



UNIVERSIDAD MICHOCANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO

Facultad de Ingeniería Civil

“FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO PARA EL
CONTROL DE INUNDACIONES EN LAS
MICROCUENCAS DE MORELIA”

TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
JUAN ANGEL SAUCEDO GARCÍA

ASESOR:
CONSTANTINO DOMÍNGUEZ SÁNCHEZ

Morelia, Michoacán, enero de 2019



DEDICATORIA

A Dios

Por darme vida, salud y permitirme llegar hasta este punto de mi vida, por nunca dejarme solo y mostrarme su infinita bondad y misericordia para conmigo.

A mi madre María

Por brindarme los mejores cuidados que se pueden tener, por sus desvelos y preocupaciones, pero sobre todo por ser el pilar de amor y ternura en la familia.

A mi padre Epigmenio

Por ser un ejemplo de dedicación y esfuerzo, por sus consejos y correcciones en mi vida, y por todo su trabajo para sacar adelante a nuestra familia.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor Dr. Constantino Domínguez Sánchez

Por brindarme los conocimientos plasmados en esta tesis, además de ser una persona importante en mi desarrollo profesional y laboral.

A la Dra. Sonia Tatiana Sánchez Quispe

Por impulsarme hacia la superación profesional, además de ser la responsable de mi desarrollo dentro del laboratorio de Hidráulica.

A mis profesores

Al Ing. Sergio Córdoba, Dr. Benjamín Lara, MC. Giovanni Carlo Flores, Hipolita Ramajo y al Dr. Constantino Domínguez. Por todo el conocimiento que me brindaron en clase y por fomentar mi interés en el área de la hidráulica.

A mis compañeros técnicos académicos

Azucena, Katya y Gerardo, por compartir un año de mucho aprendizaje, retos y por su gran compañerismo y amistad.

A mis compañeros del servicio social

A Rahí, Olimpia, Lupita, Pablo, Kenia, Leo, Adrián, Kathia, Adriana y Sissi. Que en gran o en poca medida colaboraron en esta tesis y que además me mostraron todo su apoyo en todo momento. También agradezco a Montse y Diana por su gran trabajo realizado en el verano de investigación 2018.

A mis amigos de la licenciatura

Eduardo, David, Yonatan, José Pablo. Con los que compartí grandes momentos dentro y fuera de la escuela demostrándome una amistad verdadera.

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES.....	2
2.1. Hidrología urbana.....	2
2.1.1. Urbanización	2
2.1.2. Efectos de la Urbanización en el ciclo hidrológico.....	3
2.2. Inundaciones	6
2.2.1 Tipos de inundaciones.....	6
2.3. Inundaciones en la ciudad de Morelia.....	8
2.3.1. Vulnerabilidad y riesgo	9
3. ZONA DE ESTUDIO	11
3.1. Historia de Morelia	11
3.2 Descripción del sitio.....	11
3.2.1. Localización geográfica	11
3.2.2. Fisiografía	12
3.2.3. Clima	12
3.2.4. Geología	12
3.2.5. Hidrografía	13
3.2.6. Edafología	13
3.2.7. Uso de suelo y vegetación.....	13
4. METODOLOGÍA	14
4.1. Estudio Hidrológico	14
4.1.1. Objetivo general	14
4.1.2. Objetivos específicos	14
4.1.3. Herramientas y software de apoyo.....	14
4.1.4. Ubicación de los sitios de bordos y represas.....	15
4.1.5. Caracterización de las cuencas.....	17
4.1.6. Obtención de la lluvia de diseño	19
4.1.7. Obtención de los hidrogramas de las avenidas máximas.....	25
4.2. Funcionamiento Hidráulico.....	30
4.2.1 Áreas de acción de los especialistas hidráulicos	30
4.2.2. Tipos de obras para el control de inundaciones	30
4.2.3. Base teórica del modelo IBER	36

4.2.4. Esquema de modelación.....	38
5. RESULTADOS DE MODELACIÓN.....	47
6. CONCLUSIONES	53
6.1 Estudio Hidrológico	53
6.2. Funcionamiento Hidráulico.....	53
7. RECOMENDACIONES	55
BIBLIOGRAFÍA.....	59
ANEXOS.....	60

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Urbanización en México 1950-2010. (INEGI, Población rural y urbana, 2012).....	3
Figura 2. Efecto de la urbanización en el escurrimiento superficial (Ramírez, 2008).....	5
Figura 3. Histograma de inundaciones históricas en Morelia (1955-2003) ((La Voz de Michoacán, 2003).....	9
Figura 4. Localización geográfica del municipio de Morelia (Elaboración propia)	12
Figura 5. Sitios de localización de bordos y represas (Elaboración propia)	15
Figura 6. Cuencas generadas con base a los sitios localizados (Elaboración propia).....	16
Figura 7. Cauces principales de las cuencas de aportación.....	17
Figura 8. Mapa resultante del número de escurrimiento N.....	18
Figura 9. Estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio hidrológico (Elaboración propia)	20
Figura 10. Isoyetas generadas a partir de las precipitaciones máximas diarias para un periodo de retorno de 10 años (Elaboración propia)	21
Figura 11. Curvas de intensidad-duración-tiempo de retorno de la cuenca 01	24
Figura 12. Hietograma de diseño de la cuenca 01 para un T=500 años.....	25
Figura 13. Esquema de modelación para la avenida máxima correspondiente al dren Calabozo.....	26
Figura 14. Datos y métodos seleccionados para la cuenca 01	26
Figura 15. Ingreso del hietograma de la cuenca 01.....	27
Figura 16. Creación del componente Meteorologic Models para el dren Calabozo	28
Figura 17. Fecha de inicio y conclusión de la simulación hidrológica para el dren Calabozo. 28	
Figura 18. Hidrograma de la avenida máxima para el dren Calabozo.	28
Figura 19. Esquema de bordo perimetral parcial (CNA, 2011)	31
Figura 20. Bordos longitudinales en las márgenes del rio (CNA, 2011)	32
Figura 21. Bordo longitudinal ubicado en la margen izquierda del Río Grande de Morelia (Google Maps, junio 2018)	32
Figura 22. Rectificación del Río Chiquito (Av. Solidaridad) en Morelia (Google Maps, junio 2018)	34
Figura 23 Principales componentes de un embalse.....	35
Figura 24. Presa Rompe picos, Corral de Palmas, NL.....	35
Figura 25. Capas previo a realizar la purga.....	49
Figura 26. Capas después de la purga	39
Figura 27. Raster del Río Chiquito con celdas de 1m x 1m de resolución.	39
Figura 28. Extracción de las zonas susceptibles a inundarse.	40
Figura 29. Raster final con el que se realizaron las modelaciones.....	41
Figura 30. Carga del archivo ASCII para generar las superficies Nurbs	41
Figura 31. Esquema de modelación final	42
Figura 32. Rivera del Río Chiquito.....	43
Figura 33. Rivera del dren Calabozo.....	43
Figura 34. Rivera del Río Grande.....	43
Figura 35. Rivera del dren Barajas.....	43
Figura 36. Rivera del dren Itzicuaru.....	43
Figura 37. Rivera del dren Arroyo de Tierras	43

Figura 38. Rivera del dren Parian.....	43
Figura 39. Rivera del dren Arroyo Blanco.....	43
Figura 40. Asignación coeficiente de rugosidad al esquema de modelación.....	44
Figura 41. Asignación de la condición de contorno de entrada (en color azul).....	44
Figura 42. Asignación de la condición de contorno de salida (color verde).....	45
Figura 43. Asignación de la condición inicial.....	45
Figura 44. Generación de malla de calculo para el esquema de modelación.....	46
Figura 45. Dren Itzicuaru, mostrando zona pantanosa.....	47
Figura 46. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 2 años.....	48
Figura 47. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 5 años.....	49
Figura 48. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 10 años.....	49
Figura 49. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 25 años.....	50
Figura 50. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 50 años.....	50
Figura 51. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 100 años.....	51
Figura 52. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 200 años.....	51
Figura 53. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 500 años.....	52
Figura 54. Clasificación de presas según el tamaño de la cortina y volumen almacenado (CNA, 2011).....	57

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Relación de los efectos hidrológicos relacionas con la urbanización.....	5
Tabla 2. Población histórica de Morelia, clave geodésica 160530001 según INEGI.....	8
Tabla 3. Relación de drenes y ríos con sus respectivas cuencas.....	16
Tabla 4. Parámetros y asignación del número de escurrimiento N.....	18
Tabla 5. Ejemplo del cálculo de N para la cuenca 02.....	19
Tabla 6. Resumen de las características principales de las cuencas analizadas.....	19
Tabla 7. Ejemplo del cálculo de la precipitación media máxima para la cuenca 02.....	22
Tabla 8. Precipitaciones máximas para una duración de 60 min y un tiempo de retorno de 10 años.....	22
Tabla 9. Valores de k obtenidos con HidroEsta2.....	23
Tabla 10. Obtención de hieteograma para un T=500 años.....	24
Tabla 11. Gastos máximos (en m ³ /s) para los diferentes drenes y ríos en estudio.....	29
Tabla 12. Volúmenes totales de escurrimiento (en 1000 m ³) para los diferentes drenes y ríos en estudio.....	29
Tabla 13. Condiciones de contorno de entrada y salida.....	38
Tabla 14. Superficie de zonas afectadas por tiempo de retorno.....	47
Tabla 15. Afectaciones en viviendas y población según el tiempo de retorno.....	52
Tabla 16. Escurrimientos en miles de metros cúbico correspondientes para cada represa o bordo.....	55
Tabla 17. Altura de cortina en metros correspondiente a un tiempo de retorno en años, medido desde el cauce hasta el nivel del NAMO.....	57

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ec. 1. Pendiente media para tramos diferentes (Taylor and Schwarz).....	17
Ec. 2. Ecuación para ponderar el número de escurrimiento N.....	19
Ec. 3. Método de las isoyetas para calcular la precipitación media en una cuenca.....	21

Ec. 4. Ecuación de Federich Bell	22
Ec. 5. Ecuación de ajuste para las curvas IDT (Villón, 2001)	23
Ec. 6. Ecuación de ajuste de Imáx para la cuenca 01	23
Ec. 7. Método de Kirpich para el cálculo del tiempo de concentración en horas	27
Ec. 8. Conservación de la masa.....	36
Ec. 9. Conservación de cantidad de momento	36
Ec. 10. Velocidad de fricción.....	37
Ec. 11. Tensión de fondo.....	37
Ec. 12. Coeficiente de fricción de Manning.....	37

RESUMEN

La ciudad de Morelia tiene graves problemas de inundaciones que se presentan de manera frecuente en cada temporada de lluvias. Los eventos meteorológicos extremos provocan el desbordamiento del Río Grande, afluente principal de la ciudad, provocando daños en la infraestructura y viviendas, afectando así, a la economía de la ciudad.

El presente trabajo está enfocado en la mancha urbana de Morelia. Se realizó la modelación 2D de varios drenes y ríos, contemplando las zonas de inundación aledañas a los cauces, con la finalidad de evaluar de manera general los daños causados para así poder establecer medidas de mitigación o estudios más especializados.

La metodología usada se basó en dos fases; la primera fue realizar el estudio hidrológico obteniendo los hidrogramas para distintos periodos de retorno y la segunda fue realizar la modelación 2D mediante el uso de un modelo numérico llamado Iber.

Para el estudio hidrológico se caracterizaron las microcuencas en estudio encontrando los parámetros de: pendiente media de los cauces principales, número de escurrimiento N y área. Se encontró la precipitación media máxima de cada microcuenca por el método de las isoyetas y se encontró la función representativa de las curvas IDT que permitió calcular el hietograma de diseño. Por último, los hidrogramas se obtuvieron con el método del Servicio de conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS).

Para la modelación 2D en Iber se creó un esquema global en el que se pudiera simular simultáneamente los drenes ríos de interés, este esquema fue alimentado con información topográfica de los cauces e información LIDAR. Se realizó una visita a campo para identificar la cobertura vegetal de los cauces para así asignar el coeficiente de rugosidad de Manning con base a los valores teóricos de Ven Te Chow 2004. Por último se establecieron las condiciones de contorno y condiciones iniciales.

La modelación arrojó resultados confiables, mostrando zonas de inundación acordes a las que se tienen registradas históricamente, sin embargo, este modelo se puede mejorar con recursos de procesamiento informático más poderosos. Se estimó que 73,128 habitantes serían afectados si se presentara un evento de 500 años de tiempo de retorno mientras que la superficie urbana construida afectada sería de 4.3 km^2 , esta representa el 48.06 % del total de la superficie inundada.

Palabras clave: Inundación, Modelación, Hidráulica, Iber, Morelia.

ABSTRACT

The city of Morelia has serious flood problems that occur frequently in each rainy season. The extreme weather events cause the overflow of the Rio Grande, the main tributary of the city, causing damage to infrastructure and homes, affecting the city's economy.

The present work focused on the urban sprawl of Morelia. The 2D modeling of several drains and rivers was carried out, taking into account the flood zones adjacent to the channels, with the purpose of evaluating in a general way the damages caused in order to establish mitigation measures or more specialized studies.

The methodology used was based on two phases; the first was to carry out the hydrological study by obtaining the hydrographs for different return periods and the second was to perform the 2D modeling by using a numerical model called Iber.

For the hydrological study, the microbasins under study were characterized by finding the parameters of: average slope of the main channels, number of runoff N and area. The maximum mean precipitation of each microbasin was found by the isohyets method and the representative function of the IDT curves was found, which allowed us to calculate the design hietogram. Finally, the hydrographs were obtained with the method of the United States Soil Conservation Service (SCS).

For the 2D modeling in Iber, a global scheme was created in which rivers of interest could be simulated simultaneously, this scheme was fed with topographic information of the channels and LIDAR information. A field visit was made to identify the vegetation cover of the channels in order to assign the roughness coefficient of Manning based on the theoretical values of Ven Te Chow 2004. Finally, the boundary conditions and initial conditions were established.

Modeling yielded reliable results, showing flood zones consistent with those historically recorded, however, this model can be improved with more powerful computer processing resources. It was estimated that 73,128 inhabitants would be affected if a 500-year return event occurred, while the affected urban area would be 4.3 km², representing 48.06% of the total flooded area.

Keywords: Flood, Modeling, Hydraulics, Iber, Morelia.



1. INTRODUCCIÓN

Las inundaciones son una de las amenazas naturales que impactan frecuentemente a las zonas urbanas, estas se generan por eventos de precipitación que descargan grandes volúmenes de agua en un periodo de tiempo corto, provocando escurrimientos capaces de colapsar los drenes y ríos que eventualmente se desbordan e inundan las zonas más bajas de las ciudades. Algunos factores a considerar en las inundaciones son: las características físicas y geométricas de drenes y ríos, la pendiente del terreno, el cambio de uso de suelo, la distribución espacio-tiempo de las precipitaciones, invasión de gente en zonas inundables, la basura arrojada en la calle y el crecimiento sin planificación de la mancha urbana.

Cuando en un río o dren, aumenta la cantidad de agua que circula en un periodo de tiempo corto, se dice que se genera una avenida. La intensidad de las avenidas depende directamente de la duración en que tarda en transitar el volumen total de agua por el río o dren. Cuando se generan avenidas súbitas (grandes volúmenes de agua transitando en duraciones muy cortas), se incrementa el nivel de destrucción, debido a la aparición de velocidades altas en la corriente, lo cual aumenta el poder de arrastre de la misma.

Una manera eficaz de controlar que una avenida circule por un río o dren sin que cause estragos, es aumentando la duración que tarda el volumen total de agua en transitar a través de ellos. Para lograr esto se pueden crear obstáculos en el curso de la corriente que retengan temporalmente el volumen que escurre, para luego ser descargados en cantidades que no generen desbordamientos en las zonas más bajas de los cauces y así evitar inundaciones.

En este trabajo se presentan los resultados de las modelaciones en condiciones naturales de los principales ríos y drenes de la ciudad de Morelia para los tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años, además de la metodología usada para obtener las avenidas máximas de diseño y el proceso de modelación en el software Iber.

En el capítulo de recomendaciones se propone la creación de una serie de represas y bordos de tierra que permitan retener temporalmente el escurrimiento para atenuar la intensidad de las avenidas. Se localizaron sitios con la capacidad de almacenamiento para retener el escurrimiento relacionado hasta un Tr de 500 años.



2. ANTECEDENTES

2.1. Hidrología urbana

Desde la antigüedad el hombre se ha asentado en las cercanías de lagos y ríos, para poder satisfacer sus necesidades hídricas. Las más grandes civilizaciones antiguas lo hicieron, la civilización de Egipto tuvo su auge en las orillas del Río Nilo, el cual se desbordaba e inundaba el valle dejándolo fértil para la producción de cultivo. La civilización China se desarrolló entre los ríos Hoang-Ho (amarillo) y Yang Tse Kiang (azul), otorgando condiciones favorables para la agricultura, fauna, actividades mineras y una diversidad de climas. La civilización de La India surgió entre las llanuras del río Indo y Ganges y la península del Decan. Por último, Mesopotamia (“Tierra entre ríos”) también se desarrolló en una llanura aluvial, entre los ríos Tigris y Éufrates.

Todas estas civilizaciones antiguas vieron su auge debido a las inundaciones que fertilizaban sus tierras otorgando crecimiento de la economía agrícola, sin embargo, en la mayoría de los casos las consecuencias son negativas, tales como los casos del río Mississippi 17 en 1927, el río Columbia en 1948, cuando la ciudad de Vanport fue destruida, y el río Yangtzé en 1931, cuando cerca de 3.5 millones de personas murieron a causa de las inundaciones y la consiguiente hambruna (O’Conor 2004).

Como ya se ha mencionado el agua es el recurso vital para el desarrollo humano, por ello, es de suma importancia saber gestionarla. Para ello se recurre a la hidrología, (Chow, 1964) nos define lo siguiente; “La hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos”.

2.1.1. Urbanización

En la actualidad, los asentamientos humanos se siguen realizando en las cercanías de cuerpos de agua, debido a la mayor disponibilidad del agua y a que los costos de su extracción y traslado son relativamente más bajos comparados con asentamientos humanos más alejados a ellos. Generalmente las zonas aledañas a los cauces de los ríos son planicies, condiciones favorables para la construcción de edificaciones. Lamentablemente, esta cercanía con los cuerpos de agua es también un factor que aumenta el riesgo de sufrir inundaciones severas.

La *urbanización* es un ciclo sin fin que favorece un incremento constante de la población debido a diversos factores socioeconómicos. Las estadísticas mundiales muestran que hasta el año 2010 más de la mitad de la población vivía en áreas urbanas y en los países en desarrollo esta proporción alcanza el 90% o más, surgiendo las megaciudades con varios millones de pobladores (Marsalek, 2008). Como consecuencia inmediata la sustentabilidad ambiental urbana ha llegado a ser crítica, debido a que la urbanización y sus impactos ambientales asociados están ocurriendo a una velocidad y con un alcance sin precedentes en la historia.



El crecimiento de las ciudades es fomentado por el aumento de la población debido al movimiento de las personas que buscan mejores oportunidades de desarrollo económico, de manera que las ciudades y su población constituyen un círculo vicioso de crecimiento. Como consecuencia de este crecimiento urbano se ve un aumento en la demanda de agua y a vez un aumento en la generación de aguas residuales. La urbanización, en consecuencia de la modificación de los usos de suelo, aumenta los volúmenes de escurrimiento de las aguas de lluvia provocadas por tormentas frecuentes o esporádicas; en ambos casos los gastos generados deben ser transportados a través de los sistemas de drenaje inicial y mayor, respectivamente, para evitar inundaciones, daños a propiedades y suspensión de las actividades cotidianas (Campos, 2010).

El crecimiento urbano en los países en desarrollo ha sido realizado de manera insustentable con deterioro de la calidad de vida y del medio ambiente. Este proceso es todavía más significativo en América Latina donde 77% de la población es urbana (47.2% a nivel mundial). Existen 44 ciudades en América Latina con población superior a un millón de habitantes. Cerca de 16 megaciudades se han formado a finales del siglo XX (Superiores a 10 millones de habitantes), lo que representa 4% de la población mundial, y por lo menos cuatro de estas ciudades están en América Latina lo cual representa más del 10% de la población de la región (Tucci, 2007).

En México entre 1900 y 2010 la población urbana se multiplicó 55 veces al pasar de 1.4 a 79 millones de habitantes. El comportamiento de urbanización mostró mayor pendiente durante el periodo 1940-1980, por lo que este periodo se caracterizó por el mayor avance en la urbanización. En 1950, poco menos de 43% de la población de México vivía en localidades urbanas, en 1990 era el 71% y para el 2010, esta cifra aumento a casi 78% (INEGI, Población rural y urbana, 2012)

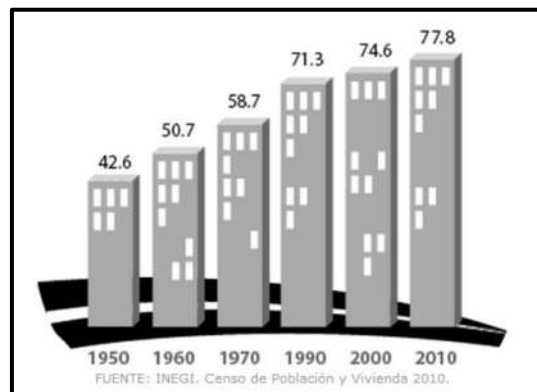


Figura 1. Urbanización en México 1950-2010. (INEGI, Población rural y urbana, 2012)

2.1.2. Efectos de la Urbanización en el ciclo hidrológico

Un concepto fundamental de la hidrología urbana y el manejo de los recursos hidráulicos es el ciclo hidrológico, que también es conocido como el ciclo del agua. Entre sus diferentes definiciones se entiende como ciclo hidrológico al modelo conceptual que describe el



almacenamiento y circulación del agua en la biosfera, atmósfera, litosfera e hidrosfera. El agua puede ser almacenada en los océanos, lagos, ríos, suelos, glaciares, nevados y acuíferos. La circulación entre estos depósitos o almacenamientos es causada por procesos como: evapotranspiración, condensación, precipitación, infiltración, percolación y escurrimiento, los cuales son denominados componentes del ciclo hidrológico (Campos, 2010).

Cuando ocurre una tormenta la precipitación cae sobre el terreno en cantidades que varían en magnitud e intensidad. La parte de la precipitación que no es interceptada por la vegetación, al llegar al suelo se infiltra o comienza a escurrir. La lluvia que se infiltra es una pérdida de escurrimiento, aunque después puede aparecer como descarga o drenaje de los suelos. El flujo sobre el terreno llega a los riachuelos y éstos posteriormente forman los cauces secundarios los cuales finalmente definen el colector principal de la cuenca. El agua para poder fluir debe tener un tirante, entonces por consecuencia, una parte del escurrimiento es almacenado en la cuenca. Este almacenamiento natural tiene un efecto de atenuación del escurrimiento, es decir que reduce la magnitud de flujo de respuesta de la cuenca. Entre más vegetación tiene una cuenca, más atenuación ocurre en el flujo sobre el terreno y en los cauces (Campos, 2010).

(Aparicio, 1992) clasifica las características de una cuenca, según la manera que controlan los fenómenos mencionados a continuación:

- Las que controlan el *volumen de escurrimiento*. Como son, área y tipo de suelo
- Las que controlan la *velocidad de respuesta*. Como pendiente media de la cuenca, pendiente media del cauce principal, la red de drenaje natural y uso de suelo

Con la urbanización las características anteriores en las que se presenta el escurrimiento cambian. Cuando se comienza a urbanizar lo primero que se tiene que realizar es la creación de vialidades que permitan el acceso, en seguida se crean banquetas, edificaciones y estacionamientos, con estas acciones, el uso de suelo cambia de ser una cobertura vegetal a estar cubierto por pavimentos lisos lo que disminuye la capacidad de retención del escurrimiento, provocando que el tiempo de respuesta de la cuenca se haga más rápido. Aunque no se cambian los tipos de suelo que existen por debajo de los pavimentos y construcciones, si se aíslan impidiendo que la precipitación logre infiltrarse, provocando un aumento en el volumen del escurrimiento de la cuenca.

Otros efectos de la urbanización, que siendo indirectos son muy importantes, como son las invasiones de los cauces naturales y sus planicies de inundación, la deforestación de dichas cuencas y la sobreexplotación de acuíferos. La sobreexplotación de acuíferos que, a pesar de ser indirecto, ocasiona graves problemas relacionados con las inundaciones ya que normalmente se asocia con la pérdida de capacidad de drenaje natural y artificial debida al hundimiento de las ciudades.



Todos estos efectos causan crecientes cada vez más peligrosas en medida que se cambian las condiciones naturales de la cuenca. En la Figura 2 se observa el cambio en un hidrograma conforme se urbaniza.

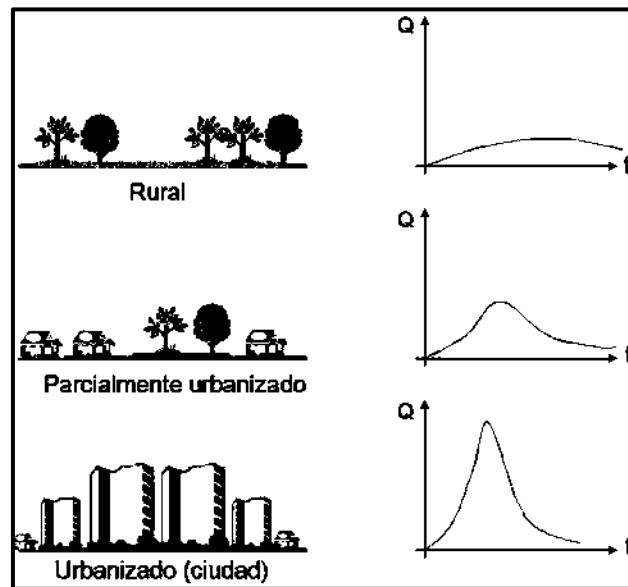


Figura 2. Efecto de la urbanización en el escurrimiento superficial (Ramírez, 2008)

En la siguiente tabla se muestran algunos efectos relacionados con el cambio en uso del terreno o del agua (Davis, 1974).

Tabla 1. Relación de los efectos hidrológicos relacionados con la urbanización.

Cambio en el uso del terreno o el agua	Posible efecto hidrológico
1. Cambio de natural a escasamente urbano Remoción de la vegetación. Construcción de casas aisladas. Perforación de pozos o norias. Construcción de fosas sépticas.	Decrece la transpiración. Se incrementa la sedimentación. Se reduce el nivel freático. Se incrementa la humedad del suelo, se eleva el nivel freático y existe contaminación local.
2. Cambio escasamente urbano a semiurbano Se nivelan terrenos para construir casa Se construyen casas y pavimentan calles. Se cancelan pozos. Se aprovechan corrientes superficiales. Se descargan aguas residuales.	Se incrementa la sedimentación y se eliminan cauces pequeños. Decrece la infiltración, se incrementan las crecientes y disminuye el nivel freático. Sube el nivel freático. Disminuye el escurrimiento. Se incrementa la contaminación, mueren los peces, decrece la recreación y la calidad del agua.
3. Cambio de semiurbano a plenamente urbano Se construyen más casas, calles, comercios e industrias. Se descargan más aguas residuales. Más pozos son abandonados. Se importa agua de otras cuencas. Se estrechan o invaden los cauces.	Decrece la infiltración, se incrementan las crecientes y disminuye el gasto base. Se incrementa la contaminación. Se eleva el nivel freático. Se incrementa el escurrimiento. Se incrementa el daño por las crecientes.



Se construye el drenaje sanitario y las plantas de tratamiento de aguas residuales.	Se reduce aún más la infiltración y la recarga.
Se mejora el drenaje de aguas de tormentas.	Se reducen los daños por inundaciones y se incrementan los gastos de descarga.
Se construyen pozos profundos.	Disminuye la carga piezométrica.
Se construyen pozos de recarga.	Aumenta la carga piezométrica.
Se aprovecha el agua residual.	Se recuperan los acuíferos.

2.2. Inundaciones

Una inundación es un evento que debido a una precipitación (lluvia, nieve o granizo extremo), oleaje, marea de tormenta, o falla de alguna estructura hidráulica, provoca un incremento en el nivel de la superficie libre del agua de los ríos o del mar mismo, generando invasión del agua en sitios que generalmente no la hay, que a su vez provoca daños a la población, agricultura, ganadería, infraestructura e industria (CENAPRED, 2009)

La OMW (Organización Meteorológica Mundial), de acuerdo con el glosario internacional de hidrología establece que una inundación “es el aumento del agua por arriba del nivel normal del cauce”; definiendo el nivel normal como el tirante que alcanza el agua en su cauce definido.

Las inundaciones se producen principalmente por la ocurrencia de lluvias intensas prolongadas y por fallas en estructuras hidráulicas, como sucede durante las tormentas tropicales y el paso de huracanes, unido a dificultades locales en el drenaje provocado por diferentes causas, principalmente por la acción negligente de las personas. La magnitud de las inundaciones son función de la distribución espacial y temporal, del tamaño de las cuencas hidrológicas en el que tiene lugar y depende de las características del suelo, la infiltración, el drenaje natural o artificial de las cuencas y el contenido de humedad en el suelo (Rodríguez, 2012).

2.2.1 Tipos de inundaciones

El escurrimiento pluvial puede producir inundaciones e impactos en áreas urbanas debido a dos procesos, que ocurren aisladamente o combinados (Morelli, 2004):

1. Inundaciones de áreas ribereñas: son inundaciones naturales que ocurren en el lecho mayor de los ríos debido a la variabilidad temporal y espacial de la precipitación y del escurrimiento en la cuenca hidrográfica;
2. Inundaciones debido a la urbanización: son las inundaciones que ocurren en el drenaje urbano debido al efecto de la impermeabilización del suelo, canalización del escurrimiento u obstrucciones al escurrimiento.

Las inundaciones también se pueden clasificar de acuerdo a su origen (CENAPRED, 2009)

1. Inundaciones pluviales: Son consecuencias de la precipitación, se presentan cuando el terreno se ha saturado y el agua de lluvia excedente comienza a acumularse, pudiendo



permanecer horas o días. Su principal característica es que el agua acumulada es agua precipitada sobre esa zona y no la que viene de alguna otra parte. Normalmente, en el caso de México estas precipitaciones son originadas por diferentes fenómenos hidrometeorológicos, destacando los ciclones tropicales, las lluvias orográficas, las lluvias invernales o frentes fríos, y las lluvias convectivas.

Para el caso de los ciclones, éstos ocurren entre mayo a noviembre con pico de frecuencia a finales de agosto y durante septiembre, y cuya manifestación destructiva más conocida es, en intensas precipitaciones, además de fuertes velocidades de viento, oleaje y marea de tormenta.

Lo que concierne a lluvias orográficas, éstas se originan por las corrientes de aire húmedo que choca con las barreras montañosas generando lluvias del lado del barlovento.

Las lluvias invernales. Consisten en el desplazamiento de aire frío procedente de la zona del polo norte. En México se presentan en el norte, con lluvias intensas, la vertiente del golfo de México y la península de Yucatán.

Las lluvias convectivas. Se originan por el calentamiento de la superficie terrestre, en donde el aire que está en contacto con esa zona cálida, llega a calentarse más que los alrededores, dando lugar a corrientes vertientes con las que asciende el aire caliente húmedo. Este tipo de lluvia es la que produce cada año inundaciones en las zonas bajas de la ciudad de México, pese a las obras de drenaje que se tienen.

2. *Inundaciones fluviales*: Se tienen cuando el agua que se desborda de los ríos queda sobre la superficie de terreno cercano a ellos. Son volúmenes de agua de precipitaciones registradas en algún punto de la cuenca tributaria. Las inundaciones fluviales más importantes se pueden dar en los ríos con mayores desarrollos urbanos o que lleguen hasta las planicies costeras.

La causa de los desbordamientos de los ríos y los arroyos se puede atribuir en primera instancia a un excedente de agua, igual que la sequía se atribuye al efecto contrario, (la carencia de recursos hídricos). El aumento brusco del volumen de agua que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse, produce lo que se denomina como avenida o riada. Una avenida es el paso por tramos de un río de caudales superiores a los normales, que dan lugar a elevaciones de los niveles de agua causado alteraciones a la morfología de los ríos.

Los cauces de los ríos y arroyos no permanecen siempre inalterados, no son rectos ni uniformes, sino que en general están afectados por los deslizamientos del terreno, los arrastres de sólidos, la acumulación de sedimentos, los meandros, los estrechamientos, los puentes que se construyen para cruzarlos, las represas, las obstrucciones, la deforestación, etc. La cubierta vegetal cumple entonces una función muy destacada al evitar el impacto directo de las gotas de agua sobre el terreno, impidiendo su erosión, al mismo tiempo que con sus raíces absorbe una parte de ella o dificulta su avance hacia los ríos, prolongando en éstos su tiempo de concentración. Además, colabora en la disminución del transporte de residuos sólidos que posteriormente afectan a los cauces.



3. Inundaciones costeras: Tienen presencia cuando el nivel medio del mar asciende a la marea y permite que éste penetre tierra adentro en las zonas costeras, generando el cubrimiento de grandes extensiones de terrenos. Los vientos de los ciclones tropicales sobre la superficie del mar son los causantes de la marea de tormenta. Unido con el nivel de la marea se encuentra el oleaje que, en función de sus características y de la batimetría de la playa, se propaga hacia la costa. Al alcanzar la costa, el oleaje rompe, produciéndose un movimiento de ascenso de la masa de agua a lo largo del perfil de la costa.

4. Inundación estuarina: Es el resultado de la combinación de la elevación del nivel de la marea, causado por fuertes vientos y la inundación ribereña causada por precipitaciones tierra adentro.

Contradictoriamente también la infraestructura hidráulica como presas, pueden ocasionar inundaciones teniendo su origen en un diseño escaso, mala operación, falta de mantenimiento o término de la vida útil. Se trata de un hecho circunstancial poco probable y no necesariamente relacionado con los fenómenos meteorológicos, sino más bien con los geológicos o con la técnica de operación. Es evidente que la rotura de una presa, por pequeña que sea, puede llegar a causar una serie de estragos no sólo a la población sino también a sus bienes, a la infraestructura y al medio ambiente. La propagación de la onda de avenida en ese caso resulta tanta más dañina cuanto mayor sea el caudal circundante, el tiempo de propagación y los elementos existentes en la zona de afectación.

2.3. Inundaciones en la ciudad de Morelia

El cambio climático y los problemas de inundación que este provoca, se están incrementando de manera proporcional al crecimiento poblacional y económico de las ciudades, lo que ocasiona un aumento en las condiciones de vulnerabilidad y los costos de desastre (Fokkens, 2005).

En zonas urbanas, la ocupación de las llanuras inmediatas a los cauces de los ríos, la acumulación de desechos sólidos, la construcción de muros junto a cauces de ríos, la existencia de alcantarillas y puentes con dimensiones menores a la de sus avenidas máximas, la deforestación histórica, la urbanización de las cuencas por el crecimiento de las ciudades, junto con otros factores, han contribuido de forma decidida en aumentar la vulnerabilidad de nuestra sociedad a las inundaciones (Corona, 2009).

Con la rectificación de los ríos Grande y Chiquito, a finales de los años treinta, así como la construcción de la presa de Cointzio y la implementación del sistema de riego San Bartolo-Queréndaro propiciaron el desarrollo agrícola y aumentaron la disponibilidad de agua potable. Estas condiciones se vieron reflejadas en el aumento de la población y por ende en un crecimiento desmesurado de la mancha urbana de la ciudad de Morelia a principios de los 70's.

Tabla 2. Población histórica de Morelia, clave geodésica 160530001 según INEGI



Año	Fuente	Total de habitantes	Hombres	Mujeres
1900	Censo	37278	17049	20229
1910	Censo	40042	17623	22419
1921	Censo	31148	13124	18024
1930	Censo	39916	17986	21930
1940	Censo	44304	19932	24372
1950	Censo	63245	28163	35082
1960	Censo	100828	47752	53076
1970	Censo	161040	-	-
1980	Censo	297544	144357	153187
1990	Censo	428486	205290	223196
1995	Conteo	512169	247076	265093
2000	Censo	549996	261973	288023
2005	Conteo	608049	289848	318201
2010	Censo	597511	284708	312803

En la Figura 3. se muestra un registro histórico de inundaciones en la ciudad de Morelia desde el año 1955, se puede apreciar que las inundaciones se incrementaron desde el año 1977, debido al aumento de la población y un crecimiento sin planeación de la mancha urbana, en los últimos 6 años del gráfico se puede observar nuevamente un aumento en los eventos de inundación.



Figura 3. Histograma de inundaciones históricas en Morelia (1955-2003) (La Voz de Michoacán, 2003)

2.3.1. Vulnerabilidad y riesgo

El *Plan de Atención a la Población ante Fenómenos Hidrometeorológicos 2014* del Estado de Michoacán, hace mención de los siguientes riesgos que existen en la ciudad de Morelia, además de las colonias que son afectadas por dichas causas:



- 1) *Inundaciones*: Es la ocupación de agua de zonas que habitualmente están libres de ésta, bien por desbordamiento de ríos y ramblas, por subida de las mareas por encima del nivel habitual o por avalanchas causadas por tsunamis, cabe mencionar que en Morelia las colonias que en años anteriores han tenido inundaciones son: Benito Juárez, Fracc. Abasolo, Fracc. Torremolinos, Agustín Arriaga Rivera, Campestre club las Huertas, Gertrudis Sánchez, Medallistas Olímpicos, Chapultepec Sur, Col Zaragoza, Av. José Maria Rojo, Prados Verdes, Carlos Salazar, Boulevard García de León y Av. Poliducto.
- 2) *Por Deslave*: Es un corrimiento de tierra, es un desastre estrechamente relacionado con las avalanchas, pero en vez de arrastrar nieve, llevan tierra, rocas, por ejemplo: Cerro del Quinceo, Rafael carrillo, Justo Mendoza, Ignacio López Rayón, Ampliación la Esperanza y Infonavit Hacienda de Tinijaro.
- 3) *Afectación de Techos*: Existe la Colonia Loma Colorada.
- 4) *Por el canal que se origina al poniente de la ciudad*, La Mintzita, Benito Juárez, Nueva Esperanza y la parte trasera de Fracc. Tinijaro
- 5) *Por Encharcamiento*: Fracc. Libertad, Salida Quiroga a la Altura del Pedregal, Av. Michoacán, Av. Olivares junto al estadio Venustiano Carranza, Calle Bucareli y músicos de Tiríndaro en la colonia Vasco de Quiroga, Colonia Arrollo de Tierras, Madero poniente a la altura del Fracc. Fidel Velásquez, Libramiento Poniente, Libramiento norte altura del Realito, Av. Camelinas a la altura de la Paloma, Av. Ventura Puente a salida Mil Cumbres, Boulevard García de León, Av. Madero Oriente a la altura de gasolinera Poza Rica, Cetus, Procuraduría General de Justicia del Estado, Normal de Educadoras, Almacén del DIF Estatal, Secretaría de Educación Pública y el Colegio de Ingenieros Civiles.

Además, menciona las siguientes medidas estructurales que se han elaborado para mitigar o disminuir las inundaciones en la ciudad: Existen dos vasos reguladores, que son lugares en donde se almacena el agua, con la finalidad de que no se inunden más colinas como son, la Procuraduría General de Justicia y Las canchas de Policía y Tránsito, se hicieron Obras hidráulicas a la altura de la gasolinera Poza Rica, Av. Michoacán, Col. Arrollo de Tierras, Av. Poliducto y así como también los recolectores fluviales en Av. Enrique Ramírez, Av. Camelinas a la altura de la Paloma, Av. Camelinas esquina con Campestre, Mercado de Abastos y el Realito.



3. ZONA DE ESTUDIO

3.1. Historia de Morelia

En el siglo VII, se desarrollaron asentamientos humanos en el valle de Guayangareo, vinculados con la cultura teotihuacana debido a los vestigios se ha encontrado en la loma de Santa María y en las cercanías de la presa de Cointzio. Alrededor del siglo XII llegaron los purépechas al actual municipio de Morelia. En el siglo XIV se establecieron los pirindas o matlatzincas, con el consentimiento de los gobernantes purépechas de Tzintzuntzan. Los pirindas establecieron el poblado de Guayangareo en la actual zona del parque Juárez.

La primera presencia española en el valle de Guayangareo fue en 1522. Entre los años de 1530 y 1531 los franciscanos Juan de San Miguel y Antonio de Lisboa, realizaron la evangelización entre los naturales del valle de Guayangareo; se construyó el primer asentamiento español en la zona, así como también el primitivo colegio de San Miguel Guayangareo.

El 23 de abril de 1941, el virrey Don Antonio de Mendoza, expidió la provincia virreinal para la fundación de la nueva ciudad, y así, a las 8 de la mañana del miércoles 18 de mayo de ese año tomaron posesión del valle de Guayangareo y se llevó a cabo la fundación de la "Ciudad de Mechuacán", tratando de rivalizar en importancia con Pátzcuaro y Tzintzuntzan, a las que también se les conocía como "ciudad de Mechoacán". Para evitar esta confusión, el rey Carlos I de España tomó la decisión de ordenar el cambio de nombre a la ciudad, por lo que mediante la cédula real del 6 de febrero de 1545 le concedió el título de ciudad de Valladolid, la cual recibió su escudo de armas en 1553.

En 1809, se constituyó la denominada "Conspiración de Valladolid", que pretendía alcanzar la independencia de la Nueva España sin embargo fue descubierta y los principales dirigentes fueron capturados y enviados a distintos lugares del país. Una vez concluido la Guerra de Independencia en 1821 con la entrada del ejército Trigarante a la ciudad de México, la Segunda Legislatura del Estado aprobó el 12 de septiembre de 1828 cambiar el nombre de Valladolid por el de Morelia en honor al general José María Morelos y Pavón.

3.2 Descripción del sitio

3.2.1. Localización geográfica

Coordenadas: Entre los paralelos 19°52' y 19°26' de latitud norte; los meridianos 101°02' y 101°31' de longitud oeste; altitud entre 1 500 y 3 000 m.

Colindancias: Colinda al norte con los municipios de Huaniqueo, Chucándiro, Copándaro y Tarímbaro; al este con los municipios de Tarímbaro, Charo, Tzitzio y Madero; al sur con los municipios de Madero, Acuitzio, Pátzcuaro y Huiramba; al oeste con los municipios de Huiramba, Lagunillas, Tzintzuntzan, Quiroga, Coeneo y Huaniqueo.

Otros datos: Ocupa el 2.04% de la superficie del estado. Cuenta con 207 localidades y una población total de 684 145 habitantes (INEGI, Mapserver, 2009).

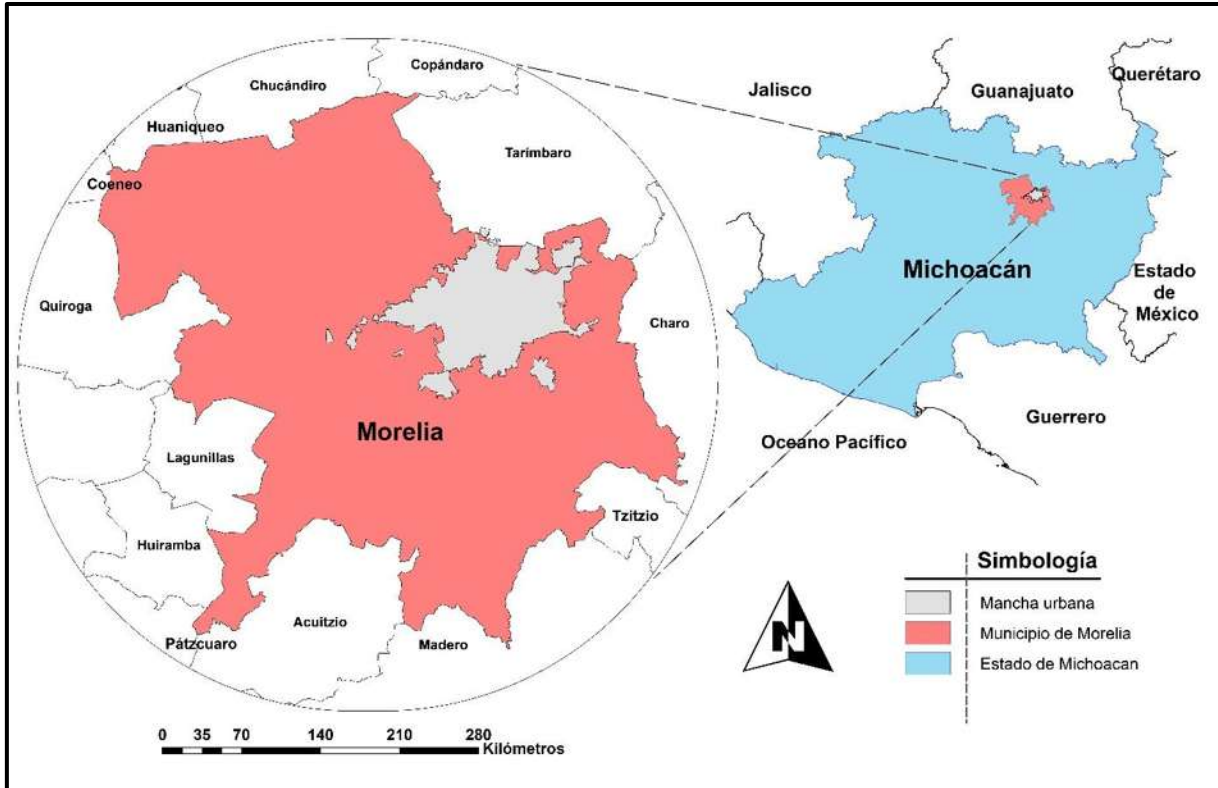


Figura 4. Localización geográfica del municipio de Morelia (Elaboración propia)

3.2.2. Fisiografía

Provincia: Eje Neovolcánico (98.40%) y Sierra Madre del Sur (1.60%).

Subprovincia: Neovolcánica Tarasca (50.68%), Sierras y Bajíos Michoacanos (25.14%), Mil Cumbres (22.14%) y Depresión del Balsas (1.60%).

Sistema de topoformas: Sierra volcánica con estrato volcanes o estrato volcanes aislados (22.14%), Escudo volcanes (20.06%), Sierra volcánica con estrato volcanes o estrato volcanes aislados con llanura (16.58%), Llanura aluvial (14.60%), Meseta basáltica con lomerío y malpaís (11.12%), Sierra con laderas de escarpa de falla (5.98%), Lomerío de basalto (4.00%), Sierra volcánica de laderas tendidas (3.49%) y Valle ramificado con lomerío (1.59%).

3.2.3. Clima

Rango de temperaturas: 12 - 22°C

Rango de precipitación: 600 - 1 500 mm

Climas: Templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (74.67%), templado subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad (23.98%), semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (0.65%), semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad (0.39%) y templado subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (0.31%).

3.2.4. Geología

Periodo: Plioceno-Cuaternario (48.90%), Neógeno (34.55%) y Cuaternario (6.72%).



Roca: Ígnea extrusiva: basalto (50.04%), andesita-brecha volcánica intermedia (14.61%), toba ácida (10.55%), dacita-brecha volcánica ácida (6.06%), dacita (1.14%), brecha volcánica básica (0.77%), volcanoclástico (0.41%), riolita (0.38%), andesita (0.24%), toba básica (0.18%) y toba intermedia-brecha volcánica intermedia (0.13%) Sedimentaria: conglomerado (0.29%) Suelo: aluvial (5.16%) y lacustre (0.22%).

Sitios de interés: Banco de material: agregados.

3.2.5. Hidrografía

Región hidrológica: Lerma-Santiago (93.00%) y Balsas (7.00%).

Cuenca: Lago de Pátzcuaro-Cuitzeo y Lago de Yuriria (89.14%), Río Cutzamala (4.18%) Río Lerma-Chapala (3.86%) y Río Tacámbaro (2.82%).

Subcuenca: Lago de Pátzcuaro (89.00%), Río Purungueo (4.18%) Río Angulo (3.86%), Río Carácuaro (2.82%) y Lago de Cuitzeo (0.14%).

Corrientes de agua: Perennes: Grande de Morelia, Grande, Tupátaro, El Tejocote y Los Sauces Intermitentes: Chiquito, Santa Inés, Los Huiramos, El Tecolote, Los Pirules, San José, El Guayabito, Loma Larga, La Higuera, Jaripeo, La Joya, La Tinaja y San Andrés.

Cuerpos de agua: Perennes (0.51%): El Padre, Amando, L. Loma Caliente, Cointzio, El Bañito, La Mintzita, Los Venares y Umécuaru Intermitente (0.20 %): Llano de Rosas

3.2.6. Edafología

Suelo dominante: Luvisol (50.59%), Andosol (13.22%), Vertisol (9.57%), Leptosol (9.27%), Phaeozem (6.24%), Planosol (0.75%) y Regosol (0.14%)

3.2.7. Uso de suelo y vegetación

Uso de suelo: Agricultura (30.64%) y Zona urbana (9.11%).

Vegetación: Bosque (33.65%), Pastizal (13.07) y Selva (9.70%)



4. METODOLOGÍA

4.1. Estudio Hidrológico

De manera concisa un hidrólogo hace cuantificaciones de los procesos fundamentales del ciclo hidrológico, como son el escurrimiento, la precipitación y la evaporación. Tales evaluaciones las realiza para condiciones normales y extremas. Entonces en el caso del escurrimiento determina volúmenes mensuales y anuales, así como gastos máximos o avenidas de diseño (Campos, 2010).

4.1.1. Objetivo general

Determinar los gastos máximos para los tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años, para cada dren y río en los que se harán acciones de control de las avenidas.

4.1.2. Objetivos específicos

- 1) Ubicar los sitios de localización, tanto hidrológicamente como topográficamente, más favorables para realizar las obras de protección, así como definir sus áreas de aportación de escurrimiento.
- 2) Identificar para cada dren y río, las cuencas que aportan escurrimiento. Creando los esquemas de modelación hidrológica.
- 3) Caracterizar las cuencas; calculando su área, definiendo sus cauces principales y calculando su pendiente media, calculando el número de escurrimiento N por el criterio del U.S. Soil Conservation Service.
- 4) Obtener la lluvia de diseño; obteniendo las precipitaciones máximas (P_{1440}^{10}), para cada área de aportación, obteniendo las curvas IDT con apoyo del software HidroEsta2 y por último obteniendo el hietograma con duraciones a cada 30 minutos.
- 5) Obtener los hidrogramas de las avenidas máximas; con apoyo del software HEC-HMS para ello se deben de calcular los parámetros k y x para el tránsito de avenidas por el método de Muskingum, el tiempo de retraso (lag), además de ingresar al software los parámetros de área y número de escurrimiento (N).

4.1.3. Herramientas y software de apoyo

- 1) *ArcGIS*: es un sistema de información georreferenciada que permite recopilar, organizar, administrar, analizar, compartir y distribuir información geodésica. Con este software se realizaron los procesos de delimitación de cuencas, ubicación del cauce principal y su perfil longitudinal, obtención del número de escurrimiento N mediante la operación de raster y la creación de mapas de visualización.
- 2) *Rstudio*: es un entorno de desarrollo integrado (IDE) para el lenguaje de programación R, dedicado a la computación estadística y gráficos. En este software se realizó todos los procesos de tratado de datos de precipitación, como obtención de las precipitaciones máximas y obtención de hietogramas, además del cálculo de la pendiente media de los cauces principales.



3) *HEC-HMS*: Este software fue diseñado para simular procesos de lluvia-escorrentamiento en sistemas dendríticos de cuencas. *HEC-HMS* se usa para simular la respuesta hidrológica de una cuenca. Incluye los modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. El programa crea una corrida de simulación, combinando los modelos y las especificaciones. Puede hacer corridas de precipitación o de la proporción de flujo, tiene la capacidad de salvar toda la información de estado de la cuenca en un punto de tiempo, y la habilidad de comenzar una nueva corrida de simulación, basada en la información de estado previamente guardada.

4.1.4. Ubicación de los sitios de bordos y represas

Desde el punto de vista del volumen de obra, un buen sitio para una represa es generalmente una sección estrecha de un valle, de pendientes laterales fuertes, donde se puede disponer de un gran volumen embalsado con un dique de pequeño volumen, optimizando la eficiencia de la inversión.

Los bordos o presas de tierras (SAGARPA, 2009) al igual que las represas anteriormente mencionadas, buscan condiciones topográficas que permitan la retención de volúmenes grandes de agua. La diferencia entre estas dos obras es que en los bordos se hace uso de la técnica de terraplenes hechos con materiales arcillosos impermeables, reforzados con material granular en sus paramentos aguas arriba, mientras en las represas por lo general son de mampostería o concreto según los requerimientos de diseño.

Para ubicar los estos sitios se hizo uso de la herramienta geoinformática Google Earth Pro. Esta herramienta permite generar un modelo 3D del terreno, haciendo mucho más fácil la localización de la boquilla con las características anteriormente mencionadas.

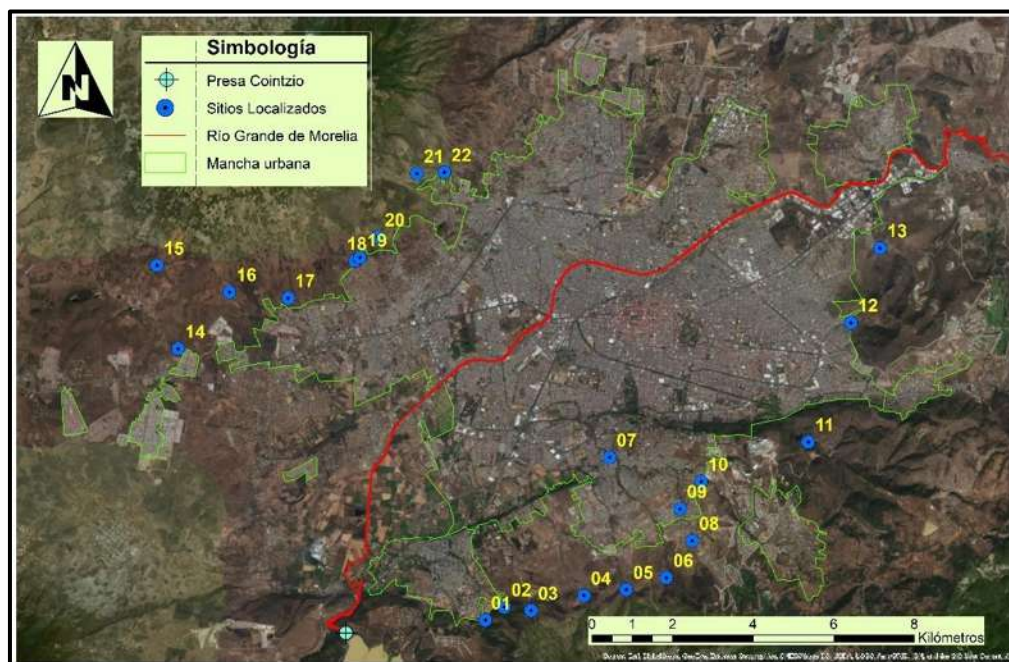


Figura 5. Sitios de localización de bordos y represas (Elaboración propia)



Una vez localizados los sitios de interés se procede a delimitar el área de aportación de escurrimiento e identificar a qué dren o río descargan sus escurrimientos. Para esta tarea se utilizó la herramienta informática ArcGIS, se utilizó la extensión ArcToolbox en su apartado Spatial Analyst Tools / Hydrology / Watershed. Este apartado utiliza un Modelo Digital de Elevaciones (MDE) previamente tratado y un punto de salida definido, el resultado se muestra a continuación.

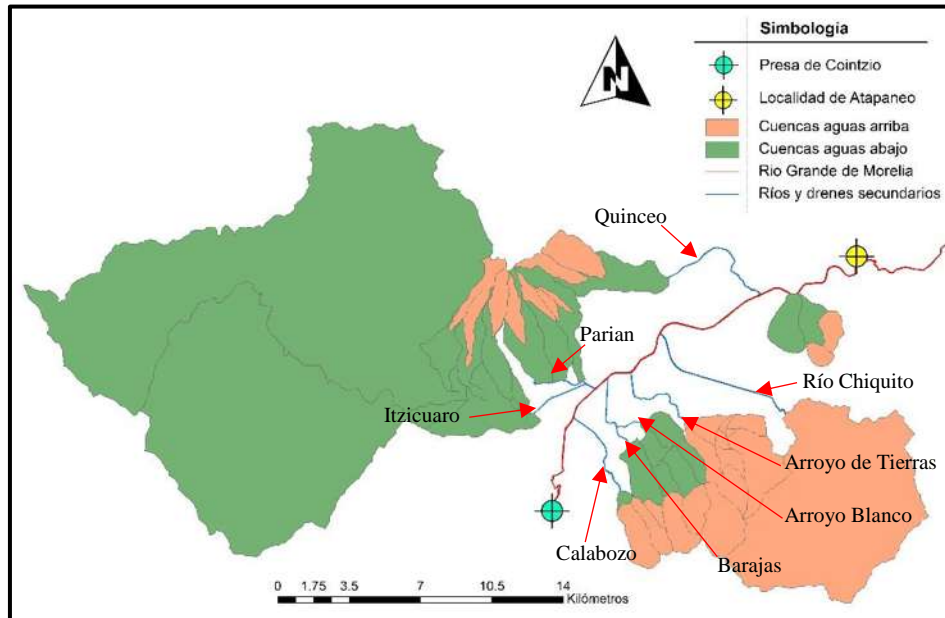


Figura 6. Cuencas generadas con base a los sitios localizados (Elaboración propia)

También fue necesario crear cuencas aguas abajo de los sitios localizados, debido a que la información topográfica disponible de drenes y ríos no llega hasta los sitios de las obras hidráulicas propuestas. A continuación, se muestra la Tabla 3 con la relación de drenes y ríos con sus respectivas cuencas de aportación.

Tabla 3. Relación de drenes y ríos con sus respectivas cuencas

Dren/Río	Cuencas
Calabozo	01 y 02
Barajas	03
Arroyo Blanco	04 y 05
Arroyo de Tierra	06, 07, 08, 09 y 10
Río Chiquito	11 y 12
Itzicuaro	15, 14 y 16
Parian	17, 18, 19 y 20
Quinceo	21 y 22

4.1.5. Caracterización de las cuencas.

Este proceso se realizó en mayor medida con la herramienta ArcGIS con el apoyo de Rstudio para los procesos estadísticos. El área fue calculada con la opción *Calculate Geometry* que se encuentra dentro de la tabla de atributos del archivo shape correspondiente. Para trazar y generar el perfil del cauce principal se hizo uso de la extensión de ArcGIS; Arc Hydro Tools en su apartado Watershed Processing / Longest Flow Path.

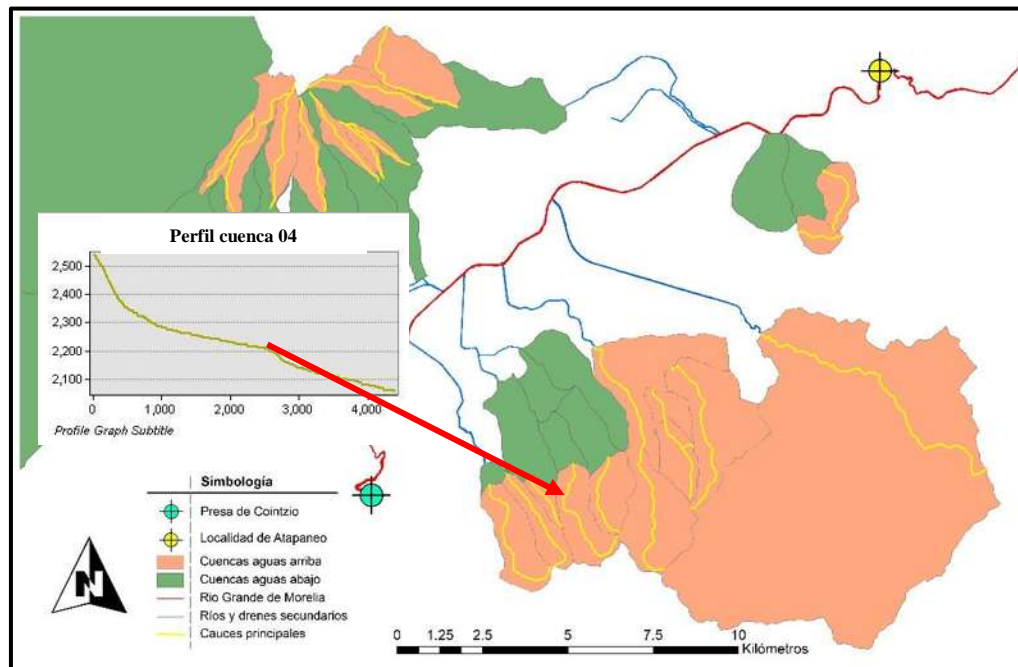


Figura 7. Cauces principales de las cuencas de aportación.

Una vez trazado los cauces principales, se exportaron los perfiles en archivos de texto (.txt) para posteriormente ser cargados a Rstudio, en el cual se programó la ecuación de Taylor and Schwarz para tramos desiguales que a continuación se describe:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Ec. 1. Pendiente media para tramos diferentes (Taylor and Schwarz)

donde S es la pendiente media del cauce; L es la longitud total del río; l_n es la longitud del tramo n; y S_n es la pendiente del tramo n.

El número de escurrimiento N se obtuvo por medio del criterio del U.S. Soil Conservation Service (**Anexo 1**). Este criterio pide discretizar la superficie de la cuenca en tres parámetros; En uso de suelos, tipo de suelos (A, B, D y C) y pendientes menores y mayores al 1%.



Para este proceso se utilizó la extensión de ArcGIS, ArcToolbox en su apartado Spatial Analyst Tools / Map Algebra / Raster Calculator. Este apartado utiliza archivos tipo raster, estos archivos constan de matrices o pixeles organizadas en filas o columnas, en las que cada celda contiene un valor único de información, como temperatura, precipitación, elevaciones, uso y tipo de suelo, etc. Tanto la información de uso y tipo de suelo como la topográfica se obtuvieron del Portal de Geoinformación del Sistema Nacional de Información Sobre la Biodiversidad.

Tabla 4. Parámetros y asignación del número de escurrimiento N

Uso de suelo	Tipo de suelo	Pendiente (%)	N
Bosque Normal	B	-	60
Pastizales- Contorneo	B	<1	61
Bosque Normal	C	-	70
Pastizales- Contorneo	C	<1	74
Cultivos en surco-Surcos Rectos	B	<1	78
Pastizales- Contorneo	B	>1	79
Cultivos en surco-Surcos Rectos	B	>1	81
Zona Urbana	B	-	84
Cultivos en surco-Surcos Rectos	C	<1	85
Pastizales- Contorneo	C	>1	86
Cultivos en surco-Surcos Rectos	C	>1	88
Zona Urbana	C	-	90

En la Tabla 4. se muestran los tres parámetros encontrados dentro de las cuencas analizadas, así como el número de escurrimiento N asignados.

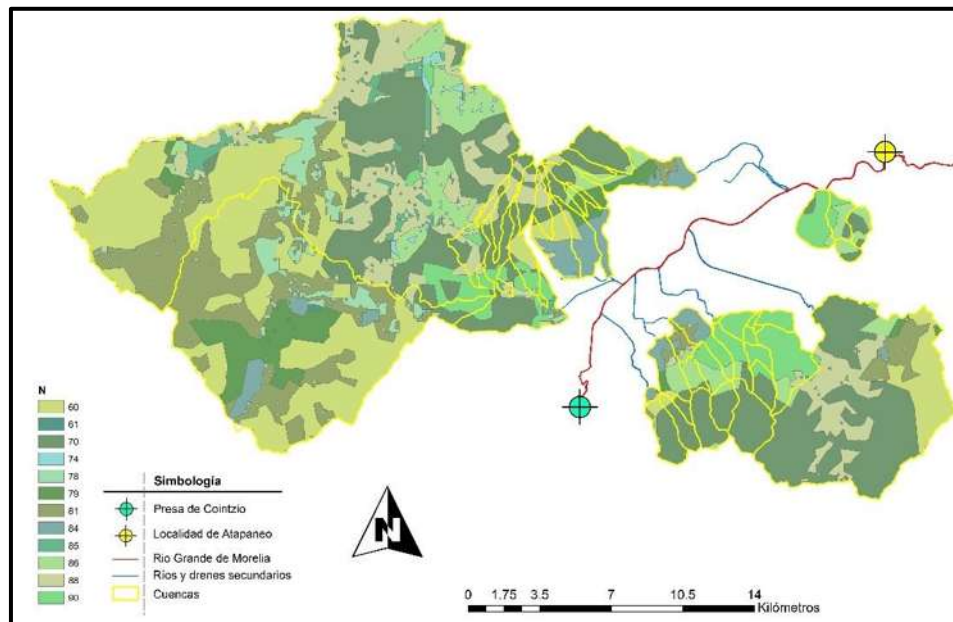


Figura 8. Mapa resultante del número de escurrimiento N.



En la Figura 8. se muestra el resultado gráfico de la asignación del número de escurrimiento N. Dado que una misma cuenca puede tener más de un valor de N, se requirió obtener un valor medio de N que represente a toda la cuenca. Para obtener un promedio de N se ponderó respecto al área utilizando la siguiente ecuación (Breña Puyol & Jacobo Villa, 2006):

$$N = \frac{N_1A_1 + N_2A_2 + \dots + N_nA_n}{A_c}$$

Ec. 2. Ecuación para ponderar el número de escurrimiento N

En la siguiente tabla se muestra un ejemplo del cálculo de N promedio

Tabla 5. Ejemplo del cálculo de N para la cuenca 02

Cuenca 02		
N	AREA (Km ²)	A*N
60	0.29	17.31
87	0.01	0.69
70	1.72	120.09
Totales=	2.01	138.09
N=	68.63	

El resumen final de la caracterización de las cuencas se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6. Resumen de las características principales de las cuencas analizadas.

Cuenca	Área (km ²)	N	S cauce principal (%)	L cauce principal (km)	Cuenca	Área (km ²)	N	S cauce principal (%)	L cauce principal (km)
01	3.39	70.07	4.68	4.57	12	1.04	79.74	12.78	1.44
02	2.02	68.63	6.69	3.35	13	1.67	78.18	8.14	2.33
03	0.68	69.25	0.75	1.92	14	2.95	75.96	7.78	6.14
04	3.10	70.59	3.43	4.40	15	0.44	84.32	7.35	2.75
05	2.36	72.59	10.34	2.81	16	2.15	78.56	10.17	4.08
06	5.13	70.50	3.61	4.60	17	1.81	75.32	12.20	3.80
07	6.27	89.62	2.71	4.10	18	1.17	74.46	12.58	3.56
08	1.94	76.19	0.68	3.00	19	0.61	80.56	12.14	2.34
09	1.20	90.00	2.84	0.82	20	0.44	80.27	11.31	2.20
10	6.36	88.38	1.54	5.49	21	2.04	75.68	9.83	4.32
11	60.90	74.60	0.21	10.09	22	3.93	70.73	1.74	4.48

4.1.6. Obtención de la lluvia de diseño

Cuando se desea conocer una avenida máxima se recurre a los datos hidrométricos de la zona de interés, sin embargo, en la mayoría de las cuencas en México no se tiene esta información. Otra manera de calcular una avenida máxima es recurrir a los datos de tormentas, en nuestro caso tenemos información de precipitaciones diarias.



Dado que nos interesa conocer el hidrograma (variación del gasto respecto al tiempo) que transita por un determinado cauce, no es suficiente tener solo el dato del total de una precipitación en 24 horas, sino que, necesitamos la evolución de la precipitación en un tiempo definido. Para esto se obtuvieron los hietogramas correspondientes, que nos permitieron conocer la distribución de las precipitaciones producidas a lo largo de un tiempo definido. Estos hietogramas fueron construidos con base en las curvas IDT (Intensidad, Duración y Tiempo de retorno). El procedimiento que se siguió se describe a continuación.

En abril de 2018 (bajo la supervisión del mismo cuerpo de investigación que asesoró esta tesis), se realizó un estudio hidrológico en la misma zona de estudio de este trabajo (Mendoza, 2018), por lo que se tomó como base y se adaptó a las condiciones propias de esta tesis. En este estudio hidrológico se realizaron las pruebas de Helemert, Prueba de Secuencias y Limites de Anderson para la consistencia y homogeneidad de datos, y para el llenado de datos se usaron los métodos del Inverso de la Distancia al Cuadrado y regresión lineal.

En este estudio hidrológico (Mendoza, 2018), también se realizó el análisis probabilístico. Este análisis permitió extrapolar las series de precipitación máximas de 24 horas a diferentes periodos de retorno, usando la función de distribución de probabilidad que mejor se ajustó para cada estación principal seleccionada. El resumen de dicho análisis se muestra en el Anexo 2.

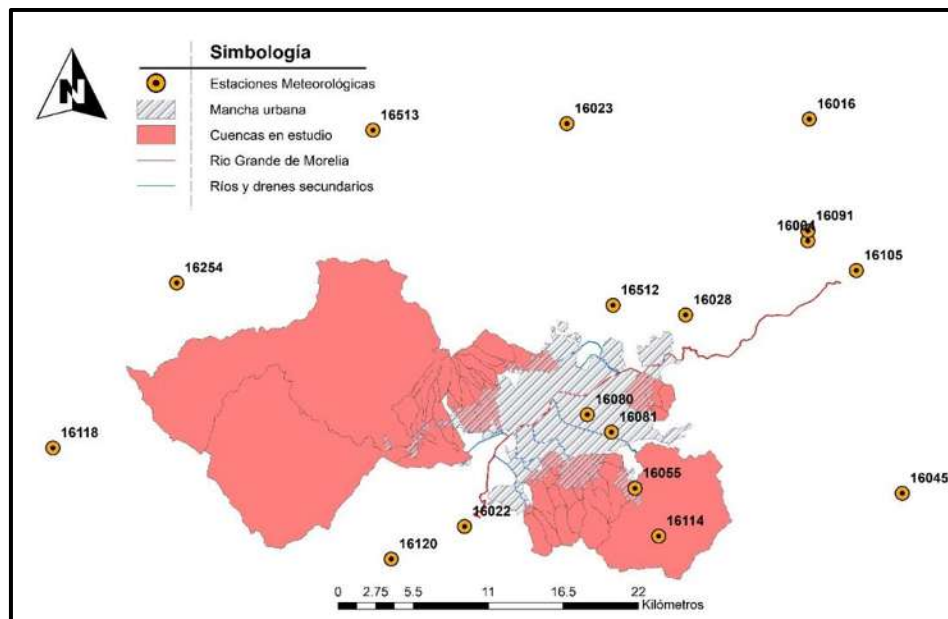


Figura 9. Estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio hidrológico (Elaboración propia)

En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos. Las estaciones pluviométricas registran la lluvia puntual, es decir, la que se produce en el punto en que está instalado el aparato y, para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona dada, como puede ser una cuenca (Aparicio, 1992).



Para poder construir las curvas IDT de cada cuenca, fue necesario calcular la media de las precipitaciones máximas para cada cuenca. El método que se utilizó fue el método de las isoyetas. Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía.

La precipitación media se calcula con la Ec. 3. en donde A_i es el área entre cada dos isoyetas y/o el parteaguas de la cuenca, \bar{h}_{pi} es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas, n es el número de áreas y A_T el área total de la cuenca.

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n (\bar{h}_{pi} A_i)$$

Ec. 3. Método de las isoyetas para calcular la precipitación media en una cuenca

Con la ayuda de ArcGIS se interpolaron las precipitaciones máximas diarias para un tiempo de retorno de 10 años (precipitaciones obtenidas del Anexo 2). Se utilizó la extensión ArcToolbox en su apartado 3D Analyst Tools / Raster Interpolation / IDW.

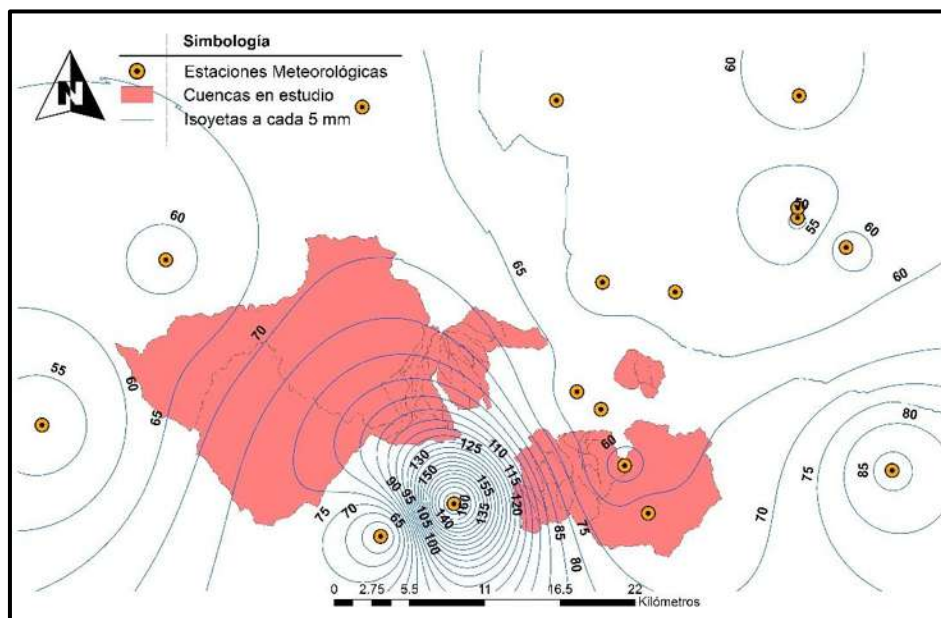


Figura 10. Isoyetas generadas a partir de las precipitaciones máximas diarias para un periodo de retorno de 10 años (Elaboración propia)

El resultado de la interpolación se muestra en la *Figura 10*. En la *Tabla 7* se muestra un ejemplo del cálculo de la lluvia media para la cuenca 03. Mientras que en el *Anexo 3* se encuentra la tabla completa de precipitaciones medias máximas de las cuencas 01 hasta la 22.



Tabla 7. Ejemplo del cálculo de la precipitación media máxima para la cuenca 02

Cuenca	P _{máx} diaria		P _{max} diaria prom (mm)	Área (km ²)	P _{max} *Área	Área total (km ²)	P _{max} diaria trasladada (mm)
	Inferior	Superior					
03	80	85	82.5	0.1167	9.63	0.68	86.96
	90	95	92.5	0.0431	3.99		
	85	90	87.5	0.5165	45.19		

Una vez obtenidas las precipitaciones medias máximas de cada cuenca, se obtuvieron las curvas IDT con ayuda del software HidroEsta2. Este software somete los datos de precipitaciones máximas en 24 hrs a un tratamiento que permite conocer su distribución temporal, utilizando el criterio de Frederich Bell.

El modelo de Bell, permite calcular la lluvia máxima para una duración dada D, asociada a un periodo de retorno T, (P_D^T), usando como valor base, la lluvia de una hora de duración (60 min) y con un periodo de retoro de 10 años (P_{60}^{10}). La ecuación utilizada es (Villón, 2001):

$$P_D^T = (0.2 \ln T + 0.52)(0.54 D^{0.25} - 0.50) P_{60}^{10}$$

Ec. 4. Ecuación de Federich Bell

En donde:

D = duración, en min.

T = periodo de retorno, en años.

P_D^T = precipitación caída en D min, con un periodo de retorno de T años.

P_{60}^{10} = precipitación caída en D min, con un periodo de retorno de T años.

Los valores de P_{60}^{10} son calculados mediante el criterio de Grobe con base en la precipitación máxima diaria que se calculó anteriormente (*Anexo 3*).

Tabla 8. Precipitaciones máximas para una duración de 60 min y un tiempo de retorno de 10 años.

Cuenca	$P_{24 \text{ hrs}}^{10 \text{ años}}$	$P_{60 \text{ min}}^{10 \text{ años}}$	Cuenca	$P_{24 \text{ hrs}}^{10 \text{ años}}$	$P_{60 \text{ min}}^{10 \text{ años}}$
1	98.48	44.49	12	62.50	28.24
2	89.89	40.61	13	62.50	28.24
3	86.96	39.29	14	80.34	36.30
4	79.67	36.00	15	80.32	36.29
5	73.31	33.12	16	79.10	35.74
6	69.24	31.28	17	79.75	36.03
7	67.56	30.52	18	77.41	34.97
8	63.85	28.85	19	77.50	35.01
9	62.76	28.36	20	73.19	33.07
10	61.33	27.71	21	72.50	32.76
11	65.16	29.44	22	70.16	31.70



Por último, HidroEsta2 calcula automáticamente la ecuación de ajuste de las curvas IDT, expresándola en la siguiente ecuación:

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{KT^m}{D^n}$$

Ec. 5. Ecuación de ajuste para las curvas IDT (Villón, 2001)

En donde:

K, m y n = son constantes que se calculan con un análisis de correlación simple.

T = tiempo de retorno, en años.

D = Duración de la tormenta, en minutos.

Imáx = Intensidad máxima para un tiempo de retorno y una duración defendida, en horas.

HidroEsta2 otorga los valores constantes de m=0.2040 y n=0.5535 para cualquier valor de P_{60}^{10} , variando solo el valor de k. Los valores encontrados de k para cada cuenca se muestran a continuación:

Tabla 9. Valores de k obtenidos con HidroEsta2

Cuenca	K	Cuenca	K
1	258.5356	12	164.0788
2	235.9844	13	164.0788
3	228.2923	14	210.9132
4	209.1543	15	210.8609
5	192.4574	16	207.6581
6	181.7728	17	209.3641
7	177.3625	18	203.2211
8	167.6227	19	203.4576
9	164.7610	20	192.1425
10	161.0073	21	190.3313
11	171.0620	22	184.1883

La ecuación de ajuste para las curvas IDT de la cuenca 01 quedó de la siguiente manera:

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{258.5356T^{0.2040}}{D^{0.5535}}$$

Ec. 6. Ecuación de ajuste de Imáx para la cuenca 01.

Las curvas IDT para esta misma cuenca se muestran en la *Figura 11*, para tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años.

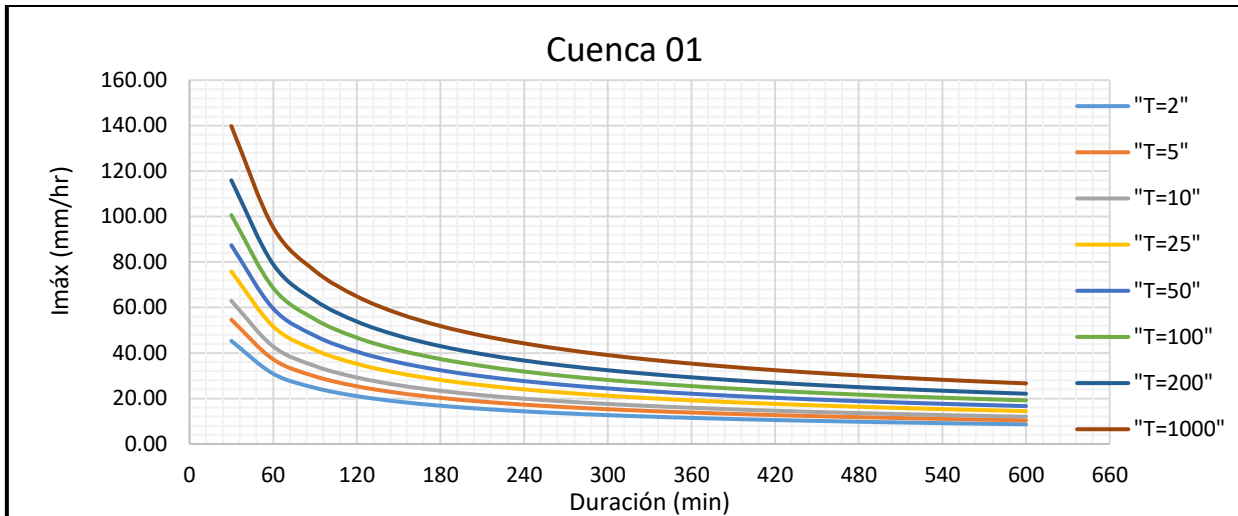


Figura 11. Curvas de intensidad-duración-tiempo de retorno de la cuenca 01

Para la construcción de los hietogramas se utilizó el método d bloques alternos (Chow ,1994). (Campos, 2010) menciona que el área bajo el hietograma sea la lluvia total que ocurre durante el T_c (tiempo de concentración de cada cuenca), por esta razón le eligió una duración de tormenta de 1 hora con incrementos de 5 min.

Con base a las curvas IDT se obtuvo la *Tabla 10*Tabla 1 en donde la columna (1) son los intervalos de tiempo, la columna (2) es la intensidad máxima calculada con la *Ec. 6*, la columna (3) es la precipitación acumulada hasta su respectiva duración, esta se obtuvo multiplicando la $I_{máx}$ por la duración correspondiente en horas, por último, se obtuvo el incremento de la precipitación en la columna (4) con una simple diferencia entre la precipitación acumulada menos la precipitación acumulada un intervalo de tiempo atrás.

Tabla 10. Obtención de hietograma para un T=500 años

(1)	(2)	(3)	(4)
t (min)	$I_{máx}$ (mm/hr)	P (mm)	ΔP (mm)
5	376.90	51.30	31.41
10	256.81	69.90	42.80
15	205.18	83.78	51.30
20	174.98	95.26	58.33
25	154.65	105.24	64.44
30	139.81	114.16	69.90
35	128.37	122.30	74.88
40	119.23	129.81	79.48
45	111.70	136.82	83.78
50	105.37	143.41	87.81
55	99.96	149.65	91.63
60	95.26	155.57	95.26

Por último, se tienen que ordenar los incrementos de precipitación ΔP de la siguiente manera; primero en el centro se coloca los 15 minutos más lluviosos, posteriormente a su derecha el 2°



intervalo más lluvioso y el 3° se coloca a la izquierda y así sucesivamente regresando a la derecha con el 4°, etc. En la *Figura 12* se muestra el resultado.

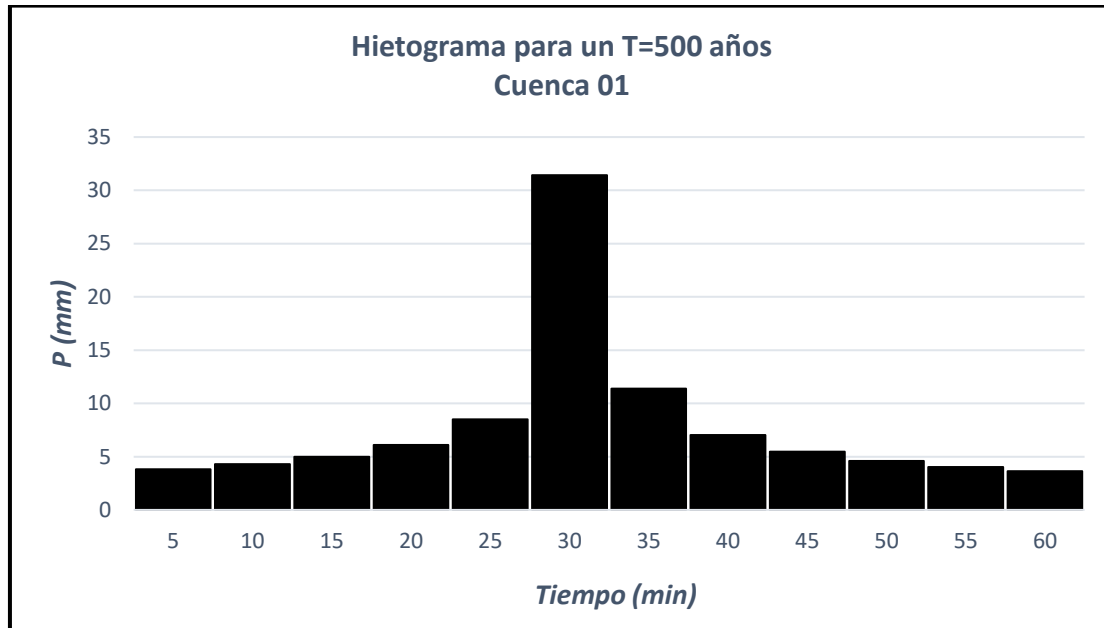


Figura 12. Hietograma de diseño de la cuenca 01 para un T=500 años

Este procedimiento se repitió para cada una de las cuencas en estudio ajustando la duración de las tormentas según su T_c .

4.1.7. Obtención de los hidrogramas de las avenidas máximas.

Para obtener los hidrogramas de las avenidas máximas se hizo uso del software HEC-HMS. El procedimiento que se siguió se describe en los siguientes párrafos.

HEC-HMS usa principalmente 4 componentes para poder realizar una simulación de un modelo lluvia-escorrentamiento. El primero es *Basin Models* que contiene proporciona al programa toda la información física de las cuencas en estudio como; área, número de escurrimiento (N), lag ($0.6T_c$) además de definir el sentido del escurrimiento y métodos para el cálculo de la precipitación efectiva, transformación del hidrograma y el método y sus parámetros para el tránsito de avenidas en un cauce.

El siguiente componente es *Time-Series Data* en donde se coloca la información pluviométrica, que en nuestro caso son los hietogramas anteriormente calculados. En el componente *Meteorologic Models* se colocan las combinaciones de tormentas que pudiera haber en cada simulación, además de especificar parámetros como el de evapotranspiración y nieve que en nuestro caso no aplican. Por último, se necesita configurar el componente *Control Specifications* en donde se define la fecha, hora e intervalo del cálculo del hidrograma de salida.

El primer componente *Basin Models* se llena con los datos obtenidos en el subcapítulo 4.1.5.



como se muestra en la *Figura 14*. Mientras en la *Figura 13* se muestra el esquema de modelación para el dren Calabozo. Los esquemas de modelación se realizaron de acuerdo a la *Tabla 3*. del subcapítulo 4.1.4.

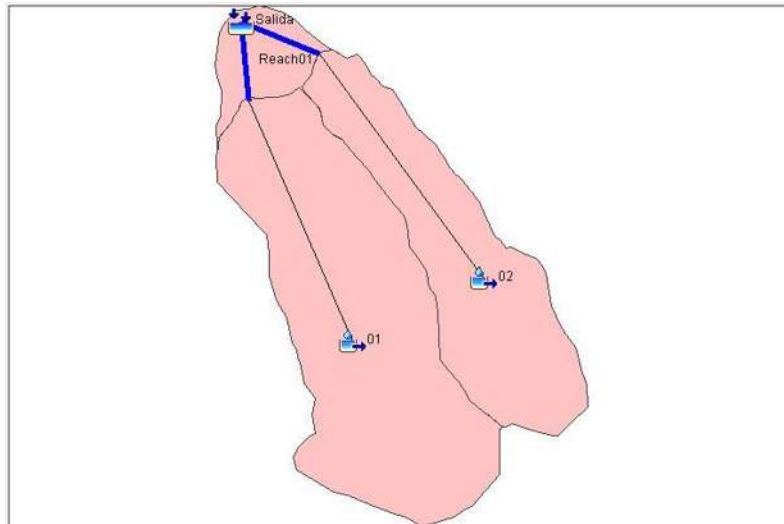


Figura 13. Esquema de modelación para la avenida máxima correspondiente al dren Calabozo.

The screenshot displays the HEC-HMS software interface for a subbasin model. The left pane shows a project tree with 'Calabozo' as the selected subbasin, containing elements '01', '02', 'Reach01', 'Reach02', and 'Salida'. The main window is divided into three tabs: 'Subbasin', 'Loss', and 'Transform'. The 'Loss' tab is active and shows parameters for 'Basin Name: Calabozo' and 'Element Name: 01', including 'Initial Abstraction (MM)', 'Curve Number: 70.07', and 'Impervious (%)'. The 'Transform' tab is also active and shows 'Graph Type: Standard' and 'Lag Time (MIN): 25'. A second 'Loss' tab is visible in the background, showing 'Loss Method: SCS Curve Number' and 'Transform Method: SCS Unit Hydrograph', both highlighted with red boxes. A red arrow points from a callout box to these two dropdown menus.

Métodos para calcular la precipitación efectiva e hidrograma de salida.

Figura 14. Datos y métodos seleccionados para la cuenca 01



Para calcular el T_c se utilizó la siguiente formula de Kirpich:

$$T_c = 0.00325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Ec. 7. Método de Kirpich para el cálculo del tiempo de concentración en horas

En donde:

T_c = Tiempo de concentración, en horas.

L = Longitud del cauce principal, en metros.

S = Pendiente del cauce principal, en m/m.

Una vez obtenido el tiempo de concentración T_c se puede calcular el “Lag time” que es el 60% del tiempo de concentración.

El siguiente paso es ingresar la lluvia de diseño en el componente *Time-Series Data*, en la *Figura 15*. se muestra las ventanas y los datos que se ingresaron en ellas, además de hietograma para la cuenca 01.

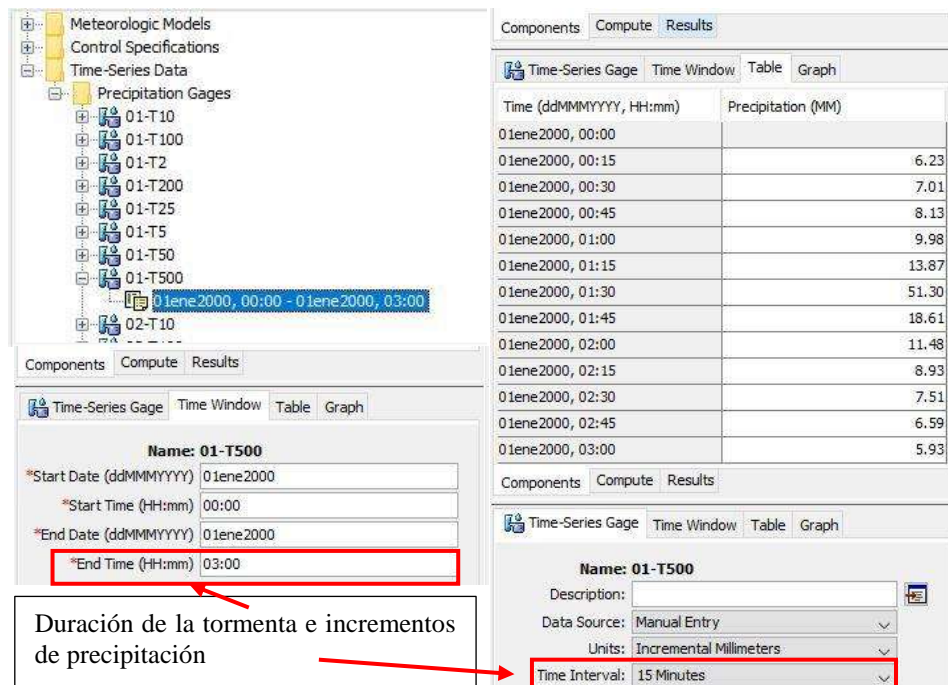


Figura 15. Ingreso del hietograma de la cuenca 01.

El siguiente paso es crear el componente *Meteorologic Modeles*, en el cual se asignan las diferentes condiciones meteorológicas a las diferentes microcuencas en estudio. En nuestro caso solo se asignaron los hietogramas a sus subcuencas correspondientes, creando un modelo meteorológico para cada Tiempo de retorno (2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años). En la *Figura 16* se muestra lo mencionado anteriormente.

Por último, se creó el componente que contiene la fecha y hora del inicio y conclusión de la simulación, así como el intervalo de tiempo en que se calculará el hidrograma de salida. Este



componente es *Control Specifications*. Para la duración de la simulación se contempló que esta abarcara el hidrograma completo verificando que la curva de recesión o “cola” del hidrograma se observara perfectamente. En la *Figura 17* se muestra las fechas y horas seleccionados.

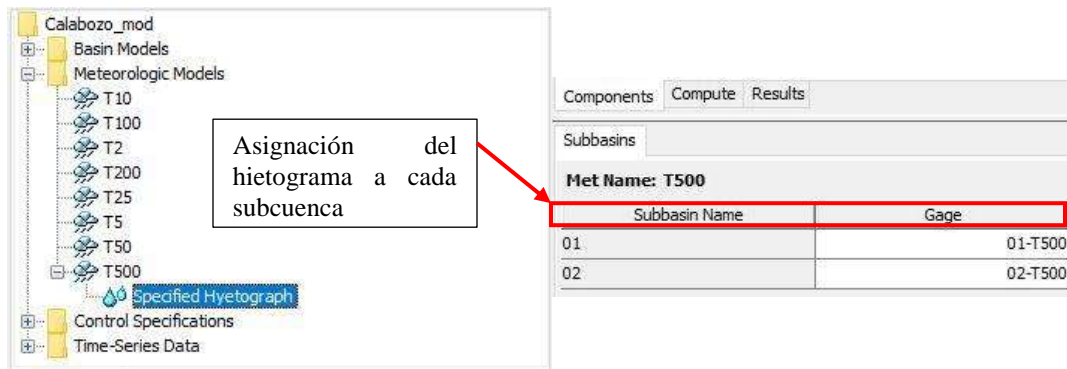


Figura 16. Creación del componente Meteorologic Models para el dren Calabozo



Figura 17. Fecha de inicio y conclusión de la simulación hidrológica para el dren Calabazo.

Una vez que se crearon los cuatro componentes básicos para generar la simulación hidrológica, se procedió a hacer la simulación obteniendo el siguiente hidrograma para el dren Calabozo (*Figura 18*). El gasto máximo obtenido fue de $47.6 \text{ m}^3/\text{s}$ y un volumen de escurrimiento total de $146\,400 \text{ m}^3$, este volumen corresponde al área bajo la curva del hidrograma.

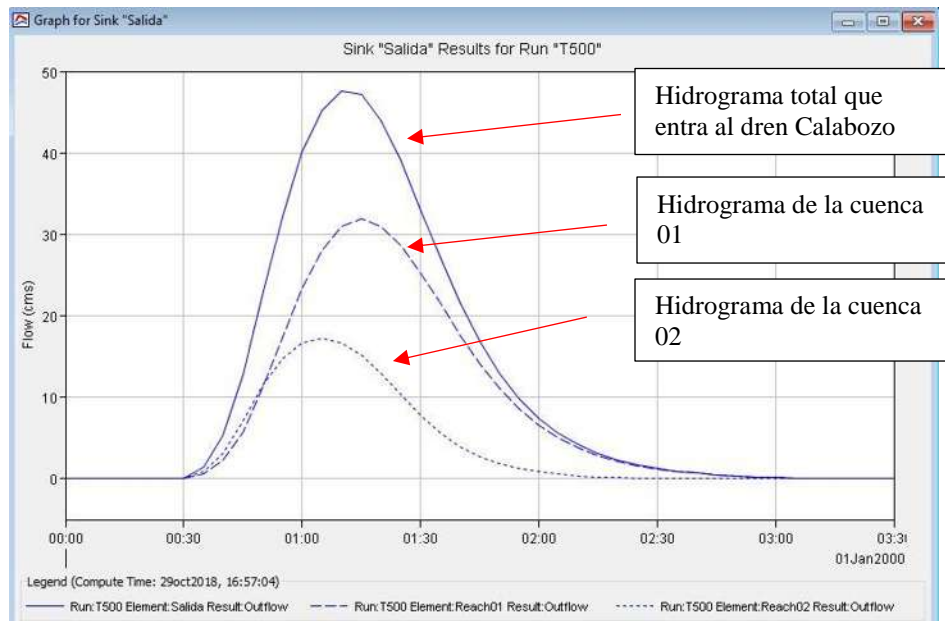


Figura 18. Hidrograma de la avenida máxima para el dren Calabazo.



Por cuestiones de practicidad y se omitió poner todos los resultados gráficos de todas las cuencas analizadas, sin embargo, en las siguientes tablas (11 y 12) se enlistan los resultados de las simulaciones hidrológicas para los diferentes esquemas de modelación definidos en *Tabla 3*. del subcapítulo 4.1.4.

Tabla 11. Gastos máximos (en m³/s) para los diferentes drenes y ríos en estudio.

Dren/Río	Tiempo de retorno (años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
Calabozo	1.0	3.0	5.3	10.1	15.4	22.4	31.4	47.6
Barajas	4.1	7.0	9.9	15.3	20.8	27.6	35.9	49.7
Arroyo Blanco	7.2	11.8	16.6	25.3	34.0	44.8	58.2	80.5
Arroyo de Tierra	13.6	20.6	27.6	39.7	51.4	65.8	81.9	111.8
Río Chiquito	18.8	30.7	42.8	64.0	84.7	110.3	141.5	192.8
Itzicuaro	14.8	24.2	33.8	50.6	67.0	87.2	111.8	152.2
Parian	2.1	4.7	7.7	13.4	19.5	27.6	37.9	55.7
Quinceo	8.4	12.4	16.7	24.1	34.5	40.8	52.3	71.5

Tabla 12. Volúmenes totales de escurrimiento (en 1000 m³) para los diferentes drenes y ríos en estudio.

Dren/Río	Tiempo de retorno (años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
Calabozo	2.8	8.5	15.6	30.3	46.5	68.1	96.5	146.4
Barajas	12.0	20.9	30.4	47.5	64.7	86.3	113.1	158.1
Arroyo Blanco	30.5	52.5	76.4	120.1	164.5	221.0	291.7	411.4
Arroyo de Tierra	113.4	172.1	231.0	331.8	431.5	552.7	690.6	942.4
Río Chiquito	421.7	691.5	967.3	1450.5	1923.6	2507.5	3220.6	4396.2
Itzicuaro	131.4	214.4	299.3	448.1	593.8	773.9	993.9	1356.5
Parian	6.2	14.2	23.7	42.1	61.6	87.2	119.9	176.7
Quinceo	52.1	75.8	100.7	144.9	189.1	244.7	313.3	428.8



4.2. Funcionamiento Hidráulico

4.2.1 Áreas de acción de los especialistas hidráulicos

El agua es la sustancia vital que mantiene la vida y el recurso básico para el desarrollo económico, cuya ocurrencia en la naturaleza como escurrimiento en los ríos no es ni remotamente constante, por ello existe la necesidad de realizar obras hidráulicas para su aprovechamiento y para brindar protección contra sus excesos.

En general y de manera simple, se definen cuatro áreas de trabajo o de especialidad para los hidráulicos; marítima, fluvial, fenómenos transitorios y modelos reducidos. Dentro los diseños urbanos participan únicamente la hidráulica fluvial y en menor medida los fenómenos transitorios, en el diseño de los acueductos para el abastecimiento de agua potable y en las plantas de bombeo.

La hidráulica fluvial estudia el comportamiento de los ríos, por ello se realizan estimaciones de sus flujos líquido y sólido o transporte de sedimentos, así como de su meandro originado por los procesos de erosión y denostación (Campos, 2010).

Los especialistas en el campo de la hidráulica fluvial participan en los siguientes diseños urbanos:

- 1) *Obras de Protección contra crecientes.* La altura de los diques de protección y las dimensiones de las rectificaciones y los encauzamientos son definidas por el hidráulico fluvialista, cuando realiza el tránsito hidráulico del gasto de diseño que estimó el hidrólogo. Tales secciones deben ser estables ante los flujo líquido y sólido.
- 2) *Planicies de Inundación.* Nuevamente el tránsito hidráulico del gasto de diseño que estimó el hidrólogo, debe ser realizado por el especialista en hidráulica fluvial, para poder demarcar las llanuras de inundación.
- 3) *Alcantarillas y Puentes.* Estos deben permitir el paso de la creciente de diseño, pero ello no es función únicamente del área hidráulica factible sino de la velocidad de las corrientes, la cual es estimada por el experto en ríos a través de modelado matemático y/o hidráulico reducido del tramo del río en consideración. En general todas las obras accesorias como son pilas o soporte de los puentes, los estribos y los espigones que se realicen en los ríos deben ser diseñadas por estos especialistas, para estar acordes a los flujo líquido y sólido.

4.2.2. Tipos de obras para el control de inundaciones

En las zonas de planicie es donde hay un mayor potencial de desarrollo, sin embargo, la mayoría de éstas son propensas a las inundaciones, por lo tanto, son las que requieren de mayor número de obras de protección, a medida que el desarrollo las justifique.



Las obras para el control de avenidas, son construidas en los cauces o en las cuencas para encauzar, derivar, confinar, retener o almacenar los escurrimientos. Con ellas, se logra abatir los gastos máximos de las avenidas, facilitar el paso libre del agua; y proteger a poblaciones y zonas más o menos extensas, del efecto de los escurrimientos (CNA, 2011).

El manual para el control de inundaciones desarrollado por la Comisión Nacional del Agua (2011) nos presenta medias tanto estructurales como no estructurales para evitar o reducir inundaciones. A continuación, se hará una descripción de las obras más comunes (medidas estructurales).

- a) Bordos perimetrales. Un bordo es un terraplén de arcilla compactada (aunque los hay de arena), construido con el objeto de proteger casas, tierras agrícolas y vidas humanas contra la acción de una creciente o remanso de agua. Cuando se desarrollan los centros de población establecidos cerca de los ríos y se desea protegerlos contra inundaciones periódicas, la solución más común y explícita, consiste en rodearlos parcial o completamente con un bordo, lo cual depende de la topografía. Estos bordos tienen la ventaja de ser la solución más económica que puede construirse; además, no alteran los niveles de los escurrimientos, ya que su efecto sobre ellos es nulo o muy reducido.

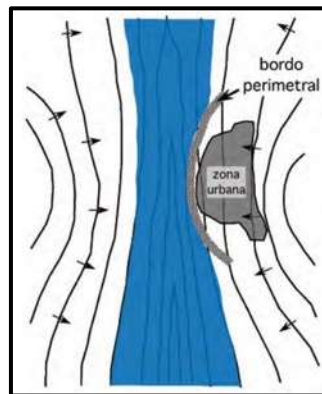


Figura 19. Esquema de bordo perimetral parcial (CNA, 2011)

Generalmente el alineamiento de los bordos se hace siguiendo la configuración de la zona por proteger dejando un amplio cauce de inundación, de manera que no se lleguen a tener elevaciones del agua apreciables; sin embargo, eso no siempre es posible ya que en ocasiones obligaría a desplantar el bordo en lugares inadecuados, donde cimentarlos sería difícil o muy costoso.

La altura de los bordos se fija partiendo de los niveles máximos que se hayan registrado con anterioridad, a partir de las huellas dejadas por el agua. Si hay alguna estación de aforo cercana, se trabajará con los datos que de ella se obtengan. La altura final del bordo es igual a la altura del tirante del agua, que corresponde a la avenida de diseño, más la altura del oleaje si lo hubiera y el alcance del mismo, más un bordo libre. Además, debe agregarse una altura que corresponde al valor del asentamiento que alcance a sufrir la estructura.



Como el bordo perimetral es una frontera entre el río y el poblado, se tendrá que desalojar el agua de lluvia que caiga dentro de la zona confinada por los bordos, mediante una tubería que pase bajo el bordo y descargue el agua en un nivel más bajo o mediante bombeo.

- b) *Bordos longitudinales.* Se construyen a lo largo de las márgenes del río y al confinar el agua entre ellos sirven para proteger simultáneamente varias ciudades y pueblos, así como grandes extensiones de terreno con alta producción agrícola y ganadera. Además, trasladan las avenidas hacia aguas abajo al no permitir desbordamientos sobre la planicie, todos los volúmenes de agua quedan confinados y tienen que pasar entre bordos; por lo que, obligan a que pasen por secciones con menor anchura. Dependiendo del desarrollo regional, este tipo de bordos se pueden construir en una o ambas márgenes.

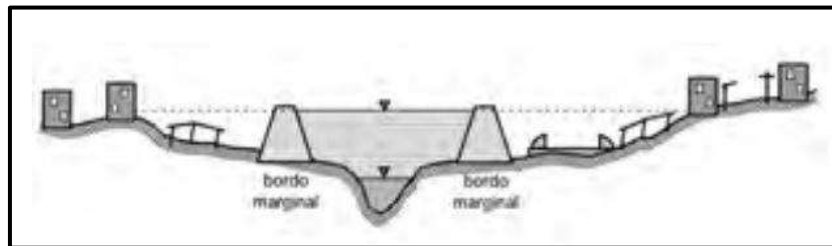


Figura 20. Bordos longitudinales en las márgenes del río (CNA, 2011)

- c) *Muros longitudinales.* Un muro longitudinal consiste en una frontera prácticamente vertical colocada en sustitución de un tramo de bordo. Se utilizan en sustitución de los bordos, cuando los taludes de estos últimos son muy tendidos y, por tanto, el volumen de obra resulta ser demasiado grande o cuando no hay espacio disponible para construir un bordo. Éstos se construyen frecuentemente cuando se tienen arroyos o ríos que cruzan zonas urbanas o bien los terrenos son muy solicitados y se trata de ocupar el menor espacio. Por otra parte, el muro debe ser protegido contra la erosión colocando enrocamiento en el lado expuesto al río.



Figura 21. Bordo longitudinal ubicado en la margen izquierda del Río Grande de Morelia (Google Maps, junio 2018)



- d) *Desvíos permanentes.* Pueden formarse con cauces de alivio y canales de alivio. Esta solución, consiste en desviar agua de un río y conducirla, hacia el mar, una laguna o a otro cauce. El agua así desviada no retorna a esa corriente con lo que se logra reducir un gran volumen de agua al hidrograma del río en la sección donde se inicia el desvío. Los desvíos permanentes generalmente se forman sobre la planicie, limitado sus fronteras con bordos longitudinales. En algunas ocasiones se utilizan como cauces paralelos, construidos para desviar parte del flujo del cauce.
- Cauces de alivio. Se construyen para disminuir la altura de los bordos longitudinales, si topográfica y geográficamente ello es posible. Así, el gasto desviado se debe sustraer al gasto que escurre entre los bordos a lo largo del río, con lo que se logra que, aguas abajo del desvío, la altura de los bordos sea menor o no sean requeridos. Estos, se forman con bordos longitudinales y el agua escurre sobre el terreno natural de la planicie. Se utilizan principalmente cuando la longitud del desvío es de varios kilómetros y los gastos por desviar son de miles de metros cúbicos por segundo.
 - Canales de desvío. Usualmente son de menor longitud que los cauces de alivio, y, asimismo, su capacidad hidráulica también es más reducida, ya que el agua desviada tiene que pasar por el canal excavado, el cual tiene un área hidráulica menor que la de los cauces de alivio. Se construyen en los ríos en los que el desvío sea de longitud reducida y el gasto por desviar es de centenas de metros cúbicos por segundo.
- e) *Desvíos temporales.* Los desvíos temporales se realizan cuando a los lados del cauce por proteger existen zonas bajas o lagunas que pueden ser inundadas momentáneamente mientras dura una avenida. Aunque sean zonas que tengan aprovechamiento agrícola o ganadero, los daños que se ocasionan al inundar son pequeños, porque están destinados para ese propósito. Estas obras, al igual que los cauces de alivio, se combinan con los bordos longitudinales. La diferencia principal es que, mientras con un desvío permanente se tiene la posibilidad de desviar volúmenes de agua muy grandes, con los desvíos temporales sólo se puede desviar un volumen prefijado que es igual a la capacidad de la laguna, zona baja o depósito artificial delimitado (formado con bordos).
- f) *Corte de meandros (rectificaciones).* Otra forma de reducir los desbordamientos en una longitud limitada del río, consiste en aumentar la capacidad hidráulica del cauce principal, lo cual se logra rectificando un tramo de río. Este aumento de capacidad se obtiene únicamente en el tramo rectificado y en el tramo inmediato aguas arriba de él. La capacidad hidráulica es mayor que la del río original, porque aumenta su pendiente de manera artificial.



Figura 22. Rectificación del Río Chiquito (Av. Solidaridad) en Morelia (Google Maps, junio 2018)

- g) *Presas de almacenamiento.* El propósito principal de las presas es almacenar el agua en exceso que hay en la época de lluvias, para utilizarla en época de secas y así garantizar el riego, abastecimiento de agua potable o generación de energía eléctrica durante todo el año. Sin embargo, también se construyen presas con el único objeto de controlar avenidas. Las presas aportan otros beneficios adicionales, ya que, sirven como zonas de esparcimiento, para practicar deportes acuáticos y para desarrollos piscícolas.

Las presas constan de un dique principal o cortina que se construye en el río para cerrar el paso del agua y almacenarla. Para lograr dicho almacenamiento se pueden requerir diques secundarios que eviten la salida del agua en los puertos y está escurra hacia otras cuencas. Con ello, se forma el vaso donde se almacena el agua. Las otras dos obras de importancia en una presa son: la de excedencias por donde son evacuadas las aguas que no pueden ser aprovechadas y la de toma por donde se conduce el agua que se utiliza para generar energía eléctrica, para consumo humano o para usos agrícolas.

Todas las presas en mayor o menor grado, cualquiera que sea su propósito principal, ayudan en el control de inundaciones, ya que los gastos máximos que salen de sus obras de excedencias, son menores que los máximos de entrada al vaso.

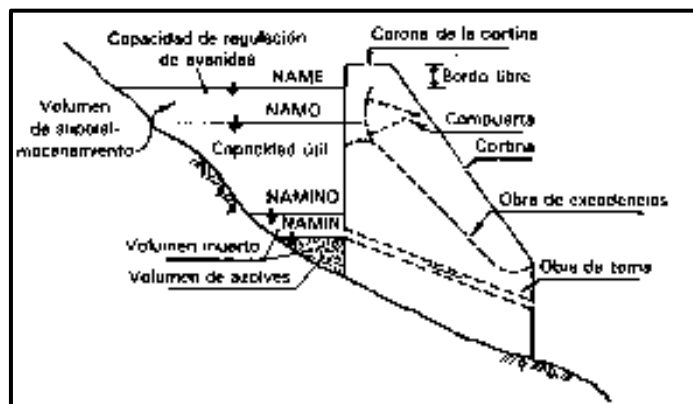




Figura 23 Principales componentes de un embalse

- h) *Presas rompe-picos*. Están formadas generalmente por una cortina de poca altura, una obra de excedencia y un desagüe. Este último, está formado por orificios o tuberías cortas, cuyo nivel inferior coincide con el nivel del cauce del río. Son poco eficientes como estructuras evacuadoras, por ello, se aprovecha para lograr que el agua suba rápidamente aguas arriba de la cortina y queden almacenados mayores volúmenes temporalmente, al mismo tiempo que los gastos extraídos son bajos.

La cortina generalmente es de concreto o mampostería y de preferencia debe estar cimentada en roca. La altura usual de las presas rompe-picos, no sobrepasa los 20 m y se utilizan normalmente en ríos en donde las condiciones de cimentación son favorables y las avenidas son poco voluminosas.

Sirven para proteger poblaciones que son atravesadas por arroyos o ríos y son económicas cuando se tienen condiciones geológicas y topográficas adecuadas y el fondo del río es rocoso o resistente a la erosión.

Cuando los ríos tienen pendientes fuertes y los embalses formados son de poca capacidad, se acostumbra a colocar varias presas en cascada para abatir el gasto máximo de la avenida, hasta lograr que el gasto máximo aguas abajo del conjunto pase por el cauce sin desbordarlo.



Figura 24. Presa Rompe picos, Corral de Palmas, NL.

- i) *Presas para retener azolves*. Son pequeños diques interpuestos a la corriente que se colocan en arroyos y ríos. Generalmente tienen una altura entre 2 y 10 m, aunque también las hay mayores. Consisten en un dique construido de concreto o mampostería, gaviones o elementos prefabricados en cuya corona, se forma una escotadura que sirve como obra de excedencias o vertedor.

La función de estas obras consiste en retener parte de los sedimentos que proceden de aguas arriba, y puesto que sus vasos usualmente son reducidos, se construyen varias en cascada.



- j) *Canalización o entubamiento de un cauce.* Canalizar, recubrir un cauce o entubarlo con un conducto subterráneo son soluciones técnicamente factibles cuando se tienen bajos niveles de agua en los arroyos o ríos que pasen cerca de una zona urbana. La función de cualquiera de estas soluciones, consiste en conducir el agua a niveles menores que los que se presentan en condiciones naturales o confinarlos. Con ello, se logra reducir las inundaciones y aprovechar los terrenos aledaños a las obras de conducción.

4.2.3. Base teórica del modelo IBER

Ecuaciones fundamentales

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

El modelo Iber consta de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D).

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s$$

Ec. 8. Conservación de la masa

$$\begin{aligned} \frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} &= -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{2 \partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \\ \frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} &= -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{2 \partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \end{aligned}$$

Ec. 9. Conservación de cantidad de momento

En donde h es el calado, U_x , U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de la lámina libre, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, ρ es la densidad del agua, Ω es la velocidad angular de rotación de la tierra, λ es la latitud del punto considerado, τ_{xx}^e , τ_{xy}^e y τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y M_s , M_x , M_y son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.



Fricción de fondo

El fondo ejerce una fuerza de rozamiento sobre el fluido que es equivalente al rozamiento con una pared, con la particularidad de que, en general, en ingeniería hidráulica la rugosidad del fondo es elevada, como ocurre en ríos y estuarios. La fricción del fondo tiene un doble efecto en las ecuaciones de flujo. Por un lado, produce una fuerza de fricción que se opone a la velocidad media, y, por otro lado, produce turbulencia. Ambos efectos se pueden caracterizar por la velocidad de fricción u_f , que no es más que una forma de expresar la tensión tangencial de fondo con unidades de velocidad:

$$U_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}}$$

Ec. 10. Velocidad de fricción

donde τ_b es el módulo de la fuerza de fricción de fondo, y ρ es la densidad del agua.

En los modelos promediados en profundidad no es posible calcular la velocidad de fricción por medio de funciones de pared estándar, tal y como se hace en los contornos tipo pared, ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical. Por lo tanto, es necesario relacionar la velocidad de fricción u_f con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción. La tensión de fondo se puede expresar como:

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2$$

Ec. 11. Tensión de fondo

en donde C_f es el coeficiente de fricción de fondo. Existen diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción C_f . La mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad.

La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de Manning, la cual utiliza el coeficiente de Manning n como parámetro. La fórmula de Manning utiliza el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}}$$

Ec. 12. Coeficiente de fricción de Manning

Condiciones de contorno hidrodinámicas

En un problema bidimensional es necesario distinguir entre dos tipos de contornos: abiertos y cerrados. Los contornos cerrados, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos.

A continuación, se describirá el contorno abierto el cual es el caso de este trabajo. En los contornos abiertos se pueden imponer diferentes tipos de condiciones de contorno. Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensionales estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos depende de si se



trata de un contorno de entrada o de salida de flujo, así como del tipo de régimen en el contorno (rápido/lento). En un contorno de entrada es necesario imponer 3 condiciones de contorno si el régimen es supercrítico (una para cada una de las tres ecuaciones de St.Venant), mientras que si se produce régimen subcrítico es suficiente con imponer 2 condiciones. En un contorno de salida es suficiente con imponer una única condición si el régimen es subcrítico, mientras que no es necesario imponer ninguna condición si el régimen es supercrítico. Si el usuario impone menos condiciones de las necesarias desde un punto de vista matemático las ecuaciones estarán indeterminadas y no se obtendrá una solución correcta. Las condiciones concretas a imponer pueden ser el calado, las componentes de la velocidad, o una combinación de ambos. En Iber se consideran diferentes opciones para imponer las condiciones de contorno, las cuales se recogen en la siguiente tabla.

Tabla 13. Condiciones de contorno de entrada y salida

Contorno	Régimen	Condiciones impuestas
Entrada	Subcrítico / Crítico	Caudal total en dirección normal al contorno
		Caudal total en dirección normal al contorno y velocidad media
	Supercrítico	Caudal específico en dirección normal al contorno
		a) Caudal específico en dirección normal al contorno y calado b) Caudal específico en dirección normal al contorno y cota de agua
Salida	Subcrítico	a) Calado b) Cota de agua c) Vertedero (cota y coeficiente de descarga) d) Curva de gasto
		Supercrítico / Crítico

4.2.4. Esquema de modelación

En este trabajo el esquema de modelación es la construcción digital (virtual) de una red de corrientes, ya sea ríos o drenes, que permite reproducir y prever el comportamiento de la misma, para poder realizar pruebas y definir soluciones. La utilidad práctica de un software hidráulico reside en que permite hacer pruebas de cómo se comportarían, por ejemplo, los tirantes o velocidades en dicha red, esto sin grandes inversiones de tiempo y dinero.



Para poder crear este esquema de modelación se partió del estudio topográfico elaborado por CONAGUA para la “Actualización del estudio para el control de avenidas en el sistema Río Grande-Río Chiquito de la presa de Cointzio a su desembocadura al lago de Cuitzeo” con información de las curvas de nivel a cada 0.5 m. También se usó información de terreno de tipo LIDAR, la cual contiene elevaciones del terreno a cada 5m, esta fue descargada de la base de datos del INEGI. A continuación, se describe el tratamiento de datos topográficos que se realizó.

Tratamiento de datos topográficos

Para realizar esta tarea se utilizó principalmente el software ArcGIS 10.4.1 con apoyo de AutoCAD 2013 y su extensión CivilCAD.

ArcGIS es compatible con archivos tipo CAD, por lo que basta con arrastrar el archivo de interés desde su carpeta de origen hasta la pantalla de trabajo en ArcGIS, sin embargo, previo a este paso fue necesario eliminar todas aquellas capas que no contenían datos de elevación, como etiquetas y achurados, dejando solo las polilíneas correspondientes a las curvas de nivel. En las figuras siguientes se muestra un antes y un después de dicho procedimiento (el tramo corresponde al Río Chiquito en su confluencia con el Río Grande).

