



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN  
NICOLÁS DE HIDALGO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**OBRAS PARA EL CONTROL DE  
INUNDACIONES EN LA ZONA SUR DE  
MORELIA**

**T E S I S**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**LUIS DANIEL MEJÍA FERREYRA**

**ASESOR:**

**DR. CONSTANTINO DOMÍNGUEZ SÁNCHEZ**

**MORELIA MICHOACÁN, FEBRERO, 2020**



## **AGRADECIMIENTOS**

*A mis padres José Guadalupe y Leticia por haberme formado como la persona que soy en la actualidad, todos mis logros se los debo a ustedes, entre los que se incluye este.*

*A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y en especial a la Facultad de Ingeniería Civil, que me dieron la oportunidad de formar parte de ellas.*

*Al Dr. Constantino Domínguez Sánchez, la Dra. Sonia Tatiana Sánchez Quispe y al Dr. Benjamín Lara Ledesma que me dieron la oportunidad de ser parte del cuerpo académico del laboratorio de hidráulica en el ciclo 2019, gracias a ustedes crecí como persona y me impulsaron a dar lo mejor de mí, además que tuve la fortuna de que los tres fueran mis profesores y me aportaron su conocimiento.*

*A los demás profesores que tuve a lo largo de la carrera y en especial al Ing. Jaime Camacho Moreno y al M. C. Ricardo Ruiz Chávez; quienes me motivaron a superarme.*

*A mis compañeros de trabajo en el laboratorio de hidráulica, Angel, Luis David, José Guadalupe y Kathia Michel, por compartir conmigo esta etapa y hacerla más amena.*

*A mi servicio social, Karla Marlene, Michelle Monserrat, Carlos Daniel y Leonardo Daniel que me apoyaron durante mi estancia en el laboratorio.*

*¡Gracias!*

## DEDICATORIA

*Dedico este trabajo que significa la culminación exitosa de mi carrera profesional a mi padre José Guadalupe, sé que diste lo mejor de ti.*

*A mi madre Leticia, porque fuiste mi compañera de vida y siempre viste por mí.*

*A mis hermanos Andrea, Wendy y Raúl, que son mi motivo y apoyo ante cada reto, sé que pese a todo cuento con ustedes.*

*A mis profesores, el Dr. Constantino Domínguez Sánchez, la Dra. Sonia Tatiana Sánchez Quispe, el Dr. Benjamín Lara Ledesma, el Ing. Jaime Camacho Moreno y el M. C. Ricardo Ruiz Chávez, que me han dado grandes lecciones de vida.*

*A mis amigos, Elvis Eduardo, Vanessa Guanahany, Karla Ilda, Karla Valeria, Zariel Alejandro, Cyntia Elizabeth, Michelle, Talía, William, Fernando, Daniel, Luis Enrique, Angel Flores, Roberto Nahúm, Luis David, Alan Iván, Diana Enríquez, Tonatiuh, Juan Ángel, Julio, Diana Laura Moreno y Diana Laura Palacios, que siempre desean lo mejor para mí, así como yo hacia ustedes.*

# ÍNDICE

<b><u>INTRODUCCIÓN</u></b> .....	<b>1</b>
<b><u>ANTECEDENTES</u></b> .....	<b>2</b>
<b><u>JUSTIFICACIÓN</u></b> .....	<b>4</b>
<b><u>OBJETIVOS</u></b> .....	<b>12</b>
<b><u>MARCO TEÓRICO</u></b> .....	<b>13</b>
<b><u>DATOS DEL PROYECTO</u></b> .....	<b>18</b>
ZONA DE ESTUDIO .....	18
FISIOGRAFÍA .....	18
GEOLOGÍA .....	18
EDAFOLOGÍA .....	19
USO DE SUELO Y VEGETACIÓN .....	20
CLIMATOLOGÍA Y PRECIPITACIÓN .....	20
HIDROGRAFÍA .....	21
RED HIDROGRÁFICA DE LA CIUDAD .....	21
RED HIDROGRÁFICA DEL DREN BARAJAS.....	22
RECORRIDOS EN CAMPO DE LA ZONA .....	23
SITIOS PROPUESTOS PARA LA COLOCACIÓN DE PRESAS .....	25
DISEÑO DE LAS PRESAS.....	28
VISITA DE CAMPO A LOS SITIOS PROPUESTOS.....	28
HIDROGRAMAS DE DISEÑO.....	30
CAPACIDAD DEL EMBALSE .....	44
<b><u>DISEÑO DE LAS PRESAS</u></b> .....	<b>48</b>
CAPACIDAD DE LA SECCIÓN DE CONTROL DEL VERTEDOR .....	48
DIMENSIONAMIENTO DE LAS CORTINAS .....	50
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD .....	52
<b><u>MODELACIÓN HIDRÁULICA</u></b> .....	<b>59</b>
<b><u>RESULTADOS</u></b> .....	<b>65</b>
RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA A CONDICIONES NATURALES (PRIMER ESCENARIO) .....	68
RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA CON LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL (PRIMER ESCENARIO). 70	
RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA A CONDICIONES NATURALES (SEGUNDO ESCENARIO) .....	72

<b>RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA CON LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL (SEGUNDO ESCENARIO)</b> .....	<b>74</b>
<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>77</b>
<b>RECOMENDACIONES</b> .....	<b>78</b>
<b>ANEXOS</b> .....	<b>80</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	<b>89</b>

## ÍNDICE DE TABLAS Y GRÁFICOS

Tabla 1. Antecedentes históricos de fenómenos hidrometeorológicos (SMN CONAGUA). ..	2
Tabla 2. Tramos y longitud de los cauces según el estudio para el control de avenidas en el sistema Rio Grande-Rio Chiquito de la presa de Cointzio a su desembocadura al lago de Cuitzeo. ....	22
Tabla 3. Coordenadas UTM y geográficas del punto de salida de las cuencas de estudio. ..	27
Tabla 4. Estaciones meteorológicas principales seleccionadas para la zona de estudio. ....	31
Tabla 5. Coeficientes de escurrimiento N. ....	33
Tabla 6. Parámetros obtenidos de las cuencas de estudio. ....	34
Tabla 7. Precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 60 minutos. ....	35
Tabla 8. Valores de K obtenidos de Hidroesta2. ....	35
Tabla 9. Periodos de retorno para la determinación del gasto de diseño de obras hidráulicas. ....	36
Tabla 10. Construcción de la lluvia de diseño. ....	38
Tabla 11. Obtención de hietogramas para la cuenca 3 con un T=500 años. ....	38
Tabla 12. Gastos máximos en m <sup>3</sup> /s para diferentes periodos de retorno. ....	43
Tabla 13. Volúmenes totales de escurrimiento en 1000 m <sup>3</sup> para diferentes periodos de retorno. ....	43
Tabla 14. Formato de cálculo para el cálculo de los volúmenes embalsados de la presa 3. ....	46
Tabla 15. Relación elevación volumen de los embalses. ....	47
Tabla 16. Bordo libre para presas pequeñas. ....	52
Tabla 17. Coeficientes de deslizamiento para diferentes condiciones de cimentación. ....	54
Tabla 18. Datos generales de la presa 1. ....	56
Tabla 19. Datos generales de la presa 2. ....	56
Tabla 20. Datos generales de la presa 3. ....	57
Tabla 21. Rugosidades para los diferentes usos de suelo. ....	62
Tabla 22. Gastos picos de entrada y salida para diferentes periodos de retorno. ....	66
Tabla 23. Gastos pico de los hidrogramas totales a condiciones naturales y con obras para diferentes periodos de retorno. ....	67
Tabla 24. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno. ....	69
Tabla 25. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno considerando las obras. ....	71
Tabla 26. Comparativa de las superficies afectadas a condiciones naturales y con las obras. ....	71
Tabla 27. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno. ....	73
Tabla 28. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno. ....	75
Tabla 29. Comparativa de las superficies afectadas a condiciones naturales y con las obras. ....	76

Imagen 1. Mapa de inundaciones con caudales máximos para un periodo de retorno de 500 años (Elaboración propia con datos de Juan Ángel Saucedo García). .....	5
Imagen 2. Zonas afectadas con los datos obtenidos de la simulación.....	6
Imagen 3. Afectaciones a la PGJE a causa del desbordamiento del Dren Barajas en Noviembre de 2018 (Primera Plana Noticias, 2018). .....	6
Imagen 4. Afectación a las canchas de la Unidad Deportiva Cuauhtémoc en noviembre de 2018 (Herrera, 2018). .....	7
Imagen 5. Ubicación de la zona de estudio.....	18
Imagen 6. Geología de la zona de estudio. ....	19
Imagen 7. Edafología de la zona de estudio.....	19
Imagen 8. Uso de suelo de la zona de estudio. ....	20
Imagen 9. Red hidrográfica de la zona de estudio. ....	22
Imagen 10, Red hidrográfica del Dren Barajas de Morelia. ....	23
Imagen 11. Charco formado aguas arriba. ....	24
Imagen 12. Dren Barajas aguas arriba.....	24
Imagen 13. Tramo embovedado. ....	24
Imagen 14. Tramo entubado. ....	24
Imagen 15. Rivera del Dren Barajas. ....	24
Imagen 16. Rivera del Dren Barajas. ....	24
Imagen 17. Sitios de localización de obras para el control de inundaciones (Elaborado por Juan Ángel Saucedo García).....	25
Imagen 18. Mapas escala 1:10000 de INEGI .....	26
Imagen 19. Raster del área de Morelia con resolución de celdas de 5m x 5m.....	26
Imagen 20. Posibles embalses para las presas del dren Barajas.....	27
Imagen 21. Zona de la presa 1.....	28
Imagen 22. Fondo del río para la presa 1.....	28
Imagen 23. Zona de la presa 2.....	29
Imagen 24. Fondo del río para la presa 2.....	29
Imagen 25. Fondo del río para la presa 3.....	29
Imagen 26. Zona para la presa 3. ....	29
Imagen 27. Cuencas altas del Dren Barajas.....	30
Imagen 28. Isoyetas para un periodo de retorno de 10 años.....	32
Imagen 29. Mapa del Coeficiente N. ....	34
Imagen 30. Curvas de intensidad-duración-período de retorno de la cuenca 03. ....	36
Imagen 31. Hietogramas de la cuenca 03 para un período de retorno de 500 años. ....	38
Imagen 32. Ejemplo de la interfaz del programa. ....	39
Imagen 33. Parámetros de Basin Models para las subcuencas del dren Barajas. ....	40
Imagen 34. Parámetros de Time-Series Data para las subcuencas del dren Barajas para un periodo de retorno de 2 años.....	41
Imagen 35. Parámetros de Meteorologic Model para el dren Barajas y un periodo de retorno de 2 años.....	41

Imagen 36. Parámetros de Control Specifications para la cuenca del dren Barajas.....	42
Imagen 37. Simulación para un periodo de retorno de 2 años.....	42
Imagen 38. Resultados del dren Barajas para un periodo de retorno de 2 años. ....	43
Imagen 39. Topografía del embalse de la presa 1.....	44
Imagen 40. Topografía del embalse de la presa 2- .....	44
Imagen 41. Topografía del embalse de la presa 3.....	45
Imagen 42. Curva elevación volumen del embalse de la presa 3. ....	45
Imagen 43. Sección transversal de la presa 1.....	50
Imagen 44. Sección transversal de la presa 2.....	51
Imagen 45. Sección transversal de la presa 3.....	51
Imagen 46. Diagrama de cuerpo libre donde se esquematizan las fuerzas actuantes.....	53
Imagen 47. Cortina de la presa 1.....	58
Imagen 48. Cortina de la presa 2.....	58
Imagen 49. Cortina de la presa 3.....	58
Imagen 50. Archivo de curvas de nivel del Dren Barajas. ....	59
Imagen 51. Raster de corrientes de Morelia con resolución de celdas de 0.5m x 0.5m. ....	60
Imagen 52. Raster del Dren Barajas y colonias aledañas. ....	60
Imagen 53. Esquema de modelación. ....	61
Imagen 54. Uso de suelo empleado para la modelación. ....	62
Imagen 55. Hidrogramas asociados a un Tr de 500 años de la presa 1. ....	65
Imagen 56. Hidrogramas asociados a un Tr de 500 años de la presa 2. ....	65
Imagen 57. Hidrogramas asociados a un Tr de 500 años de la presa 3. ....	66
Imagen 58. Hidrogramas totales para un Tr de 500 años del Dren Barajas.....	67
Imagen 59. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.....	68
Imagen 60. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.....	68
Imagen 61. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.....	69
Imagen 62. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.....	70
Imagen 63. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.....	70
Imagen 64. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.....	71
Imagen 65. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.....	72
Imagen 66. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.....	72
Imagen 67. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.....	73
Imagen 68. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.....	74
Imagen 69. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.....	74
Imagen 70. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.....	75
Imagen 71. Bordos longitudinales para el Dren Barajas. ....	79



## **RESUMEN**

Debido a sus condiciones geográficas, la ciudad de Morelia enfrenta la amenaza de inundaciones, deslaves, encharcamientos, y afectación a viviendas por la cercanía con canales, ríos, drenes y vasos reguladores.

Las inundaciones en Morelia son ocasionadas principalmente por el desbordamiento de cuerpos de agua intraurbanos, se han detectado de forma histórica en 70 de las 926 colonias del municipio.

Específicamente en la ciudad de Morelia, una de las zonas que se ve afectada recurrentemente es la zona sur, especialmente en la parte suroeste de la ciudad es donde se presentan más problemas de desbordamientos, en la unión del Dren Barajas con el Río Grande de Morelia.

A causa de las fuertes lluvias el Dren Barajas se desborda recurrentemente a un costado de la Procuraduría General de Justicia del Estado, ante ello, las diferentes dependencias de protección civil, se encuentran en alerta máxima para prevenir cualquier eventualidad que ponga en riesgo la integridad de la población.

Por lo cual se optó por realizar un estudio detallado de este problema, para posteriormente proponer obras hidráulicas que den solución a esta problemática que es tan recurrente, este trabajo partió de estudios previos que sirvieron de base, para después realizar un estudio hidrológico más detallado, el cual fue usado para diseñar estructuras para el control de avenidas. Para determinar si las obras propuestas fueron adecuadas se realizaron modelaciones hidráulicas con el software Iber, el cual permite simular el flujo bidireccionalmente, de este programa se obtuvieron mapas de inundaciones a condiciones naturales y con las estructuras propuestas para después comparar las superficies afectadas de ambos escenarios, para observar la medida en que se soluciona el problema si se construyeran estas estructuras.

**PALABRAS CLAVE:** Lluvias, Hidrograma, Avenidas, Presas, Modelación.

## **ABSTRACT**

Due to its geographical conditions, the city of Morelia faces the threat of floods, landslides, waterlogging, and housing damage due to its closeness to waterways, rivers, drains and regulatory vessels.

The floods in Morelia are mainly caused by the overflow of intra-urban water bodies, they have been detected historically in 70 of the 926 colonies of the municipality.

Specifically, in the city of Morelia, one of the areas that is repeatedly affected is the southern zone, especially in the southwestern part of the city where there are more problems of overflows, at the junction of the Barajas Drain with the Morelia's "Rio Grande".

Due to the heavy rains, the Drain Barajas repeatedly overflows to the "Procuraduría General de Justicia del Estado", in view of this, the different civil protection units are on high alert to prevent any eventuality that puts the integrity of the population at risk.

Therefore, it was decided to carry out a detailed study of this problem, to subsequently propose hydraulic structures that provide a solution to this problem that is so recurrent, this work was based on previous studies that served as a basis, and then develop a more detailed hydrological study, which was used to design structures for flood control. To determinate if the proposed structures were adequate, hydraulic modeling was done with the Iber software, which allows bidirectional flow simulation, flood maps at natural conditions and with the proposed structures were obtained from this program to then compare the affected surfaces of both scenarios, to observe the extent to which the problem is solved if these structures were built.

**KEY WORDS:** Rains, Hydrogram, Floods, Dams, Modeling.



## INTRODUCCIÓN

Debido a su topografía y al crecimiento de la mancha urbana, la ciudad de Morelia y su zona conurbada han sido afectadas de forma periódica por las inundaciones parciales y transitorias, causadas por eventos pluviales de gran intensidad, mismas que han ocasionado grandes daños a la población y vialidad de la ciudad.

Con base a la información publicada por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), se tiene que en el año 2000 la ciudad de Morelia, contaba con 133,634 hogares y para el año 2010 aumentaron a un total de 200,042; es decir que tuvo un crecimiento urbano del 49.69%.

El crecimiento urbano contribuye en alteraciones del paisaje (cambio y uso de suelo) lo que ha modificado el escurrimiento de los afluentes del Río Grande, cabe mencionar que la principal alteración se debe a que la ciudad se ha estado poblando en las partes más altas de la cuenca, dado que en dichas áreas se han desarrollado zonas habitacionales, lo que incrementa las zonas impermeables, que en presencia de lluvias, el agua no se logra infiltrar y el escurrimiento fluye de manera rápida por las calles, lo que provoca un aumento en los caudales, generando inundaciones repentinas en las partes más bajas de la ciudad.

En los últimos años, se ha visto afectada en mayor medida la zona sur de la ciudad, en específico en la zona suroeste se ubica el Dren Barajas corre peligro de desbordarse poniendo en riesgo a la Procuraduría General de Justicia del Estado, las colonias Lomas del Valle, Isaac Arriaga y la Avenida Periodismo.

Derivado de las fuertes precipitaciones se genera un aumento en la cantidad de agua que circula en el Dren en un intervalo corto de tiempo, lo que se denomina como avenidas, y cuando se generan avenidas súbitas se produce el desbordamiento del cauce, es por ello por lo que las autoridades mantienen vigilancia y desfuegos controlados para evitar que se salga de control. Adicionalmente, la cantidad de basura que obstruye el cauce ha intensificado este problema.

Una manera eficiente de controlar las avenidas en el Dren, es incrementando el tiempo que tarda el volumen de agua en transitar a través del cauce, creando obstáculos en el curso de la corriente que retengan temporalmente el volumen que escurre, para posteriormente ser descargado en volúmenes que no provoquen desbordamientos.

Este proyecto tiene la intención de proponer y diseñar obras que controlen las avenidas que se producen en el Dren Barajas, partiendo de estudios previos se elaboró un estudio hidrológico el cual es indispensable para el diseño de las obras, que para determinar si eran eficientes o no las propuestas se elaboraron modelaciones bidimensionales del flujo con y sin las obras para concluir si estas medidas son adecuadas o habría que considerar alguna alternativa.





## ANTECEDENTES

El estado de Michoacán enfrenta fenómenos hidrometeorológicos de diversas categorías cada año, esta condición impredecible provoca un incremento de riesgo para la población afectada, debido a que de acuerdo con la magnitud y categoría del siniestro (que pueden ser tormentas tropicales y huracanes) varía el plan de contingencias y el tiempo para recuperar su estabilidad.

Año	Catástrofe
1992	Tormenta tropical "Tina"
1993	Ciclón "Calvin"
1996	Ciclones "Alma", "Boris" y "Hernán"
1997	"Guillermo" y "Paulina"
1999	Ciclón "Greg"
2000	Ciclón "Norman"
2003	Tormentas
2004	Tormentas
2005	Tormentas y lluvias
2006	Tormentas y lluvias
2010	Lluvias severas
2013	Tormenta tropical "Manuel e Ingrid"
2014	Huracán "Elida"
2015	Huracán "Patricia"
2016	Tormenta tropical "Javier"
2017	Tormenta tropical "Pilar"
2018	Tormenta tropical "Vicente"
2018	Huracán "Willa"

Tabla 1. Antecedentes históricos de fenómenos hidrometeorológicos (SMN CONAGUA).

Hablando de forma específica, la ciudad de Morelia desde su fundación (principios del siglo XVI) ha presentado diferentes episodios de inundaciones, sin embargo, en los últimos diez años la problemática se ha magnificado a tal grado que las comunidades han sido incapaces de costear su afectación. Las problemáticas recurrentes que experimenta son las inundaciones y encharcamientos severos, especialmente durante la temporada de lluvias, con mayor posibilidad de afectación para cerca de 70 de las 926 colonias con que cuenta el municipio.

Estas circunstancias se asocian a la rápida conformación de asentamientos humanos sobre terrenos irregulares, mismos que han sido producto de invasiones o negociaciones clandestinas. Bajo este escenario, la periferia de la ciudad presenta una presión más fuerte que el centro de la ciudad, consolidando espacios que hasta hace unos años eran dedicados a las actividades del sector primario (agricultura, ganadería y forestal).





Por lo tanto, el proceso de urbanización se extendió hacia tierras de cultivo y antiguas haciendas que bordeaban la ciudad, lo que favoreció la negociación y especulación del suelo, en especial sobre la periferia urbana.

En base a ello, diversos asentamientos se situaron sobre los límites naturales de los principales ríos (Río Grande y Río Chiquito), antiguas ciénegas y depresiones naturales de captación de agua. Cabe destacar que una gran mayoría de estos asentamientos periféricos conformaron enclaves de pobreza y precariedad, caracterizados por la deficiente calidad de vida, cercanía de servicios (drenaje, agua potable y luz eléctrica) e irregularidad en la tenencia de suelo.

Debido a lo antes mencionado, el Río Grande y el Río Chiquito que atraviesan la ciudad de Morelia y sus respectivos afluentes (ente ellos el Dren Barajas y el Arroyo de Tierras) son considerados peligrosos debido a sus constantes desbordes. Sin embargo, en los últimos años la incidencia de inundaciones en la periferia de la ciudad ha cobrado innumerables pérdidas materiales y económicas.

Dentro de las inundaciones que han afectado severamente a la ciudad de Morelia, destaca la ocurrida en el 2002, como consecuencia de tormentas severas, dejando pérdidas de aproximadamente 4 millones de dólares. Sin embargo, el evento e inundación registrado en septiembre de 2003, producto también de tormentas rigurosas y el desazolve de la presa de Cointzio, ha sido considerado como el segundo en mayores proporciones. Para el año 2005 se presentaron las mayores inundaciones registradas, dañando viviendas además de infraestructura, suspensión de servicios, así como disposiciones de albergues para los pobladores de distintas colonias en el primer plano y periferia de la ciudad. (Hernández & Vieyra, 2010)

Los fenómenos climatológicos que ocasionan lluvias torrenciales en periodos cortos de tiempo, es lo que provoca que se rebase la capacidad del cauce y ocasionen desbordamientos, aunque estos no presentan riesgos para las poblaciones aledañas, debido a que el sitio que resulta más afectado es la unidad deportiva Cuauhtémoc, el cual funciona como vaso regulador.

Las instalaciones de la Procuraduría General de Justicia del Estado y de la Cárcel Preventiva, así como las colonias Sentimientos de la Nación y el Vergel suelen verse afectadas por el desbordamiento del cauce, el agua alcanza niveles de hasta 50 centímetros en áreas como el estacionamiento de la fiscalía. Históricamente se ha visto que el riesgo de inundación en calles y colonias del poniente de la ciudad es muy alto cuando el nivel de agua en el Dren es del cien por ciento.





## JUSTIFICACIÓN

El municipio de Morelia por su ubicación sobre una loma suave, rodeada por los cerros del Punhuato al oriente, y el Quinceo al poniente; está concebida para sufrir afectaciones permanentes por las inundaciones generadas en temporada de lluvias, entre los factores estructurales que más incrementan el riesgo, están el constante crecimiento del área urbana, las condiciones de precariedad de la población, el incumplimiento de reglamentos y la carencia de una planeación adecuada que evite los asentamientos sobre zonas no aptas para uso urbano.

Los antecedentes muestran que la mala localización de asentamientos, el aumento del área urbana, la calidad de la vivienda, las precipitaciones de gran intensidad y magnitud, así como las condiciones de la población, han incrementado el riesgo de desastre por inundaciones en la periferia de la ciudad en los últimos años. Por lo anterior es necesario implementar medidas de protección y/o regulación que ayuden a prevenir y mitigar inundaciones en zonas con alto riesgo de inundación, estas alternativas también ayudan a controlar y retener sedimentos depositados por flujos de agua.

Actualmente se tienen las siguientes medidas estructurales para disminuir las inundaciones en la ciudad: Dos vasos reguladores, que son lugares en donde se almacena el agua, con la finalidad de que no se inunden más colonias como son: la Procuraduría General de Justicia y las canchas de la Liga Municipal de Fútbol (frente a Policía y Tránsito). Además, se hicieron Obras Hidráulicas a la altura de la gasolinera Poza Rica, Av. Michoacán, colonia Arroyo de Tierras, Av. Poliducto; así como también los recolectores fluviales en Av. Enrique Ramírez, Av. Camelinas esquina con Av. Ventura Puente, Av. Camelinas esquina con Campestre, Mercado de Abastos y el Realito; y para la microcuenca del río Chiquito se tienen tres presas rompe picos, existentes sobre el cauce ubicadas antes del puente del campo de golf, las inundaciones a la altura del campo de golf se deben principalmente a la alcantarilla (puente) donde el río Chiquito cruza la Av. Camelinas, para ello se recomienda hacer un despalme manual en el embalse de la presa 1.

Las colonias donde se presentan problemas año con año debido al desbordamiento de cauces son: Guadalupe Victoria, Héroe de Nocupétaro, División del Norte, Periodismo, Siervo de la Nación, Solidaridad, Lázaro Cárdenas, además del Boulevard García de León, en dichas zonas presentan vulnerabilidad total de vivienda a causa de las inundaciones. En cuanto a las afectaciones a vialidades, el esquema se repite, pero se agrega la zona del periférico, a la altura de Policía y Tránsito, y Camelinas en el tramo comprendido desde la salida a Mil Cumbres a plaza Las Américas.

Por otro lado, en el trabajo de tesis realizado por el Ing. Juan Ángel Saucedo García, se realizó el funcionamiento hidráulico del río Grande y los principales drenes de la ciudad de Morelia, en dicho estudio se realizaron modelaciones bidimensionales de las avenidas máximas producidas y con los datos obtenidos se realizaron mapas de inundaciones para diferentes periodos de retorno.





**Imagen 1. Mapa de inundaciones con caudales máximos para un periodo de retorno de 500 años (Elaboración propia con datos de Juan Ángel Saucedo García).**

Como se observa en la *Imagen 1* los resultados obtenidos en las modelaciones, coinciden con las zonas históricamente afectadas, lo que indica que dichas modelaciones sí se asemejan a la realidad.

Haciendo uso de los resultados obtenidos por el ingeniero Juan Ángel Saucedo García en la modelación para un periodo de retorno de 500 años, se elaboró un mapa para mostrar las zonas afectadas dentro de la mancha urbana y así conocer el porcentaje de afectación, tanto por área como por habitantes.

La mancha urbana la localidad de Morelia tiene una extensión territorial de 125.31 km<sup>2</sup> y de acuerdo con el último censo de población y vivienda realizado por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) realizado en el 2010, el municipio cuenta con una población total de 729,279 habitantes, de los cuales 597,511 pertenecen a la localidad, dividiendo el número de habitantes de la localidad entre el área de la localidad, obtenemos una densidad de población de 4,768 personas por km<sup>2</sup>. En cuanto al área total de las zonas afectadas por las inundaciones en la modelación con un periodo de retorno de 500 años, se tiene una extensión de 4.59 km<sup>2</sup>, lo que representa un 3.67% del área de la ciudad. Y en lo que a población se refiere, haciendo uso de la densidad de población, se obtiene que existen cerca de 21,900 personas afectadas por las inundaciones.

En la *Imagen 2* se muestran las zonas afectadas en la ciudad de Morelia, y se observan algunas zonas con mayor afectación, entre ellas resaltan las colonias: Las Margaritas,







Jacarandas, Las Flores, Torremolinos, Carlos Salazar, Prados Verdes, Agustín Arriaga, Sentimientos de la Nación, Fracc. Libertad, Los Vergeles y Club Campestre de la Huerta,



Imagen 2. Zonas afectadas con los datos obtenidos de la simulación.

Gran parte de las colonias antes descritas están cercanas al Dren Barajas o se encuentran cerca de la unión del dren con el Río Grande de Morelia, cabe mencionar que cada año, para minimizar la inundación en esta región, se provoca la inundación de las canchas de la unidad deportiva “Cuauhtémoc”, mejor conocida como canchas de policía y tránsito. Esta problemática se debe a que sube el nivel del Río Grande, que es el afluente más grande de Morelia, para contrarrestar esta problemática se tiene un cárcamo que ayuda a que salga el agua, sin embargo, no es suficiente.



Imagen 3. Afectaciones a la PGJE a causa del desbordamiento del Dren Barajas en Noviembre de 2018 (Primera Plana Noticias, 2018).







Los futbolistas michoacanos son los que sufren los estragos por las lluvias, esto por falta de un proyecto por parte de las autoridades municipales para evitar que las instalaciones sufran inundaciones, lo que obliga a la suspensión de la liga. Alrededor de 40 hectáreas de terreno se ven afectadas, inundándose hasta 25 campos. El mantenimiento cuesta aproximadamente 35 mil pesos semanales. Este espacio es de mucho uso, es espacio de la Liga Municipal de Fútbol Amateur de Morelia donde hasta 50 mil personas llegan a usar las canchas. (Alanís, 2018)



Imagen 4. Afectación a las canchas de la Unidad Deportiva Cuauhtémoc en noviembre de 2018 (Herrera, 2018).

Si se trabaja este frente con medidas para mitigar las inundaciones, la aportación del dren Barajas al río Grande se verá reducida, lo que significa que los daños provocados por su desbordamiento, se verán minimizados.

En cuanto a las medidas para mitigar las inundaciones, existen de diferentes tipos, y las más importantes se presentan a continuación:

### **Medidas estructurales y no estructurales contra inundaciones**

Para evitar pérdidas económicas y posibles vidas humanas a causa de las inundaciones, se pueden realizar algunas o la combinación de varias acciones para controlar los escurrimientos y avisar a la población que puede ser afectada, tomándose medidas y acciones estructurales como no estructurales, las cuales reducen los riesgos de inundación. Dichas acciones se describen a continuación y su ejecución estará en función de un análisis costo-beneficio, características topográficas de la zona y materiales de construcción.

Las medidas estructurales son obras construidas en cauces para encauzar, retener o almacenar los escurrimientos disminuyendo los gastos máximos de las avenidas, facilitando el libre paso del agua y protegiendo a la población expuesta, en estas medidas se incluyen las represas o presas rompepicos y las presas de almacenamiento, modificaciones a los





cauces de los ríos, bordos, diques y muros longitudinales, vasos reguladores para desbordamiento, cauces de alivio y obras de drenaje.

Las medidas no estructurales consisten en sistemas de alarmas y organización de la comunidad para alertar a la población y ayudar puntualmente ante la ocurrencia de las avenidas máximas. Otras medidas son: el control del uso de los terrenos aluviales mediante la zonificación, los reglamentos para su uso, las normas sanitarias y de construcción, la reglamentación del uso de la tierra de las cuencas hidrográficas y la limpieza de los cauces.

### **Bordos perimetrales**

Son terraplenes que rodean parcial o totalmente centros de población asentados cerca de corrientes naturales con una altura definida en base a los niveles máximos del agua registrados. El agua superficial es transportada por la pendiente natural del terreno hacia un punto de encauzamiento.

### **Bordos longitudinales**

Son estructuras construidas a lo largo de los márgenes de los cauces naturales que tienen por función confinar el agua entre ellos y proteger a las poblaciones aledañas, estos bordos confinan los escurrimientos, produciendo una sobre elevación del nivel del agua y al no permitir desbordamientos de avenidas se trasladan aguas abajo. Un ejemplo es el bordo longitudinal ubicado en la calle División Norte desde la intercepción con la Av. Morelos Norte hasta la Av. Francisco I. Madreo Poniente.

### **Desvíos Permanentes**

Este tipo de obra pretende conducir el agua excedente que no puede transportar el cauce, por medio de cauces de alivio hacia otro cauce o canal artificial. Se recomienda que el cauce de alivio solo trabaje en época de avenidas, lo cual se logra por medio de un vertedor en la margen del río aguas arriba de donde desborda.

### **Desvíos Temporales**

Este tipo de obra pretende conducir el agua excedente que no puede transportar el cauce, por medio de cauces de alivio hacia zonas bajas adyacentes al río que no sean habitadas y que puedan servir como vasos reguladores. Se deben contar con las condiciones topográficas especiales, que permitan almacenar en forma temporal el agua excedente que no puede conducir el cauce y que es la que provoca las inundaciones. El agua almacenada en dichos vasos se debe incorporar nuevamente al cauce una vez que ha pasado la avenida, si la topografía lo permite se podrá hacer por gravedad, pero en la mayoría de los casos es por bombeo. Dentro de la ciudad de Morelia se tiene una zona ubicada en las canchas de la Liga Municipal de Fútbol (mejor conocidas como las canchas de policía y tránsito) que se utilizan como vaso regulador.





### **Rectificación de cauces**

Para evitar que un río desborde, se puede incrementar su capacidad de conducción al rectificar el cauce, que consiste en el corte de uno o varios meandros, consiguiendo de esta forma incrementar la pendiente al reducir la longitud manteniendo el mismo desnivel. Para que la rectificación sea buena se deben proteger los márgenes del río para que la corriente no forme nuevos meandros. En la ciudad de Morelia se han rectificaciones en los ríos Grande y Chiquito, cabe mencionar que el lugar en el que se encuentra actualmente el boulevard García de León se encontraba el Río Chiquito hace aproximadamente 70 años es una de las razones por las que se inunda esta zona año con año.

### **Presas de almacenamiento**

Cuando las inundaciones producen grandes pérdidas materiales, económicas y probablemente también de vidas humanas, se justifica de acuerdo con un estudio costo-beneficio, la construcción de estructuras de gran magnitud, como es el caso de las presas de almacenamiento, las cuales requieren de un estudio muy completo tanto hidráulico como estructural.

Este tipo de obras disminuyen el tamaño de la avenida, almacenando parte en un embalse, produciendo una modificación en el hidrograma de la avenida y disminuyendo el gasto máximo de la corriente. Un propósito adicional de estas obras es la generación de energía eléctrica, riego, abastecimiento de agua potable, entre otros.

Un ejemplo de presa de almacenamiento dentro del municipio es la presa de Cointzio ubicada al sur de Morelia, con rumbo a Pátzcuaro, la cual tiene una capacidad de 79.2 millones de metros cúbicos.

### **Presas rompe picos**

Este tipo de estructuras regulan las avenidas generales a lo largo del cauce disminuyendo el gasto del hidrograma de escurrimiento, tienen poca altura de cortinas y capacidad reducida de almacenamiento, son obras empleadas en corrientes pequeñas y sus costos son relativamente bajos haciendo factible la creación de obras en cascada aguas abajo hasta que el caudal que descargue sea conducido por el cauce aguas abajo sin presentar problemas de desbordamiento, utilizando la técnica de tránsito de avenidas en vasos. Un ejemplo claro de este tipo de medidas estructurales en la ciudad, lo tenemos en el Río Chiquito en el cual se tienen 3 presas rompepicos cerca de la zona denominada comúnmente como “Los Filtros Viejos” ubicada a las afueras del Club Campestre de Morelia.

### **Medidas no estructurales**

En lo que se refiere a las medidas no estructurales, en estas no se crean estructuras físicas, sino que se hacen estudios de planeación, organización, coordinación y ejecución de procesos de actividades de protección civil, siendo su principal objetivo evitar o mitigar los





daños causados por las inundaciones, estas medidas pueden ser permanentes y de operación solo durante la contingencia.

### **Medidas permanentes**

El objetivo de estas medidas es evitar que los bienes económicos y sociales estén ubicadas dentro de áreas sujetas a riesgo por inundaciones con base a alertas tempranas de cualquier evento de interés. (IMTA, 2011) Para lograr un adecuado alertamiento se deben seguir los siguientes pasos:

- Diseñar un plan de acción que tome en cuenta las condiciones y recursos locales.
- Instalar equipos necesarios para realizar un seguimiento efectivo del fenómeno, para poder pronosticar escenarios futuros.
- Observar el comportamiento del evento, obteniendo el registro de datos de los fenómenos hidrometeorológicos y mantener informada a la población periódicamente creando sistemas automatizados.
- Aplicar modelos hidrológicos e hidráulicos en la zona de estudio para conocer las avenidas y tomar decisiones oportunas.
- Conocer los niveles alcanzados por el agua a distintos periodos de retorno en todo el río y en las planicies inundadas.
- Hacer una validación de la calibración con base a nuevos datos hidrométricos.
- Delimitar las áreas al margen del río que pueden ser cubiertas por el agua.
- Formar grupos que tomen las decisiones adecuadas antes, durante y después de la ocurrencia de los fenómenos hidrometeorológicos.

### **Medidas de operación**

Son aquellas medidas que se hacen ante la presencia de un fenómeno hidrometeorológico con el propósito de conocer la evolución del fenómeno durante sus diferentes fases, apoyadas en modelos para el pronóstico de las avenidas. (IMTA, 2011) A continuación, se mencionan algunas medidas:

- Crear programas, procedimientos y normas a seguir desde el momento de la detección de un fenómeno que pueda ocasionar un desastre.
- Coordinar personas y dependencias gubernamentales, así como privadas que estén en relación con el desastre.
- Capacitar al personal responsable de las acciones y estrategias que estén antes durante y después del desastre.
- Capacitar a la población que pueda ser afectada para conocer las alternativas de dónde acudir y con quien, ante un fenómeno y ayudar a la población en peligro en la operación de albergues y centros de primeros auxilios.
- Crear sistemas de alerta que avisen a la población oportunamente ante la presencia de un fenómeno que pueda ser un riesgo.





- Operar y conservar la infraestructura para mitigar o evitar un desastre.
- Evacuar en forma segura a la población pueda ser afectada.

### **Limpieza de cauces**

Una de las primeras acciones a realizar en un cauce con falta de capacidad, es la de eliminar al máximo las imperfecciones que hacen disminuir la velocidad en el cauce, es decir disminuir el coeficiente de rugosidad, eliminando vegetación que generalmente crece en su interior, así como eliminando la basura que es muy común que en grandes ciudades se deposite en el interior del cauce.

### **En conclusión**

De las medidas mencionadas anteriormente, las acciones de limpieza son una de las medidas como parte de las acciones permanentes que realiza el gobierno municipal en materia de prevención de inundaciones, es una medida no estructural, y para el dren Barajas no representa una solución, ya que a pesar de las acciones el problema sigue presente. En cuanto a las medidas estructurales, las que se podrían adoptar son la construcción de presas para el control de avenidas o la construcción de bordos. La rectificación de cauces no parece una opción viable, debido a que las manchas urbanas rodean el afluente, y los desvíos permanentes tampoco se considera apropiado, debido a que uno de los problemas que presenta esta región es la inundación de las canchas de policía y tránsito, y esa es la función que tiene actualmente, de vaso regulador.

La alternativa más factible que se tiene es la construcción de una presa para el control de avenidas, dado que la construcción de bordos, implicaría rodear el cauce que tiene una longitud aproximada de 4.6 km, lo que la convierte en una medida de mitigación poco económica.





## OBJETIVOS

### Objetivo General:

- Proponer la ubicación y el diseño de presas para el control de avenidas en el dren Barajas, modelar el funcionamiento hidráulico a condiciones naturales y con las obras y comparar los resultados.

### Objetivos Específicos:

- Determinar sitios para la construcción de las presas para el control de avenidas, justificando su ubicación.
- Realizar un estudio hidrológico de la zona para obtener los hidrogramas de los afluentes de las cuencas altas del dren Barajas.
- Calcular las curvas elevación capacidad para cada presa.
- Proponer las dimensiones de las presas.
- Realizar el tránsito de avenidas, para obtener los hidrogramas de salida de cada presa.
- Modelar el funcionamiento hidráulico del dren Barajas a condiciones naturales.
- Modelar el funcionamiento hidráulico del dren Barajas con las obras propuestas.





## MARCO TEÓRICO

Debido a que el presente trabajo de investigación involucra una serie de estudios específicos, la utilización de software especializado para el análisis del comportamiento del flujo y el diseño de obras hidráulicas es necesario conceptualizarlos para poder comprender el estudio a realizar.

### Hidrología

La hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su comportamiento, 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. (Aparicio Mijares, 1992)

En este estudio se hace uso de la hidrología aplicada es la rama que nos sirve para diseñar y operar proyectos para el control y aprovechamiento del agua, como puede ser el caso del diseño de estructuras de control de avenidas, presas, vertedores, puentes, sistemas de drenaje y sistemas de abastecimiento de agua para la población. Esta es una ciencia de gran importancia para el aprovechamiento de los recursos hídricos y el diseño de obras de protección es de suma importancia.

### Cuenca hidrológica

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes superficiales hacia un mismo punto de salida o una corriente principal, dicha superficie está delimitada por el parteaguas, que es una línea imaginaria que está formada por los puntos de mayor nivel topográfico, dicha línea separa una cuenca de otra marcando así el área de cada una. Cabe mencionar que existen dos tipos de cuencas según sea su salida, existen las endorreicas, las exorreicas y las arreicas, las primeras tienen su punto de salida dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago, en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y esta se conecta con otra corriente o con el mar, y en las últimas su agua se evapora o se filtra en la zona antes de que pueda ser encausada en una red de drenaje definida. Dentro de la cuenca tenemos la corriente principal que es la que pasa por la salida de la cuenca siendo esta, además, la de mayor caudal o longitud. (Aparicio Mijares, 1992)

### Escurrimiento superficial

Dentro de las cuencas siempre existirá un escurrimiento superficial que no es más que el flujo de agua producto de la precipitación sobre la tierra y es un componente principal del ciclo hidrológico. El escurrimiento se produce cuando la velocidad de caída de la precipitación supera la capacidad del suelo de absorber el agua, y esta fluye por la superficie terrestre llegando hacia ríos o lagos en forma de escurrimiento. El escurrimiento depende en gran medida de la capacidad de infiltración de los suelos, algunos factores que influyen son la intensidad y duración de la lluvia, la humedad del suelo, la textura del suelo, la pendiente del terreno y la cubierta vegetal de la zona.





El escurrimiento sigue los patrones del terreno que han sido moldeados por los agentes erosionantes como son el agua y el viento, que transportan y depositan materiales minerales y orgánicos. La actividad fluvial comienza en las zonas de las cuencas hidrográficas, donde el flujo del escurrimiento ejerce una fuerza de arrastre sobre la superficie del suelo, arranca partículas que van desde la arcilla hasta la arena o grava, esto depende de la velocidad del flujo y de la cohesión de las partículas dando lugar a la erosión hídrica que forma socavaciones es necesario un estudio de ingeniería de ríos para determinar esos parámetros.

Los incrementos de caudales se producen por los cambios de uso de suelo en las cuencas, que provocan un aumento en las avenidas máximas lo que produce un arrastre de sedimentos provenientes de las partes más altas de la cuenca. La infraestructura carretera influye en la forma en la que los afluentes se drenan.

### **Periodo de retorno**

El periodo de retorno se define como el lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. Este periodo se considera como el inverso de la probabilidad.

El periodo de retorno para el que se debe dimensionar una obra varía en función de la importancia de esta (interés económico, socioeconómico, estratégico, turístico), de la existencia de otras vías alternativas capaces de remplazarla, y de los daños que implicaría su ruptura: pérdida de vidas humanas, costo y duración de la reconstrucción, costo del no funcionamiento de la obra, etc.

Para evitar la erosión y el aumento de caudales se proponen estructuras que contengan y controlen el azolve, así como estructuras que equilibren el flujo rápido del agua, para ello es necesario conocer los periodos de retorno de las avenidas máximas para crear diseños hidrológicos de las estructuras hidráulicas y conocer la seguridad de las obras.

### **Modelación hidráulica**

La modelación hidráulica analiza el comportamiento hidráulico que tendrá un río, arrojando información sobre el nivel del agua, profundidad y zonas de desbordamiento, prediciendo sectores del río que no tienen la capacidad de transportar con seguridad el caudal producido por eventos extremos de precipitación y escurrimiento y en base a esto tomar medidas de prevención.

Para la modelación fue necesario hacer uso de archivos y de diferentes tipos de software, cada uno cumpliendo una función específica, dichos se describen brevemente a continuación.







## **LIDAR**

LIDAR (Light Detection and Ranging o Laser Imaging Detection and Ranging) es un sistema que permite obtener una nube de puntos del terreno tomándolos mediante un escáner laser aerotransportado. Para realizar el escaneo se combinan dos movimientos, el longitudinal dado por la trayectoria del avión y otro transversal mediante un espejo móvil que desvía el haz de luz laser emitido por el escáner. Este dispositivo permite determinar la distancia desde el emisor laser a la superficie utilizando el haz laser pulsado. La distancia al objeto se determina midiendo el tiempo de retraso entre la emisión del pulso y su detección a través de la señal reflejada.

La tecnología LIDAR tiene aplicaciones en topografía, se puede usar como una fuente de datos para los procesos de contorno y generación de curvas de nivel para ortofotos digitales. Los Sistemas LIDAR registran los datos de posición (x, y) y de elevación (z) en intervalos predefinidos los datos resultantes dan lugar a una red de puntos muy densa.

