorrentía en cuencas, flujo en nodos y conductos.

Cuenca-ID	Precipitación (mm)	Infiltración (mm)	Pnet Permeable (mm)	Pnet Impermeable (mm)	Precipitación neta (mm)	Q Total (m3)	Qmax (m3/s)	C
1	22.01	15.92	0.03	5.45	5.48	73.51	0.11	0.25
2	22.01	18.37	0.00	3.27	3.27	46.61	0.07	0.15
3	22.01	14.74	0.01	6.54	6.54	80.37	0.10	0.30
4	22.01	15.95	0.00	5.35	5.35	40.80	0.03	0.24
5	22.01	14.10	0.02	7.10	7.12	127.06	0.18	0.32
6	22.01	10.75	0.36	9.81	10.18	118.25	0.17	0.46
7	22.01	12.82	0.10	8.19	8.29	71.89	0.11	0.38
8	22.01	15.95	0.00	5.45	5.45	28.77	0.05	0.25
9	22.01	14.72	0.02	6.54	6.56	31.73	0.05	0.30
10	22.01	12.16	0.17	8.72	8.89	30.41	0.05	0.40
11	22.01	11.48	0.23	9.28	9.50	37.48	0.05	0.43
12	22.01				11.10	75.50	0.11	0.50
13	22.01				6.59	143.06	0.20	0.30
14	22.01				4.37	49.55	0.07	0.20
15	22.01				6.55	59.26	0.09	0.30
16	22.01				7.66	106.96	0.14	0.35
17	22.01	13.48	0.09	7.59	7.65	117.54	0.13	0.35
18	22.01	11.52	0.19	9.28	9.46	57.11	0.08	0.43
19	22.01	12.84	0.09	8.18	8.26	86.59	0.12	0.38
20	22.01	10.05	0.45	10.37	10.81	43.12	0.06	0.49
21	22.01	10.89	0.23	9.79	10.02	50.65	0.06	0.46
22	22.01	18.38	0.00	3.27	3.27	208.79	0.30	0.15
23	22.01	18.97	0.00	2.74	2.74	318.06	0.45	0.12
24	22.01	15.34	0.06	5.95	6.01	67.96	0.11	0.27
25	22.01	12.13	0.19	8.72	8.91	96.66	0.13	0.41

FIGURA 63 DIFERENCIAS COMPARABLES EN LAS RESPUESTAS HIDROLÓGICAS DESPUÉS DE INCORPORAR SUDS, MÓDULO “SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE”