



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

“MANEJO INTEGRAL DE LAS AGUAS PLUVIALES DE LA ZONA URBANA
PUNTA DIAMANTE”

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. OMAR GERONIMO ARCE ROMAN

TUTOR
DR. VÍCTOR HUGO ALCO CER YAMANAKA
FACULTAD DE INGENIERÍA

JIUTEPEC, MORELOS, DICIEMBRE DE 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Escalante Sandoval Carlos A.
Secretario: M.I. Pedrozo Acuña Adrián
1^{er}. Vocal: Dr. Alcocer Yamanaka Víctor Hugo
2^{do}. Vocal: M. I. Rodríguez Varela José Manuel
3^{er}. Vocal: M. I. Rubio Gutiérrez Horacio

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:
DEPFI-UNAM, Campus Morelos
Paseo Cuauhnáhuac 8532
Colonia progreso
C.P. 62550
Jiutepec, Morelos
México.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Alcocer Yamanaka Víctor Hugo

Dedicatoria

A mis padres.

Por su sacrificio, esfuerzo, apoyo, dedicación y su inmenso cariño logre alcanzar una meta mas en mi vida. Gracias a ellos he logrado llegar aquí y convertirme en lo que soy. Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos.

A mi hija.

Tu afecto y tu cariño son los detonantes de mi felicidad, de mi esfuerzo, de mis ganas de buscar lo mejor para ti. Fuiste mi motivación mas grande para concluir con éxito este proyecto de tesis.

A mis hermanos.

Por haberme brindado su apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos.

A mis compañeros.

Que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación y por esos momentos tan gratos que compartimos: Daniela , Tania, Isaí, Josue, Roger, Jonathan, Carlos y especialmente a mis queridos amigos Hugo y Miguel; que siempre estuvieron presentes apoyándome y guiándome en el proceso, cada día dándome ánimos y no dejándome caer.

Y a Dios, por dejarme vivir esta bella experiencia a lado de mis seres queridos.

Agradecimientos

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por la beca otorgada para realizar mis estudios de Maestría y por la oportunidad de poder realizar una estancia en la Universidad de Granada.

Al Dr. Victor Hugo Alcocer Yamanaka, al M.I. Manuel Rodríguez, al M.I. Oscar Llaguno, que en los momentos más difíciles estuvieron ahí para ayudarme. Gracias por sus consejos y su increíble experiencia he aprendido demasiado.

Al Dr. Leonardo Santos Nania Escobar por darme la oportunidad de trabajar bajo su tutela en la Universidad de Granada, por su experiencia, sus recomendaciones y principalmente por el apoyo brindado.

A mis sinodales Dr. Carlos A. Escalante Sandoval, M.I. Horacio Rubio Gutiérrez y M.I. Adrián Pedrozo Acuña, gracias por darme la oportunidad y por el tiempo que me han dedicado para leer este trabajo.

Gracias a todos aquellos que no están aquí, pero de alguna manera me ayudaron a que este gran esfuerzo se volviera realidad

Índice general

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación.....	1
1.2 Objetivo	1
1.3 Alcances	2
1.4 Hipotesis.....	2
2. ESTADO DEL ARTE	3
2.1. Historial de inundaciones en acapulco.....	3
2.2. Estudios previos	6
2.2.1. Estimación de la vulnerabilidad por inundación bajo condiciones de amenazas inciertas .	6
2.2.2. Análisis del evento hidrometeorológico extremo en Acapulco, Guerrero, 2013: lecciones aprendidas.....	7
2.2.3. Reconstrucción de la inundación en llano largo municipio de Acapulco, Gro.	8
2.2.4. Evaluación probabilista del riesgo por inundación en infraestructura aplicada a la ciudad de Acapulco, Guerrero	9
2.2.5. Simulación hidrodinámica del río papagayo para la estimación del gasto máximo provocado por el huracán Manuel.....	11
2.2.6. The hydrological setting of the 2013 floods in Mexico.....	12
2.2.7. Flood Risk From Extreme Events In Mexico.....	13
2.3. Vialidad escénica alterna.....	15
3. METODOLOGIA PROPUESTA	17
3.1. Información física de la zona de estudio.....	18

3.2.	Geomorfología de las subcuencas y microcuencas.....	18
3.3.	Análisis hidrológico e hidrográfico.....	18
3.4.	Modelación hidráulica.....	19
4.	<i>ZONA DE ESTUDIO</i>	21
4.1.	Localización.....	21
4.2.	Fisiografía.....	22
4.3.	Climatología.....	22
4.4.	Relieve.....	24
4.5.	Geología.....	26
4.6.	Vegetación.....	26
4.7.	Flora y fauna.....	27
4.8.	Cuerpo de agua.....	27
5.	<i>APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA</i>	29
5.1.	Información física de la zona de estudio.....	29
5.1.1.	Levantamiento topográfico en la zona Punta Diamante de Acapulco.....	29
5.1.2.	Datos LIDAR.....	34
5.1.3.	Infraestructura urbana.....	35
5.2.	Estudio hidrografico.....	36
5.2.1.	Delimitación de la zona de estudio.....	36
5.2.2.	Subcuencas de estudio.....	37
5.2.3.	Generación de Microcuencas de estudio.....	40
5.2.4.	Parámetros Geomorfológicos.....	48
5.3.	Estudio hidrológico.....	55
5.3.1.	Datos registrados cada 24 horas.....	55

5.3.2.	Datos de registro a cada 10 minutos	72
5.4.	Modelo de simulación matemática	78
5.4.1.	Modelo de simulación	79
5.4.2.	Software de modelación	81
5.4.3.	Proceso de modelo lluvia escurrimiento.....	84
6.	RESULTADOS	97
6.1.	Condiciones actuales.....	98
6.2.	Condiciones con la carretera escénica.....	104
6.3.	Análisis de los resultados	112
6.3.1.	Periodo de retorno $Tr = 2$ años.....	112
6.3.2.	Periodo de retorno $Tr = 5$ años.....	112
6.3.3.	Periodo de retorno $Tr = 10$ años	113
6.3.4.	Periodo de retorno $Tr = 25$ años	114
6.3.5.	Periodo de retorno $Tr = 50$ años	114
6.3.6.	Periodo de retorno $Tr = 100$ años	115
7.	MANEJO INTEGRAL DEL AGUA PLUVIAL	117
7.1.	Medidas de control de escurrimiento pluvial en México	119
7.1.1.	Medidas estructurales	120
7.1.2.	Medidas no estructurales	121
7.2.	Medidas de control de escurrimiento pluvial en la Unión Europea.....	122
8.	PROPUESTAS PARA LA MITIGACIÓN DE ESCURRIMIENTOS PLUVIALES	125
8.1.	Propuesta 1: diques (bordos longitudinales) en las márgenes del rio la sabana.....	126
8.1.1.	Resultados de la propuesta 1.....	128

8.2.	Propuesta 2: encauzamiento del canal colacho.....	134
8.2.1.	Resultados de la propuesta 2.....	136
8.3.	propuesta 3: depósitos de retención.....	142
8.3.1.	Resultados de la propuesta 3.....	145
8.4.	Propuesta 4: sifones a través de la escénica	151
8.4.1.	Resultados de la propuesta 4.....	154
8.5.	Propuesta 5: diques en la sabana con sifones a través de la escénica	160
8.5.1.	Resultados de la propuesta 5.....	161
8.6.	Propuesta 6: encauzamiento de canales con depósitos de retención.....	167
8.6.1.	Resultados de la propuesta 6.....	168
8.7.	Análisis de las propuestas.....	174
8.7.1.	Periodo de retorno $Tr = 2$ años.....	175
8.7.2.	Periodo de retorno $Tr = 5$ años.....	176
8.7.3.	Periodo de retorno $Tr = 10$ años	177
8.7.4.	Periodo de retorno $Tr = 25$ años	178
8.7.5.	Periodo de retorno $Tr = 50$ años	179
8.7.6.	Periodo de retorno $Tr = 100$ años.....	180
8.8.	Comparación de resultados	181
9. CONCLUSIONES		185
10. BIBLIOGRAFÍA		187
11. ANEXOS		193

Índice de ilustraciones

Ilustración 2-1 Vialidad escénica alterna.....	15
Ilustración 3-1 Proceso de generación de escurrimientos a partir de un modelo 2D	17
Ilustración 4-1 Macrolocalización del estado de Guerrero.....	21
Ilustración 4-2 Microlocalización de la zona punta diamante, Acapulco, Guerrero.....	21
Ilustración 4-3 Provincias fisiográficas del territorio Mexicano (Raisz, 1964). Resaltando en un rectángulo rojo el área de estudio dentro de la denominada Península de Yucatán.....	22
Ilustración 4-4 Clima predominante en el Estado de Guerrero.	24
Ilustración 4-5 Relieve en el Estado de Guerrero.....	25
Ilustración 4-6 Cerro Tiotepac.	25
Ilustración 4-7 Carta Geológico – Minera Acapulco E14-11	26
Ilustración 5-1 Vista panorámica del levantamiento topográfico, a) ubicado en la colonia Frente Nacional y b) en el fraccionamiento Casas Ara.....	31
Ilustración 5-2 Vista panorámica del posicionamiento, c) en carretera Cayaco- Puerto Marques y d) en el Av. Boulevard de las Naciones	32
Ilustración 5-3 Vista panorámica del levantamiento topográfico, e) en el Fraccionamiento Casas Ara ubicado en la calle Océano Pacífico y f) en la calle Océano Índico.....	32
Ilustración 5-4 Vista panorámica del levantamiento topográfico, g) fraccionamiento Misión del Mar y h) sobre el río la Sabana cad. 1+235.39.....	32
Ilustración 5-5 Vista panorámica del levantamiento topográfico del canal Colacho, a) km 1+480 y b) km 2+620	33
Ilustración 5-6 Levantamiento topográfico en la zona diamante de Acapulco, Guerrero.....	33
Ilustración 5-7 Toma de datos con una avioneta para la generación de datos x,y,z.....	34
Ilustración 5-8 Modelo Digital de Elevaciones de la Zona Punta Diamante de Acapulco, Guerrero	35
Ilustración 5-9 Sistema de la red de drenaje.....	36
Ilustración 5-10 Cuenca río la Sabana.....	37
Ilustración 5-11 Simulador de flujos de agua de cuencas hidrográficas: SIATL (INEGI).	38
Ilustración 5-12 Cuenca del río la Sabana en el programa SIATL.....	39
Ilustración 5-13 Subcuencas de aportación de la cuenca del río la Sabana	39
Ilustración 5-14 Proceso para la generación de microcuencas de aportación.....	40
Ilustración 5-15 Modelo Digital de Elevaciones Cuenca río La Sabana.....	43
Ilustración 5-16 Fil sinks (Relleno de sumideros).	44
Ilustración 5-17 Flow direction (Dirección de flujo).	44
Ilustración 5-18 Flow accumulation (Acumulación de flujo).	45
Ilustración 5-19 Stream definition (Definición de flujo).....	45
Ilustración 5-20 Stream segmentation (Segmentación de flujo).	46
Ilustración 5-21 Catchment and delineation (Delimitación de las cuencas).	46
Ilustración 5-22 Catchment polygon processing (Proceso de una cuenca en polígono).....	47
Ilustración 5-23 Drainage line processing (Proceso del trazo de las líneas de corriente).	47
Ilustración 5-24 Porcentaje de Impermeabilidad de las subcuencas y microcuencas.	48
Ilustración 5-25 Área de aportación de las subcuencas y microcuencas.	49
Ilustración 5-26 Pendiente media de las subcuencas y microcuencas de aportación.	50
Ilustración 5-27 Clasificación de las subcuencas y microcuencas de aportación por ancho.....	51
Ilustración 5-28 Clasificación de las subcuencas y microcuencas por longitud de cauce principal.....	52
Ilustración 5-29 Ubicación de las estaciones climatológicas convencionales.....	56
Ilustración 5-30 Área de influencia por Estación.	56
Ilustración 5-31 Interfaz del programa a de análisis de frecuencias AFA.....	67
Ilustración 5-32 Ubicaciones de las estaciones con registro a cada 10 min.	73
Ilustración 5-33 Curvas adimensionales de la estación ESIME El Veladero.	74
Ilustración 5-34 Curvas adimensionales de la estación EMA Acapulco.	75
Ilustración 5-35 Hietogramas adimensionales de precipitación de la estación ESIME El Veladero.	75

Ilustración 8-18 Ubicación de depósitos (Área 3).....	143
Ilustración 8-19 Depósitos de retención.....	144
Ilustración 8-20 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.....	145
Ilustración 8-21 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.....	146
Ilustración 8-22 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.....	147
Ilustración 8-23 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.....	148
Ilustración 8-24 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.....	149
Ilustración 8-25 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.....	150
Ilustración 8-26 Ubicación de alcantarillas a través de la Escénica.....	151
Ilustración 8-27 Sección de alcantarillas.....	152
Ilustración 8-28 Ubicación de los Sifones a través de la Escénica.....	153
Ilustración 8-29 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.....	154
Ilustración 8-30 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.....	155
Ilustración 8-31 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.....	156
Ilustración 8-32 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.....	157
Ilustración 8-33 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.....	158
Ilustración 8-34 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.....	159
Ilustración 8-35 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.....	161
Ilustración 8-36 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.....	162
Ilustración 8-37 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.....	163
Ilustración 8-38 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.....	164
Ilustración 8-39 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.....	165
Ilustración 8-40 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.....	166
Ilustración 8-41 Propuesta integral conformada por encauzamiento y depósitos de retención.....	167
Ilustración 8-42 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.....	168
Ilustración 8-43 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.....	169
Ilustración 8-44 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.....	170
Ilustración 8-45 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.....	171
Ilustración 8-46 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.....	172
Ilustración 8-47 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.....	173
Ilustración 8-48 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 2$ años.....	175
Ilustración 8-49 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 5$ años.....	176
Ilustración 8-50 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 10$ años.....	177
Ilustración 8-51 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 25$ años.....	178
Ilustración 8-52 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 50$ años.....	179
Ilustración 8-53 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 100$ años.....	180
Ilustración 8-54 Zona de peligro en la cual se presenta un mayor concentración de tirantes máximos para el escenario de Cond. Nat. Esc. en un $Tr = 25$ años.....	181
Ilustración 8-55 Comparación grafica de la reducción de tirantes máximos entre ambos escenarios ($Tr=25$ años).....	183
Ilustración 8-56 Comparación grafica de la reducción de velocidades máximas entre ambos escenarios ($Tr=25$ años).....	183
Ilustración 8-57 Comparación grafica de la reducción de volúmenes entre ambos escenarios ($Tr=25$ años).....	184
Ilustración 11-1 Comparación de los tirantes máximos para los escenarios.....	193
Ilustración 11-2 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.....	194
Ilustración 11-3 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.....	195
Ilustración 11-4 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.....	196
Ilustración 11-5 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.....	197
Ilustración 11-6 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.....	198
Ilustración 11-7 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.....	199

Índice de tablas

Tabla 2-1 Historial de inundaciones en Acapulco	3
Tabla 4-1 Zonas con mayor elevación en el Estado de Guerrero.....	25
Tabla 5-1 Clasificación de una cuenca de acuerdo a su magnitud (Campos, 1988).....	37
Tabla 5-2 Coeficientes de Manning utilizados.	53
Tabla 5-3 Coeficientes de escurrimiento, (Westphal, 2001, retomado de Campos, 2010).	54
Tabla 5-4 Características de las estaciones convencionales.....	56
Tabla 5-5 Lluvias máximas anuales de las estaciones.....	57
Tabla 5-6 Lluvias máximas anuales de las estaciones.....	59
Tabla 5-7 Error standard de ajuste por estación climatológica.....	69
Tabla 5-8 Error standard de ajuste por estación climatológica (continuación).....	69
Tabla 5-9 Relación Precipitación (mm) - Periodo de retorno (años).....	70
Tabla 5-10 Periodos de retorno por cada estación.	71
Tabla 5-11 Dependencias que administran las estaciones meteorológicas.....	73
Tabla 5-12 Relación hp-d-Tr, Estación Estación Hogar Moderno (12203).....	77
Tabla 5-13 Relación hp-d-Tr, Estación Km 21 (12172).....	77
Tabla 5-14 Relación hp-d-Tr, La Sabana (12183).....	77
Tabla 5-15 Relación hp-d-Tr, Estación La Garita (12202).....	78
Tabla 5-16 Limitaciones en los modelos físicos y matemáticos.....	80
Tabla 5-17 Descripción de las capas 2d.....	87

CAPITULO 1

Introducción

1.1 JUSTIFICACIÓN

La ciudad de Acapulco, se enfrenta en la temporada de lluvias, con precipitaciones de gran intensidad; que han producido serias repercusiones económicas, políticas y sociales. El último suceso extraordinario que tuvo lugar en esta ciudad fue durante el pasado mes de septiembre de 2013 entre los días 13 al 16.

México resultó afectado por dos fenómenos hidrometeorológicos de manera simultánea. Un evento que no se registraba desde hace más de 50 años y que afectó al 80 % del territorio nacional, dejando más de un millón de afectados y más de 50 decesos. El estado de Guerrero (ante la ocurrencia de la tormenta tropical Manuel, generando una lluvia contabilizada de acuerdo con la Comisión Nacional de Agua de hasta 312 mm en 24 horas) resultó ser uno de los más afectados por las lluvias torrenciales dejadas por el Huracán Manuel. Acapulco y otros 48 municipios del Estado quedaron incomunicados por el bloqueo de la Autopista del Sol y con serias afectaciones a su infraestructura urbana.

La finalidad del presente estudio es determinar las características de la inundación que provocó la tormenta tropical Manuel, por lo que se procedió a realizar modelos lluvia-escurrimiento del río La Sabana y sus afluentes para estimar el caudal a partir de las huellas dejadas por la creciente originada. Así como un modelo hidráulico bidimensional que permitió establecer la forma en que se desarrolló la inundación.

1.2 OBJETIVO

Analizar hidrológica e hidráulicamente el impacto de la tormenta tropical Manuel, con el apoyo de modelos de simulación, que incluya el proceso de lluvias escurrimiento apoyado en un enfoque bidimensional. Proponer el diseño de estructuras de protección requeridos por el centro de población ubicado en la zona de estudio.

1.3 ALCANCES

De acuerdo a los objetivos planteados se establecieron los siguientes alcances para la zona de estudio:

Se generó un escenario que permite representar las condiciones actuales, que permite establecer el sentido y dirección del flujo al paso de una lluvia, ubicando las zonas de mayor peligro ante las inundaciones recurrentes.

Se generó un escenario para conocer las condiciones que se presentarán al tiempo de tenerse el terraplén de la vialidad escénica alterna, conociéndose las zonas que son recurrentes a inundaciones y cuantificar algún incremento en el tirante y velocidades en zonas específicas.

Con las condiciones generadas a partir del escenario con la vialidad escénica alterna con terraplén con lluvia de diseño, se dimensiono todo el sistema para el manejo integral que permita desalojar el agua en el menor tiempo posible.

1.4 HIPOTESIS

De acuerdo a las huellas de inundación registradas al paso de la Tormenta Tropical Manuel, se cree que la construcción de la vialidad “Escénica Alterna de Acapulco” ante un evento de la misma o de mayor magnitud causara enormes estragos a la ciudad de Punta Diamante; ya que esté proyecto cuenta con un terraplén de hasta 5 m a lo largo de su trayecto, siendo está una obstrucción al escurrimiento superficial y limitando el caudal del canal Colacho, lo que ocasionara un mayor aumento de tirantes, mayor área de inundación y serias repercusiones económicas.

CAPITULO 2

Estado del Arte

2.1. HISTORIAL DE INUNDACIONES EN ACAPULCO

A través de su historia, México se ha visto afectado por la severidad de los fenómenos meteorológicos, esto debido a su ubicación geográfica. Dentro de los principales problemas que generan los fenómenos meteorológicos con intensidad inusual, están las precipitaciones extremas, producto de huracanes, tormentas y depresiones tropicales así como fenómenos convectivos. Dichas precipitaciones generan inundaciones que suelen producir severos daños a la población, vías de comunicación, a la infraestructura urbana, hidroagrícola, fauna, así como a diversas actividades económicas e incluso pueden ocasionar pérdidas de vidas humanas.

Cuando la precipitación supera la capacidad de absorción del suelo, puede dar origen a las inundaciones, deslaves, desbordamientos de ríos, presas. Como ejemplo de lo antes mencionado, el huracán "Gilberto", que con intensas lluvias generó grandes avenidas en la zona Noreste del país, principalmente en el estado de Nuevo León (septiembre de 1988); el huracán "Paulina" que descargó más de 400 mm en aproximadamente 24 horas, en la Costa Grande de Guerrero y parte de Oaxaca (Octubre de 1997); la precipitaciones intensas y continuas de 1998 en la costa de Chiapas, generaron inundaciones, deslaves y arrastre de sedimentos, provocando el mayor daño en las últimas décadas de dicha zona. En la Tabla 2-1 se presenta un registro histórico de los desastres ocurridos por precipitación:

Tabla 2-1 Historial de inundaciones en Acapulco

Fecha	Condiciones presentadas
4 de agosto de 1965	Apagón total en Acapulco debido a que cayó una torre de la línea de conducción en la Garita de Juárez, debido a las fuertes lluvias, causando graves prejuicios y perdidas

Fecha	Condiciones presentadas
19 de Junio de 1966	En Acapulco y ambas costas se inicia un fuerte temporal que duro hasta el día 25. Más fuertes daños en la zona de la costa grande (carretera huertas, entre otros lugares)
12 de agosto de 1966	Cuatro personas resultaron muertas y muchas lesionadas en la Colonia Progreso de este puerto, durante el fuerte “aguacero” con descargas eléctricas que se produjo alrededor de la primera hora del día.
7 de septiembre de 1966	<p>En Acapulco las fuertes lluvias torrenciales ocasionan aguas “brincas” que ocasionaron inundaciones y “barrieron” la costa; daños regulares.</p> <p>Se obstruyó el paso de la carretera México-Acapulco y la costera Miguel Alemán, en un tramo de 40 m, con profundidad de 35m</p>
20 de septiembre de 1967	Lluvias pluviales de gran intensidad caen en todo el estado que comenzaron desde el 20 de septiembre (zonas de 500 mm en 6 días). Existiendo también deslaves parciales en algunas carreteras.
31 de agosto de 1970	<p>La inestabilidad atmosférica, que ocasionó prolongados y fuertes aguaceros en las últimas 72 horas, originó entre Zacatula y Petacalco, frente a las costas de Guerrero Y Michoacán, una depresión barométrica que hizo que se recomendarán precauciones a la navegación.</p> <p>Había rachas de vientos y marejadas de cierta intensidad y hubo precipitaciones de hasta 130.5 mm, siendo de las mayores cifras registradas. Por todos los rumbos de la ciudad se registraron afectaciones</p>
Octubre de 1997	Las lluvias provocadas por el Huracán Paulina se tradujeron en escurrimientos con grandes caudales de una mezcla de agua-suelo, que al encontrar estrangulamientos en los cruces de arroyos con vialidades y en los cauces invadidos por la zona urbana, provocaron a su vez desbordamientos con el consecuente daño a las vialidades, viviendas, edificios y el derrumbe total de una iglesia,

Fecha	Condiciones presentadas
13 – 16 de Septiembre de 2013	<p>Primera vez en la historia que dos fenómenos meteorológicos de la misma magnitud impactan en México; la tormenta Manuel por el Océano Pacífico e Ingrid por el Golfo de México.</p> <p>Este fenómeno produjo lluvias torrenciales sobre gran parte del país que derivaron en el desbordamiento de diversos ríos, afectando principalmente los sectores productivos, así como el sector turístico y la infraestructura dejando una gran cantidad de damnificados.</p>

Estas experiencias dejan muy claro que a pesar de los esfuerzos realizados a la fecha para enfrentar de una manera ventajosa a fenómenos de esta naturaleza, es necesario trabajar arduamente en las actividades de prevención para que los fenómenos mencionados provoquen los menores daños posibles.

Por otro lado se debe considerar que al disminuir la inundación en una parte de la región se puede provocar otra igual o más desfavorable en zonas donde antes no existían problemas de inundación. Por lo anterior es primordial un programa integral que permita por ejemplo, planear la ocupación del suelo urbano y considerar medidas o acciones para limitar los impactos hidrológicos que los nuevos asentamientos generan hacia aguas abajo.

2.2. ESTUDIOS PREVIOS

2.2.1. Estimación de la vulnerabilidad por inundación bajo condiciones de amenazas inciertas

López et al. (2014) realizó un estudio en cuanto a la estimación de la vulnerabilidad por inundación bajo condiciones de amenazas inciertas. El trabajo se realizó en la llanura de inundación asociada al río La Sabana en inmediaciones de la ciudad de Acapulco, Guerrero.

El marco de trabajo que empleó fue la utilización de un enfoque de modelación escalonada compuesto por un modelo de predicción numérica del tiempo (NWP), un modelo de precipitación-escorrentía y un modelo hidrodinámico 2D así como la representación numérica del terreno mediante una nube de puntos LIDAR de alta resolución (INEGI 2008). Utilizó un modelo WRF (es una herramienta capaz de representar el estado de la atmósfera y predecir la precipitación asociada a un fenómeno meteorológico (Dudhia et al. 2008)). mediante una técnica de conjunto multi-física de dieciséis diferentes esquemas de parametrización, el cual se basa en los sistemas de predicción por ensambles (EPS) ampliamente utilizados en los pronósticos. Los resultados de este trabajo, reflejados en llanuras de inundación son utilizados para la caracterización de zonas vulnerables en función de los tirantes máximo y mínimo del ensamble.

En la estimación de ensambles para un evento meteorológico extremo se utilizó un modelo meteorológico y un modelo hidrológico. Se consideró la utilización de ensambles EPS de los resultados de las modelaciones climáticas por medio de un modelo numérico meteorológico.

El modelo hidrológico utilizado para la generación de los hidrogramas en el río La Sabana es el Modelo para Pronóstico de Esguerrimiento (MPE) desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, el cual pronostica los esguerrimientos de una cuenca mediante un modelo de parámetros distribuidos.

Para llevar a cabo la estimación de las llanuras de inundación asociadas a los hidrogramas mínimo y máximo característicos del evento hidrometeorológico Manuel, se utilizó el modelo hidrodinámico MIKE21. Dicho modelo considera la solución numérica de las ecuaciones promediadas de Reynolds en dos dimensiones, asumiendo hipótesis de incompresibilidad, suposiciones de flujo de Boussinesq y presión hidrostática.

Se proporcionaron escenarios asociados a la modelación de dos hidrogramas (máximo y mínimo) que representan la incertidumbre hidrometeorológica asociada a un evento extremo. El parámetro utilizado para representar un nivel de vulnerabilidad es el porcentaje de área inundable a escala de AGEB. Se llegó a la conclusión que de acuerdo a los resultados obtenidos tras la simulación en cascada, es trascendente la influencia de la incertidumbre asociado a una correcta caracterización de amenaza, prueba de ello es la significativa cifra del 200% de incremento de superficie inundable al considerar una metodología probabilista que caracterice a una amenaza.

2.2.2. Análisis del evento hidrometeorológico extremo en Acapulco, Guerrero, 2013: lecciones aprendidas

Mejía et al. (2014) realizó una reproducción numérica de los forzamientos naturales que desencadenaron el desastre en Acapulco Diamante producido por el ciclón tropical Manuel a mediados de Septiembre del 2013. Implementó una metodología que permite el estudio de todos los procesos físicos involucrados en la existencia del riesgo por inundación, la cual fue diseñada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM que consiste en el modelado escalonado del fenómeno hidrometeorológico extremo desde la nube hasta la determinación de la mancha de inundación, y está dividida en tres etapas conceptuales: meteorológica, hidrológica e hidrodinámica; siguiendo este modelo se buscó proponer una medida de mitigación del riesgo por inundación en la zona. La topografía de la zona se obtuvo con puntos obtenidos con altimetría láser (LiDAR) con una resolución de 5 m y complementada con datos de elevación de la Shuttle Radar Topography Mission de la NASA con resolución de 90 m. Para la validación de los resultados ocupó información de estaciones climatológicas operadas por la Comisión Nacional del Agua y la Comisión Federal de Electricidad.

Una vez que determinó numéricamente la mancha de inundación propuso bordos que protegieran las zonas afectadas en las inmediaciones del río La Sabana, el trazo se hizo considerando la ubicación de dichos asentamientos, así como que el área inundable fuera la máxima posible en ambas márgenes del río.

La metodología en cascada que utilizó la cual involucró un modelo meteorológico, uno hidrológico y uno hidrodinámico que reproducen numéricamente el evento extremo desde la nube y hasta la mancha de inundación, permitió evaluar la interacción de los flujos de inundación con infraestructura urbana en la cuenca 2.

2.2.3. Reconstrucción de la inundación en llano largo municipio de Acapulco, Gro.

Rubio et al. (2014) realizó la reconstrucción de la inundación provocada por la tormenta tropical Manuel en llano largo municipio de Acapulco, Guerrero. La finalidad del estudio fue determinar las características de la inundación por lo que se procedió a realizar modelos lluvia-escorrentamiento del río La Sabana y sus afluentes, y se trató de inferir el caudal a partir de las huellas dejadas por la creciente originada. También se desarrolló un modelo hidráulico bidimensional que permitiera establecer la forma en que se desarrolló la inundación.

Ante la ocurrencia de las precipitaciones originadas por la tormenta tropical Manuel se recabaron las láminas de precipitación diarias en las cuencas del río La Sabana, el río Papagayo y Canal Meándrico. A fin de caracterizar las precipitaciones ocurridas en las cuencas, se calculó la lluvia ponderada por día en cada una de ellas.

Se realizó el análisis hidrológico en el cual se obtuvieron las características fisiográficas de la cuenca del río La Sabana. Se utilizó la información hidrométrica y climatológica disponible, de la estación hidrométrica Tuncingo se obtuvieron los gastos máximos anuales así mismo se contó con la información de lluvias máximas en 24 horas de la estación climatológica Acapulco para el periodo 1972-2013. Con la información de los gastos máximos anuales se aplicaron las diferentes funciones de ajuste probabilístico, además con la lluvia de diseño para diferentes períodos de retorno de 5 a 1000 años, obtenida de la distribución de probabilidad Gamma máxima verosimilitud, y con las características de la cuenca se obtuvieron los gastos estimados en toda la cuenca del río La Sabana.

A fin de tener elementos de juicio que permitieran establecer la forma en que se presentó la inundación en la zona diamante de la ciudad de Acapulco, Gro., la GASIR (Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Rios) procedió a la elaboración del modelo bidimensional del río La Sabana y sus afluentes localizados en la zona urbana. Para la elaboración del modelo hidráulico se utilizó el software Mike 21. La información topográfica fue proporcionada por la Subgerencia de Información Geográfica del Agua (SIGA) y consistió en un levantamiento LIDAR de enero de 2008.

Se realizaron dos modelaciones: la primera consideró únicamente el funcionamiento hidráulico del río La Sabana. La segunda modelación incluyó las

corrientes localizadas en la zona urbana de Punta Diamante. Los hidrogramas se determinaron con un modelo lluvia escurrimiento basados en la teoría del Hidrograma Unitario Triangular.

Determinó que con los datos disponibles de estaciones climatológicas e hidrométricas, así como con información de visitas de campo se puede realizar un proceso iterativo con modelaciones de inundación para llegar a reproducir lo ocurrido en septiembre de 2013. Los procesos de erosión-sedimentación en el río La Sabana ocasionaron la reducción de la capacidad hidráulica del cauce así como de obras sobre el mismo cauce empeorando las condiciones de inundación ante un evento extraordinario como el ocurrido por la tormenta tropical Manuel.

2.2.4. Evaluación probabilista del riesgo por inundación en infraestructura aplicada a la ciudad de Acapulco, Guerrero

Torres et al (2014) realizó un estudio en cuanto a la evaluación probabilística del riesgo por inundación en infraestructura a la ciudad de Acapulco, Guerrero, en la cual aplico una metodología para realizar el análisis el cual consta de:

1. La de terminación del peligro asociado a las inundaciones
2. La identificación de bienes expuestos
3. Vulnerabilidad de bienes expuestos
4. Evaluación del riesgo asociado a las inundaciones

El procedimiento de análisis probabilista de riesgo consistió en evaluar las pérdidas en el grupo de activos expuestos durante cada uno de los escenarios que colectivamente describen la amenaza, para luego integrar los resultados obtenidos en indicadores de riesgo. Integró una base de datos de mallas rectangulares de precipitación diaria, en el cual para la generación de las mismas utilizó un esquema de análisis objetivo tipo Cressman. Para la zona de estudio tomó la base de datos de precipitación mensual de alta resolución espacial del North American Regional Reanalysis (NARR). Así mismo realizó una evaluación de los resultados de precipitación, para lo cual calculó el coeficiente de correlación entre las series de tiempo observadas y la interpolada al sitio.

La zona de estudio fue dividida en 14 cuencas con sus respectivos cauces principales, para cada uno de los escenarios de precipitación, se estimó el gasto pico utilizando el método del hidrograma triangular unitario con las expresiones propuestas en el US Soil Conservation Service (SCS). El modelo hidráulico empleado en cada cuenca se realizó por medio del programa HEC-RAS desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers. La integración del análisis hidrológico e hidráulico se realizó mediante el programa ERN-Inundación desarrollado para la plataforma CAPRA del Banco Mundial, el cual permite realizar los cálculos para varios escenarios de precipitación de manera automática e incorporarlos posteriormente en el análisis del riesgo.

Así mismo describió una metodología de la evaluación probabilística del riesgo por inundación en viviendas de pobreza patrimonial debido a inundaciones en Acapulco. Para la evaluación de la amenaza de inundación utilizó información pública del INEGI y de vuelos LIDAR proporcionados por el gobierno federal. Se utilizaron Sistemas de Información Geográfica (SIG) para cada una de las etapas necesarias para la evaluación del riesgo. La estimación del riesgo se estima en términos de la pérdida anual esperada y por escenarios individuales.

Torres llegó a la conclusión de que tanto la curva de pérdidas como los mapas de pérdida anual esperada por inmueble son medidas globales de riesgo, entendiendo con esto que los valores obtenidos con estos indicadores están influidos por los efectos de todos los escenarios que colectivamente definen la amenaza. Sin embargo, en ocasiones es útil analizar las pérdidas asociadas a escenarios específicos, no está claro cuál de todos los escenarios es el que conviene analizar. En principio, el escenario de análisis no deberá ser el más grande de todos (el que produce las pérdidas máximas) porque muy probablemente su frecuencia anual de ocurrencia será muy baja (el gasto asociado tendrá un periodo de retorno excesivamente grande). Por otro lado, los escenarios muy frecuentes suelen estar asociados a pérdidas bajas, por lo que su estudio detallado no suele ser muy interesante. Un criterio de selección es elegir para el análisis detallado el escenario con mayor contribución a la pérdida anual esperada.

Además concluyo que la única manera viable para reducir la vulnerabilidad y el riesgo por inundaciones es a través de las buenas prácticas de ingeniería, a pesar de eso es prácticamente imposible reducir el riesgo a cero en las zonas de mayor exposición. Por ello el análisis de las pérdidas esperadas por inundaciones puede ser útil para las autoridades, los responsables de las obras y los sistemas de

protección civil en sus tareas de planeación e implementación de medidas de prevención, y en la transferencia del riesgo hacia el sector asegurador.

2.2.5. Simulación hidrodinámica del río papagayo para la estimación del gasto máximo provocado por el huracán Manuel

Marengo et al (2014) realizó un estudio en cuanto a la evaluación de los riesgos asociados a la vulnerabilidad hidrológica de las localidades asentadas en las riberas del río Papagayo considerando dos factores, el primero la variabilidad hidrológica presentada en los últimos años y el segundo la falta de una adecuada distribución urbana a lo largo de las riberas de los ríos.

En el trabajo planteó la caracterización, hidrológica e hidráulica del río Papagayo, toda vez que la estación hidrométrica (EH) La Parota dejó de operar en el año de 2003, esta estación aforaba prácticamente toda la cuenca del río Papagayo. Se integró el modelo hidráulico en el cual se procesó la topografía de detalle, las secciones topobatimétricas y se calibró la n de Manning con lecturas de registros históricos de hidrometría. El modelo replica las inundaciones presentadas en las riberas del río, adicionalmente el modelo resultó ser una herramienta valiosa en la zonificación de la vulnerabilidad de las riberas del río, asimismo presentó la extrapolación de gastos y la identificación de las zonas de riesgo. El gasto máximo modelado en el sitio de la EH La Parota resultó ser de 15 450 m³/s, con este gasto se completó la serie histórica y se realizó su correspondiente análisis estadístico para determinar los gastos asociados a los diferentes periodos de retorno y sus manchas de inundación asociadas.

Marengo menciona que la falta de infraestructura hidráulica para el control de inundaciones sobre el río Papagayo ocasionó en septiembre del año de 2013 daños muy importantes sobre el Puerto de Acapulco. Así mismo explica que de haber estado construida la presa La Parota habría retenido 3 000 hm³, de los 4 000 hm³ escurridos durante el paso de los eventos Ingrid y Manuel, limitando los escurrimiento de 15 450 m³/s a tan sólo 4 000 m³/s y desfasando el gasto máximo sobre la desembocadura 2 días.

2.2.6. The hydrological setting of the 2013 floods in Mexico

Pedrozo et al (2014) menciona que, en México, las inundaciones son actualmente el riesgo natural más importante y costoso, ya que debido a su ubicación geográfica hace que el país sea altamente vulnerable a los ciclones tropicales; como se observó durante septiembre del 2013 con la ocurrencia simultanea de Ingrid y Manuel. Para dar un ejemplo concreto de uno de los impactos registrados: En la zona turística de Acapulco-Diamante provoco el desborde del río La Sabana, dejando varias propiedades residenciales y comerciales totalmente inundados, incluyendo el aeropuerto internacional.

Dicha incidencia de ambas tormentas afectaron el 77% del territorio mexicano, como resultado, más de 45,000 viviendas fueron dañadas o destruidas y 192 personas perdieron la vida; según las estimaciones de la Asociación Mexicana de Seguros, de más de US \$ 900 millones, mientras que las pérdidas económicas alcanzaron un valor de US \$ 5.7 mil millones.

En este artículo se revisó la configuración hidrológica de las inundaciones mexicanas en 2013 a través del análisis total de lluvias y anomalías a través de todo el país. Para ello se creó un mapa de lluvia acumulada grabado desde el 1 hasta el 19 de septiembre, este se construyó a base de datos recopilados a partir de 100 estaciones pluviométricas de propiedad del Servicio Meteorológico Nacional y la Comisión Federal de Electricidad.

Este mapa revela que la precipitación más intensa (debido a la tormenta tropical Manuel) se concentró a lo largo de la costa del Pacífico sur de México, donde se encuentra la zona turística de Acapulco-Diamante. Por el contrario, en el Golfo de México, hacia el noreste del país, se observó la precipitación menos intensa.

Con el fin de revisar los periodos de retorno de la precipitación diaria para esta región, se llevó a cabo un análisis de valores extremos basado en los datos máximos anuales para aquellas estaciones con datos históricos suficientes y en la proximidad de la región de Acapulco. Los resultados presentados muestran que la precipitación observada se asocia generalmente con periodos de retorno espacialmente variado de 25 – 70 años.

Este análisis es importante, pues, los responsables del control de inundaciones en sus esfuerzos para adoptar medidas preventivas eficaces y para mitigar el impacto de las inundaciones que se producen.

2.2.7. Flood Risk From Extreme Events In Mexico

Pedrozo-Acuña et al (2014) implemento un enfoque que permitió la evaluación de la interacción de los flujos naturales con la infraestructura urbana y la planificación de esta región. Con el fin de mostrar los cambios de uso de suelo, los cuales han aumentado significativamente los impactos de las inundaciones observadas durante este evento.

El enfoque integrado utilizado en este estudio está compuesto por un modelación en cascada de todo el proceso de inundación, que incluye un modelo meteorológico (Weather Research and Forecasting, WRF), un modelo hidrológico distribuido para la estimación lluvia-escorrentía (Domínguez-Mora et al.), la elevación topográfica de una fuente de datos LiDAR y una modelización numérica 2D estándar para la estimación mapa de inundación.

Modelo meteorológico

El punto de partida se compone de la reproducción numérica de las condiciones climáticas observadas desde el 12 hasta el 20 de septiembre de 2013. El modelo WRF es un sistema mesoescala de predicción de tiempo y la asimilación de datos numérico de próxima generación, y se detalla a fondo por Skamarock et al.. Para este estudio el modelo se lleva a cabo por medio de dos dominios anidados que cubren todo el país y con una discretización vertical, compuesta de 28 niveles sigma desigualmente espaciadas. La combinación óptima de parametrizaciones físicas se hizo con referencia a los descritos por los miembros de la Corporación Universitaria de Investigación Atmosférica (UCAR) (Wang et al., Efstathiou et al., Bukovsky y Karoly). Con el fin de establecer las condiciones iniciales y de contorno de la simulación.

En resumen, consideramos que los buenos resultados se han obtenido con el modelo WRF. Además, los campos de precipitación de salida son de una escala temporal y espacial adecuada para la entrada en los modelos hidrológicos distribuidos.

Modelo hidrológico

El modelo hidrológico empleado para la generación de hidrogramas cuenca comprende un modelo distribuido lluvia-escorrentía basado en grid simplificado, que ha sido desarrollado para estimar los procesos de precipitación-escorrentía de los sistemas de verter el agua dendríticas (Domínguez et al.). El modelo se basa en el método de la Servicio de Conservación (SCS) del suelo con una modificación que

permite la consideración de los procesos de secado suelo después de la ocurrencia de lluvia. Los parámetros de entrada para determinar una curva de escurrimiento son los caminos hidrológicos grupo de suelo, uso de la tierra, Edafología y de flujo dentro de la zona de captación.

Existen dos hipótesis principales que se basa el método del número de curva de SCS. En primer lugar, se supone que para un solo tormenta y después del inicio de la segunda vuelta, la relación entre la retención del suelo real y su máximo potencial de retención es igual a la relación entre la escorrentía directa y precipitaciones disponible. En segundo lugar, la infiltración inicial se planteó la hipótesis de que ser una fracción del potencial de retención.

En particular, el caudal máximo del río Papagayo (este de la laguna de Tres Palos) es mayor que la registrada en La Sabana (al oeste de la laguna de Tres Palos). Sin embargo, había más casas y las propiedades comerciales dañados junto a La Sabana, en comparación con los registrados en Papagayo. Esto puede atribuirse a una mejor eficiencia hidráulica de la última corriente, que es de hecho la descarga del exceso de volumen de agua a la mar.

Modelo hidrodinámico

El modelo hidrodinámico resuelve el Reynolds promediada de dos dimensiones de Navier-Stokes sujetos a los supuestos de Boussinesq y de la presión hidrostática. La discretización numérica de la región de estudio se lleva a cabo teniendo en cuenta ambos ríos, La Sabana y Papagayo, así como su interacción con la laguna costera, Tres Palos.

Los resultados mostrados proporcionan una indicación clara de las consecuencias observadas asociadas a este evento. Cabe señalar, que las diferencias observadas en este enfoque pueden ser atribuidas a las incertidumbres en el modelo hidrológico para determinar el desempeño de ambos ríos.

Pedrozo concluyo: el evento de septiembre 2013 discutido aquí fue un evento significativo para la región sur de México, sin embargo, los impactos fueron claramente amplificadas por los cambios de uso del suelo resultantes del crecimiento económico de la región.

Por otra parte, enfoque desarrollado en este estudio es genérico y actualmente está siendo utilizado para estimar la inundación y daños en otros sitios en México. En vista de la magnitud y la ubicuidad del cambio hidro-climáticos en curso, la comprensión de la complejidad de las interrelaciones de los dominios naturales y

sociales es vital. Por otra parte, se demostró que los cambios de uso del suelo en Acapulco han tenido un papel importante en el incremento de los impactos de las inundaciones durante este evento. Esto pone de relieve la importancia de la planificación del uso del suelo como una medida fundamental para reducir el riesgo de inundaciones en México.

2.3. VIALIDAD ESCÉNICA ALTERNA

De acuerdo al portal del Gobierno del Estado de Guerrero, informa que: La comunicación terrestre entre la bahía de Acapulco a Puerto Marqués y al aeropuerto, tiene un recorrido de 12 km con una vialidad denominada Escénica de Acapulco, la cual presenta en la actualidad grandes congestionamientos de tránsito, llegando en ocasiones a hacerse hasta 2 horas, afectando por ello no tan sólo a la industria del turismo, sino también a la población en general al elevarse los costos de operación entre otros efectos negativos.

El gobierno estatal, al percatarse de esta problemática, propuso resolver problema con la construcción, mantenimiento y explotación del proyecto vial de la “Escénica Alterna de Acapulco” (ver Ilustración 2-1).

Entre los beneficios que se plantean de la Escénica Alterna de Acapulco se resumen, entre otras cosas, el menor tiempo de recorrido al disminuir las 2 horas que en ocasiones se emplean actualmente por tan sólo 4 minutos al transitarse por el túnel, disminuir la contaminación ambiental, la cantidad de accidentes, los costos de operación y aumentar el confort durante los recorridos de los usuarios, constituirá a futuro un par vial con el boulevard de las Naciones Unidas y la actual Escénica de Acapulco.



Ilustración 2-1 Vialidad escénica alterna

CAPITULO 3

Metodología Propuesta

El análisis de los escurrimientos superficiales se llevara a cabo de acuerdo con lo descrito por Rodríguez et al., (2014) (ver Ilustración 3-1), el cual se basa en 3 ejes principales de análisis:

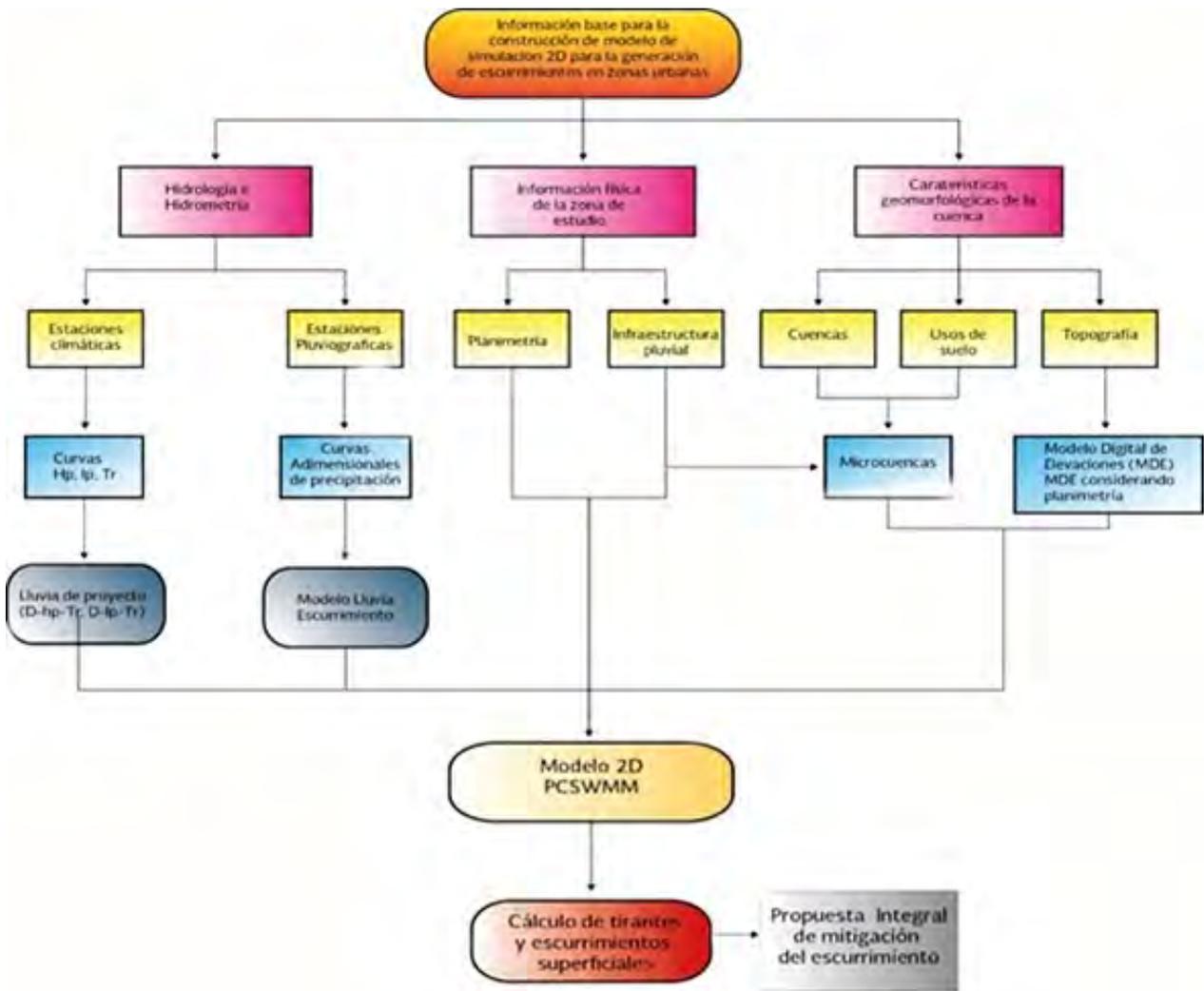


Ilustración 3-1 Proceso de generación de escurrimientos a partir de un modelo 2D

3.1. INFORMACIÓN FÍSICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

En la información física de la zona de estudio, es necesarios conocer la configuración de calles con ayuda del plano de la ciudad, generalmente el INEGI cuenta con información referente a la planimetría del lugar, así como el Plan de Desarrollo Urbano del municipio; también es fundamental la información referente a la infraestructura pluvial: colectores, cárcamos de bombeo, depósitos de retención, estructuras vertedoras, secciones del río, puentes, etc.

3.2. GEOMORFOLOGÍA DE LAS SUBCUENCAS Y MICROCUENCAS.

Al determinar las diferentes delimitaciones del análisis hidrográfico, se obtendrán los principales valores geomorfológicos: área, ancho, pendiente, longitud, uso del terreno, coeficiente de escurrimiento, coeficiente de rugosidad y la impermeabilidad.

3.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDROGRÁFICO.

Para el análisis hidrológico se recopilará la información de estaciones convencionales y automáticas que se encuentren en los alrededores de la zona de estudio, se procederá en la parte de las estaciones convencionales a completar las series de tiempo mediante algún método, se obtendrán los valores de precipitación máxima anual por cada año de registro de la estación, para posteriormente, mediante un análisis de frecuencias encontrar una función de distribución de probabilidad que se ajuste de una mejor manera a la serie de tiempo, para diferentes periodos de retorno.

Con los datos de las Estaciones Meteorológicas Automáticas, (EMAS) y Estaciones Sinópticas Meteorológicas (ESIME), se registra la variación de la lluvia precipitada (mm) con respecto a un intervalo de tiempo comúnmente de 5 min, con esta información se construyen las curvas de intensidades de lluvia para diferentes duraciones, es decir se identifica el patrón de lluvia más común y la cantidad de lluvia precipitada por lapsos de tiempo, por lo que se conoce el porcentaje de lluvia precipitado, por ejemplo en una hora con respecto al registrado de lluvia acumulada de 24 horas.

Se obtendrán los datos de topografía existente de la zona, que proporcionará la información necesaria para delimitar la zona de estudio, con subcuencas y microcuencas de aportación, se crearan las líneas principales de corriente y con estas poder conocer aportaciones externas que llegan a la zona de estudio, además de poder construir el Modelo Digital de Elevaciones que se utilizará en la modelación hidráulica.

3.4. MODELACIÓN HIDRÁULICA.

Al final con los datos hidrológicos, hidrográficos, de información física de la zona de estudio y la caracterización de las subcuencas y microcuencas, serán los insumos para la construcción del modelo de escurrimiento, al cual se le formará una malla variable que permita dar dirección y sentido al escurrimiento superficial.

Se tendrán las variaciones de los escurrimientos con y sin planimetría, para conocer las afectaciones antropogénicas. Después del análisis se procederá a generar una medida integral que permita mitigar las afectaciones provocadas por el escurrimiento pluvial en las diferentes colonias.

CAPITULO 4

Zona de Estudio

4.1. LOCALIZACIÓN

La zona de estudio se encuentra en la zona sur de México (ver Ilustración 4-1), es el estado de Guerrero que cuenta con una extensión de 63 597 km², siendo el 3.2 % del territorio del país. Tiene una población de acuerdo al último censo del INEGI (2013) de 3 388 768 habitantes y lo conforman 81 municipios.

En una microlocalización, el área de estudio se encuentra en la zona este del municipio de Acapulco de Juárez, lugar conocido como punta diamante, debido al crecimiento comercial que se le ha impulsado (ver Ilustración 4-2).

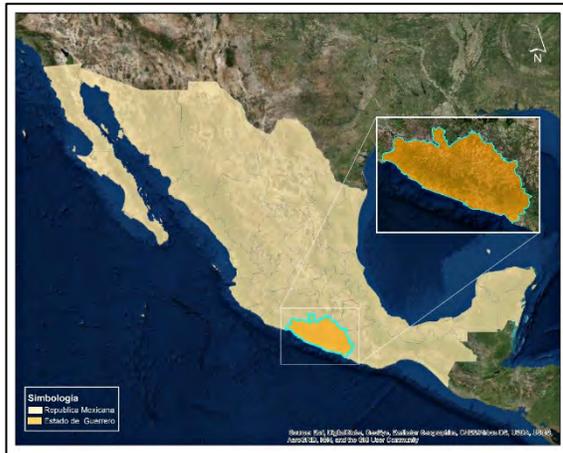


Ilustración 4-1 Macrolocalización del estado de Guerrero



Ilustración 4-2 Microlocalización de la zona punta diamante, Acapulco, Guerrero.

Acapulco Diamante, también conocida como Punta Diamante, es una de las tres zonas turísticas en las que se divide el puerto de Acapulco, en la costa sur de México. Esta es la parte más nueva, con mayor desarrollo e inversión del puerto, lo que lo convierte en unos de los lugares más exclusivos del país. Está conformada por exclusivos hoteles, complejos residenciales, condominios de lujo y villas

privadas. La zona Diamante es conectada mediante la avenida Escénica y para fines de estudio se consideró una extensión de 95.78 km².

4.2. FISIOGRAFÍA

De acuerdo a la clasificación de Raisz (1964), el área se ubica en la provincia fisiográfica de la Sierra Madre del Sur, la parte norte, corresponde a la subprovincia Cuesta del sur y la sur, a la llamada Planicie Costera (ver Ilustración 4-3).

En el norte, se destacan sierras con alturas hasta de 1850 m y cerros que alcanzan 500 m. En el sur, a partir de la cota 500 m la morfología es de cerros aislados, en dirección a la costa las pendientes disminuyen paulatinamente hasta formar una faja costera de amplitud variable y se denomina Lomerío de la Vertiente del Pacífico y Planicie Litoral, donde se aprecian abanicos aluviales, planicies lacustres y ocasionalmente de inundación.

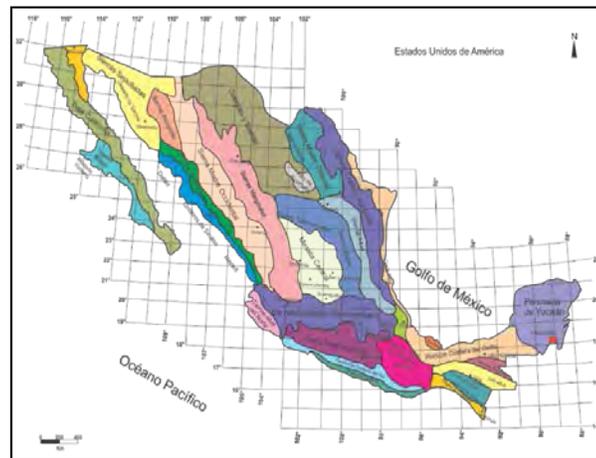


Ilustración 4-3 Provincias fisiográficas del territorio Mexicano (Raisz, 1964). Resaltando en un rectángulo rojo el área de estudio dentro de la denominada Península de Yucatán.

4.3. CLIMATOLOGÍA

Se llama clima al conjunto de condiciones atmosféricas que caracterizan una región, clima es la suma total de las condiciones atmosféricas que hacen de la superficie terrestre un lugar habitable para los seres humanos, animales y plantas.

En la determinación del clima, de acuerdo con la teoría de Koppen (1936), intervienen dos fuerzas: Elementos y factores del clima. Entre los primeros destacan por su importancia la temperatura y la precipitación pluvial, las corrientes de aire y la humedad atmosférica.

Los factores del clima son las condiciones atmosféricas, geográficas y meteorológicas que modifican a los elementos, tales como la latitud y la naturaleza de la superficie sobre la que descansa la atmósfera.

Para la determinación de los climas de Guerrero utilizaremos el sistema de Koppen, tanto por emplear una terminología sencilla y precisa como por ser de uso muy amplio en diferentes países. En Guerrero sólo existen dos de ellos: el tropical lluvioso y el templado lluvioso.

Cuando la temperatura es superior a 18°C, durante todos los meses del año, y las lluvias que se presentan en el verano alcanzan una altura de 750 mm, tiene el clima tropical lluvioso; este clima se localiza en las costas, en la cuenca del Balsas y en las tierras situadas a menos de dos mil metros de altitud, esto cubre la mayor parte de la entidad.

Este clima se localiza en las partes más elevadas de la Sierra Madre del Sur, con alturas superiores a dos mil metros, es decir, en la zona montañosa del Estado.

Al clima templado lluvioso le corresponde una vegetación herbácea de tipo sabana y templado lluvioso una vegetación de tipo pradera caracterizada por plantas herbáceas.

En Guerrero la temporada de lluvias comprende desde principios de junio a mediados de septiembre; las precipitaciones fluviales alcanzan valores bajos, salvo el caso de algunos lugares, hace aumentar la lluvia, como sucede en la zona montañosa y sitios cercanos.

A lo antes mencionado debe agregarse de que las lluvias están mal distribuidas en todos los meses, que durante la temporada, lo cual origina serios problemas para la agricultura de temporada que se practica. El 82% del estado, presenta clima cálido subhúmedo (ver Ilustración 4-4), el 9% es seco y semiseco, el 5% templado subhúmedo, el 3% cálido húmedo y el 1% es templado húmedo. El clima cálido favorece el cultivo de fresas como mamey, mango, zapote, cítricos.

La lluvia en México y en Guerrero, corroboran lo que se afirma acerca del régimen pluviométrico. La lluvia media anual es de 1,027 m³ el volumen anual lluvioso es de 66,198 millones m³ y representa el 4.7 por ciento del volumen total.

La temperatura media anual es de 25°C.

La temperatura mínima promedio es de 18°C y la máxima de 32°C.

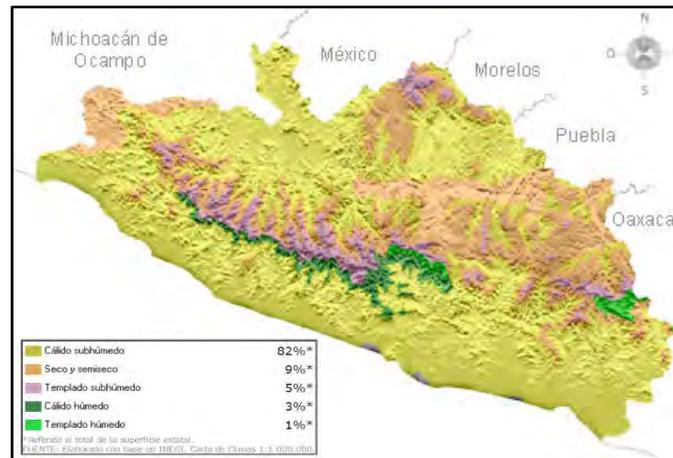


Ilustración 4-4 Clima predominante en el Estado de Guerrero.

4.4. RELIEVE

La superficie estatal forma parte de las provincias: Sierra Madre del Sur y Eje Neovolcánico.

El relieve en su mayoría lo conforman sierras (ver Ilustración 4-5), predominan las rocas de tipo intrusivo (formadas debajo de la superficie de la Tierra) y metamórfico (que han sufrido cambios por la presión y las altas temperaturas) en una franja que se extiende del noroccidente al suroriente junto a la costa.

En la parte central y nororiental, las rocas son de tipo ígneo extrusivo o volcánico (se forman cuando el magma o roca derretida sale de las profundidades hacia la superficie de la Tierra) y sedimentario (se forman en las playas, los ríos y océanos y en donde se acumulen la arena y barro); la mayor elevación es el cerro Tioteppec, con una altitud de 3 533 metros sobre el nivel del mar.

En el suroccidente hay una zona costera con la formación de llanuras costeras, playas y barras, así como los cuerpos de agua: Laguna Mitla, Laguna Tres Palos y Laguna Chautengo.

La presencia de lomeríos y valles, han originado los ríos que erosionan a la sierra, en otros la erosión es tal que se han formado cañones.



Ilustración 4-5 Relieve en el Estado de Guerrero.

En la Tabla 4-1 se muestran las elevaciones principales (ver Ilustración 4-6):

Tabla 4-1 Zonas con mayor elevación en el Estado de Guerrero.

Nombre	Altitud (metros sobre el nivel del mar)
Cerro Tioteppec	3 533
Cerro Tlacatepec	3 320
Cerro Zacatoso	3 291
Cerro Piedra Ancha	3 103
Cerro Pelón	3 088

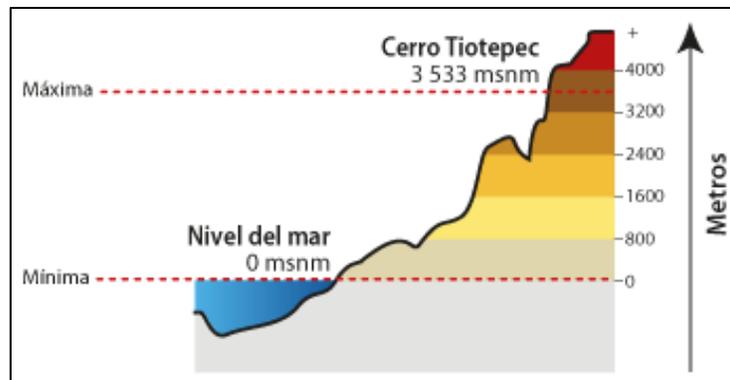


Ilustración 4-6 Cerro Tioteppec.

4.5. GEOLOGÍA.

Las unidades geológicas que afloran en la zona de estudio que se describen a continuación fueron recopiladas principalmente del informe técnico de la carta de Acapulco a escala 1:250,000, con clave E14-11 (Ilustración 4-7), elaborado por el Consejo de Recursos Minerales, hoy Servicio Geológico Mexicano, la cual fue realizada a partir de imágenes de satélite, fotografías aéreas, mapeo de unidades litológicas, zonas de alteración y prospectos que llevo a cabo en 1999, y complementadas por acotaciones de la carta Geológica Acapulco, escala 1:250,000 clave E14-11 del INEGI.

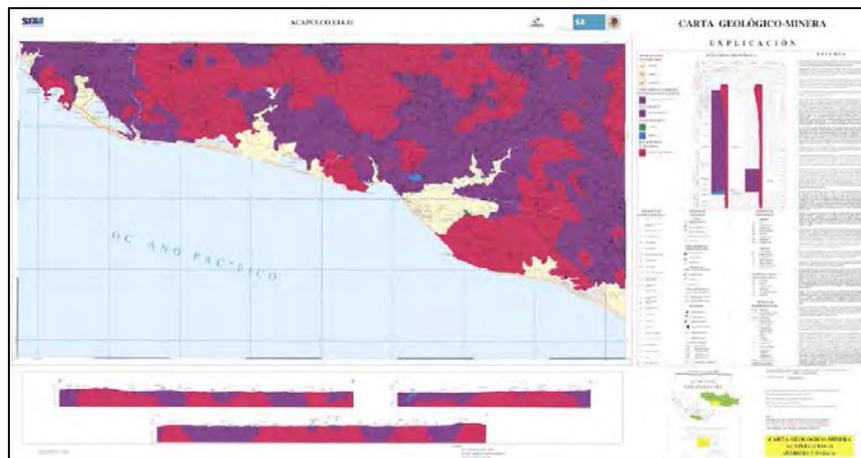


Ilustración 4-7 Carta Geológico – Minera Acapulco E14-11

Tipos de rocas

- Rocas Ígneas Intrusivas: Granito J – K (Gr), Granito T (Gr), Granito – Granodiorita T (Gr – Gd)
- Rocas Metamórficas: Gneis J (Gn), Esquisto J (E). Metasedimentario J
- Rocas Sedimentarias: Arenisca Ts (ar). Conglomerado, Q (cg)
- Suelo: Aluvial Q (al), Lacustre, Q (la), Litoral, Q (li)

4.6. VEGETACIÓN.

En los cerca de dos mil kilómetros cuadrados que constituyen la geografía municipal de Acapulco es posible encontrar una amplia variedad de ecosistemas, entre los que destacan por sus características estéticas y su diversidad biológica, la

selva baja caducifolia, la selva mediana sub-caducifolia, el pinar tropical, los manglares y la vegetación de galería.

Dicha pluralidad de ambientes obedece a factores tales como su proximidad al trópico de Cáncer, por lo que su temperatura promedio es cercana a los 30 grados centígrados, con una larga estación seca que dura siete meses; la existencia de una accidentada topografía, con planicies costeras y áreas montañosas que forman parte de las estribaciones de la sierra madre del sur, con elevaciones por encima de los dos mil metros, así como la presencia de cuerpos de agua como ríos, arroyos y lagunas costeras. A continuación se describen en forma breve las características principales de estas comunidades vegetales.

4.7. FLORA Y FAUNA

- Flora

Predominan los bosques de coníferas y encinos en las partes altas de la Sierra Madre del Sur. Hay selvas en la depresión del Balsas y en la vertiente del Pacífico. Existen pastizales, manglares, dunas costeras y distintos tipos de vegetación acuática distribuidos a lo largo de la franja costera y vertiente interior, así como selvas medianas, bosques de montaña en las partes más húmedas.

- Fauna

En la cuenca del Balsas: ardilla arbórea, puerco espín tropical, zorra gris, tejón y venado cola blanca. En los pastizales: liebre, tordo, águila, mapache, jabalí y lagarto de Gila. En el manglar: armadillo, martucha, onza y aves costeras. En ambientes acuáticos: iguana, tortuga, cazón, atún, baqueta, barrilete, lenguado y lisa. Animales en peligro de extinción: tecolotito, jaguar, ocelote, oso hormiguero y tigrillo.

4.8. CUERPO DE AGUA

Ríos

- Balsas-Mezcala
- Papagayo
- Omitlán
- Atoyac
- Marquelia
- Sultepec

- Cutzamala
- Santa Catarina-Quetzala
- Amacuzac
- Tépán
- Guadalupe
- Santa Rita
- Acatepec
- Tameaco
- Guayameo
- La Laja
- Petatlán
- La Tigra
- Río Grande
- Las Trojas
- Yextla
- Las Pilas
- Tlapaneco
- Bejucos
- Cocula
- Oxtotitlán
- Los Placeres del Oro-Los Fresnos Grandes
- Copala
- Coyuquilla
- El Coyol-Hacienda Dolores
- El Espíritu
- Las Parotas
- Tehuehuetla
- Oatlán
- Nexpa
- San Luis
- Atempa

Otros cuerpos de agua:

P r e s a s

- Infiernillo
- Hermenegildo Galeana
- Ing. Carlos Ramírez Ulloa
- Revolución Mexicana

L a g u n a s

- Tres Palos
- Tecomate
- Chautengo
- Nuxco
- Coyuca
- Mitla

C A P I T U L O 5

Aplicación de la Metodología Propuesta

5.1. INFORMACIÓN FÍSICA DE LA ZONA DE ESTUDIO

5.1.1. Levantamiento topográfico en la zona Punta Diamante de Acapulco

En diciembre del año 2014, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) teniendo conocimiento de los acontecimientos recurrentes en la zona Punta Diamante de Acapulco, llevó a cabo un levantamiento altimétrico y planimétrico. Esto se debe a que se requiere un alto detalle en la zona para construir los flujos preferenciales adecuados, y esto es, por tener un desnivel mínimo por lo que se requieren delimitar las zonas urbanas y delimitar los ríos y canales; con esto se construirá un modelo con mayor representación de la superficie del terreno.