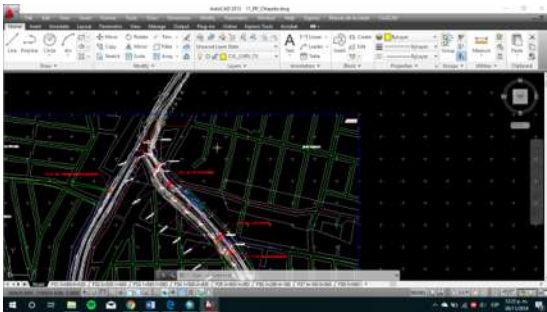


Figura 25. Capas previo a realizar la purga

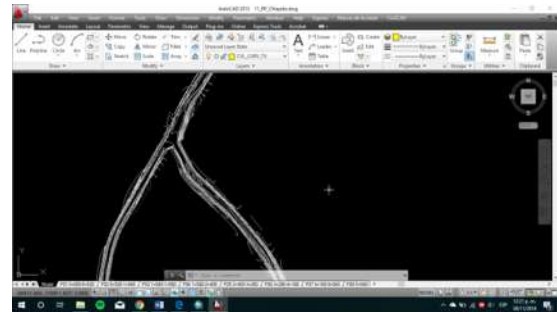


Figura 26. Capas después de la purga

Una vez realizado este paso se procedió a importarlo en ArcGIS y guardarlo como archivo tipo *shape*. El siguiente paso que se realizó fue convertir las curvas de nivel (.shp) a un archivo tipo raster. La extensión que se utilizó fue *Spatial Analyst Tols / Interpolation / Topo to Raster*. Esta herramienta permite asignar el tamaño de celda del raster de salida, además de delimitar el área en la que se desea crear el raster (en este caso se delimitó con las márgenes del levantamiento topográfico).

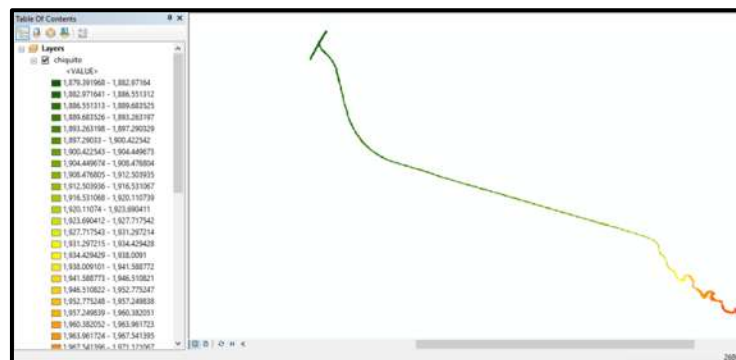


Figura 27. Raster del Río Chiquito con celdas de 1m x 1m de resolución.



Este proceso se realizó para cada uno de los drenes y ríos en estudio. El siguiente paso fue crear un raster único de la información topográfica de las corrientes y la información correspondiente a las zonas susceptibles a inundarse.

Con apoyo de las curvas de nivel y con apoyo visual en la escala de colores del raster de elevaciones de Morelia se dibujó un shape tipo polígono, para así usar la extensión *Spatial Analyst Tools / Extraction / Extract by Mask* que permite cortar los archivo tipo raster delimitados por un área especificada, dicha área es el polígono rojo que se muestra en la siguiente figura. El raster resultante es el que se encuentra en escala de grises.



Figura 28. Extracción de las zonas susceptibles a inundarse.

Para unir estos dos rasters se utilizó la siguiente extensión *Data Management Tools / Raster / Raster Dataset / Mosaic to New Raster*. Esta extensión también permite definir un tamaño de celda para el raster de salida. La importancia en definir adecuadamente el tamaño de la celda del raster radica en que de ello dependerá la similitud de la topografía real con la creada virtualmente, además de que es un factor importante en los tiempos de simulación.

Se realizaron varias combinaciones con los tamaños de celda tanto del raster de drenes y los del raster de las zonas inundables. Por ejemplo, para el raster de las zonas inundables se establecieron tamaños de celda de 5, 10, 15 y 20 metros, mientras que para el raster de drenes se usaron tamaños de 1, 2, y 3 metros. Se dieron valores más pequeños en el raster de drenes para dar mayor resolución y por ende tener mejores resultados en la modelación. El resultado final se muestra en la siguiente figura. En ella se puede observar claramente en donde se encuentran los drenes en análisis por la diferencia de colores en la escala. La resolución final que se eligió fue, 20 m para zonas inundables y 3 m para drenes y ríos.



Figura 29. Raster final con el que se realizaron las modelaciones

El ultimo paso para poder crear el esquema de modelación en IBER fue crear el archivo ASCII el cual contiene la información topográfica en estudio. Para esa tarea se utilizó la siguiente extensión *Conversion Tools / From Raster / Raster to ASCII*.

Ya en la interfaz del software IBER se procedió a importar la topografía mediante la herramienta *Crear RTIN*, la cual tiene la siguiente ruta *Herramientas Iber / RTIN / Crear RTIN*. A continuación, se abre una venta emergente como se muestra en la siguiente figura en donde se elige el archivo tipo ASCII en este caso nombrado 3-20. Esta herramienta permite ajustar la topografía definiendo el tamaño máximo y mínimo de las superficies *nurbs* así como su tolerancia para ajustarse.

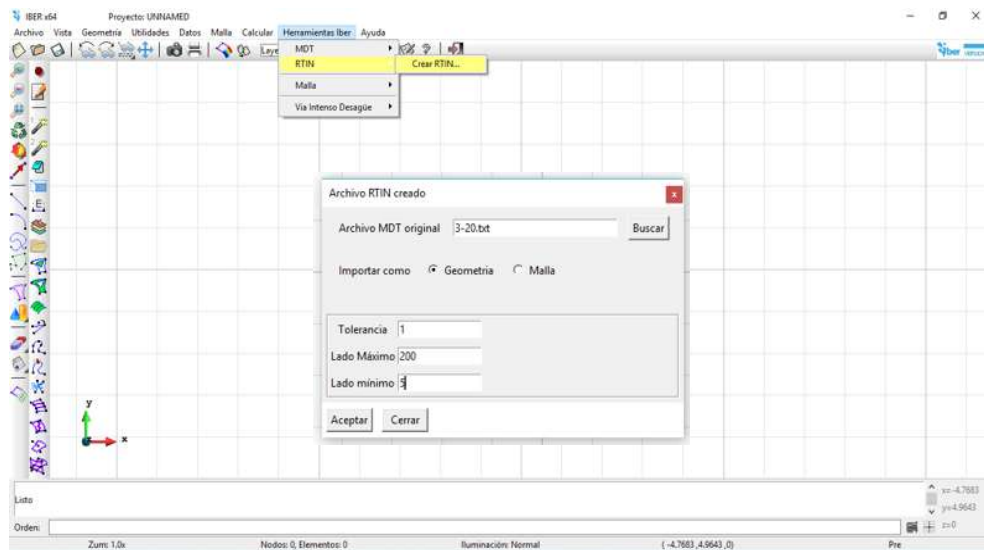


Figura 30. Carga del archivo ASCII para generar las superficies Nurbs

El esquema de modelación final se muestra en la siguiente figura en donde se pueden observar las superficies Nurbs en color rosa y morado. Cabe mencionar que sobre esta superficie se asignaron las condiciones de contorno, condiciones iniciales y el coeficiente de rugosidad.

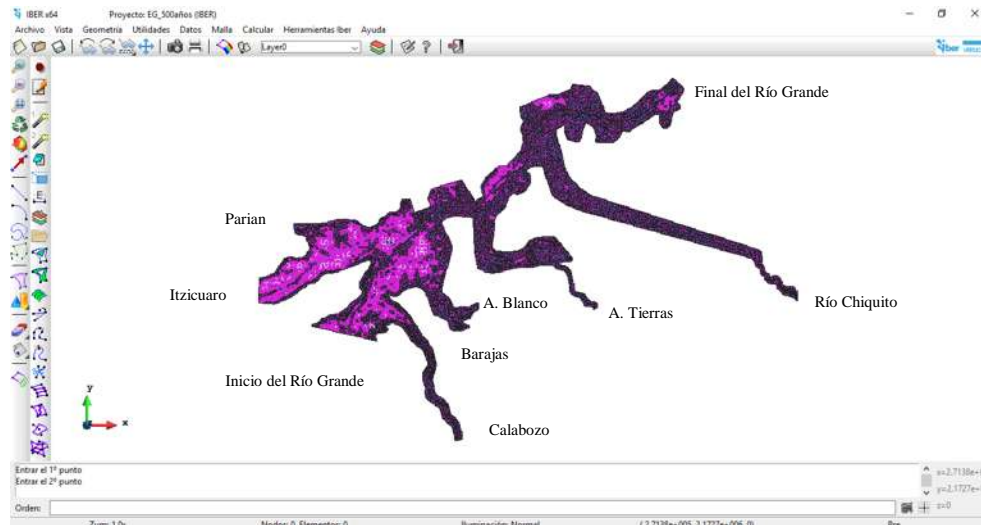


Figura 31. Esquema de modelación final

Postproceso en IBER

Para poder iniciar un cálculo en Iber es necesario realizar primero los siguientes pasos:

1. Asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad del fondo, modelo de turbulencia, etc.)
2. Asignar condiciones de contorno e iniciales.
3. Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales)
4. Construir una malla de cálculo
5. Lanzar el cálculo

1) Asignar rugosidad del fondo.

En Iber la rugosidad se asigna a través de un coeficiente de rugosidad de Manning.

Con el menú “Rugosidad > Usos del suelo” se abre la posibilidad de escoger un uso del suelo y asignarlo a las superficies que forman la geometría (o en su caso a los elementos de la malla). Existen unos valores predeterminados asignados a cada uso del suelo, pero estos pueden cambiarse. También se pueden añadir o eliminar usos del suelo.

Para poder asignar un coeficiente de rugosidad fue necesario realizar una visita de campo, para reconocer el tipo de cobertura de los drenes y ríos. En las siguientes figuras se puede observar lo encontrado en campo.



Figura 32. Rivera del Río Chiquito



Figura 33. Rivera del dren Calabozo



Figura 34. Rivera del Río Grande



Figura 35. Rivera del dren Barajas



Figura 36. Rivera del dren Itzicuaro



Figura 37. Rivera del dren Arroyo de Tierras



Figura 38. Rivera del dren Parian



Figura 39. Rivera del dren Arroyo Blanco

Una vez hecho la visita de campo se utilizaron las tablas elaboradas por Ven Te Chow 2004 y que se encuentran en el *Anexo 4*. de donde se eligió un coeficiente de rugosidad (n) igual a 0.035 que pertenece al valor promedio de corrientes naturales, rectas, sin montículos ni pozos profundos, pero con piedras y maleza.

Para asignar el coeficiente de rugosidad en la superficie Nurb se sigue la siguiente ruta en *Iber Datos / Rugosidad / Uso de suelo*. A continuación, se abre una ventana emergente en donde se ingresa el valor de n y mediante una ventana de selección se asigna a la superficie Nurb. En la siguiente figura se muestra como se vería la interfaz.

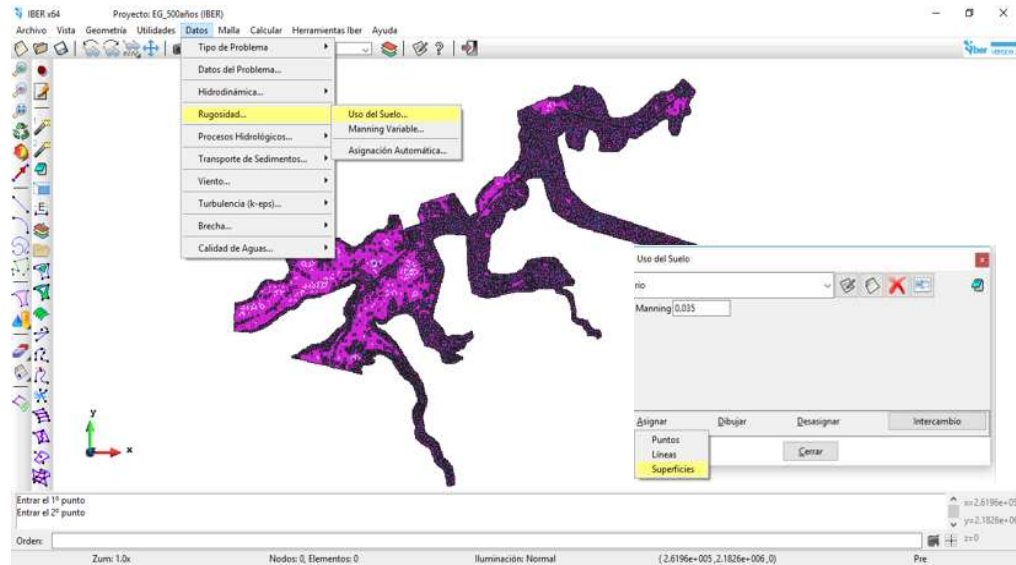


Figura 40. Asignación coeficiente de rugosidad al esquema de modelación

2) Asignar condiciones de contorno e iniciales.

Como se describió en el subcapítulo 4.2.3. el software Iber necesita definir tanto condiciones de contorno como condiciones iniciales para poder resolver las ecuaciones 2D de St. Venant. Para las condiciones de contorno de entrada se eligió definir un caudal total, en donde se puede ingresar un caudal constante o un hidrograma. En este trabajo se ingresó el hidrograma de las avenidas máximas obtenido del estudio hidrológico de este mismo trabajo. También es necesario definir el régimen, dando dos opciones, régimen supercrítico y régimen crítico/subcrítico; se eligió el régimen crítico/subcrítico en todas las corrientes.

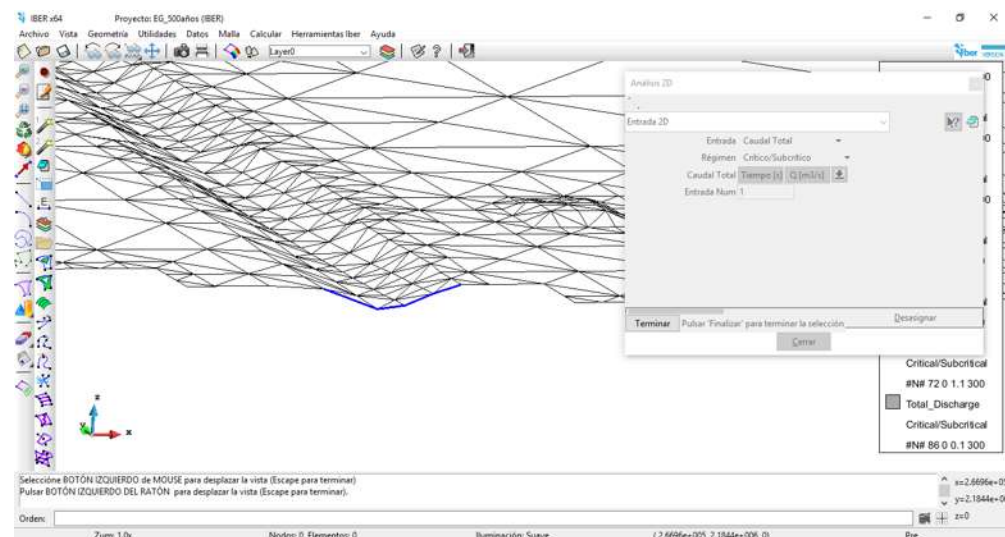


Figura 41. Asignación de la condición de contorno de entrada (en color azul)

Para la condición de contorno de salida se dan dos opciones; régimen supercrítico/crítico o régimen subcrítico. En este trabajo se eligió la primera opción, para asegurar que el régimen del río se normalice al final del tramo de interés en el Río Grande, se alargó la frontera aguas a



bajo 1800 metros aproximadamente. Como se puede observar en la *Figura 40* no es necesario ingresar ningún valor adicional, solo es necesario seleccionar el contorno para asignar la salida.

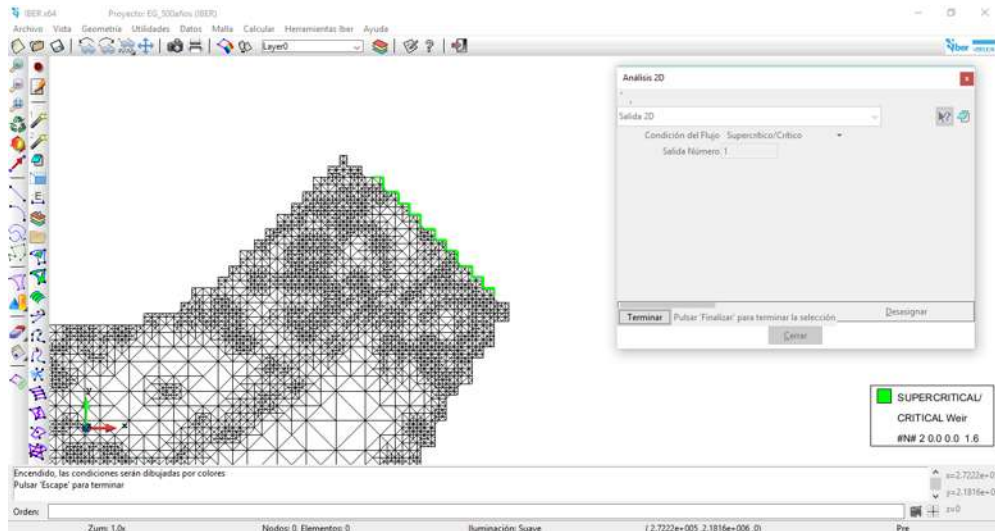


Figura 42. Asignación de la condición de contorno de salida (color verde)

Iber requiere que se le asigne el punto de partida para resolver las ecuaciones 2D de St. Venant, es decir, asignar una condición inicial. Se puede ingresar el valor de una cota (elevación) o el valor del calado (tirante). En este trabajo se consideró a toda la superficie como seca, es decir, se le asignó un calado igual a cero.

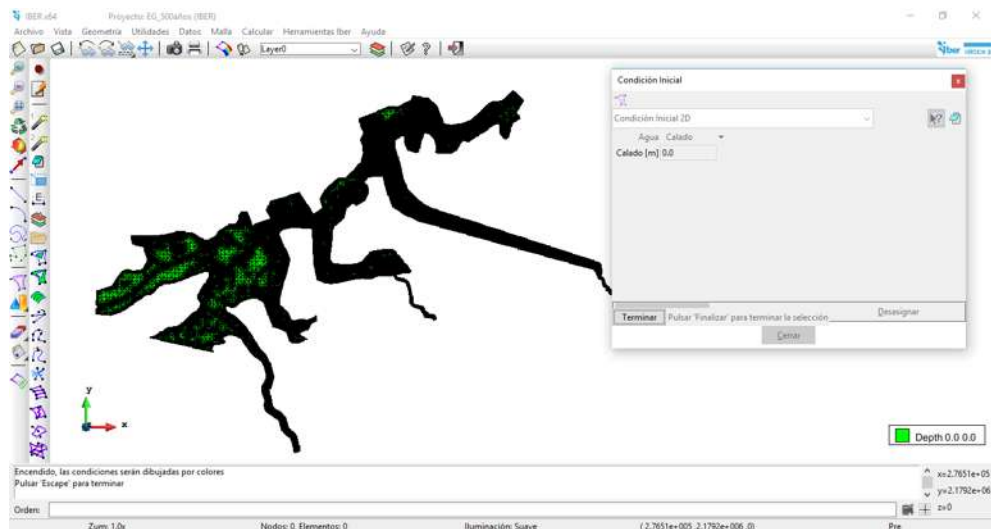


Figura 43. Asignación de la condición inicial.

3) Opciones generales de cálculo.

Para acceder se sigue la siguiente ruta *Datos / Datos de problema*

Las opciones se describen a continuación:



- **Simulación:** Con el botón Nueva/Continuar se puede escoger entre lanzar una simulación nueva o continuar una que ya se ha ejecutado hasta un cierto instante.
- **Instante inicial:** Valor del instante de tiempo de inicio del cálculo.
- **Tiempo máximo de simulación:** Valor del instante de tiempo final del cálculo.
- **Intervalo de resultados:** Fija el incremento de tiempo entre instantes de escritura de resultados.

Todas las simulaciones hechas se iniciaron en el instante 0, tiempo máximo de simulación de media hora más largo que el hidrograma con mayor duración (que en este caso fue el hidrograma del Río Chiquito) y se eligieron resultados a cada 5 minutos.

4) Construir malla de cálculo.

La malla de cálculo es un elemento fundamental para conseguir buenos resultados. Iber dispone de multitud de maneras de obtener una buena malla de cálculo, y en función de las características del problema un tipo de malla será mejor que otro.

Iber puede trabajar tanto con elementos triangulares como con cuadriláteros, o con mallas mixtas de triángulos y cuadriláteros. Las mallas de cálculo pueden ser a su vez regulares o irregulares, así como estructuradas o no estructuradas.

Para este trabajo se decidió usar una malla estructurada con el mismo tamaño que las superficies nurbs, por lo que el número de divisiones fue igual a 1. La malla generó 460911 elementos triangulares y 237 367 nodos.

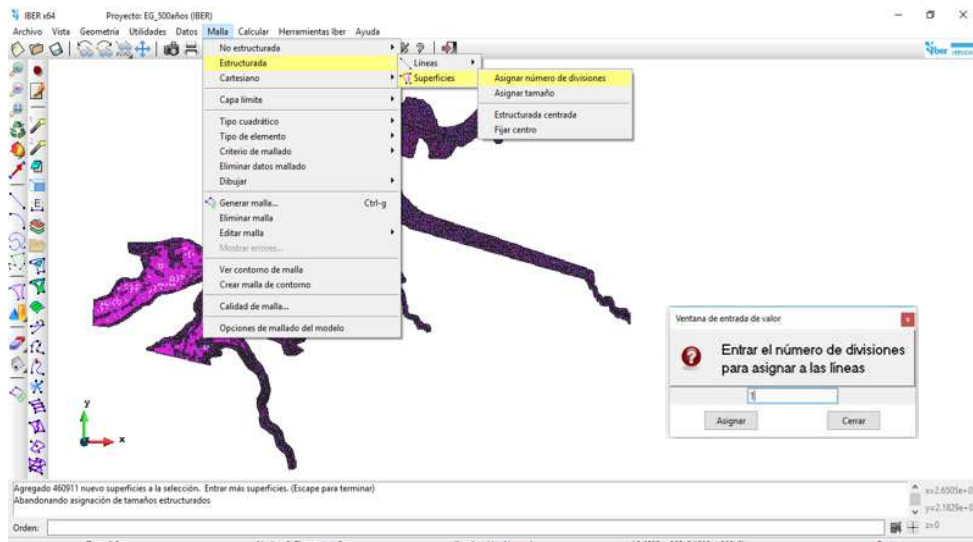


Figura 44. Generación de malla de cálculo para el esquema de modelación

Una vez realizado estas tareas es posible comenzar el cálculo de la simulación. Cabe mencionar que las simulaciones se realizaron para los tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años de tiempo de retorno, también por limitaciones en los procesadores de los computadores utilizados se limitó el tramo de análisis del Río Grande, por lo que solo se



simularon conjuntamente las corrientes correspondientes a Itzicuario, Parian, Calabozo, Barajas, Arroyo Blanco, Arroyo de Tierras y Río Chiquito.

5. RESULTADOS DE MODELACIÓN

En general, el esquema de modelación mostró resultados muy parecidos a los que se tienen registrados históricamente. Se generaron inundaciones en las inmediaciones de la Unidad Deportiva Cuauhtémoc, así como en las cercanías de la Secretaría de Educación Pública e INFONAVIT. También se observaron inundaciones a lo largo de la rivera del dren Itzicuario, si podemos comparar una imagen área de esta zona nos daremos cuenta que naturalmente esa zona es susceptible a inundarse, en la siguiente figura se puede observar lo descrito.



Figura 45. Dren Itzicuario, mostrando zona pantanosa

Otras zonas en donde se observaron desbordamientos en las corrientes fueron; Calzada la Huerta a la altura de los centros comerciales, Torremolinos, Rector Hidalgo, Agustín Arriaga Rivera, Hermenegildo Galeana, Los Fresno, Pinar del Río, estos asentamientos corresponden al dren Arroyo de Tierras. La zona con mayor afectación ocurrió en la confluencia del Río Chiquito y Río Grande, obteniendo los tirantes más altos en las simulaciones, algunos asentamientos afectados fueron; Tres Puentes, Jacarandas, Las Margaritas, Cuatro de Marzo, Ampliación Eduardo Ruíz, Gral. Pedro María Anaya, Prados Verdes, Ejidal Francisco Vila y parte de Granjas del Maestro.