## **AutoCAD**

AutoCAD es un software de diseño asistido por computadora utilizado para dibujo 2D y modelado 3D. Actualmente es desarrollado y comercializado por la empresa Autodesk. Las siglas CAD hacen referencia a sus siglas en inglés Computer Assisted Design. El software hace posible el dibujo digital de planos de distintos tipos de estructuras, así como de terrenos. Es uno de los programas más usados por arquitectos, ingenieros, diseñadores, entre otros. (Autodesk, 2019)

## **Hidroesta2**

Hidroesta2 es una herramienta que facilita y simplifica los cálculos laboriosos y el proceso del análisis de la abundante información que se deben realizar en los estudios hidrológicos. (Villón, 2019)

Este software permite:

- El cálculo de los parámetros estadísticos, para datos agrupados y no agrupados, tanto con los momentos tradicionales como con momentos lineales.
- Cálculos de regresión lineal, no lineal, simple y múltiple, así como regresión polinomial.
- Evaluar si una serie de datos se ajustan a una serie de distribuciones normal, log-normal de 2 y 3 parámetros, gamma de 2 y 3 parámetros, log-Pearson tipo III. Gumbel y log-Gumbel, tanto con momentos ordinarios, como con momentos lineales. Si la serie de datos se ajusta a una distribución, permite calcular por ejemplo caudales o probabilidad de ocurrencia.
- Calcular a partir de la curva de variación estacional o la curva de duración, eventos de diseño con determinada probabilidad de ocurrencia.





- Realizar el análisis de una tormenta y calcular intensidades máximas, a partir de datos de pluviogramas, así como la intensidad máxima de diseño para una duración y periodo de retorno dado, a partir del registro de intensidades máximas. También permite el cálculo de la precipitación promedio por los métodos promedio aritmético, polígono de Thiessen e isoyetas.
- Los cálculos de aforos realizados con molinetes o correntómetros.
- El cálculo de caudales máximos con métodos empíricos y estadísticos.
- Cálculos de la evapotranspiración con los métodos de Thorthwaite, Blaney-Criddle, Penman, Hargreaves y cálculo del balance hídrico.

### **ArcGIS**

ArcGIS es un completo sistema que permite recopilar, organizar, administrar, analizar, compartir y distribuir información geográfica, desarrollado por la empresa Esri (acrónimo de Environmental Systems Research Institute). Es la plataforma líder mundial para crear y utilizar Sistemas de Información Geográfica (SIG), ArcGIS es utilizada por personas de todo el mundo para poner el conocimiento geográfico al servicio de los sectores del gobierno, las empresas, la ciencia, la educación y los medios. (Esri, 2016)

ArcGIS permite:

- Crear, compartir y utilizar mapas inteligentes.
- Compilar información geográfica.
- Crear y administrar bases de datos geográficas.
- Resolver problemas con análisis espacial.
- Crear aplicaciones basadas en mapas.
- Conocer y compartir información mediante la geografía y la visualización.

### **HEC-HMS**

HEC-HMS (acrónimo de Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System) es un software diseñado para simular procesos de lluvia escurrimiento en sistemas dendríticos de cuencas. Se usa en estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, pronósticos de flujo, futuras urbanizaciones, daños por inundaciones, etc. (Us Army Corps of Engineers, 2019)

HEC-HMS se usa para simular la respuesta hidrológica de una cuenca. Los resultados de la simulación se pueden ver en el mapa de la cuenca, se generan tablas que incluyen información sobre el flujo máximo y el volumen total.

Algunas de sus características técnicas son:

- Calculo hidrológico de crecidas.
- Visualización grafica de datos y resultados.





## Iber

Iber es un software para la simulación bidimensional de flujo de superficie libre, morfodinámica, con procesos de transporte y hábitat en ríos y estuarios. Fue desarrollado por el Grupo de Ingeniería Ambiental y del Agua, GEAMA (Universidad de A Coruña) y el Instituto Flumen (Universidad Politécnica de Cataluña, UPC y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE). Iber fue inicialmente patrocinado por el Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX) en el marco de un Acuerdo de Cooperación entre CEDEX y la Dirección General del Agua (Departamento Español de Gestión de Recursos Hídricos). (Iber, 2019)

El objetivo principal era construir un modelo bidimensional para la simulación del flujo de superficie libre en ríos con las siguientes características:

- Basado en la última generación de esquemas numéricos de volumen finito.
- Proporcionado por una interfaz potente y amigable.
- Adaptando a las características de ríos torrenciales.

Las características actuales de Iber son:

- Modulo hidrodinámico basado en las ecuaciones 2D de Saint Venant.
- Esquemas explícitos de volumen finito en mallas no estructurales.
- Capacidad para resolver flujos subcríticos y supercríticos, incluidos saltos hidráulicos inestables.
- Algoritmo de secado y humectación masivo conservador.
- Varios modelos de turbulencia promediada en profundidad 2D.
- Estructuras internas: puentes, compuertas, vertedores y alcantarillas.
- Modelado de presas.
- Evaluación de inundación y riesgo de inundación.
- Procesos de lluvia e infiltración.
- Tensión superficial del viento.
- Evolución del lecho debido al transporte de sedimentos considerando tanto el lecho como las cargas suspendidas.
- Interfaz fácil de usar para el procesamiento previo y posterior.
- Integración SIG.



## DATOS DEL PROYECTO

A continuación, se presentan las principales etapas a emplear que se siguieron en el desarrollo de esta investigación; como lo es la descripción de la zona de estudio y el proceso que se siguió para determinar la situación hidráulica del río y sus afluentes.

### Zona de estudio

Morelia es la capital del Estado de Michoacán de Ocampo y es cabecera del municipio del mismo nombre. El municipio se encuentra ubicado en la zona centro-norte del Estado. Se ubica entre las coordenadas 19°26'50" y 19°51'44" norte y entre las 101°30'32" y 101°02'35" oeste, a una altura media de 1951 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Tarímbaro, Chucándiro y Huaniqueo; al este con Charo y Tzitzio; al sur con Villa Madero y Acuitzio y al oeste con Lagunillas, Coeneo, Tzintzuntzan y Quiroga.

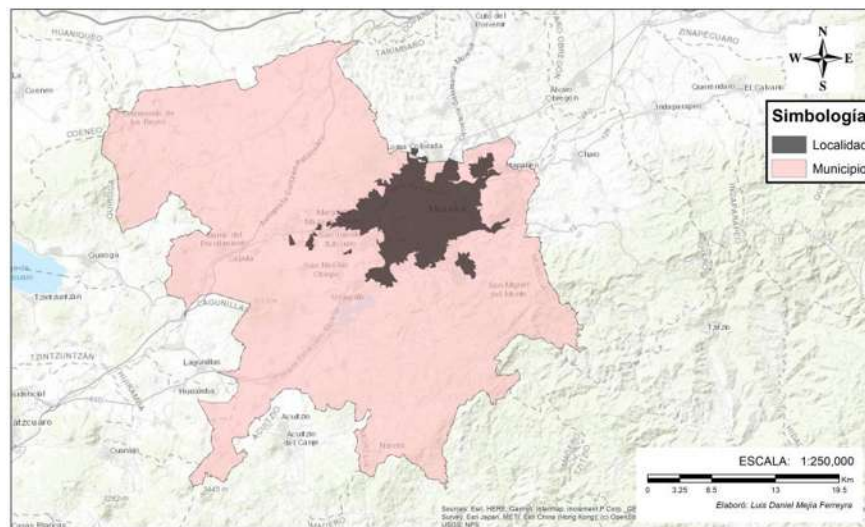


Imagen 5. Ubicación de la zona de estudio.

### Fisiografía

El municipio forma parte de la provincia del eje Neovolcánico (98.40%) y de la Sierra Madre del Sur (1.60%). A la vez abarca las subprovincias Neovolcánica Tarasca (50.68%), Sierras y Bajíos Michoacanos (25.14%), Mil Cumbres (22.14%) y Depresión del Balsas (1.60%).

Su sistema de topofomas está conformado por Sierra volcánica con estrato de volcanes o estrato de volcanes aislados (22.14%), Escudo de volcanes (20.06%), Sierra volcánica con estrato de volcanes o estrato de 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%).

### Geología

La geología de la región data de los periodos Plioceno – Cuaternario (48.90%), Neógeno (34.55%) y Cuaternario (6.72%).



El origen de las rocas características del municipio es ígneas extrusivas como: basalto (50.04%), andesita – brecha volcánica intermedia (14.61%), toba ácida (10.55%), dacita (1.14%), brecha volcánica básica (0.18%) y toba intermedia – brecha volcánica intermedia (0.13%). En menor medida se encuentran rocas sedimentarias como el conglomerado (0.29%). Y suelos de tipo aluvial (5.16%) y lacustre (0.22%).

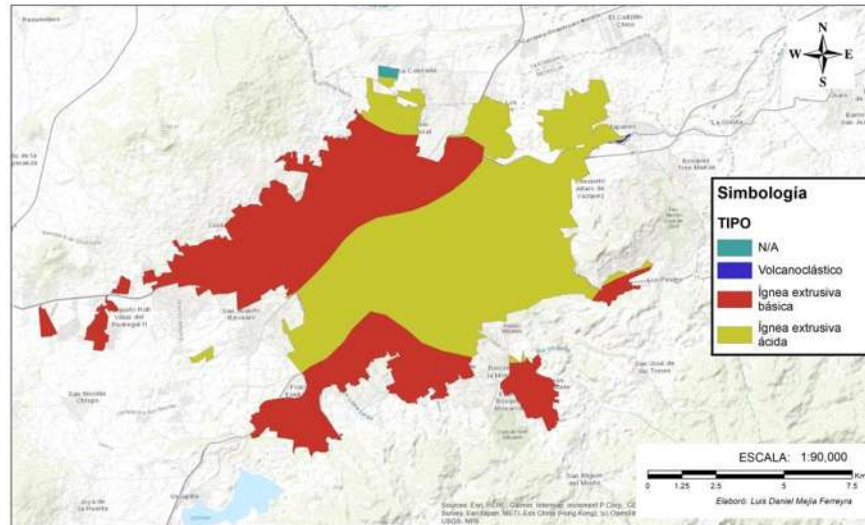


Imagen 6. Geología de la zona de estudio.

### Edafología

Los tipos de suelo dominantes de la región ordenados de forma descendente son: Luvisol (50.59%), Andosol (13.22%), Vertisol (9.57%), Leptosol (9.27%), Phaeozem (6.24%), Planosol (0.75%) y Regosol (0.14%).

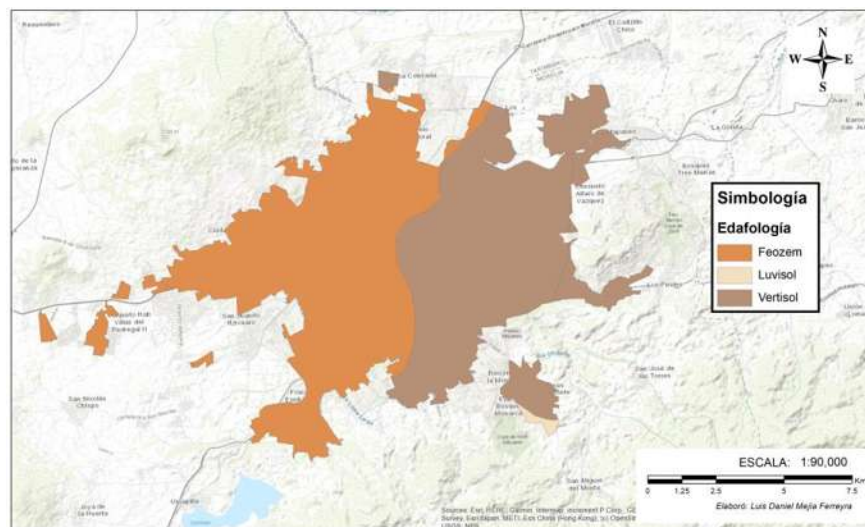


Imagen 7. Edafología de la zona de estudio.







### Uso de suelo y vegetación

El uso de suelo en el municipio está repartido de la siguiente manera: Agricultura (30.64%) y Zona Urbana (9.11%), en cuanto a la vegetación, esta se encuentra distribuida en Bosque (33.65%), Pastizal (13.07%) y Selva (9.70%).

El uso potencial que se le da a la tierra es agrícola y pecuario. Hablando del uso agrícola, se tiene para la agricultura mecanizada continua (16.38%), para la agricultura de tracción animal continua (26.94%), para la agricultura de tracción animal estacional (14.75%), para la agricultura manual continua (20.19%), para la agricultura manual estacional (4.95%) y no aptas para la agricultura (16.79%).

En lo que a uso pecuario se refiere, se tiene para el desarrollo de praderas cultivadas (16.38%), para el aprovechamiento de la vegetación natural diferente del pastizal (66.73%), para el aprovechamiento de la vegetación natural únicamente por el ganado caprino (7.07%) y no aptas para uso pecuario (9.82%).

Las zonas urbanas están creciendo sobre suelo aluvial del Cuaternario y roca ígnea extrusiva del Plioceno – Cuaternario y del Neógeno, en llanura aluvial, escudo volcanes, sierra volcánica con estrato volcanes o estrato volcanes aislados, lomeríos de basalto y sierra volcánica con estrato volcanes aislados con llanuras; sorbe áreas donde originalmente había suelos denominados Luvisol, Phaeozem, Leptosol y Vertisol, tienen clima templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media, y están creciendo sobre terrenos previamente ocupados por agricultura, selva caducifolia, pastizales y bosque de encino.

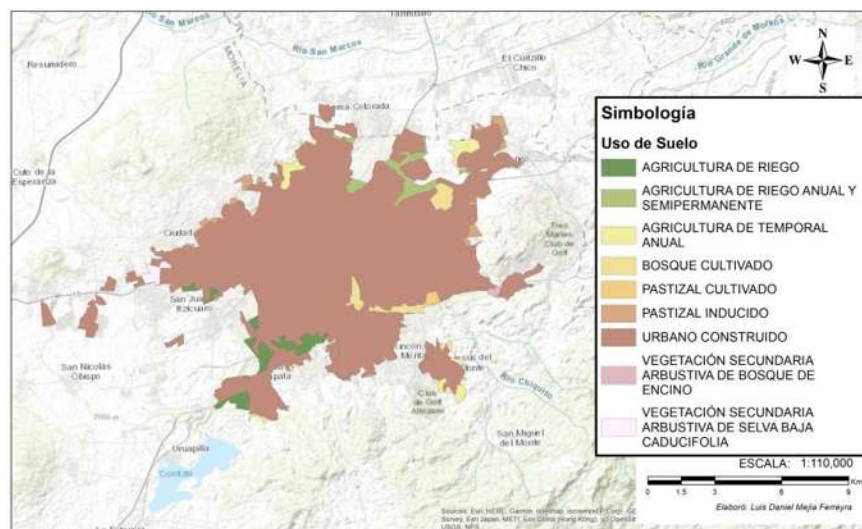


Imagen 8. Uso de suelo de la zona de estudio.

### Climatología y precipitación

El rango de temperaturas que se tiene en la ciudad va desde los 12°C hasta los 22°C. En la región se cuentan con diferentes tipos de climas como lo son el templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (74.67%); el templado subhúmedo con lluvias en





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

Las precipitaciones registradas están en el rango de 600 a 1500 mm.

### Hidrografía

Morelia se encuentra dentro de la región hidrológica Lerma – Santiago (93.00%) y Balsas (7.00%). Pertenece a las cuencas del Lago de Pátzcuaro – Cuitzeo y Yuriria (89.14%), Rio Cutzamala (4.18%), Rio Lerma – Chapala (3.86%) y a la del Rio Tacámbaro (2.82%). A su vez, pertenece a las subcuencas del Lago de Pátzcuaro (89.00%), Rio Purungueo (4.18%), Rio Angulo (3.86%), Rio Carácuaro (2.82%) y a la del Lago de Cuitzeo (0.14%).

El municipio cuenta con corrientes de agua perenes como el Rio Grande de Morelia, Tupátaro, El Tejocote y los Sauces; además de corrientes intermitentes como el Rio 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.

También cuenta con cuerpos de agua perenes como El Padre, Amado, L. Loma Caliente, Cointzio, El Bañito, La Mintzita, Los Venares y Umécuaro; e intermitentes como Llano de Rosas.

### Red hidrográfica de la ciudad

Dentro de la zona urbana de la ciudad de Morelia fluye el Rio Grande, que es el principal afluente que pasa por la ciudad, este se localiza en la parte norte del estado entre las coordenadas 19°37'45" y 19°56'20" de latitud norte y entre la 100°58'55" y 101°15'37" de longitud oeste. El Rio Grande tiene su origen en la presa de Cointzio, cuenta con una longitud de 61.18km aproximadamente, moviéndose hacia el noreste hasta llegar al Lago de Cuitzeo. En el cual llegan a desembocar desde las zonas norte y sur de la subcuenca los drenes: Alberca, Calabocito, Calabozo, Itzácuaro, Parián, Barajas, Arroyo Blanco, Arroyo de Tierras, Mora Tovar, Chiquito, Carlos Salazar, La Soledad, Quinceo, Erandeni, Los Pirules, La Goleta, El Rile, La Lobera-Vado, Incorporación 7ª y El Caguaro. Con base al estudio: "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" realizado por la CONAGUA en el año 2014, se construyó el sistema de información geográfica de los drenes principales de la ciudad, los cuales se observan en la *Imagen 9*, y en la *Tabla 2* se mencionan los drenes y la longitud que tiene cada uno.

Nombre del Dren	Longitud (km)
Río Grande	61.18
Alberca	2.4
Calabocito	1.54





Calabozo	4.61
Itzícuaró	4.4
Parián	2.92
Barajas	4.16
Arroyo Blanco	3.04
Arroyo de Tierras	9.19
Mora Tovar	2.56
Chiquito	9.16
Carlos Salazar	0.56
La Soledad	4.04
Quinceo	6.56
Erandeni	3.52
Los Pirules	3.02
La Goleta	0.35
El Rile	12.76
La Lobera-Vado Blanco	12.4
Incorporación 7A	4.16
El Caguaro	7.00

Tabla 2. Tramos y longitud de los cauces según el estudio para el control de avenidas en el sistema Río Grande-Río Chiquito de la presa de Coitzio a su desembocadura al lago de Cuitzeo.

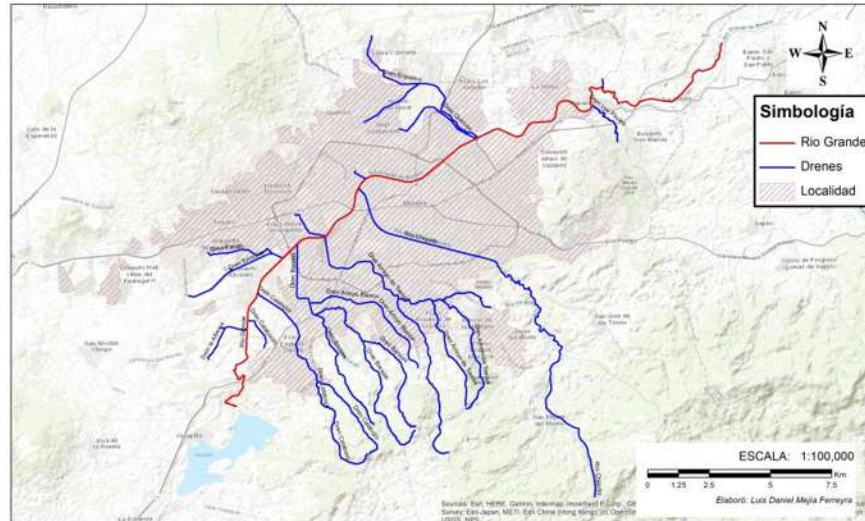


Imagen 9. Red hidrográfica de la zona de estudio.

### Red hidrográfica del dren Barajas

El dren Barajas recorre el sur poniente de la capital michoacana, está conformado por la unión de tres tramos principales, y la unión con el dren Arroyo Blanco. Este dren cruza las colonias: Praderas, Villas del Sur II, Campo Real, Loma Larga, Pradera del Sur, Colinas del







sur, Loma Larga, Mirasoles Residencial, Valle Verde, La Floresta Michoacana, Juana Pavón, Arco Iris, Fraccionamiento Lomas, Bosques de las Huerta, Fracc. La Huerta, Xangari, Sitio de Cautla, Simpanio Norte, San José del Cerrito, Real San Diego, Hacienda del Valle, Club Campestre La Huerta, Hacienda del Valle, Arboledas de la Huerta, Rincón de la Trinidad, Ampliación Club Campestre la Huerta, Los Vergeles, Sentimientos de la Nación, Fraccionamiento Libertad, Campestre Los Manantiales y Ejidal Tres Puentes.

El dren desemboca en el río Grande de Morelia, a la altura del Campestre los Manantiales y el fraccionamiento Libertad. El dren Barajas tiene una extensión total de 4.16 km medidos desde donde desemboca hasta la altura del fraccionamiento Real San Diego, cabe mencionar que en este punto el dren tiene una bifurcación, una dirección este y otra oeste, donde esta última tiene una bifurcación aguas arriba, quedando del dren barajas 3 afluentes principales, en cuanto al dren Arroyo Blanco, este tiene una longitud de 3.04 km medidos desde donde desemboca en el dren Barajas a la altura de los fraccionamientos Rincón de la Trinidad y Hacienda del Valle hasta aguas arriba en la colonia Valle Verde y La floresta Michoacana.

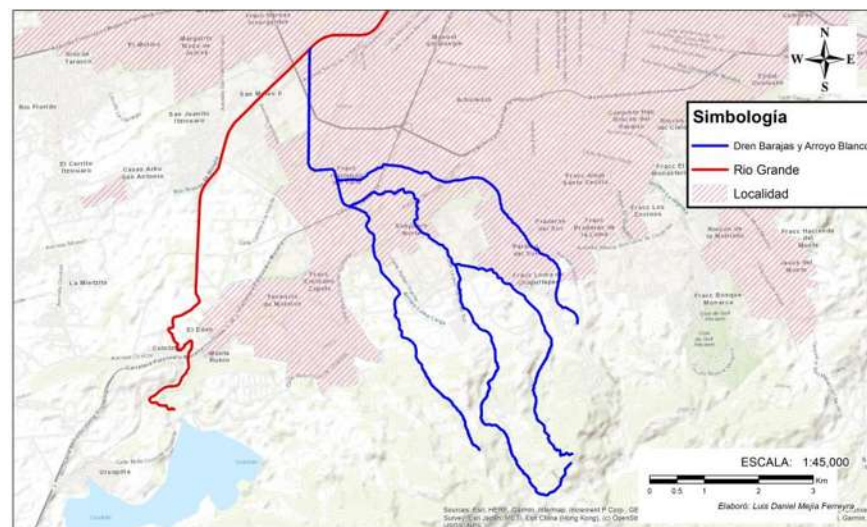


Imagen 10, Red hidrográfica del Dren Barajas de Morelia.