El levantamiento topográfico se llevó a cabo a través de siguientes pasos:

1.- Generación de Red Primaria (GPS) y Poligonal de Apoyo

El primer paso, es generar los puntos establecidos mediante un sistema de posicionamiento global (GPS), el cual se encuentra ligado a la red geodésica del Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática (INEGI), estos puntos se encuentran coordinados en tres dimensiones (X, Y, Z) y servirán como base para iniciar el trazo de la poligonal de apoyo, misma que se construyó por el método de deflexiones, utilizando bases nivelantes con prisma, las cuales garantizan una elevada precisión al tener una plomada óptica, al igual que la estación total. Debido a la importancia de la precisión de este trazo de eje de proyecto se procedió a tomar 5 lecturas repetitivas de distancias, tomándose como valor final un promedio.

Para realizar el trazo de la poligonal de apoyo primeramente se ubican puntos de forma estratégica, esta poligonal se complementa con puntos auxiliares y de apoyo complementario para realizar un levantamiento detalle de toda la planimetría y altimetría existente.

Además se trazó un eje auxiliar para levantar el río la Sabana, el cual se estaco a cada 20 metros, teniendo la siguiente nomenclatura en el cadenamamiento “00+000.00” donde las dos cifras de lados izquierdo del símbolo + corresponde al km y las cinco cifras del lado derecho indican los metros con su correspondientes decimal del eje de trazo.

Para esta actividad se utilizó el siguiente equipo:

- Estación Total
- Bases nivelantes
- Prisma, Tripies.
- Equipo menor
- Libreta electrónica.

2.- Nivelación diferencial del terreno sobre el eje de proyecto.

Se procedió a apoyarse de la coordenada z (elevación) del punto GPS más cercano al inicio del eje de proyecto 00+000.00, misma que sirve como dato para el arranque de la nivelación, una vez obtenido el dato, se comienza con la nivelación tomando los datos a cada 20 m, en los puntos principales del alineamiento horizontal, así como la poligonal auxiliar.

El procedimiento empleado fue el de nivelación diferencial de “ida y vuelta” el cual fue comprobado en circuitos de 500 m. una vez realizado el check se colocaron bancos de nivel a cada 500 m., en lugares de fácil acceso y difícil destrucción, estos bancos fueron rotulados en campo con su respectiva elevación promedio y su nomenclatura misma que a continuación se menciona “BN 1-2” las letras corresponden a banco de nivel, la primera cifra indica el kilometraje cerrado inmediato posterior, y la segunda cifra indica el número de orden del banco de nivel en ese kilómetro.

Para esta actividad se utilizó el siguiente equipo:

- Nivel automático fijo
- Juego de estadales telescópicos
- Equipo menor

Los datos de la nivelación diferencial quedaron asentados en los perfiles de los planos, mismos que incluyen los bancos de nivel de cada 500 m.

3.- Seccionamiento Transversal de Terreno.

Apoyándose en los vértices y/o PI's, poligonales auxiliares niveladas, se procedió a levantar a detalle la planimetría existente y secciones transversales del terreno se obtuvieron en todos los puntos generados por el eje de trazo, con una franja mínima de 40 metros, es decir 20 metros a cada lado del eje de trazo, aunado a estos puntos se realizó la configuración topográfica de obras de infraestructura existente (puentes, autopistas, etc.).

Dentro del levantamiento altimétrico y planimétrico se contempló toda la infraestructura superficial como lo es: Postes de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), Teléfonos de México (TELMEX) y otros, registros de agua potable, pozos de visita, arbotantes, banquetas, construcciones, calles de concreto hidráulico, calles de carpeta asfáltica, cercos de púas, tuberías, etc.

Para esta actividad se utilizará:

- Estaciones Totales
- Bastones Telescópicos
- Equipo menor

En la Ilustración 5-1, Ilustración 5-2, Ilustración 5-3, Ilustración 5-4 e Ilustración 5-5, se presentan detalles de los puntos levantados, donde se puede observar el personal de campo y los instrumentos utilizados.



a)



b)

Ilustración 5-1 Vista panorámica del levantamiento topográfico, a) ubicado en la colonia Frente Nacional y b) en el fraccionamiento Casas Ara.



c)



d)

Ilustración 5-2 Vista panorámica del posicionamiento, c) en carretera Cayaco- Puerto Marques y d) en el Av. Boulevard de las Naciones



e)



f)

Ilustración 5-3 Vista panorámica del levantamiento topográfico, e) en el Fraccionamiento Casas Ara ubicado en la calle Océano Pacifico y f) en la calle Océano Indico.



g)



h)

Ilustración 5-4 Vista panorámica del levantamiento topográfico, g) fraccionamiento Misión del Mar y h) sobre el rio la Sabana cad. 1+235.39



i)



j)

Ilustración 5-5 Vista panorámica del levantamiento topográfico del canal Colacho, a) km 1+480 y b) km 2+620

La Ilustración 5-6 representa los datos generados a partir del levantamiento topográfico, en general se tienen 9 kilómetros de río la Sabana, contándose a partir del punto de confluencia con la laguna de tres palos hacia aguas arriba, 11 kilómetros del canal colacho y un área en general del levantamiento de 1900 ha.



Ilustración 5-6 Levantamiento topográfico en la zona diamante de Acapulco, Guerrero.

5.1.2. Datos LIDAR

A partir del impulso de la teledetección, se han realizado avances importantes en equipos que permiten tener una mejor resolución de datos cartográficos de grandes área de terreno, que han venido a reemplazar a técnicas tradicionales como una fotogrametría, siendo los datos LIDAR.

El LIDAR (light detection and ranging) es una técnica de teledetección óptica que utiliza la luz de láser para obtener una muestra densa de la superficie de la tierra produciendo mediciones exactas de las coordenadas x, y y z. LIDAR produce un conjuntos de puntos (dataset) de nube de puntos masivos que se pueden administrar, visualizar, analizar y compartir utilizando un sistema de información geográfica.

La información adicional se almacena junto con cada valor posicional x, y, y z. La Ilustración 5-7 representa la forma en la cual se toman los datos, donde una nave que contiene un sensor que permite establecer la altura del terreno,

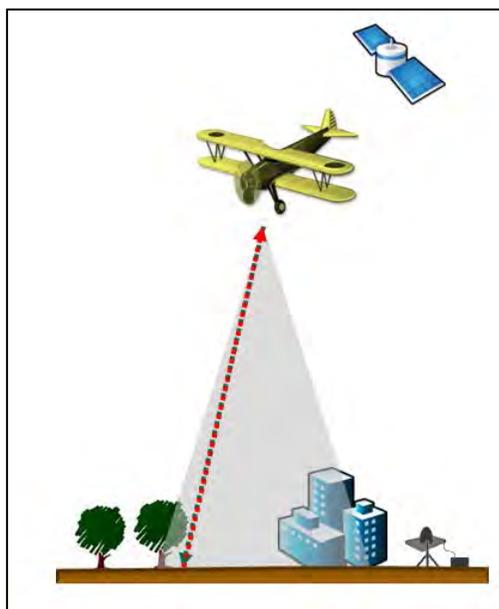


Ilustración 5-7 Toma de datos con una avioneta para la generación de datos x,y,z

El INEGI, es en el país la dependencia que almacena y distribuye los datos de levantamientos LIDAR, se solicitaron 8 cartas de la zona de estudio, las cuales se unieron y se presentan en la Ilustración 5-8.

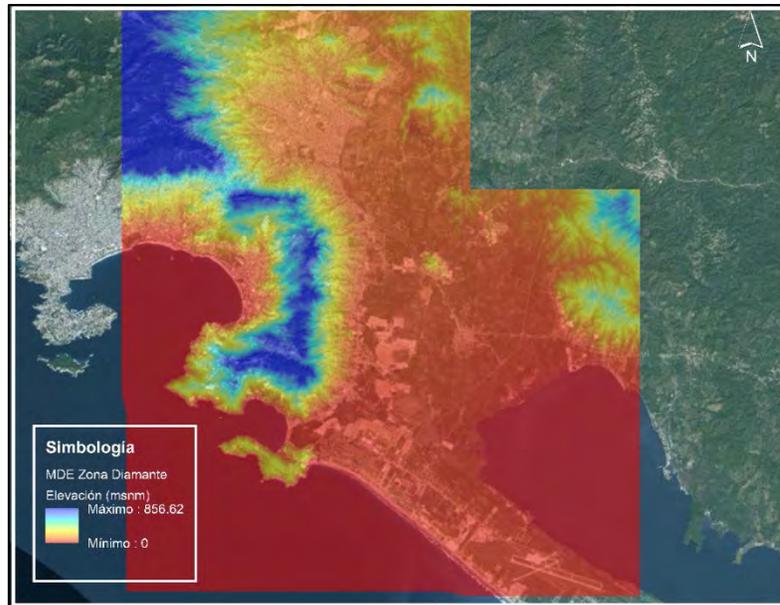


Ilustración 5-8 Modelo Digital de Elevaciones de la Zona Punta Diamante de Acapulco, Guerrero

5.1.3. Infraestructura urbana

Del levantamiento realizado por el IMTA en 2014 a la Zona Urbana de Punta Diamante se obtuvo el diseño del sistema de drenaje existente, el cual se pudo apreciar que funciona como Drenaje Dual, ya que conduce las aguas residuales de las descargas domiciliarias y los caudales generados por escurrimientos superficiales. La Ilustración 5-9 muestra los colectores y pozos que conforman el sistema.

El sistema de alcantarillado cuenta con las siguientes características:

La tubería cuenta con una longitud de 56.16 km, con diámetros que van desde las 6" hasta las 48".

Los pozos cuentan con profundidades que van desde los 0.60 m hasta 5.00 m de profundidad, con una totalidad de 1332 pozos.

Cabe destacar que los gastos que conduce el sistema de drenaje existente descargan sus aguas residuales a lo largo del canal Colacho, lo que conlleva el aumento de tirantes y en tiempo de lluvias, el desbordamiento; afectando a las localidades que se ubican a la margen de este.

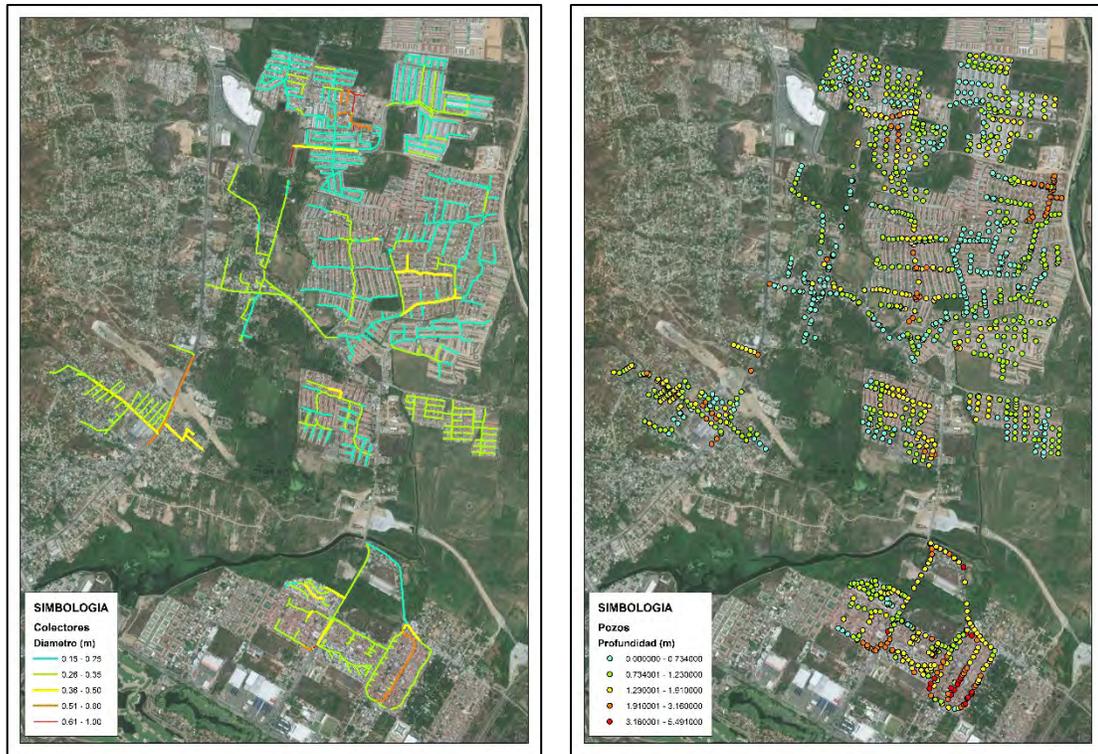


Ilustración 5-9 Sistema de la red de drenaje.

5.2. ESTUDIO HIDROGRAFICO

5.2.1. Delimitación de la zona de estudio

El municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero, al norte colinda con los municipios de Coyuca de Benítez, Chilpancingo y Juan R. Escudero; al este con Juan R. Escudero y San Marcos; al sur con el municipio de San Marcos y el Océano Pacífico; al oeste con el Océano Pacífico y el Municipio de Coyuca de Benítez.

Cuenta con un territorio de 1,882.6 Km² que representa el 2.6% del estado y su litoral tiene una longitud de 62 Km que representa el 12.3% de la costa guerrerense. Las temperaturas fluctúan de 24° a 33°, dependiendo de la altitud (zona muy cálida y semicálida). La precipitación pluvial se presenta en verano principalmente y sus registros varían de 1,000 a 1,700 mm.

El Municipio de Acapulco de Juárez, se localiza entre las coordenadas geográficas extremas del 17° 14' al norte, de 16° 41' de latitud norte en el sur; al este de 99° 29'; y al oeste 100° 00' de longitud oeste. En términos generales, el área del

municipio queda delimitada por las montañas del anfiteatro del puerto de Acapulco, al suroeste; el Océano Pacífico y la Laguna de Tres Palos, al sur; y las montañas que circundan el poblado de Tierra Colorada, al norte, donde además, confluyen los ríos Omitlán y Papagayo. En la zona este del municipio, se ubica el río la Sabana; y es donde se tiene como delimitación principal del estudio la cuenca de este afluente (ver Ilustración 5-10).

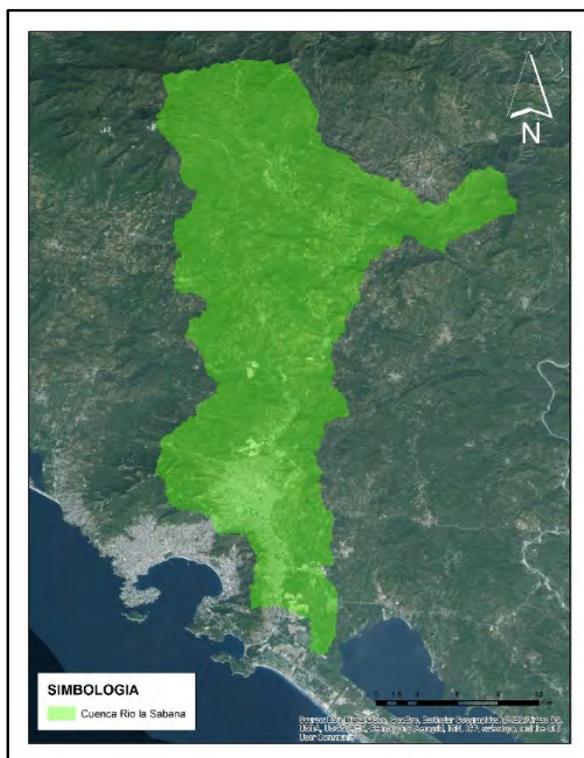


Ilustración 5-10 Cuenca rio la Sabana.

5.2.2. Subcuencas de estudio

A partir de la delimitación de la cuenca, esta puede ser dividida en subcuencas (ver Tabla 5-1) para buscar su homogeneidad hidrológica, o bien porque existen puntos de interés u obligados, el intervalo de discretización se establece con base en el menor de los tiempos de concentración de las subcuencas.

Tabla 5-1 Clasificación de una cuenca de acuerdo a su magnitud (Campos, 1988).

<i>Tamaño de la cuenca (km²)</i>	<i>Descripción</i>
<i><10</i>	<i>Microcuenca</i>
<i>10 a 25</i>	<i>Subcuenca</i>

<i>Tamaño de la cuenca (km²)</i>	<i>Descripción</i>
<i>25 a 250</i>	<i>Pequeña</i>
<i>250 a 500</i>	<i>Intermedia-Pequeña</i>
<i>500 a 2 500</i>	<i>Intermedia-Grande</i>
<i>2 500 a 5 000</i>	<i>Grande</i>
<i>> 5 000</i>	<i>Muy grande</i>

Para generar esta subdivisión de la cuenca del río la Sabana INEGI con su publicación en Internet del Simulador de Flujos de Aguas de Cuencas Hidrológicas (SIATL). A través de la información de la red hidrográfica 1:50 000, concebido como un sistema de circulación lineal estructurado que permite representar el drenaje de una cuenca hidrográfica.

El SIATL es un visualizador, la aplicación contiene herramientas sencillas de búsqueda y rasgos hidrográficos, como poder generar simulación flujos “aguas arriba” y “aguas abajo” de los afluentes del país, y señalar aquellas localidades ubicadas a las márgenes de los cauces que se analizan (ver Ilustración 5-11).



Ilustración 5-11 Simulador de flujos de agua de cuencas hidrográficas: SIATL (INEGI).

Para la zona del río la Sabana, se delimitó las subcuencas de aportación a partir de definir el afluente principal, después los afluentes a esté, se delimitaron las Subcuencas (ver Ilustración 5-12).

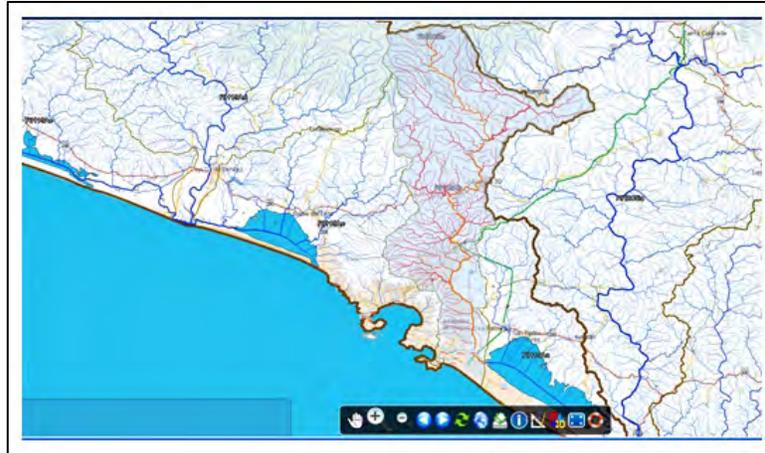


Ilustración 5-12 Cuenca del río la Sabana en el programa SIATL.

Como resultado del análisis en el SIATL, se generaron 86 subcuencas de aportación al río la Sabana, estas áreas se agregaron a un sistema de información geográfica donde posteriormente se le agregaran sus parámetros geomorfológicos (ver Ilustración 5-13).

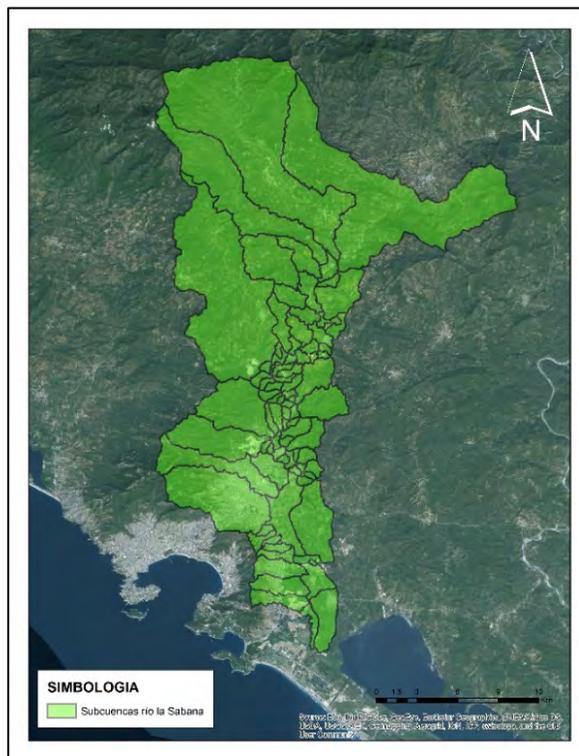


Ilustración 5-13 Subcuencas de aportación de la cuenca del río la Sabana.

5.2.3. Generación de Microcuencas de estudio

Con el Modelo Digital de Elevación la cual incluye la infraestructura urbana como información de entrada es posible modelar el sentido preferencial de los escurrimientos superficiales que ocurren durante una tormenta. Entre las distintas herramientas para realizar este proceso, se puede encontrar la plataforma de ArcGIS que a través de la extensión Hec Geo Hms se puede generar las microcuencas de nuestra zona de estudio, como se muestra en el siguiente diagrama (ver Ilustración 5-14):

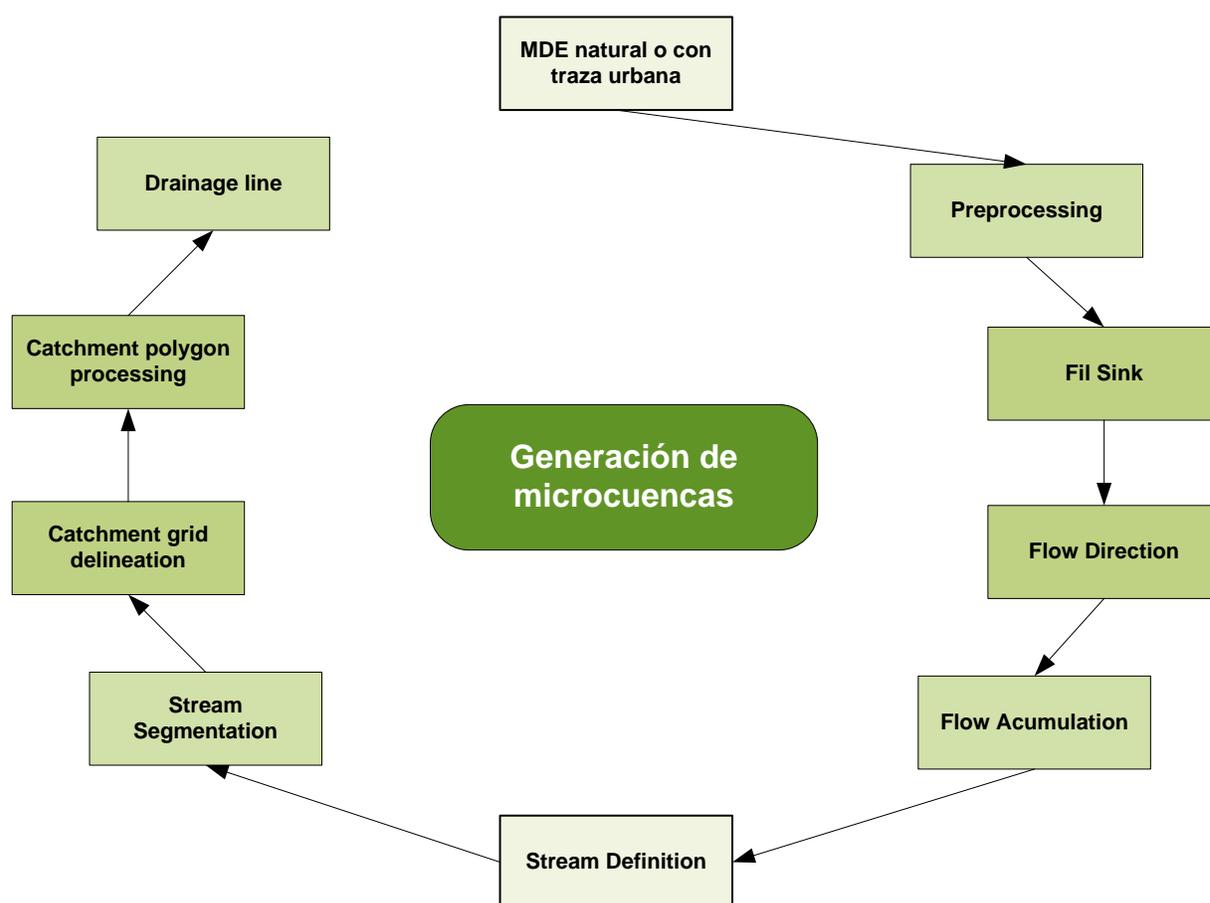


Ilustración 5-14 Proceso para la generación de microcuencas de aportación.

5.2.3.1. Modelo Digital De Elevaciones (MDE)

De acuerdo con el INEGI (2013); Un modelo digital de elevaciones es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel

medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo.

Los modelos digitales de elevación son estructuras numéricas de datos que representan la distribución espacial de la altitud de la superficie del terreno (Felicísimo, 1994).

De acuerdo con las definiciones anteriores se dice que “Un modelo digital de elevaciones es una estructura numérica de datos que representan la distribución espacial de la altitud de la superficie de terreno”.

El procedimiento para generar el Modelo Digital de Elevaciones se sintetiza de la siguiente manera:

Recopilación de Curvas de Nivel de la zona de estudio (Levantamiento Topográfico)

Esta información se puede obtener del portal del Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática (INEGI), la cual tiene una proyección de 1:50,000, o bien, la información se puede generarse a través de un levantamiento topográfico (con el fin de obtener un estudio a detalle de la zona de estudio).

Recopilación de la planimetría de la Zona Urbana

La planimetría generalmente puede ser obtenida de la dependencia de gobierno encargada de la Planeación de desarrollo urbano de cada ciudad, o de igual manera se puede extraer de un levantamiento topográfico.

Transformación de las curvas de nivel y planimetría

Las líneas de las curvas de nivel se transforman en puntos con apoyo de algún tipo de plataforma con un sistema de información geográfica. Para la planimetría, ya que se encuentra conformada por líneas o polígonos, estas se transforman en polígonos independientes por cada layer (capa), una vez creado cada uno de los polígonos se procede a la convertirse a líneas y estas mismas en puntos equidistantes (Se recomienda trabajar independientemente con cada una de las capas que conforme el levantamiento). En dado caso que se cuente con un

levantamiento topográfico se realiza el mismo procedimiento que con la planimetría.

Asignación de elevaciones a la Planimetría

A partir de las curvas de nivel se crea un Modelo Digital del Terreno (MDT) de donde se le van a extraer las elevaciones del terreno a la planimetría la cual tendrá una cota de terreno de acuerdo al MDT, a esta elevación asignada a la Planimetría se le aumentaran 3 metro a partir del nivel de terreno para hacer referencia o emular la altura de la infraestructura urbana.

Delimitación de la Zona de Estudio

Es necesario tener en cuenta el Área de la cuenca así como su delimitación a través de un polígono, en el cual se crea una malla de puntos con una distancia equidistante entre cada uno, con esto se logra representar la superficie de terreno de nuestra zona, asignándole elevaciones a cada uno de los puntos creados en la malla partiendo del MDT, es necesario eliminar las áreas de la Planimetría dentro de la malla ya que se trabajó con esta anteriormente.

Unión de la malla con la Planimetría existente

Se combinan los puntos de la planimetría con los puntos generados en la malla la cual presenta espacios sin infraestructura.

Generación del TIN (Trianguled Irregular Network)

Las redes irregulares de triángulos son datos digitales representados en forma de vectores que se construyen mediante la triangulación de un conjunto de puntos (vértices). Las aristas de los TIN forman superficies triangulares contiguas no superpuestas que capturan la posición de entidades lineales que juegan un papel relevante en una superficie. La triangulación cumple el criterio de Delaunay, que la circunferencia circunscrita de cada triángulo de la red, no debe contener ningún otro vértice de otro triángulo, resultando en la maximización del ángulo interior mínimo de todos los triángulos y por lo tanto, se evitan triángulos finos y largos en lo posible.

Generación de Raster

El Raster interpola los valores z de la celda del TIN de entrada a la resolución o intervalo de muestreo especificados para producir el ráster de salida.

En general, a medida que aumenta la resolución, el TIN de salida representa más de cerca la superficie del ráster. Como el ráster es una estructura de celda, no puede mantener los bordes de división de línea dura y suave que pueden estar presentes en el TIN.

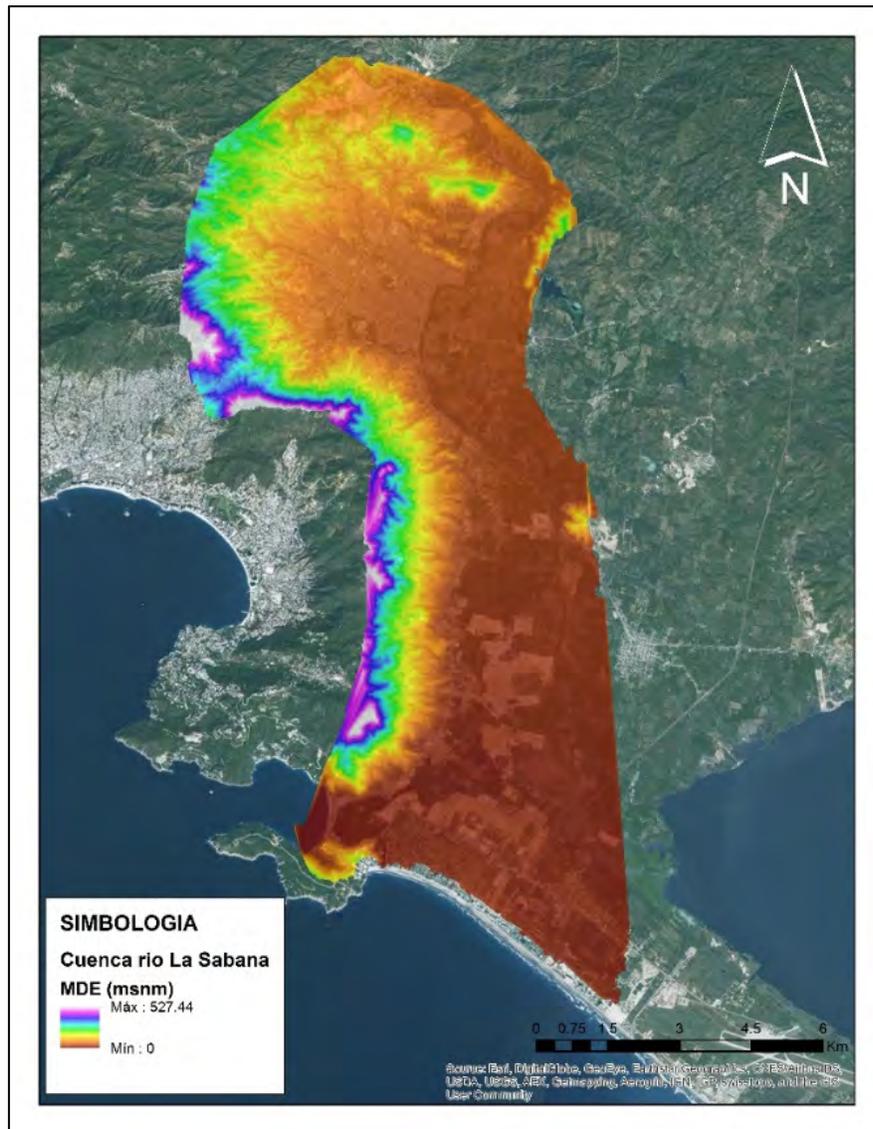


Ilustración 5-15 Modelo Digital de Elevaciones Cuenca río La Sabana

5.2.3.2. Proceso para la Generación de Microcuencas

Fill sinks (relleno de sumideros), consiste en rellenar las depresiones del MDE, donde se aumenta la cota de las celdas vecinas, asignándole a dicha celda la menor cota de las celdas circundantes (ver Ilustración 5-16).

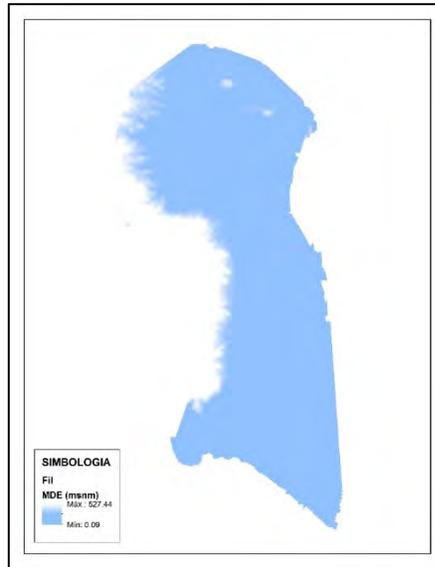


Ilustración 5-16 Fil sinks (Relleno de sumideros).

Flow direction (dirección de flujo), se define la dirección de la mayor pendiente, evaluando celda a celda las cotas circundantes del análisis (ver Ilustración 5-17).

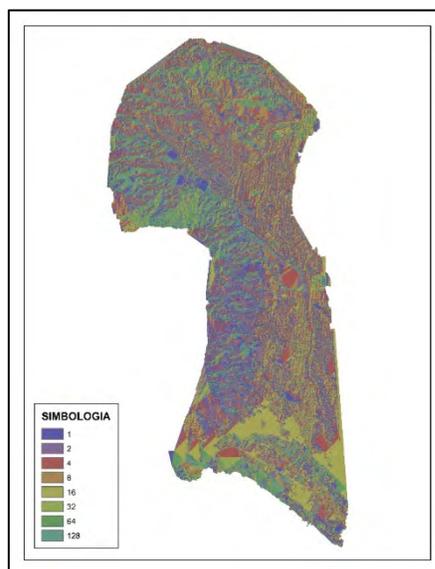


Ilustración 5-17 Flow direction (Dirección de flujo).

Flow accumulation (acumulación de flujo), se determinan el número de celdas que drenan a cada celda, una forma de calcularse manualmente es multiplicar el número de celdas por el área de cada celda (ver Ilustración 5-18).



Ilustración 5-18 Flow accumulation (Acumulación de flujo).

Stream definition (definición del flujo), etapa en la cual se clasifican las celdas con flujo procedente de un número mayor a un umbral definido por el usuario como pertenecientes a la red de drenaje (ver Ilustración 5-19).

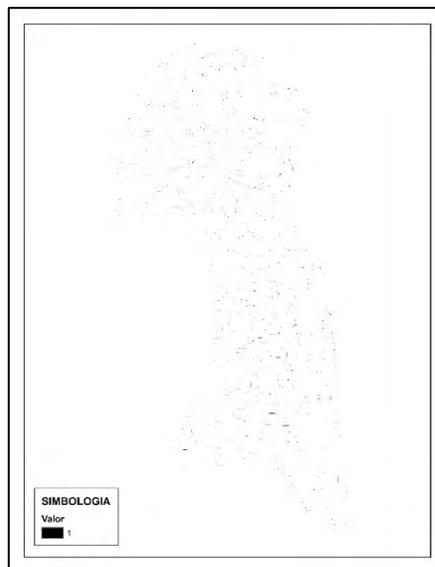


Ilustración 5-19 Stream definition (Definición de flujo).

Stream Segmentation (segmentación del flujo), se dividen los cauces en segmentos (ver Ilustración 5-20).

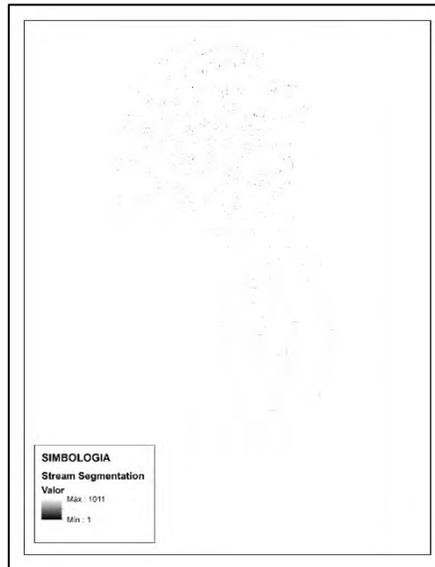


Ilustración 5-20 Stream segmentation (Segmentación de flujo).

Catchment grid delineation (delimitación de las cuencas) en la cual se definen las cuencas por cada segmento del cauce (ver Ilustración 5-21).



Ilustración 5-21 Catchment and delineation (Delimitación de las cuencas).

Catchment Polygon Processing (proceso de una cuenca en polígono), proceso que convierte las subcuencas de malla a un formato de vector,

con esto se conocen las áreas de aportación originadas por el escurrimiento que puede producirse (ver Ilustración 5-22).

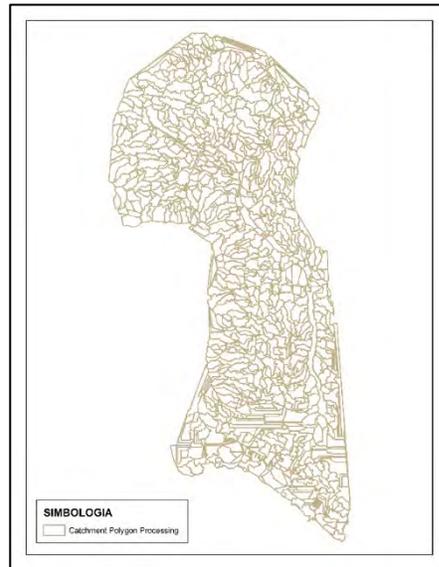


Ilustración 5-22 Catchment polygon processing (Proceso de una cuenca en polígono).

Drainage line Processing (proceso del trazo de las líneas de corriente), se convierten los cauces de la malla a un formato de vector (ver Ilustración 5-23).

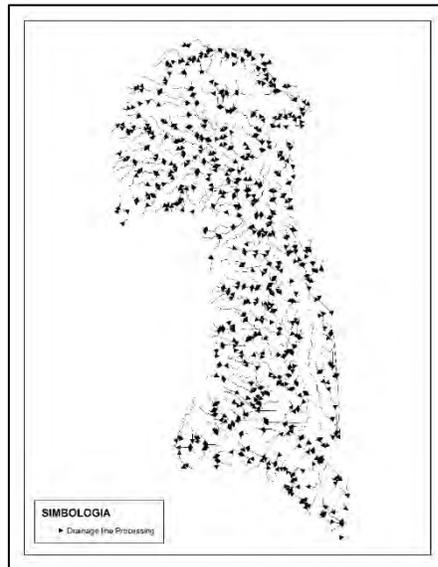


Ilustración 5-23 Drainage line processing (Proceso del trazo de las líneas de corriente).

5.2.4. Parámetros Geomorfológicos

5.2.4.1. Impermeabilidad de la cuenca

El proceso de ocupación del espacio a partir del crecimiento poblacional en la zona metropolitana del municipio de Benito Juárez, es un factor importante en los cambios de dirección de los flujos superficiales. Por tal motivo se evaluó la impermeabilidad de las subcuencas y microcuencas.

Las superficies impermeables son las que impiden el movimiento del agua hacia las superficies internas del suelo, esto debido al tipo de material que se coloca en la superficie, por ejemplo: las calles de asfalto, concreto, techos de las viviendas, entre otras. En la Ilustración 5-24 presenta el porcentaje impermeable obtenido de la zona de estudio.

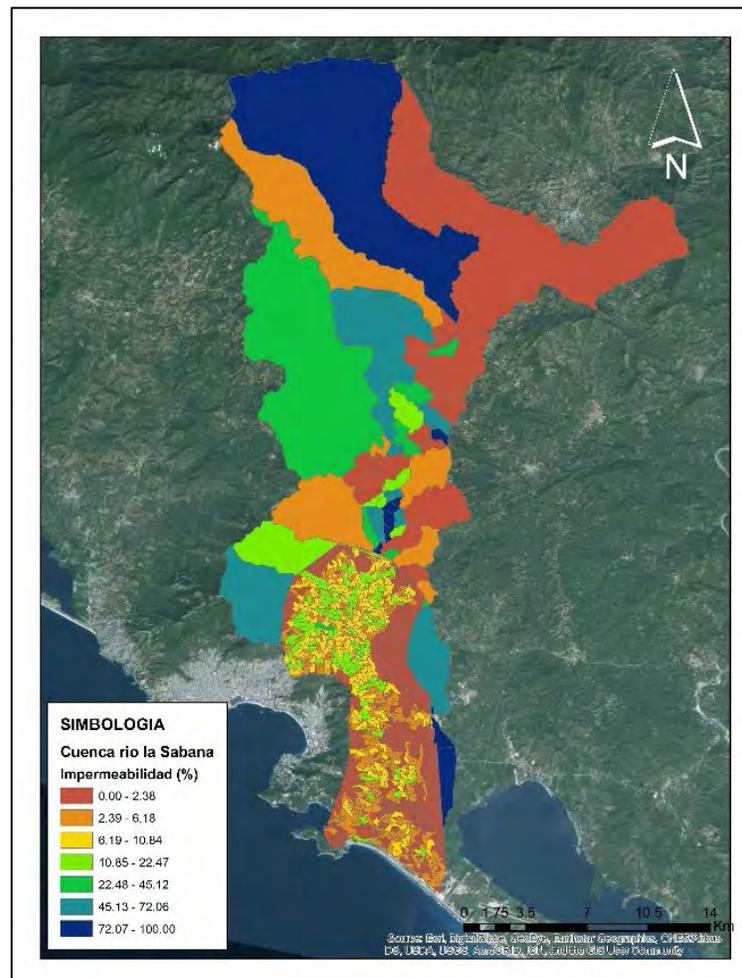


Ilustración 5-24 Porcentaje de Impermeabilidad de las subcuencas y microcuencas.

5.2.4.2. Área

El área de la cuenca está definida por el espacio delimitado por la curva del perímetro, trazada por interpretación del relieve (y por lo tanto líneas divisorias del agua). Anteriormente el cálculo del área se realizaba teniendo como base un papel milimétrico, actualmente existen herramientas computacionales que nos proporcionan una manera efectiva y rápida de realizarse (ver Ilustración 5-25).

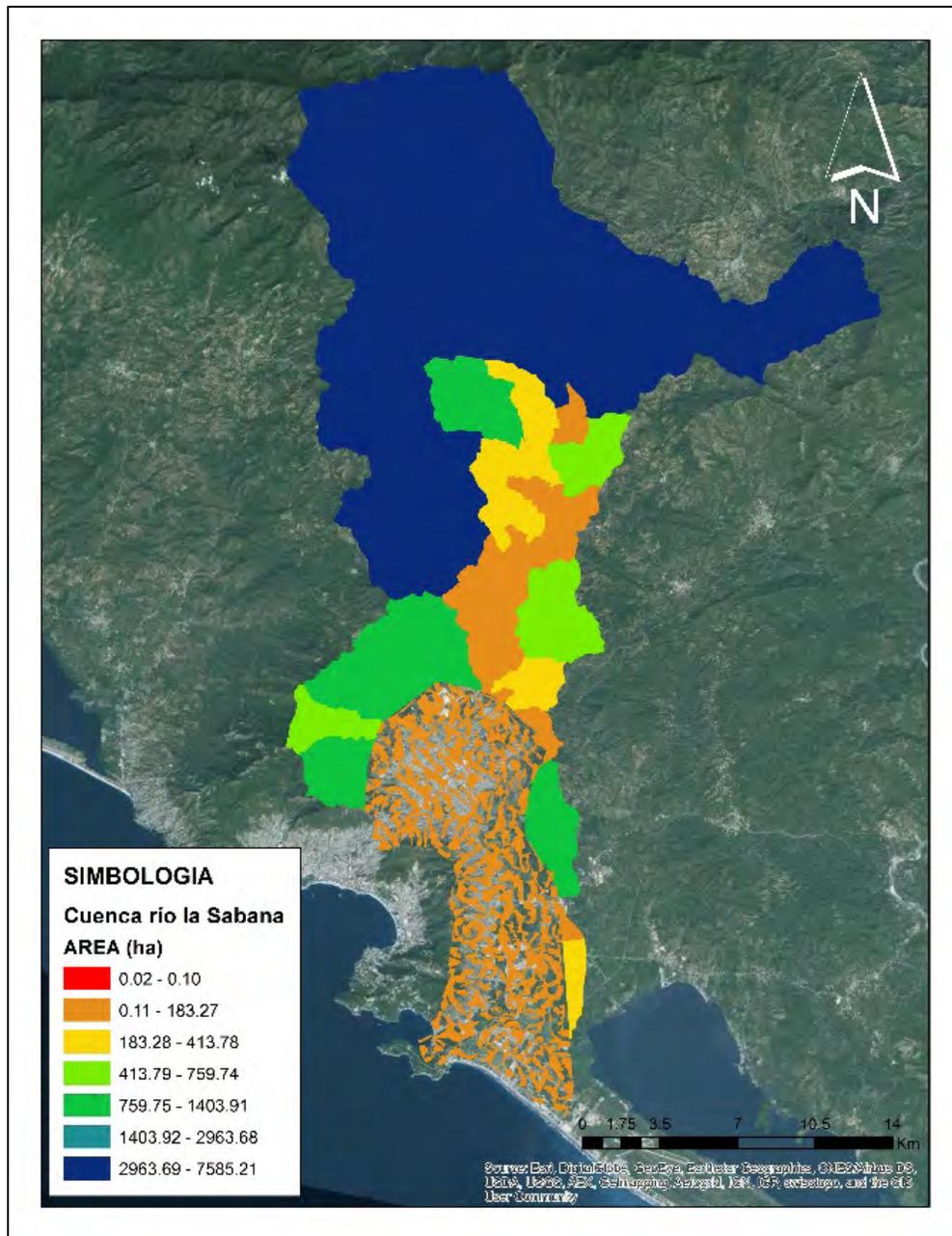


Ilustración 5-25 Área de aportación de las subcuencas y microcuencas.

5.2.4.3. Pendiente de la cuenca

La pendiente de la cuenca (ver Ilustración 5-26) toma en cuenta el principal drenaje natural de escurrimiento, realizándose el cálculo de los desniveles de las elevaciones y la longitud del cauce principal.

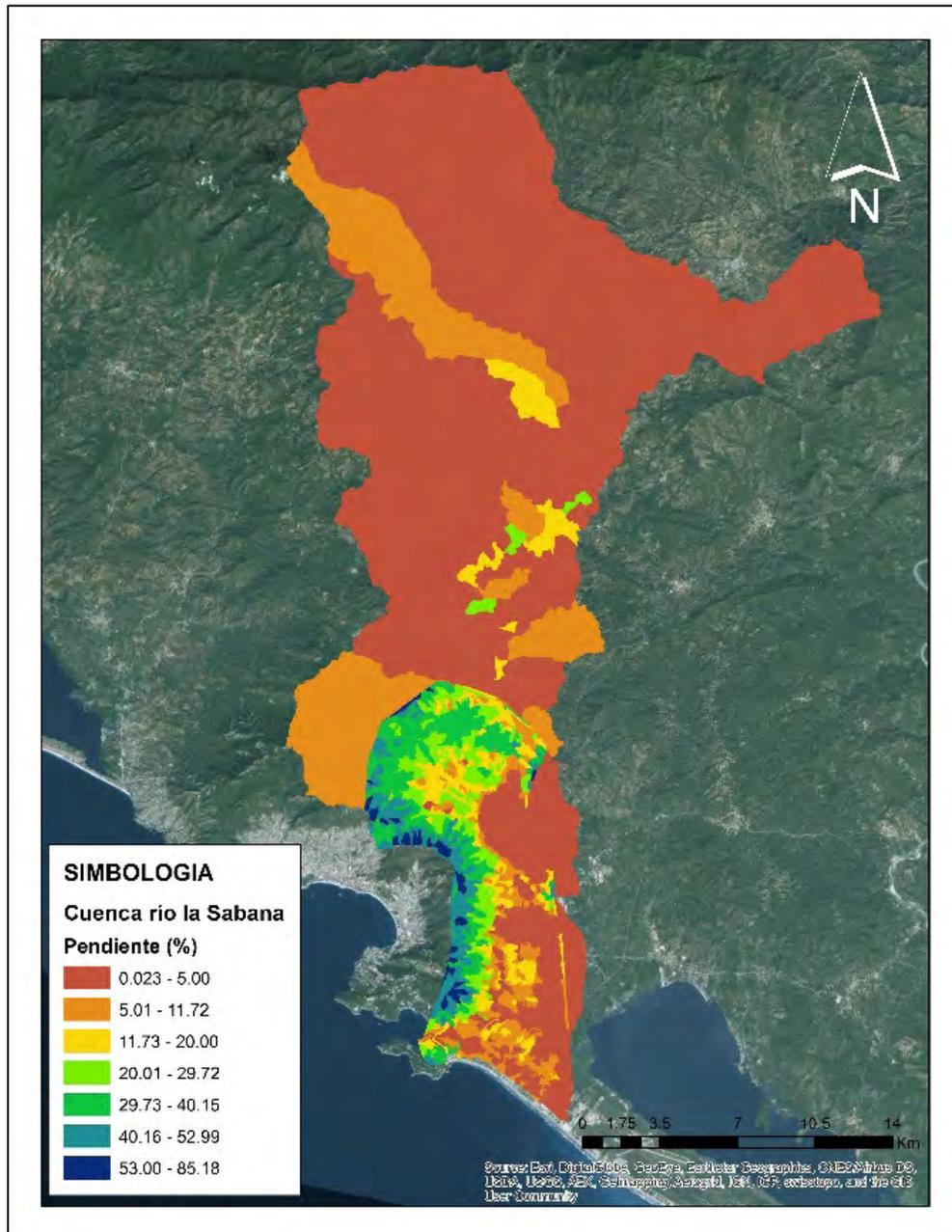


Ilustración 5-26 Pendiente media de las subcuencas y microcuencas de aportación.

5.2.4.4. Ancho de la cuenca

El ancho (ver Ilustración 5-27) se define como la relación entre el área (A) y la longitud de la cuenca (L) y se designa por la letra W. De forma que:

$$W = \frac{A}{L}$$

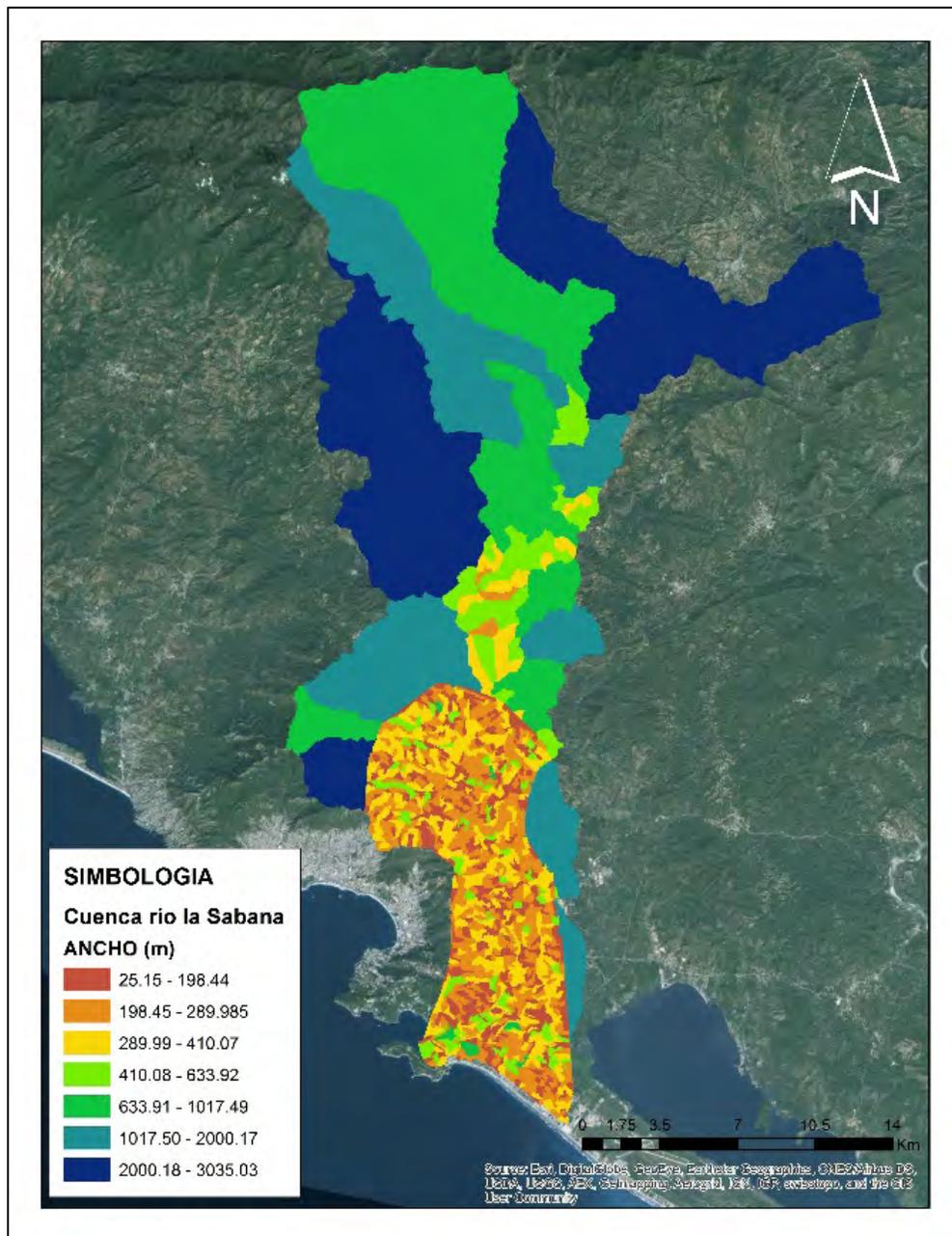


Ilustración 5-27 Clasificación de las subcuencas y microcuencas de aportación por ancho.

5.2.4.5. Longitud del cauce principal

La longitud L de la cuenca (ver Ilustración 5-28) viene definida por la longitud de su cauce principal, siendo la distancia equivalente que recorre el río entre el punto de desagüe aguas abajo y el punto situado a mayor distancia topográfica aguas arriba.

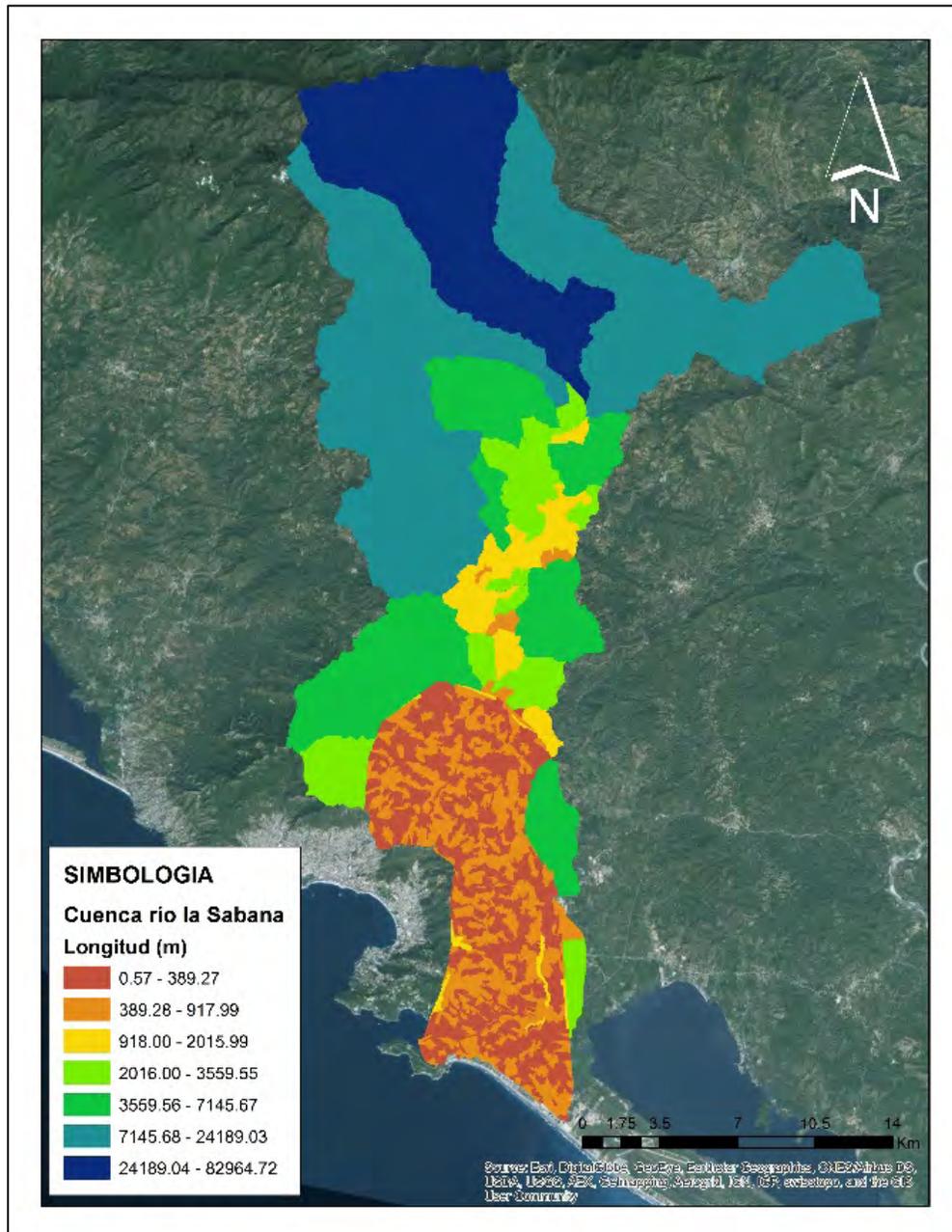


Ilustración 5-28 Clasificación de las subcuencas y microcuencas por longitud de cauce principal.

5.2.4.6. Coeficiente de manning

El coeficiente de Manning, es un valor adimensional generado para el cálculo del gasto en un cauce, el cual se basa exclusivamente por las características del suelo donde se conduce. Para el cálculo de los valores para cada microcuenca y subcuenca se calcularon promedios pesados, tomando el área como factor principal. A partir de la Tabla 5-2, se tienen los siguientes coeficientes de Manning utilizados. Se tomaron los valores máximos de cada uso del terreno de acuerdo con Westphal, 2001.

Tabla 5-2 Coeficientes de Manning utilizados.

Uso del terreno	Coeficiente de Manning
Área verde	0.240
Áreas esparcidas	0.130
Centro de la ciudad	0.150
Instalación deportiva o recreativa	0.30
Mercado	0.30
Pavimento de concreto asfáltico	0.016
Pavimento de concreto hidráulico	0.014
Plaza	0.120
Terracería	0.100
Zona periférica	0.110
Zona residencial	0.200
Muelle Portuario	0.120
Zona hotelera	0.150
Suelo Arenoso	0.110
Humedales	0.03

5.2.4.7. Coeficiente de escurrimiento

A partir del método racional, se determinó (en el uso de la intensidad de la lluvia) un factor de conversión, el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento. El coeficiente de escurrimiento es la relación entre el volumen de escurrimiento directo y el volumen de precipitación en la cuenca en un periodo de tiempo.

Dado que es un factor de suma importancia en los cálculos del caudal de una zona, diferentes investigadores han realizado aportaciones para poder parametrizar el coeficiente. Westphal (2001) propone coeficientes de escurrimiento para diferentes usos del terreno, donde establece dos valores para cada variable: un valor mínimo y máximo. Para este estudio se decidió utilizar los valores máximos (ver Tabla 5-3).

Tabla 5-3 Coeficientes de escurrimiento, (Westphal, 2001, retomado de Campos, 2010).

Uso de suelo	Coeficiente de escurrimiento
Área verde	0.10
Centro de la ciudad	0.95
Áreas esparcidas	0.80
Instalación deportiva o recreativa	0.25
Mercado	0.70
Zona hotelera	0.70
Lago	0.05
Muelle portuario	0.90
Zona periférica	0.70
Zona residencial	0.70
Pavimento de asfalto	0.95
Pavimento de concreto hidráulico	0.95
Suelo arenoso	0.35
Terracería	0.60
Muelle	0.35

5.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para diseñar las diferentes obras hidráulicas como son las presas (almacenamiento, derivación, protección contra inundaciones), bordos de protección en las márgenes de los ríos contra inundaciones, drenaje pluvial, cruces en carreteras (alcantarillas y puentes), entre otras obras; es necesario obtener los eventos de diseño (avenidas, hidrogramas, gastos máximos) para diferentes periodos de retorno o probabilidades de excedencia que se pueden presentar los sitios de estudio con el cual se diseñarán las obras mencionadas.

La mayoría de las cuencas (urbanas) no cuentan con estación que registren los escurrimientos, por lo cual los gastos de diseño se obtienen mediante la modelación del proceso lluvia-escurrimiento.

5.3.1. Datos registrados cada 24 horas

El Servicio Meteorológico Nacional (SMN) de la Comisión Nacional del Agua, administra una base de datos llamada CLICOM (CLImate COMputing Project). Esta base de datos contiene la información del orden de 5340 estaciones climatológicas Convencionales. Estas estaciones tienen como característica que solo cuentan con información a cada 24 horas. En esta base de datos se puede encontrar información desde 1902.

5.3.1.1. Ubicación

El tamaño de la cuenca en estudio indicara de cuantas estaciones climatológicas deben obtenerse registros de precipitaciones. La Comisión Nacional del Agua recomienda emplear todas las estaciones que se ubiquen dentro de la zona de estudio y aquellas que se encuentren cercas del parteaguas.

De acuerdo a la base de datos de la Comisión Nacional del Agua y a la información existente del Organismo Operador de municipio de Acapulco, en sus alrededores se cuenta con 4 estaciones convencionales localizadas dentro o cerca de la zona de estudio (ver Ilustración 5-29).

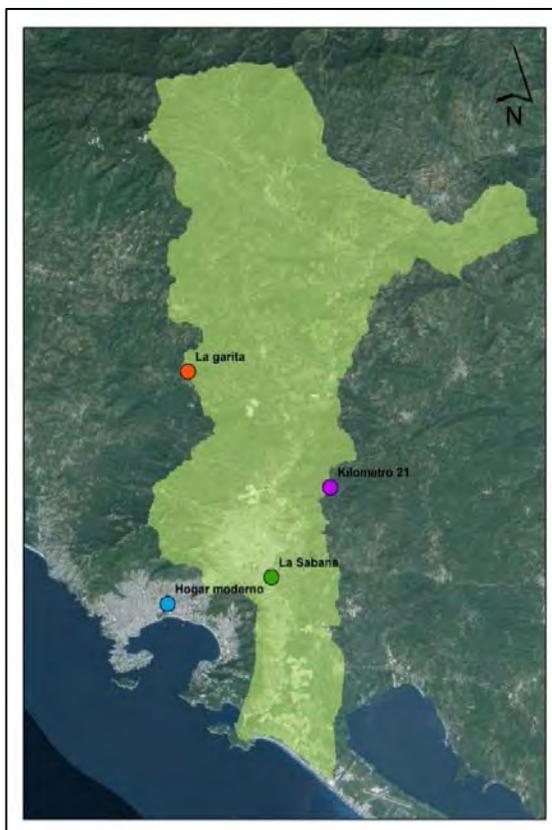


Ilustración 5-29 Ubicación de las estaciones climatológicas convencionales.

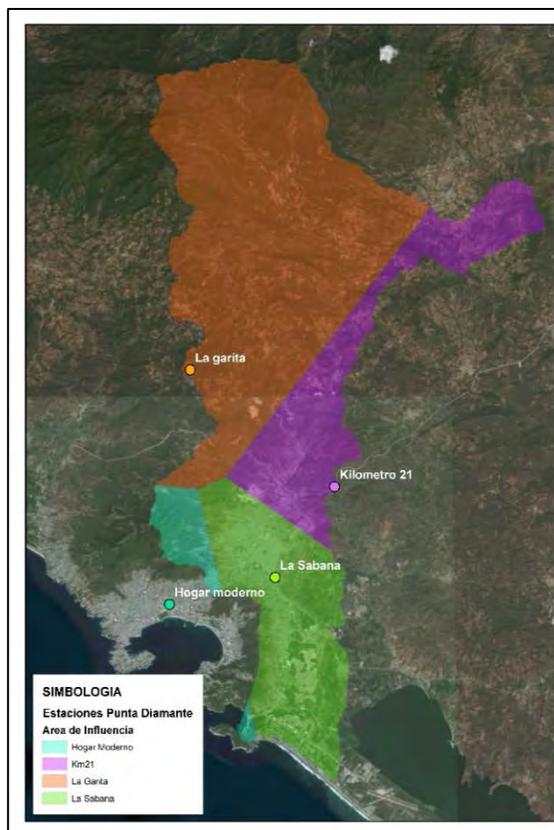


Ilustración 5-30 Área de influencia por Estación.

Aplicando un análisis espacial del área de influencia de cada una de las estaciones preseleccionadas con la ayuda de polígonos de Thiessen (ver Ilustración 5-30) se determinaron las estaciones susceptibles de ser consideradas en el análisis hidrológico. Posteriormente se procedió a la consulta de los registros de las estaciones que en primera instancia tenían influencia sobre la zona de estudio. Esto permitió desechar aquellas estaciones, cuyos datos podían ser aplicados para el análisis hidrológico en virtud de tener registros pobres. Las características principales de las estaciones se resumen en la Tabla 5-4.

Tabla 5-4 Características de las estaciones convencionales.

Nombre	No.	Coordenadas geográficas				Coordenadas UTM		Altitud (msnm)
		Long. (grados)	Long. (min)	Lat (grados)	Lat (min)	X	Y	
Kilómetro 21	12172	16	57	99	41	416587.87	1872346.13	460

Nombre	No.	Coordenadas geográficas				Coordenadas UTM		Altitud (msnm)
		Long. (grados)	Long. (min)	Lat (grados)	Lat (min)	X	Y	
Hogar moderno	12203	16	52	99	53	405905.79	1865015.59	45
La garita	12202	16	56	99	47	407302.43	1879699.54	45
La Sabana	12183	16	53	99	50	412718.77	1866676.47	70

5.3.1.2. Datos Históricos

Se recopilaron los registros de lluvias de cada estación meteorológica convencional de los últimos 40 años, de las cuales se obtuvieron las lluvias máximas anuales por estación como se muestra en la Tabla 5-5:

Tabla 5-5 Lluvias máximas anuales de las estaciones.