No toda la superficie inundada ocurrió en zonas habitables también ocurrieron inundaciones de zonas de cultivo como es el caso de los drenes Itzicuarios, Parian y Calabozo, en los cuales los desbordamientos ocurrieron mayormente en zonas no habitables.

Tabla 14. Superficie de zonas afectadas por tiempo de retorno

Tr (años)	Ár (km ²)	Urbano construido (%)	Zona agrícola (%)
2	0.98	58.22	41.78
5	1.08	58.95	41.05
10	2.84	60.05	39.95
25	2.90	60.83	39.17



50	4.20	64.07	35.93
100	5.87	61.26	38.74
200	6.29	65.07	34.93
500	8.95	48.06	51.94

En la Tabla anterior se muestra un resumen de la superficie afectada y los porcentajes correspondientes a zonas agrícolas y urbanas. Como se puede observar, el porcentaje de afectación es mayor en las zonas urbanas construidas, excepto en el tiempo de retorno de 500 años en donde se observa un porcentaje equitativo de afectaciones tanto para zonas urbanas como agrícolas. En las siguientes figuras se puede observar con más detalle las zonas de la Ciudad de Morelia que fueron afectadas para cada tiempo de retorno.

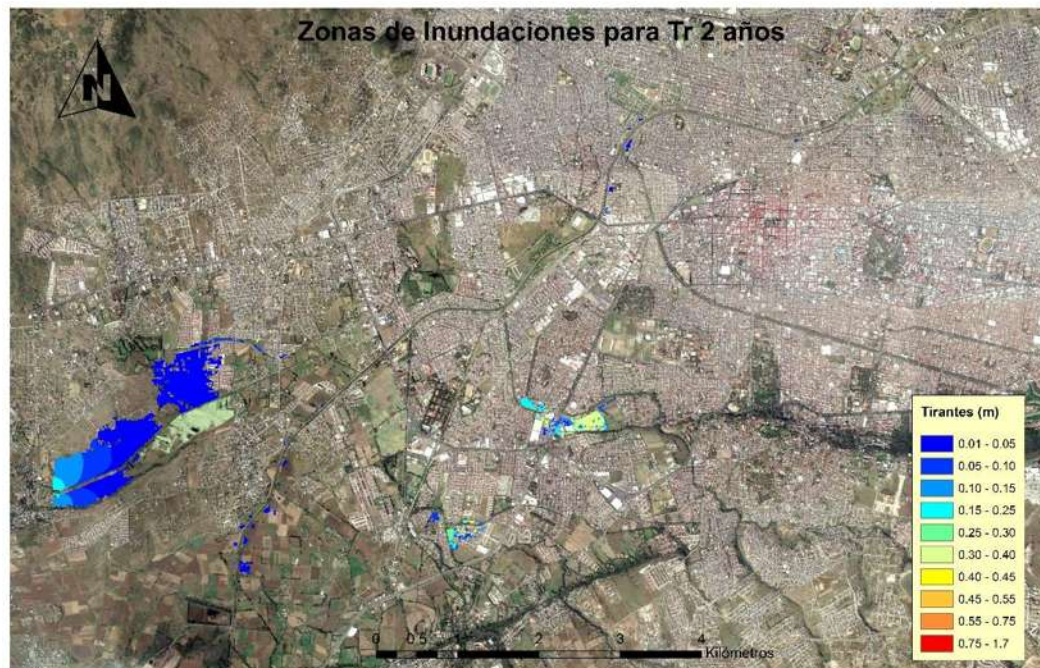


Figura 46. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 2 años

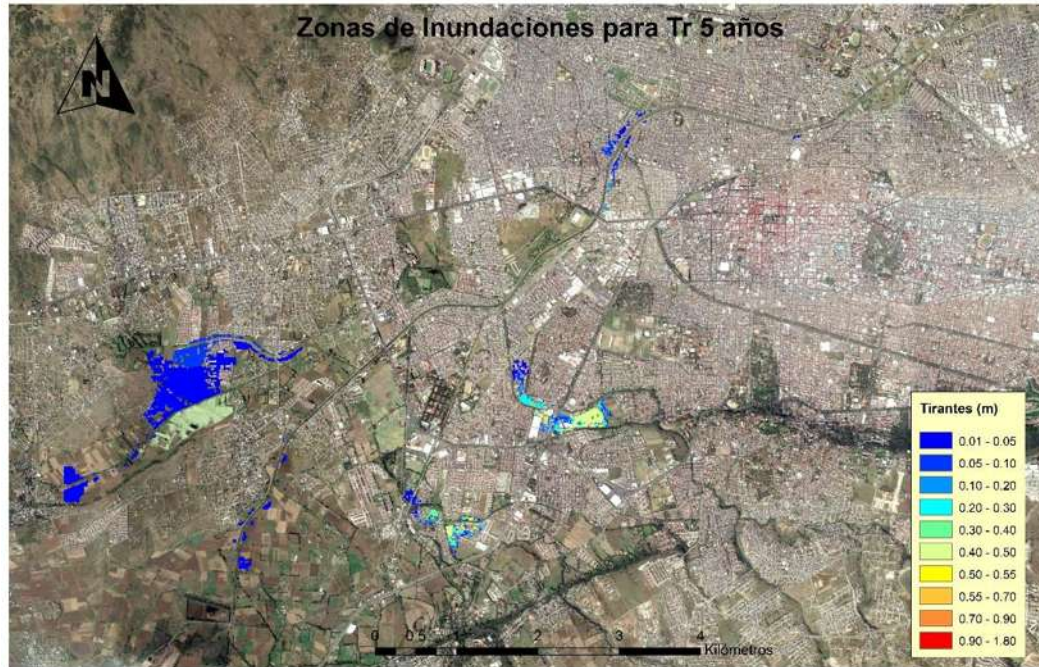


Figura 47. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 5 años

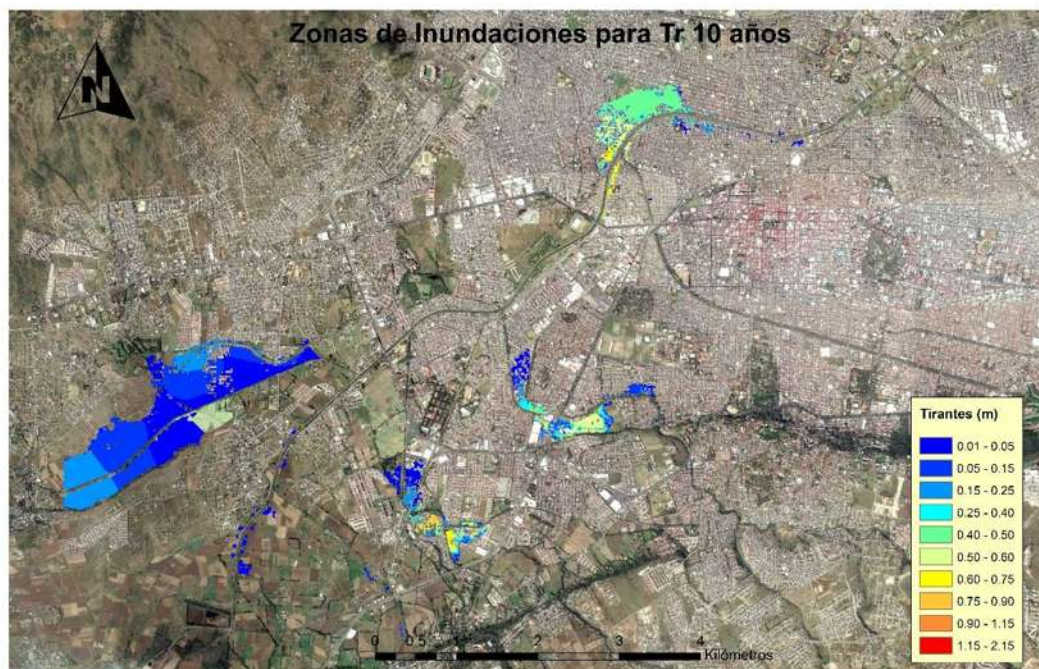


Figura 48. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 10 años

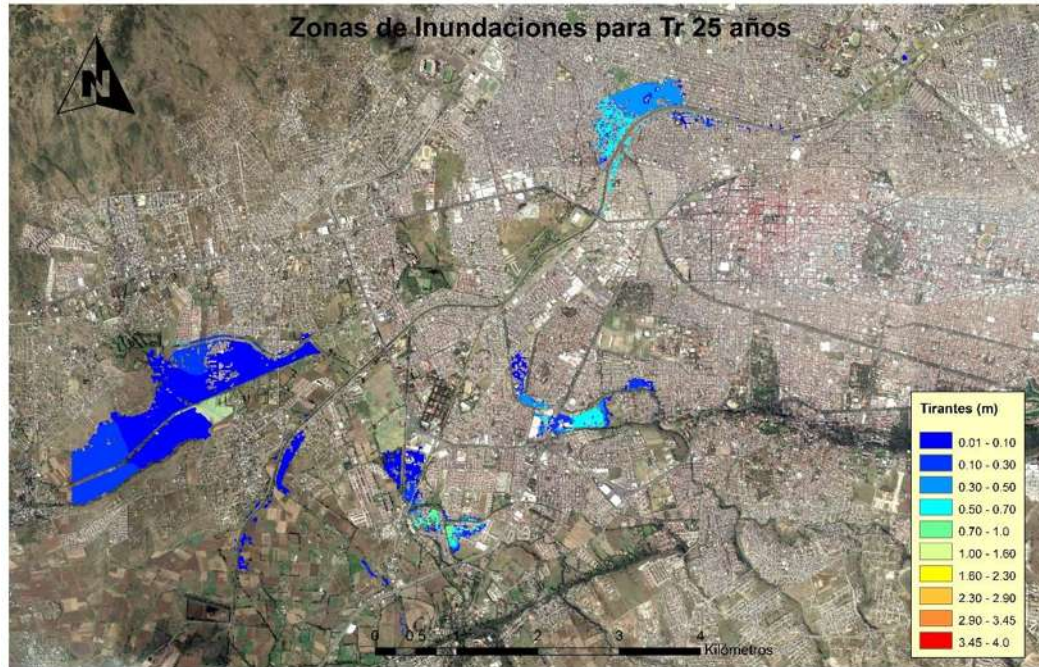


Figura 49. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 25 años

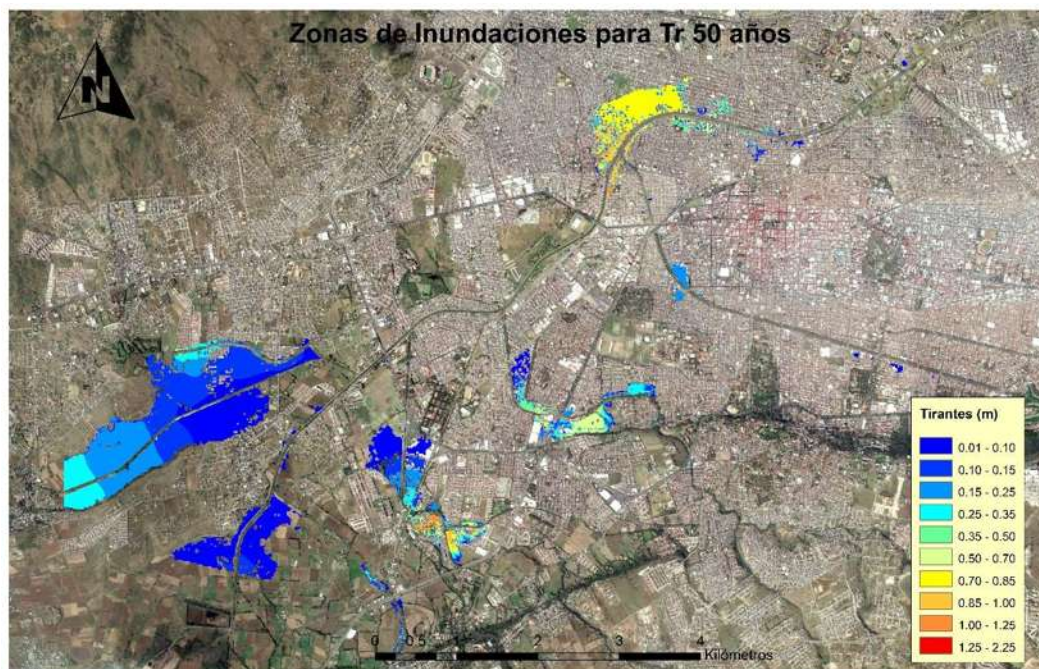


Figura 50. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 50 años

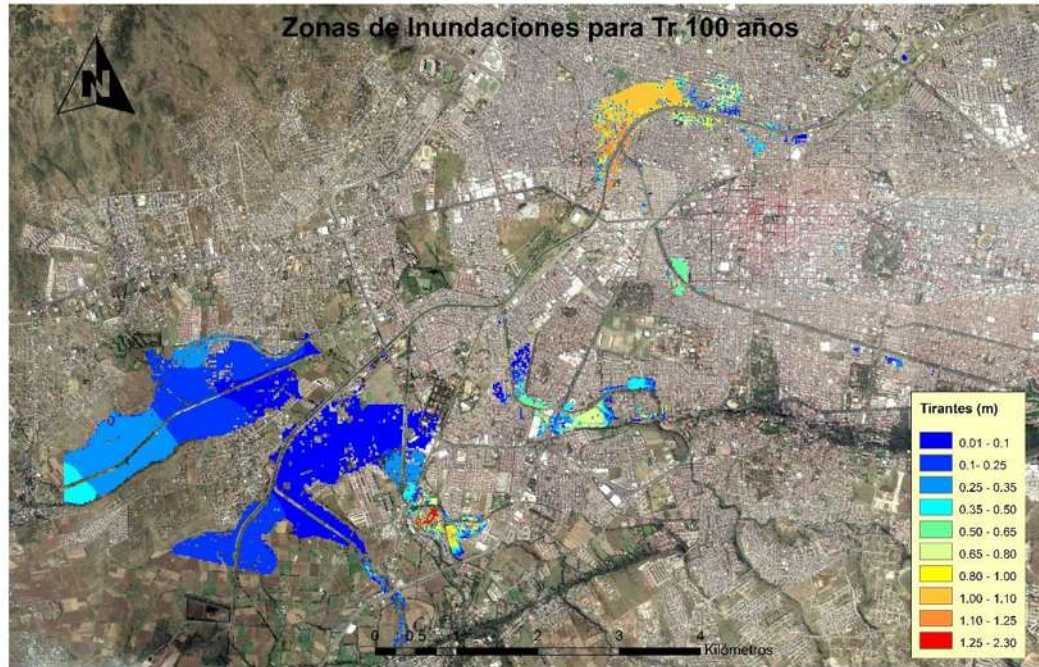


Figura 51. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 100 años

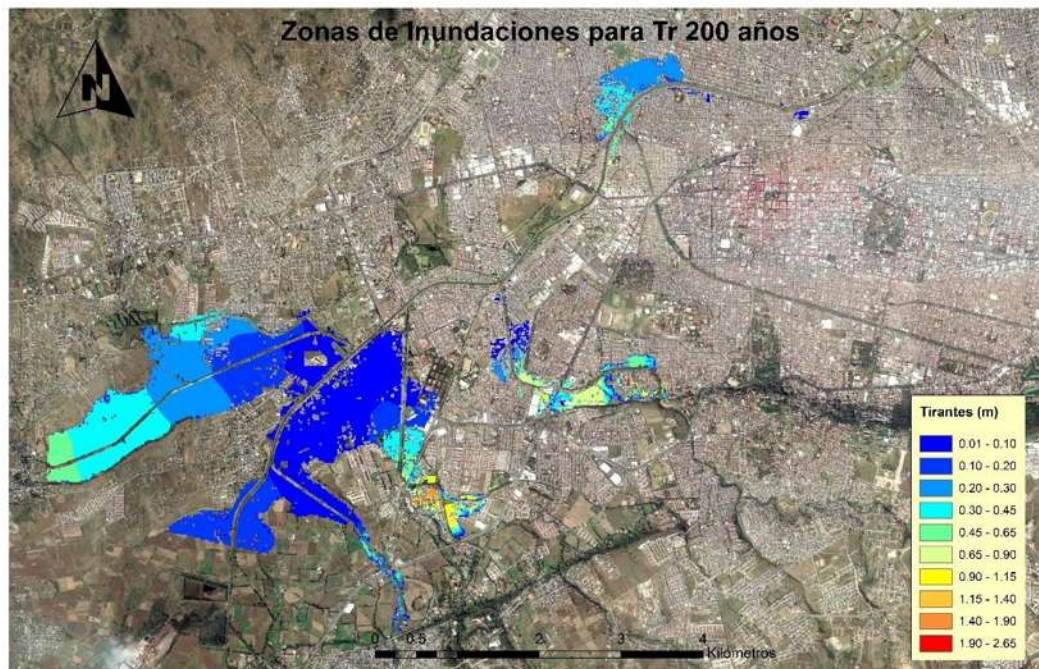


Figura 52. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 200 años

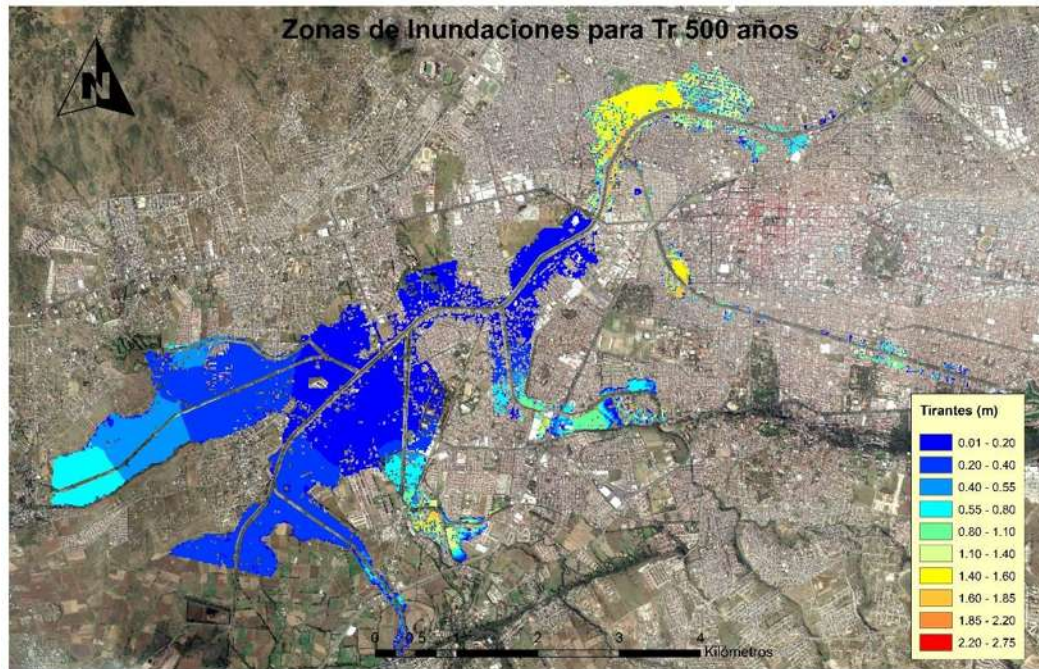


Figura 53. Tirantes máximos alcanzados para un tiempo de retorno de 500 años

Con ayuda de la base de datos del inventario de viviendas 2016 realizado por el INEGI se obtuvo el total de viviendas habitadas, así como el total de población que presentaron afectaciones por inundaciones. En la siguiente tabla se muestra los dichos datos para cada tiempo de retorno simulado.

Tabla 15. Afectaciones en viviendas y población según el tiempo de retorno

Tr (años)	Viviendas Habitadas	Total de Población
2	3422	12636
5	3551	13067
10	6532	24572
25	6791	25399
50	8825	33024
100	11863	42741
200	14812	52701
500	20176	73128



6. CONCLUSIONES

6.1 Estudio Hidrológico

La metodología usada en este estudio contempló el tránsito de avenidas a través de los cauces principales de las microcuencas en estudio, usando el método de *Muskingum*. El tránsito de avenidas permite contemplar los efectos de atenuación sobre el hidrograma de entrada del cauce, por lo que no se obtuvieron hidrogramas sobre estimados, permitiendo así tener condiciones de modelación más apegadas a un escenario real.

Otro aspecto importante es la elección del método de lluvia media. Dentro de la metodología se habían contemplado los métodos de *Polígonos de Thiessen* e *Isoyetas*, eligiendo el método por *Isoyetas*. Se encontró que este método tenía una mejor distribución espacial de la lluvia media, esto debido a que el tamaño de las microcuencas era demasiado pequeño como para que varios polígonos de *Thiessen* tuvieran influencia sobre ellas. Caso contrario a las *Isoyetas* que si mostraba la influencia de varias estaciones sobre una misma cuenca, permitiendo así que la lluvia media estuviera mejor distribuida.

Respecto a los gastos obtenidos, cabe mencionar que solo representan el escurrimiento generado aguas arriba del inicio de los drenes y ríos, por lo que si se desea considerar los escurrimientos en las cuencas que se encuentran inmersas en la urbanización es necesario realizar un estudio más amplio en donde se analicen las redes de alcantarillado o drenaje pluvial para una obtener un modelo lo más apegado a la realidad, ya que la metodología usada en este trabajo fue una metodología para cuencas naturales.

También se observó que las microcuencas con números de escurrimientos (N) cercanos a 100, presentaron los caudales específicos (gasto por unidad de área de la cuenca) más altos lo que confirma que las cuencas urbanizadas presentan las avenidas más severas, esto debido a la poca capacidad de retener o infiltrar el escurrimiento.

6.2. Funcionamiento Hidráulico

Los modelos hidráulicos 2D son la tecnología avanzada para la modelación de inundaciones. Sin embargo, estos modelos tienen la desventaja de que su aplicación está limitada por los altos requerimientos de datos, hardware y software. Los modelos 1D arrojan resultados precisos si se desea realizar análisis únicamente del río/dren, pero son pocos precisos para modelar el flujo en las planicies adyacentes.

Los recursos de procesamientos computacional utilizados para la modelación fueron una limitante, sin embargo, el esquema de modelación creado mostró resultados cercanos a la realidad, se observaron sitios con inundaciones en los que es bien sabido que ocurren afectaciones como la Unidad Deportiva Cuauhtémoc, así como la Secretaria de Educación Pública (SEP) y la confluencia entre el Río Grande y Río Chiquito, con esto se puede concluir que el esquema de modelación arroja resultados confiables.



Se encontraron velocidades que van desde 0.1 hasta 2.6 m/s y régimen subcrítico a lo largo de los drenes, por lo que es poco probable que la socavación general cause arrastre de sedimentos que ponga en riesgo los terraplenes de los drenes, sin embargo, es recomendable realizar un análisis más completo si se desea conocer los efectos de dicha socavación.



7. RECOMENDACIONES

En el subcapítulo 4.2.2 se describen algunas de los tipos de obras de protección que se implementan para la mitigación y control de inundaciones. En este trabajo se recomienda, como medida principal, construir una serie de **represas y bordos** ubicadas en las zonas norte y sur de la ciudad de Morelia en colindancia con la mancha urbana. Estos bordos y represas retendrían de manera temporal el escurrimiento generado por las avenidas máximas calculadas en el *Estudio Hidrológico* de este trabajo.

Mediante el uso de herramientas informáticas como ArcGIS y R-Studio se localizaron los puntos en donde existe la capacidad de retener dicho escurrimiento, además de obtener el NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias) el cual corresponde a nivel generado por el escurrimiento. Cabe mencionar que no se tomó en cuenta el nivel muerto (generado por sedimentos que son arrastrados por la corriente y depositados en las cortinas de las presas) ya que se consideró que estas obras dejarían pasar un flujo constante, por lo cual teóricamente no presentarían retención de sedimentos.