### Recorridos en campo de la zona

El 27 de diciembre del 2019 se recorrió el Dren Barajas, que escurre al sur de la ciudad de Morelia, que en temporadas de lluvias representa un peligro para los núcleos urbanos que se asientan en sus riveras. El objetivo de esta visita de campo fue el de observar las condiciones en las que se encuentra este arroyo, se pudieron identificar algunos asentamientos humanos aguas arriba del cauce, reducciones del área hidráulica, tramos embovedados y pendientes abruptas. En las siguientes imágenes se observan fotografías actuales del Dren Barajas.





Imagen 11. Charco formado aguas arriba.



Imagen 12. Dren Barajas aguas arriba.



Imagen 14. Tramo entubado.



Imagen 13. Tramo embovedado.



Imagen 15. Rivera del Dren Barajas.



Imagen 16. Rivera del Dren Barajas.





### Sitios propuestos para la colocación de presas

En el estudio “Funcionamiento hidráulico para el control de inundaciones en las microcuencas de Morelia” realizado por el ingeniero Juan Ángel Saucedo García en el 2019, se propusieron varias zonas donde se podrían colocar obras para el control de avenidas, y para el caso del dren Barajas se tienen los puntos 03, 04 y 05.

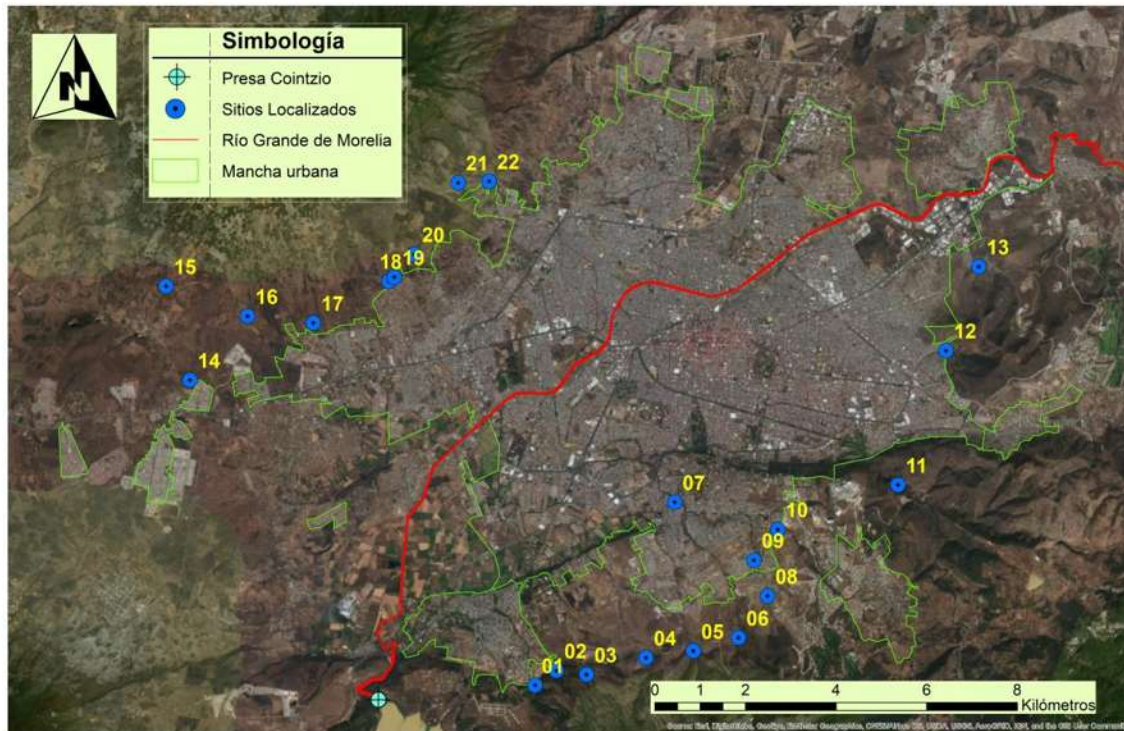


Imagen 17. Sitios de localización de obras para el control de inundaciones (Elaborado por Juan Ángel Saucedo García).

Para realizar una propuesta concreta, se tuvo que buscar en la topografía del terreno alguna zona estrecha donde colocar la cortina de la represa y que además permitiera la retención de grandes volúmenes de agua. Para ello fue necesario usar modelos digitales de elevación (MDE), para ser más precisos se descargaron modelos de tipo LIDAR, los cuales contienen elevaciones del terreno a cada 5m, estos fueron descargados de la base de datos de INEGI.

Se identificó la zona de estudio en la plataforma de INEGI, y de ahí mismo se descargó la información LIDAR correspondiente, y después todas esas imágenes se unieron en un solo archivo con la herramienta *Mosaic to New Raster* del *ArcToolbox / Data Management Tools / Raster / Raster Dataset*; se le dio un tamaño de celda de 5m x 5m y se guardó en formato *Tiff*, que es el formato recomendado para archivos tipo *raster*.

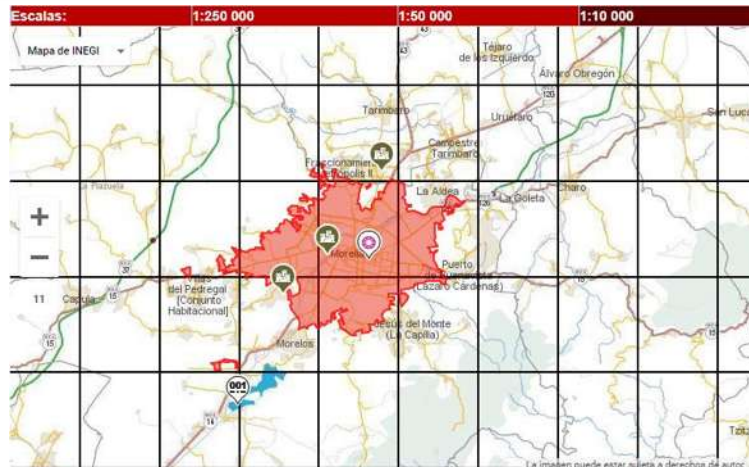


Imagen 18. Mapas escala 1:10000 de INEGI

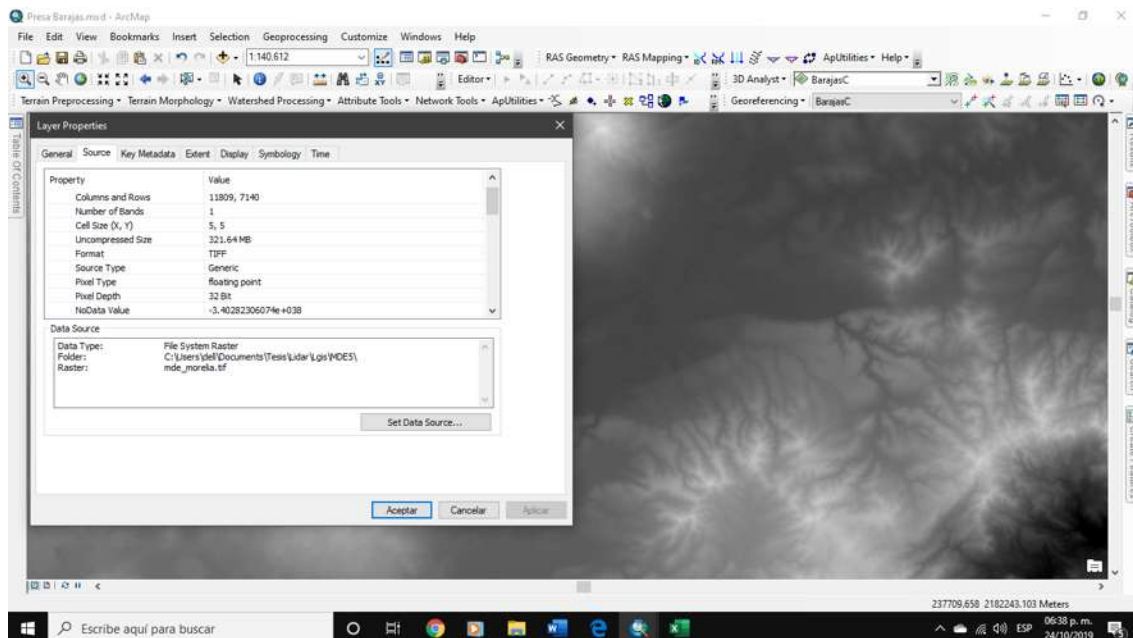


Imagen 19. Raster del área de Morelia con resolución de celdas de 5m x 5m.

Posteriormente fue necesario convertir el modelo digital de elevaciones a curvas de nivel mediante la herramienta *Contour* del *ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Raster Surface*, para buscar en las zonas propuestas la colocación exacta de la boquilla de las represas. Se optó por realizar las curvas a intervalos de 2 metros, para mejor detalle.

Analizando la topografía, se encontraron 3 sitios idóneos para las boquillas, dado que esas eran las secciones más estrechas del valle, con pendientes laterales fuertes, donde se podría disponer de un gran volumen de embalse con un dique pequeño.





Imagen 20. Posibles embalses para las presas del dren Barajas.

Por comodidad se optó por renombrar las obras, la obra 03 pasa a ser la obra 1, la obra 04 pasa a ser la obra 2 y la obra 05 pasa a ser la obra 3; todas estas pertenecientes al dren Barajas, como se indica en la *Tabla 3*.

Además de las tres cuencas donde se situarán las obras, se consideró una cuenca más, la del Dren Arroyo Blanco que desemboca en el Dren Barajas, esto para conocer si dicho dren afecta en gran medida o no en el desbordamiento en esta zona. El punto de salida que se consideró para esta cuenca, fue un punto sobre el cauce, donde se comienza a formar, indicado con el número 4 en la *Tabla 3*.

Punto de Salida	UTM		Geográficas	
	X	Y	Latitud	Longitud
1	267592.863772	2172738.03559	19.637397	-101.216259
2	268862.644969	2173078.01353	19.640616	-101.204198
3	269912.504490	2173260.45893	19.642386	-101.194215
4	267642.780716	2176372.98940	19.670229	-101.216234
<b>Zona 14</b>				
<b>Dátum: NAD27</b>				

Tabla 3. Coordenadas UTM y geográficas del punto de salida de las cuencas de estudio.





## Diseño de las presas

El diseño de las presas tiene por objeto conocer el dimensionamiento más adecuado de la obra y la estabilidad de la misma, para el diseño de esta básicamente se consideran los siguientes pasos:

- Estimar el escurrimiento máximo que tiene lugar en la cuenca, cuyo punto de salida se encuentra donde ira la cortina de la presa, esto con el fin de conocer el volumen del escurrimiento que se tendrá en cierto tiempo y para el diseño del vertedor.
- Determinar las curvas de elevación, áreas y capacidades con el fin de cuantificar los volúmenes de agua y sedimentos que se pueden almacenar aguas arriba de la presa.
- Determinar la sección transversal de la cárcava donde se desea llevar a cabo la construcción, con el fin de estimar el volumen de la obra.
- Dimensionar la presa de manera que cumpla con las condiciones de seguridad al deslizamiento y al volteamiento.

Fue necesario verificar que el lugar propuesto en el mapa gracias al modelo digital de elevaciones fuera adecuado en la realidad, para esto se tuvo que hacer una visita de campo, que fue útil también para conocer el terreno y observar las condiciones actuales del dren Barajas.

## Visita de campo a los sitios propuestos

El 27 de diciembre del 2019, se visitaron los puntos donde se propusieron las boquillas, esto con el objetivo de comprobar si los sitios propuestos son adecuados realmente.



Imagen 21. Zona de la presa 1.



Imagen 22. Fondo del río para la presa 1.





Imagen 23. Zona de la presa 2.



Imagen 24. Fondo del río para la presa 2.



Imagen 26. Zona para la presa 3.



Imagen 25. Fondo del río para la presa 3.

Antes de realizar la visita de campo se había observado en imágenes satelitales que cerca de las zonas propuestas no había asentamientos humanos, y en efecto, para los 3 sitios propuestos no hay asentamientos cercanos, además se visualizó la configuración del terreno, la cual se asemeja a las curvas de nivel obtenidas del modelo digital de elevaciones, además, los sitios propuestos para las boquillas son adecuados, dado que en realidad si son zonas estrechas, esto para obtener una longitud de cortina menor. Adicionalmente se observó que en estas zonas el cauce está casi completamente seco, solo se presentan algunos pequeños encharcamientos aguas más abajo.



## Hidrogramas de diseño

La obtención de los hidrogramas de respuestas de cuencas altas a lluvias de una determinada duración y diferentes periodos de retorno, es fundamental para el diseño de obras hidráulicas de control de ríos, ya sea a la salida de las cuencas o en zonas más bajas. Tal es el caso del Dren Barajas, en donde los escurrimientos provenientes de las cuencas altas provocan con frecuencia serias inundaciones, debido a la insuficiencia de obras de control en el río. En casos como este, la utilidad de contar con hidrogramas de diseño a la salida de las cuencas formadoras del río estriba en que estos pueden ser transitados hasta distintos puntos de interés, mediante modelos numéricos, para simular el comportamiento hidráulico de obras. De esta manera se podrá proponer el diseño y la construcción de las obras hidráulicas más adecuadas y económicamente factibles, de tal manera que los daños por inundación sean minimizados.

Los hidrogramas de diseño se calculan tradicionalmente mayorando avenidas registradas, sin embargo, se pueden obtener los hidrogramas a partir de los hietogramas de tormentas de diseño, en el presente trabajo se presenta un procedimiento de este tipo y se expone cada una de sus etapas aplicándolas a las cuencas altas del Dren Barajas.

Después de haber comprobado en campo que los sitios propuestos fueran adecuados, se procedió a realizar el estudio hidrológico con el fin de obtener los hietogramas de la tormenta de diseño, donde se tomó como punto de salida los sitios propuestos donde irán las cortinas de las presas, y se delimitaron las cuencas de estudio, esto mediante el software ArcGIS, desde la herramienta *Watershed* del *ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Hydrology*. Este apartado emplea un modelo digital de elevaciones (MDE), los resultados se muestran en la *Imagen 27*.

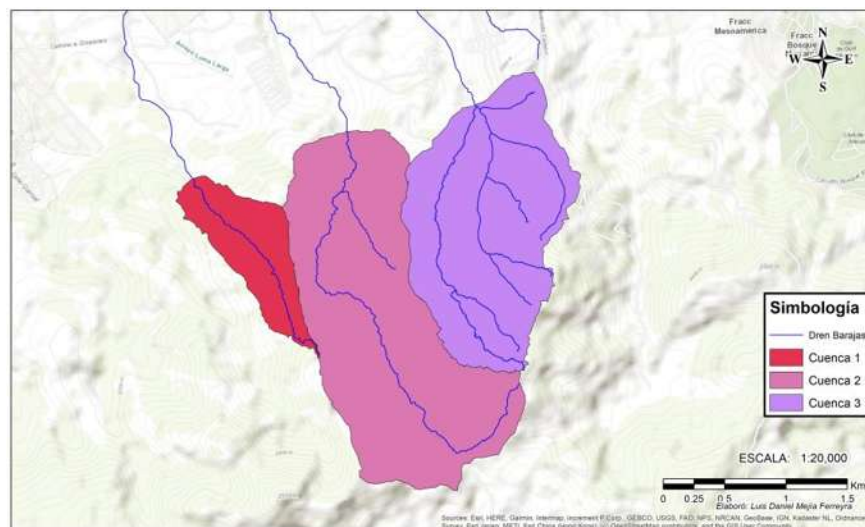


Imagen 27. Cuencas altas del Dren Barajas.

La tormenta de diseño es el evento hipotético pluvial más intenso, estadísticamente previsible, para una duración dada y un periodo de retorno que, al alimentar un modelo





lluvia-escurrecimiento permite evaluar la creciente, elemento con el que se diseñan tanto las medidas estructurales (obras) como las no estructurales (planificación territorial). Dado que interesa conocer el hidrograma que transita por un cauce, no es suficiente el dato de una precipitación en 24 horas, sino que, necesitamos la evolución de la precipitación en un tiempo definido. Para ello se obtienen los hietogramas correspondientes, que permiten conocer cómo se distribuyen las precipitaciones producidas en un intervalo de tiempo dado, estos fueron construidos con ayuda de las curvas IDT (intensidad, Duración y Periodo de retorno).

Para obtención de los gastos máximos de las cuencas altas del dren Barajas de Morelia, se utilizaron los estudios realizados por parte de la Ing. Marisela Mendoza Martínez en su trabajo de tesis “Evaluación del Control de Avenidas en la Cuenca del Río Grande de Morelia” en esa tesis, realizó un estudio hidrológico donde su zona de estudio coincide con la zona de estudio de este trabajo, por lo que fue tomado como base y se adaptó a las condiciones de esta tesis. En ese estudio hidrológico se hicieron las pruebas de Helmert, de Secuencias y Limites de Anderson para la consistencia y homogeneidad de los datos, y para el llenado de datos se aplicaron los métodos de Inverso de la Distancia al Cuadrado y regresión lineal. También se realizó el análisis probabilístico que permitió extrapolar las series de precipitaciones máxima de 24 horas a diferentes periodos de retorno, usando la función de distribución de probabilidad que mejor se ajustó para cada estación principal seleccionada.

En su trabajo se utilizaron 17 estaciones meteorológicas, dichas estaciones cubren la cuenca del Río Grande, desde la presa de Cointzio hasta el Lago de Cuitzeo, para el presente trabajo solamente se utilizarán 6 estaciones que son las que tienen influencia en el área de estudio, la información tomada de su tesis se encuentra en el *Anexo 1*.

Clave de estación	Nombre	Localización		% de Vacíos	Años de Información	Periodo de registro
		Coordenadas UTM				
		X	Y			
16022	COINTZIO-MICH	261823.763314	2171570.687080	10.29%	67	1940-2007
16055	JESUS DEL MONTE-MICH	274304.745664	2174361.706090	3.50%	80	1935-2015
16080	MORELIA (OBS)-MICH	270818.862594	2179758.397420	6.11%	29	1986-2015
16081	MORELIA-MICH	272579.580194	2178474.664170	0.97%	68	1986-2015
16114	SAN MIGUEL DEL MONTE-MICH	276038.505657	2170864.094490	19.18%	52	1963-2015
16120	SANTIAGO UNDAMEO-MICH	256457.024809	2169181.942210	2.27%	54	1953-2007

**Tabla 4. Estaciones meteorológicas principales seleccionadas para la zona de estudio.**

Para poder elaborar las curvas IDT de cada cuenca, se tuvo que calcular la precipitación media máxima para cada cuenca. El método empleado fue el método de las isoyetas, el cual consiste en trazar líneas que unen puntos de igual cantidad de precipitación de la misma manera a como se trazan las curvas de nivel en topografía.

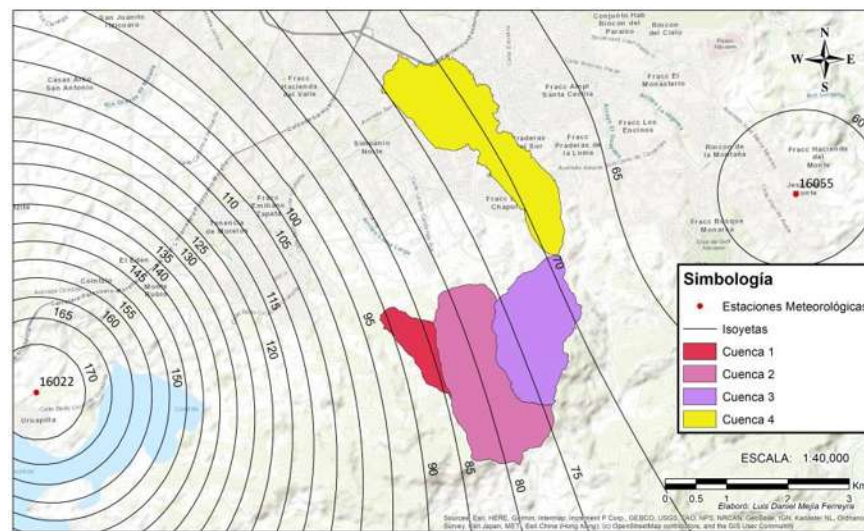


La precipitación media se calcula con la Ecuación 1, en donde  $\bar{P}_i$  es la precipitación media entre dos isoyetas,  $A_i$  es el área comprendida entre dos isoyetas y/o el parteaguas de la cuenca,  $n$  es el número de áreas y  $A_T$  es el área total de la cuenca.

$$\bar{P}_m = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n (\bar{P}_i A_i)$$

**Ecuación 1. Fórmula para calcular la precipitación media en una cuenca.**

En ArcGIS se interpolaron las precipitaciones máximas diarias para un periodo de retorno de 10 años (más adelante se explica por qué se usó ese periodo de retorno) obtenidas del *Anexo 1*. Esto con la herramienta *IDW* del *ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Raster Interpolation*.



**Imagen 28. Isoyetas para un periodo de retorno de 10 años.**

Para la obtención de los hidrogramas no solo basta la información meteorológica, también fue necesario obtener otros parámetros, como son: el área de la cuenca, el coeficiente de escurrimiento de la cuenca, la pendiente media del cauce principal, la longitud del cauce principal, el tiempo de concentración y el tiempo de retraso.

El área de cada cuenca fue calculada con la opción *Calculate Geometry* que se encuentra dentro de la tabla de atributos del polígono correspondiente, para obtener el perfil del cauce principal se hizo uso de la extensión de ArcGIS, *Arc Hydro Tools* del apartado *Watershed Processing / Logest Flow Path*. Después de haber trazado los cauces principales, se exportaron los perfiles a un archivo de Excel en donde se calculó la pendiente del cauce principal mediante el método de Taylor y Schwarz para tramos desiguales.



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

**Ecuación 2. Pendiente media para tramos diferentes (Ecuación de Taylor y Schwarz).**

Donde:  $S$  es la pendiente del cauce,  $L$  es la longitud del cauce,  $n$  es el número de tramos,  $l_n$  es la longitud del tramo  $n$  del cauce,  $S_n$  es la pendiente media del tramo  $n$ .