Año	12172	12183	12202	12203
	Kilómetro 21	Hogar moderno	La Garita	La Sabana
1971	83.50		31.00	
1972	103.00	-	30.00	
1973	187.50	-	84.00	
1974	211.50	-	44.00	
1975	112.20	-	87.50	
1976	170.00	-	110.00	
1977	60.00	-	24.50	122.00
1978	163.60	64.50	62.00	117.80
1979	88.50	119.50	47.40	126.00
1980	74.00	93.20	52.00	168.30
1981	232.00	208.50	76.35	291.50
1982	81.60	92.20	42.00	83.80
1983	101.00	67.10	51.50	84.00
1984	80.00	295.00	79.00	275.00
1985	64.60	120.50	56.00	124.00
1986	97.60	141.70	80.90	125.00

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

Año	12172	12183	12202	12203
	Kilómetro 21	Hogar moderno	La Garita	La Sabana
1987	68.50	65.50	49.50	133.00
1988	174.60	174.00	152.46	163.00
1989	146.20	134.00	73.50	245.00
1990	78.00	100.00	58.30	140.00
1991	76.00	105.00	46.70	100.00
1992	80.00	126.00	78.32	86.00
1993	143.00	197.00	64.70	172.50
1994	55.00	94.50	-	26.50
1995	190.00	258.00	51.00	-
1996	164.50	197.00	-	-
1997	218.00	316.30	10.50	-
1998	113.00	129.50	-	-
1999	130.00	135.90	-	-
2000	98.50	96.30	-	-
2001	107.00	159.50	-	-
2002	160.10	6.00	78.50	-
2003	43.00	20.00	87.00	-
2004	-	20.10	46.00	-
2005	-	12.30	62.00	-
2006	-	84.70	65.00	-
2007	104.60	285.30	64.00	-
2008	108.20	150.10	49.50	-
2009	192.10	82.10	55.00	-
2010	151.20	76.80	90.00	-
2011	-	33.10	145.40	-
2012	240.00	31.30	32.00	-
2013	350.00	-	-	-

5.3.1.3. Estimación de datos faltantes

U. S. National Weather Service

El método propuesto por el Servicio Nacional de Meteorología de los Estados Unidos (National Weather Service) el cual consiste en ponderar los valores observados en una cantidad W , igual al recíproco del cuadrado de la distancia (D_i) entre cada estación vecina y la estación en donde se pretenden completar los registros. La lluvia P_x buscada se determina con la ecuación siguiente:

$$P_x = \frac{\sum P_i W_i}{\sum W_i}$$

Donde:

P_x Altura de precipitación faltante en la estación x en estudio (mm)

P_i Altura de precipitación registrada en la estación i , donde $i = 1, 2, \dots, n$, el día que faltan datos en la estación x (mm)

$$W_i = 1/D_i^2$$

siendo la distancia entre cada estación circundante y la estación del dato perdido

Este método es similar al de la media aritmética con la diferencia del agregado de ponderación.

5.3.1.4. Lluvias máximas anuales

En la Tabla 5-6 se muestran los datos estimados para los valores máximos anuales faltantes.

Tabla 5-6 Lluvias máximas anuales de las estaciones.

Año	12172	12183	12202	12203
	Kilómetro 21	Hogar moderno	La Garita	La Sabana
1971	83.5	20.71	31	65.6
1972	103	24.33	30	79.39

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

Año	12172	12183	12202	12203
	Kilómetro 21	Hogar moderno	La Garita	La Sabana
1973	187.5	48.66	84	149.97
1974	211.5	47.34	44	159.77
1975	112.2	34.65	87.5	96.63
1976	170	49.15	110	142.23
1977	60	95.54	24.5	122
1978	163.6	64.5	62	117.8
1979	88.5	119.5	47.4	126
1980	74	93.2	52	168.3
1981	232	208.5	76.35	291.5
1982	81.6	92.2	42	83.8
1983	101	67.1	51.5	84
1984	80	295	79	275
1985	64.6	120.5	56	124
1986	97.6	141.7	80.9	125
1987	68.5	65.5	49.5	133
1988	174.6	174	152.46	163
1989	146.2	134	73.5	245
1990	78	100	58.3	140
1991	76	105	46.7	100
1992	80	126	78.32	86
1993	143	197	64.7	172.5
1994	55	94.5	57.27	26.5
1995	190	258	51	177.47
1996	164.5	197	124.04	162.74
1997	218	316.3	10.5	198.83
1998	113	129.5	83.61	110.66
1999	130	135.9	92.6	124.78
2000	98.5	96.3	68.33	93.25
2001	107	159.5	89.28	111.92
2002	160.1	6	78.5	123.86
2003	43	20	87	46.74

Año	12172	12183	12202	12203
	Kilómetro 21	Hogar moderno	La Garita	La Sabana
2004	13.04	20.1	46	19.46
2005	15.01	12.3	62	22.26
2006	28.2	84.7	65	42.6
2007	104.6	285.3	64	124.88
2008	108.2	150.1	49.5	104.87
2009	192.1	82.1	55	153.39
2010	151.2	76.8	90	130.15
2011	35.94	33.1	145.4	53.34
2012	240	31.3	32	175.04
2013	350	67.52	167.48	278.21

5.3.1.5. Funciones de Distribución de Probabilidad

A partir de las funciones de distribución de probabilidad, se asigna una función a cada suceso (conjunto de datos de lluvias máximas anuales por estación), teniendo como variable aleatoria la precipitación y agregándose la probabilidad de que ocurra el evento (lluvia igual o menor).

A continuación se menciona de manera general, cada una de las funciones con las que se trabajará.

Distribución Normal

Esta distribución, también llamada Gaussiana, es la más utilizada pues se pueden encontrar diversas variables aleatorias relacionadas con experimentos u observaciones prácticas que están distribuidas normalmente.

La función de distribución de acumulada (*fd*) se define como:

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

Distribución Lognormal de 2 parámetros

Esta función corresponde a una variable aleatoria X cuyos logaritmos están distribuidos normalmente. Se ha encontrado, por ejemplo, que esta distribución describe la distribución de la conductividad hidráulica en un medio poroso (Freeze, 1975), la distribución del tamaño de las gotas de lluvia en una tormenta y otras variables hidrológicas.

La distribución lognormal tiene ventajas sobre la normal ya que está limitada a valores mayores a cero ($x > 0$) y que la transformación logarítmica reduce la asimetría positiva que comúnmente se presenta en los datos hidrológicos; pues la reducción con los logaritmos es más notable en los valores grandes que en los pequeños.

La *fda* es:

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

Donde:

- μ_y = parámetro de ubicación
- σ_y = parámetro de escala

El coeficiente de sesgo es $\gamma > 0$

Distribución Log normal de 3 Parámetros

Al igual que la distribución lognormal de 2 parámetros, la distribución lognormal de 3 parámetros representa la distribución normal de los logaritmos de una variable $(x-x_0)$ donde x_0 es un límite inferior de la función (Kite, 1988).

la *fda* es:

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{1}{(x-x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x-x_0)-u_y}{\sigma_y} \right]^2}$$

Dónde:

- x_0 = Parámetro de ubicación
- u_y = Parámetro de escala

σ_y = Parámetro de forma

Distribución Exponencial de 1 Parámetro

Esta distribución también se conoce como Distribución Exponencial Negativa. El tiempo entre ocurrencias de fenómenos como la precipitación, puede considerarse como Proceso de Poisson ya que los eventos ocurren instantánea e independientemente en un horizonte de tiempo, a lo largo de una línea. El tiempo entre dichos eventos lo describe la distribución exponencial cuyo parámetro β es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La ventaja de la distribución exponencial radica en que es fácil estimar el parámetro a partir de la información observada. Su desventaja es que requiere que la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente (Chow et al., 1988).

La *fda* está dada por:

$$F(x) = 1 - e^{-\beta x}$$

La *fda* es válida para el rango $0 \leq x \leq \infty$, es decir la variable no puede tomar valores negativos.

Distribución Exponencial de 2 Parámetros o doble Exponencial

La distribución doble exponencial también se conoce como distribución de Laplace, nombrada así en honor a Pierre Simón Laplace (1749-1827), matemático y astrónomo francés. El nombre de distribución doble exponencial se debe a que su gráfica es simétrica y similar a dos distribuciones exponenciales.

La *fda* está dada por:

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)} \dots \dots x > 0$$

Distribución Gamma de 2 Parámetros

Toma su nombre de la función gamma ($\tau(\beta) = [x^{\beta-1} e^{-x}]$), y describe el tiempo de ocurrencia de un número β de eventos en un proceso de Poisson, la cual es la

distribución de una suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente.

Tiene como límite inferior cero, siendo esto una desventaja para la aplicación a variables que tienen un límite inferior menor a cero (Chow et al., 1988). Esta distribución, también llamada digamma, es de gran importancia en la teoría de colas y en los problemas de confiabilidad.

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/a}}{\alpha^\beta \tau(\beta)} dx = \frac{1}{\alpha^\beta \tau(\beta)} \int_0^x x^{\beta-1} e^{-x/a} dx$$

Donde:

- α = es el parámetro de escala, $\alpha > 0$
- β = es el parámetro de forma, $\beta > 0$
- $\Gamma(\beta)$ = Parámetro de forma

Sustituyendo $y = \frac{x}{\alpha}$, entonces la *fda* queda:

$$F(y) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x y^{\beta-1} e^{-y} dy$$

Distribución Gamma de 3 Parámetros

La función de densidad de probabilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left[\frac{x - x_0}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}} \dots x > 0$$

$x_0 \leq x < \infty$ si $\alpha > 0$ y $\beta > 0$

Donde:

- x_0 = Parámetro de ubicación
- α = Parámetro de escala
- β = Parámetro de forma

La *fda* es:

$$F_{(x)} = \int_{x_0}^x \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left[\frac{x - x_0}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\left[\frac{x-x_0}{\alpha} \right]} dx$$

Sustituyendo la variable:

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha}$$

Distribución General de Valores Extremos (DGVE)

La distribución general de valores extremos tiene sus bases en la teoría de valores extremos, que proporciona una descripción del comportamiento aleatorio de los n -ésimos valores más grandes o más pequeños de una muestra. Esta se debe en gran parte a Tippet, quien en 1925 obtuvo las probabilidades de los valores más grandes para diferentes tamaños de muestra de una distribución normal y en 1928 junto con Fisher, publicó el artículo que es considerado el cimiento de la teoría asintótica de valores extremos.

La *fda* está dada por la ecuación:

$$F_{(x)} = e^{-\left[1 - \left(\frac{x-\beta}{\alpha} \right)^k \right]^{1/k}}$$

Distribución Gumbel

La Distribución Gumbel nace con Fisher y Tippet, en los años veinte, con la Teoría de Valores Extremos (Escalante y Reyes 2002). En los años treinta, Gumbel realiza aplicaciones prácticas usando los estadísticos de valores extremos de distribuciones del tiempo de duración de la vida humana y en 1941 publica algunos artículos con respecto a sus aplicaciones en el análisis de frecuencias de gastos máximos y mínimos.

Jenkinson (1955) demostró que esta distribución es un caso especial de la distribución general de valores extremos (Chow et al., 1994).

La *fda* está dada por la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-\beta}{\alpha}\right]}}$$

$$\infty < x < \infty$$

$$\infty < \beta < \infty$$

$$\alpha > 0$$

Y su función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[\frac{x-\beta}{\alpha}\right]} e^{-e^{-\left[\frac{x-\beta}{\alpha}\right]}}$$

Donde:

β = Parámetro de ubicación

α = Parámetro de escala

La variable reducida Gumbel es:

$$y_i = \frac{x_i - \beta}{\alpha}$$

Distribución Gumbel Doble

En algunos casos, como por ejemplo en zonas costeras del Golfo de México y el Océano Pacífico, se puede observar con claridad la existencia de dos grupos de datos con características diferentes, el primero originado por precipitaciones debido a los fenómenos dominantes en la región y el segundo, originado por precipitaciones de origen ciclónico, que comúnmente provocan las avenidas más grandes. Por ello, el ajuste de una función de distribución de probabilidad de una población (por ejemplo Gumbel) no resulta del todo satisfactorio.

Por esto es necesario hacer análisis de frecuencias considerando que los gastos máximos anuales se originan por dos procesos diferentes que dan lugar a una función de distribución mezclada o de dos poblaciones (Campos, 1989).

Para realizar el análisis de frecuencias, es posible aplicar la función de distribución doble Gumbel para dos poblaciones, considerando que los grupos son mutuamente

excluyentes, es decir, el valor de la variable se debe a un evento ciclónico o no. La *fda* (función de distribución acumulada) para una muestra que presente la presencia de dos poblaciones está definida como (Haan, 1977):

$$F_{(x)} = P \exp \left\{ - \exp \left(- \frac{(x - \beta_1)}{\alpha_1} \right) \right\} + (1 - p) \exp \left\{ - \exp \left(- \frac{(x - \beta_2)}{\alpha_2} \right) \right\}$$

Donde:

- P = es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos, adimensional
- x = es la variable aleatoria para la cual se estima la probabilidad de no excedencia
- α_1 = es el parámetro de escala de la población no ciclónica
- β_1 = es el parámetro de ubicación de la población no ciclónica
- α_2 = es el parámetro de escala de la población ciclónica
- β_2 = es el parámetro de ubicación de la población ciclónica

Y la función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} = \frac{P}{\alpha_1} \exp \left\{ - \frac{(x - \beta_1)}{\alpha_1} - \exp \left(- \frac{(x - \beta_1)}{\alpha_1} \right) \right\} + \frac{(1 - p)}{\alpha_2} \exp \left\{ - \frac{(x - \beta_2)}{\alpha_2} - \exp \left(- \frac{(x - \beta_2)}{\alpha_2} \right) \right\}$$

Para aplicar estas pruebas estadísticas a los datos de precipitación se utilizó el software AFA V.1.1 elaborado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) (ver Ilustración 5-31).

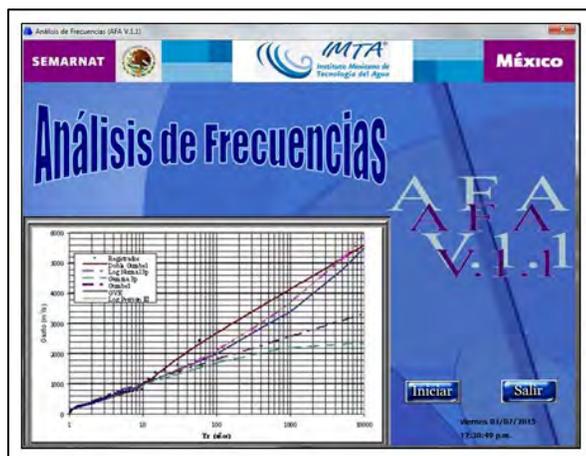


Ilustración 5-31 Interfaz del programa a de análisis de frecuencias AFA.

AFA es un software en plataforma Windows que permita realizar el análisis de frecuencias de datos hidrológicos, mediante el ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad (FDP).

Presenta una interfaz amigable y fácil de utilizar para el usuario, en cada una de las funciones de distribución se muestran los parámetros estadísticos de la muestra de datos analizada (media, variancia no sesgada, variancia sesgada, desviación estándar, coeficiente de sesgo de asimetría, coeficiente no sesgado de asimetría, coeficiente sesgado de Curtosis, coeficiente no sesgado de Curtosis, coeficiente de variación).

Para estimar los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad se utilizan los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Error Cuadrático Mínimo en el caso de la FDP Gumbel Doble.

Una vez que se han estimado los parámetros de la FDP, se calcula la variable analizada para diferentes períodos de retorno (T_r) establecidos en el programa, los cuales el usuario puede modificar. El programa muestra los resultados de manera gráfica los ajustes obtenidos con los valores registrados de la variable.

El sistema genera un archivo de resultados en cada una de las funciones de distribución, estos archivos se guardan en el directorio de trabajo seleccionado.

5.3.1.6. Selección de la función de distribución de probabilidad

El ajuste por mínimos cuadrados es el método que minimiza la suma de los cuadrados de todas las desviaciones entre los valores observados y calculados. el programa AFA V.1.1, que genera las funciones de distribución de probabilidad y analiza el error cuadrático mínimo entre la función y los datos de entrada para cada estación.

5.3.1.7. Elección de la función de distribución de probabilidad

Para conocer la función que se ajusta de una manera aceptable, se puede utilizar la ecuación del error estándar de ajuste, este método consiste en calcular para cada función de distribución de probabilidad su error con ayuda de la ecuación siguiente:

$$EE = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_0)^2}{n - n_p} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

- \bar{x}_i = i-ésimo dato estimado con la función de distribución de probabilidad en análisis
- x_i = i-ésimo datos medido u observado

Como resultado de utilizar el programa, en las Tabla 5-7 y Tabla 5-8, se tienen las funciones de distribución con el menor error cuadrático mínimo para cada estación.

Tabla 5-7 Error standard de ajuste por estación climatológica.

Estación		Error standard de ajuste				
Número	Nombre	Gumbel doble	Gumbel	Valores extremos	Logpearson III	Gama 3 parámetros
12203	Hogar moderno	17.66	19.99	24.53	19.42	19.43
12172	Kilómetro 21	11.62	11.33	10.37	12.77	10.48
12183	La sabana	12.14	13.66	16.56	105.02	13.16
12202	La garita	-	6.92	15.56	10.52	7.15

Tabla 5-8 Error standard de ajuste por estación climatológica (continuación).

Estación		Error standard de ajuste				
Número	Nombre	Gamma 2 parámetros	Lognormal 3 parámetros	Lognormal 2 parámetros	Exponencial 2 parámetros	Exponencial 1 parámetro
12203	Hogar moderno	20.35	20.34	22.46	19.02	60.16
12172	Kilómetro 21	10.15	10.62	11.33	16.04	60.08
12183	La sabana	13.77	13.94	39.36	19.41	32.44
12202	La garita	7.22	7.07	6.18	8.13	28.25

5.3.1.8. Relaciones periodo de retorno-precipitación

De acuerdo a las funciones de distribución analizadas, se determinó que Doble Gumbel es la que presenta un menor error cuadrático; partiendo de eso se generó la relación Precipitación – Periodo de retorno para cada una de las estaciones (ver Tabla 5-9).

Tabla 5-9 Relación Precipitación (mm) - Periodo de retorno (años).

Estación		Periodo de retorno					
Número	Nombre	2	5	10	20	50	100
12203	Hogar moderno	125.98	176.18	258.65	276.79	295.92	309.35
12172	Kilómetro 21	116.50	163.90	193.15	219.76	252.52	276.06
12183	La sabana	106.38	201.21	253.23	292.79	339.64	373.60
12202	La garita	59.53	85.59	102.85	119.40	140.83	156.89

5.3.1.9. Análisis de la lluvia

Factor de corrección por intervalo fijo de observación

Llaguno (2014), menciona que: Diferentes estudios, afirman que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomados en único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 hora y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducen a magnitudes más apropiadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas (Campos, 1998, citando a Weiss, 1969).

De acuerdo a lo anterior, el valor representativo de la lluvia con diferentes periodos de retorno, adoptado para cada una de las estaciones es multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación, ya que los registros de lluvias máximas diarias, se toman a las 08:00 horas del día siguiente. Con tal corrección la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima 24 horas de determinado periodo de retorno (Campos, 1998).

Según Campos (1998), los llamados registros de lluvia máxima en 24 horas existentes en el país tienen una designación errónea, pues en realidad son registros de lluvia máxima diaria ya que tales tormentas no tienen una duración real de 24

horas, sino que fueron observados (los registros) con intervalos de 24 horas (ver Tabla 5-10).

Tabla 5-10 Periodos de retorno por cada estación.

Número	12203	12172	12183	12202
Nombre	Hogar moderno	Kilómetro 21	La sabana	La garita
2	142.36	131.65	120.21	67.27
5	199.08	185.20	227.37	96.72
10	292.27	218.25	286.15	116.22
20	312.77	248.33	330.85	134.93
50	334.39	285.34	383.79	159.14
100	349.56	311.95	422.17	177.28
200	364.36	337.70	459.98	195.36
500	383.68	370.76	509.63	219.21
1000	398.22	395.19	547.12	237.23

Factor de ajuste por área.

Considerando que los valores puntuales obtenidos con las estaciones pluviométricas son representativos en 25 Km² y, al tender a abarcar un área de cuenca mayor, estos deben ser reducidos con el factor de ajuste por área.

Para el trabajo se utilizó la fórmula de Temez (1991), para conocer el factor de corrección por área.

$$K_A = 1 - \frac{\text{Log } A}{15}$$

Con esta fórmula se obtuvo un valor mínimo de 0.857 y máximo de 1, teniendo un promedio de factor por área de 0.942, este resultado se comparó con los valores sin afectación concluyendo que este factor no se utilizará en los siguientes cálculos por su influencia mínima en los datos.

5.3.2. Datos de registro a cada 10 minutos

Alrededor de la república mexicana se cuenta con aproximadamente 1,748 Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAs), las cuales son administradas por diferentes dependencias (ver Tabla 5-11).

En México existen dos tipos de estaciones que registran datos a cada 10 min y son:

- Una Estación Meteorológica Automática (Conagua, 2015) Está conformada por un grupo de sensores que registran y transmiten información meteorológica de forma automática de los sitios donde están estratégicamente colocadas. Su función principal es la recopilación y monitoreo de algunas variables meteorológicas para generar archivos del promedio de cada 10 minutos de todas las variables, esta información es enviada vía satélite a centros internacionales de acopio y pronóstico meteorológico, en intervalos de 1 ó 3 horas por estación.
- Las Estaciones Sinópticas (Conagua, 2015) generan reportes sinópticos simultáneamente en todos los observatorios cada tres horas y contienen información meteorológica de las últimas 24 horas, desplegando el promedio de cada 10 minutos. Igualmente facilitan graficas de las variables de: dirección del viento (°), magnitud del viento sostenido (km/h), dirección de la ráfaga de viento (°), magnitud de la ráfaga de viento (km/h), temperatura (°C), precipitación pluvial (mm), humedad relativa (%), presión atmosférica (mb), radiación solar (W/m²), humedad subsuelo (%) y temperatura subsuelo (°C) de las últimas 24 horas (cada 10 minutos) y de los últimos 7 días (cada hora). Las EMAs reportan las mismas variables que las ESIMES.

La precipitación recopilada de las EMAs es principal e indispensable insumo para el cálculo de la precipitación media en cada una de las cuencas de aportación a los SP, y por lo tanto en la determinación de la magnitud de los escurrimientos y de los niveles del agua en cada uno de los SP. Las EMAs registran información a cada 10 minutos lo cual permite realizar una mejor modelación del proceso lluvia escurrimiento.

Además de la variación espacial de la precipitación, la variación temporal de la precipitación tiene un efecto importante en cuanto al gasto máximo alcanzado por una avenida.

Tabla 5-11 Dependencias que administran las estaciones meteorológicas.

No.	Dependencia	Administrador
1	CONAGUA	GASIR
2	UNAM	UNAM
3	CONAGUA	COORDINACION DEL SERVICIO METEREOLOGICO NACIONAL
4	CONAGUA - CENAPRED	ORGANISMO DE CUENCA FRONTERA SUR
5	CFE	INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS
6	GDF	SISTEMAS DE AGUAS DE LA CIUDAD DE MEXICO
7	CONAGUA	OCAVMEX
8	CONAGUA	COORDINACION DEL SERVICIO METEREOLOGICO NACIONAL
9	SEMARINA	SEMARINA
10	CEA - GTO	CEA - GTO
11	CONAGUA - CENAPRED	ORGANISMO DE LA CUENCA RIO BRAVO
12	SAGARPA	FORESTALES AGRICOLAS Y PECUARIAS (INIFAP)
13	GOBIERNOS ESTATALES	PROTECCION CIVIL DE CADA ESTADO
14	CONAGUA	ORGANISMO DE CUENCA FRONTERA SUR

En la Ilustración 5-32 se muestra la ubicación de las estaciones El Veladero y Acapulco, que se ubican dentro o cerca de la zona de estudio.

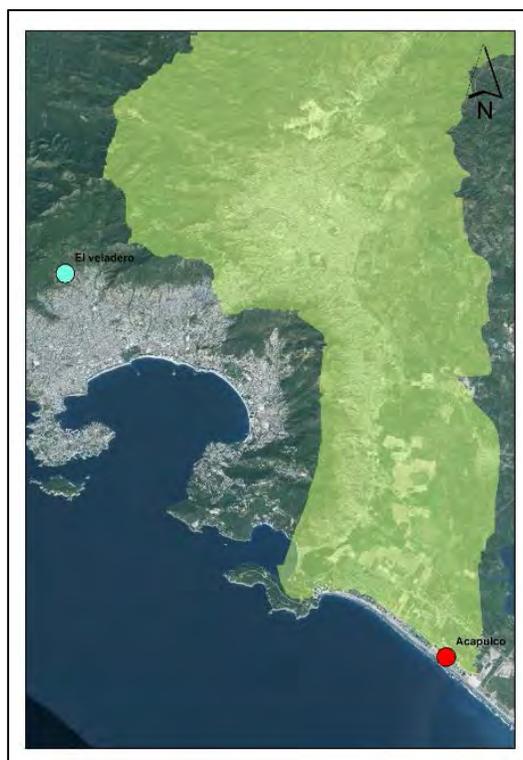


Ilustración 5-32 Ubicaciones de las estaciones con registro a cada 10 min.

5.3.2.1. Curvas adimensionales de precipitación

Para conocer la distribución temporal de la lluvia, se requiere calcular el promedio de lluvias que se presenta más veces en la zona. Dicha forma de lluvia se emplea para determinar las lluvias de diseño (ver Ilustración 5-33 e Ilustración 5-34). Del análisis se tiene:

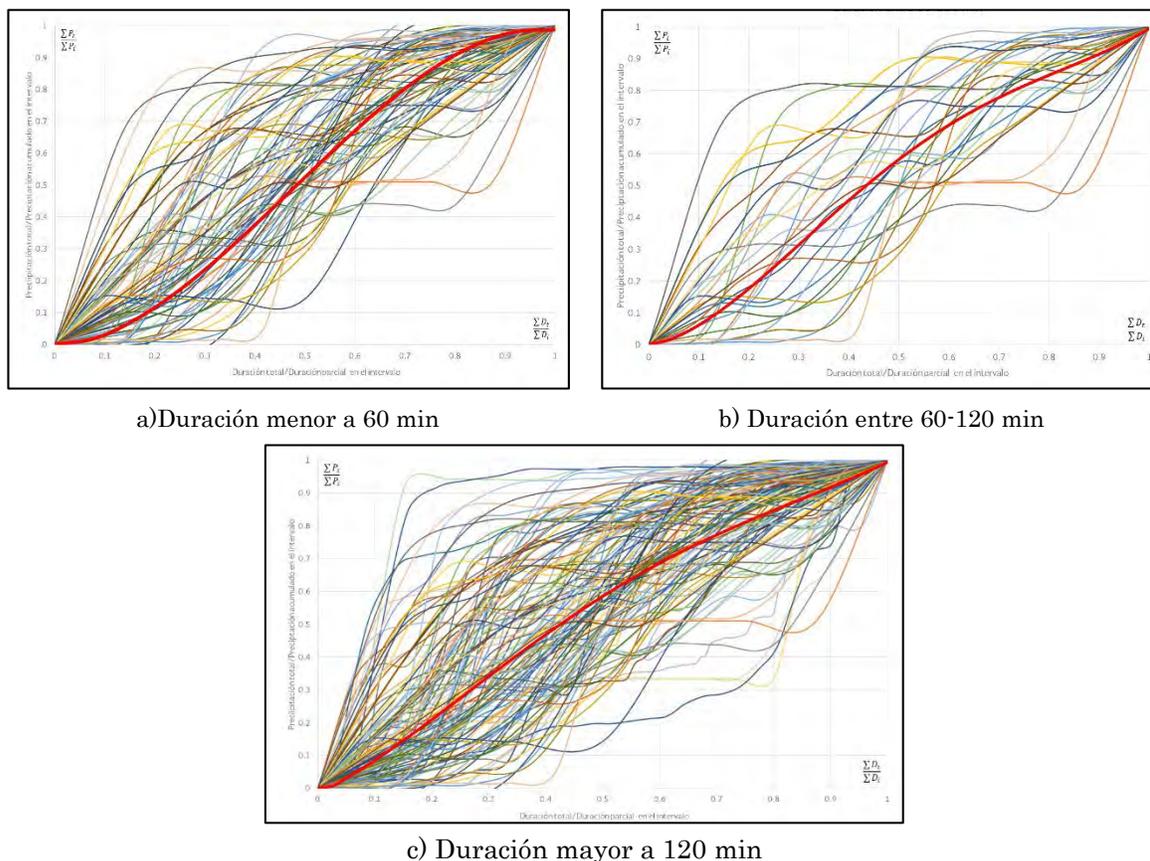
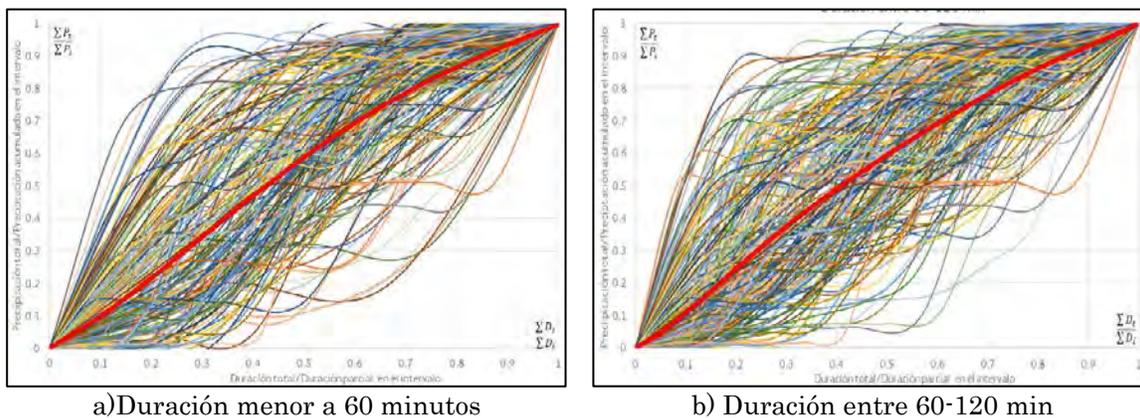
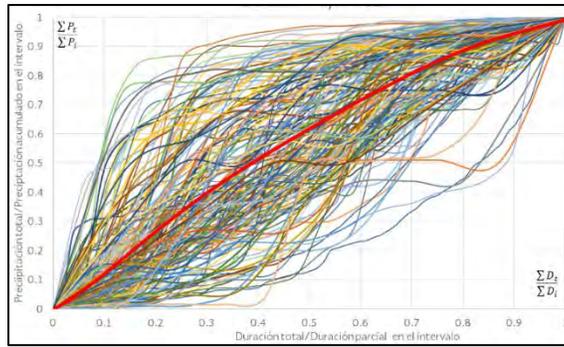


Ilustración 5-33 Curvas adimensionales de la estación ESIME El Veladero.



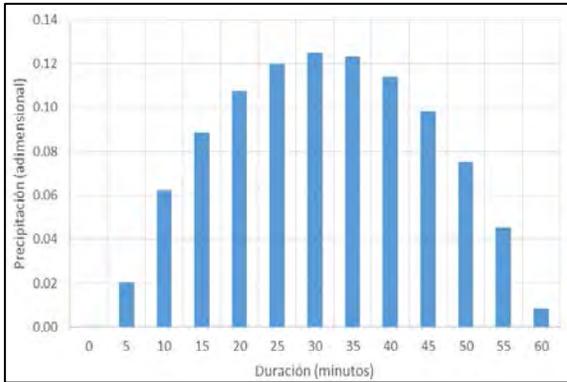


c) Duración mayor a 120 minutos

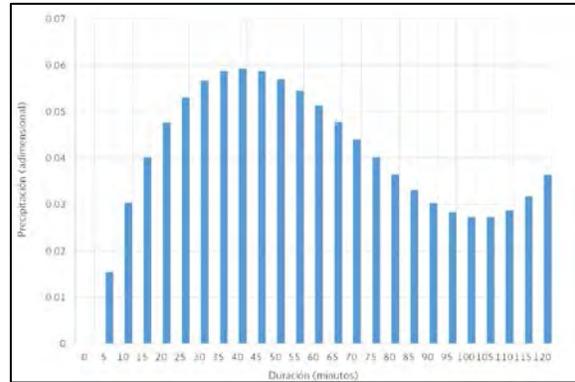
Ilustración 5-34 Curvas adimensionales de la estación EMA Acapulco.

5.3.2.2. Hietogramas adimensionales de precipitación

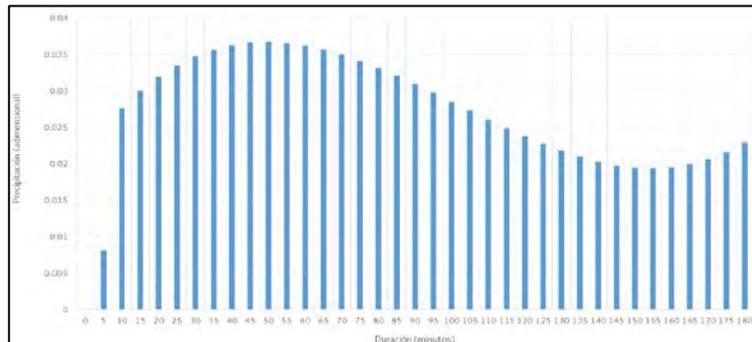
A partir de las distribuciones adimensionales medias, mostradas en la ilustración anterior, se construyeron los hietogramas adimensionales para las lluvias de proyecto y que son presentados en la Ilustración 5-35 para una lluvia tipo de diferentes duraciones. Estos Hietogramas adimensionales serán usados como base para construir las lluvias tipo para el análisis de los escurrimientos superficiales.



a) Duración menor a 60 minutos



b) Duración entre 60-120 min



c) Duración mayor a 120 minutos

Ilustración 5-35 Hietogramas adimensionales de precipitación de la estación ESIME El Veladero.

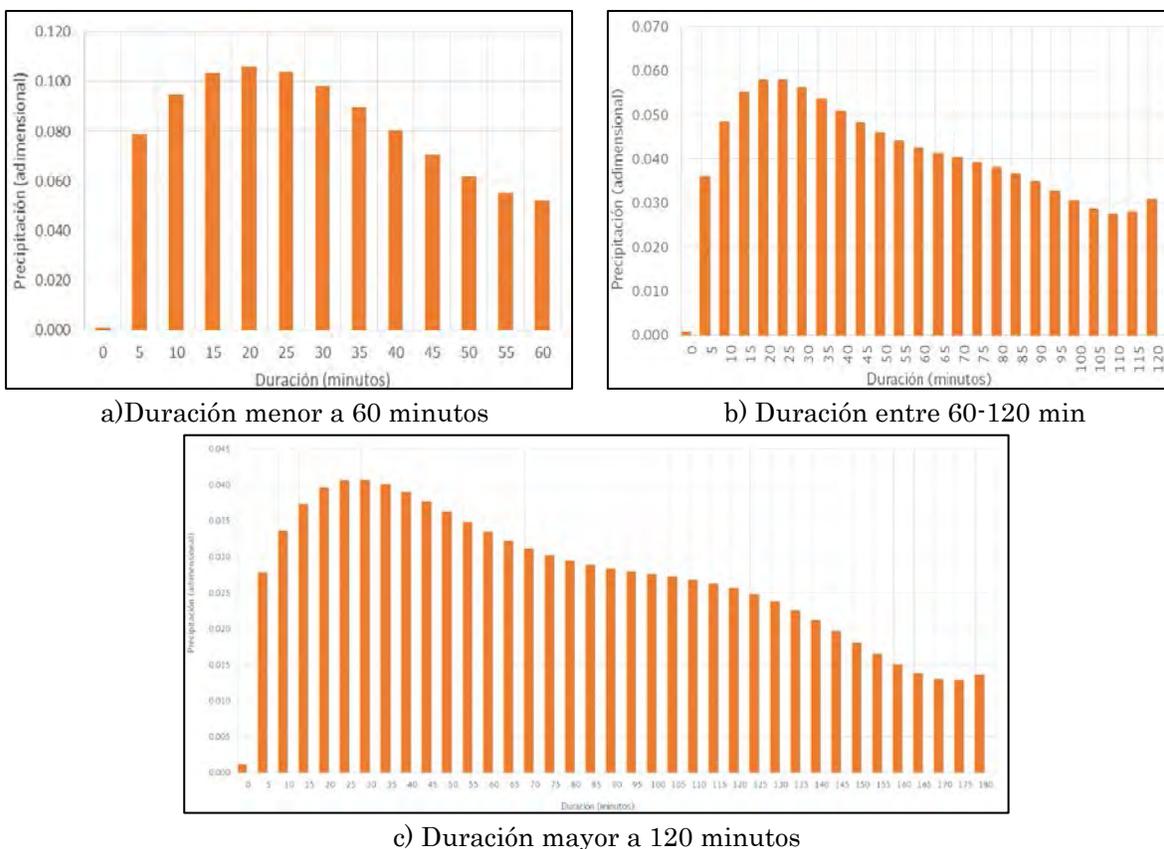


Ilustración 5-36 Histogramas adimensionales de precipitación de la estación EMA Acapulco.

5.3.2.3. Método de Chen

Para la determinación de las curvas altura de precipitación – duración – periodo de retorno, y con la información generada (lluvias máximas acumuladas diarias para diferentes periodos de retorno mostradas en la Tabla 5-12), se procede a la desagregación de dichos eventos a lluvias con duraciones menores a 24 horas.

Chen (1983) desarrollo un proceso para calcular las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, bajo la utilización de tres alturas de lluvia: 10 años 1 hr (R_1^{10}), 10 años 24h (R_{24}^{10}) y 100 años 1h (R_{24}^{100}) para describir la variación geográfica de la lluvia, en términos de la relación altura-duración (R_1^T/R_{24}^T) para cualquier periodo de retorno T, y la relación altura-periodo de retorno para cualquier duración.

$$I_d^T = \frac{a_1 I_1^{10} \log \left\{ 10^{2-x} \left[\ln \left(\frac{T_a}{T_a - 1} \right) \right]^{-(x-1)} \right\}}{(d + b_1)^{c_1}}$$

5.3.2.4. Curvas Hp-d-Tr

Para la zona de Punta Diamante se calcularon las curvas Precipitación (hp mm) – Duración (d min) – Periodo de retorno (Tr años) (ver Tabla 5-12 a Tabla 5-15) y curvas Intensidad (I mm/hr) – Duración (d min) – Período de retorno (Tr años) como el promedio de las curvas de las estaciones y estas lluvias de diseño será usada para fines de la simulación.

Tabla 5-12 Relación hp-d-Tr, Estación Estación Hogar Moderno (12203).

TR en años	Duración (minutos)											
	5	10	20	30	60	90	120	150	180	210	240	1440
2	20.70	31.25	44.47	53.58	72.09	85.03	95.35	104.10	111.77	118.67	124.95	247.23
5	23.09	34.86	49.60	59.77	80.42	94.85	106.36	116.12	124.69	132.38	139.39	275.79
10	24.67	37.25	53.00	63.87	85.93	101.35	113.65	124.08	133.24	141.45	148.95	294.70
25	26.19	39.54	56.27	67.80	91.22	107.59	120.65	131.72	141.44	150.16	158.11	312.84
50	28.16	42.51	60.49	72.89	98.07	115.66	129.71	141.61	152.05	161.43	169.98	336.31
100	29.63	44.73	63.65	76.70	103.20	121.72	136.49	149.01	160.01	169.87	178.87	353.91
500	33.03	49.87	70.97	85.52	115.06	135.70	152.17	166.13	178.39	189.39	199.42	394.57
1000	34.50	52.08	74.11	89.30	120.15	141.71	158.91	173.49	186.29	197.78	208.26	412.05

Tabla 5-13 Relación hp-d-Tr, Estación Km 21 (12172).

TR en años	Duración (minutos)											
	5	10	20	30	60	90	120	150	180	210	240	1440
2	15.12	23.38	33.36	39.85	52.00	59.85	65.82	70.72	74.91	78.60	81.91	139.61
5	20.12	31.11	44.40	53.02	69.20	79.64	87.59	94.11	99.68	104.59	108.99	185.78
10	23.43	36.22	51.70	61.75	80.58	92.75	102.00	109.59	116.09	121.80	126.93	216.34
25	26.60	41.13	58.71	70.11	91.50	105.32	115.83	124.44	131.82	138.31	144.13	245.66
50	30.71	47.49	67.78	80.95	105.64	121.59	133.72	143.67	152.18	159.68	166.40	283.61
100	33.79	52.25	74.57	89.06	116.23	133.78	147.13	158.07	167.44	175.69	183.08	312.05
500	40.91	63.25	90.28	107.82	140.71	161.95	178.11	191.37	202.71	212.69	221.64	377.77
1000	43.96	67.98	97.03	115.88	151.24	174.06	191.43	205.68	217.87	228.59	238.22	406.03

Tabla 5-14 Relación hp-d-Tr, La Sabana (12183).

TR en años	Duración (minutos)											
	5	10	20	30	60	90	120	150	180	210	240	1440
2	16.43	24.77	34.96	41.81	55.34	64.54	71.77	77.83	83.10	87.80	92.07	171.83
5	22.83	34.42	48.59	58.11	76.90	89.69	99.74	108.16	115.49	122.02	127.95	238.80
10	27.07	40.81	57.61	68.90	91.18	106.34	118.26	128.24	136.93	144.68	151.71	283.14

TR en años	Duración (minutos)											
	5	10	20	30	60	90	120	150	180	210	240	1440
25	31.14	46.94	66.27	79.25	104.88	122.32	136.02	147.50	157.50	166.41	174.50	325.67
50	36.41	54.88	77.47	92.65	122.61	143.00	159.01	172.44	184.12	194.54	203.99	380.73
100	40.35	60.83	85.86	102.69	135.89	158.49	176.24	191.12	204.08	215.62	226.10	421.98
500	49.47	74.57	105.26	125.89	166.59	194.30	216.06	234.30	250.18	264.34	277.18	517.32
1000	53.39	80.48	113.60	135.86	179.79	209.69	233.18	252.87	270.00	285.28	299.14	558.30

Tabla 5-15 Relación hp-d-Tr, Estación La Garita (12202).

TR en años	Duración (minutos)											
	5	10	20	30	60	90	120	150	180	210	240	1440
2	9.79	15.64	22.64	26.91	34.04	38.04	40.80	42.92	44.64	46.10	47.36	65.37
5	14.32	22.88	33.12	39.37	49.81	55.65	59.70	62.81	65.33	67.45	69.30	95.65
10	17.32	27.67	40.06	47.62	60.25	67.32	72.22	75.97	79.02	81.59	83.82	115.69
25	20.20	32.27	46.72	55.54	70.26	78.51	84.22	88.60	92.15	95.15	97.76	134.92
50	23.93	38.23	55.34	65.78	83.22	92.99	99.76	104.94	109.15	112.71	115.79	159.82
100	26.72	42.69	61.80	73.46	92.94	103.85	111.40	117.19	121.89	125.86	129.31	178.47
500	33.18	53.00	76.73	91.20	115.38	128.93	138.31	145.49	151.33	156.26	160.54	221.57
1000	35.95	57.43	83.14	98.83	125.03	139.71	149.88	157.66	163.99	169.33	173.96	240.10

5.4. MODELO DE SIMULACIÓN MATEMÁTICA

El desarrollo de la modelación, en particular la modelación fluvial (física) se ha presentado desde tiempos antiguos, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos a través de pequeñas representaciones de estructuras. Sin embargo, a partir del siglo XX y con el auge de los equipos de cómputo, surge la posibilidad real de la aplicación de la modelación numérica lo que hizo menos compleja la representación de ecuaciones matemáticas, ya que los tiempos largos de procesamiento se ha reducido y la capacidad de los equipos ha aumentado exponencialmente, gracias al vertiginoso desarrollo de la técnica de los computadores.

Sin embargo, también hay desventajas, estas herramientas numéricas toman más tiempo de cálculo y requieren la definición de las condiciones iniciales, condiciones de contorno y valores de los parámetros en el espacio y el tiempo, por lo general, a un nivel de detalle para los que tal información no está disponible incluso en estudios de investigación. Además, estos modelos pueden ser sometidos a

problemas numéricos tales como difusión numérica y la inestabilidad. Todas estas desventajas se pueden interpretar como fuentes de incertidumbre en el proceso de modelado (Pedrozo-Acuña, 2015).

5.4.1. Modelo de simulación

Un modelo de simulación se define como un instrumento o herramienta que permite representar el comportamiento de un sistema, mediante métodos matemáticos (ecuaciones), físico o análogo que nos ayuda a entender su funcionamiento.

5.4.1.1. Modelos Análogos:

Es la reproducción de un fenómeno en estudio de un prototipo en un sistema físico diferente al original (modelo), pero que aprovecha la similitud de las leyes matemáticas que gobiernan el fenómeno en ambos sistemas. Es común que uno de los dos fenómenos sea de menor dificultad, por lo que este se emplea para resolver el otro. Lo anterior ofrece una posibilidad de resolver problemas hidráulicos basándose en mediciones hechas sobre un fenómeno análogo, los más comunes son:

- Analogía entre flujo a través de medios permeables y flujo laminar en capas delgadas.
- Analogía entre un flujo laminar y flujo turbulento.
- Analogía entre flujo a través de medios permeables y la deformación de una placa elástica.
- Analogía eléctrica y otros fenómenos físicos (como hidráulicos, mecánicos, etc.)

5.4.1.2. Modelos Físicos:

Es la simulación de un fenómeno hidráulico, que ocurre en relación con una obra de ingeniería, en un sistema semejante simplificado que permite observarlo y controlarlo con facilidad, además confirmar la validez del diseño de la obra, optimizarla o tomar nota de los efectos colaterales, que deberán ser considerados durante la operación de la misma.

5.4.1.3. Modelos Matemáticos:

Son aquellos en la que se hace uso de las ecuaciones o expresiones matemáticas que definen de una manera simplificada el fenómeno en estudio que ocurre en el prototipo. Los modelos matemáticos se pueden dividir en:

Modelos determinísticos: Los procesos físicos involucrados se expresan a través de relaciones funcionales determinísticas en los que no se considera la probabilidad de ocurrencia del fenómeno.

Modelos estocásticos: Los procesos físicos se representan haciendo uso de variables aleatorias, probabilísticas que involucran el fenómeno en estudio.

Modelos de simulación numérica: son modelos en los que se emplea, principalmente, ecuaciones diferenciales y condiciones iniciales de borde, que son resueltos utilizando técnicas de análisis numérico, tales como métodos de diferencias finitas y elementos finitos.

Estos modelos numéricos proporcionan mucho más detalle y precisión que los métodos analíticos convencionales, siendo capaces de manejar condiciones de borde e iniciales complejas, para los cuales no existen en la mayoría de los casos soluciones analíticas.

Los modelos físicos cuentan con una limitación importante, la cual consiste en el número limitado de variables influyentes que encuentran su representación adecuada dentro del criterio de similitud seleccionado. Por otra parte, los modelos numéricos su restricción principal constituye el carácter particular del sistema cerrado de ecuaciones que deben ser resueltas. En la siguiente tabla se muestran las limitantes más relevantes de cada modelo:

Tabla 5-16 Limitaciones en los modelos físicos y matemáticos.

MODELO FISICO	MODELO NUMERICO
RESTRICCIONES PRINCIPALES	
Tamaño del Modelo (Laboratorio)	Capacidad de almacenamiento de datos
Caudal (Estación de bombeo)	Velocidad de Procesamiento
Línea de Energía (Niveles de tanques elevados)	Disponibilidad de esquema de solución numérica
Leyes de Similitud Dinámica	Hipótesis o modelo de turbulencia

RESTRICCIONES PRACTICAS	
Escala mínima del modelo (Tensión superficial, viscosidad, rugosidad del contorno)	En el caso de las ecuaciones simplificadas: precisión de la aproximación y disponibilidad de coeficientes o factores
Expansión del modelo (Limitación superior)	Posibilidad de solución en las variaciones de tiempo y de espacio (Limitación inferior)
Métodos de medición y de adquisición de datos	Estabilidad numérica y convergencia del esquema de solución
Disponibilidad de condiciones de contorno y/o iniciales	Disponibilidad condiciones de contorno y/o iniciales

Por lo general, los modelos físicos son deseables para investigar configuraciones locales del flujo; mientras que, los modelos numéricos son deseables para simular procesos de flujo a gran escala.

5.4.2. Software de modelación

En nuestros días se ha hecho hincapié en el diseño de herramientas que permita la interacción del sistema drenaje/alcantarillado y al desarrollo de programas computacionales que ayuden a modelar el comportamiento de la ocurrencia de las inundaciones, creándose programas como MOUSE (Linderberg, 1989), y EPA-SWMM, XP-SWMM, PC-SWMM y MIKE-SWMM (Huber y Dickenson, 1988), útiles para representar el proceso que ocurre entre la lluvia y las inundaciones a través de modelaciones bidimensionales (Llaguno, 2014).

Es importante mencionar que la modelación en 2d requiere de la utilización de la onda dinámica del modelo, ya que puede existir una combinación del agua que existe en la superficie con la que se encuentra dentro de los colectores pluviales donde el proceso de intercambio del flujo se da a través de las alcantarillas. La ecuación de onda dinámica permite analizar el remanso que se produce en las inundaciones por lo que es esencial su aplicación (Márquez et al., 2004).

A continuación se describen algún software que se encuentran en el mercado para la solución de problemas enfocados a inundaciones (Llaguno, 2014):

Telemac-2d (Aplicado en problemas fluviales para un gran número de ríos), es aplicado para simular flujo a superficie libre en dos dimensiones, para cada punto de la malla el programa calcula la altura del agua y los dos

componentes de velocidad. Resolviendo las ecuaciones de Saint Venant con los métodos de elemento finito y volumen finito, realizando una malla triangular (TELEMAC-MASCARET, 2013).

Xpswmm 2d. Es un programa que utiliza ecuaciones en dos dimensiones para flujo superficial, con esto le da la capacidad de analizar y predecir las inundaciones. Cuenta con la interacción de los sistemas de aguas superficiales y subterráneas, con una acoplamiento para la modelación 1d/2d. Este programa también es útil para simular mareas, roturas de presas y en las tuberías de la red de alcantarillado (XP_Solutions, 2011).

Flo-2d. Es un programa que permite simular el flujo en canales, flujo confinado y el flujo en calles bajo una compleja topografía, permite realizar simulaciones considerando los sedimentos. La resolución espacial y temporal depende del tamaño de celda considerada, además considera un criterio de la FEMA modificado (FLO-2d, 2007).

Estos programas son utilizados para entender las complejas interacciones que se presentan con las lluvias y las inundaciones en cuencas urbanas, donde es utilizado el drenaje dual (combinado) para conducir los escurrimientos superficiales por las calles, siendo necesario considerar que el sistema de drenaje pluvial introduce parte de ese escurrimiento en sus conductos (Ver Ilustración 5-37)

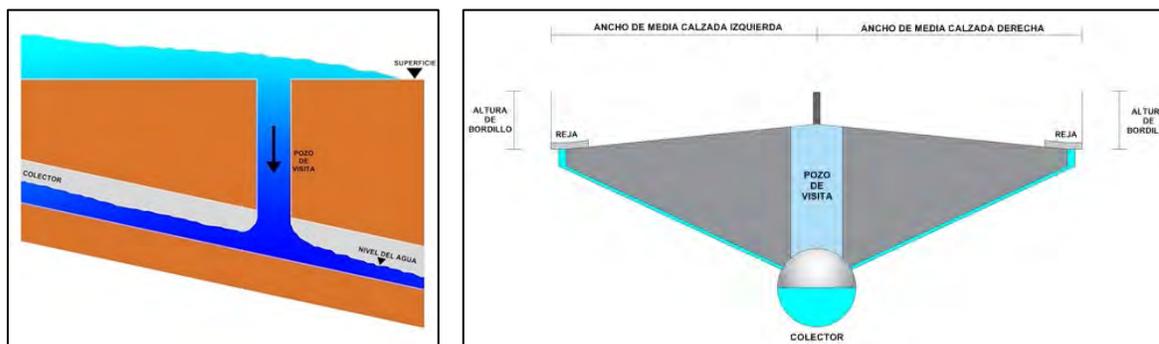


Ilustración 5-37 Interacción entre el flujo superficial y el flujo de la red de alcantarillado (Drenaje Dual)

5.4.2.1. PCSWMM 2D

El presente trabajo se realizó en PCSWMM 2D, a continuación se presentan sus características.

PCSWMM 2D amplía el enfoque unidimensional totalmente dinámico al flujo superficial en dos dimensiones. Se basa en las ecuaciones de Saint-Venant para fluidos homogéneos, ecuación de continuidad y ecuación de conservación.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Ecuación de continuidad}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0 \quad \text{Ecuación de conservación}$$

Donde:

x = Distancia a lo largo del conducto (m)

t = Tiempo (s)

A = Área de la sección transversal (m²)

H = Carga hidráulica del agua en el conducto (m)

S_f = Pendiente de fricción (m/m)

HL = Perdidas de energías locales por unidad de longitud de la tubería (m/m)

G = Aceleración de la gravedad (m/s²)

Las ecuaciones se resuelven usando un enfoque de diferencia finita con un método de aproximaciones sucesivas y bajo relajación.

PCSWMM 2D discretiza el dominio 2D con una malla hexagonal, rectangular o adaptiva y representa cada celda mediante nodos 2D. Las elevaciones inversas de cada nodo tienen asignada la elevación media inferior dentro de cada celda. Todos los nodos están conectados a nodos adyacentes con canales abiertos rectangulares o conductos 2D. Los nodos 2D se proporcionan con un área de superficie pequeña (típicamente 0,1 m²) y el área de superficie en cada celda se asigna a los conductos 2D conectados al nodo para preservar la continuidad. PCSWMM ajusta las longitudes y anchuras de los conductos de acuerdo con una relación específica en función del número de enlaces conectados al nodo, y que se determinó en un gran número de pruebas para proporcionar velocidades de onda esperadas en una amplia gama de escenarios.

PCSWMM calcula la velocidad del agua promediada en profundidad para cada celda bidimensional considerando la suma vectorial de las velocidades de los enlaces que tienen flujo que sale de la celda.

PCSWMM 2D se puede aplicar para simular situaciones de inundación regional en entornos urbanos o rurales, también se puede usar para simulaciones 2d completas o simulaciones integradas 1D-2D. Las aplicaciones específicas son:

1. Modelado urbano y rural de llanuras de inundación
2. Modelado de sistemas dinámicos mayor/menor (Drenaje Dual)
3. Enrutamiento de flujo sobre la tierra de escurrimiento de lluvia

5.4.3. Proceso de modelo lluvia escurrimiento

Para el estimación de avenidas, ya sea para el diseño de obras hidráulicas o en la planificación, métodos hidrológicos y métodos estadísticos son los más empleados (Ferrer, 1993). Los primeros consisten en determinar la avenida generada por la cuenca con unas determinadas condiciones de escurrimiento ante una tormenta definida con anterioridad. Estos métodos utilizan modelos hidrológicos para simular el proceso lluvia-esorrentía. Por otra parte los métodos estadísticos consisten en la estimación de la curva de frecuencia de los gastos máximos (Ferrer, 1993). Estos métodos utilizan los datos locales o regionales para establecer el riesgo de que un determinado gasto sea superado a lo largo de un período de tiempo.

Para representar las condiciones de sitio, se requieren analizar y conocer las variables del sistema. Por lo que las variables principales que intervienen en estudio se presentan en la siguiente Ilustración 5-38.

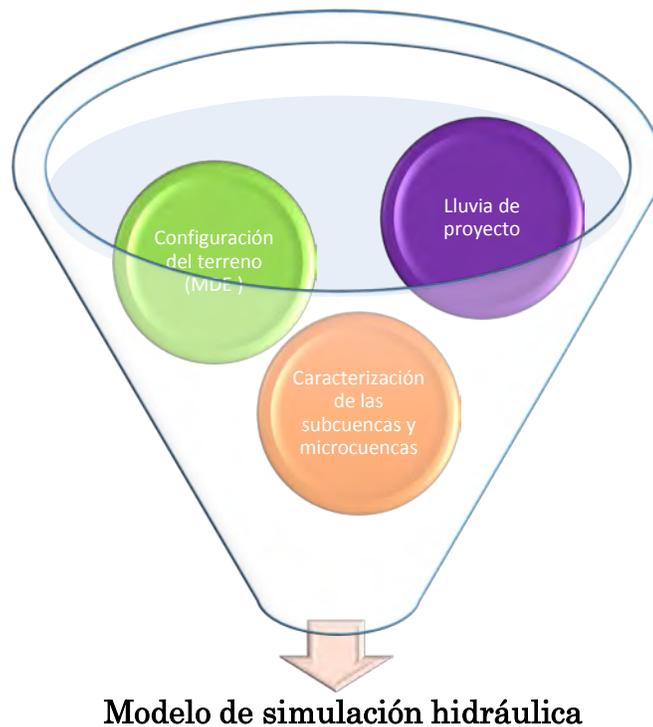


Ilustración 5-38 Variables esenciales de un modelo de simulación hidráulica (IMTA, 2016)

Para iniciar un modelo de simulación hidráulica dentro de la plataforma de PCSWMM es necesario crear un nuevo proyecto donde se establecerán los parámetros de cálculo: el análisis de los escurrimientos (en unidades de m³/s), desactivar el cálculo de la longitud automática de las tuberías e iniciar el análisis de los tirantes a partir de la profundidad (ver Ilustración 5-39).

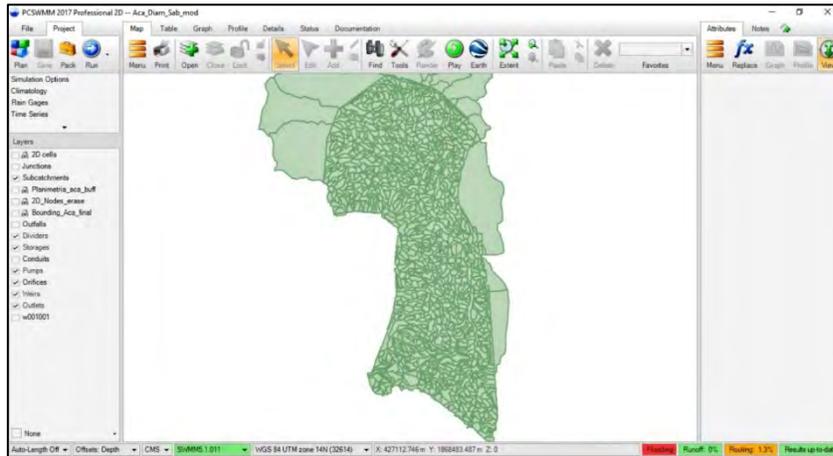


Ilustración 5-39 Parámetros del cálculo del programa 2D.

Las opciones para la simulación seleccionadas serán: para el método de infiltración se usará el método de Horton, el método de cálculo hidráulico se realizó por medio de la onda dinámica, esta opción contribuirá a conocer el comportamiento del fluido con remansos (ver Ilustración 5-40).

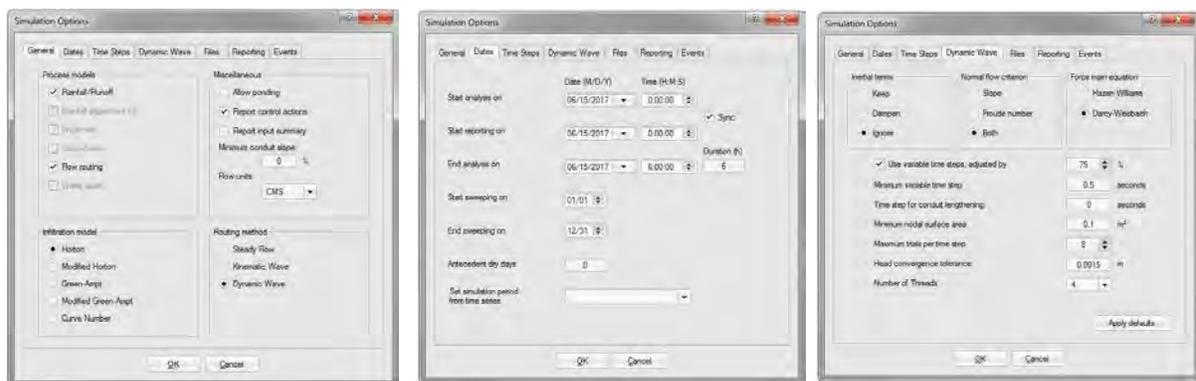


Ilustración 5-40 Opciones de Simulación.

El tiempo de análisis de la simulación se establece en una duración que dependerá del tiempo de lluvia introducido al programa y en el tiempo de concentración de la cuenca.

5.4.3.1. 2D Modeling

Las capas requeridas para crear un modelo 2D son una capa limite y una capa de nodos 2D, sin embargo, la capas de nodos se puede generar automáticamente utilizando la capa limite. Las capas 2D se crean y definen en el cuadro de diálogo 2D. Se recomienda que todas las capas, modelos digitales de elevación (DEM), se creen utilizando este cuadro de dialogo. La opción de incluir la velocidad post-procesamiento también está disponible en el cuadro de dialogo 2D (ver Ilustración 5-41).



Ilustración 5-41 2D modeling.

La capa de delimitación (Bounding layer) define la extensión del modelo 2D y las subáreas dentro del modelo 2D. La capa límite (Bounding layer) es una capa de polígono cerrada y es necesaria para el análisis 2D. Un modelo puede consistir en múltiples polígonos delimitadores dibujados dentro de uno o en otro y se pueden definir tipos y estilos de malla únicos. Por ejemplo, un río y la llanura de inundación podrían representarse con dos polígonos delimitadores; la llanura de inundación con una malla hexagonal y el río / arroyo con una malla direccional.

La capa de nodos 2D (2D nodes layer) es una capa de puntos utilizada para muestrear las elevaciones de las celdas 2D. La capa de nodos 2D caracteriza las celdas 2D al muestrear la elevación desde una capa de Modelo de elevación digital (DEM). Se recomienda que la capa de nodos 2D se cree usando PCSWMM; sin embargo, una capa de puntos existente se puede usar como la capa de nodos 2D.

El usuario puede influir en la generación de puntos especificando un tipo de malla y resolución en los atributos del polígono de la capa Bounding. Hay cuatro tipos de mallas: Hexagonal, Rectangular, Direccional y Adaptable.

La malla 2D se crea utilizando la capa de nodos 2D. Una vez que se crea la malla, es importante que la longitud automática no esté activada o, si lo es, que todas las longitudes no se actualicen para que coincidan con las longitudes del mapa.

Se pueden agregar otras capas 2D a un modelo que incluye capas de elevación (Elevation layer), obstrucción (Obstruction layer), borde (Edge layer), línea central (Centerline layer), aguas abajo (Downstream layer) e hidrograma (Hydrograph layer). Estas capas se describen en detalle en la Tabla 5-17.

Tabla 5-17 Descripción de las capas 2d.

Layer	Tipo	Descripción	Requerido / Opcional
Bouding layer	Polígono	Define la extensión del modelo 2D, así como las subáreas dentro del modelo 2D donde se pueden definir diferentes tipos de malla.	Necesario
2D Nodes	Puntos	Puntos utilizados para definir la ubicación central de las celdas 2D	Necesario
Elevation layer	Puntos	Una capa adicional de puntos utilizada para muestrear las elevaciones dentro de cada celda en un número específico de veces más que la resolución de la malla. A partir de ahí, a la celda se le asigna la elevación promedio de los puntos de muestra de elevación en lugar de la elevación muestreada directamente debajo del nodo 2D (generalmente en el centro de la celda 2D).	Opcional
Obstruction layer	Polígono	Utilizado para definir obstrucciones impermeables al flujo, esto podría incluir construcciones o estructuras de muros que influyen en la dirección del flujo durante los eventos de inundación.	Opcional
Edge layer	Línea	Se usa para definir líneas de cambio de elevación abrupto. Esta capa influye en las formas de las celdas 2D.	Opcional
Centerline layer	Línea	Se usa para la generación de malla direccional para definir la dirección de flujo predominante.	Opcional
Downstream layer	Línea	Se usa para definir condiciones de frontera no puntuales. Útil donde las aguas de inundación alcanzan la extensión del modelo 2D.	Opcional
Hydrograph	Línea	Permite al usuario trazar una línea y observar el hidrograma resultante en esa línea.	Opcional
DEM layer	DEM	Se puede usar un Modelo de elevación digital (DEM) para calcular las elevaciones de inversión para las celdas 2D. La otra opción es usar una capa de nodos 2D creada externamente o una capa de elevación.	Opcional

Bounding layer (necesario)

La capa límite define la extensión del modelo 2D y las subáreas dentro del modelo 2D donde se pueden definir diferentes tipos de malla. La capa límite es una capa de polígono cerrada y es necesaria para el análisis 2D. Un modelo puede consistir en múltiples polígonos delimitadores dibujados dentro o sobrepasados y puede definir tipos y estilos de malla únicos para representar mejor las diferentes áreas.

Se pueden representar múltiples usos de la tierra utilizando diferentes polígonos de delimitación y tipos de malla. Por ejemplo, para la zona de Punta Diamante se representó a través de 4 polígonos delimitadores: área urbana (malla hexagonal), planicie de inundación (malla hexagonal), río (malla adaptiva) y canales (malla adaptiva).

2D Nodes (necesario)

La capa de nodos 2D es una capa de puntos utilizada para definir las elevaciones de las celdas 2D. La capa de nodos 2D caracteriza las celdas 2D al muestrear la elevación desde una capa de Modelo de elevación digital (DEM). Si los datos de elevación de DEM no están disponibles, las elevaciones se mantendrán en el valor predeterminado de 0.

La capa de nodos 2D (ver Ilustración 5-42) es una capa requerida y solo puede contener puntos. Se recomienda que la capa de nodos 2D se cree usando PCSWMM; sin embargo, una capa de puntos existente se puede usar como la capa de nodos 2D.

Depende del tipo de malla y a la resolución de la misma es proporcionar a la cantidad de nodos creados de igual manera esta afecta el tiempo de procesamiento.

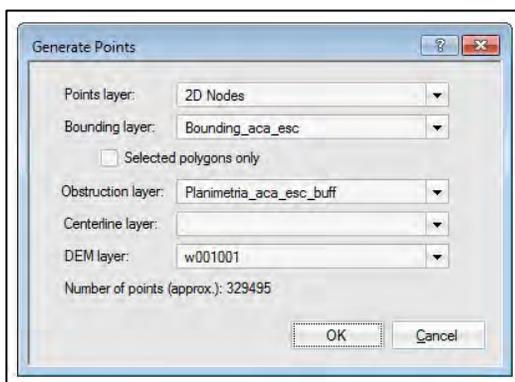


Ilustración 5-42 Generación de nodos 2D.

Los puntos deben aparecer como puntos rojos en el modelo una vez que se hayan creado los nodos 2D.



Ilustración 5-43 Nodos 2D.

Create 2D mesh

La malla para un modelo 2D solo se puede crear una vez que se hayan generado los puntos (nodos 2D) utilizando la herramienta Create 2D mesh (ver Ilustración 5-44).

La generación de malla puede tardar de varios minutos a varias horas dependiendo de la resolución de los puntos y de la complejidad de los polígonos delimitadores, las obstrucciones y las capas de borde. El generador de malla 2D calcula automáticamente las longitudes de conducto 2D apropiadas para la malla 2D en función de la resolución, por lo que no deben editarse.



Ilustración 5-44 Create 2D mesh.

Después de la generación de malla, la malla 2D se representa de tal forma que se visualizan las celdas, los enlaces y nodos de la malla (ver Ilustración 5-45).