Se encontraron 49 puntos con la capacidad de almacenar el escurrimiento de hasta 500 años de tiempo de retorno. En la siguiente tabla se enlistan los escurrimientos, en miles de metros cúbicos, correspondientes a cada posible obra. Los dos primeros números corresponden a la cuenca a la que pertenece y el tercero el número de obra en esa misma cuenca, por ejemplo; *01_1* es la obra número 1 de la cuenca 01; *01_2* es la obra número 2 de la cuenca 01 y así sucesivamente.

Tabla 16. Escurreimientos en miles de metros cúbico correspondientes para cada represa o bordo

Obra	2	5	10	25	50	100	200	500
01_1	1.01	2.79	4.94	9.29	14.02	20.27	28.37	42.56
01_2	0.83	2.27	4.03	7.57	11.42	16.52	23.12	34.69
01_3	0.56	1.54	2.73	5.14	7.76	11.22	15.70	23.56
02_1	0.40	1.80	3.90	8.30	13.30	20.20	29.30	45.60
03_1	0.10	0.60	1.20	2.70	4.30	6.50	9.40	14.70
04_1	0.40	2.20	4.80	10.50	17.00	26.10	38.20	59.90
05_1	0.30	1.60	3.50	7.60	12.40	18.80	27.40	42.80
06_1	1.52	4.30	7.82	14.91	22.64	32.90	46.25	69.72
06_2	1.10	3.13	5.69	10.84	16.46	23.92	33.62	50.69
06_3	0.48	1.37	2.50	4.76	7.22	10.50	14.75	22.24
07_1	9.96	14.50	18.97	26.38	33.39	41.77	49.87	67.91
07_2	3.59	5.23	6.84	9.51	12.04	15.06	17.98	24.48
07_3	2.93	4.27	5.58	7.76	9.82	12.29	14.67	19.98
07_4	10.08	14.68	19.20	26.71	33.80	42.29	50.49	68.75
07_5	8.81	12.83	16.78	23.34	29.54	36.95	44.12	60.07
07_6	4.75	6.92	9.04	12.58	15.92	19.92	23.78	32.38
07_7	4.26	6.20	8.11	11.29	14.28	17.87	21.34	29.05
07_8	4.80	6.99	9.14	12.71	16.09	20.13	24.03	32.72



08_1	1.02	2.11	3.39	5.75	8.23	11.40	15.44	22.32
08_2	0.94	1.96	3.14	5.33	7.62	10.56	14.30	20.68
08_3	0.84	1.73	2.78	4.72	6.75	9.35	12.66	18.31
09_1	1.16	1.66	2.13	2.91	3.64	4.51	5.53	7.18
09_2	2.41	3.46	4.43	6.06	7.59	9.39	11.52	14.95
09_3	7.53	10.79	13.84	18.93	23.67	29.30	35.95	46.67
10_1	33.35	49.26	64.66	90.60	115.16	144.58	179.75	236.49
10_2	12.58	18.58	24.39	34.17	43.43	54.53	67.80	89.20
11_1	96.62	158.43	221.62	332.33	440.73	574.51	737.89	1007.24
11_2	311.74	511.19	715.07	1072.28	1422.02	1853.66	2380.82	3249.88
11_3	13.33	21.86	30.58	45.86	60.82	79.28	101.82	138.99
12_1	0.41	0.93	1.57	2.85	4.19	5.93	8.20	12.15
12_2	0.29	0.67	1.13	2.05	3.02	4.28	5.91	8.76
14_1	4.13	7.40	10.87	17.15	23.43	31.40	41.24	57.76
14_2	4.46	7.98	11.72	18.50	25.27	33.87	44.48	62.31
14_3	1.42	2.54	3.73	5.88	8.04	10.77	14.14	19.81
15_1	8.50	12.50	16.40	23.00	29.20	36.70	45.60	60.00
16_1	4.58	7.71	10.88	16.50	22.07	28.96	37.40	51.40
16_2	5.53	9.31	13.14	19.94	26.67	35.00	45.18	62.11
17_1	0.90	1.72	2.62	4.31	6.04	8.21	10.94	15.56
17_2	1.13	2.18	3.31	5.45	7.63	10.37	13.82	19.66
17_3	0.57	1.10	1.67	2.75	3.85	5.23	6.97	9.92
18_1	0.60	1.70	3.00	5.70	8.70	12.60	17.80	26.80
19_1	1.20	2.20	3.40	5.50	7.60	10.30	13.60	19.30
20_1	1.80	3.50	5.40	8.90	12.60	17.20	23.10	33.10
21_1	6.05	8.21	10.46	14.31	18.16	22.93	28.85	38.71
21_2	7.15	9.70	12.36	16.91	21.46	27.10	34.09	45.74
22_1	8.06	10.52	13.14	17.84	22.65	28.81	36.50	49.71
22_2	4.22	5.51	6.88	9.35	11.87	15.09	19.12	26.04
22_3	4.26	5.56	6.94	9.42	11.96	15.21	19.27	26.24
22_4	5.06	6.61	8.25	11.20	14.22	18.08	22.91	31.20

Un criterio usado para elegir los sitios de almacenamiento fue el de limitar las dimensiones de la cortina y capacidad de almacenamiento según la clasificación descrita en el Manual para el Control de Inundaciones (CNA, 2011). Esto con la finalidad de reducir costos de diseño y construcción, además de reducir el riesgo por rotura del embalse. En la *Figura 54*. se muestra dicha clasificación y en la *Tabla 17*. se enlistan las alturas de las cortinas desde el cauce principal hasta el nivel del NAMO.

Todas las cortinas enlistadas en las tablas mencionadas cumplen con la clasificación de Bordos y Muros a excepción de las cortinas correspondientes a la cuenca del Río Chiquito, esto debido a la gran cantidad de escurrimiento generado en esa cuenca.

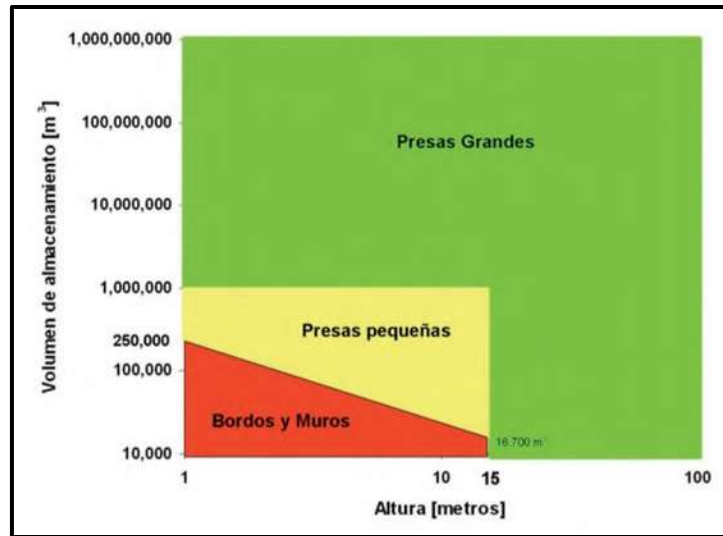


Figura 54. Clasificación de presas según el tamaño de la cortina y volumen almacenado (CNA, 2011)

Tabla 17. Altura de cortina en metros correspondiente a un tiempo de retorno en años, medido desde el cauce hasta el nivel del NAMO

Obra	2	5	10	25	50	100	200	500
01_1	1.60	3.15	4.19	5.76	7.08	8.25	9.54	11.32
01_2	1.02	1.52	2.13	3.15	3.68	4.39	5.19	6.17
01_3	2.80	4.15	5.34	6.93	8.05	9.33	10.59	12.28
02_1	0.96	2.34	3.62	5.32	6.60	7.97	9.50	11.66
03_1	0.33	1.36	2.07	3.42	4.34	5.41	6.52	8.17
04_1	1.17	3.03	4.13	5.90	7.34	8.85	10.36	12.51
05_1	0.82	2.61	3.46	4.90	5.98	7.10	8.36	9.96
06_1	2.49	3.82	5.04	6.51	7.74	9.12	10.48	12.42
06_2	1.78	3.29	4.18	5.50	6.48	7.54	8.69	10.36
06_3	2.60	3.63	4.69	5.85	6.85	7.79	8.82	10.16
07_1	3.50	4.20	4.89	5.62	6.27	7.03	7.54	8.67
07_2	1.69	2.18	2.66	3.23	3.61	4.07	4.52	5.30
07_3	3.23	3.87	4.51	5.35	5.97	6.71	7.29	8.36
07_4	2.83	3.31	3.78	4.53	4.92	5.39	5.84	6.73
07_5	5.07	5.87	6.59	7.34	8.04	8.75	9.29	10.48
07_6	2.69	3.07	3.44	4.05	4.58	4.99	5.40	6.29
07_7	4.56	5.28	5.77	6.58	7.21	7.79	8.34	9.41
07_8	4.20	4.89	5.42	6.30	6.83	7.35	7.85	8.77
08_1	1.98	3.17	3.87	5.09	5.80	6.72	7.57	8.83
08_2	1.71	2.79	3.39	4.27	5.10	5.74	6.55	7.60
08_3	1.08	1.43	1.84	2.60	3.16	3.58	4.12	5.02
09_1	1.03	1.19	1.34	1.59	1.83	2.11	2.43	2.96
09_2	1.42	1.78	2.13	2.70	3.13	3.50	3.93	4.63
09_3	3.49	4.18	4.82	5.58	6.23	7.00	7.64	8.67



10_1	7.01	8.02	9.00	10.14	11.17	12.18	13.32	14.95
10_2	4.45	5.06	5.63	6.55	7.05	7.65	8.37	9.18
11_1	11.27	13.75	15.72	18.40	20.53	22.78	25.16	28.44
11_2	16.91	20.89	24.02	28.24	31.37	34.40	37.47	41.66
11_3	4.56	5.58	6.57	7.70	8.69	9.54	10.54	11.66
12_1	2.07	2.86	3.41	4.51	5.11	5.89	6.75	7.87
12_2	0.90	1.23	1.54	2.16	2.80	3.19	3.50	4.06
14_1	4.08	5.02	5.93	7.04	8.02	8.93	9.95	11.23
14_2	3.20	4.03	4.92	5.86	6.77	7.63	8.61	9.91
14_3	2.53	2.97	3.44	4.28	4.83	5.39	6.09	7.01
15_1	4.38	5.25	5.85	6.85	7.55	8.33	9.19	10.27
16_1	2.85	3.42	3.89	4.73	5.29	5.82	6.47	7.35
16_2	5.10	5.98	6.88	7.85	8.76	9.61	10.55	11.86
17_1	1.73	2.65	3.24	3.94	4.65	5.29	5.88	6.89
17_2	3.82	5.02	5.70	6.97	7.76	8.75	9.68	11.09
17_3	2.81	3.72	4.47	5.37	6.28	7.00	7.91	9.06
18_1	2.88	4.11	5.23	6.62	7.74	9.00	10.23	12.06
19_1	3.21	4.32	5.12	6.36	7.23	8.28	9.28	10.81
20_1	1.99	3.09	3.69	4.82	5.66	6.62	7.62	9.11
21_1	5.72	6.49	7.12	8.19	9.00	9.99	11.01	12.54
21_2	7.77	8.81	9.55	10.69	11.46	12.25	13.14	14.15
22_1	6.38	7.16	7.72	8.74	9.51	10.37	11.31	12.57
22_2	6.86	7.50	8.18	9.07	9.86	10.78	11.74	13.21
22_3	5.00	5.56	6.14	7.14	7.89	8.85	9.79	11.27
22_4	3.68	4.13	4.61	5.26	5.76	6.40	7.13	8.03

Otras medidas estructurales que se pueden aplicar son;

El *dragado* y la *limpieza* para mantener la capacidad hidráulica de las vías de drenaje de las cuencas tras un evento de grandes proporciones. Los acondicionamientos de cauces y concretamente, los encauzamientos, son en ocasiones, la única solución estructural viable en zonas con fuertes pendientes en las que no es posible la construcción de embalses que, aún con grandes alturas no proporcionarían el volumen de retención suficiente.

Mientras que las siguientes medidas (No estructurales) son fundamentales para disminuir futuros riesgos y afectaciones:

- Control del futuro desarrollo en la zona inundable: zonificación de la llanura de inundación y restricciones a los usos del suelo, seguro frente a inundaciones.
- Mejora de la respuesta frente a las inundaciones mediante mecanismos de previsión: instalación de sistemas de previsión de avenidas y aviso con un plan de evacuación apropiado.



BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Ciudad de México: LIMUSA.
- Bitrán, D. (2001). *Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el periodo 1980-99*. Ciudad de México: CENAPRED.
- Campos, D. F. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana*. San Luis Potosí, S.L.P.: Edición de autor.
- CENAPRED. (2009). *Fascículo de Inundaciones*. Ciudad de México: CENAPRED.
- Chow, V. T. (1964). *Handbook of applied hydrology*. McGraw-Hill.
- CNA. (2011). *Manual para el control de inundaciones*. Ciudad de México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Corona, M. N. (2009). *Vulnerabilidad de la ciudad de Morelia a inundaciones*. Morelia, Michoacán: CIGA.
- Davis, D. (1974). *Storm Drainage and Urban Region Flood Control Planning*. California, USA: The Hydrologic Engineering Center.
- Echavarría, F. (2008). Problemática de las obras Hidráulicas en las ciudades. *XX Congreso Nacional de Hidráulica*. Toluca, Estado de México.
- INEGI. (21 de mayo de 2009). *Mapserver*. Obtenido de <http://mapserver.inegi.org.mx/mgn2k/>
- INEGI. (Abril de 2012). *Población rural y urbana*. Obtenido de http://cuentame.inegi.org.mx/poblacion/rur_urb.aspx?tema=P
- INEGI. (Abril de 2012). *Población rural y urbana*.
- La Voz de Michoacán. (2003). inundaciones históricas de Morelia. *La Voz de Michoacán*.
- Marsalek, J. J. (2008). *Urban Water Cycle Processes and Interactions*. Paris, France: UNESCO.
- Mendoza, M. (2018). *Evaluación del control de avenidas en la cuenca del Río Grande de Morelia*. Morelia, Michoacán.
- Morelli, C. E. (2004). *Gestión de Inundaciones Urbanas*. Porto Alegre: ABRH.
- O'Conor J., C. J. (2004). *The World's Largest Floods, Past and Present: Their Causes and Magnitudes*. U.S. Geological Survey Circular.
- Olguín, G. S. (2012). *Obras de Protección y Control de Cauces*. Ciudad de México: IPN.
- Ramírez, O. A. (2008). *Manual de hidrología urbana*. Juitepec, Morelos, México: IMTA.
- Rodríguez, H. G. (2012). *Inundaciones en zonas urbanas. Medidas preventivas y correctivas, acciones estructurales y no estructurales*. Ciudad de México: UNAM.
- SAGARPA. (2009). *Catálogo de obras y prácticas de conservación de suelo y agua*. Motecillos, Texcoco, Estado de México.
- Tucci, C. E. (2007). *Urban Flood Management*. World Meteorological Organization and International Network for Capacity Building in Integrated Water Resources Management.
- Villón, B. ... (2001). *HidroEsta2*. Costa Rica: Taller de publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



ANEXOS

Anexo 1. Tabla de asignación de numero de escurrimiento por el criterio del U.S. Soil Conservation Service.

USO DE LA TIERRA Y COBERTURA	TRATAMIENTO DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO EN %	TIPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Sin cultivo Cultivos en surco	Surcos Rectos	—	77	86	91	94
	Surcos Rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos Rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terrazas	> 1	66	74	80	82
	Terrazas	< 1	62	71	78	81
	Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84
Surcos rectos		< 1	63	75	83	87
Contorneo		> 1	63	74	82	85
Contorneo		< 1	61	73	81	84
Terrazas		> 1	61	72	79	82
Terrazas		< 1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	> 1	66	77	85	89
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terrazas	> 1	63	73	80	83
	Terrazas	< 1	51	67	76	80
Pastizales	—————	> 1	68	79	86	89
	—————	< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera permanente	—————	< 1	30	58	71	78
Bosque naturales	—————	—	56	75	86	91
	—————	—	46	68	78	84
	—————	—	36	60	70	77
	—————	—	26	52	62	69
	—————	—	15	44	54	61
Camino	—————	—	72	82	87	89
	—————	—	74	84	90	92



Anexo 2. Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno con su función de distribución de mejor ajuste
(Mendoza, 2018)

Estación	Función de distribución de mejor ajuste	Tiempo de retorno (años)							
		2	5	10	25	50	100	200	1000
16004	Distribución Log-Gumbel	32.85	41.29	48.04	58.51	64.66	70.78	76.86	90.97
16016	Log-Normal de 3 parámetros	40.16	52.42	62.52	77.47	90.22	104.32	119.91	162.48
16022	Log-Normal de 3 parámetros	58.15	114.85	174.13	279.55	383.86	513.31	671.97	1179.41
16023	Distribución Log-Gumbel	40.43	50.21	57.95	69.45	79.44	90.78	103.68	141.05
16028	Normal o Gaussaina	38.75	50.45	58.19	67.98	75.24	82.44	89.62	106.25
16045	Distribución Gamma de 2 parámetros	60.6	76.65	86.04	96.85	104.27	111.23	117.83	132
16055	Log-Normal de 3 parámetros	35.15	47.35	57.78	73.68	87.56	103.2	120.76	169.93
16080	Distribución Log-Gumbel	42.72	54.56	64.14	78.69	91.59	106.47	123.71	175.12
16081	Log-Normal de 3 parámetros	43.02	54.13	61.57	71.05	78.16	85.32	92.57	109.96
16091	Normal o Gaussaina	42.71	50.18	54.09	58.26	60.95	63.38	65.59	70.16
16105	Distribución Log-Pearson Tipo III	39.6	51.56	61.34	75.95	88.62	102.93	119.08	164.68
16114	Distribución Gamma de 2 parámetros	43.81	57.7	65.99	75.63	82.31	88.61	94.62	107.6
16118	Log-Normal de 2 parámetros	29.86	43.27	52.55	64.64	73.88	83.32	93.02	116.7
16120	Log-Normal de 3 parámetros	44.27	54.77	61.22	68.94	74.44	79.75	84.95	96.75
16254	Distribución Log-Gumbel	37.56	49.34	59.1	74.24	87.92	104	122.95	181.16
16512	Distribución Gumbel	42.55	51.62	57.62	65.21	70.83	76.42	81.99	94.88
16513	Normal o Gaussaina de 1% de ajuste	20.59	44.59	66.79	102.76	135.73	174.32	219.18	351.42



Anexo 3. Cálculo de las precipitaciones medias máximas de la cuenca 01 hasta la 22

Cuenca	Pmáx diaria		Pmax diaria prom	Área (km ²)	Pmax*Área	Área total (km ²)	Pmax diaria trasladada
	Inferior	Superior					
1	85	90	87.50	0.0621	5.43	3.39	98.48
	90	95	92.50	0.8220	76.04		
	110	115	112.50	0.0076	0.86		
	105	110	107.50	0.2978	32.02		
	100	105	102.50	0.9896	101.43		
	95	100	97.50	1.2106	118.04		
2	80	85	82.5	0.1634	13.48	2.02	89.89
	85	90	87.5	0.9198	80.48		
	90	95	92.5	0.7426	68.69		
	95	100	97.5	0.1932	18.83		
3	80	85	82.5	0.1167	9.63	0.68	86.96
	90	95	92.5	0.0431	3.99		
	85	90	87.5	0.5165	45.19		
4	70	75	72.5	0.0400	2.90	3.10	79.67
	80	85	82.5	1.3851	114.27		
	75	80	77.5	1.6751	129.82		
5	75	80	77.5	0.5648	43.77	2.36	73.31
	70	75	72.5	1.6191	117.39		
	65	70	67.5	0.1804	12.18		
6	70	75	72.5	1.7865	129.52	5.14	69.24
	65	70	67.5	3.3488	226.05		
7			0	3.5641	0.00		
			0	2.7030	0.00		
8	65	70	67.5	0.5246	35.41	1.94	63.85
	60	65	62.5	1.4177	88.60		
9			0	1.0058	0.00		
			0	0.1968	0.00		
10	65	70	67.5	0.0682	4.60	6.36	61.33
	57.78	60	58.89	2.1657	127.54		
	60	65	62.5	4.1308	258.17		
11	70	75	72.5	0.4827	35.00	60.90	65.16
	57.78	60	58.89	2.4431	143.88		
	65	70	67.5	33.1990	2240.93		
	60	65	62.5	24.7704	1548.15		
12	60	65	62.5	1.0382	64.89	1.04	62.50
13	60	65	62.5	1.6723	104.52	1.67	62.50
14	90	95	92.5	0.0164	1.52	2.95	80.34



FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES EN LAS
MICROCUENCAS DE MORELIA



	85	90	87.5	0.3950	34.56		
	80	85	82.5	0.9769	80.59		
	75	80	77.5	1.4221	110.21		
	70	75	72.5	0.1296	9.39		
	70	75	72.5	0.0109	0.79		
15	80	85	82.5	0.2499	20.61	0.44	80.32
	75	80	77.5	0.1930	14.96		
16	80	85	82.5	0.6918	57.08	2.15	79.10
	75	80	77.5	1.4606	113.19		
	70	75	72.5	0.0023	0.17		
17	80	85	82.5	0.8158	67.30	1.81	79.75
	75	80	77.5	0.9959	77.18		
18	75	80	77.5	1.1527	89.33	1.17	77.41
	70	75	72.5	0.0210	1.52		
19	75	80	77.5	0.6071	47.05	0.61	77.50
20	75	80	77.5	0.0608	4.71	0.44	73.19
	70	75	72.5	0.3778	27.39		
21	70	75	72.5	2.0407	147.95	2.04	72.50
22	70	75	72.5	2.0936	151.78	3.93	70.16
	65	70	67.5	1.8404	124.22		



Anexo 4. Coeficientes de Rugosidad según Ven Te Chow 2004 para diferentes tipos de corrientes y canales

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
A-1. Metal			
a. Latón, liso	0.009	0.010	0.013
b. Acero			
1. Estrado y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Rivetado y en espiral	0.013	0.016	0.017
c. Hierro fundido			
1. Recubierto	0.010	0.013	0.014
2. No recubierto	0.011	0.014	0.016
d. Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
e. Metal corrugado			
1. Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
A-2. No metal			
a. Lucita	0.008	0.009	0.010
b. Vidrio	0.009	0.010	0.013
c. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
d. Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
3. Beca terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0.012	0.014	0.016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa	0.015	0.017	0.020
e. Madera			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Laminada, tratada	0.015	0.017	0.020
f. Arcilla			
1. Completa conán de baldosas	0.011	0.013	0.017
2. Alcantarilla vitrificada	0.011	0.014	0.017
3. Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Subdrenaje vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g. Mampostería en ladrillo			
1. Barnizada o lacada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h. Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
i. Alcantarillado con base pavimentada, fondo liso	0.016	0.019	0.020
j. Mampostería de piedra, cementada	0.018	0.025	0.030



Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desmontables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, crocodada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con lana metélica (pabastre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con lana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con lana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierto	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o riprap	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o riprap	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	0.500



Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
<i>a.</i> En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recién terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con pastos cortos, algunas malezas	0.023	0.027	0.033
<i>b.</i> En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancomas con malezas	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
<i>c.</i> Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancomas	0.035	0.050	0.060
<i>d.</i> Cortes en roca			
1. Llanos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
<i>e.</i> Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
4. Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D. Corrientes naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
<i>a.</i> Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancomas de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150



Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, banquetas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las banquetas sumergidas en niveles altos	0.030	0.040	0.050
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.040	0.050	0.070
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes			
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Sruces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciento por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciento > 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las banquetas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025	0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035	0.100