Para estimar el coeficiente de escurrimiento  $N$  se empleo el criterio del U.S. Soil Conservation Service (*Anexo 2*), dicho criterio discretiza la superficie de la cuenca en tres parametros: En uso de suelos, tipo de suelos (A, B, C, D) y pendientes menores y mayores a 1%. Para estimar ese coeficiente se empleó la herramienta *Raster Calculator* del *ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Map Algebra*. Esta herramienta utiliza archivos tipo raster, estos archivos están formados por pixeles organizados en filas y columnas, en las que cada celda contiene un valor único. La información topográfica, de uso y tipo de suelo se obtuvieron del Portal de Geoinformación del Sistema Nacional de Información Sobre la Biodiversidad recopilada por CONABIO (Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad). Posteriormente se calculó un valor ponderado del coeficiente  $N$  para cada cuenca de estudio.

Uso de Suelo	Tipo de Suelo	Pendiente (%)	N
Bosque Normal	B	0	60
Bosque Normal	C	0	70
Pastizales-Contorneo	C	<1	74
Cultivos en surco-Surcos rectos	B	<1	78
Cultivos en surco-Surcos rectos	B	>1	81
Zona Urbana	B	0	84
Pastizales-Contorneo	C	>1	86
Zona Urbana	C	0	90

**Tabla 5. Coeficientes de escurrimiento  $N$ .**



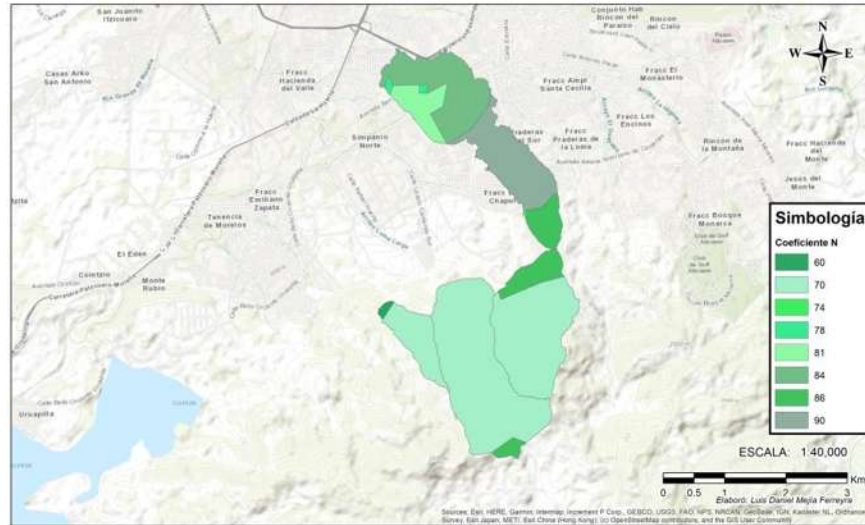


Imagen 29. Mapa del Coeficiente N.

Para calcular el tiempo de concentración, se empleó la Ecuación 3 propuesta por Kirpich, donde la pendiente del cauce principal se calcula con el método de Taylor & Schwarz.

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

Ecuación 3. Tiempo de concentración.

Donde:  $T_c$  es el tiempo de concentración en horas,  $L$  es la longitud del cauce principal en metros y  $S$  es la pendiente del cauce principal, en m/m.

El tiempo de retraso definido como el tiempo en horas entre el centro de masa de la precipitación y el pico de la avenida.

$$T_r = 0.6T_c$$

Ecuación 4. Tiempo de retraso, en horas.

En la *Tabla 6* se muestra un resumen de todos los parámetros obtenidos de cada cuenca en estudio, estos parámetros servirán para el cálculo de los hidrogramas.

Cuenca	Área total (km <sup>2</sup> )	P <sub>máx</sub> diaria trasladada (mm)	N cuenca	S <sub>media</sub>	Longitud (m)	T <sub>c</sub> (horas)	T <sub>r</sub> (horas)
01	0.6571	86.81	69.43	0.3508	2326.50	0.19	0.11
02	3.0874	79.69	70.55	0.2703	4896.39	0.37	0.22
03	2.3391	73.33	72.60	0.2755	3129.34	0.26	0.16
04	3.2817	70.15	85.84	0.0799	5407.46	0.64	0.39

Tabla 6. Parámetros obtenidos de las cuencas de estudio.

Después de haber obtenido las precipitaciones máximas trasladadas de cada cuenca, se crearon las curvas IDT con ayuda del software HidroEsta2, utilizando el criterio de Frederich





Bell, el cual consiste en someter los datos de precipitaciones máximas en 24hrs a un tratamiento que permite conocer su distribución temporal.

$$P_D^T = (0.21 \ln(T) + 0.52)(0.54D^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10}$$

**Ecuación 5. Fórmula de Frederich Bell.**

Donde:  $D$  es la duración en minutos,  $T$  es el periodo de retorno en años,  $P_{60}^{10}$  es la precipitación para una duración de 60 minutos y un periodo de retorno de 10 años, y  $P_D^T$  es la precipitación con una duración de  $D$  minutos y un periodo de retorno de  $T$  años.

Cuenca	$P_{1440}^{10}$	$P_{60}^{10}$
01	86.81	39.22
02	79.69	36.00
03	73.33	33.13
04	70.15	31.69

**Tabla 7. Precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 60 minutos.**

Para construir los hietogramas de diseño en cuencas urbanas se considera una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca ( $T_c$ ), pero que están constituidos por curvas IDT en una rama ascendente hasta el pico y otra descendente desde éste, por lo que es necesario conocer la ecuación que rige las curvas IDT de la zona y hacer las modificaciones matemáticas necesarias, para cumplir que el área bajo tal hietograma sea la lluvia total ocurrida durante el  $T_c$ . (Campos Aranda, 2010).

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

**Ecuación 6. Ecuación de ajuste para las curvas IDT.**

Donde:  $K$ ,  $m$  y  $n$  son constantes que se calculan con un análisis de correlación simple,  $T$  es el tiempo de retorno en años,  $D$  es la duración de la tormenta en minutos y por último  $I_{m\acute{a}x}$  es la intensidad máxima para un periodo de retorno y una duración definida.

En el programa Hidroesta2 se obtuvieron los valores de  $K$ ,  $m$  y  $n$ ; siendo constantes los valores de  $m = 0.2040$  y  $n = 0.5535$  para todas las microcuencas, solo variaba el valor de  $K$ , los cuales se muestran en la *Tabla 8*.

Cuenca	K
01	227.8983
02	209.2066
03	192.5103
04	184.1616

**Tabla 8. Valores de K obtenidos de Hidroesta2.**





$$I_{m\acute{a}x} = \frac{192.5103T^{0.2040}}{D^{0.5535}}$$

Ecuaci3n 7. Ecuaci3n de ajuste de Intensidad máxima para la cuenca 03.

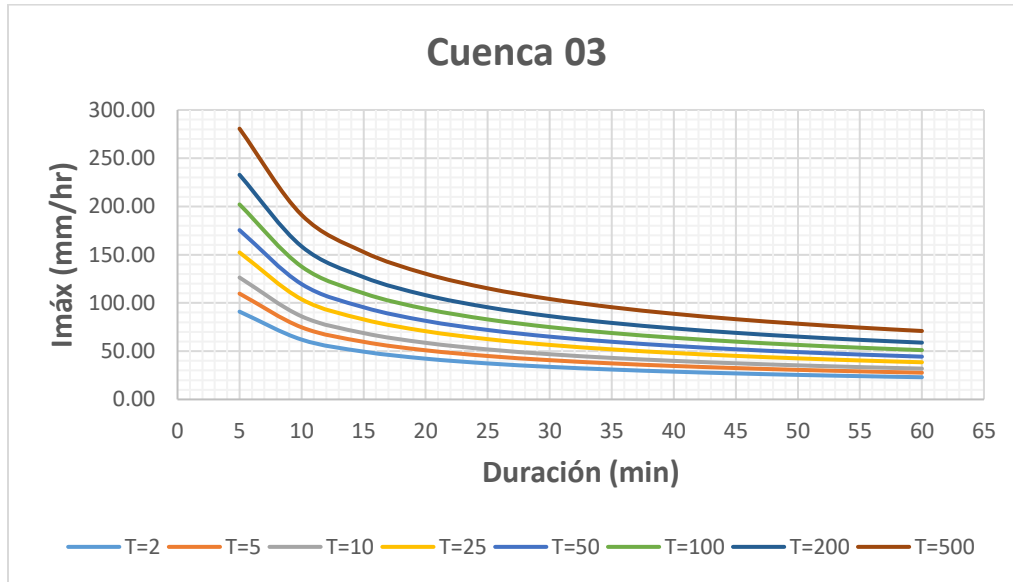


Imagen 30. Curvas de intensidad-duraci3n-peri3do de retorno de la cuenca 03.

Con la ecuaci3n obtenida se pueden obtener las intensidades máximas de precipitaci3n para distintas duraciones y para distintos periodos de retorno. Para el caso de este trabajo se hará un análisis que contemple los escurrimientos para una duraci3n de una hora, la cual se aproxima a los tiempos de concentraci3n de las cuencas, y se tomarn los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500; debido a que el tipo de obra que propone son presas para el control de avenidas para proteger zonas urbanas, las cuales tienen un peri3do de retorno de dise1o de 100 a 500 a1os (Campos Aranda, Propuesta de criterios para la elaboraci3n de estudios hidrol3gicos (Primera parte), 1991).

Tipo de área que será protegida	Periodo de retorno de dise1o en a1os
Zonas urbanas, importantes plantas industriales y redes de transporte también importantes.	100 a 500
Zonas agrícola - industrial	50 a 100
Regiones agrícolas	10 a 25
reas forestales y planicies de inundaci3n	< 10

Tabla 9. Periodos de retorno para la determinaci3n del gasto de dise1o de obras hidráulicas.





Para este caso no es suficiente el dato de que (por citar a ejemplo) la precipitación máxima para las 2 horas más lluviosas con un periodo de retorno de 500 años es de 95mm. Es necesario conocer la evolución de esos 95 mm a lo largo de esas 2 horas.

En algunos casos existen registros de lluvias con los que se facilita la forma del hietograma, que puede adaptarse a la cantidad de precipitación específica. Si no podemos contar con esta vía, se procede a elaborar un hietograma de diseño. Este hietograma de diseño reflejará la distribución de las precipitaciones producidas a lo largo de dicha duración que se pueden producir para cierto periodo de retorno.

Para esto existen diferentes métodos, la mayoría se basa en las curvas IDT (Intensidad-Duración-Periodo de Retorno), para este caso se utiliza el método del bloque alterno, el hietograma producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en  $n$  intervalos de tiempo sucesivos de duración  $\Delta t$  sobre una duración total de  $T_d = n\Delta t$  Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDT para una de las duraciones  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$ , y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo  $\Delta t$ . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida  $T_d$  y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (Chow, 1994).

Para este estudio se consideraron 12 duraciones de 5 minutos cada una (columna 1), se calculó la intensidad con la Ecuación 6 (columna 2), en la columna 2 se calculó la precipitación para cada duración multiplicando la intensidad por la duración en horas, luego las diferencias de valores sucesivos de precipitación en la columna 3 y por último se hizo el acomodo de los incrementos como se muestra en la columna 4 de la *Tabla 10*. El procedimiento se realizó para todas las cuencas, con los periodos de retorno ya mencionados.

1	2	3	4	5
Duración (min)	$I_{m\acute{a}x}$ (mm/hr)	Precipitación (mm)	Incrementos de Precipitación (mm)	Tormenta (mm)
1 D	$I_1$	$P_1$	$ICP_1 = P_1$	$ICP_{12} = T_1$
2 D	$I_2$	$P_2$	$ICP_2 = P_2 - P_1$	$ICP_{10} = T_2$
3 D	$I_3$	$P_3$	$ICP_3 = P_3 - P_2$	$ICP_8 = T_3$
4 D	$I_4$	$P_4$	$ICP_4 = P_4 - P_3$	$ICP_6 = T_4$
5 D	$I_5$	$P_5$	$ICP_5 = P_5 - P_4$	$ICP_4 = T_5$
6 D	$I_6$	$P_6$	$ICP_6 = P_6 - P_5$	$ICP_2 = T_6$







7 D	$I_7$	$P_7$	$ICP_7 = P_7 - P_6$	$ICP_1 = T_7$
8 D	$I_8$	$P_8$	$ICP_8 = P_8 - P_7$	$ICP_3 = T_8$
9 D	$I_9$	$P_9$	$ICP_9 = P_9 - P_8$	$ICP_5 = T_9$
10 D	$I_{10}$	$P_{10}$	$ICP_{10} = P_{10} - P_9$	$ICP_7 = T_{10}$
11 D	$I_{11}$	$P_{11}$	$ICP_{11} = P_{11} - P_{10}$	$ICP_9 = T_{11}$
12 D	$I_{12}$	$P_{12}$	$ICP_{12} = P_{12} - P_{11}$	$ICP_{11} = T_{12}$

Tabla 10. Construcción de la lluvia de diseño.

Duración (min)	$I_{m\acute{a}x}$ (mm/hr)	Precipitación (mm)	Incrementos de Precipitación (mm)	Tormenta (mm)
5	280.65	23.39	23.39	2.84
10	191.22	31.87	8.48	3.20
15	152.78	38.20	6.33	3.71
20	130.29	43.43	5.24	4.55
25	115.16	47.98	4.55	6.33
30	104.10	52.05	4.07	23.39
35	95.59	55.76	3.71	8.48
40	88.78	59.19	3.43	5.24
45	83.17	62.38	3.20	4.07
50	78.46	65.39	3.00	3.43
55	74.43	68.23	2.84	3.00
60	70.93	70.93	2.70	2.70

Tabla 11. Obtención de hietogramas para la cuenca 3 con un T=500 años.

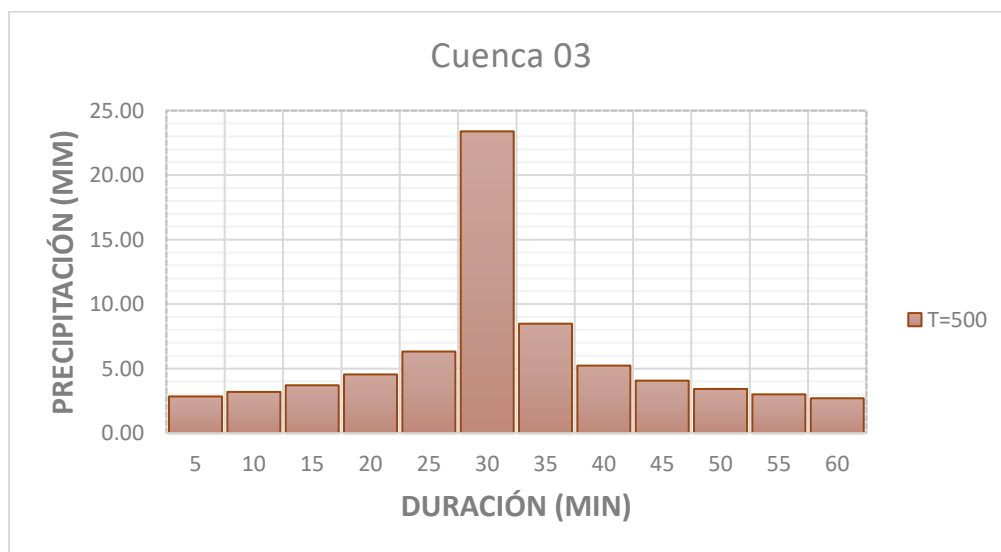


Imagen 31. Hietogramas de la cuenca 03 para un período de retorno de 500 años.







Los hidrogramas de las avenidas máximas se obtuvieron utilizando el software HEC-HMS, el cual utiliza 4 componentes para realizar la simulación de un modelo lluvia-escorrentamiento, primero esta *Basin Model* donde se ingresa la información física de las cuencas como son el área, número de escurrimiento ( $N$ ), tiempo de retraso ( $0.6T_c$ ), además de indicar el sentido en el que se produce el escurrimiento y métodos para el cálculo de la precipitación efectiva, transformación del hidrograma y el método y sus parámetros para el tránsito de la avenida en un cauce. Después se encuentra el componente *Time-Series Data*, que es donde se ingresa la información pluviométrica, que en este caso son los hietogramas calculados previamente. Luego en el componente Meteorologic Model se colocan las combinaciones de tormentas que puede haber en cada simulación, además de especificar otros parámetros como evapotranspiración y nieve, que en este caso no aplican. El último componente que se tiene que configurar es el *Control Specifications* que es donde se define la fecha, hora e intervalo del cálculo del hidrograma.

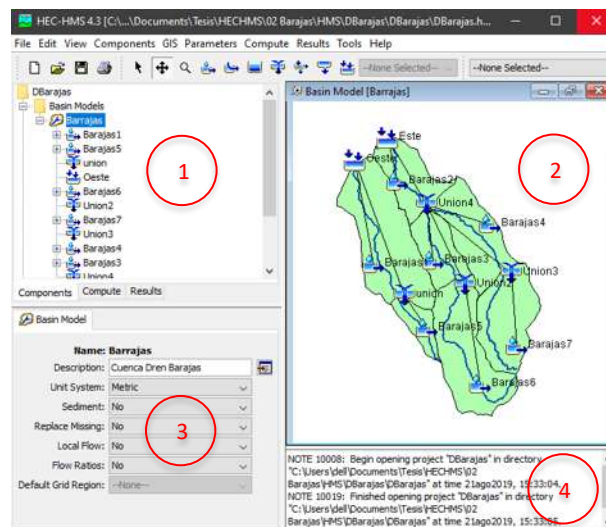


Imagen 32. Ejemplo de la interfaz del programa.

En la *Imagen 32*, se muestra como está dividido el espacio de trabajo. En el área 1 se encuentran los distintos elementos que se hayan creado como son: subcuencas, uniones entre ellas, etc. En el área 2 se muestran los parámetros de los elementos del área 1. En el área 3 se muestra gráficamente las cuencas y los cauces y como se conectan entre ellas. Por último, en el área 4, se muestran las indicaciones que proporciona HEC-HMS, muy útil para cuando se producen errores al ejecutar el programa.

La secuencia para crear un proyecto se describe a continuación; primero se crea el modelo de la cuenca, desde *Components / Basin Model Manager*, y se le asigna algún nombre, en el área 1 aparece una nueva carpeta, la abrimos y aparece la cuenca creada. Desde *View / Map Layers* se puede importar archivos formato *shape* de ArcGIS, lo cual sirve para visualizar las cuencas en el área 2. Después habrá que crear subcuencas, esto desde el botón *Subbasin Creation Tool* y creamos las cuencas existentes en el área 2. Por último, se



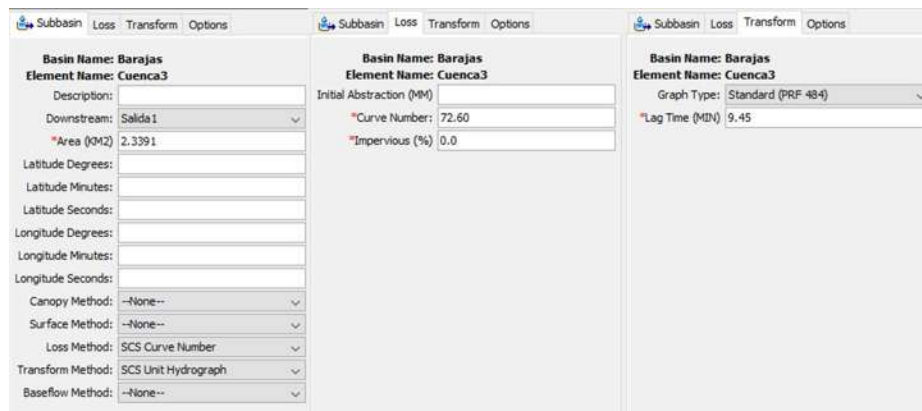


modifican los parámetros de cada subcuenca dando clic al elemento a editar en el área 1 y modificando los datos en el área 3.

En la *Imagen 33*, se muestran los valores de entrada para la cuenca de aportación del dren Barajas, además se indican los métodos empleados para determinar el escurrimiento y los hidrogramas, se usó el criterio del SCS (Soil Conservation Service por sus siglas en inglés: “Servicio de Conservación de Suelos”).

El tiempo de retraso (Lag Time) se calculó empleando la Ecuación 4, la cual lo calcula en función del tiempo de concentración, el cual se calculó con la fórmula propuesta por Kirpich, la cual depende de la longitud y de la pendiente del cauce principal.

El tiempo de retraso, se obtiene en horas con las ecuaciones, y el programa lo necesita en minutos, por lo que al valor obtenido solo habría que multiplicarlo por 60 para posteriormente ingresarlo.



**Imagen 33. Parámetros de Basin Models para las subcuencas del dren Barajas.**

Después se introducen los datos pluviométricos, esto desde *Components / Time-Series Data Manager*, se creará un archivo para cada subcuenca y para cada periodo de retorno considerado. Después de creado, se selecciona y en el área 3, en la pestaña *Time-Series Gage* se modifica el intervalo de tiempo y se ingresa el tiempo del que se tiene registro de los hidrogramas, para este caso 5 minutos, en la pestaña *Time Window* se indican la fecha y hora de comienzo y fin de la precipitación, la fecha es irrelevante, lo que si se modifica es la hora final, la cual deberá ser la última de la que se tenga registro en los hidrogramas, para este caso los hidrogramas van desde cero a sesenta minutos, es decir de cero a una hora. En la pestaña *Table* se pegan los valores del hidrograma para el periodo de retorno correspondiente y para los intervalos de tiempo correspondientes.





Time (ddMMYYYY, HH:mm)	Precipitation (MM)
01ene2000, 00:00	
01ene2000, 00:05	1.09
01ene2000, 00:10	1.23
01ene2000, 00:15	1.42
01ene2000, 00:20	1.75
01ene2000, 00:25	2.43
01ene2000, 00:30	8.98
01ene2000, 00:35	3.26
01ene2000, 00:40	2.01
01ene2000, 00:45	1.56
01ene2000, 00:50	1.31
01ene2000, 00:55	1.15
01ene2000, 01:00	1.04

Imagen 34. Parámetros de Time-Series Data para las subcuencas del dren Barajas para un periodo de retorno de 2 años.

Después es necesario crear el modelo meteorológico desde *Components / Meteorologic Model Manager*, se creará un archivo por cada periodo de retorno, en la pestaña *Meteorology Model* se cambia la opción de *Replace Missing* de *Abort Compute* a *Set To Default* y en la pestaña *Basins* se indica que, si se incluyan las subcuencas, después en el área 1 se selecciona el *Specified Hyetograph* del periodo de retorno correspondiente y para cada subcuenca, se elige el periodo de retorno correspondiente, esto para que se utilicen los mismos periodos de retorno en todas las subcuencas.

Subbasin Name	Gage
Cuenca 1	01T002
Cuenca 2	02T002
Cuenca 3	03T002
Cuenca 4	04T002

Imagen 35. Parámetros de Meteorologic Model para el dren Barajas y un periodo de retorno de 2 años.