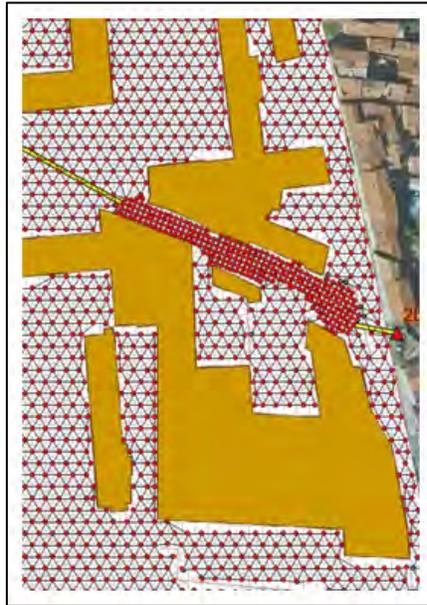


Ilustración 5-45 Generación de la malla 2D.

Existen diferentes maneras de representar la vista de la malla, ya sea visualizando los conducto o nodos, así como la estructura de la malla o en dado caso se puede apreciar un mapa de elevaciones de acuerdo a los nodos 2D (ver Ilustración 5-46).

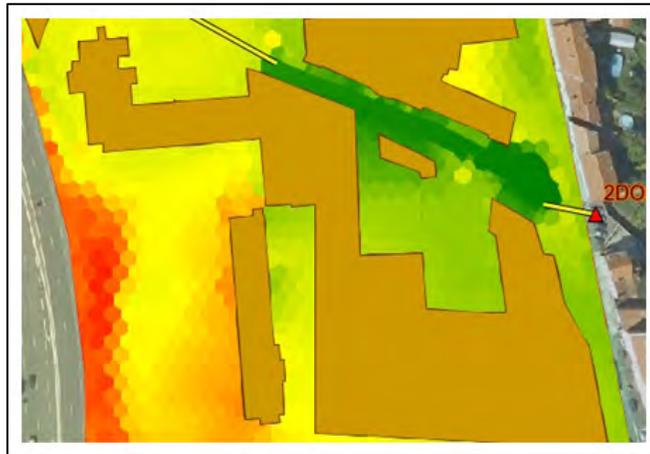
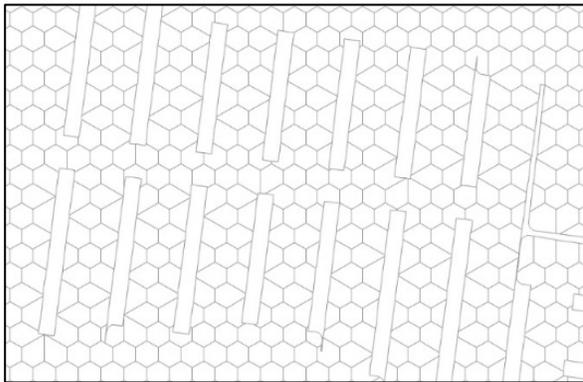


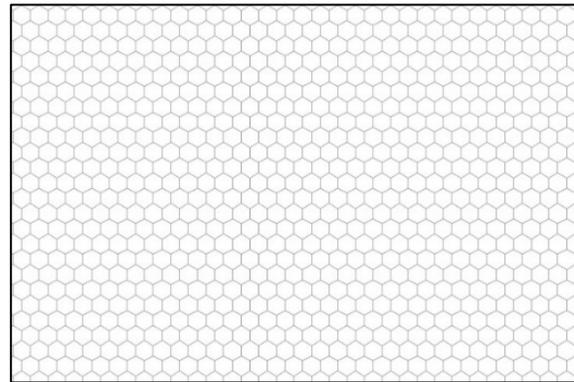
Ilustración 5-46 Mapa de elevaciones de la malla 2D.

Anteriormente se realizó el proceso para la obtención de nodos; para la generación de la malla de cálculo, se decidió utilizar mallas de diferentes tipos y tamaños en lugares donde se requiera un detalle específico, se tomaron en cuenta las obstrucciones (planimetría) para las zonas urbanas.

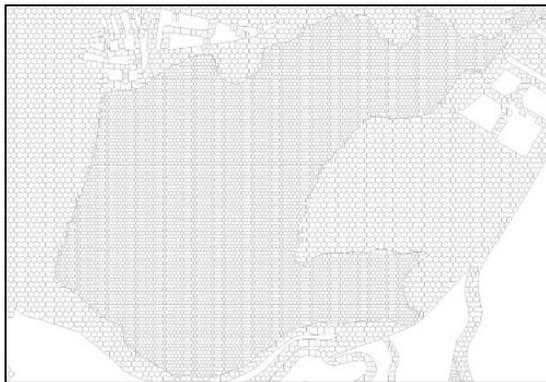
En la Ilustración 5-47 se muestra las mallas de cálculo para el análisis de escurrimiento:



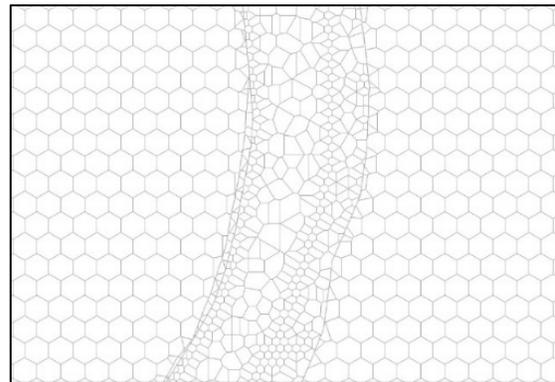
Con retícula hexagonal de 15 m para la zona urbana



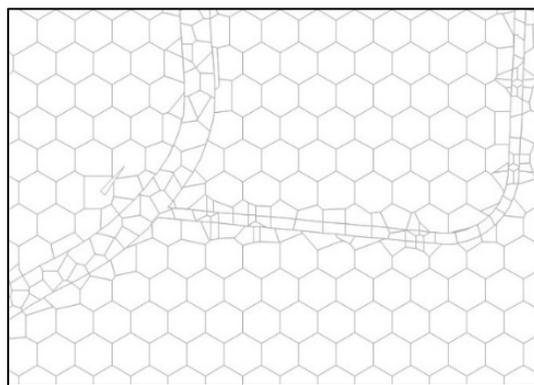
Con retícula hexagonal de 25 m para la parte norte de la cuenca



Para la laguna, se usó una malla adaptiva de 10 m.



Para el Río La Sabana, se generó una retícula de 5 m.



Para el área del canal, retícula adaptiva de 3 m.

Ilustración 5-47 Tipo de malla por zona.

Conexión del modelo 1D a la malla terrestre 2D

El modelo 2D está conectado a un modelo hidrológico / hidráulico existente, entonces el componente de escorrentía suministrara las entradas al componente 2D.

Hay dos métodos para conectar una malla 1D a una malla terrestre 2D. Para nuestro caso solo utilizaremos el primer método, el cual consiste en agregar manualmente las conexiones existentes seleccionando una capa de enlaces SWMM5, como: Subcuencas o microcuencas y drenaje existente (ver Ilustración 5-48).

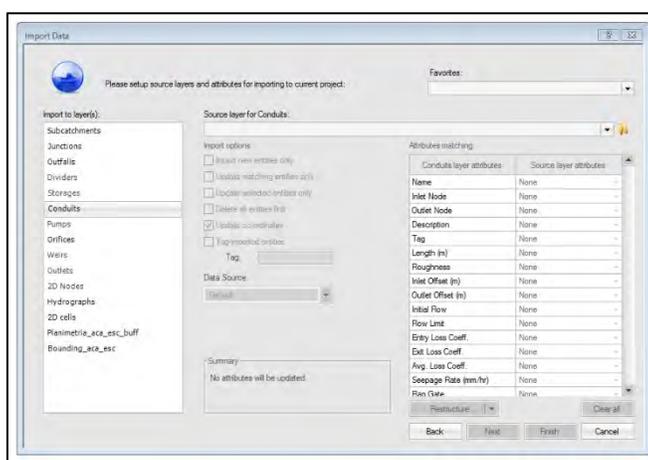


Ilustración 5-48 Importación de elementos existentes SWMM.

5.4.3.2. Microcuencas

Las microcuencas dentro de PCSWMM se representan como una la delimitación de zonas donde el agua tiene un solo salida expresada a través de un Nodo (Outlet), de igual manera estás representan un porcentaje de área tributaria al flujo superficial de la cuenca.

En la Ilustración 5-49, se muestran los parámetros geomorfológicos que requiere cada microcuenca (área, pendiente de la cuenca, porcentaje impermeable, coeficiente de rugosidad y de almacenamiento), que son explicados en capítulos anteriores, por lo que por medio de la base de datos generados en la plataforma de ArcGis, el programa puede generar los valores requeridos.

Es importante señalar los cruces y puentes que se encuentran dentro de la zona de estudio, ya que estos a través del Modelo Digital de Terreno representan una obstrucción para el escurrimiento ya sea en canales, ríos o algún cauce natural provocando acumulación de agua y/o encharcamientos. En la Zona de Punta Diamante se localizan 14 cruces, ya sea con calles o puentes como se muestra en la Ilustración 5-51.

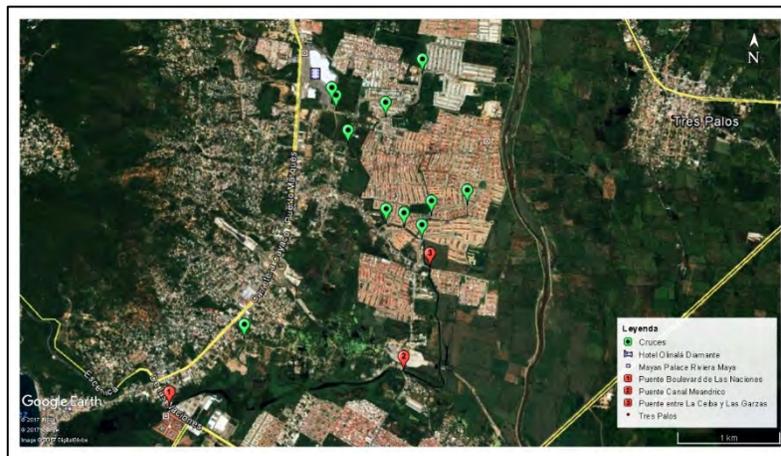


Ilustración 5-51 Cruces y Puentes.

Para modelar los cruces dentro del software PCSWMM, se crean conductos de sección irregular llamados Transects (ver Ilustración 5-52), donde se introducen las características de cada cruce (banco de nivel, rugosidad y sección transversal). Con esto se crea una representación de la sección del río, cauce o canal que pasa por debajo del Puente ayudando al tránsito de flujo de los escurrimientos superficiales.

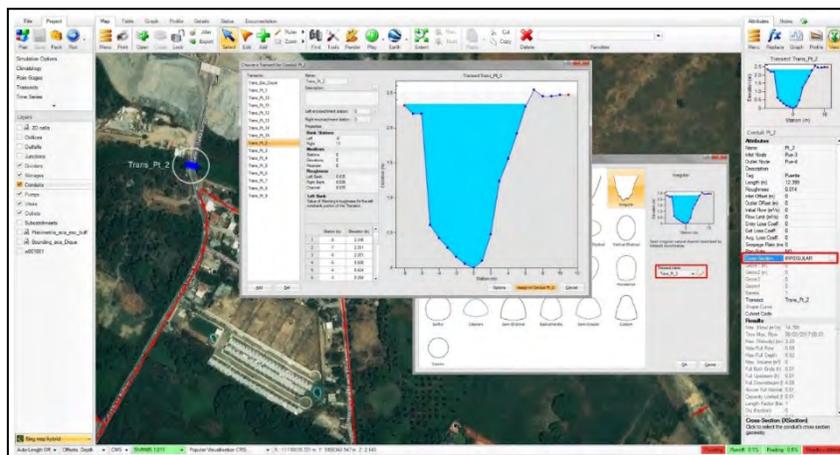


Ilustración 5-52 Detalle cruce Trans_Pt_2.

5.4.3.4. Lluvia de diseño

Para el proceso de integración el modelo bidimensional, se considera incorporar la lluvia de diseño, por ejemplo, para un periodo de retorno determinado y utilizando una distribución predeterminada del programa la distribución sería como en la Ilustración 5-53.

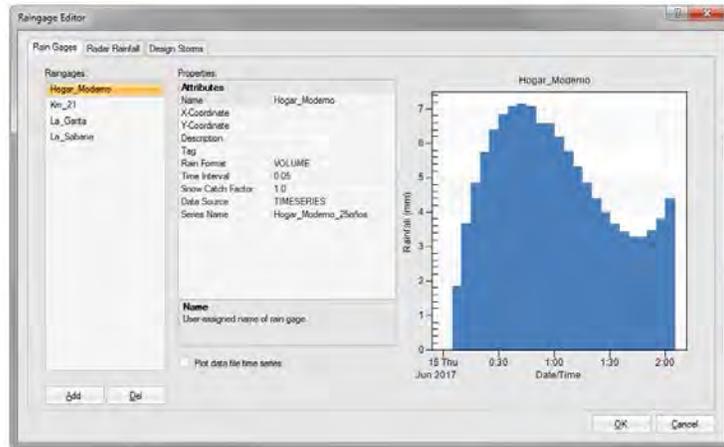


Ilustración 5-53 Distribución de la lluvia con el método SUCS.

Los datos que se introducirán son: la precipitación total (mm), la distribución de la lluvia (con intervalo de 10 minutos de los datos obtenidos por las EMAS) (ver Ilustración 5-54).

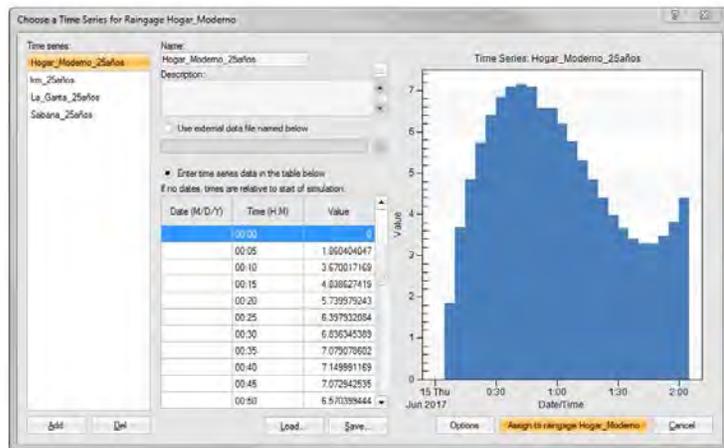


Ilustración 5-54 Cuadro de datos principales del hietograma de precipitación.

CAPITULO 6

Resultados

A partir de la simulación del modelo hidráulico para cada periodo de retorno, se generaron dos escenarios para representar las condiciones actuales de inundación de la zona de estudio:

Escenaria A: Condiciones Actuales

Escenaria B: Condiciones con Escénica Alterna

Partiendo de los resultados de cada escenario, se parametriza la malla para los diferentes periodos de retorno, considerando la variable del tirante que alcanza el nivel del agua, para generar mapas en relación a los tirantes máximos correspondientes para cada escenario.

Los mapas de tirantes máximos se clasificaron a través de diferentes rangos de acuerdo a su altura; para un rango de 0.03 – 0.10 m el nivel del agua es despreciable le cual se representó de color azul; para un rango de 0.10 – 0.20 m, el agua puede conducirse por las calles sin ocasionar algún problema en el tránsito y que se presenta en color verde; para un rango de 0.21 – 0.50 m se empiezan a presentar los primeros problemas en las viviendas, ya que el agua supera la altura de las guarniciones y puede acceder a estas, este rango es representado por el color amarillo; para el siguiente rango que se presenta de color naranja se tienen tirantes de 0.51 – 1.00 m, en estas zonas se requiere ser atendidas a la brevedad ya que puede generar diversos problemas de inundación en ciertas zonas del área de estudio. Y por último en tirantes mayores a 1.50 m, en este punto se tienen previsto problemas de inundación considerables, comúnmente se encuentran dentro o al margen de los cauces de los ríos, este rango es representado en color rojo.

6.1. CONDICIONES ACTUALES

De acuerdo a la información recopilada conforme al capítulo 5, se llevo a cabo la representación numérica del evento ocurrido en 2013 provocado por las tormentas Ingrid y Manuel, donde se incluyeron todos los componentes necesarios para su mayor aproximación a los datos registrados y a las huellas de inundación.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la metodología propuesta en capítulos anteriores:

En la Ilustración 6-1 se muestran los tirantes alcanzados para una lluvia con periodo de retorno de 2 años y una duración de 2 horas; los tirantes se dividieron en rangos para tener una distribución a lo largo de la zona de estudio. Tirantes con rangos de 0.03 a 0.10 en color azul cubre un área de 898.79 ha; de 0.11 a 0.20 en color verde representa un área de 1,405.13 ha; de 0.20 a 0.50 su área es de 5,839.82 ha y de 0.50 a 1.00 su área es de 9,768.22 ha.

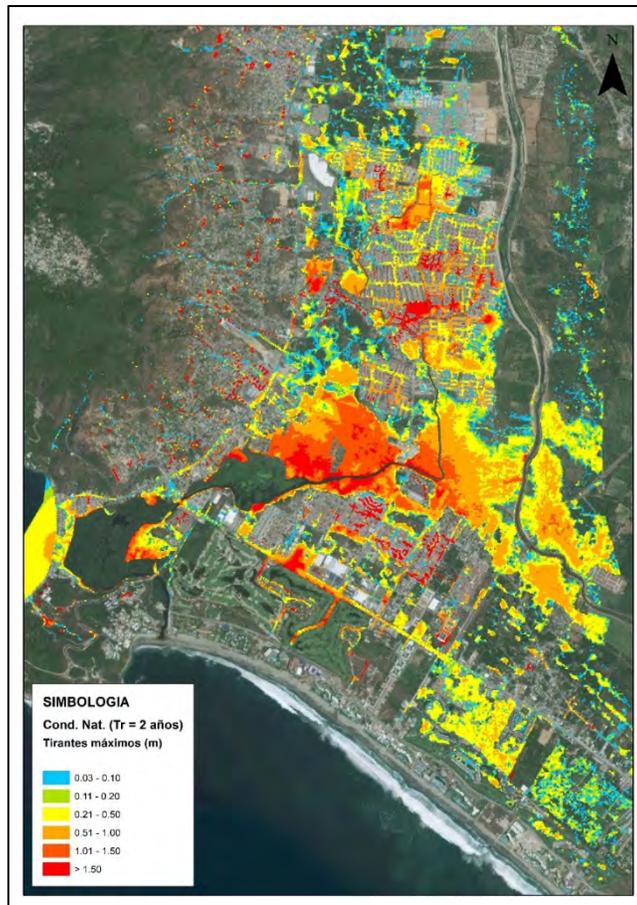


Ilustración 6-1 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

De acuerdo a la lluvia vinculada a un periodo de retorno de 5 años para la ciudad de Punta Diamante, se presenta una precipitación promedio de 88.35 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 925.82 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,421.37 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,937.07 ha y para un área 9,969.99 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 6-2).

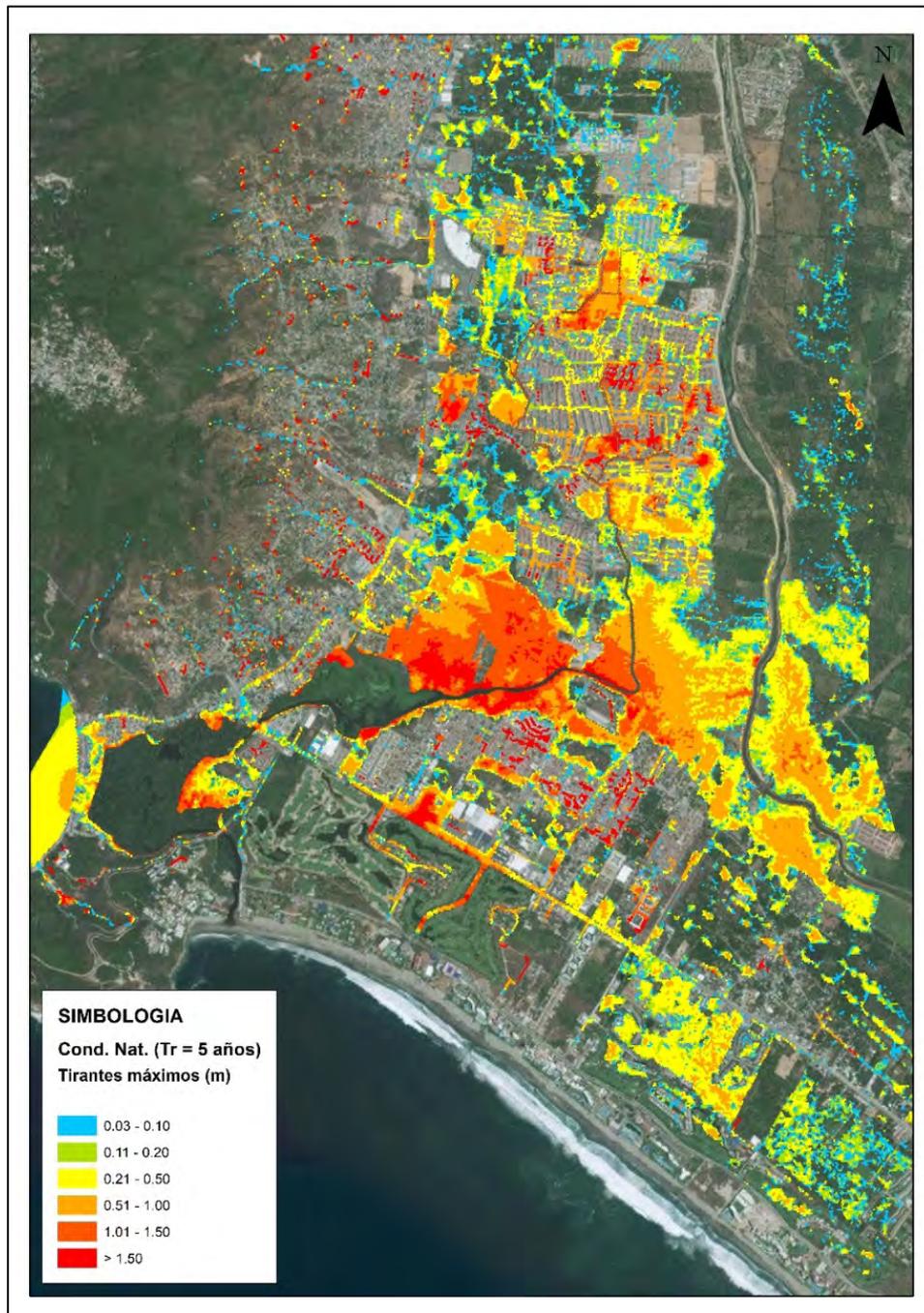


Ilustración 6-2 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 10 años, cuenta con una lluvia promedio de 101.53 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 996.94 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,525.84 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 6,066.81 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 10,609 ha (ver Ilustración 6-3).

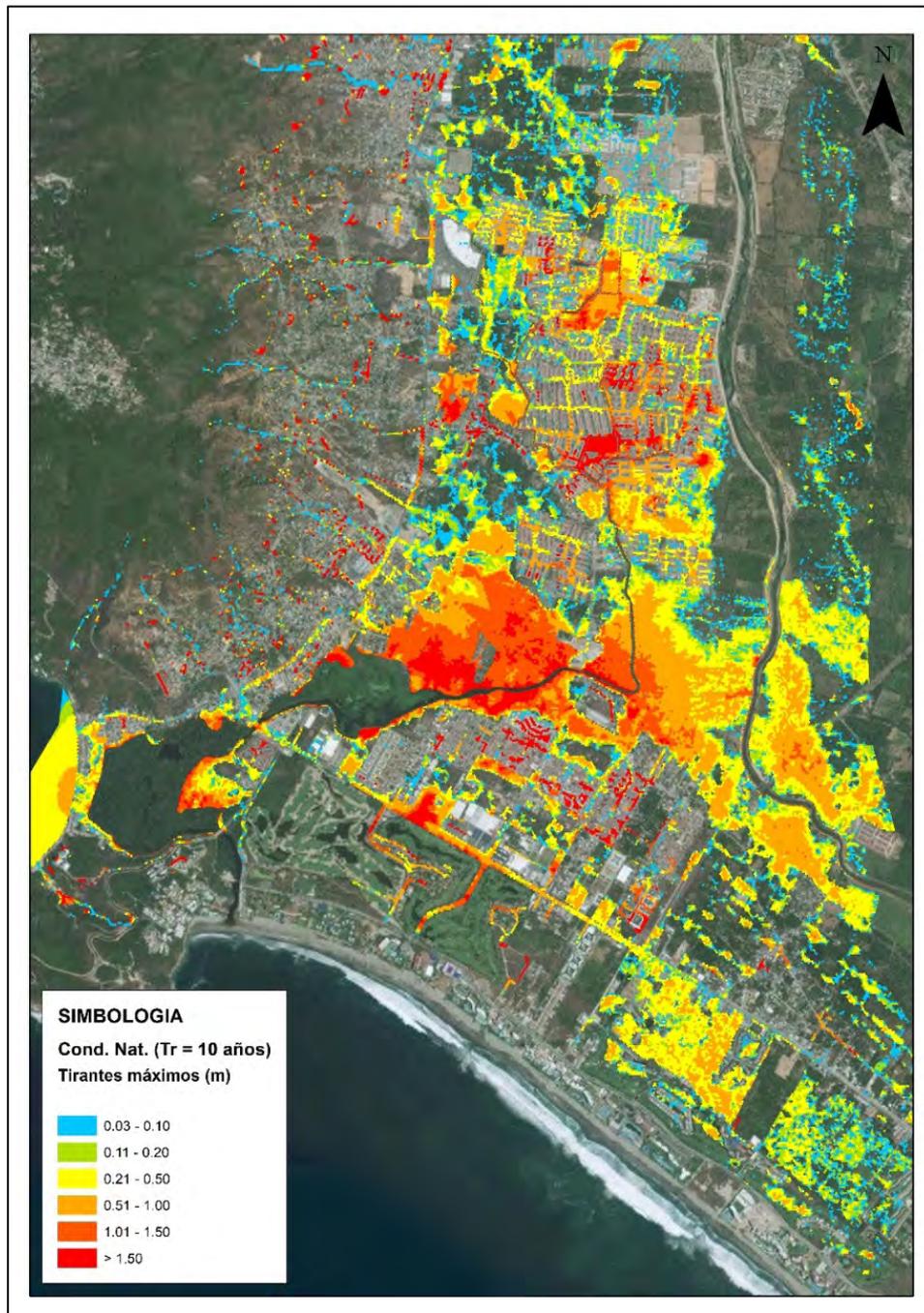


Ilustración 6-3 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

Dentro de un periodo de retorno de 25 años para la zona de estudio se cuenta con una precipitación media de 114.19 mm alrededor de 120 min, la cual se cuenta con una área de 1,062 ha de áreas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, 1,595.94 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 6,233.88 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 11,317.29 ha (ver Ilustración 6-4).

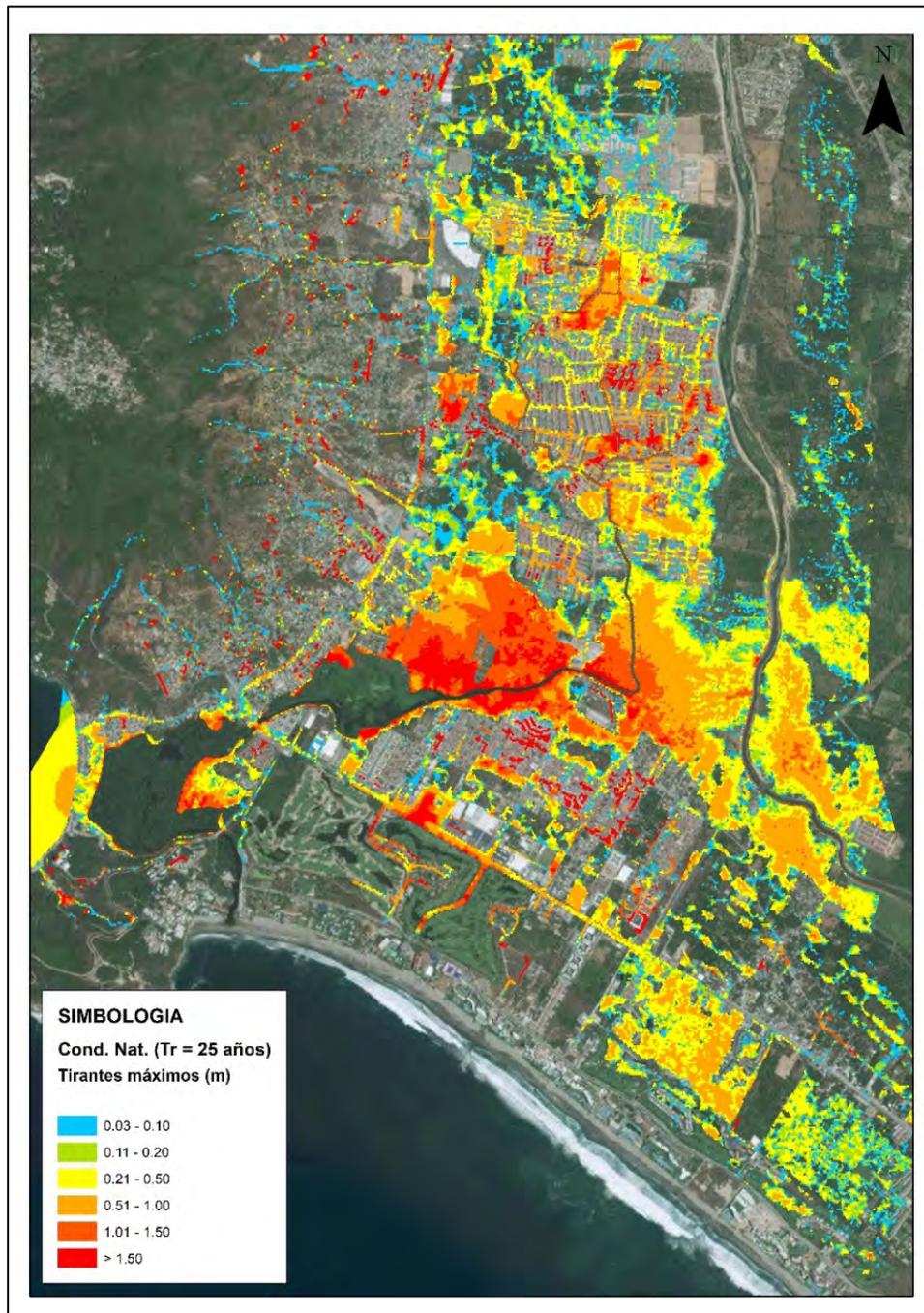


Ilustración 6-4 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,118.65 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,673.83 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 6,353.08 ha y para un área 12,041.46 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 6-5).

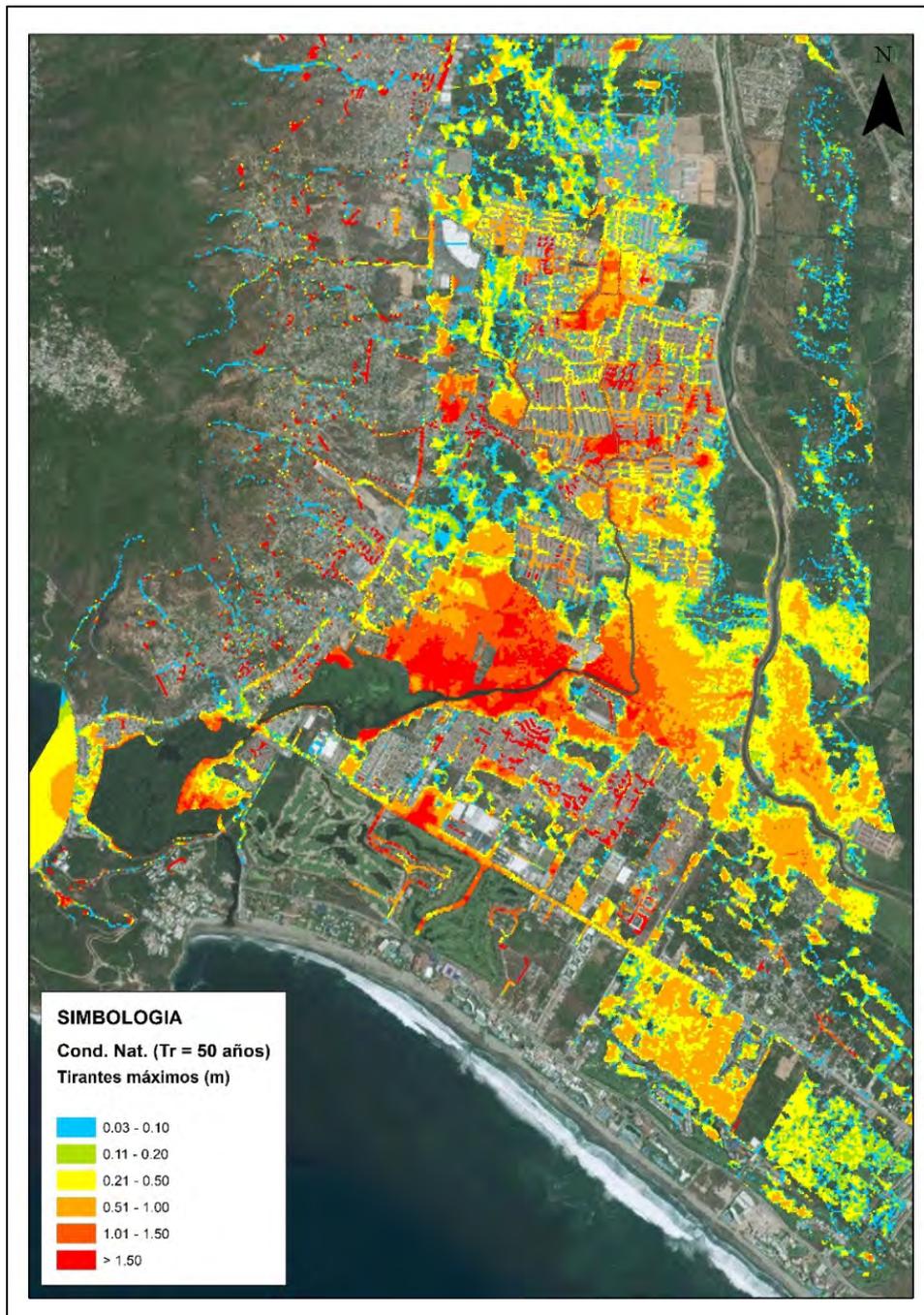


Ilustración 6-5 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 100 años, cuenta con una lluvia promedio de 142.82 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,132.79 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,651.53 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 6,516.17 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 13,053.62 ha (ver Ilustración 6-6).

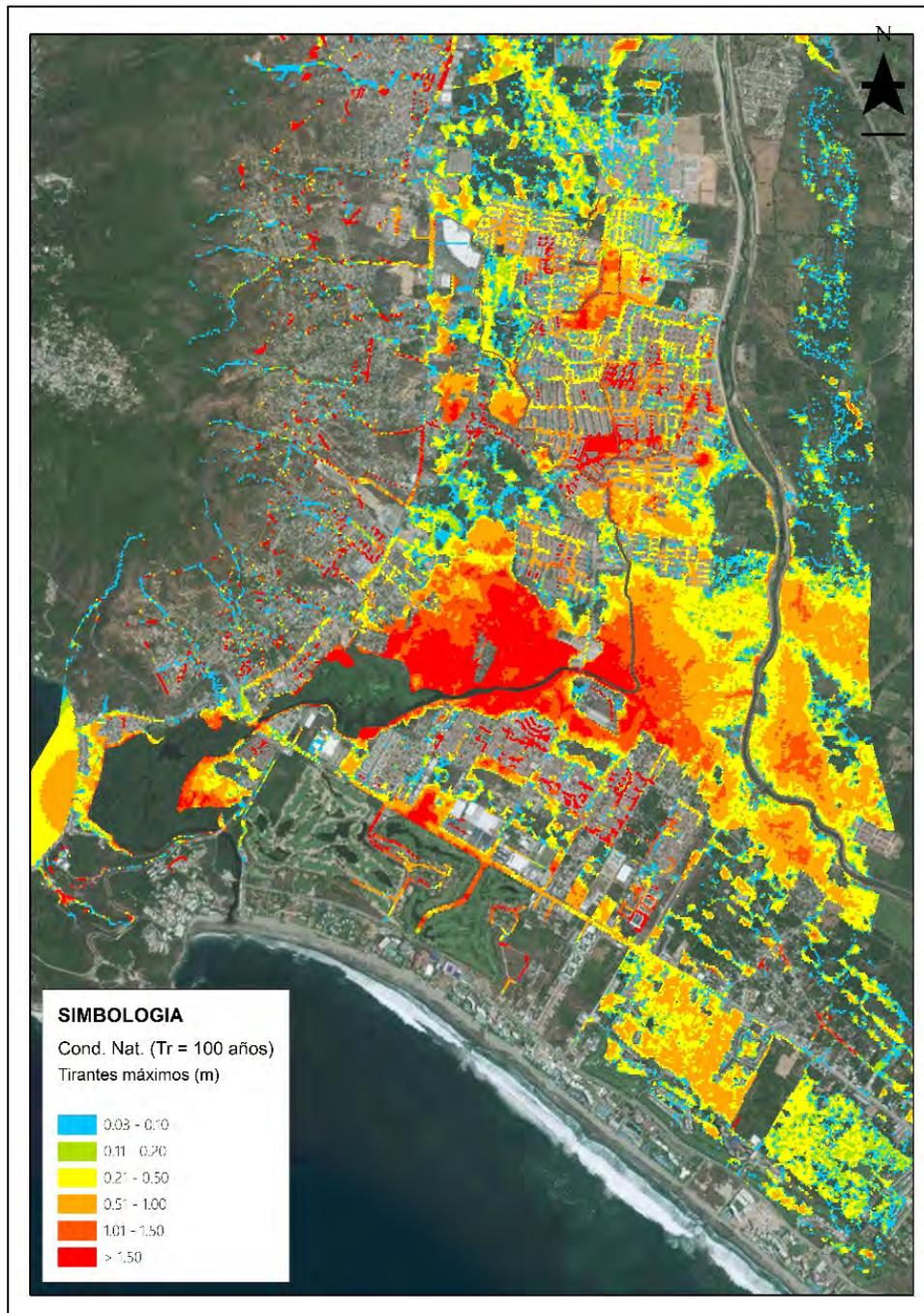


Ilustración 6-6 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

6.2. CONDICIONES CON LA CARRETERA ESCÉNICA

En esta opción se considera un planteamiento similar al de Condiciones Naturales, considerando el proyecto vial de la “Escénica Alternativa de Acapulco”.

El cual es un proyecto de construcción, operación, mantenimiento y conservación de una vía de acceso a zonas urbanas dentro del municipio de Acapulco. El proyecto consiste en la construcción de un túnel de 3 carriles de 3.3 km, así como una vialidad de 4.7 km de largo, que conecta el portal del túnel de la zona dorada con la zona diamante. Además de la construcción de 3 distribuidores, uno en brisamar, otro en cayaco y el último en diamante, como solución a largo plazo del tránsito vehicular (ver Ilustración 6-8).

Para ello, se realizó la modificación de la configuración del terreno, con la particularidad que para este escenario fue necesario integrar el detalle de la Escénica sobre la zona de estudio (ver Ilustración 6-7), con el fin de representar numéricamente y analizar el impacto que tendrá para cada periodo de retorno, como se muestra a continuación:



Ilustración 6-7 Ubicación geográfica de la Escénica alternativa de Acapulco.

Para un periodo de retorno de 2 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 68.44 mm, en una duración de dos horas, la cual genera una área de 913.87 ha de zonas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, 1,356.51 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,634.07 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 10,322.48 ha (ver Ilustración 6-9).

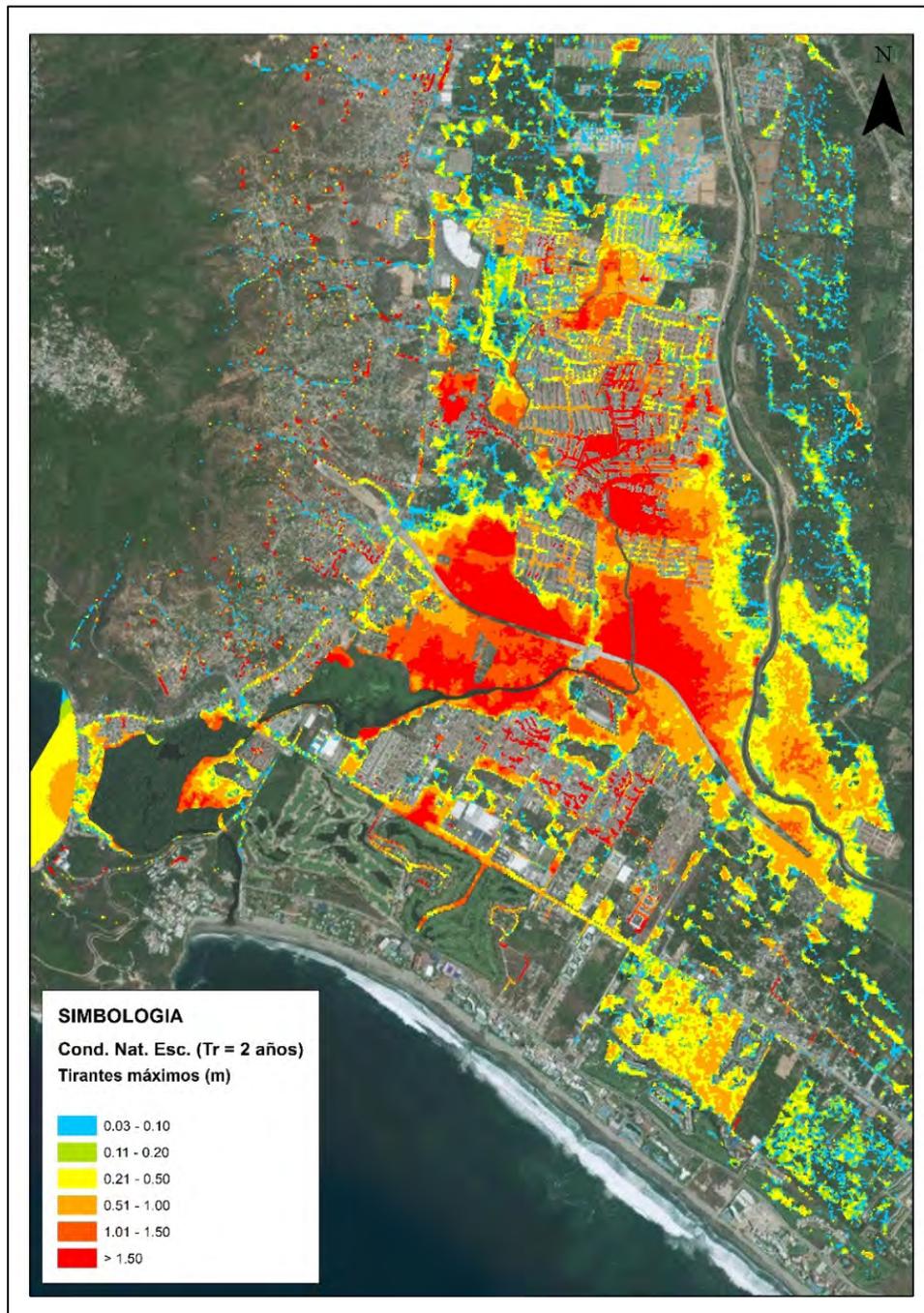


Ilustración 6-9 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Para un periodo de retorno de 5 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 88.35 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 937.45 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,382.82 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,685.45 ha y para un área 10,635.21 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 6-10).

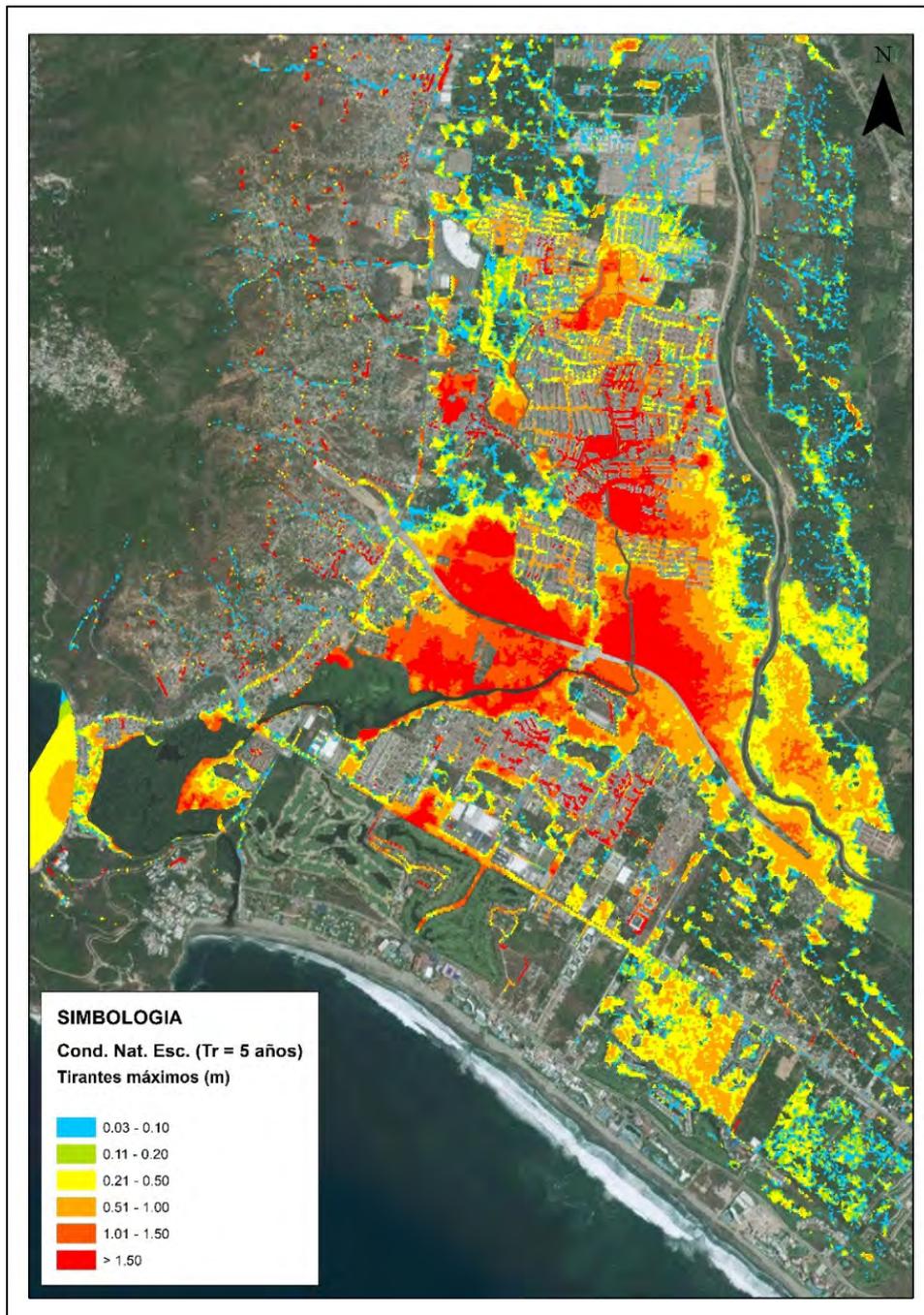


Ilustración 6-10 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 10 años, cuenta con una lluvia promedio de 101.53 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 991.42 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,419.35 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,757.01 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 11,387.18 ha (ver Ilustración 6-11).

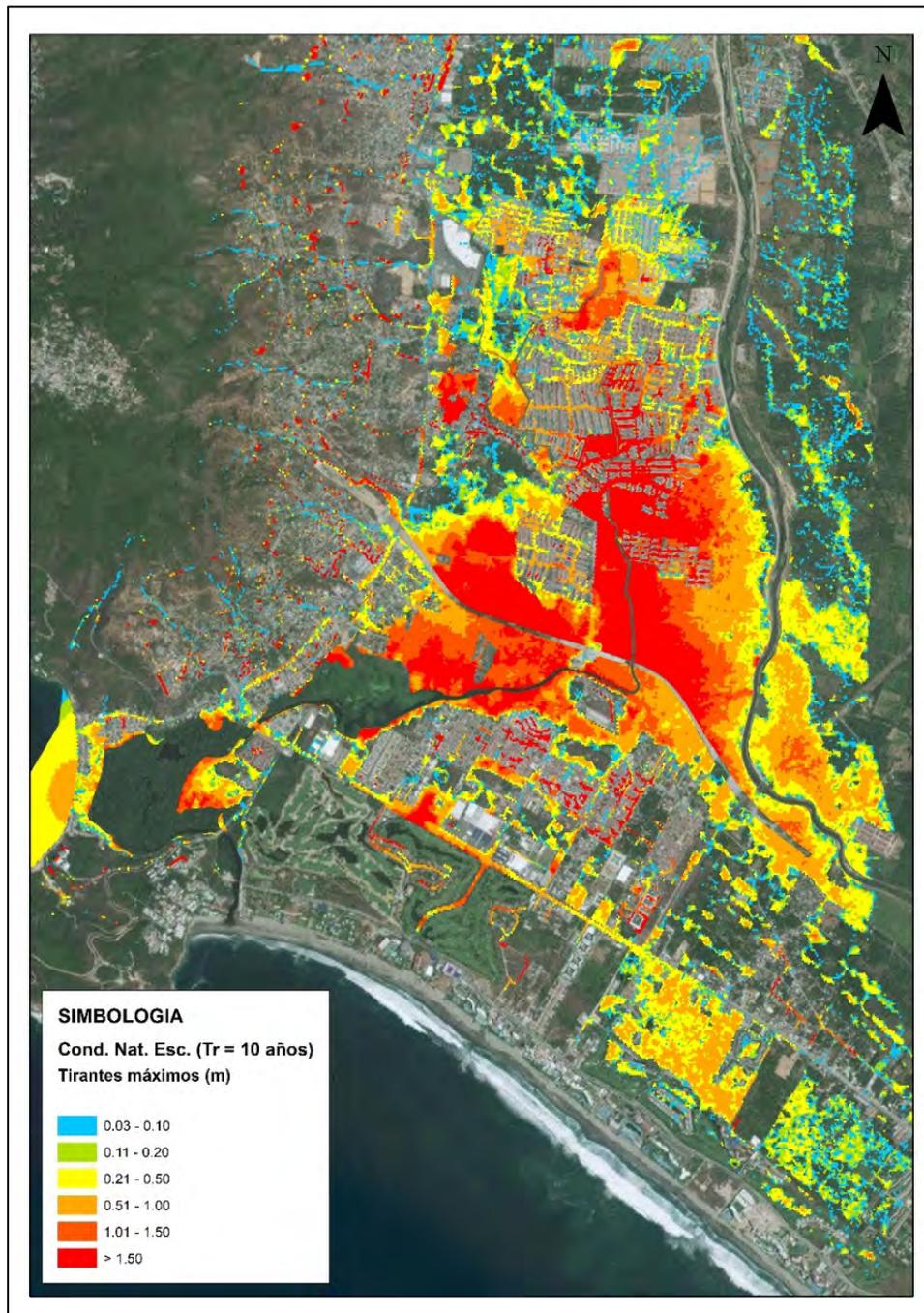


Ilustración 6-11 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

Para un periodo de retorno de 25 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 114.18 mm, en una duración de dos horas, la cual genera una área de 1,086.28 ha de áreas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, 1,526.83 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,900.79 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 11,836.40 ha (ver Ilustración 6-12).

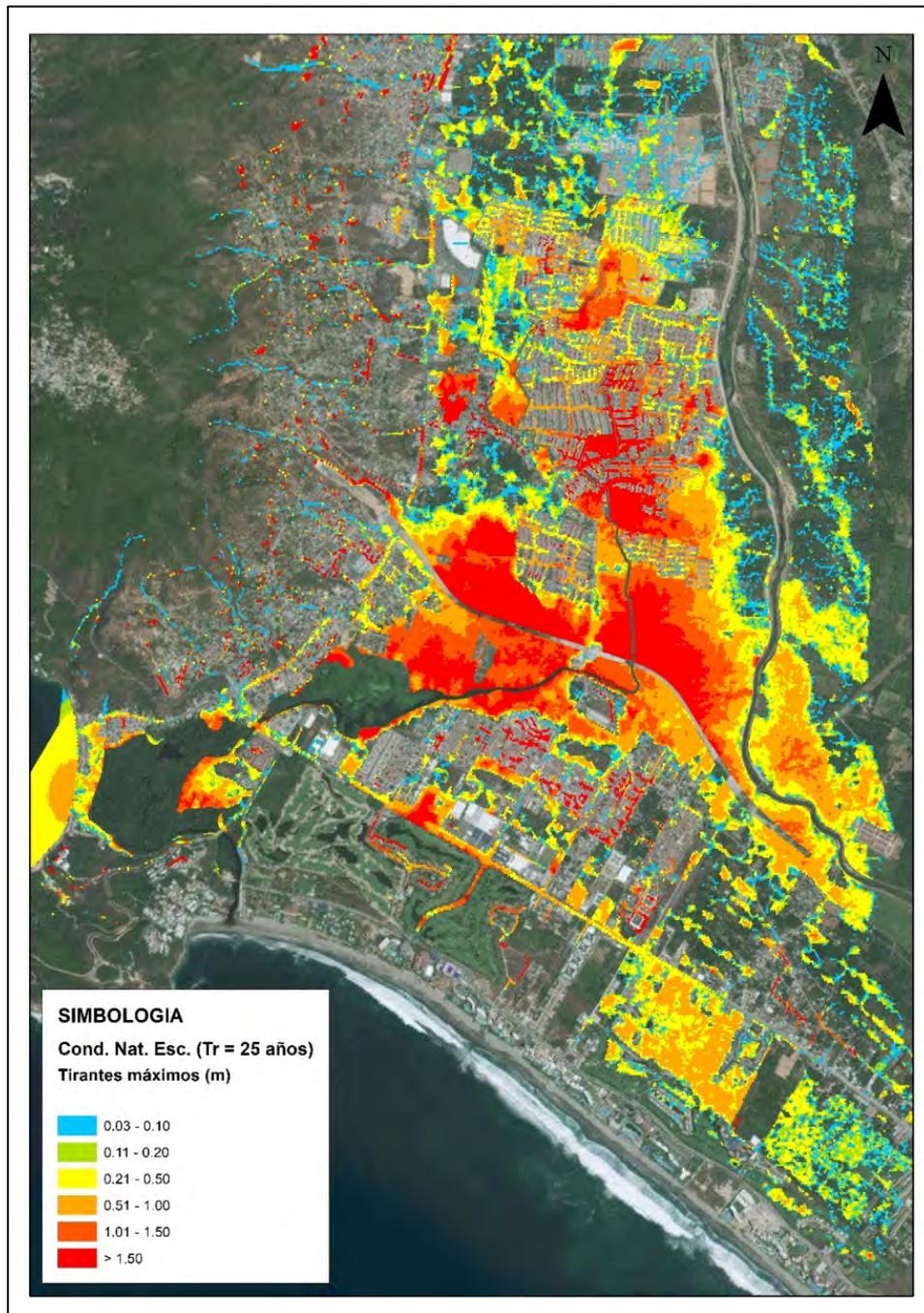


Ilustración 6-12 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,162.72 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,628.07 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 6,123.86 ha y para un área 12,465.48 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 6-13).

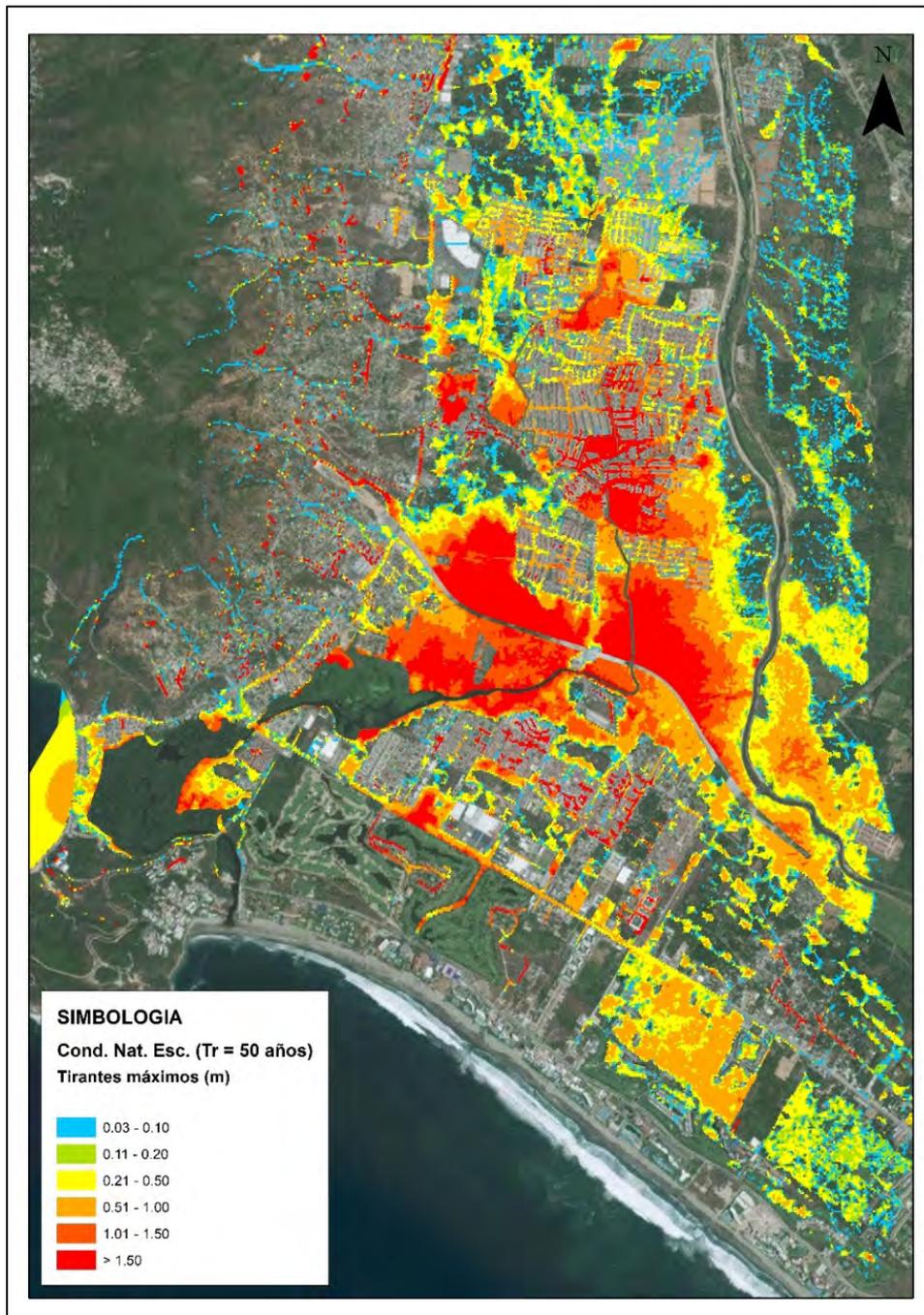


Ilustración 6-13 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 100 años, cuenta con una lluvia promedio de 142.82 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,204.39 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,676.7 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 6,330.47 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 12,748.45 ha (ver Ilustración 6-14).

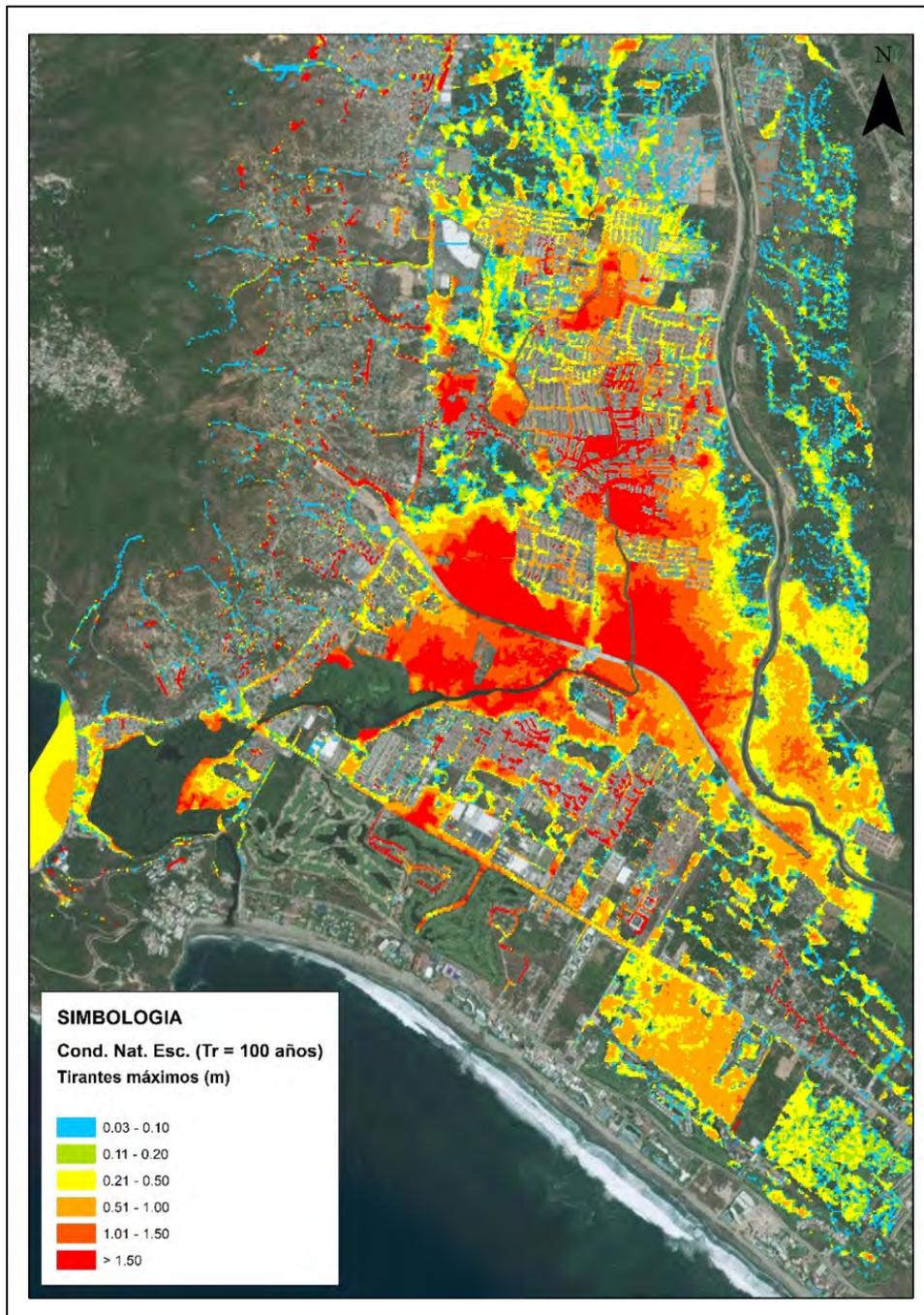


Ilustración 6-14 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

6.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

6.3.1. Periodo de retorno $Tr = 2$ años

El análisis de las zonas de inundación para un periodo de retorno de 2 años presenta dos escenarios: 1) Condiciones Actuales, 2) Condiciones con vialidad Escénica Alterna.

Comparando ambos escenarios se tiene que para Condiciones con Escénica Alterna en un rango de 0.03 a 0.10 m se presenta un ligero aumento del 1.6% en áreas inundables, de 0.11 a 0.20 m y 0.21 a 0.50 m se tiene una disminución alrededor del 3.5%, pero a partir de aquí se genera un aumento considerable en el área de inundación, de 0.51 a 1.00 m aumenta un 5.67%, de 1.01 a 1.50 m un 27.40% y para tirantes mayores a 1.51 m se presenta un aumento de área del 68.43% en comparación con Condiciones Naturales (ver Ilustración 6-15).

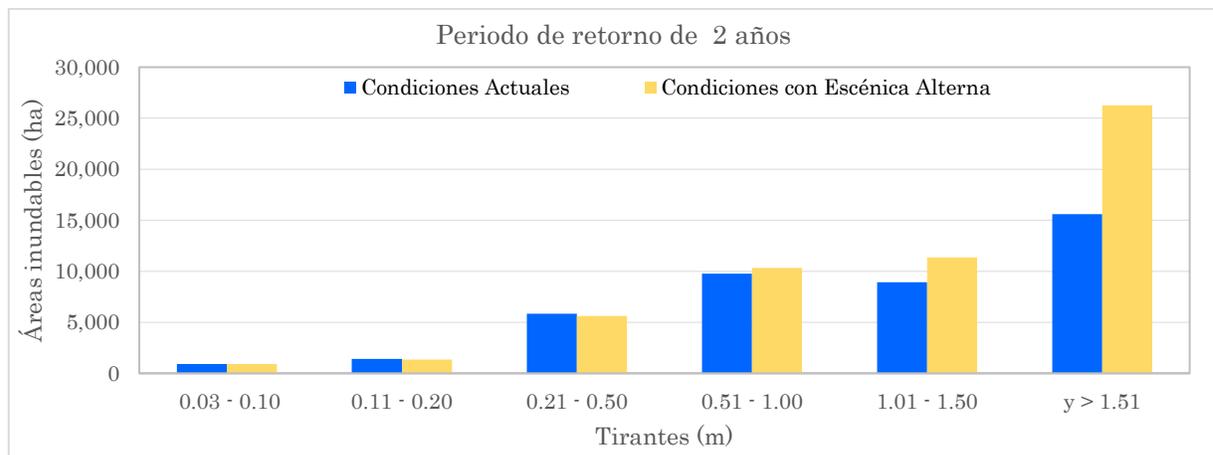


Ilustración 6-15 Tirantes máximos de inundación ($Tr = 2$ años).

6.3.2. Periodo de retorno $Tr = 5$ años

Para un periodo de retorno de 5 años, se cuenta con un aumento de tirantes en un rango de 0.03 a 0.10 m, para un periodo de 0.11 a 0.20 m disminuye un 2.71%, para un periodo de 0.21 a 0.50 m disminuyen el área un 4.23%, el área aumenta un 6.67% para un rango de 0.51 a 1.00 m, para un rango de 1.01 a 1.50 el área aumenta un 25.36% y para tirantes por encima de 1.50 m el área de inundaciones aumenta hasta un 79.89% (ver Ilustración 6-16).

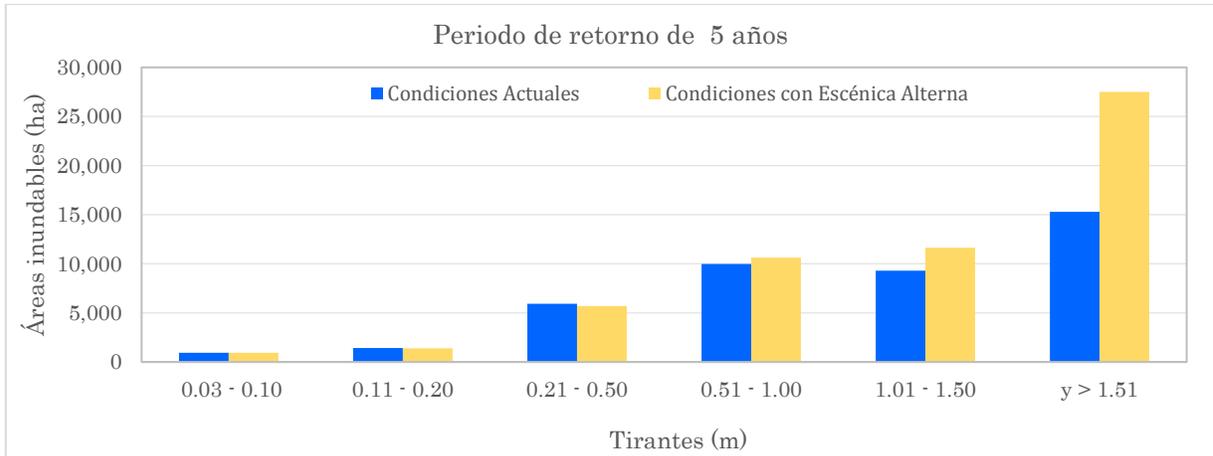


Ilustración 6-16 Tirantes máximos de inundación (Tr = 5 años).

6.3.3. Periodo de retorno Tr = 10 años

Analizando los resultados de ambos escenarios para un periodo de retorno de 10 años, se presenta una disminución en el área de alrededor del 7% en tirantes de 0.03 a 0.50 m para Cond. Nat. Esc, a partir del tirante de 0.51 m a 1.00 m se tiene un aumento del 7.33%, para un rango de 1.01 a 1.50 m aumenta un 22.54% y para tirantes mayores de 1.50 m las zonas inundables alcanzan un aumento de hasta un 80.40% (ver Ilustración 6-17).

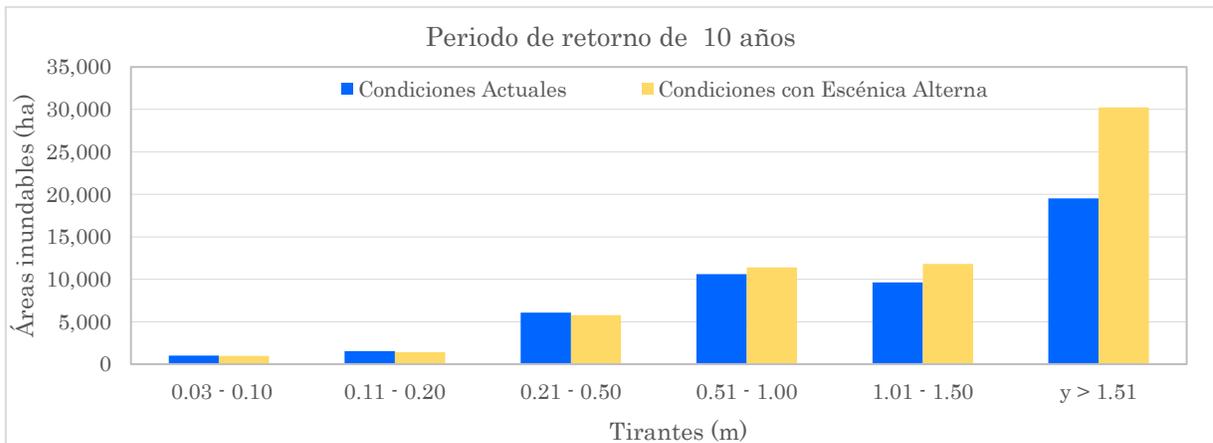


Ilustración 6-17 Tirantes máximos de inundación (Tr = 10 años).

6.3.4. Periodo de retorno $Tr = 25$ años

Este escenario presenta un incremento de 2.28% en el área para un rango de 0.03 a 0.10 m, de 0.11 a 0.50 m el área decrece alrededor de un 5%, para 0.51 a 1.00 m al área inundable aumenta un 4.58%, para tirantes de 1.00 a 1.50 m el área aumenta 19.52% y a partir de tirantes de 1.51 m las zonas inundables el área aumenta hasta un 58.41% en comparación con el escenario de Condiciones Naturales (ver Ilustración 6-18).

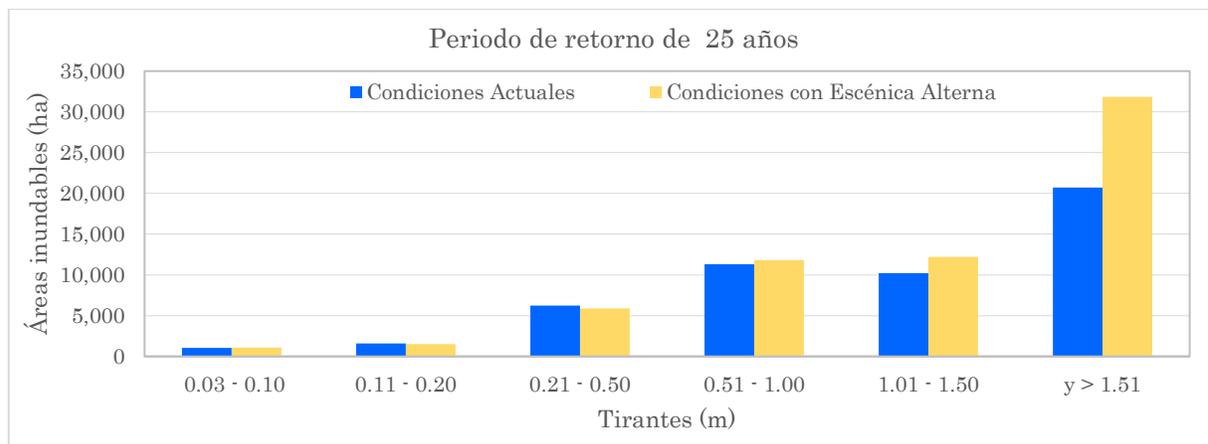


Ilustración 6-18 Tirantes máximos de inundación ($Tr = 25$ años).

6.3.5. Periodo de retorno $Tr = 50$ años

Comparando ambos escenarios para un periodo de retorno de 50 años, se tiene que para Cond. Nat. Esc. en un rango de 0.03 a 0.10 m se presenta un ligero aumento del 3.93% en áreas inundables, de 0.11 a 0.20 m y 0.21 a 0.50 m se tiene una disminución alrededor del 3.6%, pero a partir de aquí se genera un aumento considerable en el área de inundación, de 0.51 a 1.00 m aumenta un 3.52%, de 1.01 a 1.50 m un 18.67% y para tirantes mayores a 1.51 m se presenta un aumento de área del 48.84% en comparación con Condiciones Naturales (ver Ilustración 6-19).

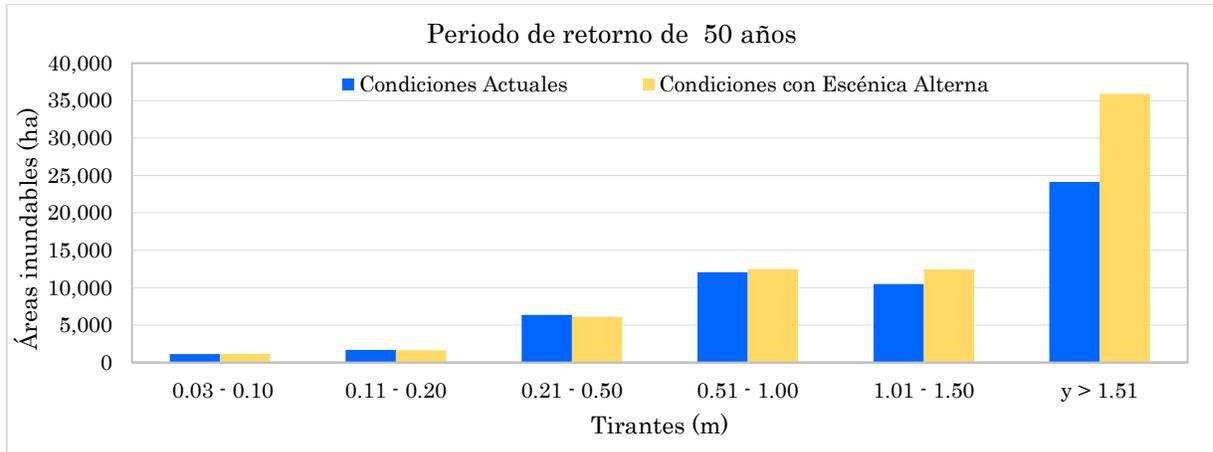


Ilustración 6-19 Tirantes máximos de inundación (Tr = 50 años).

6.3.6. Periodo de retorno Tr = 100 años

Analizando los resultados de ambos escenarios para un periodo de retorno de 100 años, se presenta una disminución en el área de alrededor del 6.32% en tirantes de 0.03 a 0.10 m para Cond. Nat. Esc, para el rango de 0.11 a 0.20 m aumenta 1.52%, a partir del tirante de 0.21 m a 1.00 m se tiene un decrece 2.85%, y a partir de este punto el área aumenta un 15.60% para un rango de 1.01 a 1.50 m y al final para tirantes mayores de 1.50 m las zonas inundables alcanzan un aumento de hasta un 32.27% (ver Ilustración 6-20).

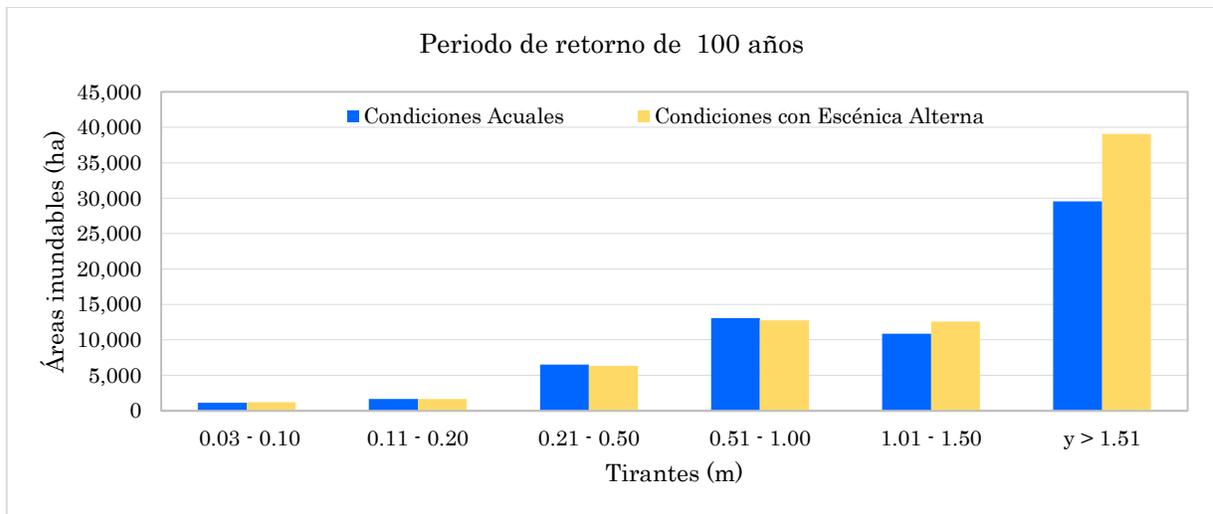


Ilustración 6-20 Tirantes máximos de inundación (Tr = 100 años).

CAPITULO 7

Manejo integral del Agua Pluvial

Rosales (2015), menciona que: el desarrollo de las áreas urbanas afecta significativamente el ciclo hidrológico natural con lo que esta afectación es consecuencia de la concentración de la población en una región. El principal factor de cambio es el proceso de urbanización que evoluciona en varias etapas en el desarrollo de una ciudad. Algunos de estos cambios han propiciado a lo largo de la historia el desarrollo de infraestructuras en beneficio de esta población, para mejorar la calidad de vida de sus habitantes, entre ellas, infraestructura para desalojar tanto las aguas residuales como las aguas pluviales.

Las inundaciones en el medio urbano son fenómenos que generalmente se caracterizan por su corta duración y por los efectos devastadores debido a la alta concentración de personas, viviendas y bienes localizados en estas áreas. En casos de inundaciones producidas por eventos de lluvias excesivas, los caudales de escorrentía pueden circular por las calles de las ciudades de forma incontrolada si el sistema de drenaje superficial o subterráneo es insuficiente, generando condiciones de inseguridad para la circulación vehicular y peatonal (Gómez, Macchionez, & Russo, 2010).

Actualmente, se tiene alguna experiencia sobre la recarga en áreas urbanas y la existencia de diferentes fuentes de recarga como son: infiltración en grietas, sumideros de agua pluvial, filtración de pozos negros, estanques, letrinas, red de alcantarillado y fugas del sistema de suministro, complican el escenario para determinar un volumen aproximado a la realidad (Dávila Pórcel & De León Gómez, 2011) (Aragón Hernández, 2013).

En el plan de ordenamiento y manejo de una microcuenca se definen las acciones concretas para la protección y la gestión de los recursos naturales, partiendo de la realidad de la microcuenca y construyendo acciones de futuro acordes con las intenciones concertadas de los actores en cinco fases: diagnóstico; prospectiva; formulación; ejecución; seguimiento y evaluación (Barros & Vallejo, 2007).

Por otra parte, el desarrollo de las áreas urbanas conlleva, por un lado, un incremento de áreas impermeables y, por el otro, una disminución de áreas verdes. La modificación de las características del terreno natural original, tiene como resultado cambios extremos en la respuesta hidrológica de la cuenca ante un evento de lluvia. La impermeabilización del terreno natural desde el punto de vista hidrológico, implica disminuir la retención superficial temporal del agua, la infiltración y la fricción del terreno. Esta dinámica da como resultado un aumento de volúmenes de escurrimiento y de las velocidades de los flujos de agua y disminución del tiempo de concentración.

El cambio en la respuesta hidrológica es incrementado como consecuencia de un criterio tradicional aún presente en muchos procesos de urbanización: las aguas pluviales deben ser evacuadas de la superficie de los tejados y las calles lo más eficaz y rápidamente posible. Cuando este crecimiento continúa, sobre todo en las cuencas de cabecera, las calles y la red de alcantarillado presentan hidrogramas con mayor volumen y gastos pico más elevados, provocando problemas de inundación en las zonas más bajas, debido a que la capacidad de los elementos del drenaje urbano es insuficiente (Aragón Hernández, 2013).

La concentración de la población en las ciudades provoca un progresivo aumento de la complejidad del diseño de la infraestructura en particular las relacionadas con la gestión del agua en la ciudad, entre ellas, el drenaje urbano. En ocasiones, los sistemas de drenaje urbano presentan importantes problemas y carencias que se ponen de manifiesto en forma de inundaciones.

Como se puede observar la urbanización afecta principalmente al ciclo hidrológico debido a que incrementa el volumen, tirante y velocidad de escurrimiento superficial, tal incremento aumenta la intensidad del escurrimiento en el área urbana. Comúnmente en el plan de desarrollo urbano de una ciudad no se contempla un estudio hidrológico para evitar zonas de inundación, lo cual es una situación de alerta, debido a que los problemas que pueden presentarse son graves:

- Aumento del gasto pico de la cuenca
- Disminución del tiempo de concentración
- Reducción del tiempo pico
- Aumento del volumen escurrido
- Aumento de velocidades

Lo que trae como consecuencias:

- Deslave de zonas altas
- Modificación morfológica de ríos
- Aumento de sedimentos
- Taponamiento en zonas bajas
- Saturación de arroyos y redes
- Baja eficiencia de bocas de tormenta
- Acarreos de sólidos y basura
- Obturación de redes para trabajos

La solución a esta problemática es el buen manejo de las aguas pluviales que de manera integral resuelva el incremento de aportaciones debidas al crecimiento de la ciudad. Para ello es necesario crear un Plan de Manejo Integral de las Aguas Pluviales en Zonas Urbanas, implementando medidas de control de escurrimiento pluvial: estructurales y no estructurales (ver Ilustración 7-1).

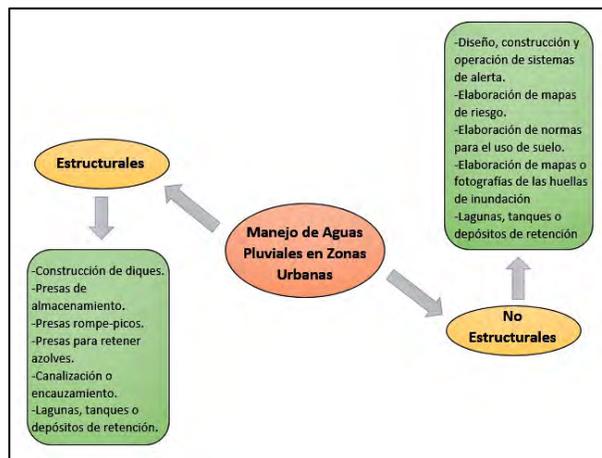


Ilustración 7-1 Esquema del manejo integral de aguas pluviales en zonas urbanas.

7.1. MEDIDAS DE CONTROL DE ESCURRIMIENTO PLUVIAL EN MÉXICO

En general, las diversas alternativas de medidas para el control de inundaciones se pueden clasificar en dos grandes categorías:

- Medidas estructurales.
- Medidas no estructurales.

Las medidas estructurales se asocian con obras (en el ámbito de la ingeniería civil) que permiten que el caudal de diseño pueda ser conducido a través de la zona en estudio sin producir inundaciones y pueden manifestarse de muy distintas maneras. Las no estructurales se asocian con medidas que no intentan darle la capacidad necesaria al cauce a través de obras civiles, sino de minimizar los daños a la población (en sus vidas, pertenencias o actividades) a través de otros medios.

7.1.1. Medidas estructurales

Estas acciones consisten en la construcción de obras que interfieren directamente con el agua de lluvia o con la que escurre por los ríos, para impedir su paso, confinarla, encauzarla, almacenarla o modificar su velocidad de desplazamiento y caudales.

Las obras que comúnmente se construyen en México para reducir inundaciones causadas por los desbordamientos de los ríos o escurrimientos superficiales con el fin de impedir su paso, encauzarla, almacenarla o modificar su desplazamiento, son:

- a) Construcción de Diques, con el fin de evitar el desbordamiento se colocan a lo largo de una o ambas márgenes del río
- b) Desvíos temporales a lagunas o zonas bajas de la planicie de inundación. El agua retorna al río cuando disminuyen los gastos de la avenida.
- c) Desvíos permanentes por medio de cauces de alivio o estructuras de encauzamiento, en las que el agua es dirigida hacia otros cauces, lagunas, costeras o directamente al mar, y no retorna al río.
- d) Corte de meandros o rectificaciones para incrementar la pendiente del río y por tanto su capacidad de conducción hidráulica.
- e) Presas de almacenamiento, impide el paso de una corriente para proteger contra inundaciones y avenidas a poblaciones ubicadas en zonas cercanas a la corriente, las cuales pueden ser una o varias escalonadas.
- f) Presas rompe-picos, demora la llegada del gasto máximo de la avenida y generalmente se construyen varias escalonadas.
- g) Presas para retener azolves, las cuales, no afectan los hidrogramas pero evitan el azolvamiento de otros cauces y por tanto la pérdida de su capacidad hidráulica.
- h) Canalización, encauzamiento o entubamiento de un cauce, se utilizan en los tramos en que los arroyos o ríos cruzan poblaciones o ciudades. Se deben

construir con una capacidad adicional para absorber picos, o diseñarse en conjunto con estructuras de desvío permanente.

- i) Lagunas, Depósitos o Tanques de Retención, se utilizan para evitar que los sistemas de drenaje se saturen o para disminuir los tirantes de los escurrimientos superficiales, por lo que son almacenados en estas obras para después ser evacuados gradualmente. Principalmente ubicados en áreas verdes como parques o unidades deportivas.

7.1.2. Medidas no estructurales

Son todas aquellas que no están relacionadas con la construcción directa de obras y que permiten avisar a tiempo a la población que puede sufrir una inundación, así como, el control y manejo de los escurrimientos, cuando ello es factible, para minimizar los daños. Se basan en la planeación, organización, coordinación y ejecución de una serie de ejercicios de Protección Civil que busca evitar o disminuir los daños causados por las inundaciones y pueden ser de carácter permanente o aplicable sólo durante la contingencia.

Entre las acciones no estructurales se consideran las siguientes:

- a) Diseño, construcción y operación de sistemas de alerta, con base en estaciones hidrométricas y climatológicas, imágenes de satélite y pronósticos meteorológicos.
- b) Elaboración o adquisición y manejo de modelos matemáticos, tanto hidrológicos como hidráulicos, que deberán ser validados con observaciones previas.
- c) Elaboración de mapas de riesgo por inundación (zonificación de toda la cuenca) al delimitar áreas en función de la frecuencia y duración de las inundaciones, o del periodo de retorno de las avenidas.
- d) Elaboración e implantación de sistemas de seguros en función del valor de los bienes.
- e) Elaboración de normas para el uso de suelo, tomando en cuenta la zonificación de la cuenca.
- f) Elaborar historiales con mapas, fotografías y otras pruebas existentes de las huellas que han dejado otros eventos, en la llanura de inundación, para reducir las pérdidas de tiempo al momento de la inundación.

La estrategia de la prevención establece tres pasos fundamentales. Primero, conocer los peligros y amenazas a que estamos expuestos; estudiar y conocer los fenómenos buscando saber dónde, cuándo y cómo nos afectan. Segundo, identificar y establecer a nivel nacional, estatal, municipal y comunitario, las características y los niveles actuales de riesgo, entendido el riesgo como el producto del peligro (agente perturbador) por la exposición (sistema afectable) y por la vulnerabilidad (propensión a ser afectado). Por último, y basado en los pasos anteriores, diseñar acciones y programas para mitigar y reducir estos riesgos antes de la ocurrencia de los fenómenos, a través del reforzamiento y adecuación de la infraestructura y preparando a la población para que sepa qué hacer antes, durante y después de una contingencia (CENAPRED, 2001).

Entre los factores importantes que condicionan a las inundaciones están la distribución espacial de la lluvia, la topografía, las características físicas de los arroyos y ríos, las formas y longitudes de los cauces, el tipo de suelo, la pendiente del terreno, la cobertura vegetal, el uso del suelo, ubicación de presas y las elevaciones de los bordos de los ríos.

Finalmente, es recomendable que antes de iniciar la construcción de vías terrestres (carreteras, vías férreas, entre otras) se debe determinar la inundación máxima probable en el sitio en particular y la estructura debe ser diseñada por arriba del nivel máximo de inundación.

7.2. MEDIDAS DE CONTROL DE ESCURRIMIENTO PLUVIAL EN LA UNIÓN EUROPEA

Las inundaciones constituyen uno de los riesgos naturales con peores consecuencias en Europa, ya que, por término medio, ocasionan al año más de un centenar de víctimas y daños materiales evaluados en 5.400.000.000 de euros; los riesgos de inundación fueron las avenidas y desbordamientos fluviales que, acaecieron en Centroeuropa, con 4.200.000 damnificados y daños valorados en la elevadísima cifra de 17.000.000.000 de euros.

Debido a esto, el 18 de Enero de 2006 la Comisión Europea propone La Directiva del Parlamento Europeo y del Consejo, con el objetivo de reducir y gestionar los riesgos que suponen las inundaciones para la salud humana, el medio ambiente, el

patrimonio cultural y la actividad económica; y fue finalmente publicada en el Diario Oficial el 6 de Noviembre de 2007.

La Directiva 2007/60/EC de la Unión Europea, define inundación como el cubrimiento temporal por agua de una tierra que normalmente no se encuentra cubierta. Por lo tanto, se incluyen las inundaciones producidas por ríos, torrentes, corrientes de agua efímeras mediterráneas e inundaciones marítimas en zonas costeras.

Las inundaciones son causadas por una compleja interacción de diferentes fuentes, especialmente en áreas urbanas. En general, la inundación la causa un evento que produce una pérdida de misión de las medidas tomadas. Por tanto, una inundación producirá un determinado nivel de consecuencias.

Las principales fuentes que pueden causar una inundación en un área urbana son:

Inundación pluvial: Lluvias de alta intensidad pueden producir inundaciones en áreas urbanas. Este tipo de inundación puede ser más peligrosa en aquellas situaciones en las que el sistema de drenaje de la ciudad sea ineficaz o esté mal dimensionado.

Inundación fluvial: El caudal en ríos y cauces puede desbordar las márgenes e inundar áreas urbanas. Aunque las inundaciones de origen fluvial suelen estar asociadas a fenómenos de tormenta, deben analizarse diferentes fuentes de riesgo, dado que precipitaciones en cuencas situadas aguas arriba pueden ocasionar inundaciones, independientemente de la precipitación ocurrida en el área urbana. Además, otros procesos naturales como el deshielo pueden derivar en importantes inundaciones fluviales.

Inundación marítima: El mar puede inundar zonas urbanas situadas en la costa como resultado de la acción de huracanes, ciclones o tifones. Además, en el caso de zonas urbanas situadas bajo el nivel del mar, si las infraestructuras de protección no son capaces de contener la acción del oleaje, las consecuencias de una posible inundación marítima podrían ser de gran importancia. El mar ejerce, a su vez, de condición de contorno concomitante a la inundación fluvial, no permitiendo desaguar al mar y elevando el nivel del río.

Con anterioridad a la Directiva, el objetivo principal en reducción del riesgo se centraba en la prevención frente a inundaciones, pero en los últimos años se ha incrementado la adopción de medidas para tratar de mitigar las consecuencias

provocadas por la inundación, con el fin de reducir dichas consecuencias tanto como sea posible.

La Directiva incluye 25 considerandos, a modo de preámbulo, y 8 capítulos, con un total de 19 artículos, más un anexo. Principalmente, los considerandos 12 a 14, respectivamente, encarecen: la necesaria «elaboración de mapas de peligrosidad por inundaciones y de mapas de riesgo de inundación, incluida la información sobre fuentes potenciales de contaminación del medio...», al objeto que los Estados miembros evalúen las actividades que incrementan los riesgos de anegación; la conveniencia del «establecimiento de planes de gestión del riesgo de inundación»; dichos planes «deben centrarse en la prevención, la protección y la preparación ...» y «... tomar en consideración, cuando sea posible, el mantenimiento o restablecimiento de llanuras aluviales, así como medidas para prevenir y reducir los daños a la salud humana, el medio ambiente, el patrimonio cultural y la actividad económica», con la recomendación de que los referidos planes «deben revisarse periódicamente y en caso de necesidad actualizarse, teniendo en cuenta las repercusiones probables del cambio climático en la incidencia de inundaciones».

En resumen, la aportación positiva de la Directiva es, en cambio, el impulso legal a la generalización de medidas no estructurales de defensa de inundaciones centradas en la ordenación de llanos de inundación y otras áreas anegables, con adecuado control urbanístico de dichos espacios.

En el anexo, se incluyó los resultados del modelo lluvia-escurrimiento aplicando las medidas de control de escurrimiento de los considerandos de La Directiva 2007/60/EC de la Unión Europea.

CAPITULO 8

Propuestas para la mitigación de escurrimientos pluviales

De acuerdo a la hipótesis planteada, los daños provocados a la población por las intensas lluvias y por el impacto que genera la carretera Escénica Alternativa (como se apreció en el capítulo 6) en un evento con la misma magnitud como el ocurrido en 2013 por Ingrid y Manuel, causará enormes estragos y un mayor índice de daño (peligro) para la zona de Punta Diamante.

Para mitigar los daños ocasionados por la ocurrencia de un evento de la misma o mayor magnitud, se ha propuesto 6 escenarios de modelación como alternativas de solución a la problemática de inundación a través de obras hidráulicas, con el fin de disminuir los tirantes máximos que pudieran presentarse a lo largo de la carretera Escénica Alternativa y las repercusiones que esto podría causar a la zona de estudio.

A continuación se presentan los 6 escenarios de modelación como alternativas de solución a la problemática de inundación:

- Propuesta 1: Diques
- Propuesta 2: Encauzamiento o Canalización
- Propuesta 3: Depósitos de retención
- Propuesta 4: Sifones
- Propuesta 5: Diques & Sifones
- Propuesta 6: Encauzamiento & Depositos

8.1. PROPUESTA 1: DIQUES (BORDOS LONGITUDINALES) EN LAS MÁRGENES DEL RIO LA SABANA

En esta propuesta, se proyecta colocar bordos longitudinales a las márgenes del río y a lo largo de todo su desarrollo, los cuales obstruirán y evitarán el desbordamiento del río con el fin de disminuir los tirantes máximos.

Por lo tanto, como su nombre lo indica, son estructuras que se construyen a lo largo de las márgenes de la corriente y al confinar el agua entre ellos (los bordos), protegen simultáneamente varias poblaciones así como grandes extensiones de terrenos agrícolas. Las inundaciones se evitan al confinar los escurrimientos dentro de secciones naturales, por lo que se produce una sobreelevación del nivel del agua (con respecto a las condiciones naturales); además, al no permitir desbordamientos la avenida sólo se traslada hacia aguas abajo.

Los bordos longitudinales se ubicaron, en planta, a lo largo de las márgenes procurando ser paralelos entre sí y estar lo suficientemente separados para lograr la menor altura de los mismos. En caso de encontrar meandros sobre el cauce, todos ellos deberán quedar entre ambos bordos (Maza, 1997) (ver Ilustración 8-1).

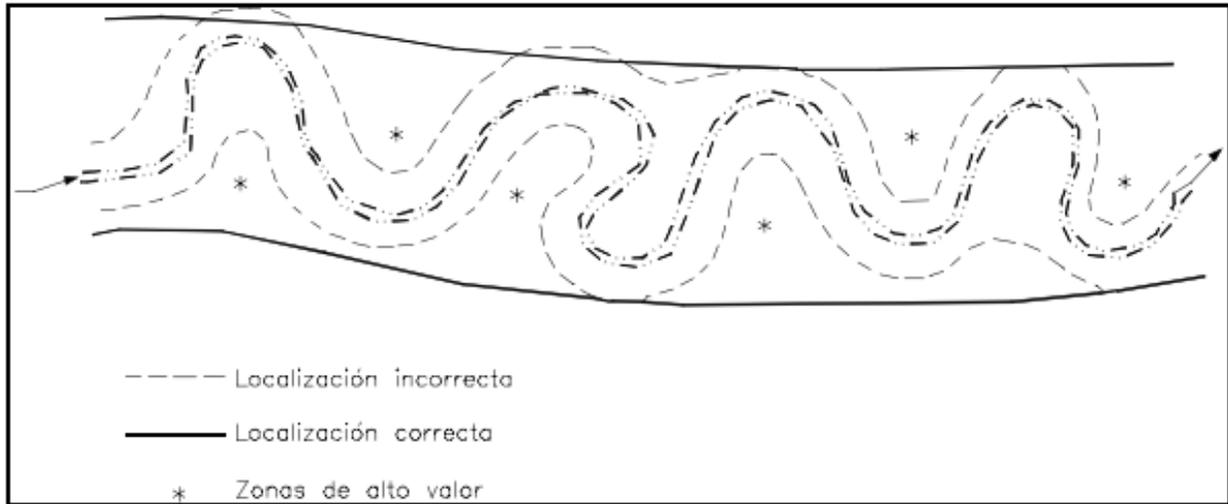


Ilustración 8-1 Arreglo general utilizando bordos perimetrales (Maza, 1997)

Debido a que la longitud de los bordos es considerable, conforme la corriente escurre a lo largo de su recorrido se van incorporando afluentes o caudales, por lo que es necesario aumentar la altura de los bordos conforme se avance hacia aguas abajo, no obstante en algunos caso la altura se mantiene constante sobre la planicie (ver Ilustración 8-2).

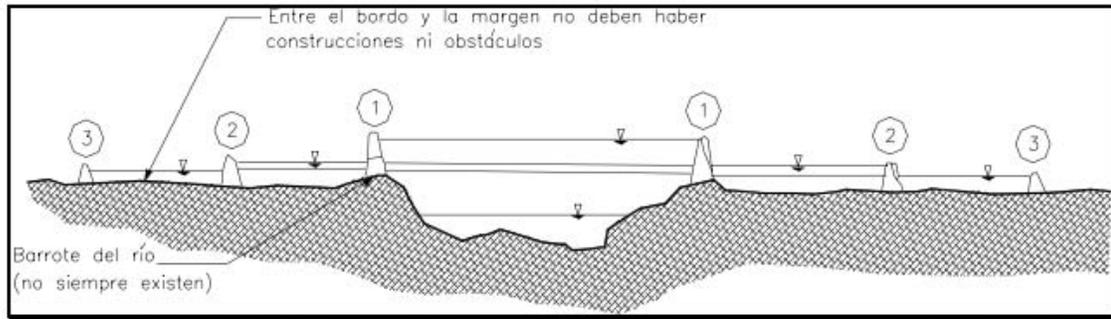


Ilustración 8-2 Selección de la altura de los bordos en función de su separación (Maza, 1997).

Por otra parte, cualquier error del proyecto (diseño, construcción, operación, etc.) causará afectaciones, sobre todo en el tramo ubicado inmediatamente aguas abajo del término de la protección, por lo que las zonas que antes no tenían problemas de inundaciones podrían verse afectadas. En el caso cuando sólo se protege una margen, los daños no son tan notables ya que la zona del lado sin protección seguirá inundándose, pero con niveles mayores, por lo que será necesario revisar la posible inundación de nuevas zonas.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, para esta propuesta fue necesario modificar la configuración del terreno, donde a las dos márgenes del Río La Sabana se le agregaron bordos longitudinales en todo su desarrollo con alturas que van desde los 0.50 m hasta 2.00 m, de aguas arriba hacia aguas debajo hasta su descarga con La Laguna 3 Palos.

Una vez creado el Modelo Digital de Elevaciones con el diseño de bordos longitudinales (Diques) alrededor de La Sabana y contando con los complementos necesarios generados en capítulos anteriores (Bounding, Planimetría, Red Existente, Subcuencas, etc) se llevó a cabo el Proceso Lluvia-Escorrentamiento para todos los periodos de retorno ($Tr = 2, 5, 10, 25, 50, 100$), donde se obtuvieron los siguiente resultados.

8.1.1. Resultados de la propuesta 1

La propuesta de Diques para un periodo de retorno de 2 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 68.44 mm, en una duración de 120 min, la cual genera una área de 988.85 ha de zonas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, un área 1289.99 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 4,485.03 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 9,334.71 ha (ver Ilustración 8-3).

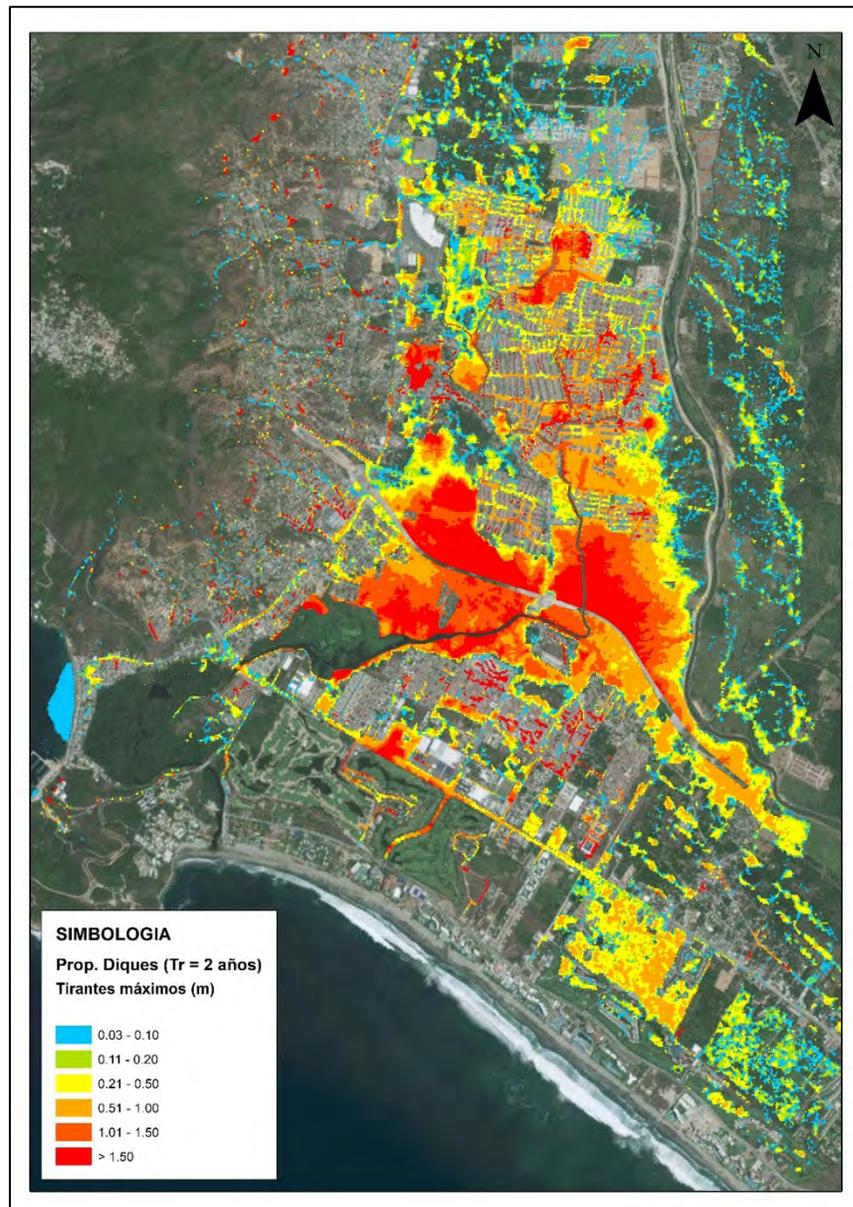


Ilustración 8-3 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Para un periodo de retorno de 5 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 88.35 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,025.78 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,316.75 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 4,569.21 ha y para una área 9,567.47 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-4).

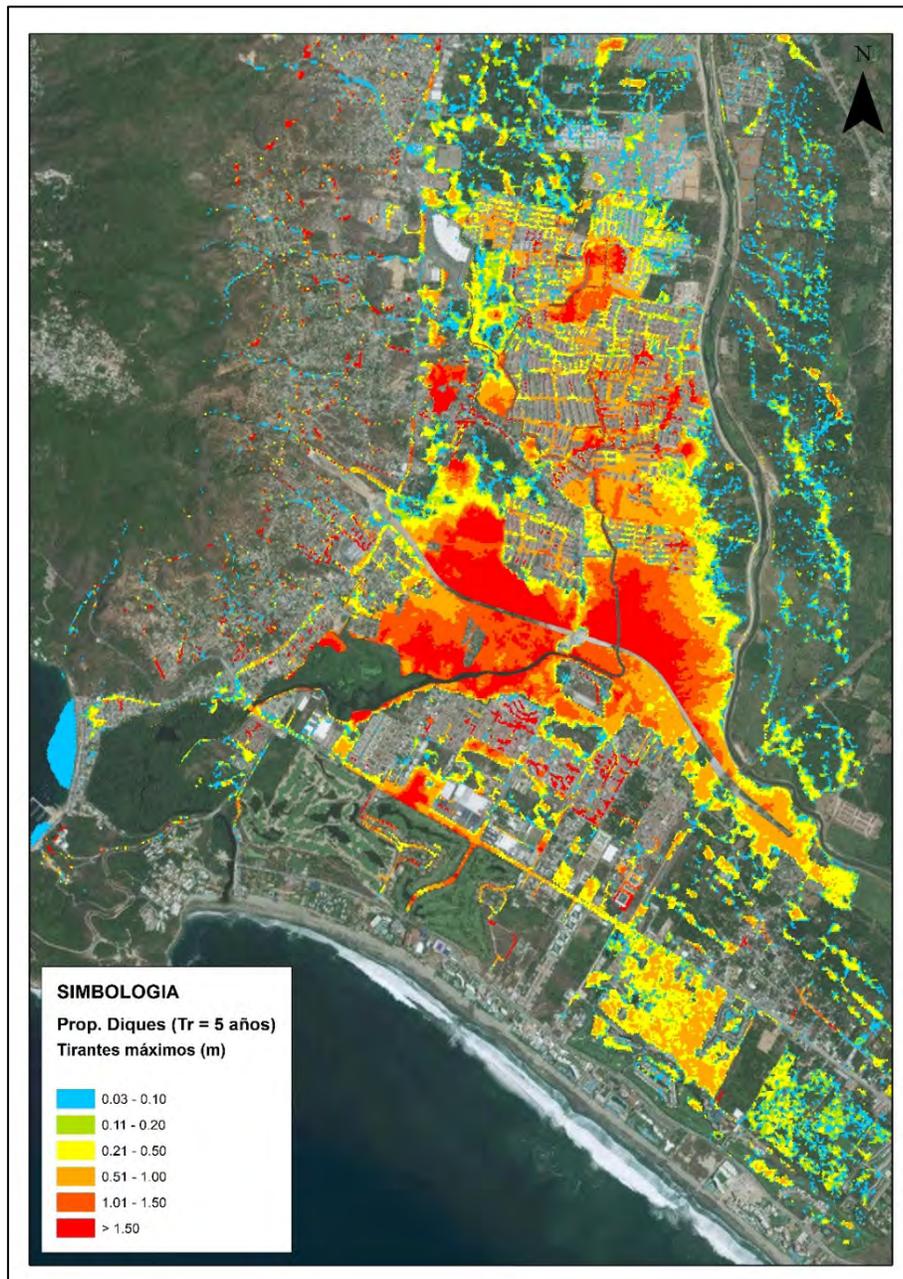


Ilustración 8-4 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 10 años, cuenta con una lluvia promedio de 101.53 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,148.05 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,451.98 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 4,778.36 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 10,095.84 ha (ver Ilustración 8-5).

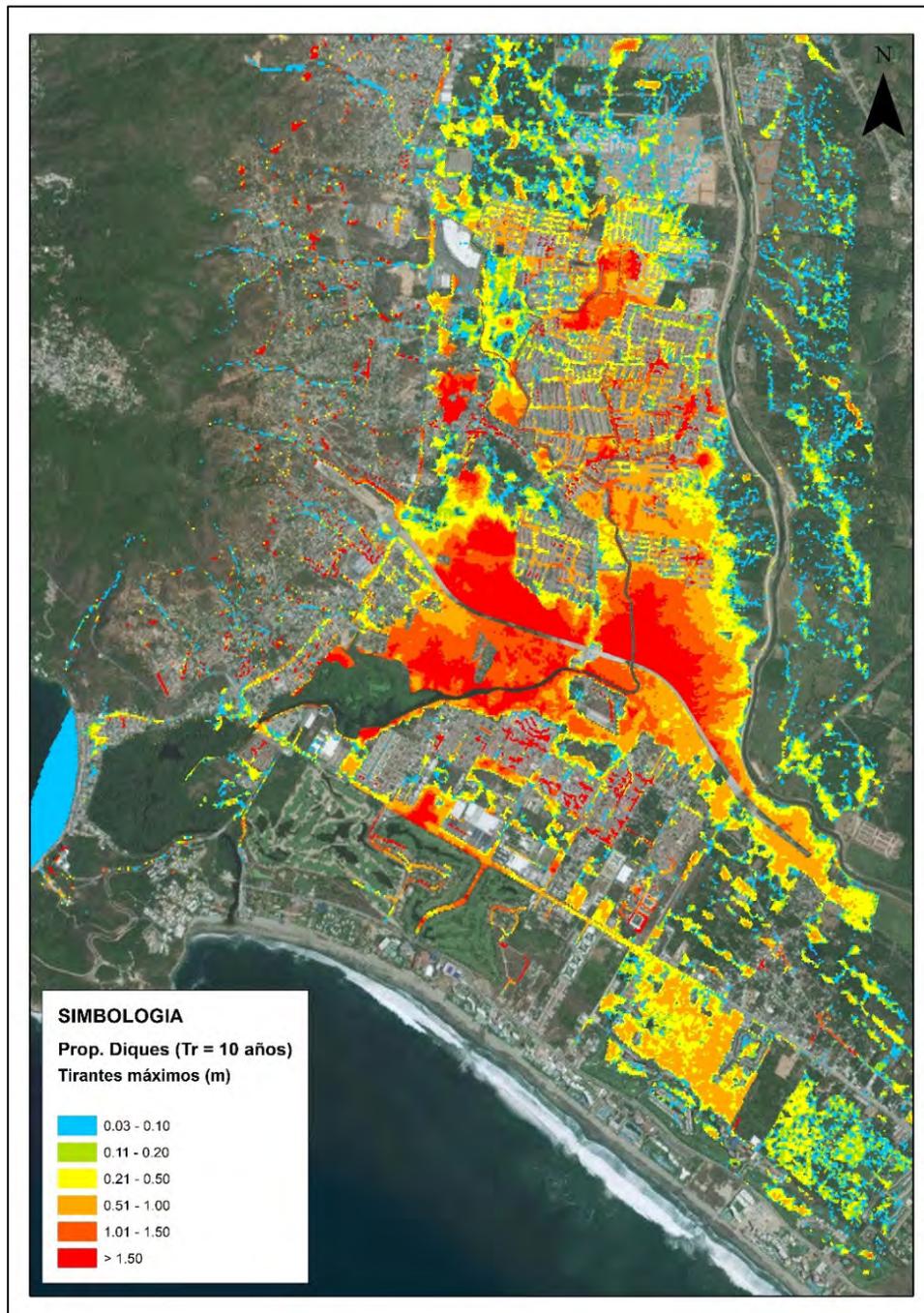


Ilustración 8-5 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

Dentro de un periodo de retorno de 25 años para la zona de estudio se cuenta con una precipitación media de 114.19 mm alrededor de 120 min, la cual se cuenta con una área de 1,220.91 ha para zonas inundables correspondiente a una altura de 0.03-0.10 m, 1,535.75 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 4,956.66 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 10,709.54 ha (ver Ilustración 8-6).

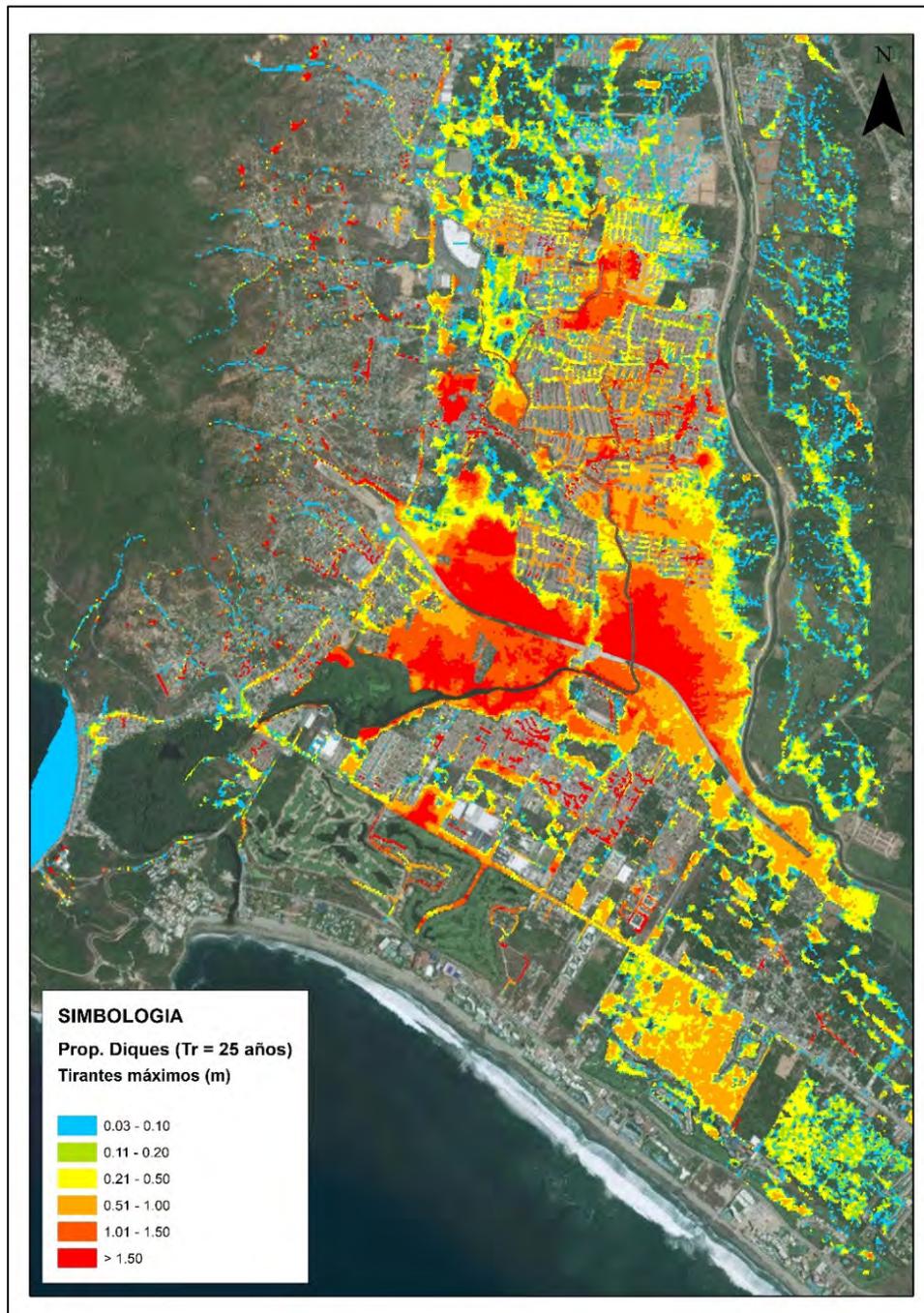


Ilustración 8-6 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,300.61 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,640.81 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,133.95 ha y para un área 11,315.03 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-7).

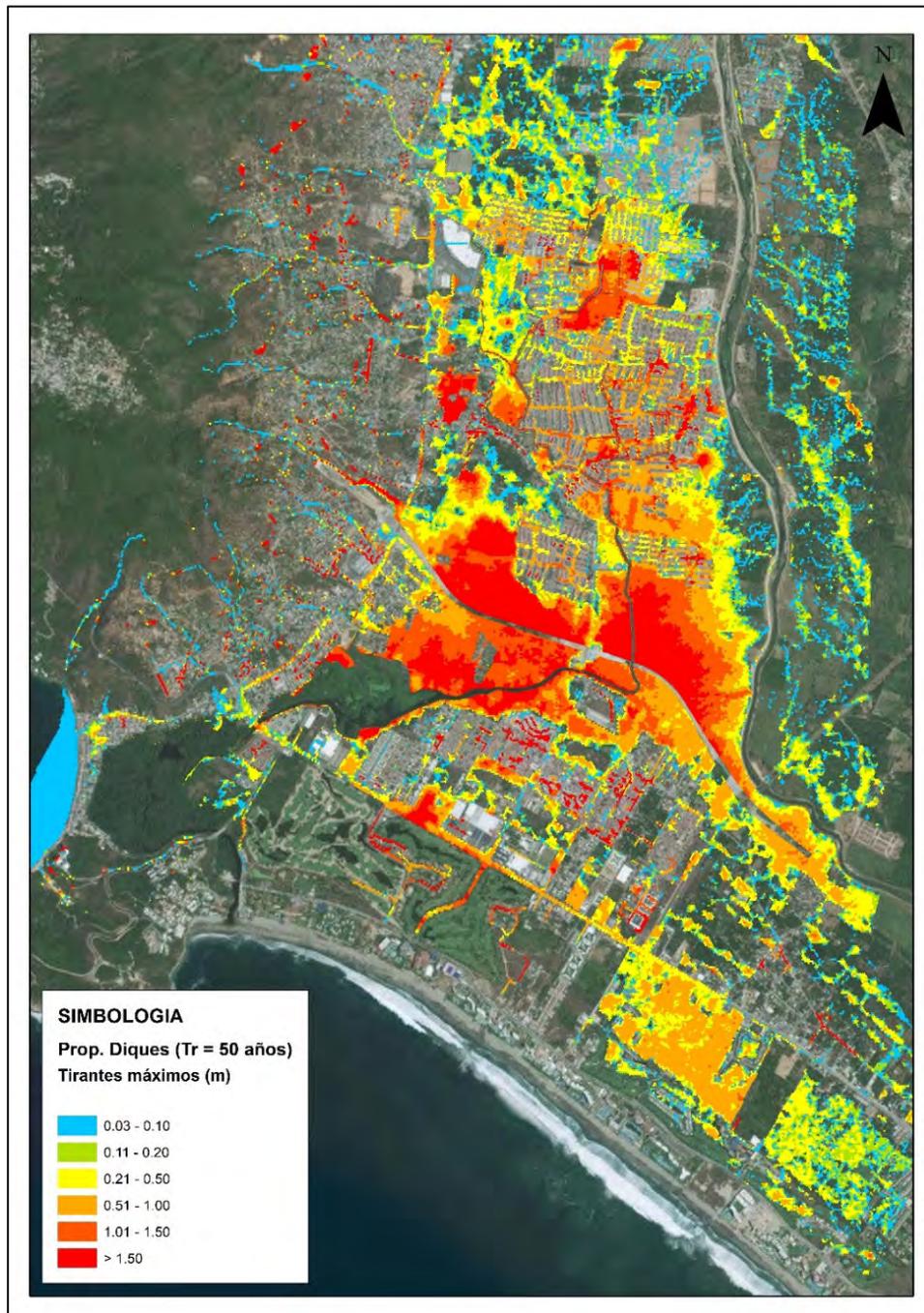


Ilustración 8-7 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 100 años, cuenta con una lluvia promedio de 142.82 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,356.49 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, un área de 1,676.58 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,302.79 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 11,641.48 ha (ver Ilustración 8-8).

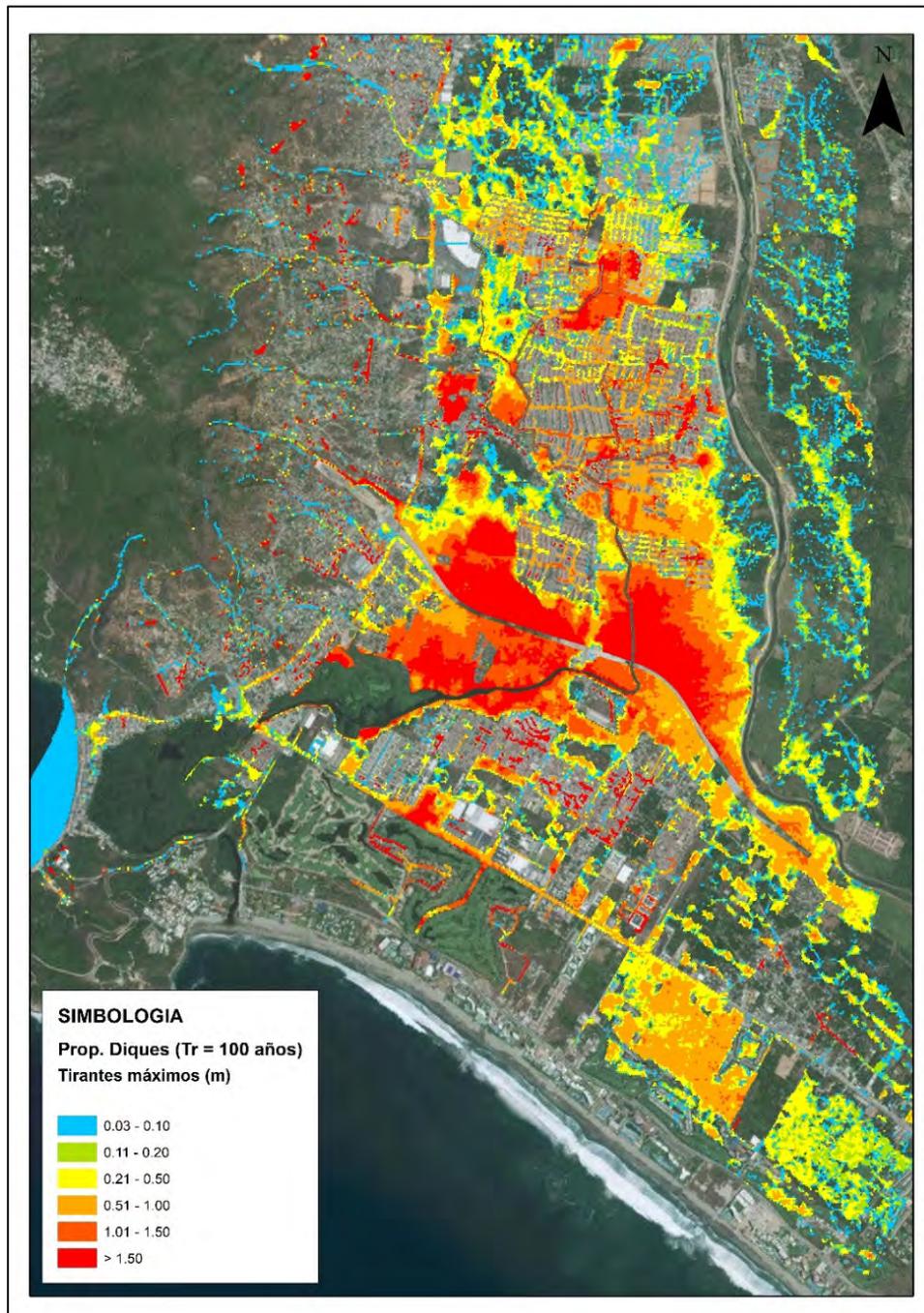


Ilustración 8-8 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

8.2. PROPUESTA 2: ENCAUZAMIENTO DEL CANAL COLACHO

El dren el Colacho conforme a los gastos que intercepta no tiene la capacidad en ninguno de sus tramos tanto en condiciones naturales como en donde fue canalizado (encauzado), por lo que debió diseñarse para un periodo de retorno mayor. Aunado a lo anterior este Dren presenta cambios de dirección de más de 90° lo cual disminuye aún más su capacidad de conducción.

Tras el impacto de las tormentas Ingrid y Manuel, el desbordamiento de este canal dejo severas inundaciones en viviendas y negocios, con cientos de damnificados. Cabe destacar que los fraccionamientos ubicados a los laterales del canal descargan sus aguas negras dentro de esté.

Por lo tanto, con el objetivo de manejar con mayor eficiencia las crecientes que presentan en la cuenca, la segunda propuesta para la mitigación de inundaciones es el establecimiento de un nuevo trazo y redimensionar el canal del Rio Colacho, el cual atraviesa toda la traza urbana hasta su descarga en la laguna negra de Puerto Márquez, este recorre una longitud de 9.747 km.

Debido a esto se colocaron secciones de control (hydrographs) a lo largo de todo el canal y en puntos críticos donde se mostraron tirantes máximos de acuerdo con los resultados de la simulación hidráulica en Condiciones Naturales (Capitulo 6), donde se obtuvo el caudal máximo. Utilizando el método de Maza - Cruickshank se obtuvo el área hidráulica necesaria para conducir dicho gasto, y así, poder redimensionar el canal con el fin de evitar el desbordamiento a través de todo su trayecto y ayudar al tránsito del flujo del agua de la cuenca hacia su salida.

Diseño de estabilidad de canales y cauces (Método de Maza – Cruickshank)

$$b = 2.32(nQ)^{0.55}K^{0.64}N^{0.28}$$

$$d = \frac{1.8(nQ)^{0.385}N^{0.193}}{K^{0.55}}$$

$$S = \frac{K^{0.55}}{(nQ)^{0.385}N^{0.193}}$$

Aplicando este método, se obtuvo el ancho y profundidad del cauce con la capacidad suficiente para conducir el gasto que transporta el canal Colacho, conociendo estos datos se calculó el área hidráulica de cada sección y así mismo se propuso una nueva sección conforme a la configuración del terreno (ver Ilustración 8-9).

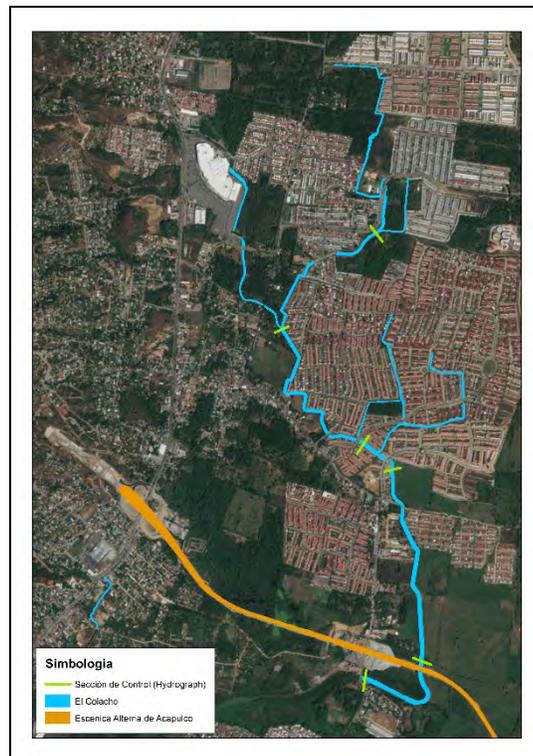


Ilustración 8-9 Ubicación de los hydrograph a través de el Colacho.

Al dimensionar el canal algunas viviendas resultan afectadas debido a que las construcciones se encuentran ubicada a unos escasos metros de las márgenes del canal.

Una vez diseñado el canal se dispuso a aplicar el proceso lluvia – escurrimiento para un periodo de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años; generando mapas de tirantes máximos.

8.2.1. Resultados de la propuesta 2

La propuesta de encauzamiento para un periodo de retorno de 2 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 68.44 mm, en una duración de 120 min, la cual genera una área de 995.64 ha de zonas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, un área 1,424.1 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,307.45 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 10,376.21 ha (ver Ilustración 8-10).

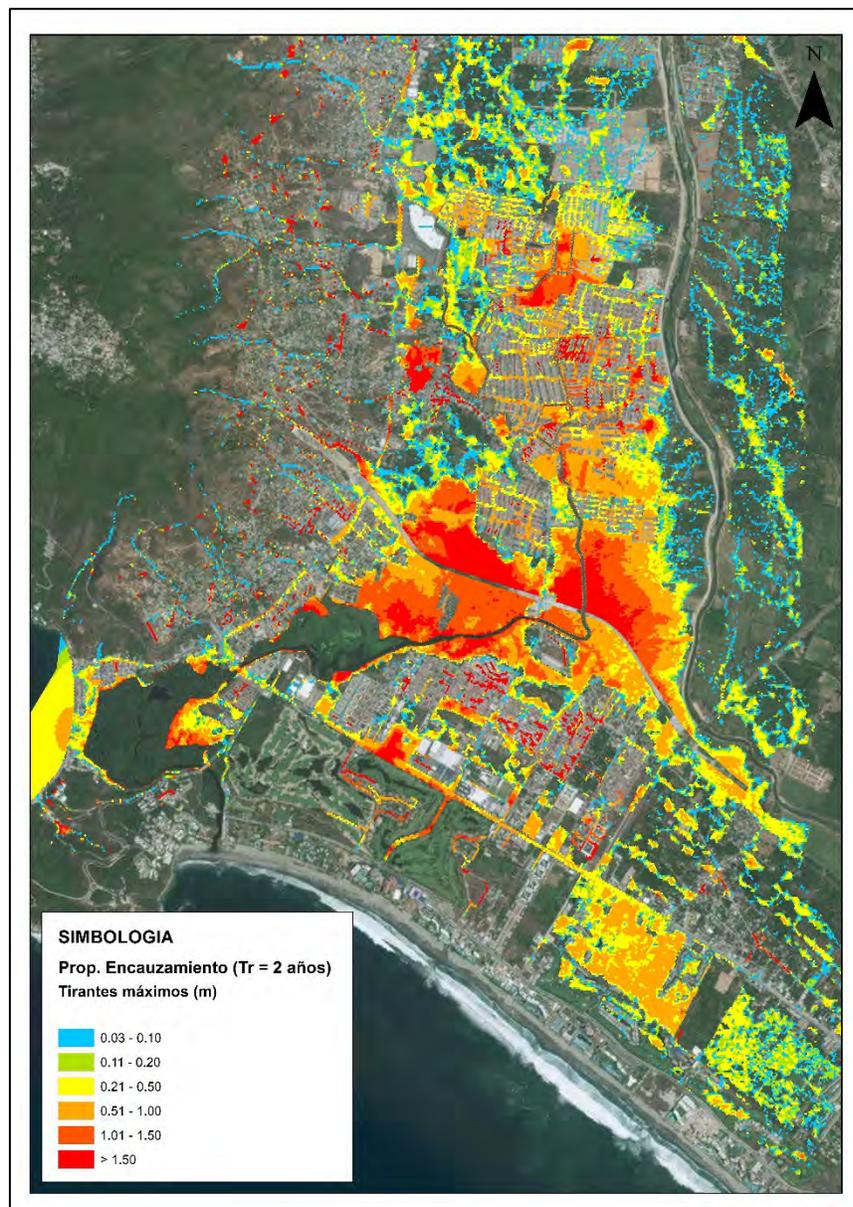


Ilustración 8-10 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Para un periodo de retorno de 5 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 88.35 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,028.29 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,447.02 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,370.22 ha y para un área 10,626.29 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-11).

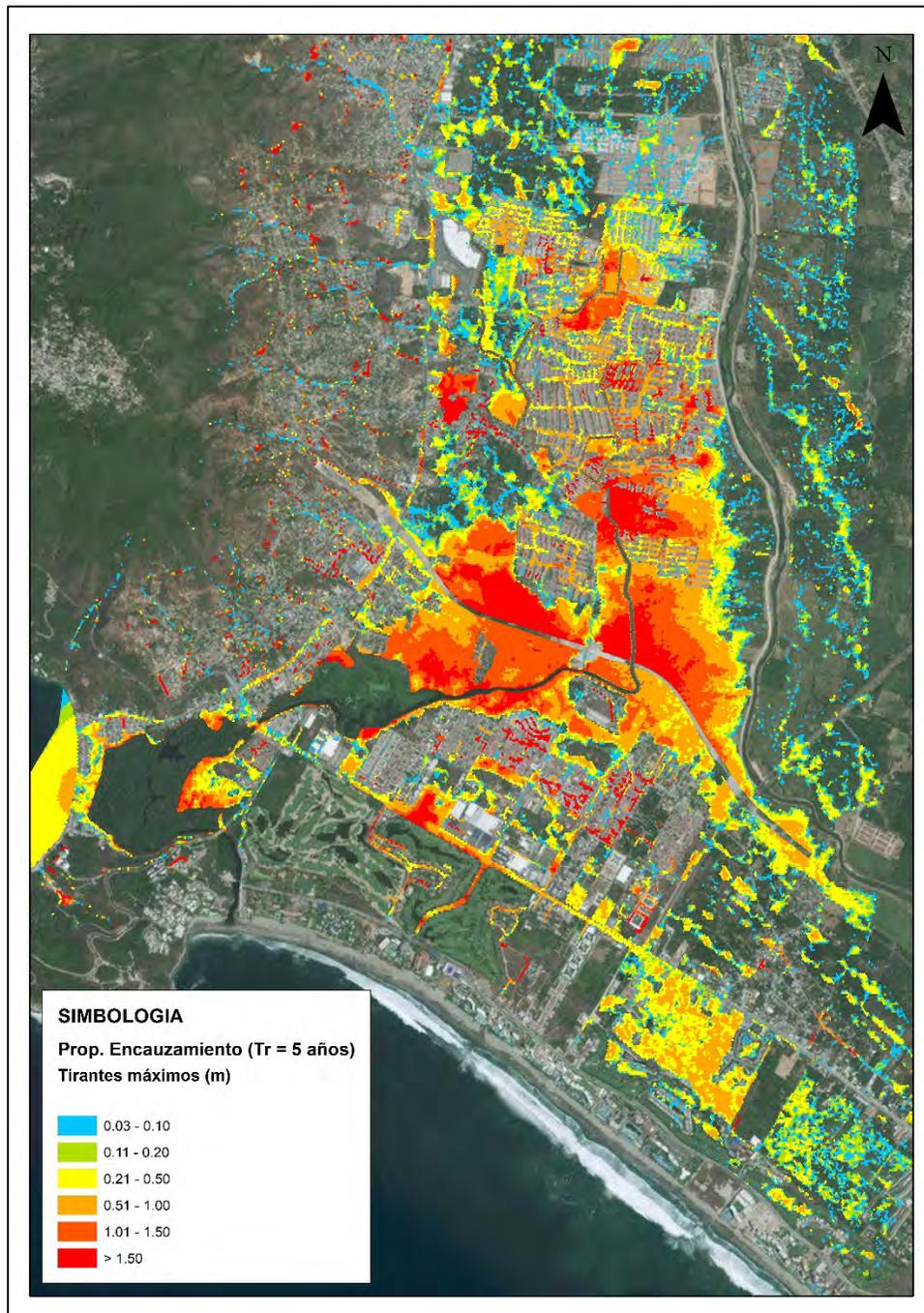


Ilustración 8-11 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 10 años, cuenta con una lluvia promedio de 101.53 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,119.43 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,565.55 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,579.77 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 11,046.51 ha (ver Ilustración 8-12).