Lo último que se ingresa son las especificaciones de control, desde *Components / Control Specifications Manager* y al igual que en los casos anteriores, se le asigna algún nombre. Las especificaciones de control sirven para indicar el periodo de tiempo (comienzo y final) en el que HMS tiene que realizar cálculos. Se puede tener un solo archivo de control para todos los periodos de retorno, ya que todos tendrán los mismos intervalos de tiempo, para este caso, se eligió un intervalo de una hora, y la duración será de 16 horas (propuesto).



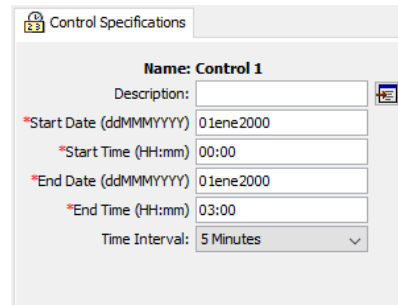


Imagen 36. Parámetros de Control Specifications para la cuenca del dren Barajas.

Finalmente, se procede a ejecutar el modelo, para ello, primero creamos un protocolo de ejecución, esto desde *Compute / Create Compute / Simulation Run* en este proyecto como se están manejando diferentes periodos de retorno, lo recomendado es crear un protocolo para cada periodo.

En el área 3 habrá que especificar sus parámetros, el Basin Model y Control Specifications son los mismos para todos los periodos de retorno, en el apartado de Meteorologic Model, se ingresa el periodo de retorno correspondiente para esa simulación.

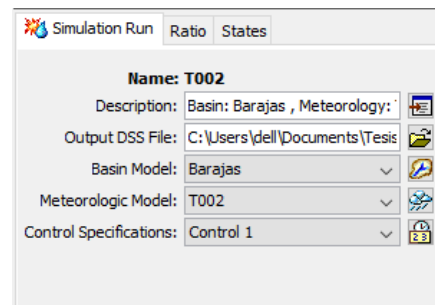


Imagen 37. Simulación para un periodo de retorno de 2 años.

Por último, se ejecuta el programa, primero se elige la simulación en el área 1 y después *Compute / Compute Run [T002]* (entre corchetes se muestra el nombre de la simulación).

Para obtener los resultados, el modo más cómodo es hacer clic en la pestaña *Results* del área 1, y después abrir el archivo que se haya ejecutado. Aquí se pueden mostrar los resultados en forma gráfica o en tablas. Para el caso de este trabajo resultan más útiles las tablas, por lo que para cada afluente analizado se obtuvieron sus hidrogramas para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500.



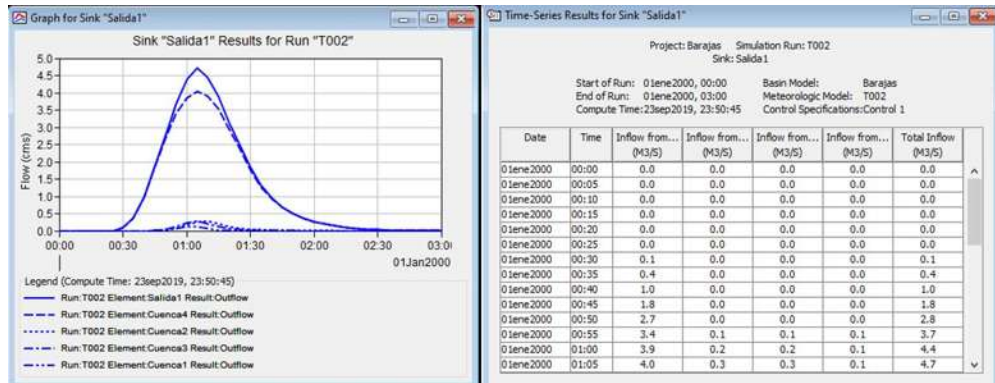


Imagen 38. Resultados del dren Barajas para un periodo de retorno de 2 años.

Los resultados obtenidos en el software HEC-HMS se resumen en la *Tabla 12* los gastos máximos y en la *Tabla 13* los volúmenes de escurrimiento para cada cuenca.

Cuenca	Pertenece	Periodos de retorno (años)							
		T 2	T 5	T 10	T 25	T 50	T 100	T 200	T 500
1	Dren Barajas Oeste	0.10	0.40	0.70	1.30	2.10	3.30	5.00	8.20
2	Dren Barajas Centro	0.30	1.20	2.40	4.80	7.50	11.30	16.80	26.80
3	Dren Barajas Este	0.30	1.00	1.90	3.70	5.80	9.00	13.40	21.50
4	Dren Arroyo Blanco	4.00	6.60	9.10	13.80	18.40	24.00	30.90	42.10

Tabla 12. Gastos máximos en m<sup>3</sup>/s para diferentes periodos de retorno.

Cuenca	Pertenece	Periodos de retorno (años)							
		T 2	T 5	T 10	T 25	T 50	T 100	T 200	T 500
1	Dren Barajas Oeste	0.10	0.60	1.20	2.60	4.20	6.40	9.20	14.40
2	Dren Barajas Centro	0.40	2.10	4.70	10.40	16.90	25.90	37.90	59.50
3	Dren Barajas Este	0.30	1.60	3.50	7.60	12.20	18.60	27.20	42.50
4	Dren Arroyo Blanco	10.90	18.00	25.10	37.70	50.10	65.30	83.80	114.50

Tabla 13. Volúmenes totales de escurrimiento en 1000 m<sup>3</sup> para diferentes periodos de retorno.





### Capacidad del embalse

Uno de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de una presa es la capacidad del embalse, esta se puede determinar por cualquier procedimiento de topografía, para determinar la relación de áreas, elevaciones y volúmenes que serán retenidos por la presa.

Para ello, se utilizó un MDE LIDAR de la zona donde se colocarán las presas y con la herramienta *Contour* del *ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Raster Surface* del software ArcGIS se realizaron curvas de nivel a cada metro, así se obtuvo la topografía de la zona. En la *Imagen 39*, la *Imagen 40* y la *Imagen 41* se muestran las curvas de nivel a cada metro, se consideraron no más de 20 curvas en cada embalse, dado que serán presas rompepicos, cuyas cortinas generalmente son de concreto o mampostería y la altura usual de ellas no sobrepasa los 20m.

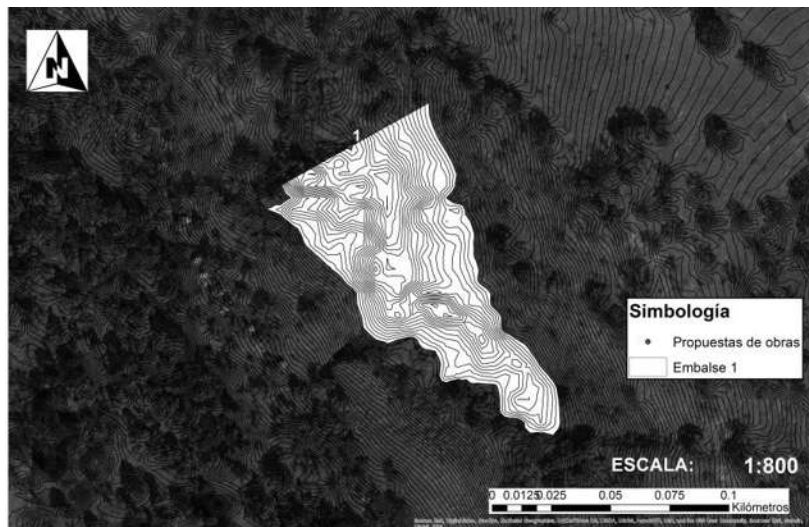


Imagen 39. Topografía del embalse de la presa 1.

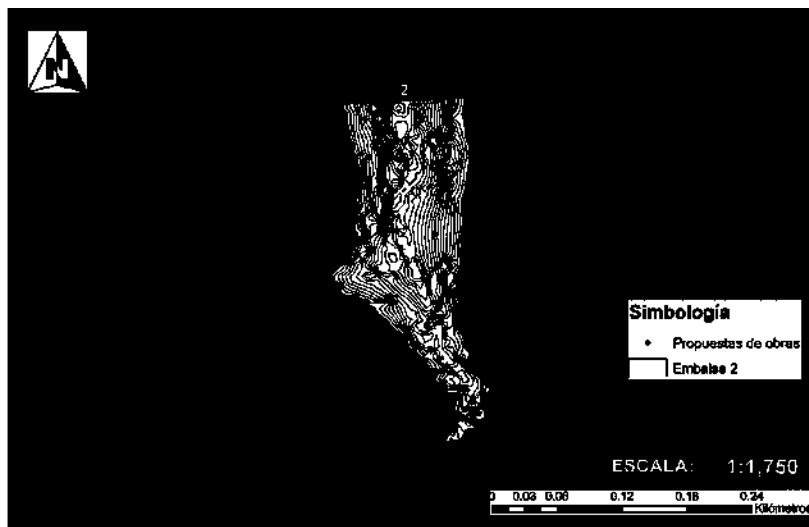


Imagen 40. Topografía del embalse de la presa 2-





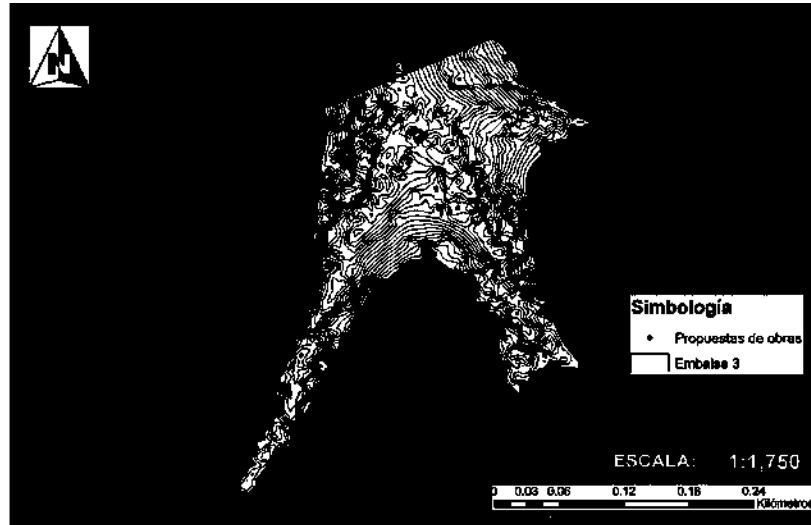


Imagen 41. Topografía del embalse de la presa 3.

Para determinar el área entre curvas se elaboró un polígono con las curvas de nivel y la cortina del embalse en formato shape y se utilizó la opción *Calculate Geometry* que se encuentra dentro de la tabla de atributos del archivo shape. Después los datos se exportaron a Excel donde se fueron relacionando las elevaciones con las áreas entre curvas, como se muestra en la *Tabla 14*, en la columna 1 se encuentran las elevaciones, en la columna 2 se encuentran las áreas entre curvas, en la columna 3 se tiene el área del embalse la cual se calcula acumulando el área entre curvas de nivel, en la columna 4 el volumen del embalse se calcula promediando el área de la curva de nivel superior y el de la curva de nivel inferior multiplicándola por la diferencia de elevaciones que se tiene, y finalmente en la columna 5 se calcula el volumen acumulado.

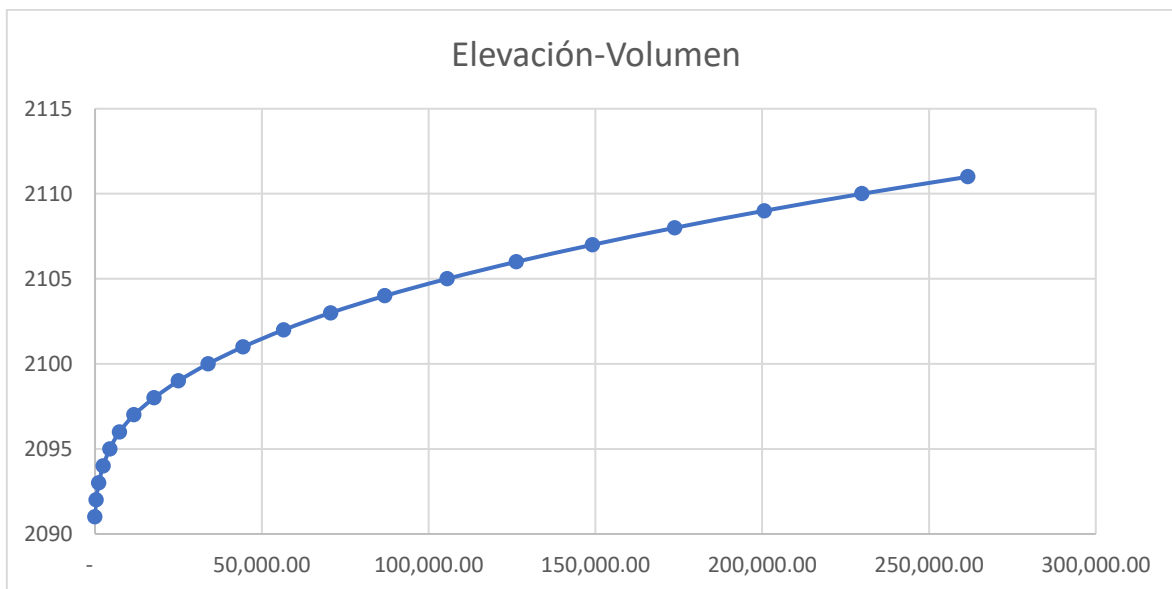


Imagen 42. Curva elevación volumen del embalse de la presa 3.



1	2	3	4	5
Elevación	Área entre curvas (m <sup>2</sup> )	Área Embalse (m <sup>2</sup> )	Volúmen Embalse (m <sup>3</sup> )	Volúmen Acumulado (m <sup>3</sup> )
2091	112.31	112.31	-	-
2092	427.76	540.07	326.19	326.19
2093	501.64	1,041.72	790.90	1,117.09
2094	569.68	1,611.40	1,326.56	2,443.64
2095	719.54	2,330.94	1,971.17	4,414.81
2096	1,113.66	3,444.59	2,887.76	7,302.57
2097	1,901.35	5,345.94	4,395.27	11,697.84
2098	1,302.88	6,648.82	5,997.38	17,695.22
2099	1,376.26	8,025.08	7,336.95	25,032.17
2100	1,671.97	9,697.05	8,861.06	33,893.23
2101	1,624.27	11,321.32	10,509.18	44,402.42
2102	1,712.97	13,034.29	12,177.81	56,580.22
2103	1,999.33	15,033.62	14,033.96	70,614.18
2104	2,527.37	17,561.00	16,297.31	86,911.49
2105	2,130.09	19,691.08	18,626.04	105,537.53
2106	2,137.97	21,829.05	20,760.07	126,297.60
2107	1,916.75	23,745.81	22,787.43	149,085.03
2108	1,931.01	25,676.81	24,711.31	173,796.34
2109	2,294.76	27,971.57	26,824.19	200,620.53
2110	2,576.16	30,547.74	29,259.66	229,880.19
2111	2,521.93	33,069.66	31,808.70	261,688.89

Tabla 14. Formato de cálculo para el cálculo de los volúmenes embalsados de la presa 3.

A continuación, en la *Tabla 15* se presenta resumida la relación entre elevaciones y volúmenes de los embalses.







Embalse 1		Embalse 2		Embalse 3	
Elevación (m)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Elevación (m)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Elevación (m)	Volumen (m <sup>3</sup> )
2071	-	2058	-	2091	-
2072	38.52	2059	254.76	2092	326.19
2073	184.32	2060	844.67	2093	1,117.09
2074	522.08	2061	1,761.49	2094	2,443.64
2075	1,060.63	2062	3,065.69	2095	4,414.81
2076	1,785.86	2063	4,938.84	2096	7,302.57
2077	2,736.12	2064	7,456.27	2097	11,697.84
2078	3,969.45	2065	10,682.97	2098	17,695.22
2079	5,481.44	2066	14,821.54	2099	25,032.17
2080	7,259.76	2067	19,902.97	2100	33,893.23
2081	9,344.79	2068	25,923.41	2101	44,402.42
2082	11,777.01	2069	33,006.05	2102	56,580.22
2083	14,566.27	2070	41,128.18	2103	70,614.18
2084	17,711.58	2071	50,190.16	2104	86,911.49
2085	21,296.63	2072	60,250.44	2105	105,537.53
2086	25,469.72	2073	71,389.60	2106	126,297.60
2087	30,287.97	2074	83,861.31	2107	149,085.03
2088	35,721.05	2075	97,899.23	2108	173,796.34
2089	41,731.21	2076	113,482.14	2109	200,620.53
2090	48,268.29	2077	130,630.02	2110	229,880.19

Tabla 15. Relación elevación volumen de los embalses.





## Diseño de las presas

En términos generales, el diseño se realiza por tanteos; de inicio se propone una presa con un vertedor o escotadura a la elevación correspondiente al nivel de la capacidad necesaria para los sedimentos y usos recreativos (capacidad muerta), si tal estructura no es capaz de reducir el gasto de pico al máximo permitido, entonces se propone un embalse con un orificio de descarga a nivel de la capacidad muerta y un vertedor al final de un volumen de control; cuando la avenida de diseño transita esta presa, el hidrograma de descargas define un gasto máximo que se acepta o rechaza de acuerdo con las necesidades de protección aguas abajo.

Para el diseño de estas presas, no se tomará 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 considera que estas obras dejarán pasar un flujo constante a través de un desagüe, por lo que teóricamente no presentarían retención de sedimentos.

Las presas estarán vacías la mayor parte del tiempo, funcionarán únicamente cuando se presenten avenidas, su función será la de retardar el escurrimiento y romper el gasto pico, tendrán dos tipos de salidas, por el desagüe un flujo constante, y por el vertedor de excedencias cuando se supere la capacidad de almacenamiento.

### Capacidad de la sección de control del vertedor

La capacidad de la sección de control del vertedor, se realiza por medio de la técnica denominada *tránsito de avenidas en vasos*, la cual se fundamenta en la ecuación de continuidad, es decir la diferencia (incremento o decremento) del almacenamiento del vaso en un determinado tiempo es igual a la diferencia del gasto de entrada y el gasto de salida, como se expresa en la Ecuación 8.

$$I - O = \frac{dS}{dt}$$

Ecuación 8. Ecuación de continuidad.

Donde:  $I$  es el gasto de entrada al vaso (hidrograma de diseño) en  $m^3/s$ ,  $O$  es el gasto de salida del vaso por la obra de toma y/o excedencias en  $m^3/s$ ,  $dS$  es la variación del almacenamiento en la presa en  $m^3$  y  $dt$  es el intervalo de tiempo en segundos.

Partiendo del principio que se conoce el hidrograma de diseño de la presa y que pasará por su vertedor de excedencias, y de que en el primer instante de tiempo no existen descargas de la presa, se conoce el volumen inicial en la presa y su respectivo nivel de superficie libre del agua, por lo que la ecuación anterior se puede expresar de la forma siguiente:

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2}$$

Ecuación 9. Ecuación de continuidad en diferencias finitas.





Donde los subíndices  $i$  e  $i + 1$  denotan valores al inicio y al final del intervalo de tránsito  $\Delta t$ , respectivamente.

En sí, el tránsito de una avenida consiste en modificar el hidrograma que llega como producto de una tormenta, en un hidrograma donde se retarde el efecto del pico y la magnitud del mismo.

Para realizar el tránsito de la avenida en un vaso, es necesario conocer las curvas elevación área capacidad, el hidrograma de diseño asociado a un periodo de retorno, la ecuación que rigen las salidas por la obra de toma y de excedencias, y definir un intervalo de tiempo, que en general puede ser de una hora.

Para calcular el gasto de salida por el vertedor de excedencias y/o por la obra de toma se utiliza la fórmula correspondiente, que para el primer caso es para un vertedor y para el segundo caso se usa la fórmula para una tubería. La descarga sobre el vertedor está dada por la Ecuación 10 y la descarga por la tubería por la Ecuación 12.

$$Q = CLH^{3/2}$$

**Ecuación 10. Gasto que descarga sobre un vertedor rectangular.**

Donde  $Q$  es el gasto de salida en el vertedor en  $m^3/s$ ,  $C$  es un coeficiente de descarga,  $L$  es la longitud de la cresta en m y  $H$  es la carga sobre la cresta del vertedor en m.

$$H = \frac{10.293n^2}{D^{16/3}} * L * Q^2 + \frac{Q^2}{2g}$$

**Ecuación 11. Carga en una tubería de desagüe.**

$$Q = \sqrt{\frac{H}{\frac{10.293n^2}{D^{16/3}} * L + \frac{1}{2gA^2}}}$$

**Ecuación 12. Gasto de salida por una tubería de desagüe.**

Donde  $Q$  es el gasto de salida por la tubería de desagüe en  $m^3/s$ ,  $H$  es la carga aguas arriba de la presa en m,  $D$  es el diámetro interno de la tubería de desagüe en m,  $n$  es el número de Manning,  $L$  la longitud de la tubería en m,  $g$  es la gravedad en  $m/s^2$  y  $A$  el área interna de la tubería en  $m^2$ .

Para el diseño de las presas rompepicos, se procedió a elaborar una hoja de cálculo en Excel con una macro que permita dar solución a la Ecuación 9 por tanteos, utilizando la función *buscar objetivo* de *Análisis de Hipótesis* accediendo en la pestaña *Datos*, proponiendo un incremento en el tirante de agua en el embalse y por medio de una función para interpolar, programada en Excel, encuentre el almacenamiento correspondiente ( $S_{i+1}$ ), empezando con el vaso vacío ( $S_i = 0$ ), no existe gasto inicial de salida ( $O_i = 0$ ), hasta que se cumpla la





igualdad de dicha ecuación, manteniendo la propuesta de una longitud del vertedor, se debe cuidar que al realizar el tránsito no se provoque un tirante de agua en el embalse que invada el bordo libre de la presa, el intervalo de tiempo empleado es de 1 hora (3600 segundos). Existe la posibilidad de descargar por el desagüe (uno o varios). Existe también la posibilidad de proponer diferentes diámetros de la tubería de desagüe, siendo recomendable que se proponga un diámetro mínimo de 61 cm (24”), que no provoque su taponamiento, ya que como se recuerda, para que la presa cumpla con la función con la que se pretende, siempre deberá estar vacía poder regular la siguiente avenida que se presente. En cuanto al coeficiente de Manning que se utilizó, fue el de 0.013 que es el valor recomendado para canales de concreto, de acuerdo a la tabla de Valores del coeficiente de rugosidad  $n$  de Chow, dicha tabla se encuentra en el *Anexo 3* de este trabajo.