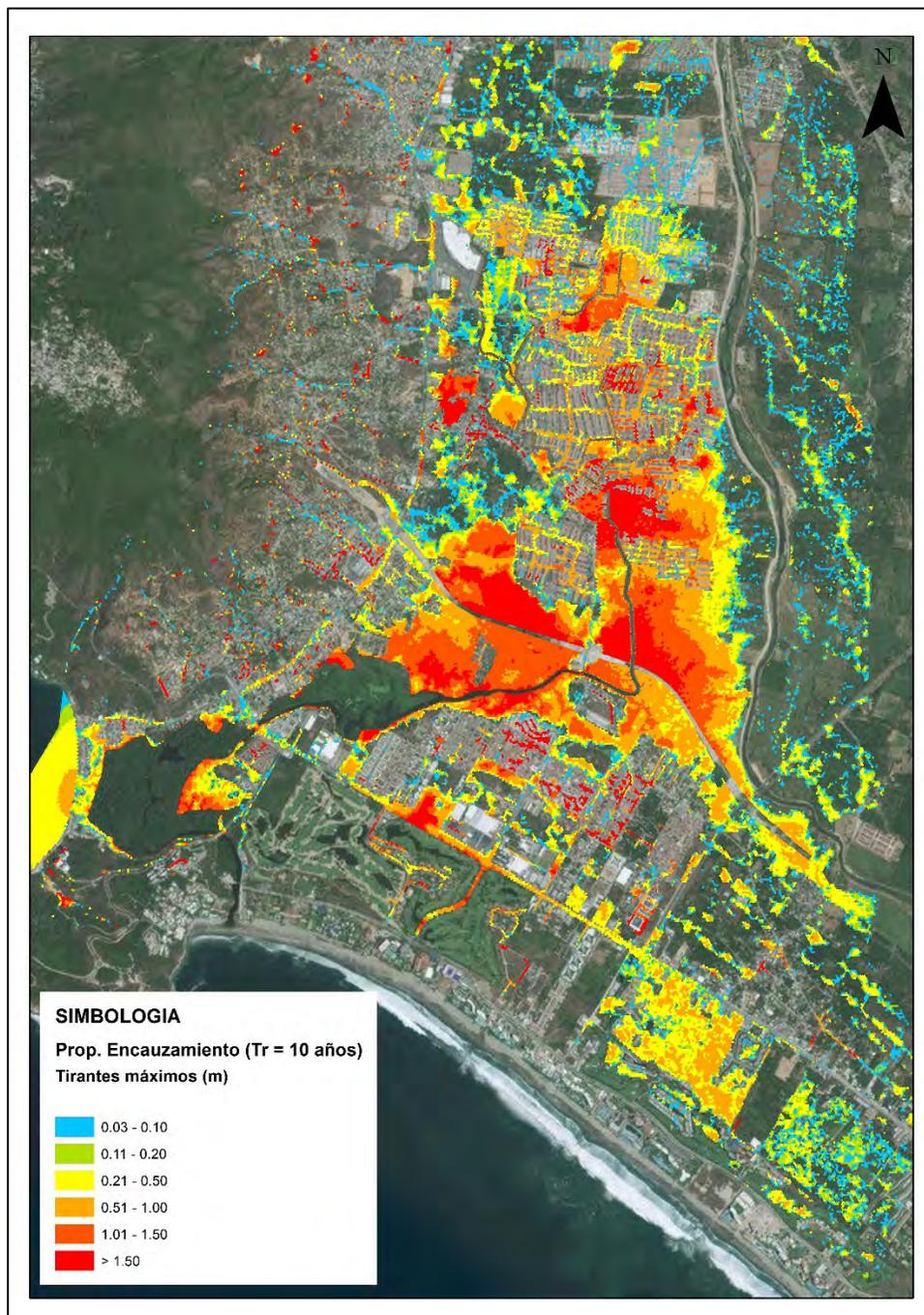


Ilustración 8-12 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

Dentro de un periodo de retorno de 25 años para la zona de estudio se cuenta con una precipitación media de 114.19 mm alrededor de 120 min, la cual se cuenta con una área de 1,209.94 ha para zonas inundables correspondiente a una altura de 0.03-0.10 m, 1,699.76 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,837.04 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 12,143.11 ha (ver Ilustración 8-13).

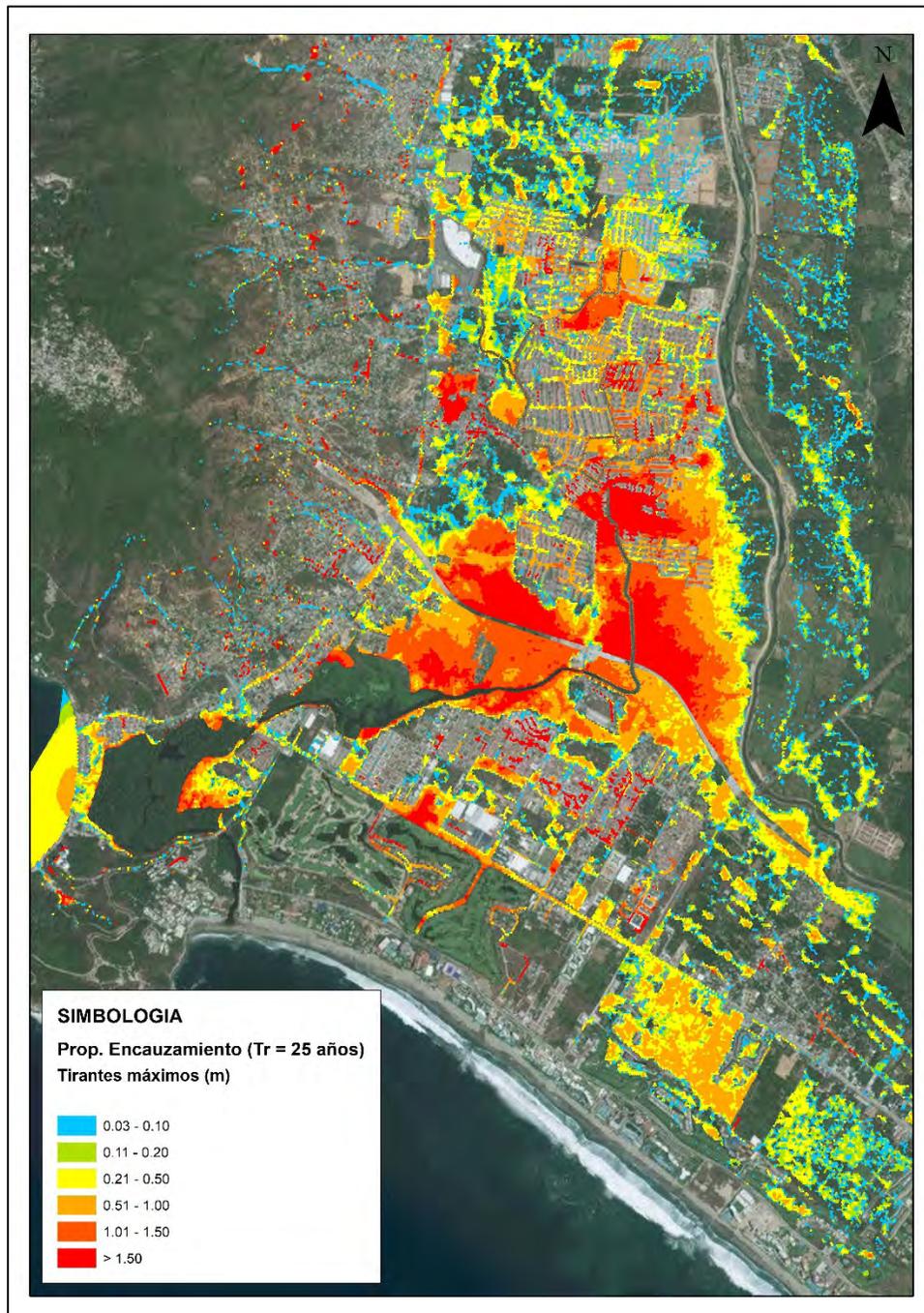


Ilustración 8-13 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,250.39 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,748.10 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,989.75 ha y para un área 12,402.49 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-14).

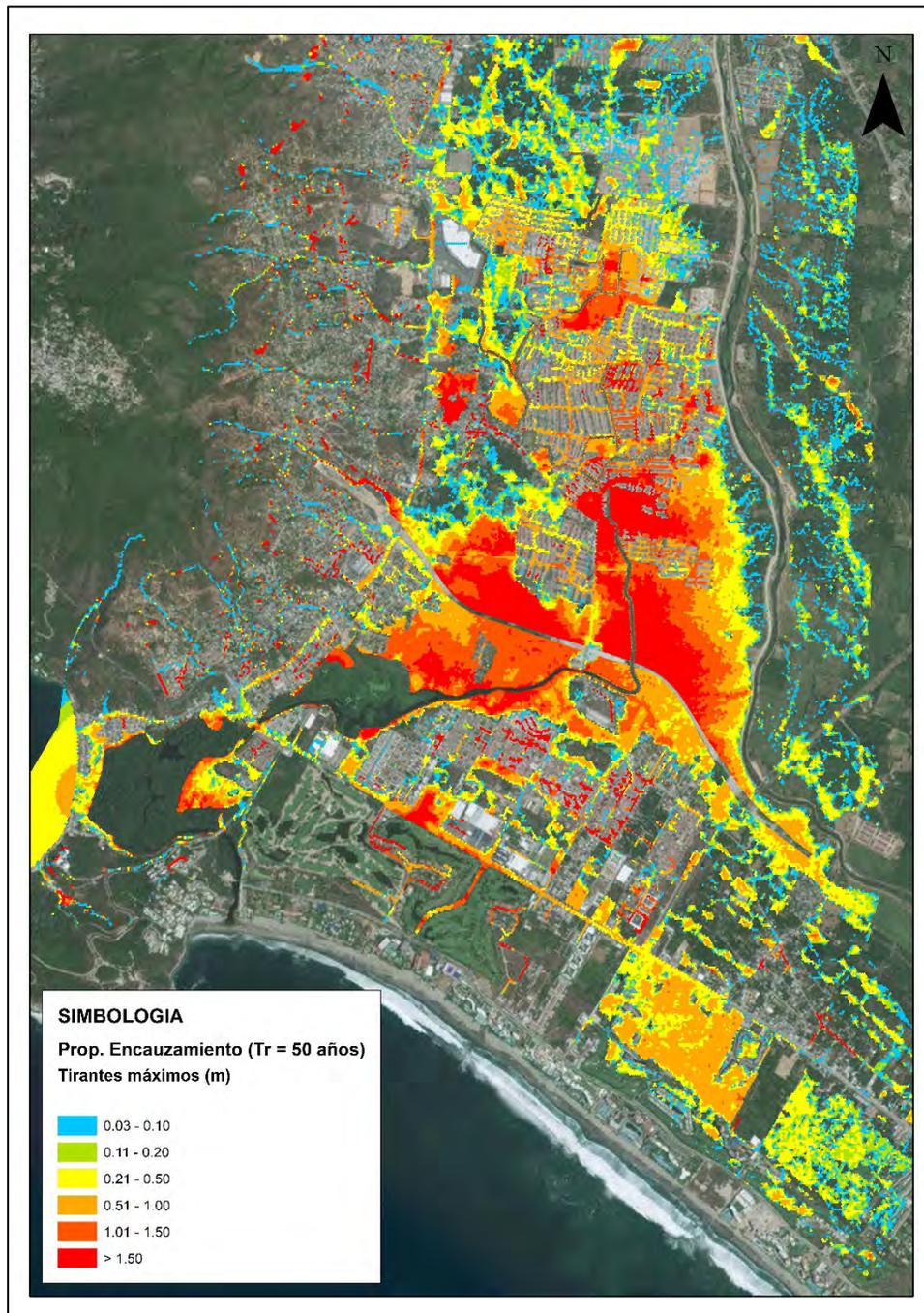


Ilustración 8-14 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 100 años, cuenta con una lluvia promedio de 142.82 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,512.89 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, un área de 1,935.37 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 6,237.52 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 8,980.80 ha (ver Ilustración 8-15).

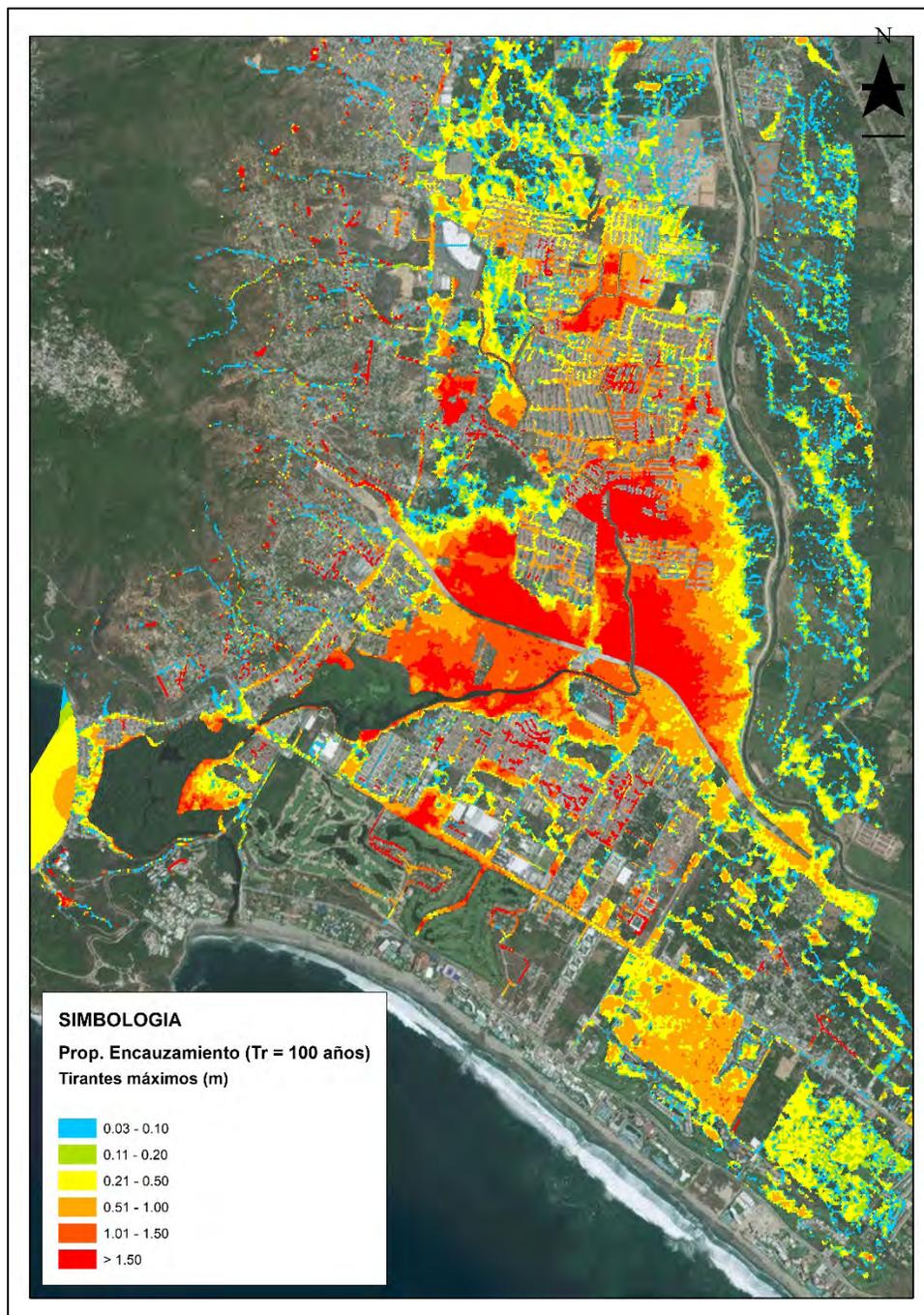


Ilustración 8-15 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

8.3. PROPUESTA 3: DEPÓSITOS DE RETENCIÓN

Esta propuesta se enfoca en el diseño del sistema de retención de aguas pluviales a través de depósitos de retención, lo cual se constituye como una medida de mitigación que contribuye a que la situación actual no se agrave, incluso representa un pequeño aporte en la disminución del problema.

El diseño de los sistemas de retención se llevó a cabo para un periodo de retorno de 25 años con el objetivo de tener mayor seguridad cerca de los volúmenes calculados, debido a que se trata de una obra que contendrá cientos de metros cúbicos de agua, y además se busca disminuir al máximo el riesgo de que colapse el sistema.

La metodología empleada para el diseño hidráulico del depósito de retención es por el hidrograma de flujo, con la finalidad de establecer la precipitación efectiva sobre la cuenca que se convertirá en escorrentía superficial directa.

Una vez que se ha calculado el hidrograma de flujo final, se utiliza éste para determinar los volúmenes entrantes y salientes del sistema de retención, tarea que debe ser precedida por la proposición de una geometría para el depósito de retención y un sistema de vertido controlado. Como último paso se revisa que durante todo el evento climático la elevación del agua en la estructura no sea mayor a la profundidad máxima propuesta y que el caudal máximo de salida no sea mayor al caudal máximo superficial, para que funcione realmente como un sistema de retención.

Debido a la topografía del terreno y a las características de la zona de estudio se determinaron 3 áreas de aporte representadas de la siguiente manera:

Área 1: Se colocaron 4 depósitos de forma paralela en la parte más alta de la cuenca con el fin de almacenar los escurrimientos provenientes de cerros o montañas y así disminuir las altas velocidades provocadas por grandes pendientes evitando la acumulación de encharcamientos aguas abajo (ver Ilustración 8-16).

Área 2: Se colocaron 6 depósitos en la zona urbana, a las márgenes del Canal Colacho, controlando que los escurrimientos superficiales se acumulen en el canal y evitando su desbordamiento, así como disminuir los tirantes y velocidades máximas, reduciendo en gran porcentaje las inundaciones generadas en los fraccionamientos y viviendas allegadas (ver Ilustración 8-167).

Área 3. Se colocaron 4 depósitos a lo largo de la Carretera Escénica, siendo esta área una de las zonas con mayor acumulación de escurrimientos debido a que la carretera cuenta con un terraplén de hasta 5 m obstruyendo en gran parte el escurrimiento, a pesar que cuentas con alcantarillas para drenar el agua, éstas no son suficientes (ver Ilustración 8-168).



Ilustración 8-16 Ubicación de depósitos (Área 1).



Ilustración 8-17 Ubicación de depósitos (Área 2).



Ilustración 8-18 Ubicación de depósitos (Área 3).

Una vez que se tiene una idea del volumen necesario de embalse, se procede a proponer la geometría de un estanque de regulación, asimismo se propone un mecanismo de vertido controlado que funcione al mismo tiempo que el embalse esté en proceso de llenado.

A parte de la función de almacenamiento, el depósito debe funcionar como un vertedor controlado de caudal, es decir, durante el proceso de llenado del depósito también estará evacuando cierta cantidad de agua de manera controlada.

El proceso de evacuación puede darse de varias formas, para este diseño en particular se utilizaron orificios en el fondo de los depósitos, estos vertedores deben tener las siguientes características.

Es importante que el vertedor se conecte inmediatamente a una estructura, pozo, cauce o colector. Este vertedor es un orificio en la pared del depósito, sin embargo la razón de salida es menos que la razón de entrada, por lo que tanto se inicia el proceso de llenado del depósito, conforme este se llena la profundidad del agua también aumenta, lo que implica el aumento en la capacidad de salida del orificio del vertedor.

Tomando en cuenta los parámetros y características anteriores se incluyeron los 14 depósitos de retención dentro del modelo de simulación hidráulica en condiciones naturales con carretera escénica (ver Ilustración 8-19).



Nombre	Coordenadas	
	X	Y
Deposito_1	411855.685	1859166.331
Deposito_2	412187.947	1860007.261
Deposito_3	412530.425	1861389.729
Deposito_4	412602.314	1862386.298
Deposito_5	413954.007	1860084.798
Deposito_6	413954.930	1860458.558
Deposito_7	414440.357	1860814.784
Deposito_8	414166.255	1859785.313
Deposito_9	414524.682	1859933.970
Deposito_10	414486.692	1859502.866
Deposito_11	414517.919	1858513.693
Deposito_12	414930.695	1858362.298
Deposito_13	413882.399	1858721.890
Deposito_14	413657.364	1858803.187

Ilustración 8-19 Depósitos de retención.

8.3.1. Resultados de la propuesta 3

Como resultado de la simulación se crearon mapas de tirantes máximos para los diferentes periodos de retorno, como se muestran en las siguientes ilustraciones:

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 2 años, cuenta con una lluvia promedio de 68.44 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 990.85 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,373.33 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,238.51 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 10,681.37 ha (ver Ilustración 8-20).

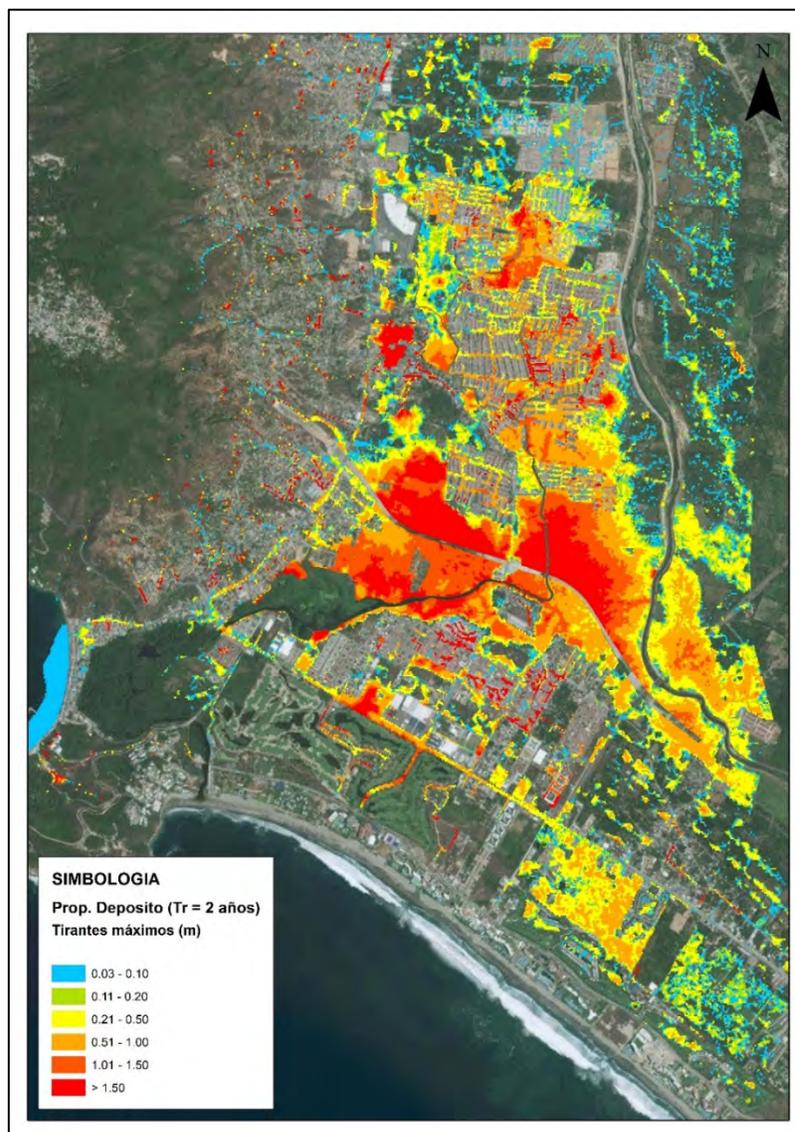


Ilustración 8-20 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Dentro de un periodo de retorno de 5 años para la zona de estudio se cuenta con una precipitación media de 88.35 mm alrededor de 120 min, la cual se cuenta con una área de 1,013.59 ha para zonas inundables correspondiente a una altura de 0.03-0.10 m, 1,400.70 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,321.61 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 10,801.75 ha (ver Ilustración 8-21).

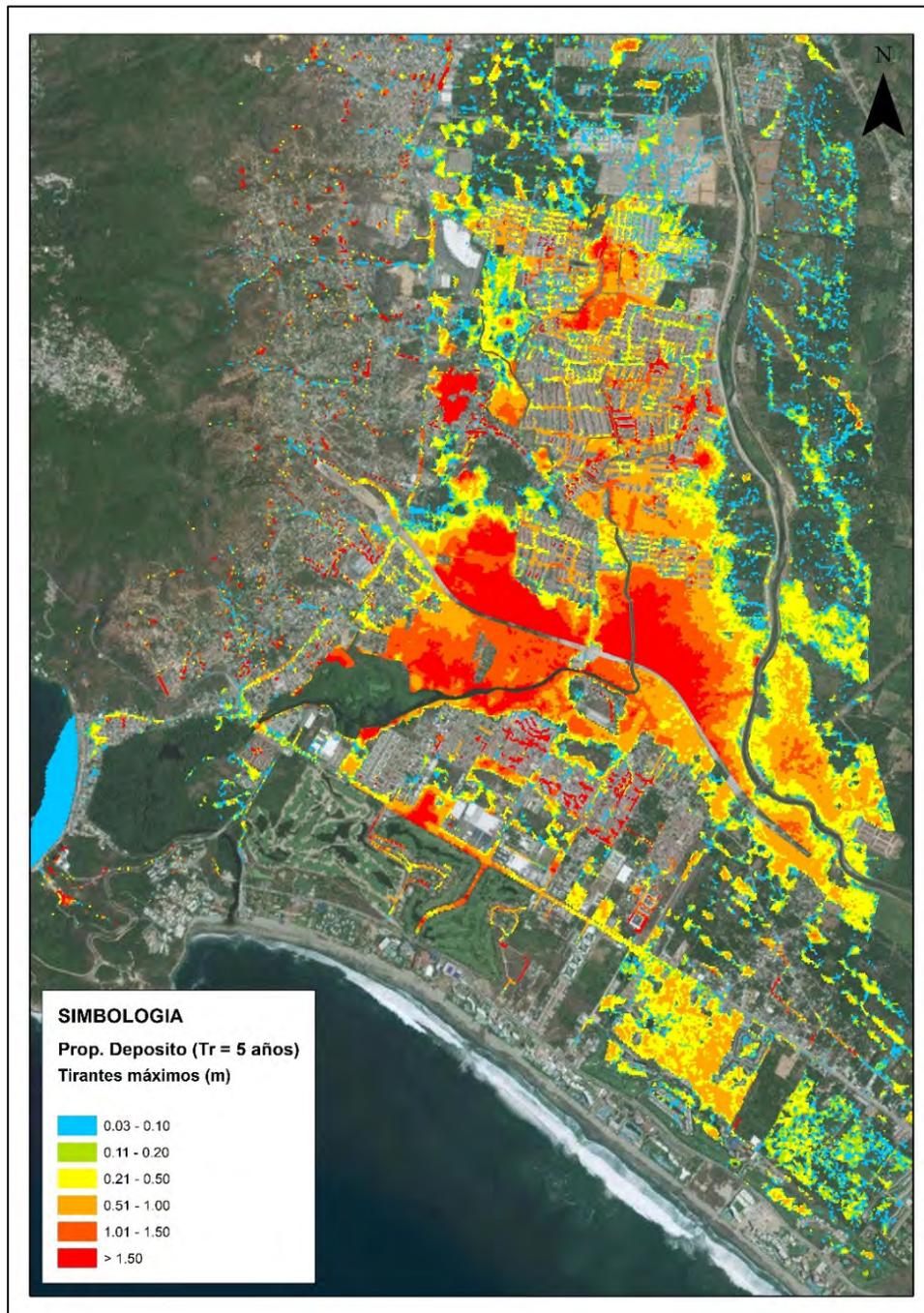


Ilustración 8-21 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

Para un periodo de retorno de 10 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 101.53 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,105.89 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,489.21 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,517.57 ha y para un área 11.458.02 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-22).

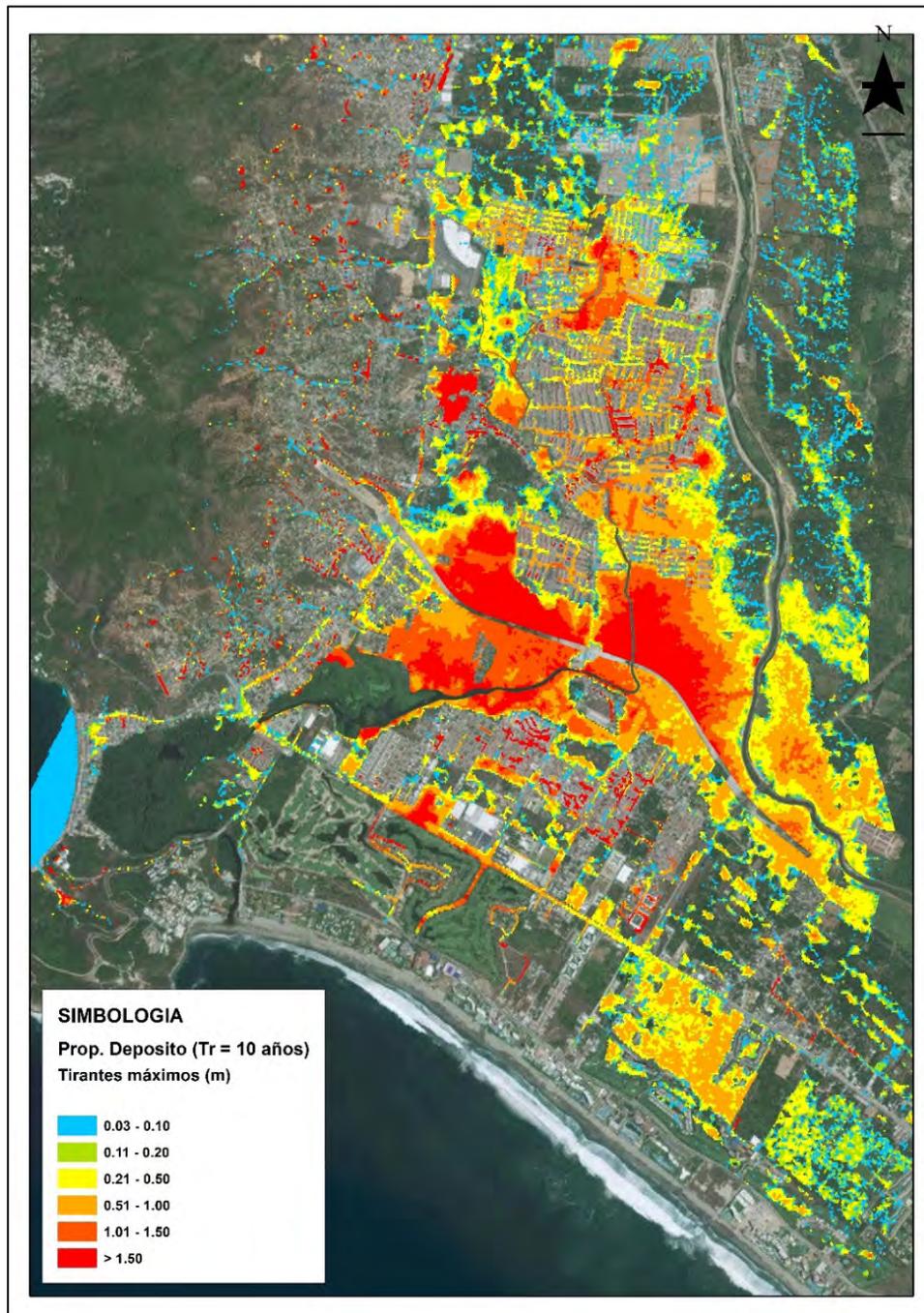


Ilustración 8-22 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 25 años, cuenta con una lluvia promedio de 114.19 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,184.20 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, un área de 1,556.57 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,636.23 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 12,118.99 ha (ver Ilustración 8-23).

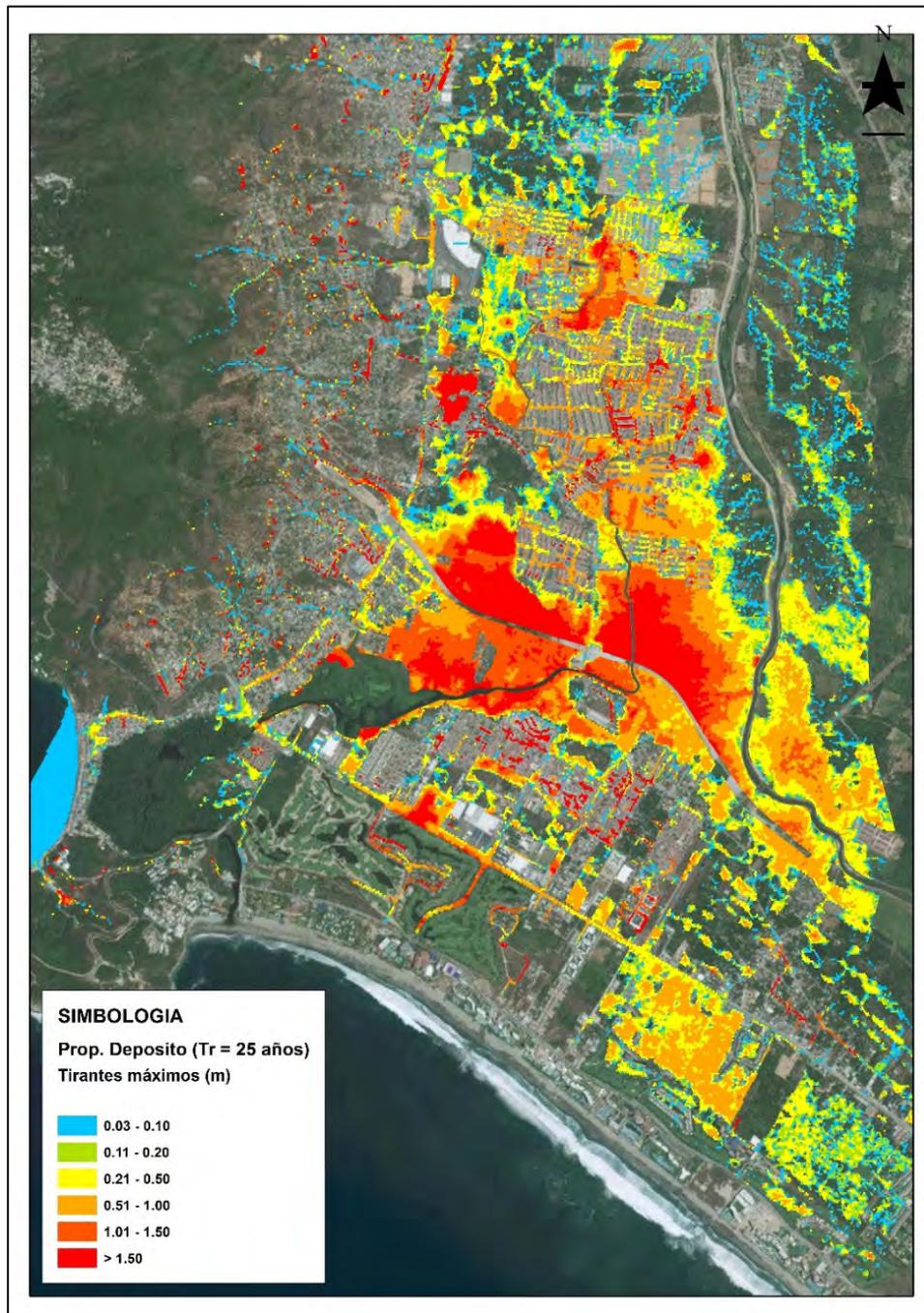


Ilustración 8-23 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,261.65 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,664.56 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,838.25 ha y para un área 14,715.11 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-24).

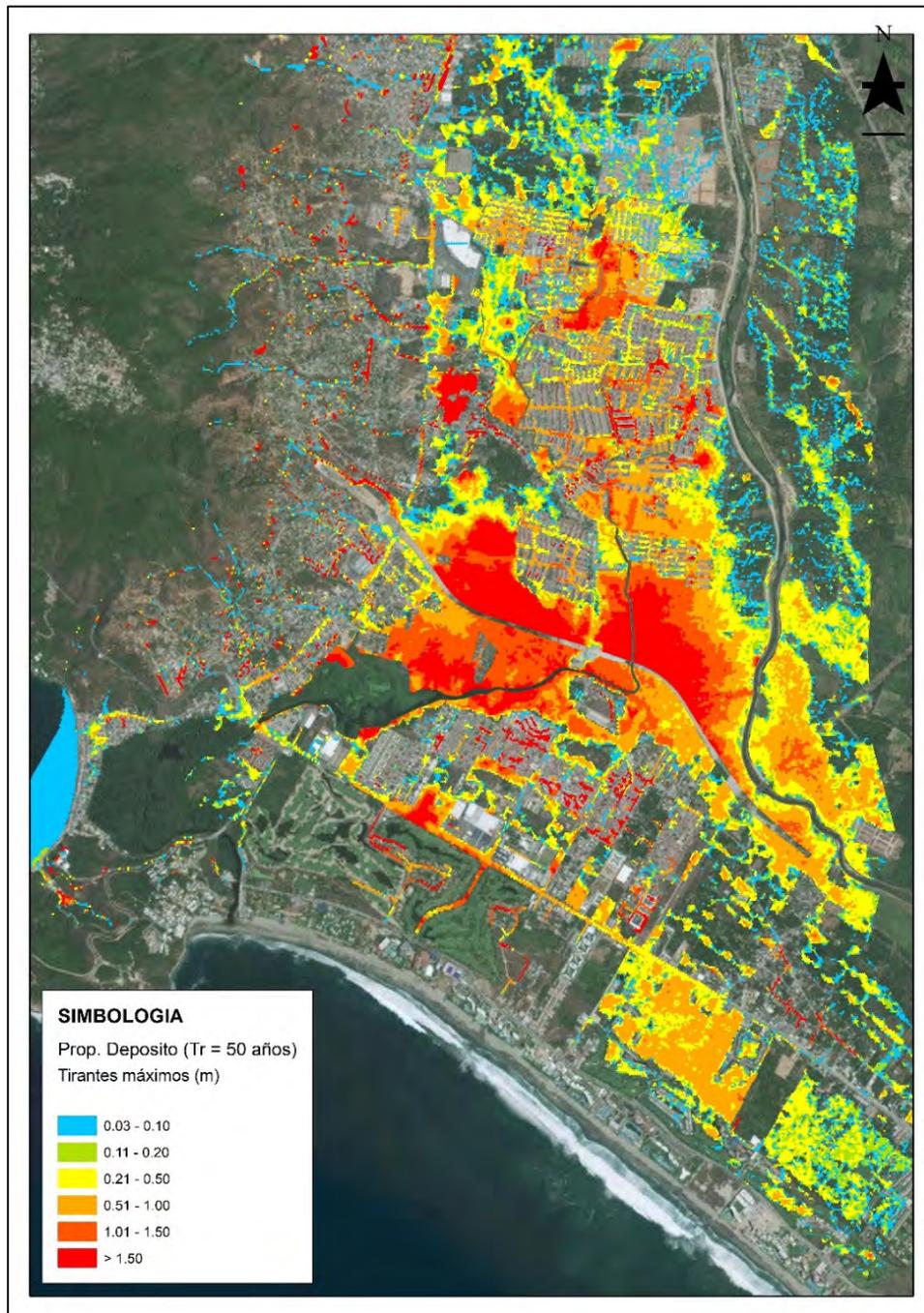


Ilustración 8-24 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La propuesta de encauzamiento para un periodo de retorno de 100 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 142.82 mm, en una duración de 120 min, la cual genera una área de 1,308.59 ha de zonas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, un área 1,709.81 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 6,087.29 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 13,061.81 ha (ver Ilustración 8-25).

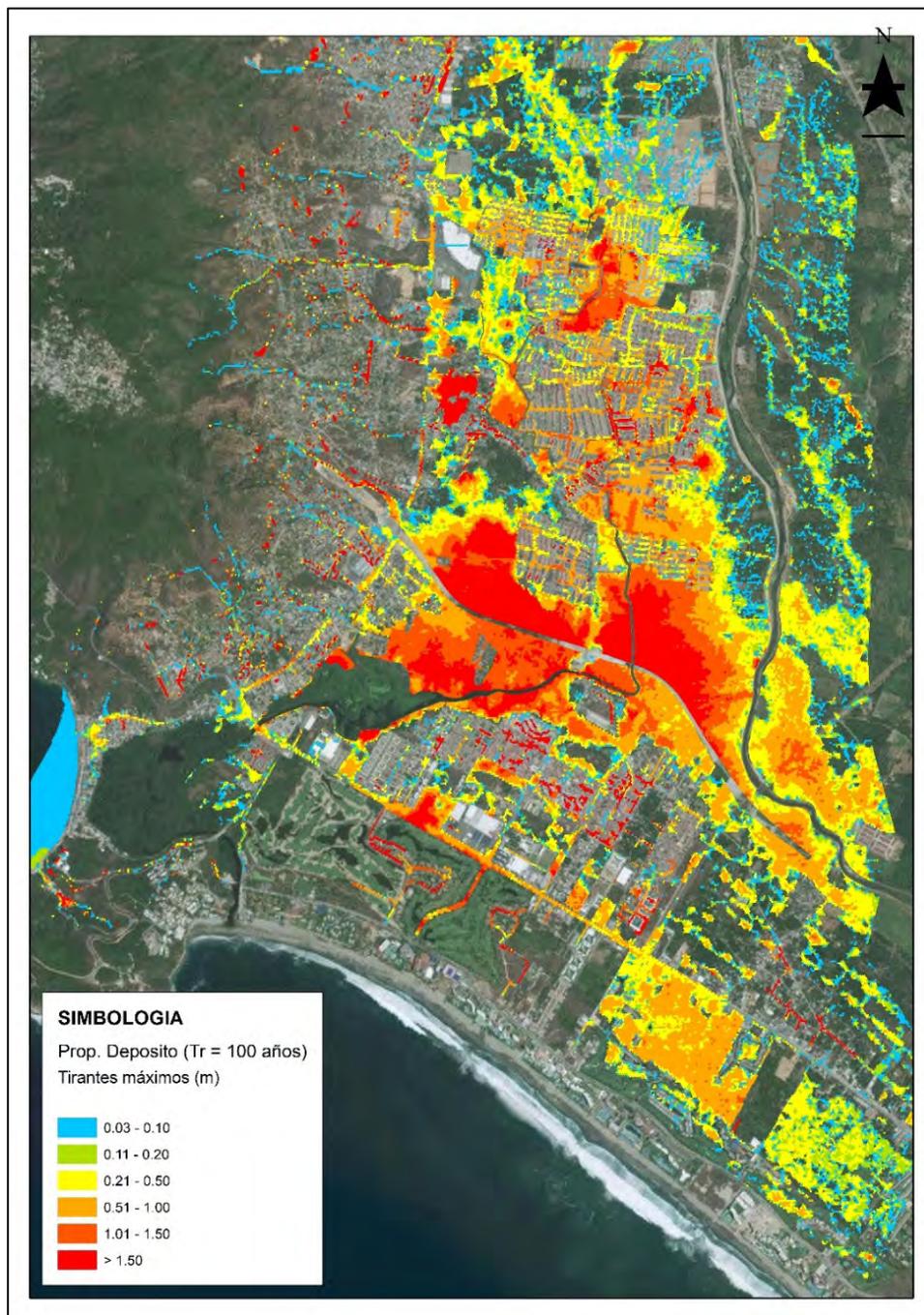


Ilustración 8-25 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

8.4. PROPUESTA 4: SIFONES A TRAVÉS DE LA ESCÉNICA

Para cruzar una depresión o un terraplén, se debe recurrir a una estructura de cruce (estructuras especiales), en cada caso se escoge la solución más conveniente para tener un funcionamiento hidráulico correcto, la menor carga posible y en dados casos la mayor economía factible.

Para esta propuesta se pretende evacuar la acumulación de agua en la parte central de la Zona de Estudio a lo largo de la Carretera Escénica, ya que la Carretera Escénica cuenta con un terraplén de hasta 5 m, la cual por su diseño actúa como una obstrucción para los escurrimientos superficiales, esta obstrucción trabaja de manera similar a un dique o bordo longitudinal, cabe mencionar que en todo su desarrollo dicha carretera para su desagüe cuenta con 12 alcantarillas de sección Rectangular (ver Ilustración 8-26 e Ilustración 8-27), pero estas no son suficientes para conducir el caudal generado por periodos de retorno mayores a 25 años por lo que se optó por proponer una estructura auxiliar para aliviar la acumulación de gasto así como la disminución de tirantes máximos a lo largo de la Escénica.



Ilustración 8-26 Ubicación de alcantarillas a través de la Escénica.

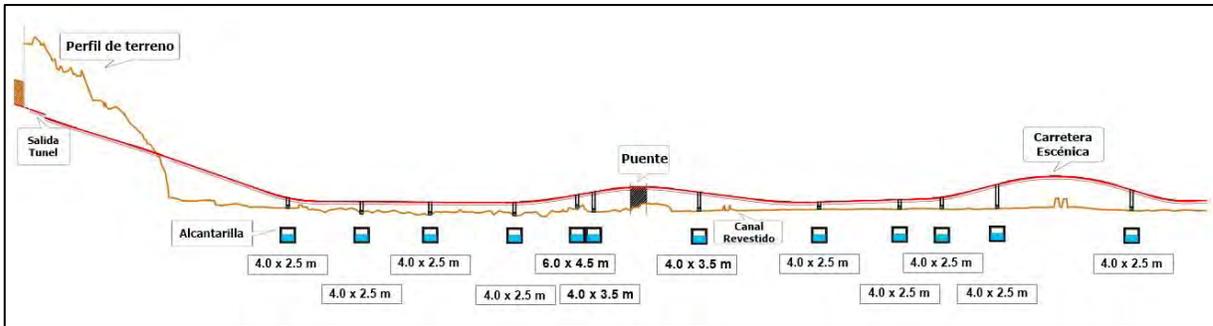


Ilustración 8-27 Sección de alcantarillas.

Esta alternativa consiste en proyectar Sifones invertidos a lo largo de la Escénica, los cuales interceptaran los escurrimientos, para evitar las inundaciones que se presentan en ciertos puntos.

Los sifones son estructuras hidráulicas que constan de un conducto que trabajan a presión, su principal función es conducir el agua a través de obstáculos tales como ríos, terraplenes, una depresión del terreno u otro canal.

Los sifones invertidos, constan de las siguientes partes:

1. Desarenador
2. Desagüe de excedencias
3. Compuerta de emergencia y rejilla de entrada
4. Transición de entrada
5. Conducto o barril
6. Registro para la limpieza y válvulas de purga
7. Transición de salida

No siempre son necesarias todas las partes indicadas pudiendo suprimirse algunas de ellas.

Para el diseño de los sifones es importante contemplar los siguientes criterios:

- a. En aquellos sifones que cruzan caminos principales o debajo de drenes, se requiere un mínimo de 0.90 m de cobertura y cuando cruzan caminos parcelarios o canales de riego sin revestir, es suficiente 0.6 m. Si el sifón cruza un canal revestido se considera suficiente 0.30 m de cobertura.
- b. La pendiente de los tubos doblados, no debe ser mayor a 2:1 y la pendiente mínima del tubo horizontal debe ser 5‰. Se recomienda transición de concreto a la entrada y salida cuando el sifón cruce caminos principales en los sifones con Φ mayor de 36" y para velocidades en el tubo mayores a 1 m/seg.

- c. Con respecto a las pérdidas de cargas totales, se recomienda la condición que sean iguales o menores a 0.30 m.
- d. A fin de evitar remansos aguas arriba, las pérdidas totales computadas incrementan en 10%.
- e. Con la finalidad de determinar el diámetro del tubo en sifones relativamente cortos con transiciones de tierra, tanto en entrada como salida, se puede usar una velocidad de 1 m/seg. En sifones con transiciones de concreto igualmente cortos se puede usar 1.5 m/seg y para sifones largos con transiciones de concreto con o sin control de entrada entre 3 a 2.5m/seg.
- f. En sifones relativamente largos, se proyectan estructuras de alivio para permitir un drenaje del tubo para su inspección y mantenimiento.

Tomando en consideración todos los aspectos necesarios se propusieron 5 sifones invertidos de sección circular con diámetros de 2 m y longitudes que van desde los 25 m hasta los 40 m, dichos sifones estarían ubicados a través de la Escénica (ver Ilustración 8-28) en los zonas críticas.



Ilustración 8-28 Ubicación de los Sifones a través de la Escénica.

A continuación se presentan los tirantes máximos registrados en el modelo de simulación representada en metros, bajo los escenarios con lluvia vinculada a un periodo de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

8.4.1. Resultados de la propuesta 4

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 2 años, cuenta con una lluvia promedio de 68.44 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,020.87 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,358.68 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,043.31 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 10,034.07 ha (ver Ilustración 8-29).

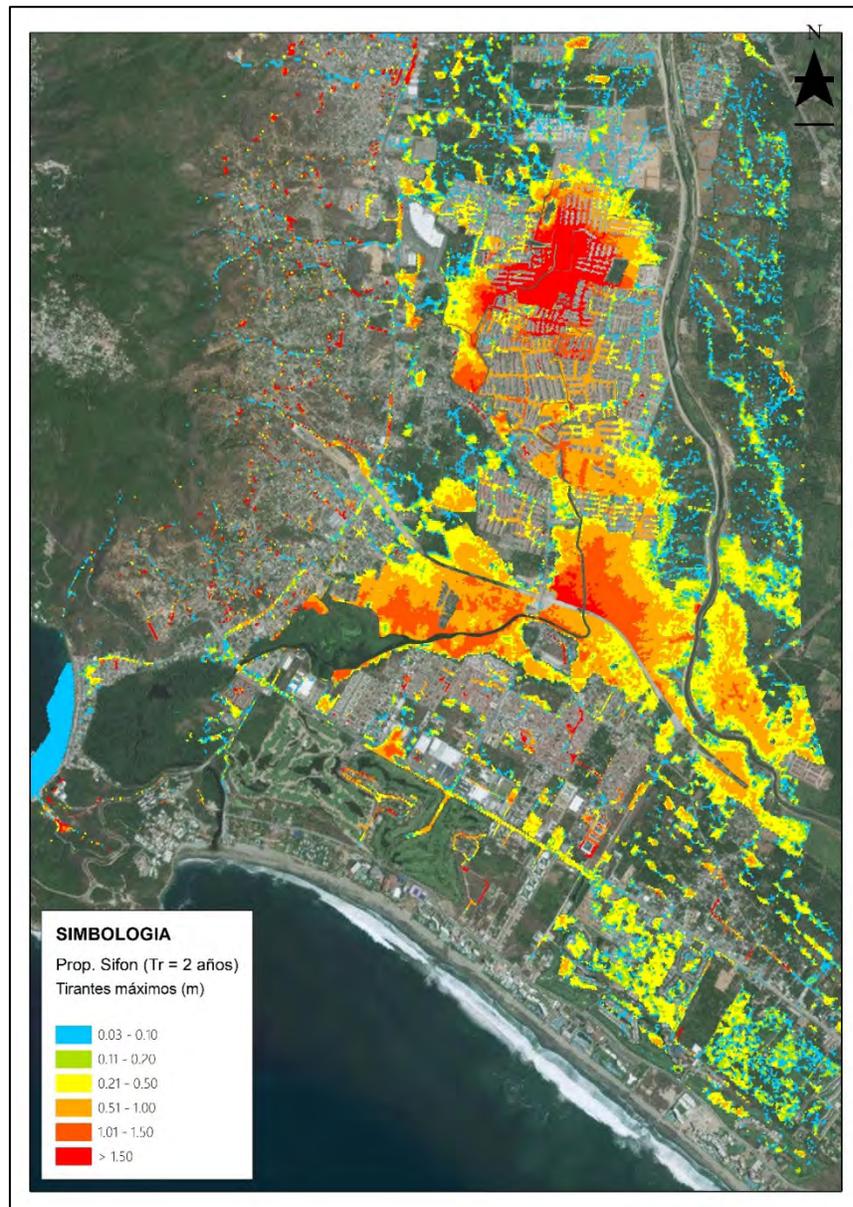


Ilustración 8-29 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Dentro de un periodo de retorno de 5 años para la zona de estudio se cuenta con una precipitación media de 88.35 mm alrededor de 120 min, la cual se cuenta con una área de 1,046.22 ha para zonas inundables correspondiente a una altura de 0.03-0.10 m, 1,399.53 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,175.37 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 10,365.92 ha (ver Ilustración 8-30).

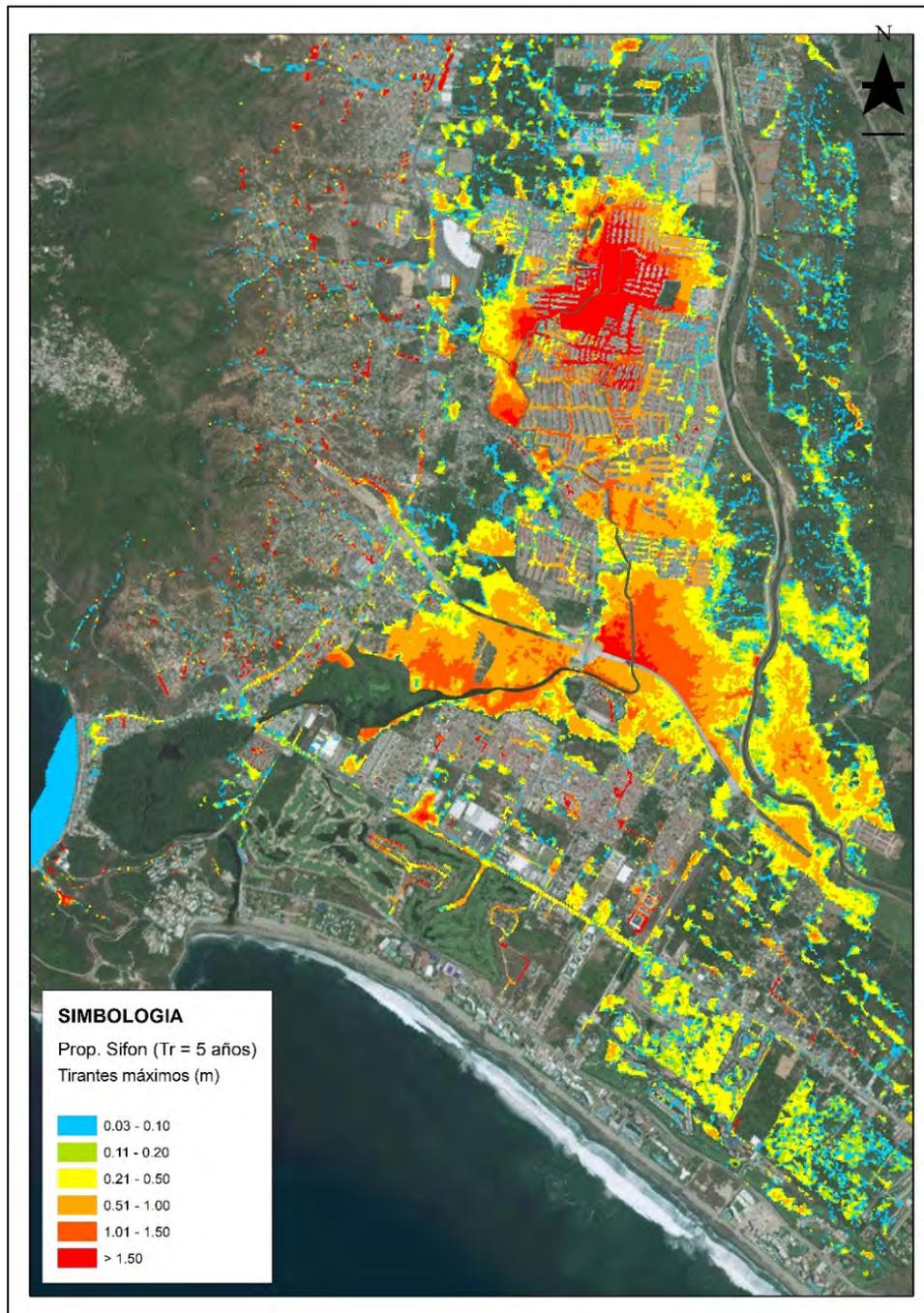


Ilustración 8-30 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

Para un periodo de retorno de 10 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 101.53 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,154.31 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,493.79 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,622.79 ha y para un área 10,733.78 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-31).

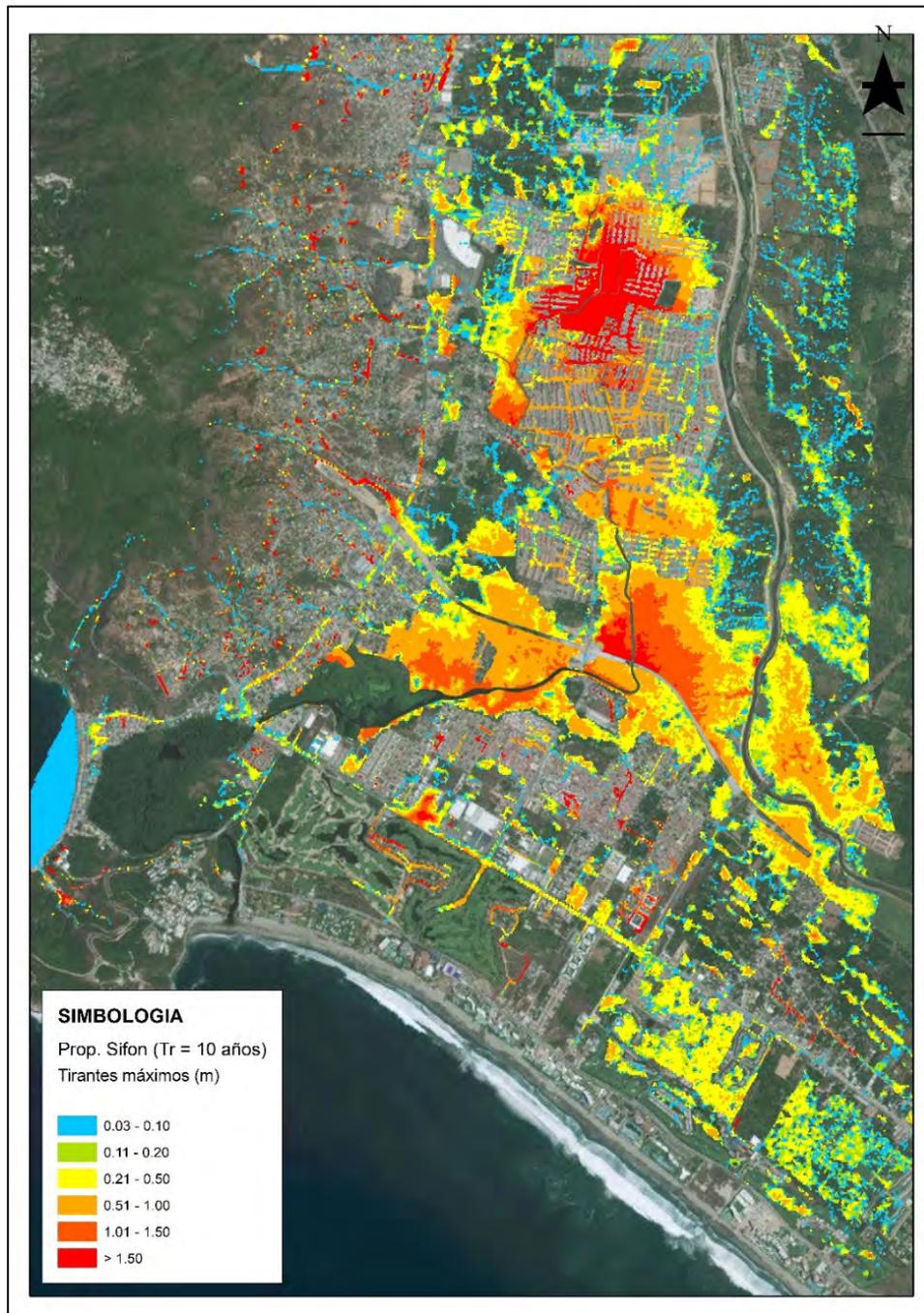


Ilustración 8-31 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 25 años, cuenta con una lluvia promedio de 114.19 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,251.19 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, un área de 1,603.93 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,935.27 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 11,151.92 ha (ver Ilustración 8-32).

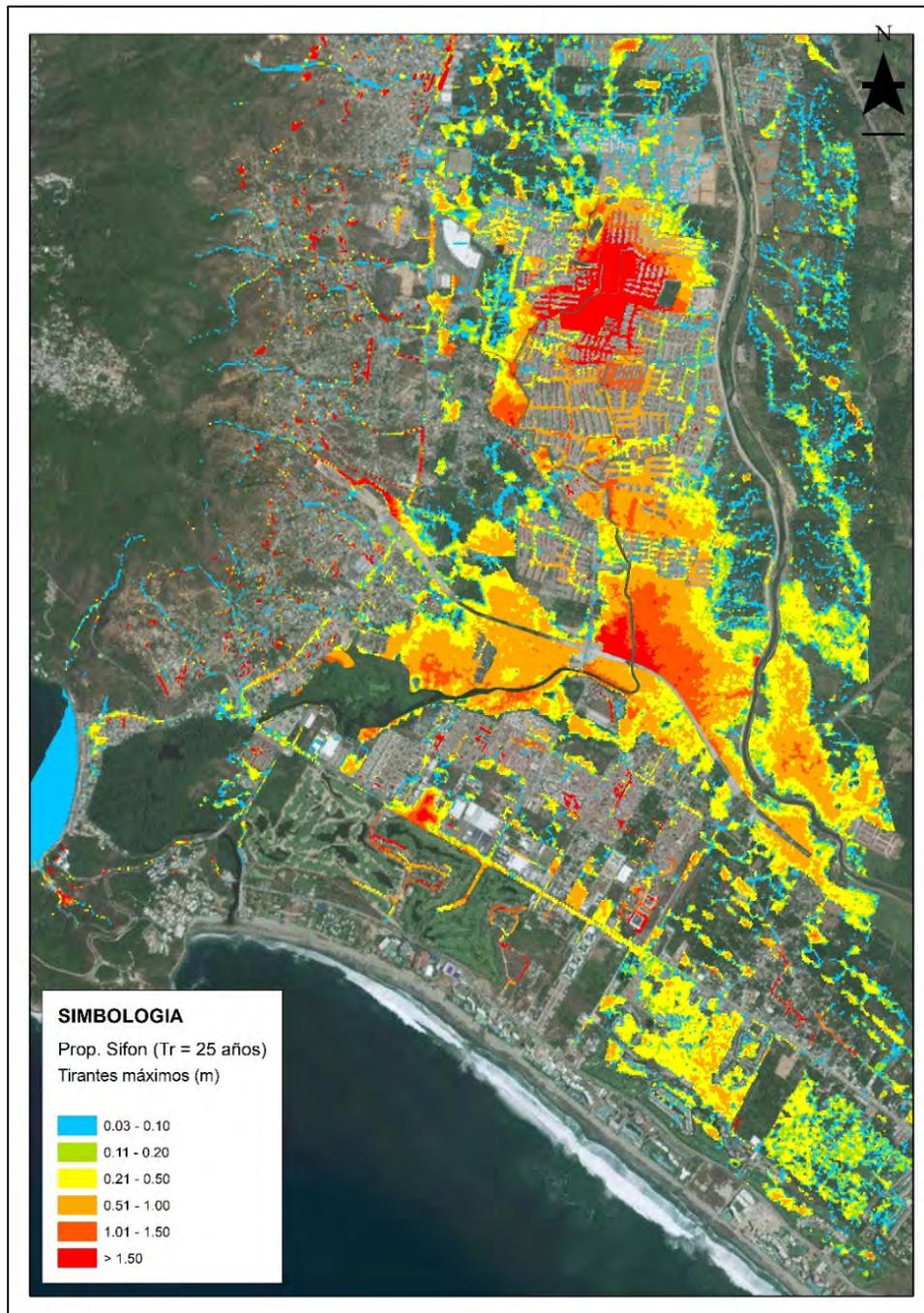


Ilustración 8-32 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,387.33 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,791.82 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 6,190.86 ha y para un área 10,899.65 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-33).

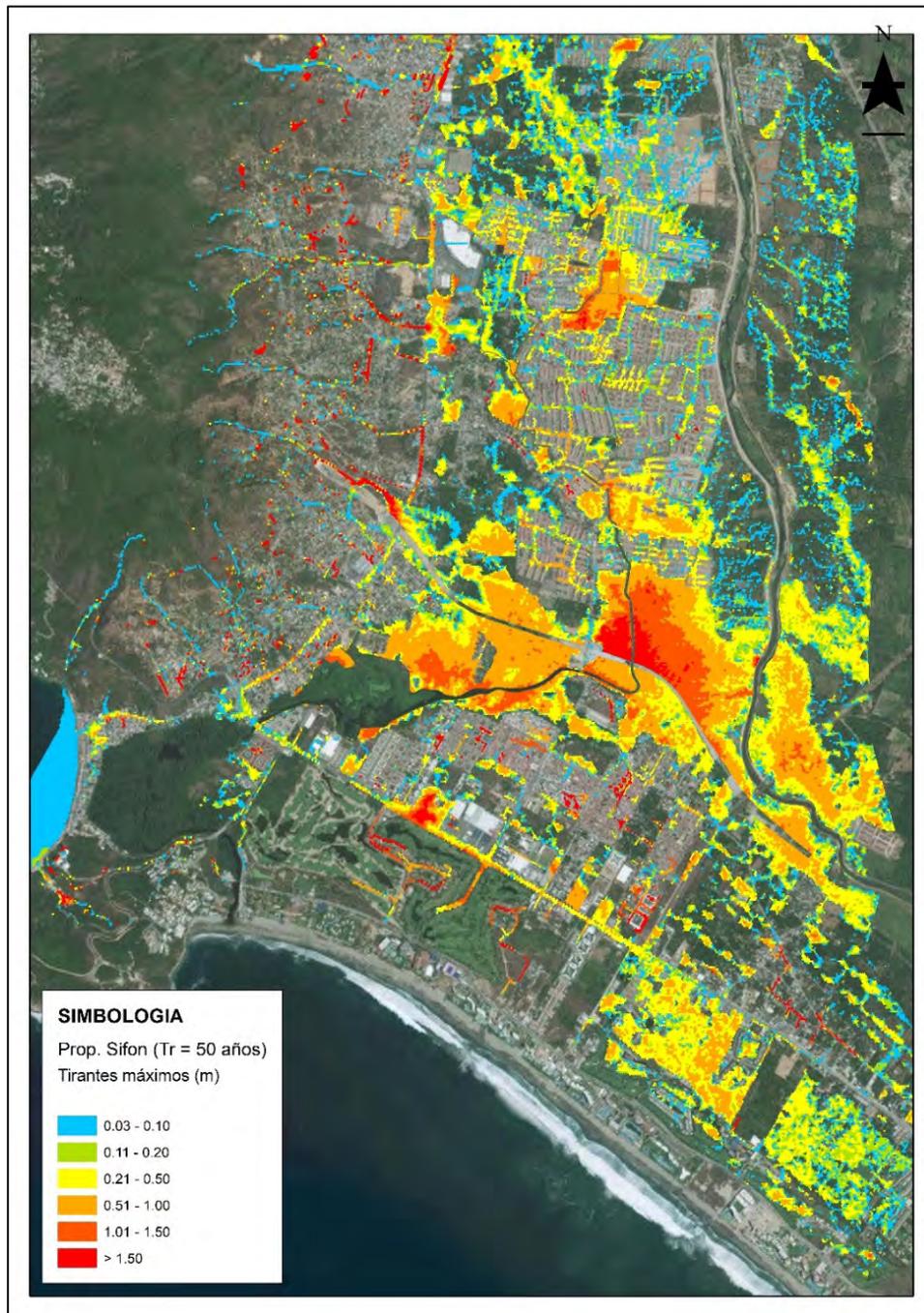


Ilustración 8-33 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La propuesta de encauzamiento para un periodo de retorno de 100 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 142.82 mm, en una duración de 120 min, la cual genera una área de 1,432.57 ha de zonas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, un área 1,867.31 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 6,411.86 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 11,577.30 ha (ver Ilustración 8-34).

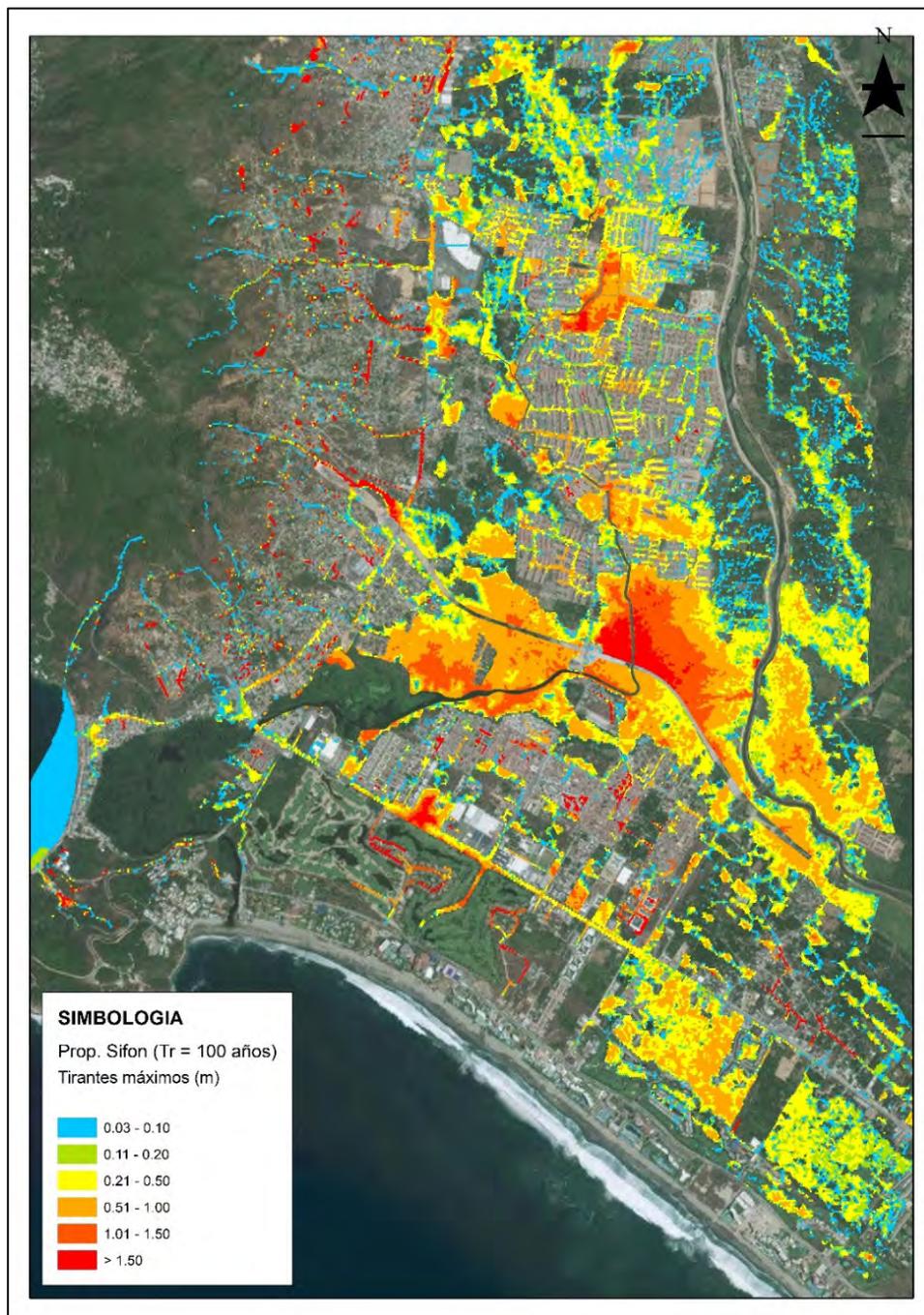


Ilustración 8-34 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

8.5. PROPUESTA 5: DIQUES EN LA SABANA CON SIFONES A TRAVÉS DE LA ESCÉNICA

Una de las principales causas de inundación en la zona de Punta Diamante, se debe al aumento de tirantes en el río La Sabana, lo que provoca su desbordamiento.

Analizando los resultados obtenidos en la 1ª propuesta (Cap. 8.1.1), se puede observar que los diques cumplen su objetivo, evitando el desbordamiento de La Sabana en todo su trayecto, pero esto no evita que en la zona de la Escénica Alterna se sigan acumulando grandes cantidades de agua provocando encharcamientos y tirantes mayores a 1.00 m.

Por otra parte, si analizamos los resultados de la propuesta 4 (Cap. 8.4.1), se observa un mejoramiento en el tránsito del flujo a través de la Escénica, disminuyendo los tirantes y mitigando la acumulación del flujo en esta zona.

Por esta razón, se generó una propuesta integral, pretendiendo solucionar y mitigar el problema de los tirantes máximos en un área mayor, principalmente abarcando las zonas que presentan un mayor peligro.

8.5.1. Resultados de la propuesta 5

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 2 años, cuenta con una lluvia promedio de 68.44 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,002.43 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, para un área de 1,315.15 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 4,412.58 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 9,244.49 ha (ver Ilustración 8-35).

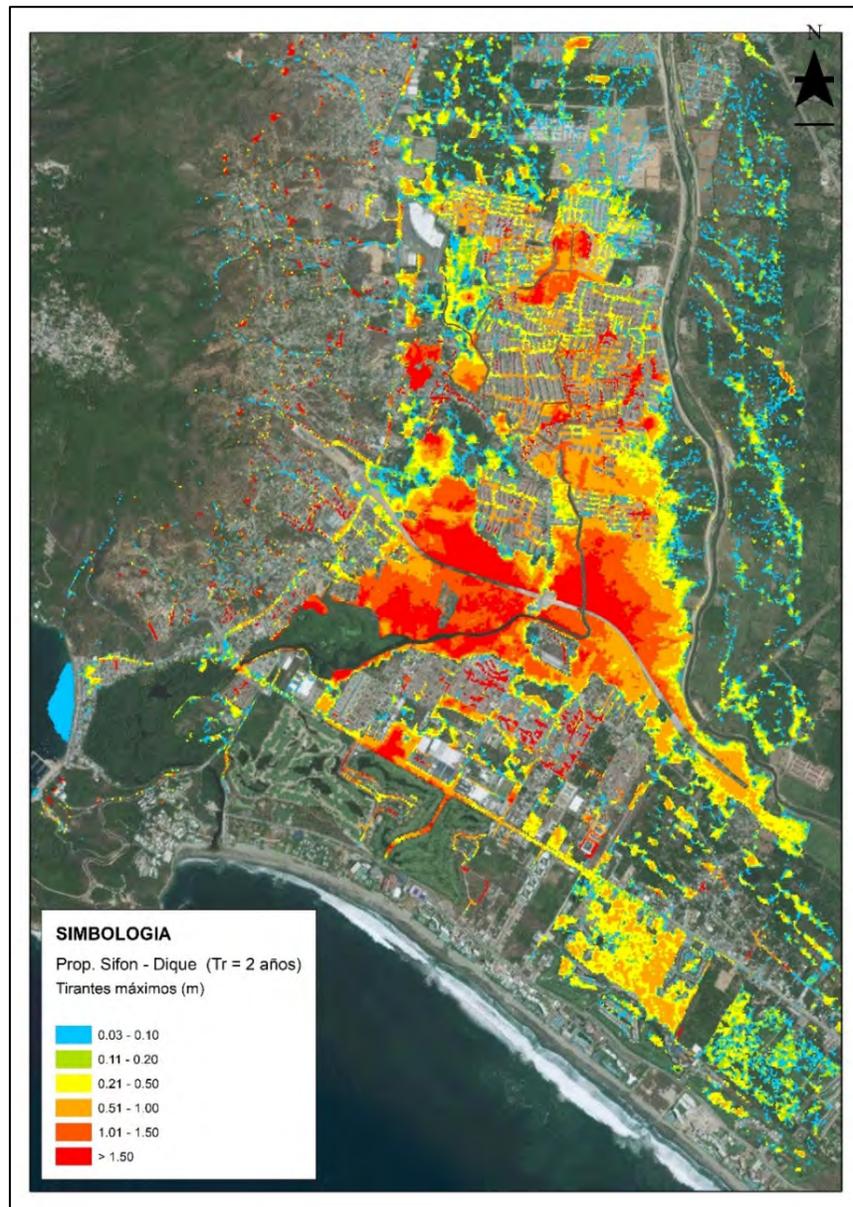


Ilustración 8-35 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Dentro de un periodo de retorno de 5 años para la zona de estudio se cuenta con una precipitación media de 88.35 mm alrededor de 120 min, la cual se cuenta con una área de 1,039.59 ha para zonas inundables correspondiente a una altura de 0.03-0.10 m, 1,336.7 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 4,499.50 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 9,527.71 ha (ver Ilustración 8-36).

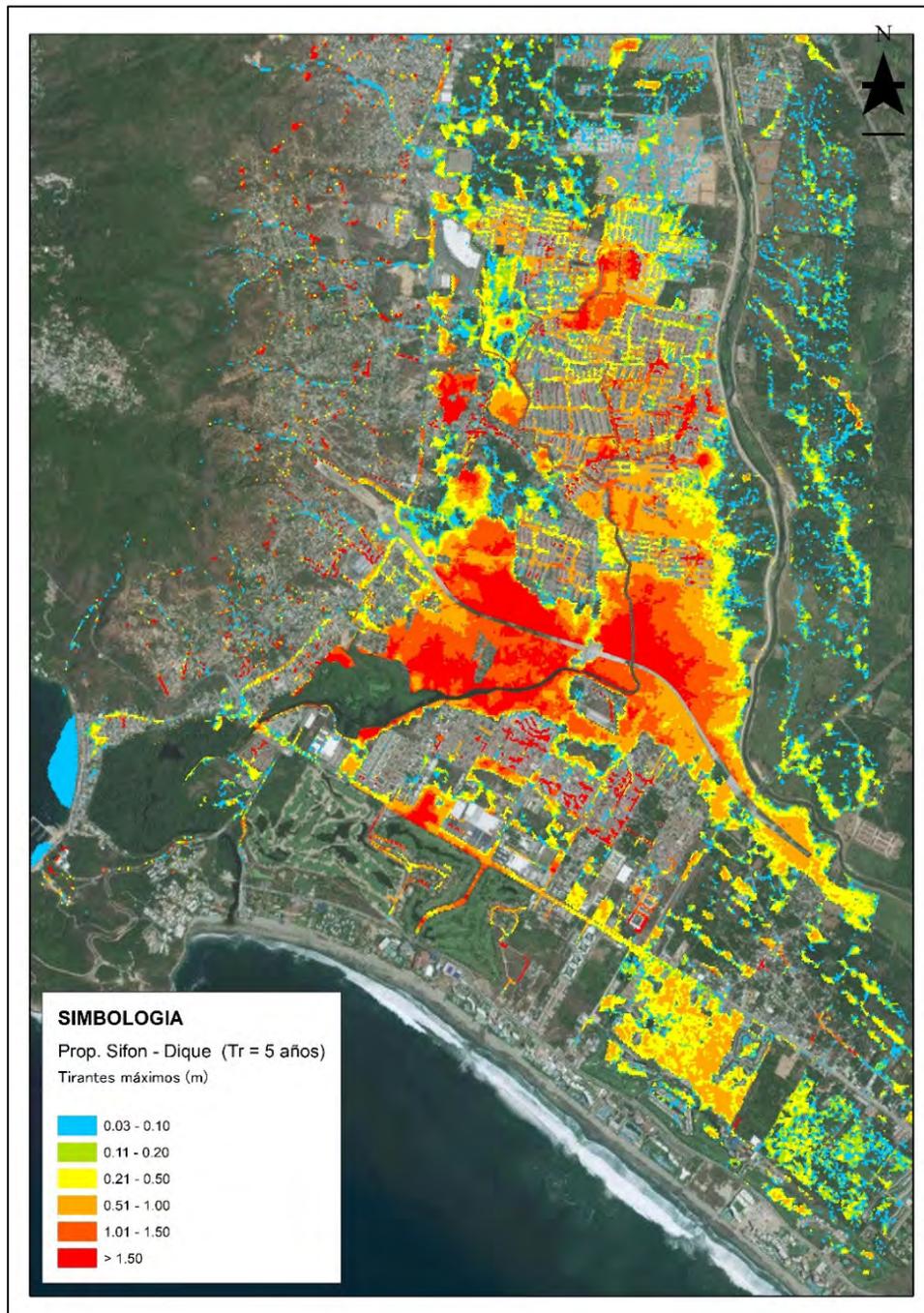


Ilustración 8-36 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

Para un periodo de retorno de 10 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 101.53 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,161.27 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,473.31 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 4,716.42 ha y para un área 10,060.76 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-37).

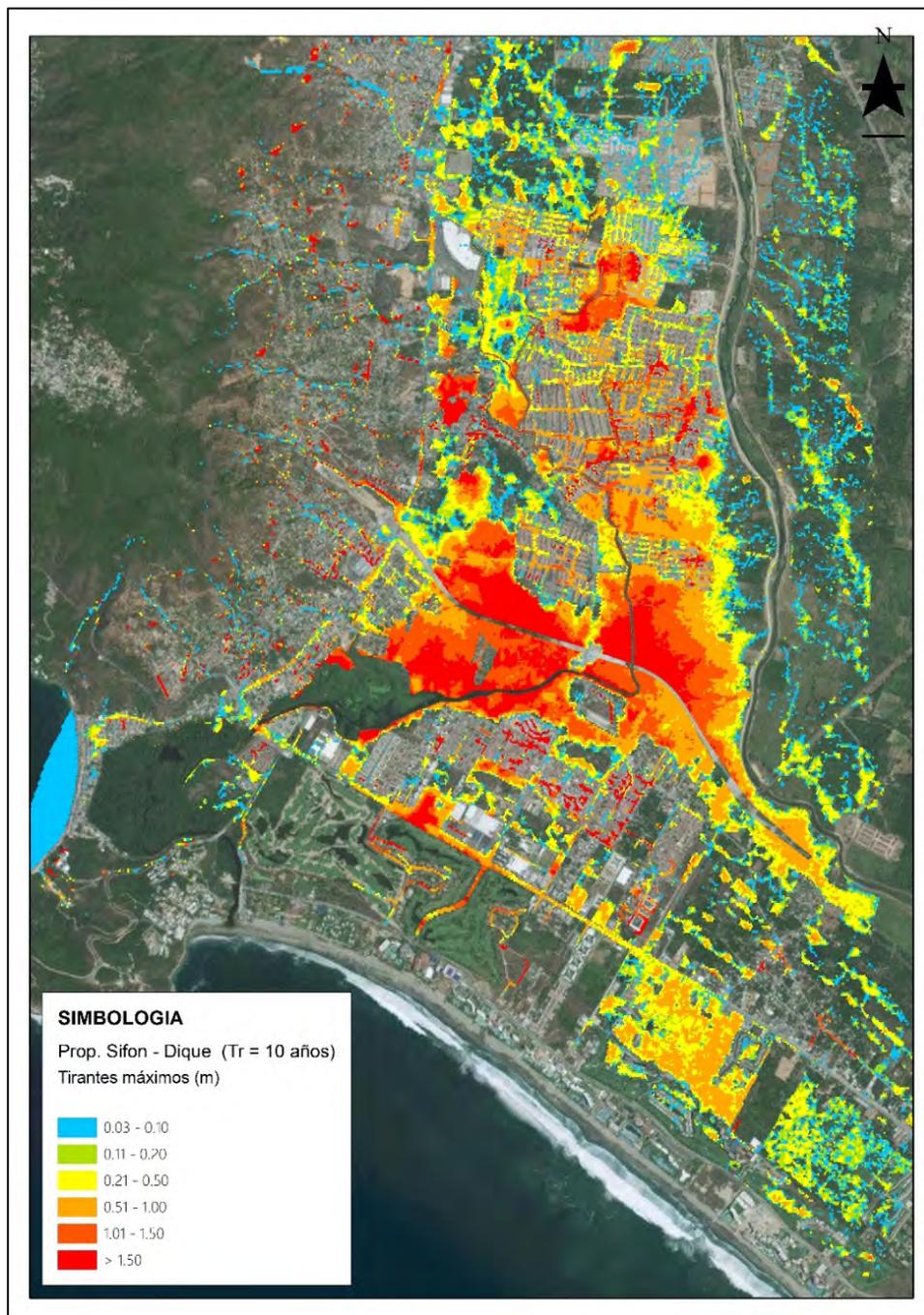


Ilustración 8-37 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

Dentro de un periodo de retorno de 25 años para la zona de estudio se cuenta con una precipitación media de 114.19 mm alrededor de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,231.22 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, un área de 1,568.04 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 4,891.99 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 10,612.64 ha (ver Ilustración 8-38).

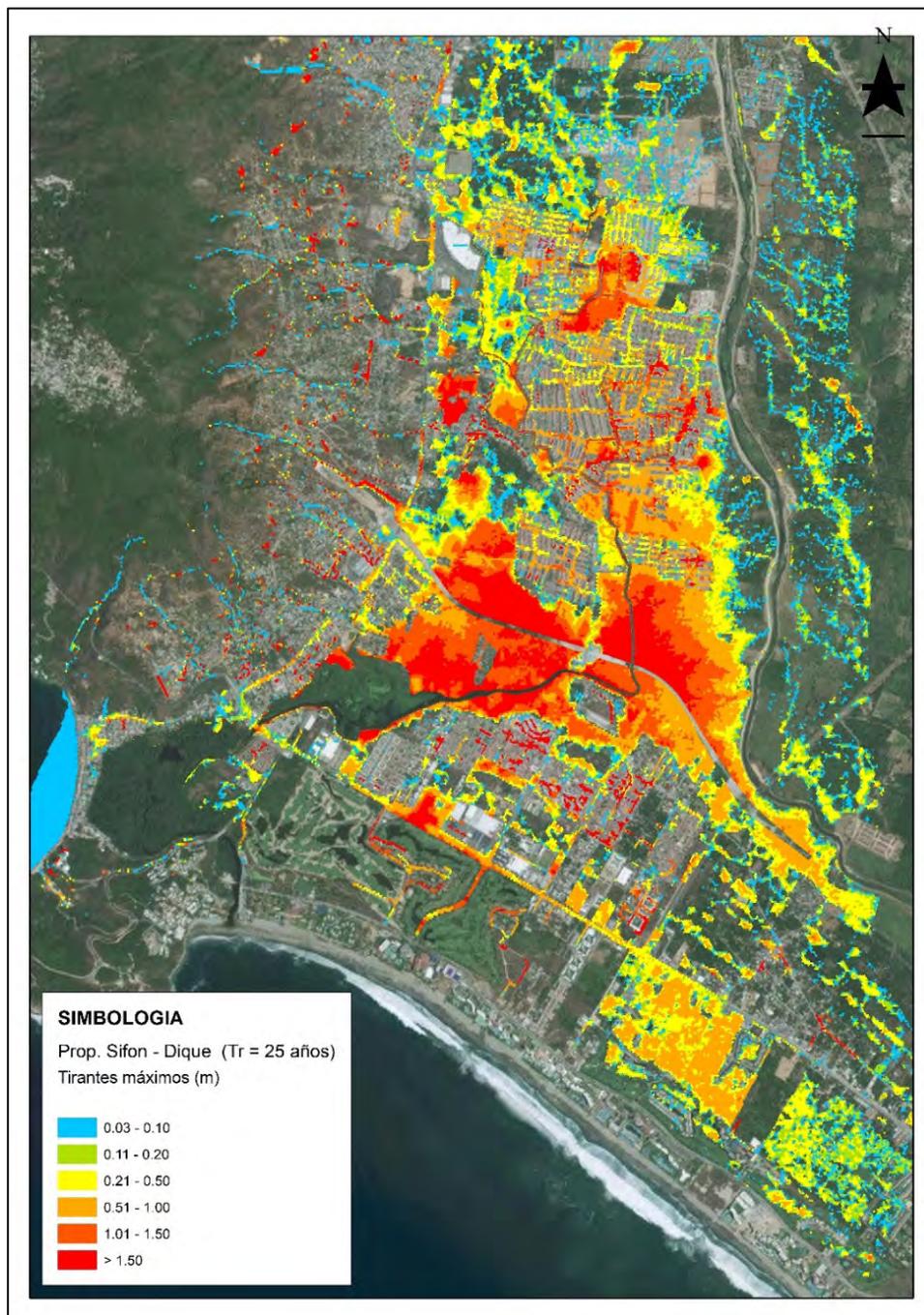


Ilustración 8-38 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, la cual se cuenta con una área de 1,312.12 ha para zonas inundables correspondiente a una altura de 0.03-0.10 m, 1,657.54 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,113.50 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 11,120.66 ha (ver Ilustración 8-39).

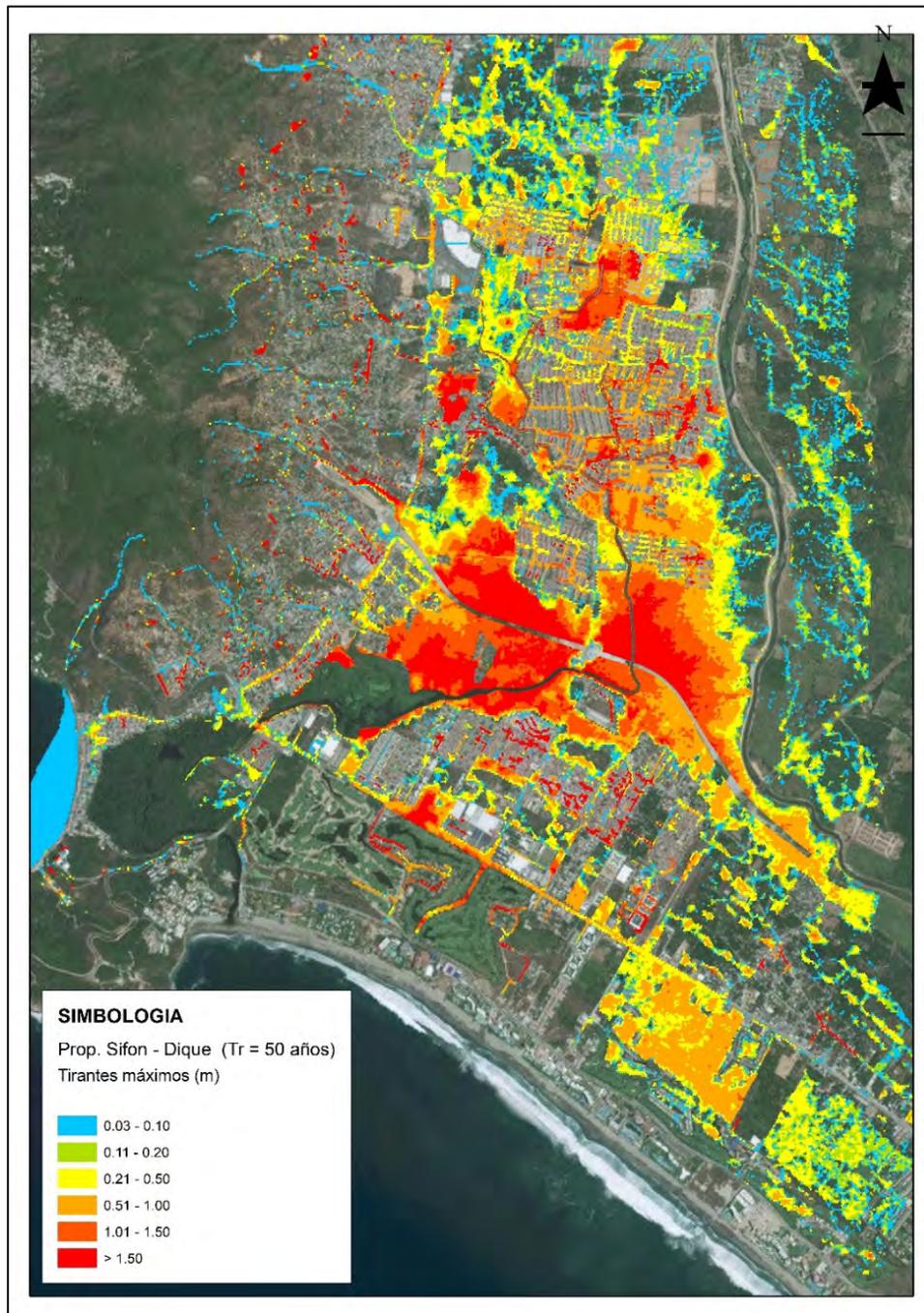


Ilustración 8-39 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 100 años, cuenta con una lluvia promedio de 142.82 mm en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,369.00 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,698.63 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,293.71 ha y para un área 11,420.51 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-40).

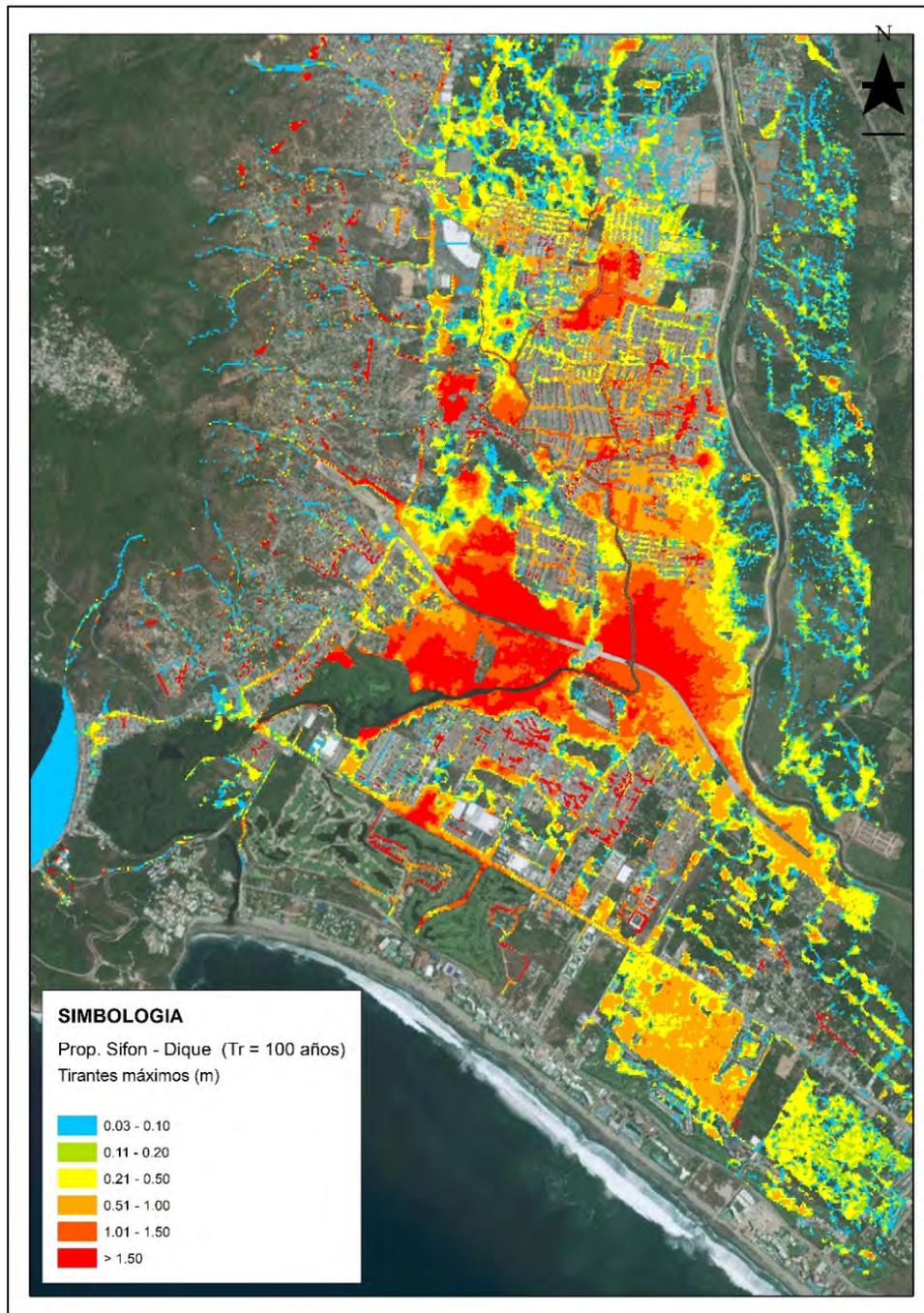


Ilustración 8-40 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

8.6. PROPUESTA 6: ENCAUZAMIENTO DE CANALES CON DEPÓSITOS DE RETENCIÓN

De acuerdo a los resultados obtenidos anteriormente, se contemplo la posibilidad de generar un nuevo escenario a base de dos propuestas, con el propósito de trabajar en conjunto y así, aliviar de una manera mas eficiente el problema de los tirantes maximo para zonas en particular.

Para ello se genero una propuesta integral conformada por el encauzamiento del canal el Colacho (Cap. 8.2) con depósitos de retención (Cap. 8.3); ya que el Colacho no cuenta con la capacidad hidráulica necesaria para conducir los caudales para periodos mayores a 25 años y de acuerdo a su ubicación geográfica, tampoco cuenta con el espacio necesario para un mayor dimensionamiento, se opto por complementar este escenario con unos depósitos de retención a lo largo del trayecto del canal, los cuales se encargaran de retener los escurrimientos superficiales directos provocados por precipitación máximas. Esto evitara que el canal se sature y se desborde en algún punto de su desarrollo hasta su descarga, evitando así, que se inunden los fraccionamientos y las viviendas que se ubican a sus laterales.

Como se muestra en la Ilustración 8-41, esta propuesta conservara las mismas características establecidas en capítulos anteriores.

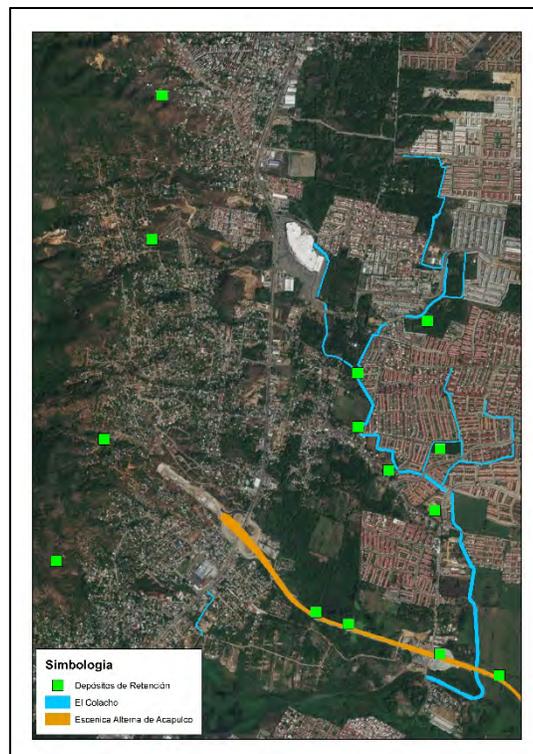


Ilustración 8-41 Propuesta integral conformada por encauzamiento y depósitos de retención.

8.6.1. Resultados de la propuesta 6

La propuesta de Diques para un periodo de retorno de 2 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 68.44 mm, en una duración de 120 min, la cual genera una área de 994.62 ha de zonas inundables para el parámetro de 0.03-0.10 m, un área 1,428.46 ha para 0.11 a 0.20 m; se presenta una zona de 5,534.08 ha para 0.20 – 0.50 m y para un rango de 0.51 – 1.00 m se tiene un área de 10,468.06 ha (ver Ilustración 8-42).

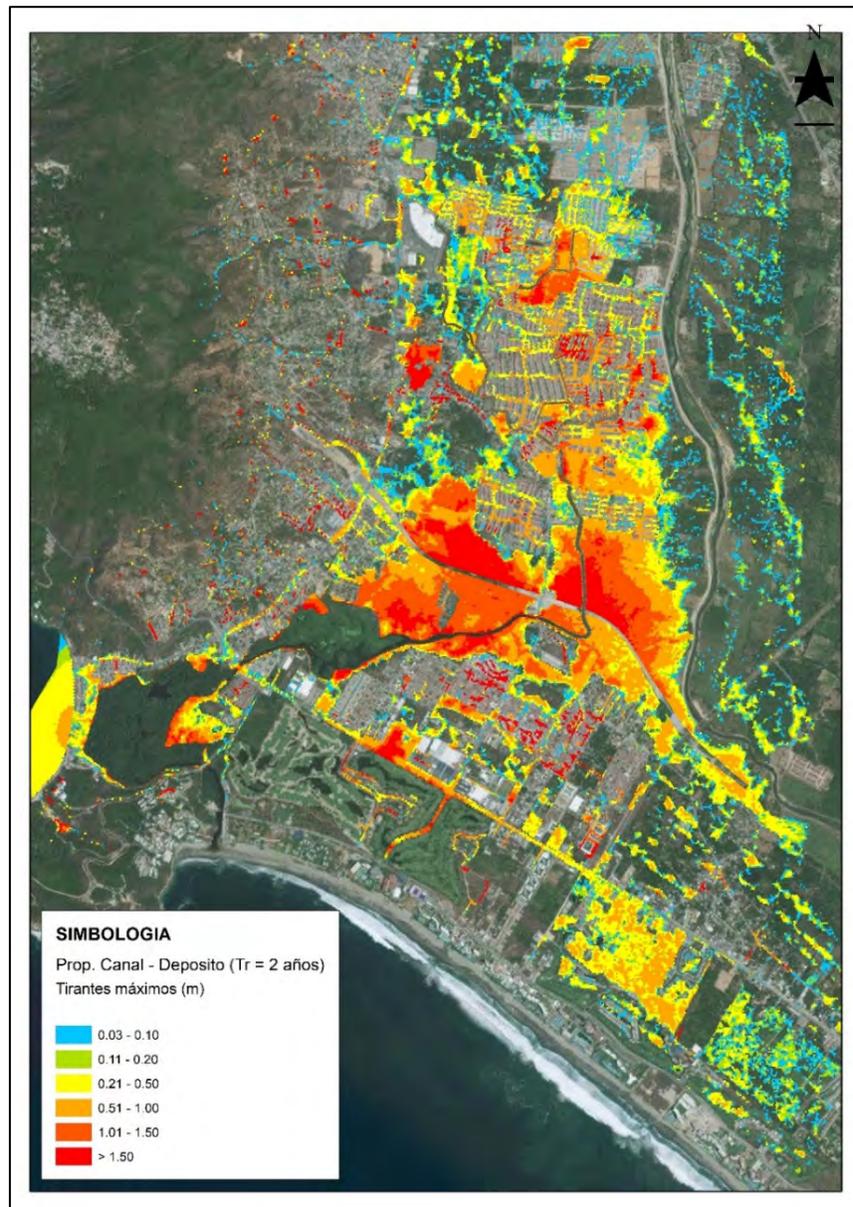


Ilustración 8-42 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Para un periodo de retorno de 5 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 88.35 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,014.79 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,438.25 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,414.52 ha y para un área 10,536.91 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-43).

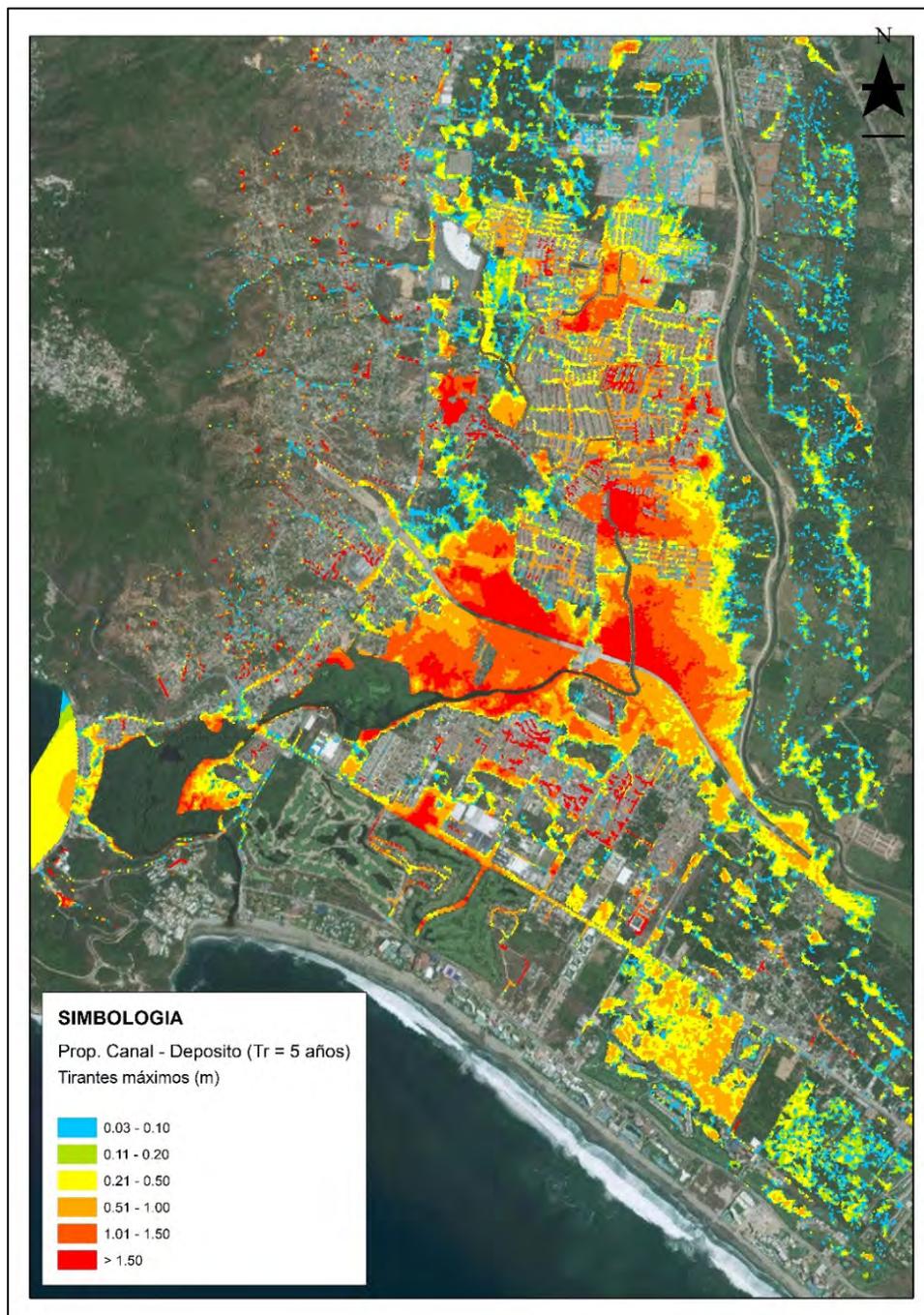


Ilustración 8-43 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

Para un periodo de retorno de 10 años en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 101.53 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,102.41 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,580.12 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 5,576.42 ha y para un área 11.254.32 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-44).

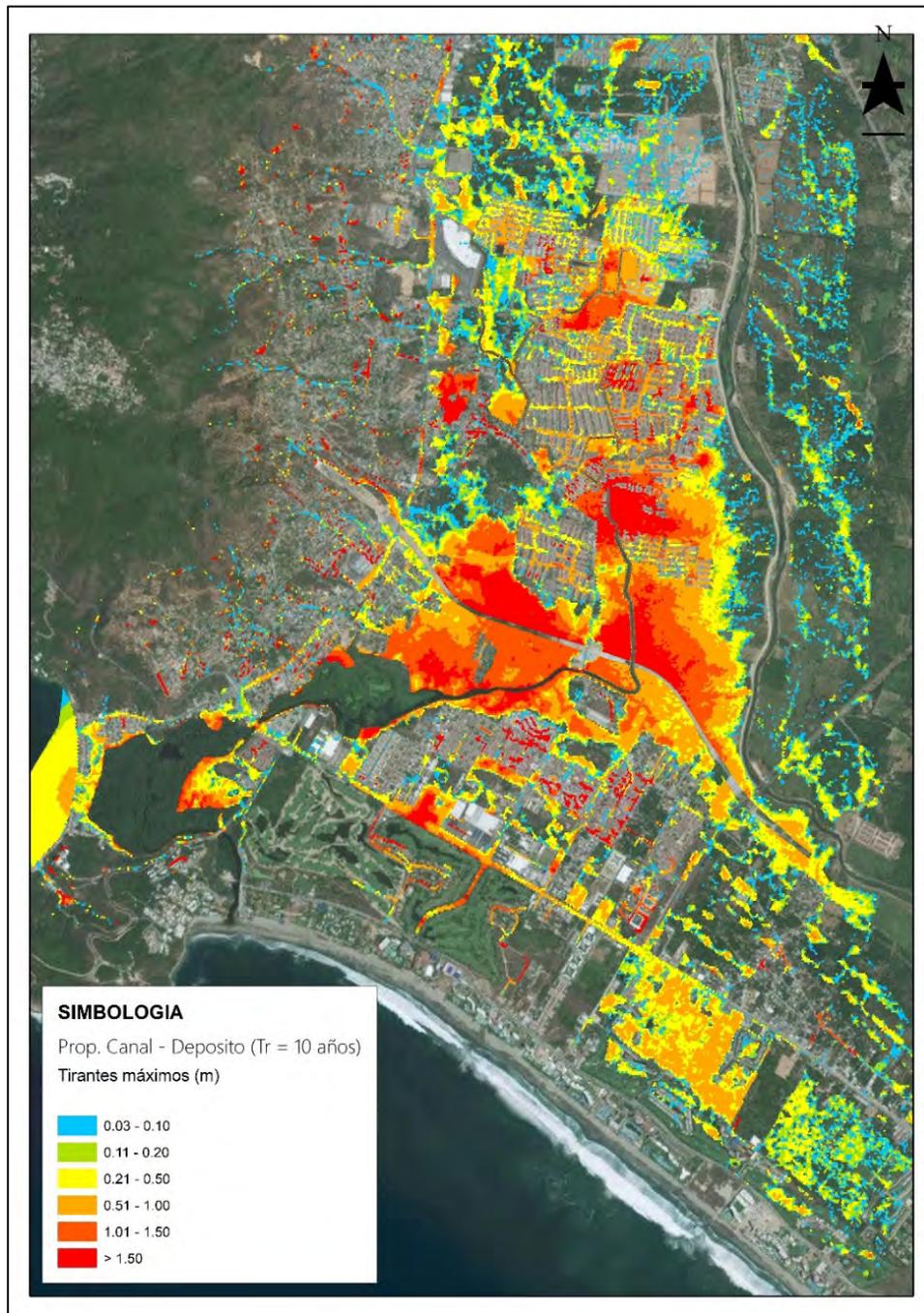


Ilustración 8-44 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 25 años, cuenta con una lluvia promedio de 114.19 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,163.39 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, un área de 1,659.73 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 5,774.11 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 11,896.55 ha (ver Ilustración 8-45).

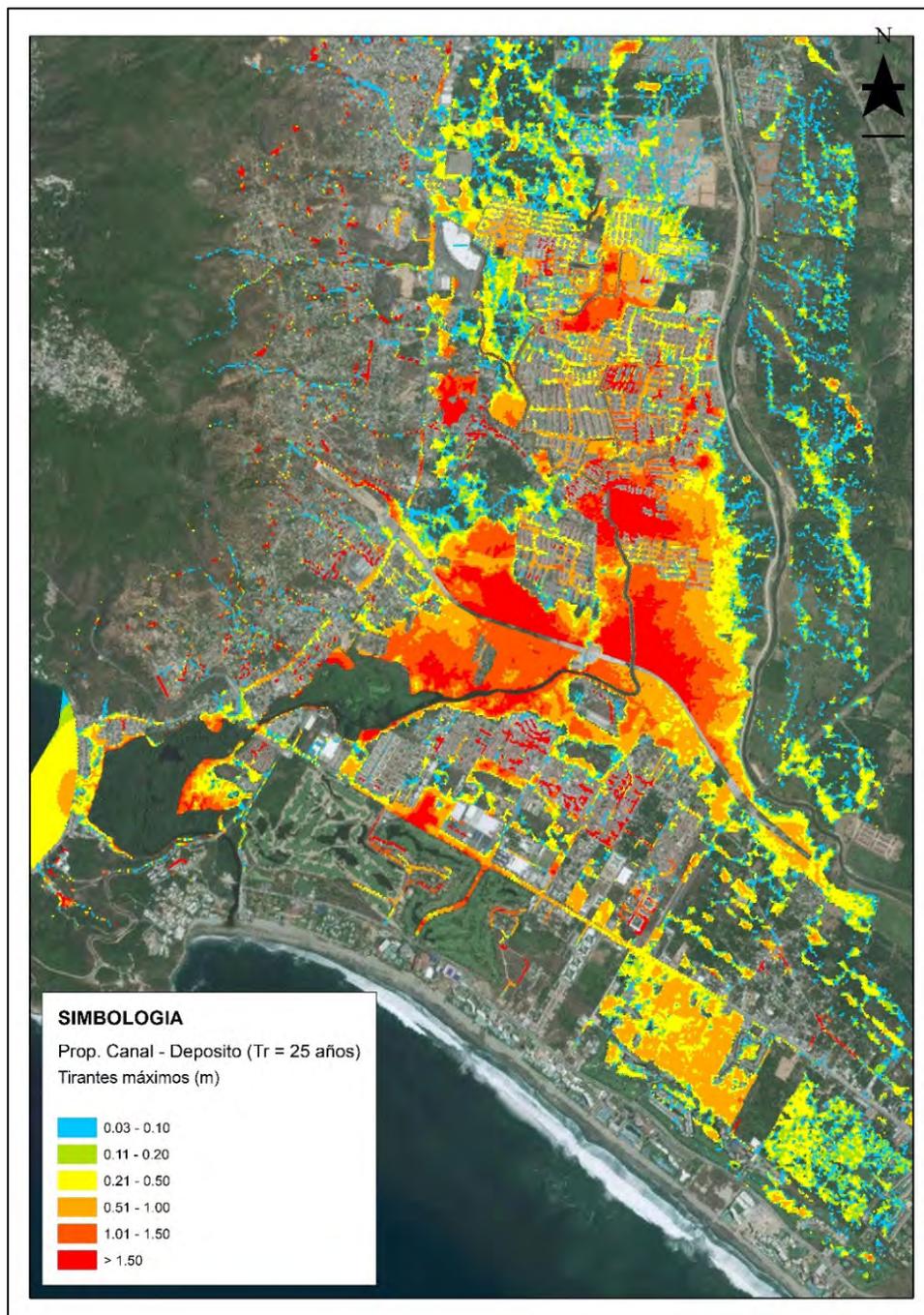


Ilustración 8-45 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 50 años se en la ciudad de Punta Diamante, se presenta una lluvia promedio de 130.55 mm, en una duración de 120 min, donde se presentó una área de 1,251.29 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, de 0.11 – 0.20 m se tiene un área de 1,796.07 ha, para un rango de 0.21 – 0.50 m se tiene una área de 6,083.70 ha y para un área 12,782.31 ha se presenta en un rango de 0.51 – 1.00 m (ver Ilustración 8-46).

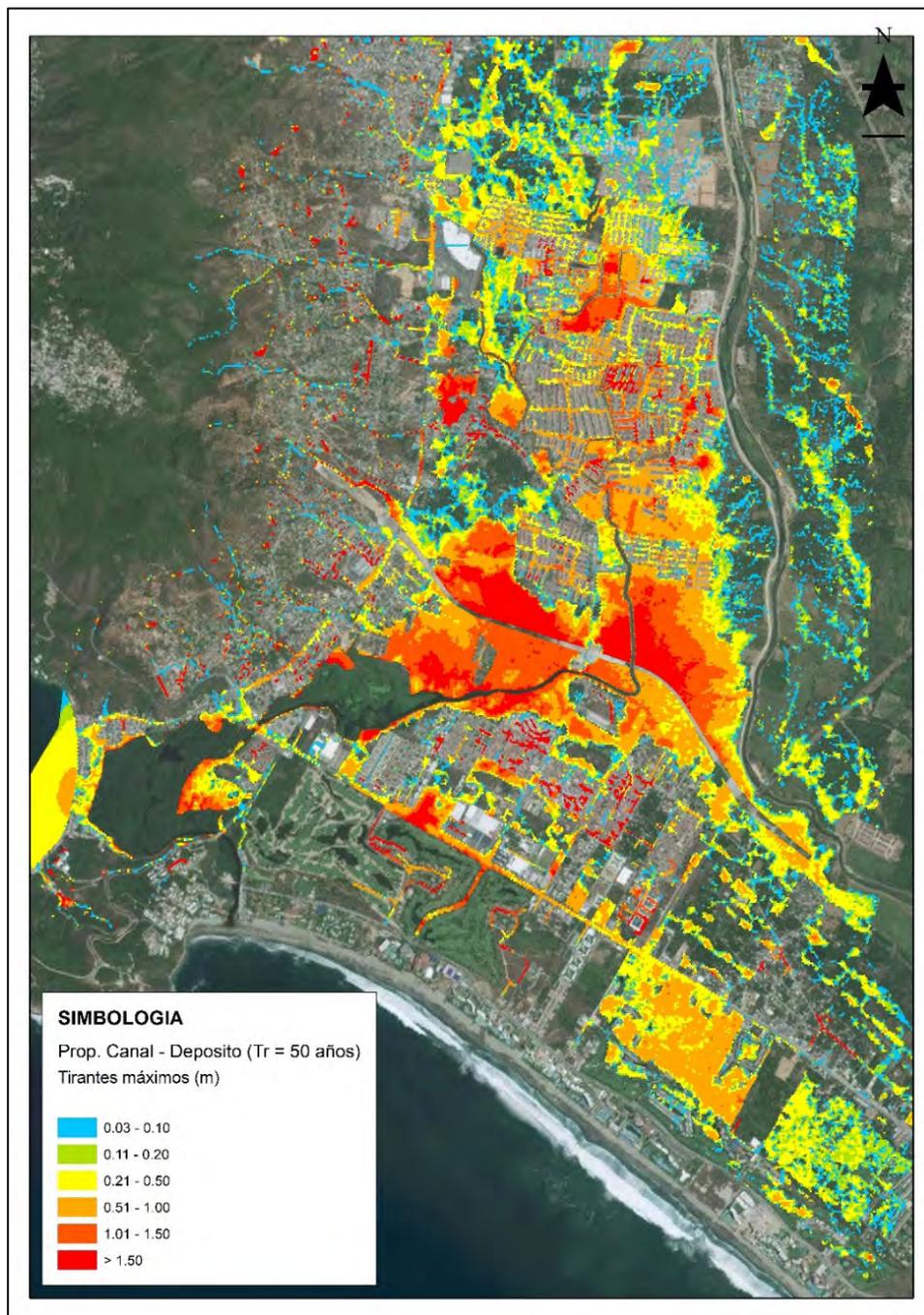


Ilustración 8-46 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

La ciudad de Punta Diamante en un periodo de retorno de 100 años, cuenta con una lluvia promedio de 142.82 mm en una duración de 120 min, donde se tiene una área de zonas inundables de 1,257.89 ha para un rango de 0.03 – 0.10 m, un área de 1,772.36 ha en un rango de 0.11 – 0.20 m, de 0.21 – 0.50 m se cuenta con una área de 6,125.94 ha y dentro de un rango de 0.51 – 1.00 m se genera un área de 12,698.51 ha (ver Ilustración 8-47).

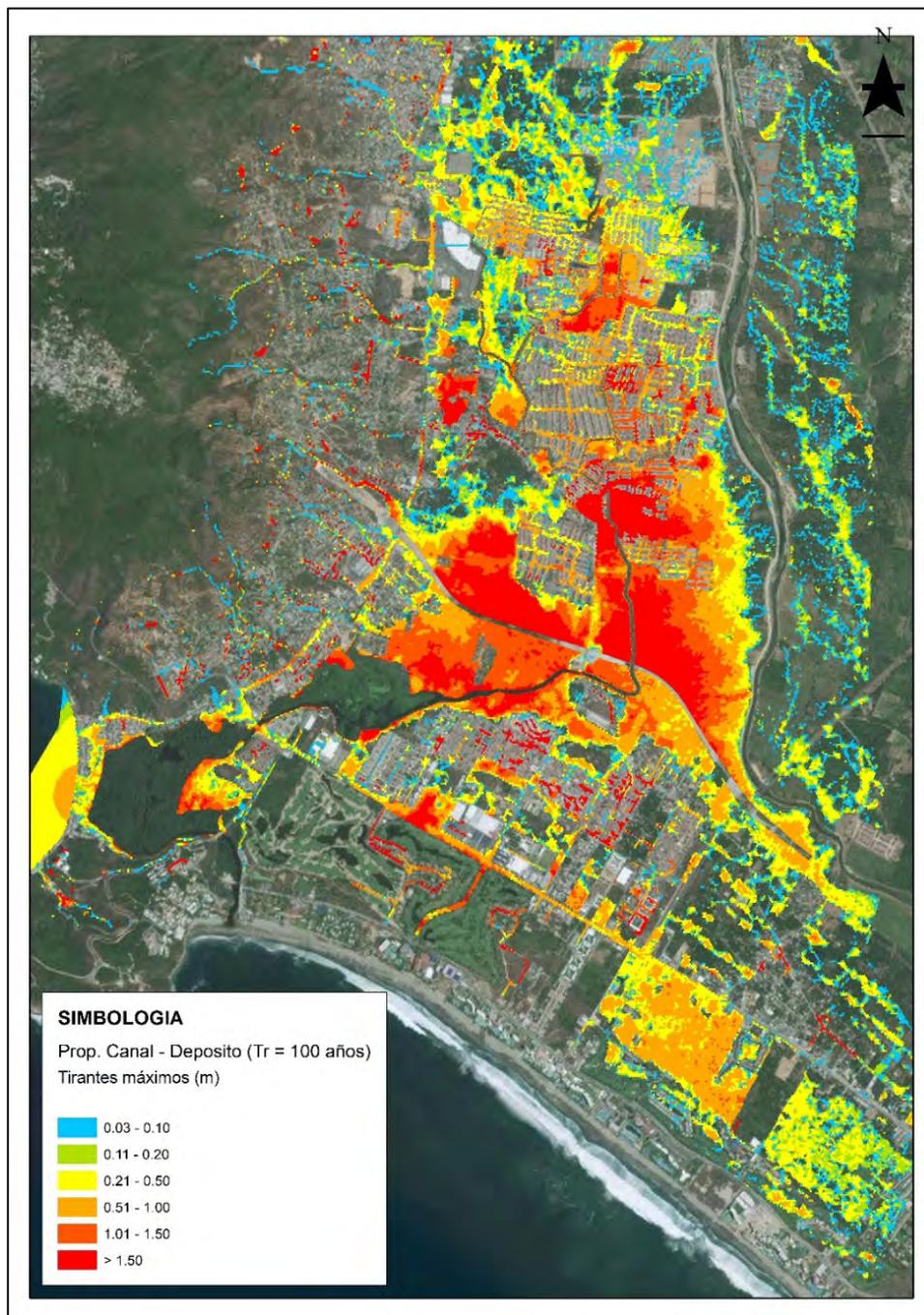


Ilustración 8-47 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.

8.7. ANÁLISIS DE LAS PROPUESTAS

De acuerdo a la configuración del terreno para la zona urbana de Punta Diamante, se plantearon 6 propuestas

1. Propuesta Diques, consiste en la creación de diques a la margen izquierda y derecha del Rio La Sabana.
2. Propuesta Encauzamiento o Canalización, consiste en el dimensionamiento del canal El Colacho
3. Propuesta Depósitos de retención, es un conjunto de depósitos de diferentes capacidades ubicados en zonas estratégicas.
4. Propuesta Sifones, consiste en la colocación de sifones a través de la escénica con el fin de desalojar el agua acumulada y así evitar encharcamientos.
5. Propuesta Diques & Sifones, es la combinación de la propuesta 1 y 4, tomando en cuenta los mismos parámetros.
6. Propuesta Encauzamiento & Depósitos, es la combinación de la propuesta 2 y 3, con las mismas características.

8.7.1. Periodo de retorno $Tr = 2$ años

Para un periodo de retorno de 2 años, se analizaron los tirantes máximos de las 6 propuestas, las cuales se compararon con los resultados del modelo en condiciones naturales para la carretera escénica (ver Ilustración 8-48):

1. Diques, para esta propuesta se presenta un total de disminución en zonas de inundación del 49.72% y un promedio entre rango de 8.28%;
2. Encauzamiento o canalización, con respecto de las condiciones naturales, las áreas de inundaciones incrementan un total del 35.15% y se tiene un porcentaje promedio de aumento del 5.85% por rango.
3. Depósitos de retención, cuenta con una disminución de tirantes máximo del 25.40%, un promedio de 4.23% entre rango.
4. Sifones, se tiene un porcentaje promedio de eficiencia de disminución de áreas inundables del 12.22%, en comparación de las condiciones actuales esta propuesta presenta una mayor disminución en su totalidad del 73.37%, siendo esta la más eficiente para un periodo de retorno de 2 años.
5. Diques & Sifones, en el análisis del conjunto de estas dos propuestas existe una disminución máxima del 55.60% y en promedio un 9.26%.
6. Encauzamiento & Depósitos, para esta combinación se presenta un aumento promedio de 2.80% por rango de la altura de cada tirante, así mismo cuenta con un aumento máximo del 16.86% en áreas de inundaciones.

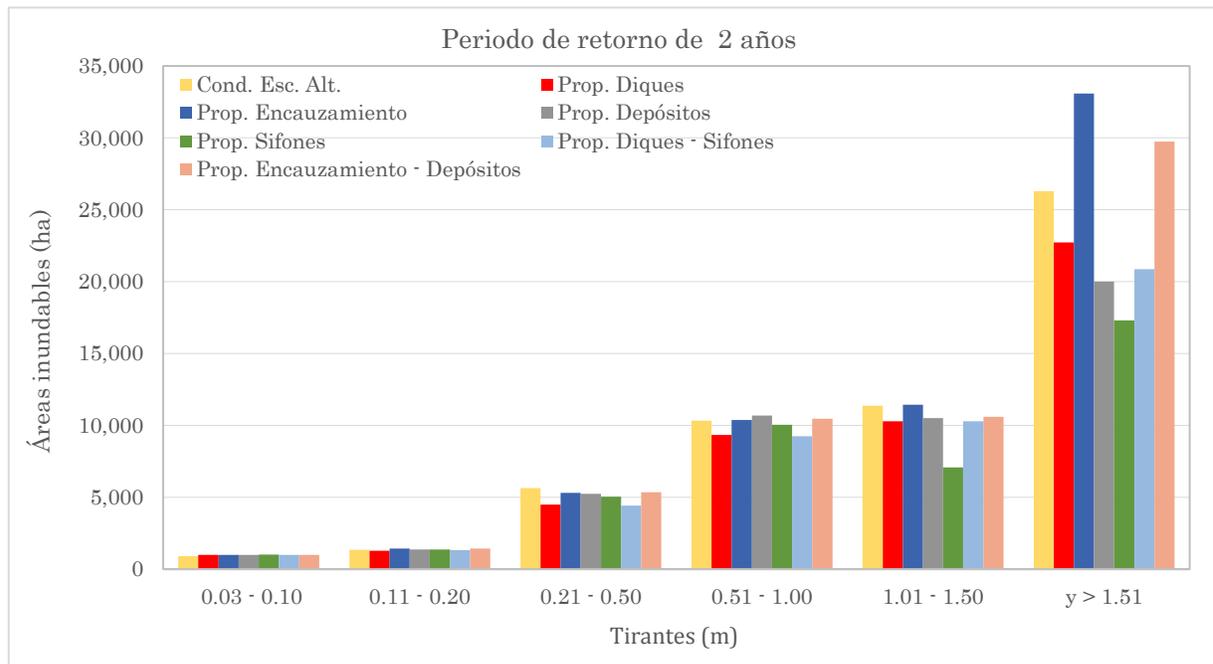


Ilustración 8-48 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 2$ años.

8.7.2. Periodo de retorno $Tr = 5$ años

Para un periodo de retorno de 5 años, se analizaron los tirantes máximos de las 6 propuestas, las cuales se compararon con los resultados del modelo en condiciones naturales para la carretera escénica (ver Ilustración 8-49):

1. Diques, para esta propuesta se presenta un total de disminución en zonas de inundación del 45.61% y un promedio entre rango de 7.60%;
2. Encauzamiento o canalización, con respecto de las condiciones naturales, las áreas de inundaciones incrementan un total del 33.62% y se tiene un porcentaje promedio de aumento del 5.60% por rango.
3. Depósitos de retención, cuenta con una disminución de tirantes máximo del 24.12%, un promedio de 4.02% entre rango.
4. Sifones, se tiene un porcentaje promedio de eficiencia de disminución de áreas inundables del 11.05%, en comparación de las condiciones actuales esta propuesta presenta una mayor disminución en su totalidad del 66.34%, siendo esta la más eficiente para un periodo de retorno de 5 años.
5. Diques & Sifones, en el análisis del conjunto de estas dos propuestas existe una disminución máxima del 49.48% y en promedio un 8.24%.
6. Encauzamiento & Depósitos, para esta combinación se presenta un aumento promedio de 4.61% por rango de la altura de cada tirante, así mismo cuenta con un aumento máximo del 27.70% en áreas de inundaciones.

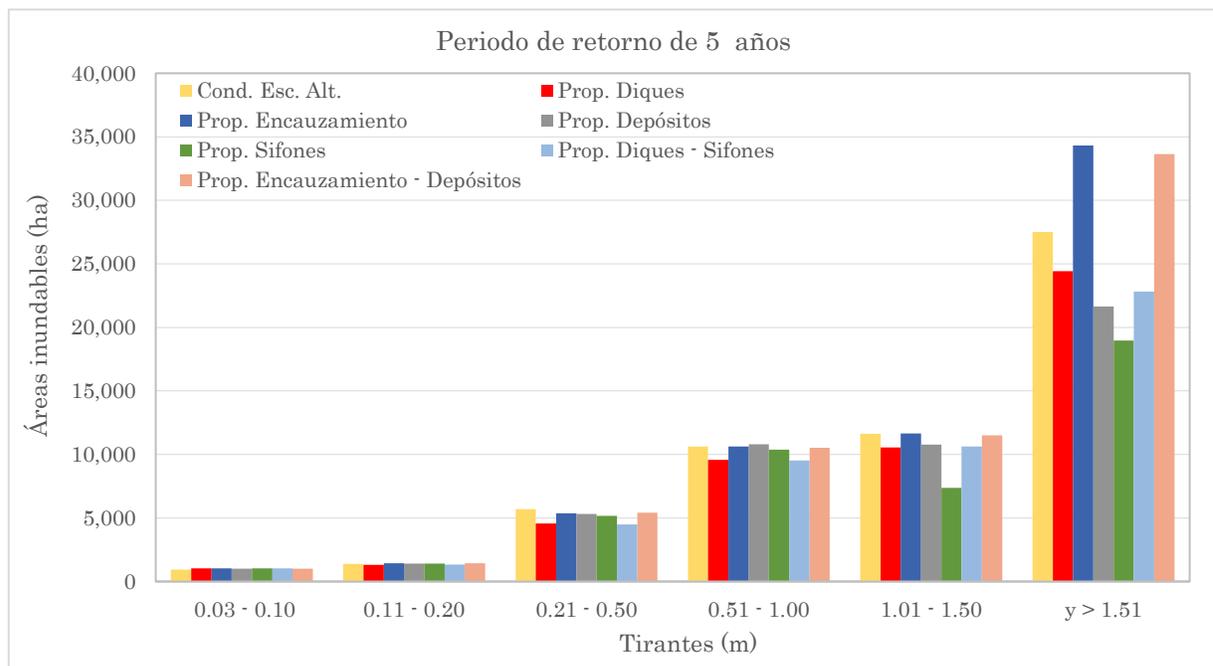


Ilustración 8-49 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 5$ años.

8.7.3. Periodo de retorno $Tr = 10$ años

Para un periodo de retorno de 10 años, se analizaron los tirantes máximos de las 6 propuestas, las cuales se compararon con los resultados del modelo en condiciones naturales para la carretera escénica (ver Ilustración 8-50):

1. Diques, para esta propuesta se presenta un total de disminución en zonas de inundación del 41.17% y un promedio entre rango de 6.86%;
2. Encauzamiento o canalización, con respecto de las condiciones naturales, las áreas de inundaciones incrementan un total del 37.28% y se tiene un porcentaje promedio de aumento del 6.21% por rango.
3. Depósitos de retención, cuenta con una disminución de tirantes máximo del 22.78%, un promedio de 3.79% entre rango.
4. Sifones, se tiene un porcentaje promedio de eficiencia de disminución de áreas inundables del 10.39%, en comparación de las condiciones actuales esta propuesta presenta una mayor disminución en su totalidad del 62.36%, siendo esta la más eficiente para un periodo de retorno de 10 años.
5. Diques & Sifones, en el análisis del conjunto de estas dos propuestas existe una disminución máxima del 43.29% y en promedio un 7.21%.
6. Encauzamiento & Depósitos, para esta combinación se presenta un aumento promedio de 4.40% por rango de la altura de cada tirante, así mismo cuenta con un aumento máximo del 26.44% en áreas de inundaciones.