### Dimensionamiento de las cortinas

Para dimensionar de forma correcta las cortinas, es necesario determinar la sección transversal de la boquilla donde se desea llevar a cabo la construcción, esto con el fin de conocer la longitud de la cortina y verificar si el largo del vertedor es adecuado, además que nos sirve para estimar el volumen de la obra.

El perfil de las boquillas se obtuvo usando la extensión de ArcGIS, *Arc Hydro Tools* del apartado *Watershed Processing / Logest Flow Path*. Posteriormente los datos de los perfiles se exportaron a AutoCAD dado que en este programa es más sencillo el realizar dibujos. Después en cada perfil se dibujaron las cortinas, los vertedores y el desagüe que llevara cada presa, además se realizó un dibujo del corte longitudinal, para indicar las dimensiones que tendrán las presas en esa dimensión.

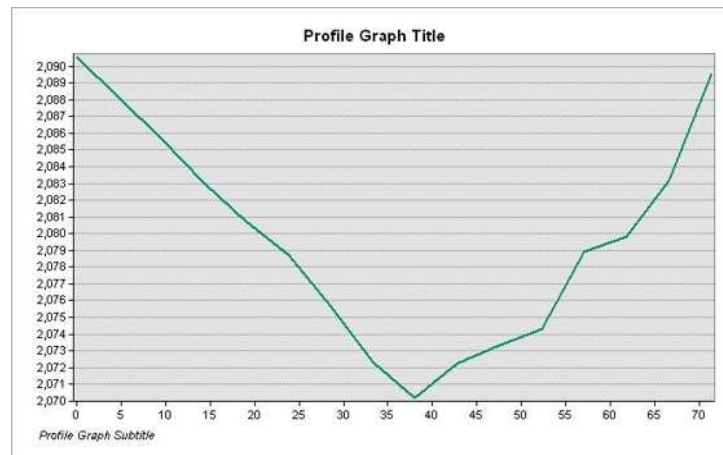


Imagen 43. Sección transversal de la presa 1.



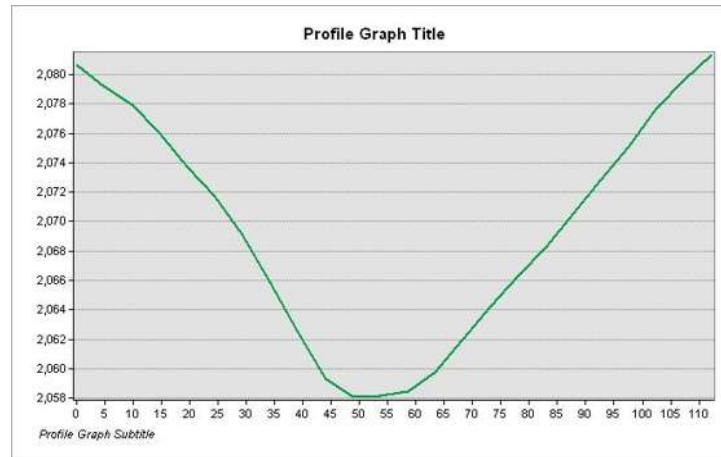


Imagen 44. Sección transversal de la presa 2.

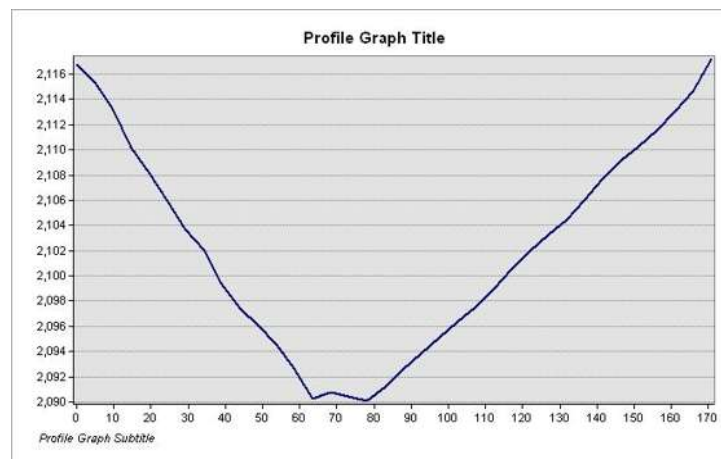


Imagen 45. Sección transversal de la presa 3.

Las presas se diseñaron como presas de gravedad de concreto, básicamente son estructuras que mantienen su estabilidad contra las cargas de diseño por medio de la forma geométrica y el peso del material que conforma su cortina.

Para el caso de las presas planteadas se propone que tengan un eje recto, con un talud aguas abajo y además que cuenten con unos volados en la cimentación, mínimos de 1 metro, esto para darle mayor estabilidad, además que esto ayuda para reducir el espesor de la cortina. En esta clase de estructuras hay que distinguir dos partes principales, que son: la base de cimentación y el cuerpo de la misma obra o presa, es por ello que se propuso una profundidad de cimentación de un 10% de la altura que tiene la cortina. La base de la cimentación es necesaria para proteger la obra entera contra las socavaciones en el lecho de la cárcava, ocasionadas por el escurrimiento de la misma, ya que puede poner en peligro la estabilidad de la estructura.

Para determinar la altura de la cortina fue necesario hacer uso de las curvas elevación capacidad obtenidas anteriormente, donde se proponía un volumen de almacenamiento y





con ello se podía conocer el NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias), adicionalmente se hacía un predimensionamiento.

Primero se proponía una longitud de vertedor, con el gasto pico del hidrograma y tomando un coeficiente de descarga de 2.156 que es el recomendado para una cortina con eje recto aguas arriba de acuerdo a la tabla de Valores de Coeficiente de descargar de acuerdo a la USBR, dicha tabla se encuentra en el de este trabajo, con estos datos se puede obtener la altura del vertedor utilizando la Ecuación 13, que al sumársela a la altura del NAMO, se obtiene el NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias).

$$H = \left( \frac{Q}{CL} \right)^{2/3}$$

Ecuación 13. Altura del vertedor.

Después se proponía un bordo libre en función de la altura del oleaje, haciendo uso de la *Tabla 16*, recomendada para presas pequeñas según la Bureau of Reclamation de los Estados Unidos (1987). La altura del oleaje está en función del Fetch, el cual se define como la longitud donde el viento tiene una acción directa sobre la superficie del agua, que va desde la cortina hasta la cola del vaso.

Fetch (km)	Bordo Libre	
	Normal (m)	Mínimo (m)
< 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4.0	1.8	1.5
8.0	2.4	1.8
16.0	3.0	2.1

Tabla 16. Bordo libre para presas pequeñas.

Para las tres represas, resultó haber longitudes de embalse menores a 1.6 km, por lo que se optó por asignarle el bordo libre mínimo de 0.9 m, esto se le suma a la altura del NAME y se obtiene el NC (Nivel de la Corona de la Cortina), se optó por elegir la longitud mínima de bordo libre para minimizar la altura de la cortina.

Posteriormente, utilizando el hidrograma asociado un periodo de retorno de 500 años se realizó el tránsito de la avenida en la presa, y se verificó si la propuesta era adecuada o no, el criterio que se tomó, fue que había que reducir el gasto pico del hidrograma entre un 20 y 50%.

### Análisis de estabilidad

Para análisis de estabilidad de la presa se contempla un estudio de todas las fuerzas que actúan sobre la cortina y sirve para determinar la estabilidad de la obra, y posteriormente determinar si la cortina soporta los efectos por deslizamiento y volcamiento causados por el empuje hidrostático del agua.





Para ello es necesario obtener el Factor de Seguridad por Vuelco (FSV) y el Factor de Seguridad por Desplazamiento (FSD), dichos factores son importantes a considerar de acuerdo a las condiciones económicas, los coeficientes de seguridad amplios dan por resultado estructuras costosas en cambio si se usan coeficientes de seguridad pequeños pueden producirse fallas en la estructura, lo que su vez representa costos elevados. Los factores de seguridad adecuados se obtienen determinando las fuerzas de deslizamiento y vuelco.

En lo que a vuelco se refiere, sus coeficientes de seguridad oscilan entre 2 y 3, si éste es inferior a 2, la sección de la presa deberá modificarse para aumentar el margen de seguridad. Una presa de gravedad raramente falla por vuelco, ya que cualquier tendencia al volcamiento incrementa la probabilidad a que la presa falle por deslizamiento. El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación del momento que tiende a enderezar la presa al momento que tiende a volcarla alrededor del pie de la presa, dicha relación queda expresada de mejor manera como se muestra en la

$$F_{SV} = \frac{W_1(L_1) + W_2(L_2) + \dots}{F(L_3) + S(L_4)}$$

Ecuación 14. Condición de no volcamiento.

Donde las fuerzas  $W$  representan el peso de la cortina,  $F$  es empuje hidrostático,  $S$  es la subpresión y las  $L$  representan las distancias del punto donde actúa la fuerza a el punto de donde se toma momento que es al pie de la presa.

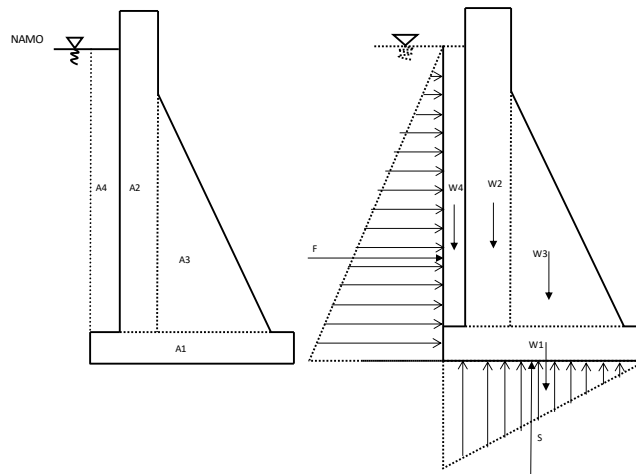


Imagen 46. Diagrama de cuerpo libre donde se esquematizan las fuerzas actuantes.

El cálculo se realiza a partir de la sección crítica unitaria, esto referido a que las dimensiones están referidas a la unidad del ancho del muro.

Las fuerzas se calculan de la siguiente manera:







$$W_n = \gamma_c V_n$$

Ecuación 15. Peso de la cortina.

Donde  $\gamma_c$  es el peso específico del material (del concreto para este caso) y  $V_n$  representa el volumen de elemento considerado.

$$F = \gamma Z_g A$$

Ecuación 16. Empuje hidrostático.

Donde  $\gamma$  es el peso específico del agua,  $Z_g$  es el centro de gravedad donde se está ejerciendo el empuje y  $A$  es el área de la sección perpendicular al empuje.

$$S = \gamma h \frac{B}{2} l$$

Ecuación 17. Subpresión.

Donde  $\gamma$  es el peso específico del agua,  $h$  es la altura hasta el NAMO,  $B$  es la base de la cortina y  $l$  es el ancho unitario.

El coeficiente de deslizamiento para presas pequeñas se calcula tomando la relación de la suma de las fuerzas horizontales ( $F$ ) a la suma de fuerzas verticales ( $W_n$ ) incluyendo la subpresión ( $S$ ), es decir:

$$F_{SD} = \frac{\sum F}{\sum W - S}$$

Ecuación 18. Condición de no desplazamiento.

Los valores de seguridad para deslizamiento y vuelco dependen del material de la cimentación, para el caso del trabajo se considera que la superficie cimentación será gravas y arenas gruesas, siendo los coeficientes recomendados de 0.4 para FSD y 2.5 para FSV de acuerdo a la *Tabla 17*.

Material de Contacto	F.S.D.	F.S.V.
Concreto sobre concreto	0.65 - 0.80	1.0 - 1.5
Concreto sobre roca perforada de superficie libre e irregular	0.8	1.0 - 1.5
Concreto sobre roca con laminaciones	0.7	1.0 - 1.15
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.4	2.5
Concreto sobre arenas	0.3	2.5
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5
Concreto sobre limo arcilla	Necesita Pruebas	Necesita Pruebas

Tabla 17. Coeficientes de deslizamiento para diferentes condiciones de cimentación.





El F.S.D. calculado debe ser menor al coeficiente recomendado por la tabla, al ser menor, garantiza que las fuerzas horizontales son menores a las verticales, por lo que no se producirá un deslizamiento, en cambio el F.S.V. calculado debe ser mayor al recomendado por la tabla, así se garantiza que el momento producto de las fuerzas del peso de la cortina son mayores al momento producido por las fuerzas producidas por los empujes hidrostáticos y de la cimentación.

Después de haber realizado el tránsito de la avenida, se realizó el análisis estructural, para determinar el espesor de la cortina, y verificar si el talud propuesto fue el adecuado, el criterio que se tomó para proponer las dimensiones fue que los coeficientes calculados tanto de volcamiento como de deslizamiento cumplieran con la condición antes mencionada, cabe resaltar que si en el análisis cumple por volcamiento, también lo hará por deslizamiento, por lo que se le prestó más atención a este factor, haciendo que el F.S.V. calculado fuera lo más cercano al recomendado por la *Tabla 17*, de esta forma se garantiza la estabilidad de la obra, además de reducir las dimensiones de la obra a las mínimas necesarias, lo que garantiza un bajo costo. Posteriormente de haber realizado varias iteraciones se obtuvieron las dimensiones optimas de las presas, la *Tabla 18*, la *Tabla 19* y la *Tabla 20* resumen de forma general las características de las presas.

<b>Hidrología</b>	<b>Corriente controlada</b>	<b>Dren Barajas Oeste</b>	<b>Unidad</b>
Área de la cuenca		0.657	km <sup>2</sup>
Escurrimiento máximo (Tr 500 años)		14,400.00	m <sup>3</sup>
Gasto máximo (Tr 500 años)		8.20	m <sup>3</sup> /s
<b>Vaso</b>			
Volumen hasta el NAMO		3,100.00	m <sup>3</sup>
Volumen hasta el NAME		4,423.04	m <sup>3</sup>
Volumen hasta la Corona		5,837.10	m <sup>3</sup>
Área total del embalse		1,682.62	m <sup>2</sup>
<b>Cortina</b>	<b>Tipo</b>	<b>Concreto Ciclópeo</b>	
Elevación del cauce		2,070.18	msnm
Elevación de la cortina		2,079.20	msnm
Longitud de la corona		36.07	m
Ancho de la corona		1.80	m
Volumen de la cortina		863.12	m <sup>3</sup>
Talud aguas abajo		0.70	
<b>Vertedor</b>	<b>Tipo</b>	<b>Caída libre</b>	
Elevación al NAMO		2,077.30	msnm
Elevación al NAME		2,078.30	msnm
Carga (máxima sobre la cresta) de diseño		1.00	m
Longitud del vertedor		4.00	m





Gasto máximo de descarga	8.62	m <sup>3</sup> /s
Coeficiente de descarga	2.156	
<b>Desagüe</b>	<b>Tipo</b>	<b>Conducto Circular</b>
Elevación de descarga del conducto	2,071.00	msnm
Diámetro interno del conducto (30")	0.762	m
Gasto máximo de descarga al NAME	5.01	m <sup>3</sup> /s
Gasto máximo de descarga al NAMO	4.65	m <sup>3</sup> /s
Longitud de la tubería	6.21	m

Tabla 18. Datos generales de la presa 1.

Hidrología	Corriente controlada	Dren Barajas Centro	Unidad
Área de la cuenca		3.087	km <sup>2</sup>
Escurrimiento máximo (Tr 500 años)		59,500.00	m <sup>3</sup>
Gasto máximo (Tr 500 años)		26.80	m <sup>3</sup> /s
<b>Vaso</b>			
Volumen hasta el NAMO		28,048.20	m <sup>3</sup>
Volumen hasta el NAME		42,034.38	m <sup>3</sup>
Volumen hasta la Corona		50,190.16	m <sup>3</sup>
Área total del embalse		9,617.71	m <sup>2</sup>
<b>Cortina</b>	<b>Tipo</b>	<b>Concreto Ciclópeo</b>	
Elevación del cauce		2,058.00	msnm
Elevación de la cortina		2,071.00	msnm
Longitud de la corona		63.05	m
Ancho de la corona		2.90	m
Volumen de la cortina		3,754.45	m <sup>3</sup>
Talud aguas abajo		0.70	
<b>Vertedor</b>	<b>Tipo</b>	<b>Caída libre</b>	
Elevación al NAMO		2,068.30	msnm
Elevación al NAME		2,070.10	msnm
Carga (máxima sobre la cresta) de diseño		1.80	m
Longitud del vertedor		5.00	m
Gasto máximo de descarga		26.03	m <sup>3</sup> /s
Coeficiente de descarga		2.156	
<b>Desagüe</b>	<b>Tipo</b>	<b>Conducto Circular</b>	
Elevación de descarga del conducto		2,058.00	msnm
Diámetro interno del conducto (30")		0.762	m
Gasto máximo de descarga al NAME		6.15	m <sup>3</sup> /s
Gasto máximo de descarga al NAMO		5.67	m <sup>3</sup> /s
Longitud de la tubería		10.11	m

Tabla 19. Datos generales de la presa 2.





<b>Hidrología</b>	<b>Corriente controlada</b>	<b>Dren Barajas Este</b>	<b>Unidad</b>
Área de la cuenca		2.339	km <sup>2</sup>
Esguerrimiento máximo (Tr 500 años)		42,500.00	m <sup>3</sup>
Gasto máximo (Tr 500 años)		21.50	m <sup>3</sup> /s
<b>Vaso</b>			
Volumen hasta el NAMO		15,296.27	m <sup>3</sup>
Volumen hasta el NAME		25,918.27	m <sup>3</sup>
Volumen hasta la Corona		33,893.23	m <sup>3</sup>
Área total del embalse		9,859.53	m <sup>2</sup>
<b>Cortina</b>	<b>Tipo</b>	<b>Concreto Ciclópeo</b>	
Elevación del cauce		2,090.08	msnm
Elevación de la cortina		2,100.00	msnm
Longitud de la corona		77.49	m
Ancho de la corona		1.70	m
Volumen de la cortina		2,223.12	m <sup>3</sup>
Talud aguas abajo		0.70	
<b>Vertedor</b>	<b>Tipo</b>	<b>Caída libre</b>	
Elevación al NAMO		2,097.60	msnm
Elevación al NAME		2,099.10	msnm
Carga (máxima sobre la cresta) de diseño		1.50	m
Longitud del vertedor		5.00	m
Gasto máximo de descarga		19.80	m <sup>3</sup> /s
Coeficiente de descarga		2.156	
<b>Desagüe</b>	<b>Tipo</b>	<b>Conducto Circular</b>	
Elevación de descarga del conducto		2,091.00	msnm
Diámetro interno del conducto (36")		0.914	m
Gasto máximo de descarga al NAME		7.72	m <sup>3</sup> /s
Gasto máximo de descarga al NAMO		6.97	m <sup>3</sup> /s
Longitud de la tubería		6.32	m

Tabla 20. Datos generales de la presa 3.

En la *Imagen 47*, la *Imagen 48* y la *Imagen 49* se dibujaron las cortinas con los datos anteriores sobre los perfiles de las secciones transversales de las boquillas.



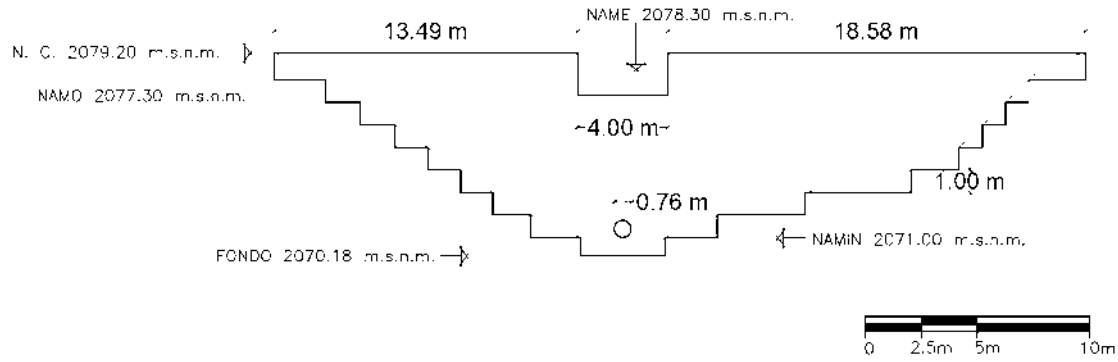


Imagen 47. Cortina de la presa 1.

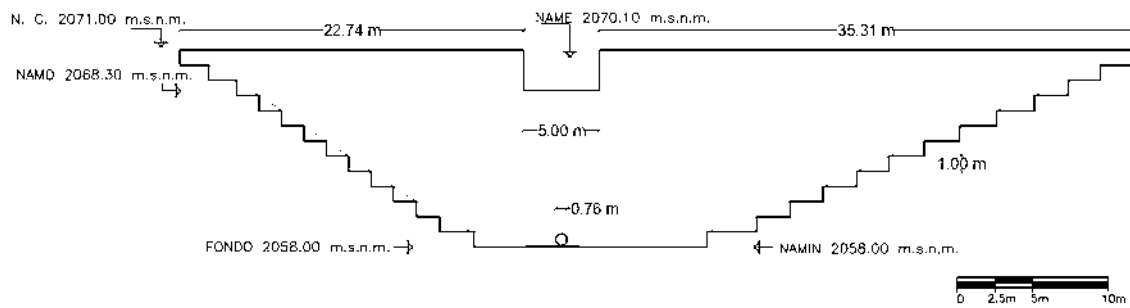


Imagen 48. Cortina de la presa 2.

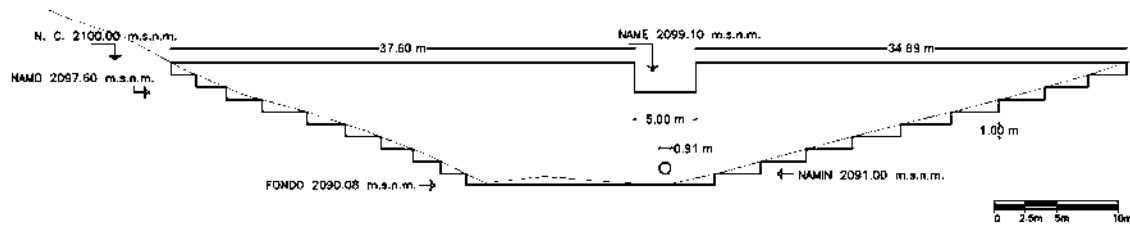


Imagen 49. Cortina de la presa 3.