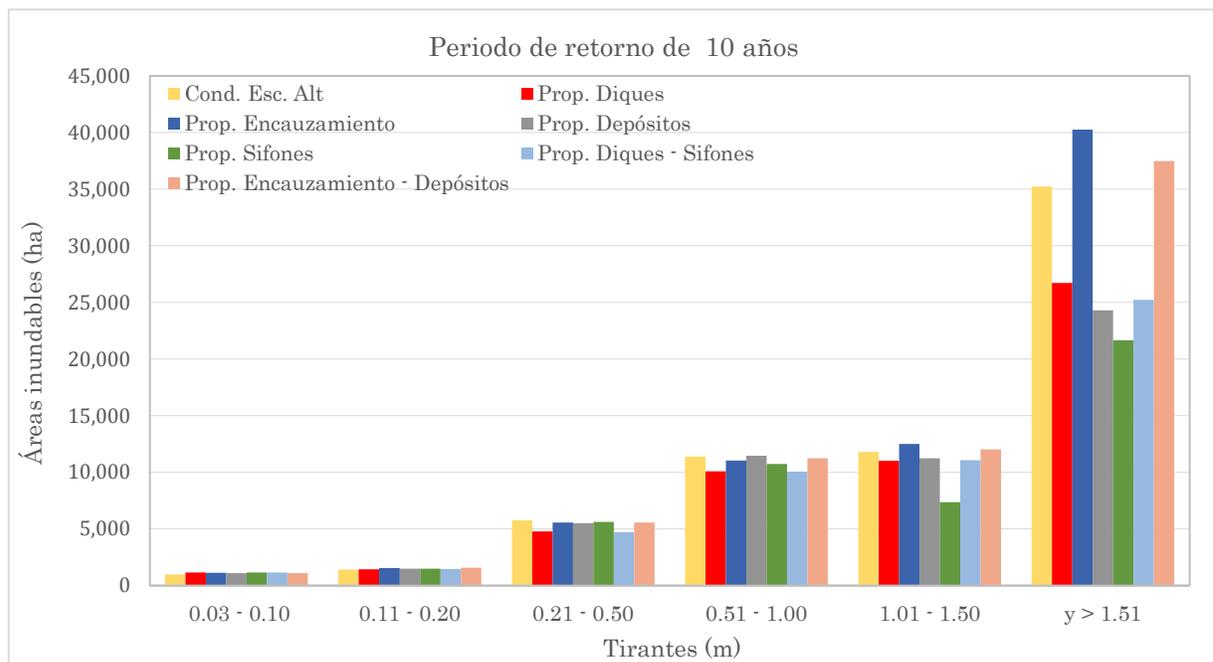


Ilustración 8-50 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 10$ años.

8.7.4. Periodo de retorno $Tr = 25$ años

Para un periodo de retorno de 25 años, se analizaron los tirantes máximos de las 6 propuestas, las cuales se compararon con los resultados del modelo en condiciones naturales para la carretera escénica (ver Ilustración 8-51):

1. Diques, para esta propuesta se presenta un total de disminución en zonas de inundación del 30.98% y un promedio entre rango de 5.6%;
2. Encauzamiento o canalización, con respecto de las condiciones naturales, las áreas de inundaciones incrementan un total del 34.77% y se tiene un porcentaje promedio de aumento del 5.79% por rango.
3. Depósitos de retención, cuenta con una disminución de tirantes máximo del 14.71%, un promedio de 2.45% entre rango.
4. Sifones, se tiene un porcentaje promedio de eficiencia de disminución de áreas inundables del 9.65%, en comparación de las condiciones actuales esta propuesta presenta una mayor disminución en su totalidad del 57.90%, siendo esta la más eficiente para un periodo de retorno de 25 años.
5. Diques & Sifones, en el análisis del conjunto de estas dos propuestas existe una disminución máxima del 32.48% y en promedio un 5.47%.
6. Encauzamiento & Depósitos, para esta combinación se presenta un aumento promedio de 6.78% por rango de la altura de cada tirante, así mismo cuenta con un aumento máximo del 40.70% en áreas de inundaciones.

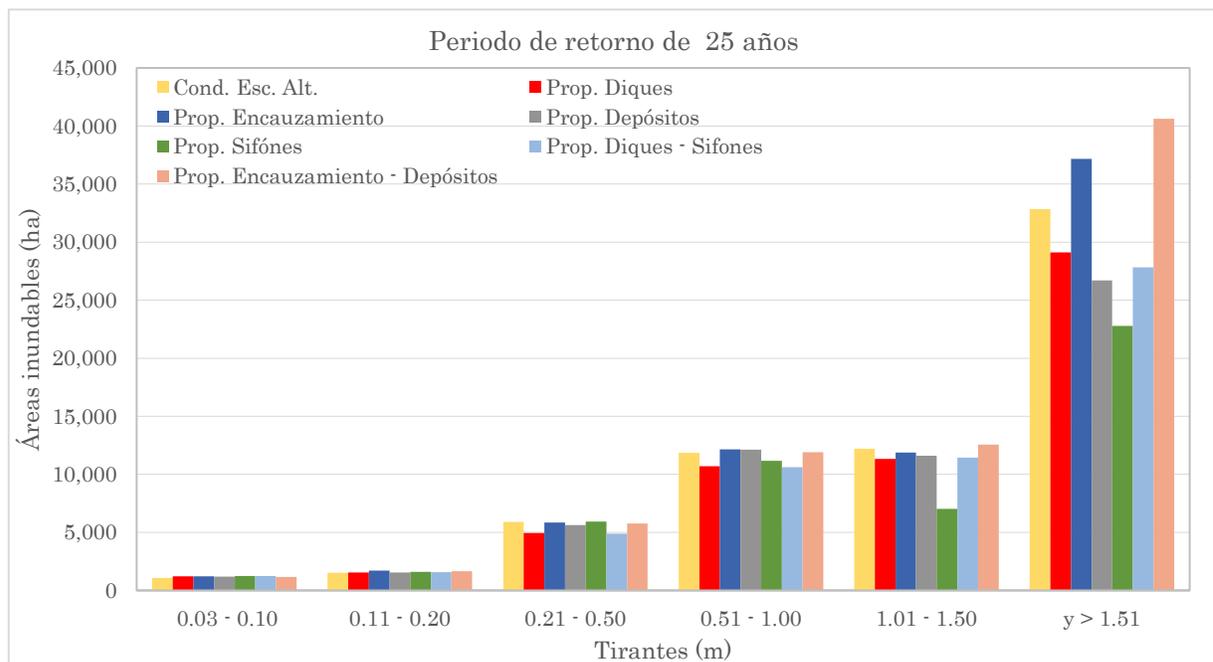


Ilustración 8-51 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 25$ años.

8.7.5. Periodo de retorno $Tr = 50$ años

Para un periodo de retorno de 50 años, se analizaron los tirantes máximos de las 6 propuestas, las cuales se compararon con los resultados del modelo en condiciones naturales para la carretera escénica (ver Ilustración 8-52):

1. Diques, para esta propuesta se presenta un total de disminución en zonas de inundación del 28.75% y un promedio entre rango de 4.79%;
2. Encauzamiento o canalización, con respecto de las condiciones naturales, las áreas de inundaciones incrementan un total del 52.97% y se tiene un porcentaje promedio de aumento del 8.82% por rango.
3. Depósitos de retención, cuenta con una disminución de tirantes máximo del 13.48%, un promedio de 2.24% entre rango.
4. Sifones, se tiene un porcentaje promedio de eficiencia de disminución de áreas inundables del 12.65%, en comparación de las condiciones actuales esta propuesta presenta una mayor disminución en su totalidad del 75.90%, siendo esta la más eficiente para un periodo de retorno de 50 años.
5. Diques & Sifones, en el análisis del conjunto de estas dos propuestas existe una disminución máxima del 31.16% y en promedio un 5.19%.
6. Encauzamiento & Depósitos, para esta combinación se presenta un aumento promedio de 4.69% por rango de la altura de cada tirante, así mismo cuenta con un aumento máximo del 28.14% en áreas de inundaciones.

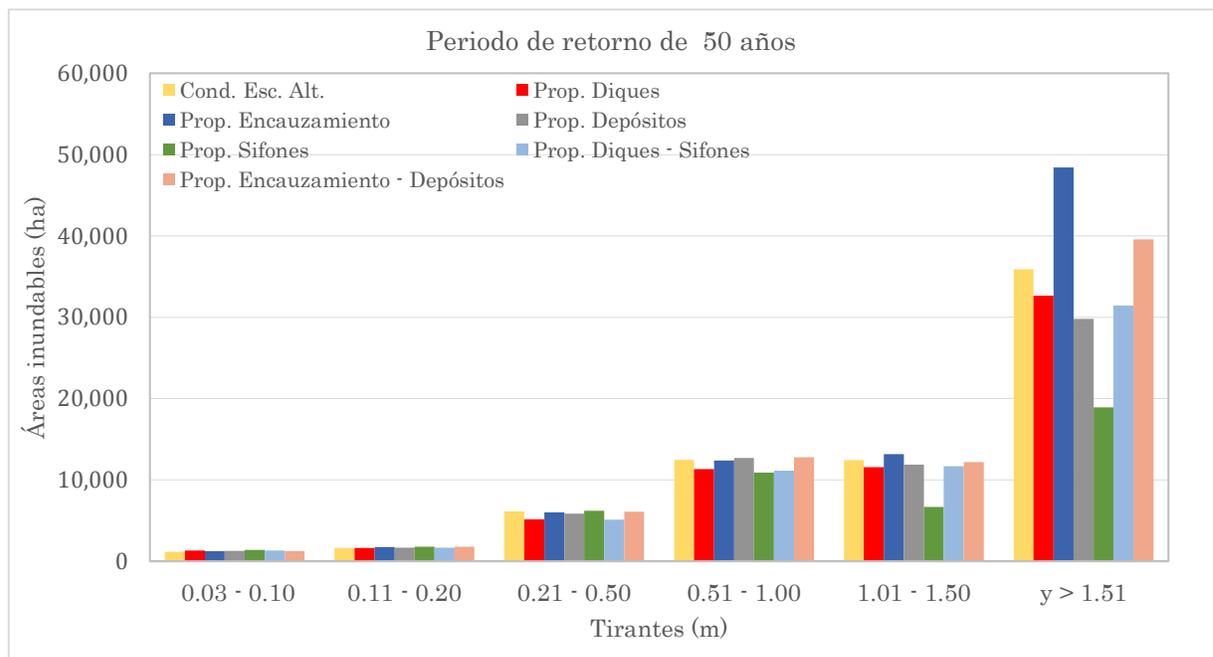


Ilustración 8-52 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 50$ años.

8.7.6. Periodo de retorno $Tr = 100$ años

Para un periodo de retorno de 100 años, se analizaron los tirantes máximos de las 6 propuestas, las cuales se compararon con los resultados del modelo en condiciones naturales para la carretera escénica (ver Ilustración 8-53):

1. Diques, para esta propuesta se presenta un total de disminución en zonas de inundación del 27.87% y un promedio entre rango de 4.64%;
2. Encauzamiento o canalización, con respecto de las condiciones naturales, las áreas de inundaciones disminuyen un total del 69.01% y se tiene un porcentaje promedio de disminución del 11.50% por rango, siendo esta la más eficiente para un periodo de retorno de 100 años.
3. Depósitos de retención, cuenta con una disminución de tirantes máximo del 12.35%, un promedio de 2.05% entre rango.
4. Sifones, se tiene un porcentaje promedio de eficiencia de disminución de áreas inundables del 10.67%, en comparación de las condiciones actuales esta propuesta presenta una mayor disminución en su totalidad del 64.04%.
5. Diques & Sifones, en el análisis del conjunto de estas dos propuestas existe una disminución máxima del 29.68% y en promedio un 4.94%.
6. Encauzamiento & Depósitos, para esta combinación se presenta un aumento promedio de 42.31% por rango de la altura de cada tirante, así mismo cuenta con un aumento máximo del 7.05% en áreas de inundaciones.

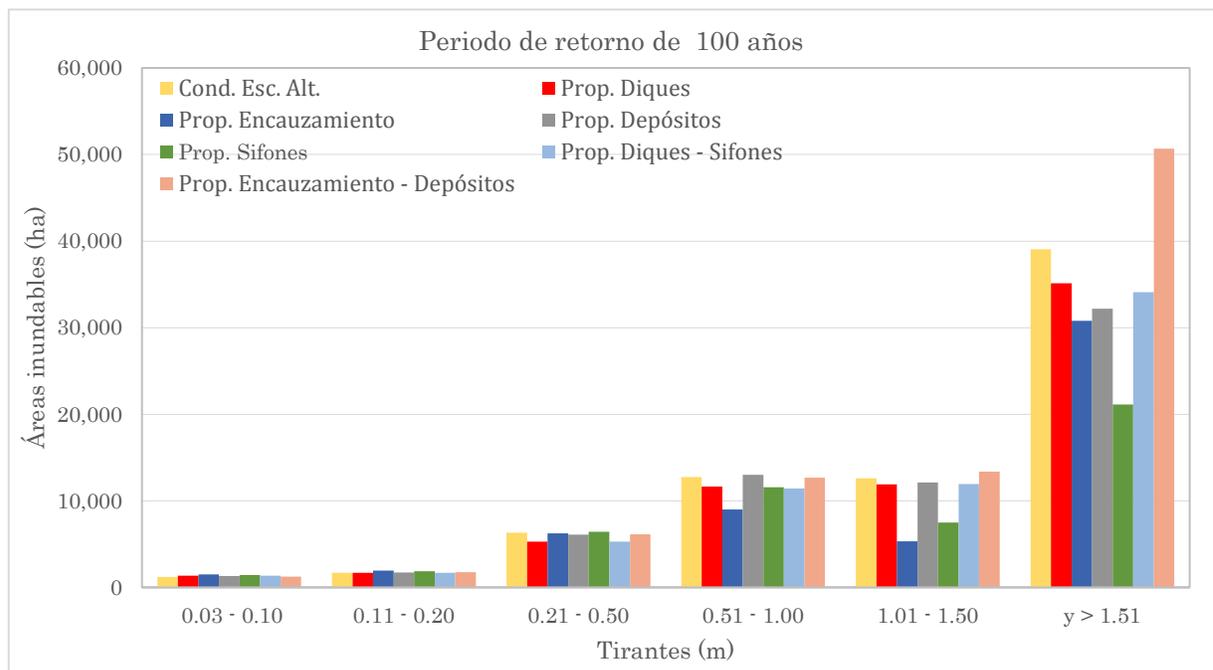


Ilustración 8-53 Comparación de tirantes máximos para los escenarios de $Tr = 100$ años.

8.8. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Conforme al análisis de resultados, se determino que la alternativa que genera mejores resultados para cada uno de los periodos de retorno establecidos; es la Propuesta de Sifones (Prop. 4); que presento una mayor reducción en tirantes máximos en cada escenario y se postuló como la mejor solución para la mitigación de inundaciones. Debido a estó, se decidio realizar una comparación de resultados entre Condiciones con Escenica Alterna y la Propuesta de Sifones, con el fin de identificar la variación de resultados entre ambos escenarios.

A partir del escenario de Condiciones con Escenica Alterna para un periodo de retorno de 25 años, se delimito la zona en la cual se presenta un área con mayor peligro (tirantes máximos), dicha área abarca un total de 58 microcuencas (ver Ilustración 8-54) que serán analizadas y comparadas con la Prop. 4.

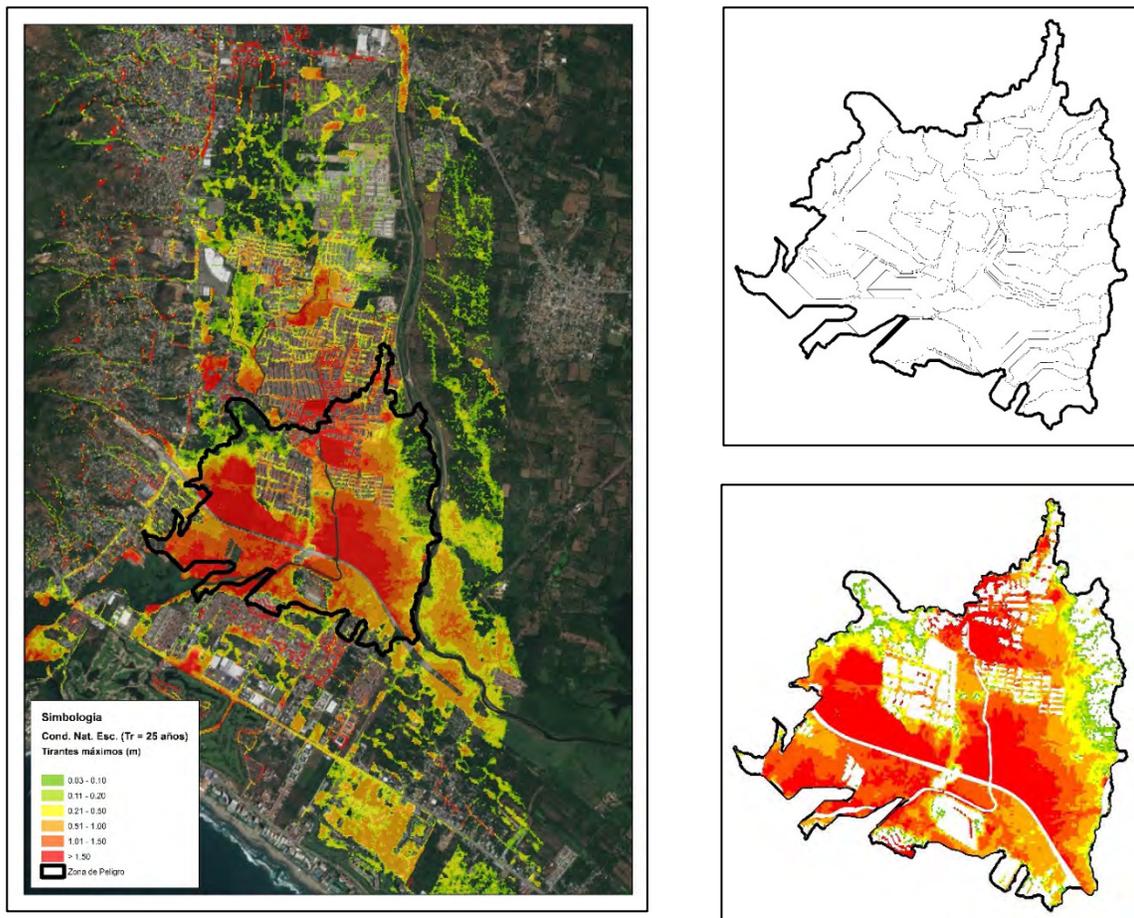


Ilustración 8-54 Zona de peligro en la cual se presenta un mayor concentración de tirantes máximos para el escenario de Cond. Nat. Esc. en un Tr = 25 años.

A continuación se presentan tres graficas, una para cada resultado generado a través de la modelación, mostrando los siguientes parámetros:

- Tirantes máximos
- Velocidades máximas
- Volumen acumulado

Tirantes máximos

En la Ilustración 8-55 existe una diferencia muy marcada de la altura de tirantes entre ambos escenarios. Se observa que en cada una de las microcuencas analizadas para la prop. Sifones, se tiene una reducción de hasta un metro de altura y de acuerdo a la línea de tendencia para todas las microcuencas, los tirantes se encuentran por debajo de 1 m de altura. Por lo tanto de acuerdo a los criterios de zonas urbanas de Temez (1992) y Nanía (1999) no presentan problemas mayores.

Velocidades máximas

Al comparar las velocidades máximas (ver Ilustración 8-56) de ambos escenarios, se puede discernir que la Prop. 4 presenta un alta disminución de velocidades en toda el área de influencia, con excepción de las microcuencas 44 a la 48 que están por encima de las Cond. Esc. Alt. En general, las velocidades que se presentan para la Prop. 4 están por debajo de la velocidad máxima permisible de 1 m/s, que establece los criterios de Témez (1992) para un riesgo por inundación.

Volumen acumulado

La ilustración representa el volumen de agua acumulado en cada microcuenca, esta acumulación se debe principalmente a mal transito de los escurrimientos superfiales lo que provoca encharcamientos, ya sea por obstrucción, acumulación de sedimentos, drenaje deficiente y principalmente por déficit de obras hidráulicas para el desalojo o transito de flujo.

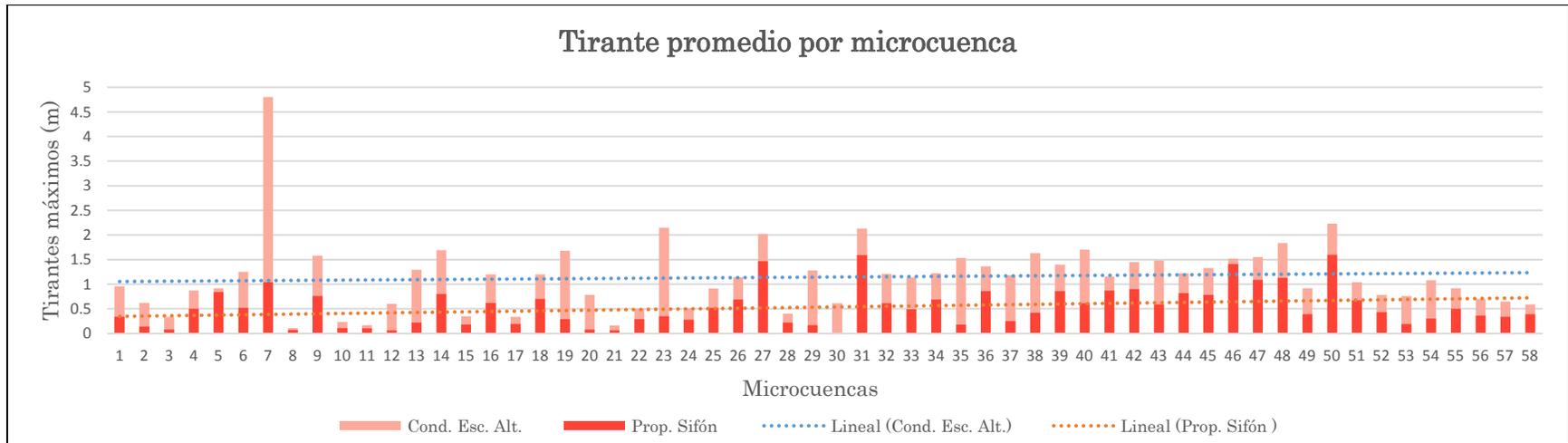


Ilustración 8-55 Comparación grafica de la reducción de tirantes máximos entre ambos escenarios (Tr=25 años).

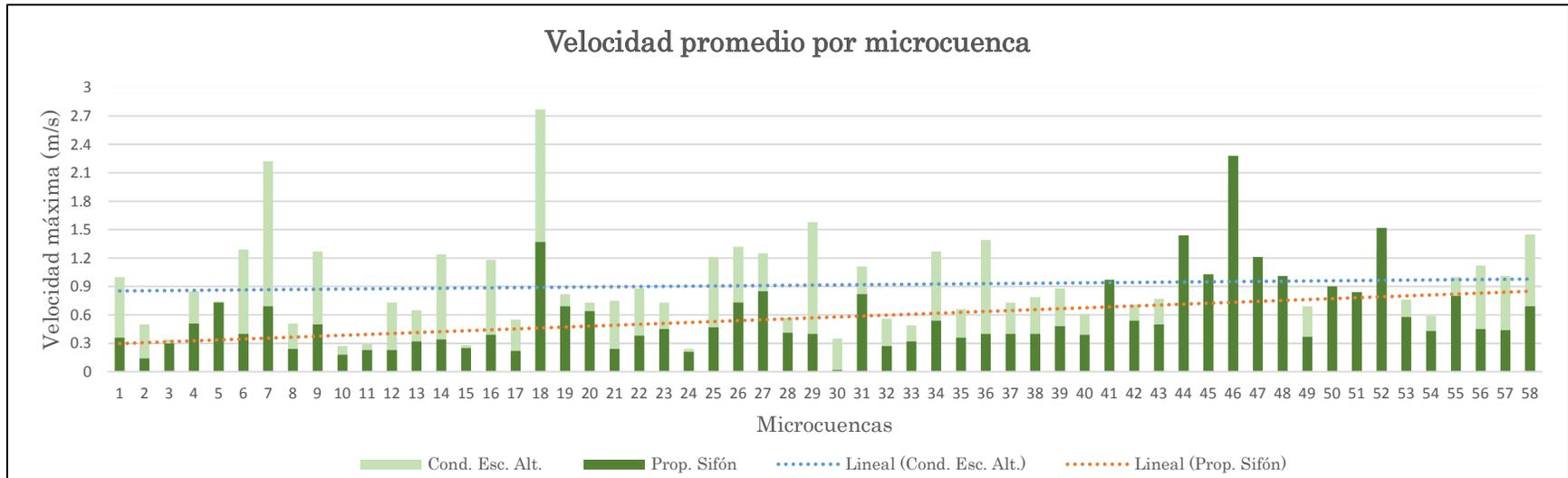


Ilustración 8-56 Comparación grafica de la reducción de velocidades máximas entre ambos escenarios (Tr=25 años).

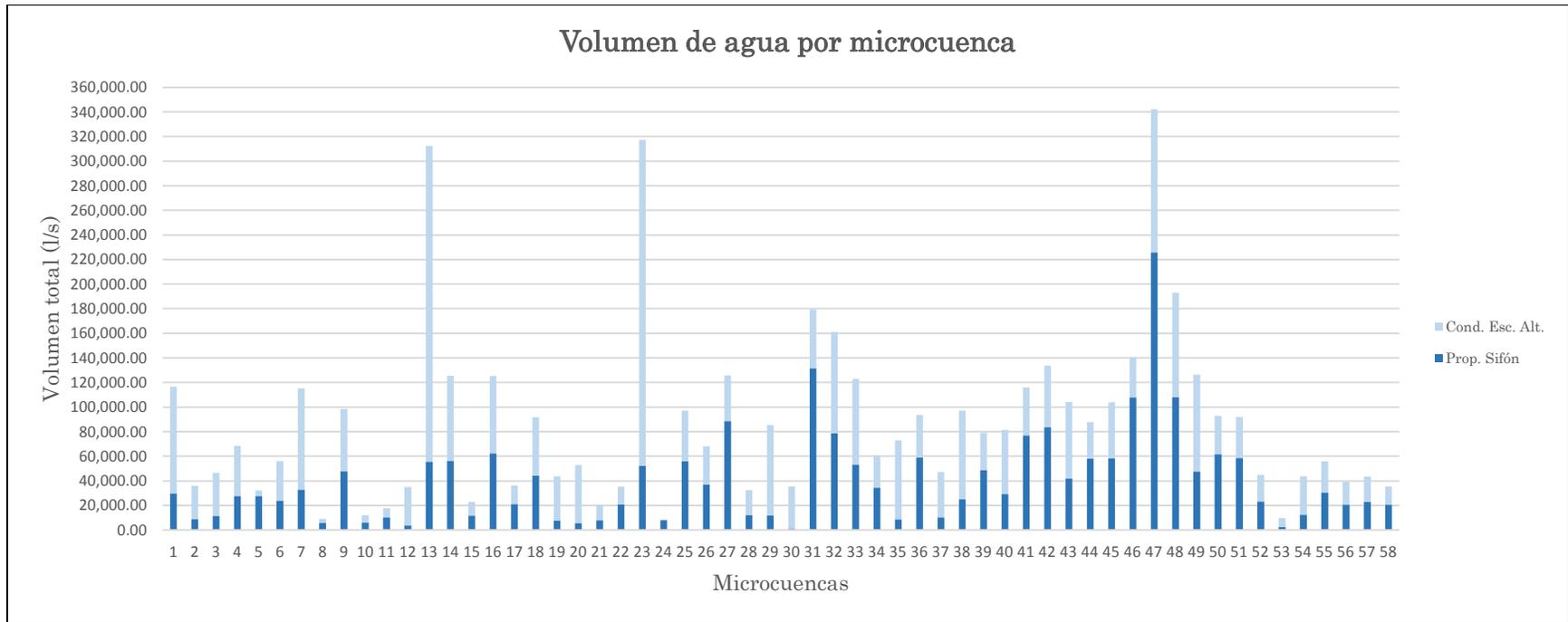


Ilustración 8-57 Comparación grafica de la reducción de volúmenes entre ambos escenarios (Tr=25 años)

CAPITULO 9

Conclusiones

La metodología propuesta para el presente trabajo, analiza los escurrimientos superficiales a través de la recopilación de información de los parámetros específicos para la generación de un modelo bidimensional, el cual es de suma importancia para el calculo de tirantes máximos que nos ayudan al diseño de estructuras de protección y así optar por la Propuesta Optima para la mitigación de inundaciones.

De acuerdo a la metodología planteada, el modelo bidimensional se construyó a base de un levantamiento LIDAR, el levantamiento topográfico de toda la zona de estudio incluyendo: planimetría, drenaje existente y cauces naturales, la caracterización geomorfológica de las microcuencas; considerando la lluvia de proyecto para los periodos de retorno de 2 a 100 años, con el fin de generar el sentido y dirección de los escurrimientos superficiales para cada escenario.

Para representar el impacto que ocasiono la Tormenta Manuel sobre la zona urbana de Punta Diamante de manera exacta y precisa; se generó un escenario en condiciones actuales, en el cual se consideraron los datos registrados al paso de la tormenta por las estaciones ubicadas a la margen de la zona de estudio, tanto como caudal registrado por la batimetría en el Río La Sabana, así también como la huellas de inundación.

De los resultados obtenidos por la simulación del modelo en condiciones actuales, se observo que el evento ocurrido en 2013 en la zona de Punta Diamante, corresponde a un periodo de retorno del orden de 100 años.

Con el fin de contrarrestar los daños ocasionados por Manuel, el gobierno del estado de Guerrero llevo a cabo el proyecto “Escénica Alterna”; que beneficiara al transito vehicular y reducirá los tiempos para transportarse de la zona turística hacia el aeropuerto, dicho proyecto atraviesa a lo ancho de la zona de Punta Diamante; por lo cual se generó un escenario con periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años respectivamente, para conocer el impacto que se pueda suscitar sobre el lugar de estudio debido a las características que presenta el proyecto.

Analizando los resultados obtenidos por el escenario con Escénica Alterna, se determinaron unos de los principales problemas de inundación, que se derivan de la deficiencia de operación del sistema de drenaje, la incapacidad hidráulica del canal el Colacho, el desbordamiento del río la Sabana y el encharcamiento a través de la Escénica alterna. Este último se debe a que el diseño de las alcantarillas no cuenta con la capacidad de desalojar la acumulación de agua que provoca la vialidad al no permitir el libre paso de los escurrimientos superficiales.

Partiendo de lo anterior, se plantearon determinadas obras hidráulicas para las zonas con alto peligro de inundación que se presentaron en aumento a cada periodo de retorno, las cuales se simularon para cada periodo de retorno antes mencionado.

De acuerdo al análisis de propuestas se observó que:

La propuesta de Sifones, se manifiesta como la mejor alternativa de solución, debido que a uno de los mayores problemas ocasionados por la vialidad es el encharcamiento a través de ella. Y ya que los sifones apoyan a las alcantarillas en el tránsito del flujo a través de la Escénica se postula como la mejor propuesta de mitigación de inundaciones.

Cabe destacar que la mejor alternativa (Prop. Sifones) ayudara a mitigar y disminuir el problema de inundación a causa del impacto que tendrá la vialidad de la escénica alterna pero esto no solucionara en su totalidad la problemática de inundaciones que presenta la zona de Punta Diamante, para ello se recomienda desarrollar un plan de obras hidráulicas que, basado en los resultados que se presentan en este trabajo, se realice el diseño de obras específicas para las zonas más críticas.

Las decisiones que se tomen sobre la elección de las obras hidráulicas propuestas para cada zona de interés deben de tomarse con un enfoque económico, social y ambiental. Y aunque la ejecución de cada obra puede ser costosa, suele ser más costoso aun el escenario provocado por una inundación, la cual cobra vidas humanas y daños materiales cuantiosos.

En conclusión, es necesario considerar que muchos de los fenómenos naturales amenazantes se desencadenan más que por el agua, por el mal manejo que le damos a ella y al territorio; donde podemos apreciar que el hombre ha modificado el entorno de su hábitat, por otro que ha variado desfavorablemente las condiciones de disponibilidad, que la naturaleza nos brinda.

CAPITULO 10

Bibliografía

- Aragón Hernández, José Luis (2013): Modelación numérica integrada de los procesos hidráulicos en el drenaje urbano: pp 292. Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Tesis Doctorals en Xarxa.
- Barros, Juan Fernando; Vallejo, Luz Eliana; (2007): Metodología para la evaluación de la condición de corrientes urbanas. Rev.EIA.Esc.Ing.Antioq No.7 Envigado Jan./June 2007 ISSN 1794-1237.
- Campos, F. (2010). Introducción a la hidrología urbana (pp. 5-30). México: Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- Campos-Aranda, D. (1988) Procesos del ciclo hidrológico. Capítulo 2, editorial Universidad Potosina. Volumen 1, tomo 1 / 2, San Luis Potosí.
- Campos-Aranda-Aranda, F. (1998). Procesos del ciclo hidrológico. UASLP-Facultad de Ingeniería, San Luis Potosí.
- CENAPRED. (2007). Inundaciones. Series de Fascículos, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F.
- CENAPRED. (2010). Peligro Naturales y Tecnológicos relevantes durante el periodo 1810-2010. México, D. F.: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Chow et al (1988)., Applied Hydrology. McGraw-Hill.pp 583 New York.
- Chow V., Maidment D. y Marrys L. (1964) Handbook of Applied Hidrology. Mc Graw-Hill, New York, 1964
- CONAGUA (2011). Manual para el control de inundaciones. Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales , México D.F.
- Dávila Pórcel, Rene Alberto; De León Gómez, Héctor (2011): Importancia de la hidrogeología urbana; ciencia clave para el desarrollo urbano sostenible. Boletín de la Sociedad

- Domínguez M. R., Esquivel G. G., Mendez A. B., Mendoza R. A., Arganis J. M. L., Carrizosa E. E., Manual del Modelo para pronóstico de escurrimiento. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. ISBN 978-607-2-00316-3, 2008.
- Dudhia, J., D. Gill, et al. (2008). A description of the advanced research WRF version 3, NCAR technical note, NCAR/TN-475+ STR.
- European Parliament. Directive 2007/60/EC on the assessment and management of flood risks. Official Journal of the European Union, November 2007.
- Escenica Alterna (2013). Escenica Alterna de Acapulco. Recuperado el 13 de Noviembre de 2015, de <http://guerrero.gob.mx/>
- Felicismo (1994), Modelos Digitales de Terreno. Introducción y aplicación en las ciencias ambientales. <http://etsimo.uniovi.es/feli/>
- FLO-2d. (2007). FLO-2d Software. Recuperado el 12 de 7 de 2013, de <http://www.flo-2d.com/>
- Freeze, R.A (1975) "A stochastic-conceptual analysis of one-dimensional groundwater flow in nonuniform homogeneous media,". Water Resources Research Volumén 11 núm 5, pp 725-741.
- Fuentes, M. O. A., Franco, H. L. E., 1997. Modelo matemático de áreas de inundación. Cuadernos de investigación. Número 41. Secretaría de Gobernación y CENAPRED.
- GASIR. (1996). Norma Hidrológica que recomienda periodos de retorno para diversas obras hidráulicas. Comision Nacional del Agua, México D.F.
- Gomez, Manuel; Macchionez, Francesco; Russo, Beniamino (2010): Modelo físico para el estudio de los criterios de riesgo en zonas urbanas: pp 1-13. Congreso Latinoamericano de Hidráulica. "XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- IMTA. (2014). Estudio hidrológico para el pronostico en ríos en Cuencas del Organismo de Cuenca Pacífico sur. Jiutepec, Mor.: Coordinación de Hidrología.
- INEGI. (2013). Modelo digital de elevación. Recuperado el 30 Marzo de 2016, de www.inegi.org.mx/
- INEGI (2008). "Nube de Puntos LIDAR ajustada al Terreno, Bloque conformado por las cartas 1:50,000: E15A75, E15A76, E15A85, E15A86 del Instituto Nacional de Estadística." Geografía e Informática.

- INEGI. (2012). Simulador de cuencas hidrográficas, Insituto Nacional de Geografica Informatica
- Kite, G. W, (1988). Frequency and Risk Analysis in Hydrology, Water Resource, 4ta Ed, pp 59-71. Littleton, Colorado EEUU.
- Llaguno Guilberto, O. J. (2014). Generación de mapas de riesgo considerando la topografía urbana, aplicado a la ciudad de Oaxaca de Juarez, Oaxaca. México, D. F. : Universidad Nacional Autónoma de México.
- Lopez, J. (2013). Manejo integral del agua pluvial en Tuxtla Gutierrez, Chiapas. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, Campus Morelos, Jiutepec, Morelos.
- López López , E. E., Rodríguez Rincón, J. P., & Pedrozo Acuña, A. (2014). Estimación de la vulnerabilidad por inundación bajo condiciones de amenazas inciertas. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica.
- Marengo Mogollón, H., Ruíz Silva, H. L., Becerra Soriano, R. A., Gallardo Almanza, P., & Velasco Zenteno, R. (2014). Simulación Hidrodinámica del río Papagayo para la estimación del gasto máximo provocado por el Huracán Manuel. XIII Congreso Nacional de Hidráulica.
- Mejía Estrada, P. I., Rodríguez Rincón, J. P., & Pedrozo Acuña, A. (2014). Análisis del evento hidrometeorológico extremo en Acapulco, Guerrero, 2013: Lecciones aprendidas. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica.
- Nanía, L. (1999). Metodología Numérico Experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentia pluvial en una red de calles. Universidad Polytecnica de Catalunya, Tesis Doctoral, Barcelona.
- National Weather Service (1999), National Weather Service River Forecast System (NWSRFS) user's manual of Hydrol., Natl. Weather Serv., NOAA, Silver Spring, Md.
- Pedrozo-Acuña, A., Breña-Naranjo, J.A., Domínguez-Mora, R. The hydrological setting of the 2013 floods in Mexico. subjudice
- Pedrozo-Acuña, A., Mejía-Estrada P. I., Rodríguez-Rincón, J. P., Domínguez-Mora, R., and González-Villareal, F. J.: Flood Risk From Extreme Events in Mexico, 11th International Conference on Hydroinformatics, HIC 2014, New York City, USA, 2014b.
- Rodríguez Herrera, A., Ruz Vargas , M., & Hernández Rodríguez, B. (Mayo - Agosto de 2012). Riesgo y vulnerabilidad en Llano Largo, Acapulco: La tormenta henriette. *Economía, Sociedad y Territorio*, XII(39), 425-447.

- Rodríguez, J., Alcocer-Yamanaka, V., Albornoz, P., Santos, R., & Llaguno, O. (2014). Estudio de riesgo de inundaciones en zonas urbanas de la República mexicana. Jiutepec: Fondo Sectorial de Investigación y Desarrollo sobre el Agua, Conagua / Conacyt / IMTA
- Rodríguez-Rincón, J. P., Pedrozo-Acuña, A., and Breña-Naranjo, J. A.: Propagation of hydro-meteorological uncertainty in a model cascade framework to inundation prediction, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 19, 2981-2998, <https://doi.org/10.5194/hess-19-2981-2015>, 2015.
- Rubio Gutiérrez, H., Esquivias Campoy, O., Martínez Ramírez, E., Romano Cervantes, J. D., & Alejandro Zarco, A. I. (2014). Reconstrucción de la inundación en Llano Largo municipio de Acapulco, Gro. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica.
- Salas, M. (1999). Obras de protección contra inundaciones. Cuadernos de investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Num. 49. Agosto, 1999. Instituto de Ingeniería de la UNAM pp. 7-67.
- SIAPA (2009). Programa de manejo integral de aguas pluviales de la zona metropolitana de Guadalajara. Sistema Intermunicipal para los servicios de agua potable y Alcantarillado, Mayo 2011.
- Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas. (2013). Análisis y Causas de las Inundaciones en la Zona Diamante - Tormenta Manuel - Septiembre 2013. Acapulco: H. Ayuntamiento de Acapulco.
- TELEMAC-MASCARET, O. (2013). Presentation. Recuperado el 12 de 05 de 2013, de <http://www.opentelemac.org/index.php/presentation?id=17>
- Témez, P. (1992). Control del desarrollo urbano en zonas inundables. Inundaciones y redes de drenaje urbano, Monografías del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales, Puertos, Madrid. pp 105-11
- Torres Pérez-Negrón, M. A., Jaimes Téllez, M. Á., Reinoso Angulo, E., & Ordaz Shroeder, M. (2014). Evaluación probabilística del riesgo por inundación en infraestructura aplicada a la ciudad de Acapulco, Guerrero. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica.
- Torres, M., Jaimes, M., Espinoza, A., & Reinoso, A. (2012). Estimación probabilística del riesgo en viviendas por inundación en la bahía de Acapulco. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.
- Vélez Upegui, J. J., Botero Hernández, B. A., Parra Toro, J. C., Aristizábal Murillo, V. M., & Marunlanda Aguirre, A. (2013). Diseño hidráulico e hidrológico de

obras de ingeniería para proyectos viales. Manizales, Colombia: Blanecolor S. A. S.

Wang, W., Bruyere, C., Duda, M., Dudhia, J., Gill, D., Lin, H. C., & Mandel, J.. ARW version 3 modeling system user's guide. Mesoscale & Miscroscale Meteorology Division. National Center for Atmospheric Research (July 2010), http://www.mmm.ucar.edu/wrf/users/docs/user_guide_V3/ARWUsersGuideV3.pdf.

Westphal, J. A. (2001) Hydrology for Drainage System Design and Analysis (pp. 4.1-4.44). Larry W. M. (ed.). In Stormwater Collection Systems Design Handbook. New York, USA: McGraw-Hill Companies, Inc.

XP_Solutions. (2011). xp2d. Recuperado el 26 de 8 de 2013, de <http://www.xpsolutions.com/software/xp2d/>

CAPITULO 11

Anexos

A continuación se presentan los resultados del modelo lluvia-escorrentamiento aplicando las medidas de control de escorrentamiento publicado en el parlamento de La Directiva 2007/60/EC de la Unión Europea.

Esta propuesta consistió en proyectar un bordo longitudinalmente a la margen derecha del río La Sabana de aguas arriba hacia aguas abajo, con el objetivo de proteger la zona urbana de Punta Diamante de algún evento que ocasione el aumento de tirantes sobre el río y así, su desbordamiento. El lado izquierdo de la margen de La Sabana queda completamente descubierto aprovechando la amplia planicie y destinar éste espacio como llanura aluvial.

En la Ilustración 11-1, se analizaron los tirantes máximos para diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años).

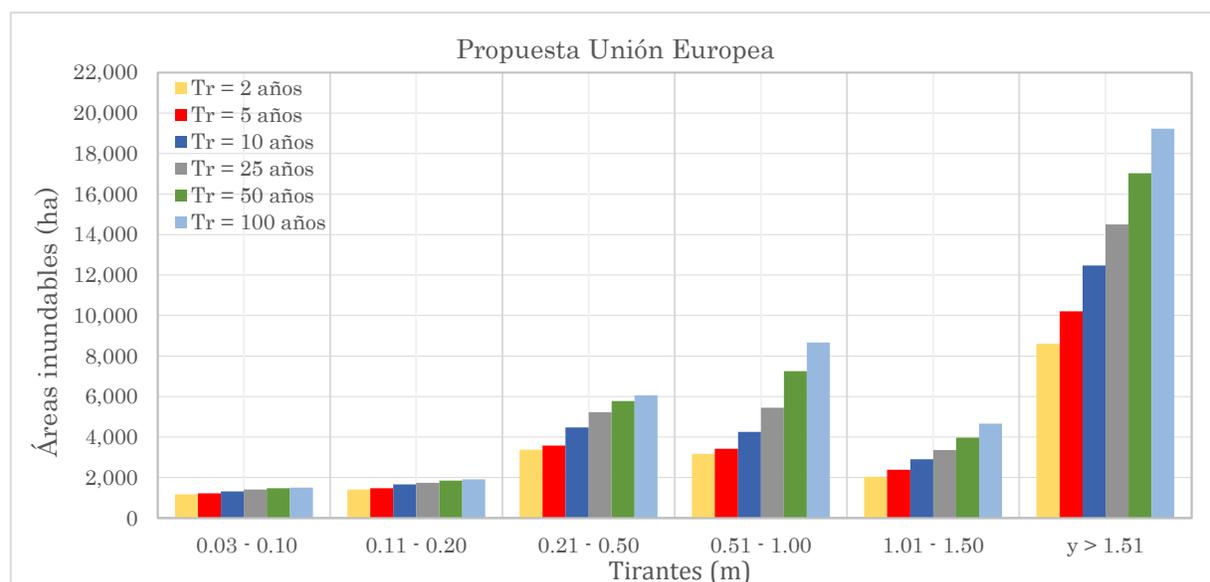


Ilustración 11-1 Comparación de los tirantes máximos para los escenarios

En la Ilustración 11-2 a la Ilustración 11-7 se presentan los mapas de tirantes máximos para cada periodo de retorno mencionado anteriormente.

Periodo de retorno: 2 años

Precipitación media: 68.44 mm

Duración: 120 min

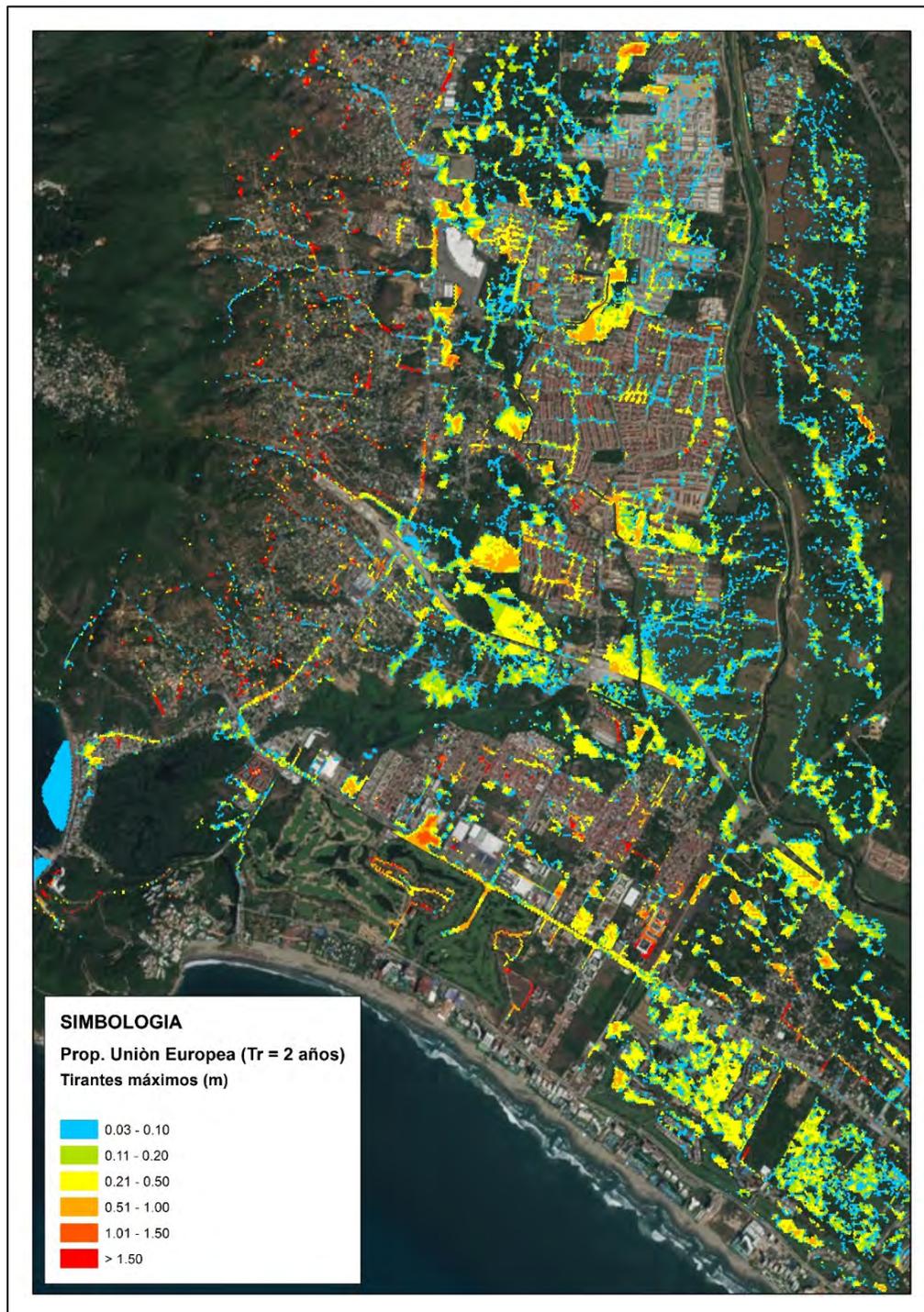


Ilustración 11-2 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 2 años.

Periodo de retorno: 5 años

Precipitación media: 88.35 mm

Duración: 120 min

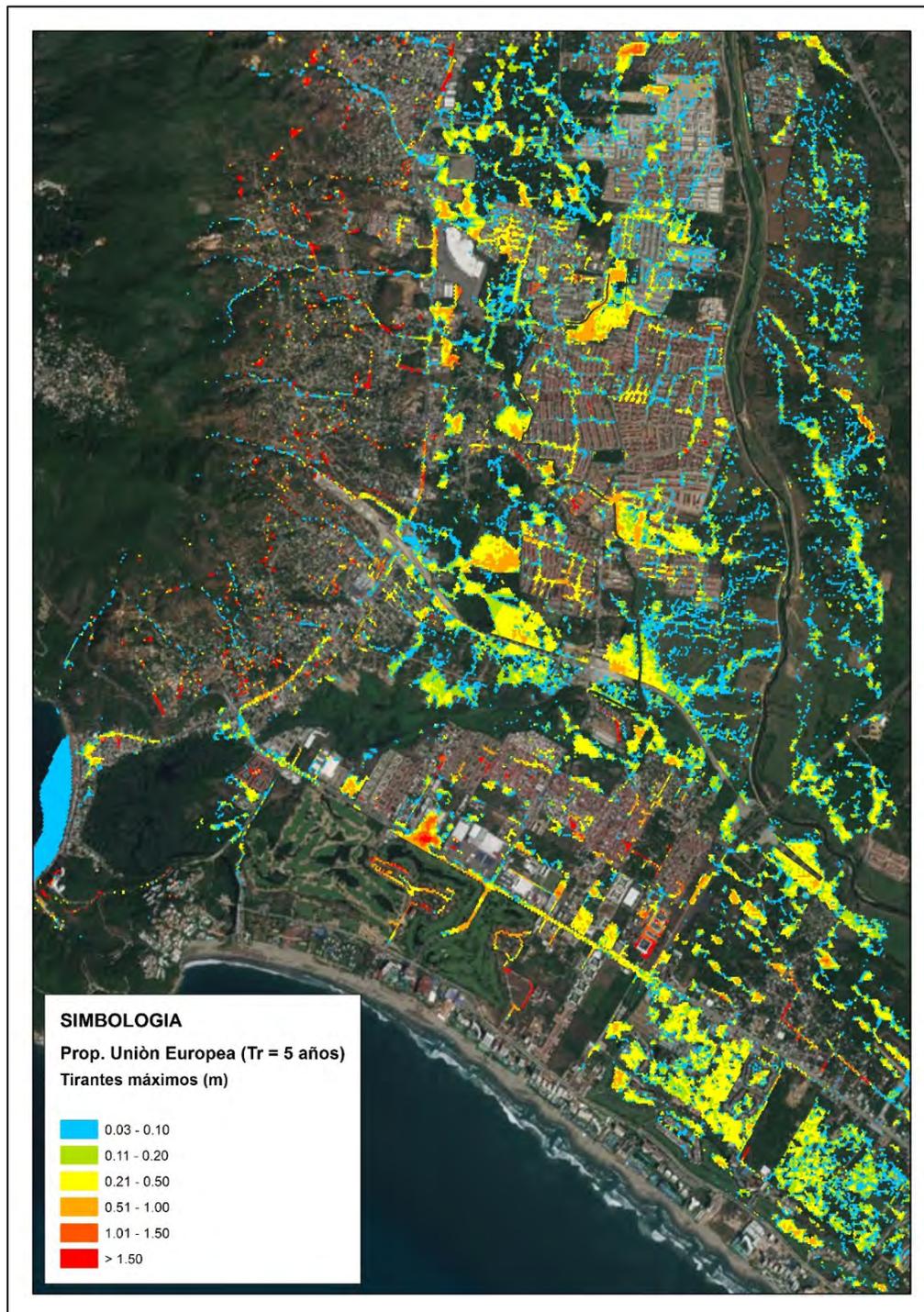


Ilustración 11-3 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 5 años.

Periodo de retorno: 10 años

Precipitación media: 103.53 mm

Duración: 120 min

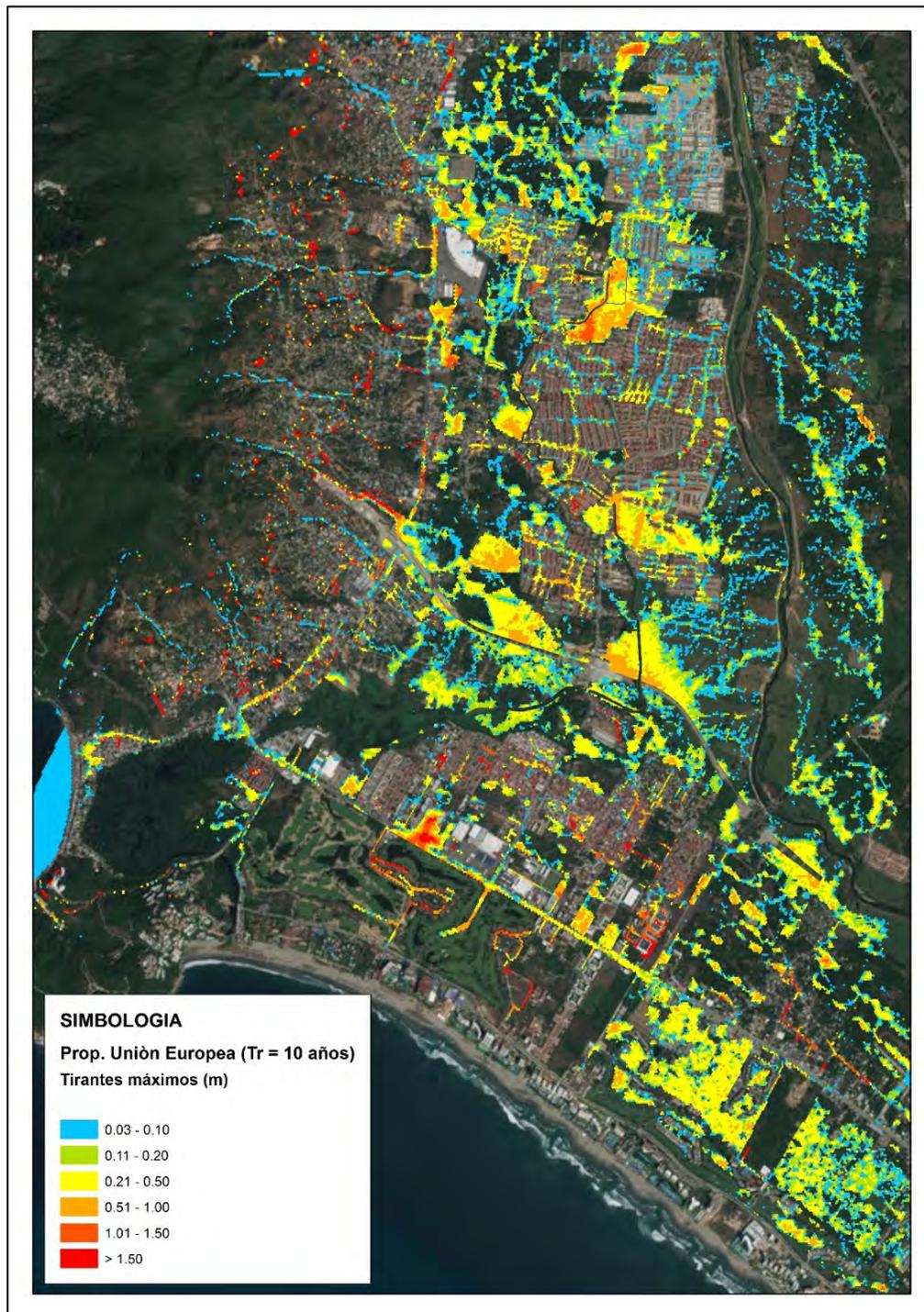


Ilustración 11-4 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 10 años.

Periodo de retorno: 25 años

Precipitación media: 114.19 mm

Duración: 120 min

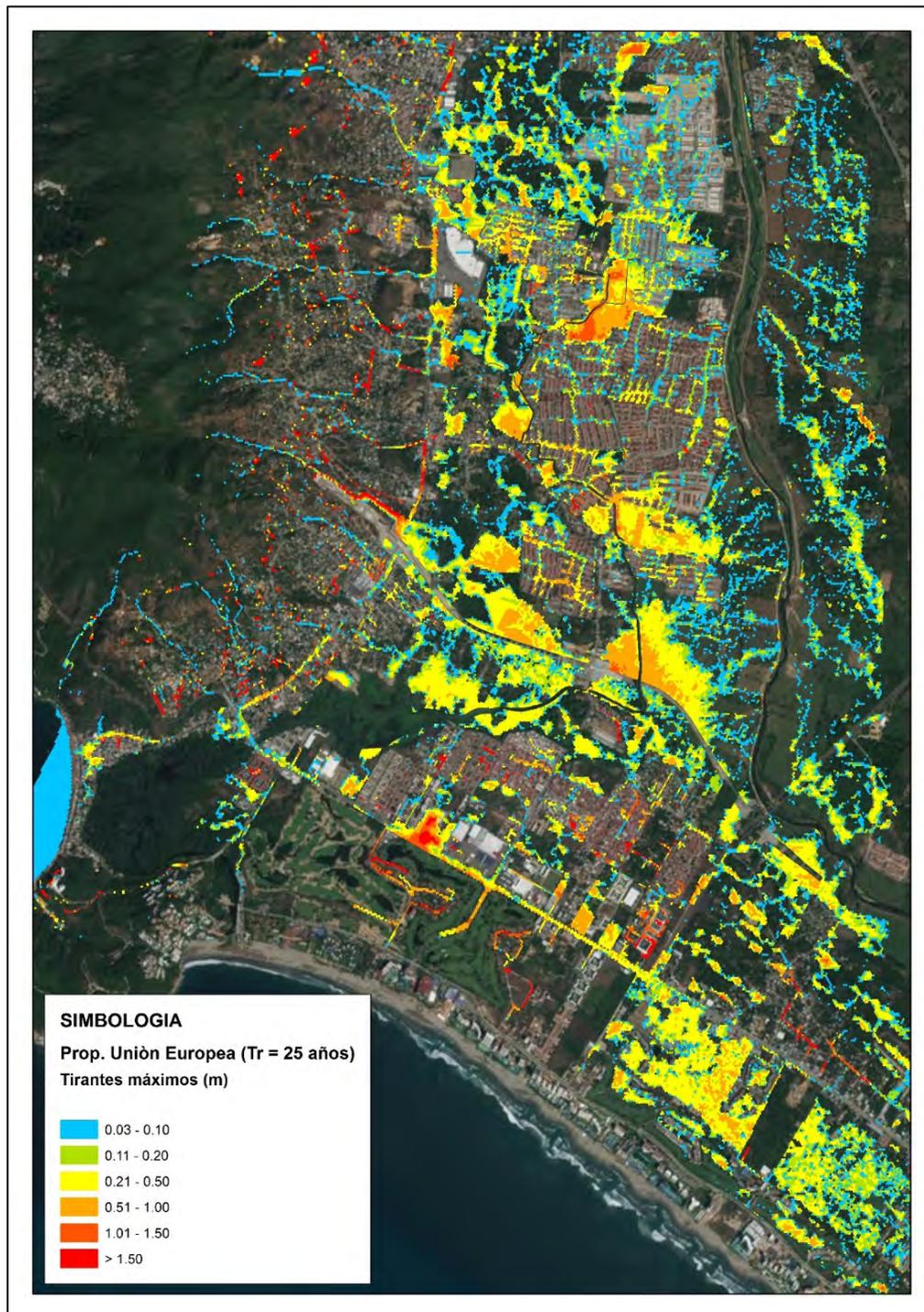


Ilustración 11-5 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 25 años.

Periodo de retorno: 50 años

Precipitación media: 130.55 mm

Duración: 120 min

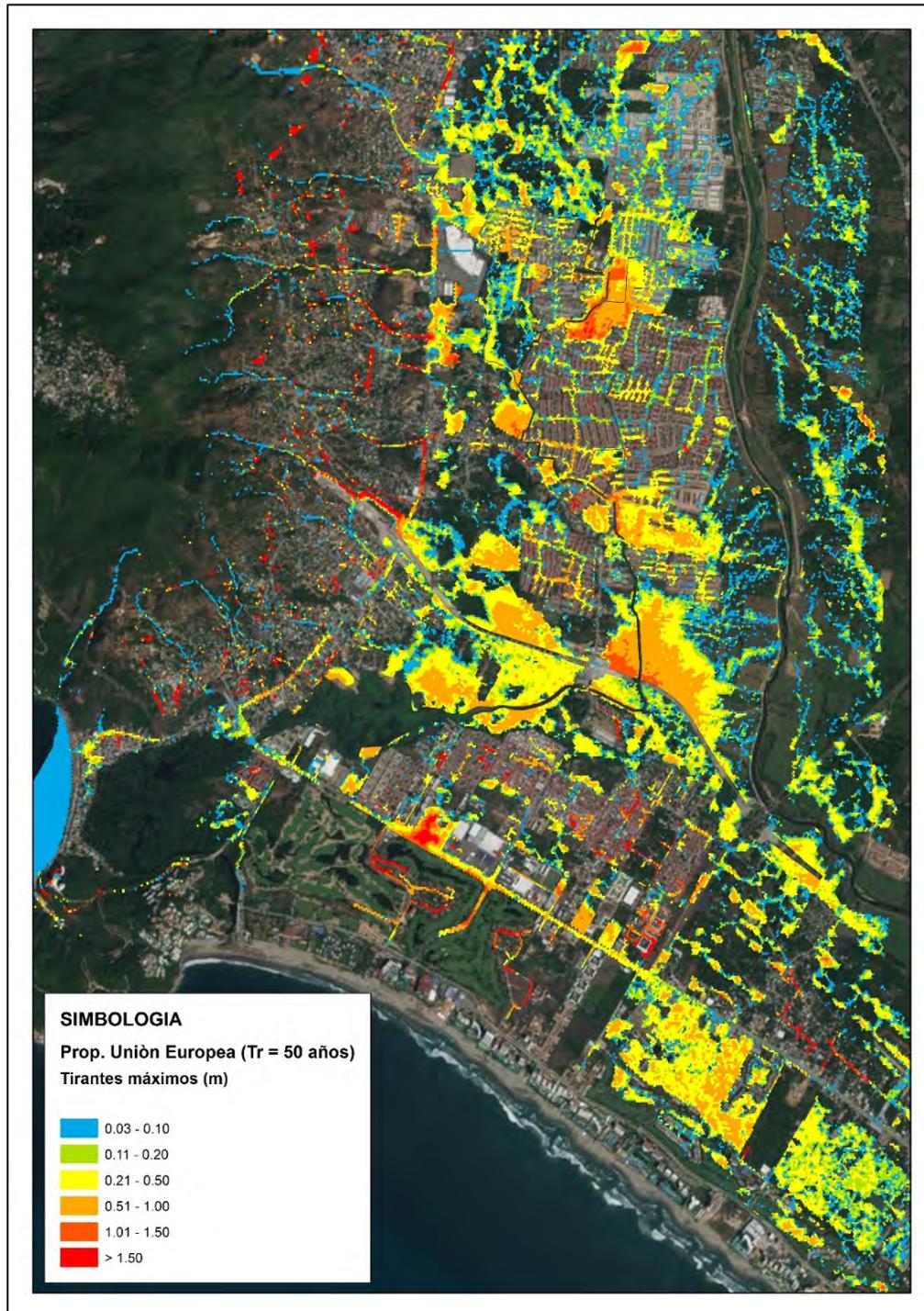


Ilustración 11-6 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años.

Periodo de retorno: 100 años

Precipitación media: 142.82 mm

Duración: 120 min

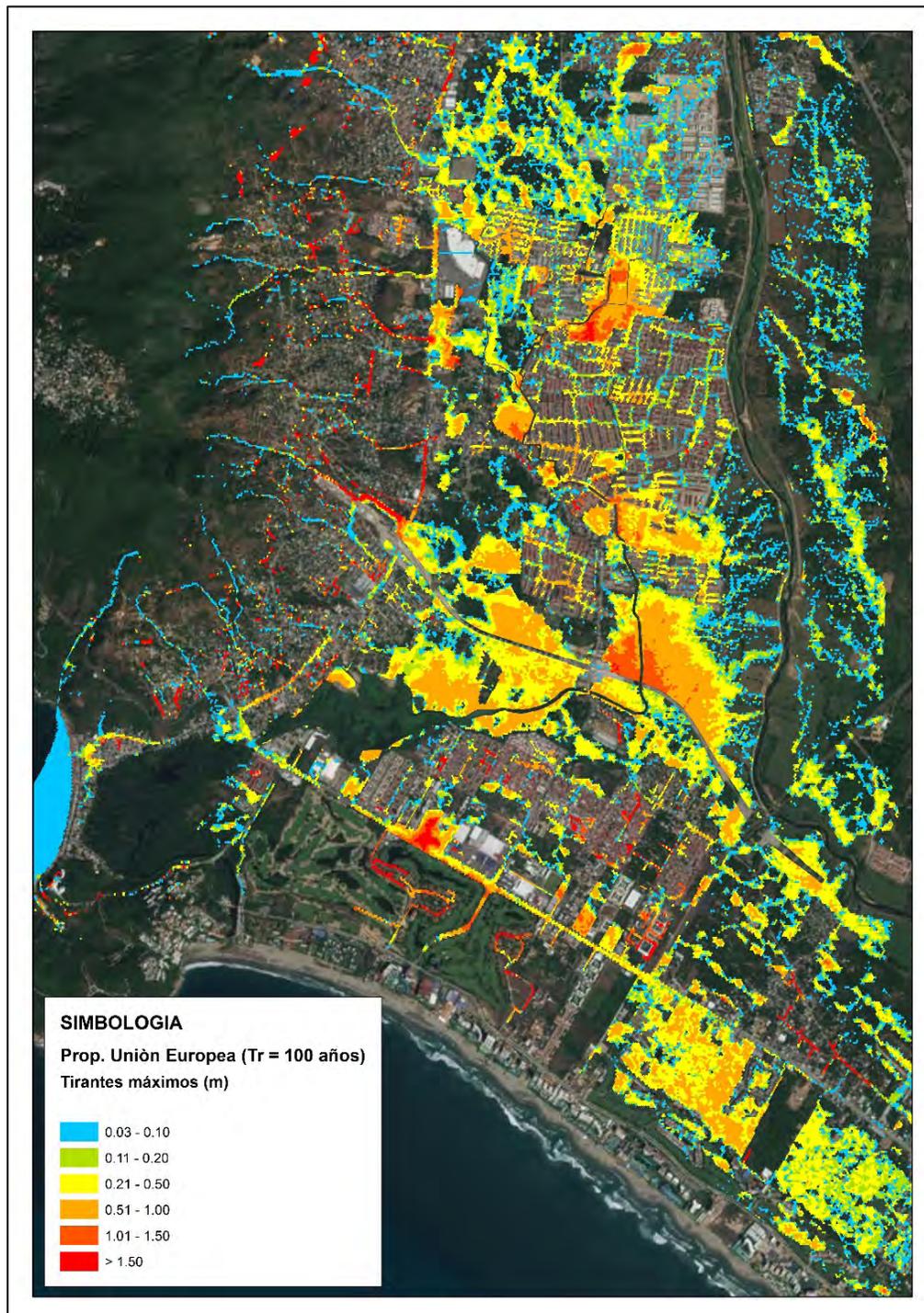


Ilustración 11-7 Mapa de tirantes máximos para un periodo de retorno de 100 años.