## Modelación hidráulica

La modelación hidráulica consiste en simular digitalmente las corrientes en el modelo matemático Iber versión 2.5 el cual permite reproducir los diferentes escenarios que se pueden presentar para diferentes gastos de diferentes periodos de retorno. El uso de este tipo de software para modelaciones es una alternativa practica para conocer el comportamiento de los tirantes o las velocidades de las corrientes empleando poco tiempo y sin involucrar gastos económicos dado que el software es de uso gratuito.

Es necesario un esquema de modelación, por lo cual fue necesario emplear modelos digitales de elevación (*MDE*), para ser más precisos se descargaron modelos de tipo LIDAR, los cuales contienen elevaciones del terreno a cada 5m, estos fueron descargados de la base de datos de INEGI.

Cabe mencionar que la información LIDAR está afectada por edificios, vegetación y cuerpos de agua, por lo que no podría fiarse únicamente de esta fuente para tener datos del terreno, por lo que se hizo uso de un estudio topográfico que realizó la 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” el cual fue elaborado el 2014 con un Geoposicionador Satelital, estación total y nivel fijo. En este trabajo se elaboraron curvas de nivel a cada 0.5 m, y contiene la topografía de todos los cauces de Morelia, específicamente los drenes Barajas y Arrollo Blanco, que son los que se están estudiando.

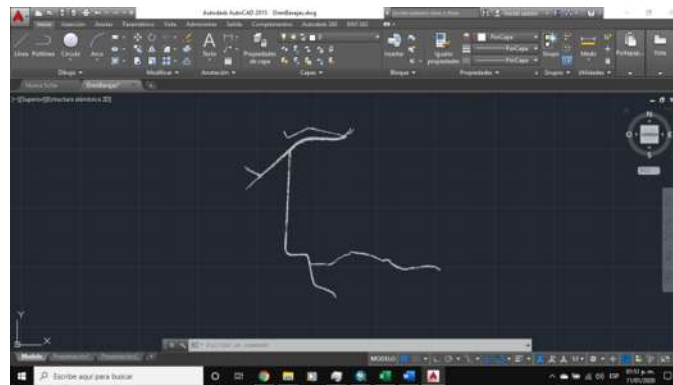


Imagen 50. Archivo de curvas de nivel del Dren Barajas.

En el archivo se ven de color blanco las curvas de nivel, después de afinar los archivos, se importaron a ArcGIS y se guardaron en formato *shapefile* que es un formato para archivos que almacenan la geografía y la información de atributos. En el caso del eje y los márgenes, estos conservaron sus formatos, en cambio el archivo que contenía las curvas de nivel se tuvo que convertir de tipo *shapefile* a *raster*, con la herramienta *Topo to Raster*, ubicada en *ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Interpolation / Topo to Raster*. Los archivos raster están formados por una matriz de pixeles organizados en filas y columnas en la que cada píxel contiene un valor que representa información, mientras más pequeño el tamaño de celda







o píxel, más detallada es la información. Para el caso de la topografía, se le dio un tamaño de celda de 0.5m x 0.5m.

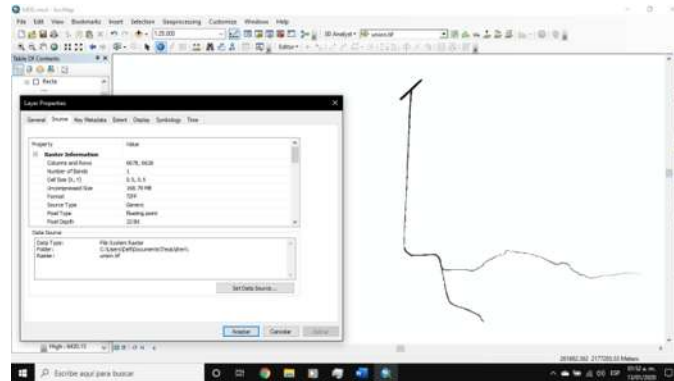


Imagen 51. Raster de corrientes de Morelia con resolución de celdas de 0.5m x 0.5m.

Para tener un modelo digital más preciso, se combinaron los MDE LIDAR con el raster de las corrientes de CONAGUA, esto con la herramienta *Mosaic to New Raster* del *ArcToolbox / Data Management Tools / Raster / Raster Dataset*, de entrada se seleccionaron el archivos antes mencionados primero el levantamiento después del LIDAR, el tamaño de celda que se le dio fue de 1m x 1m y en el apartado que dice Mosaic Operator que es donde se indica el método utilizado para mosaico de áreas superpuestas se seleccionó la opción FIRST la cual indica que el valor de celda de salida de las áreas superpuestas será el valor del primer raster en mosaico. Se le dio un tamaño 1m x 1m por las limitaciones del equipo de cómputo, debido a que mientras más pequeño el tamaño de celdas, el programa ArcGIS requiere de mayor tiempo de cálculo y el tamaño del archivo de salida aumenta considerablemente.

Posteriormente se delimitó el área del raster al área de estudio, considerando las zonas afectadas de la *Imagen 2*, que comprende la zona comprendida por los drenes Barajas y Arrollo Blanco, recortando el raster con la herramienta *Extract by Mask* del *ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Extraction* para ello fue necesario dibujar un polígono que cubriera el área sur de Morelia el cual sirve como mascara de entrada que define el área para extraer.



Imagen 52. Raster del Dren Barajas y colonias aledañas.





Finalmente, para crear el esquema de modelación en Iber se crea un archivo ASCII el cual contiene la información topográfica en estudio. Esto a partir de la herramienta *Raster to ASCII* del *ArcToolbox / Conversion Tools / From Raster*.

Dentro de la interfaz de Iber, se importó la topografía mediante la herramienta *Crear RTIN*, desde *Herramientas Iber / RTIN*. Después aparece una ventana emergente donde se elige el archivo tipo ASCII. Esta herramienta permite ajustar la topografía definiendo el tamaño máximo y mínimo de las superficies *nurbs* (las cuales tienen un máximo de 50 y un mínimo de 4 así como su tolerancia de 0.1 para ajustarse).

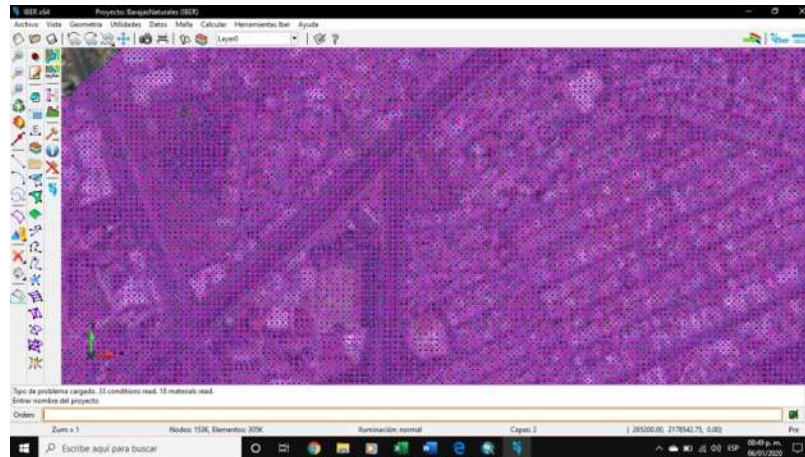


Imagen 53. Esquema de modelación.

en la *Imagen 53* se muestra el esquema de modelación, donde se observa la superficie *nurb* en color rosa y morado.

Para poder iniciar un cálculo en Iber se necesitan realizar 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. Ejecutar el cálculo.

### 1. Asignar la rugosidad al fondo

En Iber la rugosidad es asignada mediante un coeficiente de rugosidad de Manning. El software permite importar una malla con el valor de la rugosidad. Por lo que en el software ArcGIS se hizo un recorte de la zona de estudio de un archivo *shp* que contiene la información de uso de suelo, y con la información descrita en su tabla de atributos, se añade





una columna con el nombre id, y a cada tipo de suelo se le asigna un valor numérico, por comodidad al primero se le asigno 1, al siguiente 2 y al último 3.

Para determinar la rugosidad del cauce se hizo una visita de campo para observar el estado actual del cauce y se le determinó un coeficiente de rugosidad  $n$  de 0.035 que pertenece al valor promedio de corrientes naturales, rectas, sin montículos ni pozos profundos, pero con piedras y maleza. En cuanto a los usos de suelo existentes, para el urbano construido se le asignó un coeficiente de 0.013 que es el más común para concreto normal, por último, para los usos de suelo de agricultura de riego anual y agricultura de temporal anual, se les asignó un coeficiente de 0.04, que es el que les corresponde a planicies de inundaciones con áreas cultivadas con campos de cultivo maduros, estos coeficientes se tomaron de acuerdo a la tabla de Valores del coeficiente de rugosidad  $n$  de Chow, dicha tabla se encuentra en el Anexo 3 de este trabajo.

Uso de suelo	Rugosidad ( $n$ )
RÍOS	0.035
URBANO CONSTRUIDO	0.013
AGRICULTURA DE RIEGO ANUAL	0.040
AGRICULTURA DE TEMPORAL ANUAL	0.040

Tabla 21. Rugosidades para los diferentes usos de suelo.

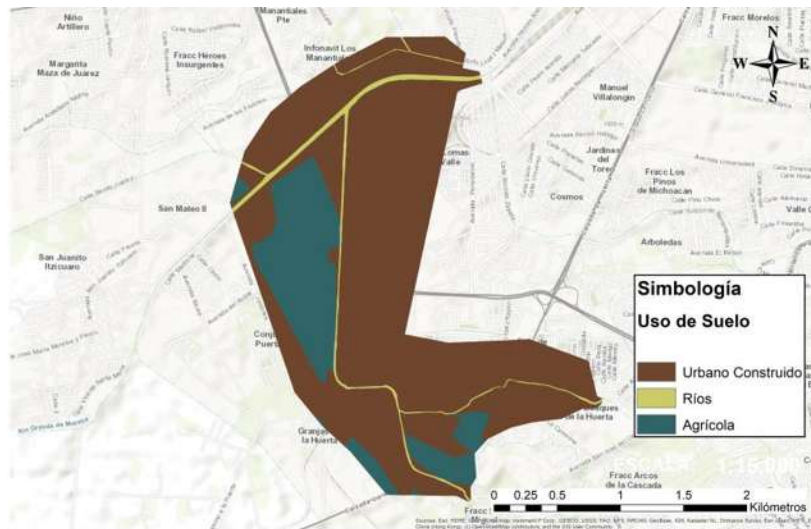


Imagen 54. Uso de suelo empleado para la modelación.

Lo siguiente es transformar el archivo *shp* a formato ASCII, para ello se tienen que realizar dos conversiones: primero convertirlo a raster, con un tamaño de celda igual a 1 metro y después se convierte a formato ASCII.

Para convertir un archivo *shp* a formato raster se utilizó la herramienta *Polygon To Raster* del *ArcToolbox / Conversion Tools / To Raster*.





Los usos de suelo que se vayan a asignar deben existir dentro de la base de datos de Iber. En este caso ninguno existe, así que se tiene que dar de alta, con la herramienta *Uso del Suelo*, desde *Datos / Rugosidad*, y en la ventana emergente se añaden los tipos de suelo que se vayan a emplear y se les asigna el valor que les corresponde. Donde se haya guardado el archivo ASCII que contenga la información de uso de suelo, se debe crear un archivo csv de Excel, este archivo relacionará cada valor *id* del ASCII con un nombre, dentro del archivo csv, solo se utilizará la primera columna, donde el primer elemento debe ser: *Id;Class\_Names*, los siguientes elementos serán los números *id* que se asignaron en la tabla de atributos separados por punto y coma sin espacio seguido del nombre con el que se registró en el software Iber, por ejemplo: *1;Urbano*.

Posteriormente se debe cargar esta información en Iber, esto con la herramienta *Asignación Automática*, desde *Datos / Rugosidad*, y en la ventana emergente se selecciona el archivo ASCII que contiene la información.

## 2. Asignar condiciones de contorno e iniciales

Iber necesita definir tanto condiciones de contorno como iniciales para poder realizar los cálculos. Para las condiciones de contorno de entrada se optó por definir una sola entrada del dren Barajas, esto debido a que la topografía obtenida de CONAGUA está limitada a una sola entrada, por lo cual se sumarán los hidrogramas de las avenidas máximas de las 3 cuencas, para posteriormente ingresarlo al modelo. También es necesario definir el tipo de régimen, las opciones que nos da el software son de régimen supercrítico y régimen crítico/subcrítico, y se optó por elegir el régimen crítico/subcrítico. Las entradas se asignan con la herramienta *Condiciones de Contorno*, desde *Datos / Hidrodinámica*, y en la ventana emergente seleccionamos la opción de Entrada 2D, seleccionamos el tipo de régimen, ingresamos el caudal que para el caso del Dren Barajas es el hidrograma total proveniente de las 3 cuencas y finalmente se asignan las entradas en el modelo seleccionando la zona por donde entra el caudal.

Para la condición de contorno de salida también se dan dos opciones de régimen, supercrítico/crítico y subcrítico, y se optó por el régimen Supercrítico/Crítico, esta condición se asigna con la herramienta *Condiciones de Contorno*, desde *Datos / Hidrodinámica*, y en la ventana emergente seleccionamos la opción de Salida 2D, y en la opción de condición de flujo se selecciona el tipo de régimen por el que se optó y finalmente se asigna la zona por donde sale el caudal, que en el modelo es al final del tramo que se tiene del Río Grande.

Adicionalmente Iber requiere que se le indique el punto de partida para realizar los cálculos, puede ser ingresando el valor de una cota o el valor del tirante. El escenario que se consideró para este trabajo fue que toda la superficie estuviera seca al inicio de la simulación, es decir se le asignó un tirante igual a cero.

## 3. Asignar los parámetros de tiempo





Se accede desde *Datos / Datos del Problema*, en la ventana emergente se tienen varias pestañas para configurar como se realizarán los cálculos. La pestaña de Parámetros de Tiempo, se configura de la siguiente manera:

- **Simulación:** en esta opción se puede elegir entre realizar una simulación nueva o continuar una que ya se ha ejecutado hasta cierto instante.
- **Instante inicial [s]:** Esta opción indica el valor del instante de tiempo de inicio del cálculo.
- **Tiempo máximo de simulación [s]:** Esta opción indica el valor del instante de tiempo final del cálculo.
- **Intervalo de resultados [s]:** Indica el valor del incremento de tiempo entre instantes de escritura de resultados.

Las simulaciones realizadas se iniciaron en el instante de tiempo 0, con un tiempo máximo de simulación de 6 horas, y el intervalo de resultados se fijó a cada 2 minutos.

#### 4. Construir una malla de calculo

La malla de cálculo es un elemento importante para obtener buenos resultados, permite hacer mallados de dos clases, malla estructurada y malla no-estructurada. Una malla estructurada se utiliza en canales o cauces que tienen una forma casi prismática, mientras que una malla no-estructurada se utiliza para geometrías que son irregulares, es por ello que en este trabajo se optó por realizar una malla no-estructurada, debido a la irregularidad que presenta el Dren Barajas.

Se definirán elementos triangulares, cuyo tamaño de elemento sean lo más fino posible, por experiencia propia con el programa, se ha llegado a la conclusión de que, si la malla es muy fina, el tiempo de cómputo es mayor que si no lo es. Además, los resultados no distan mucho unos de otros si se usa una malla fina u otra algo más gruesa. Es por ello que una malla algo más gruesa ofrece resultados muy fiables y reduce así el tiempo de cálculo.

La malla se asignó a la superficie desde *Malla/ No estructurada / Asignar tamaño a superficies*, y en la ventana emergente se puede elegir el número de divisiones de la malla, para este trabajo se optó por una malla no-estructurada del mismo tamaño que la geometría, la malla generó un total de 610,789 elementos triangulares y 306,980 nodos.

#### 5. Ejecutar el calculo

La ejecución del cálculo se realiza presionando la tecla F5, o desde *Calcular / Calcular*, el progreso del cálculo se puede observar desde *Calcular / Ver información de proceso*. Al finalizar los cálculos, se accede al post proceso para observar y analizar los resultados de la modelación.



## RESULTADOS

De los resultados obtenidos, se encuentra que para la presa 1, el gasto pico se redujo de **8.20 m<sup>3</sup>/s** a **5.72 m<sup>3</sup>/s**, lo que representa una reducción del **30.21%**; en la presa 2 el gasto pico se redujo de **26.80 m<sup>3</sup>/s** a **14.44 m<sup>3</sup>/s**, lo que representa una reducción del **46.13%** y en la presa 3 se redujo de **21.50 m<sup>3</sup>/s** a **12.81 m<sup>3</sup>/s**, lo que representa una reducción del **40.40%**. Estos resultados se obtuvieron con los hidrogramas asociados a un periodo de retorno de 500 años que fue el periodo de retorno con el que se diseñaron los vertedores.

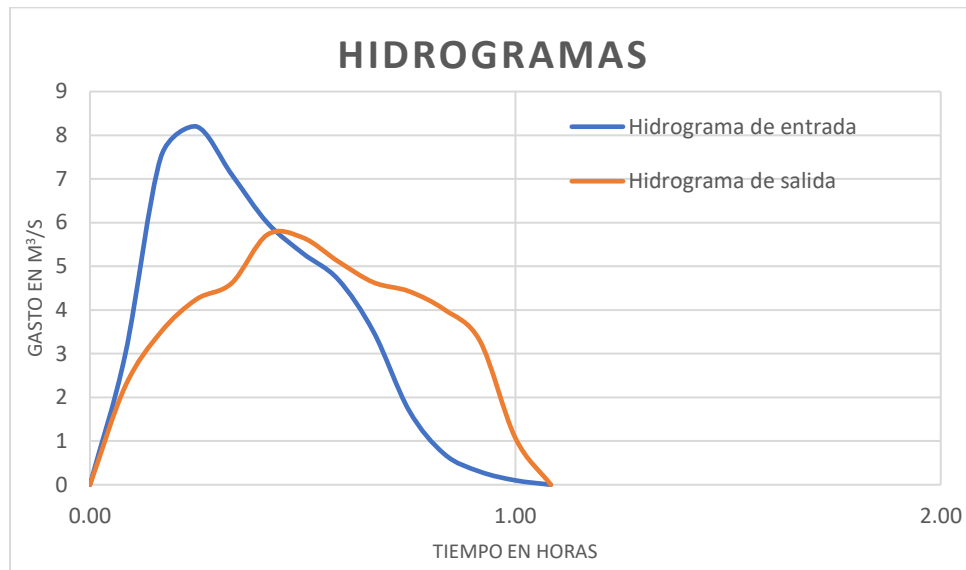


Imagen 55. Hidrogramas asociados a un Tr de 500 años de la presa 1.

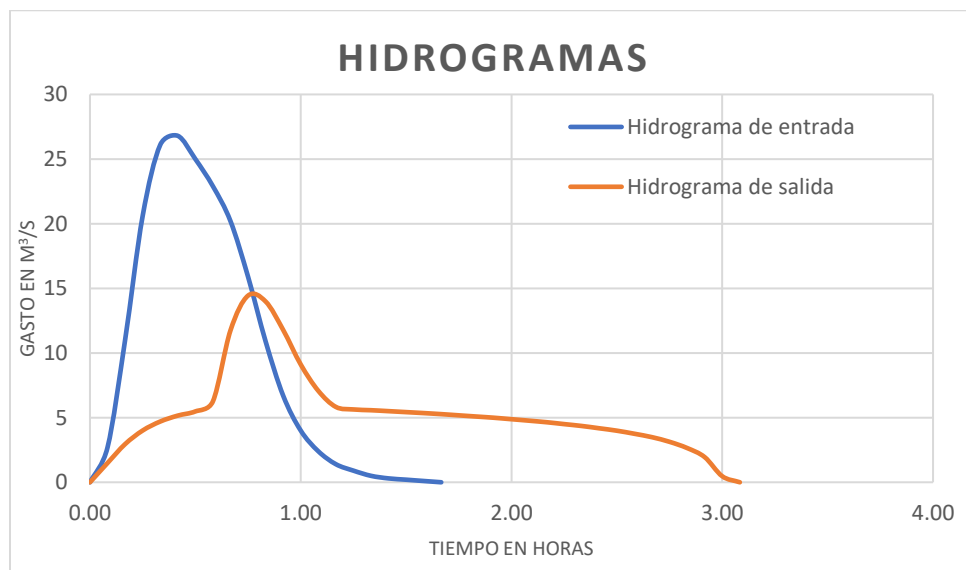


Imagen 56. Hidrogramas asociados a un Tr de 500 años de la presa 2.



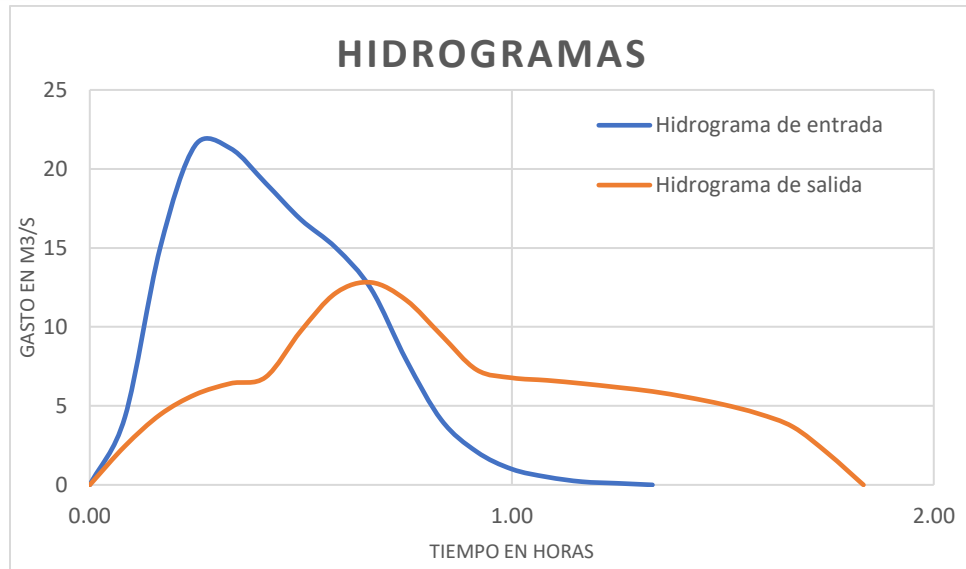


Imagen 57. Hidrogramas asociados a un Tr de 500 años de la presa 3.

Adicionalmente se hizo el tránsito de avenidas para los hidrogramas asociados a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 200, esto para observar la efectividad de las obras ante distintos escenarios, los resultados se resumen en la *Tabla 22*.

Obra	Corriente Controlada		Periodos de retorno (años)							
			T 2	T 5	T 10	T 25	T 50	T 100	T 200	T 500
Presa 1	Dren Barajas Oeste	Natural	0.10	0.40	0.70	1.30	2.10	3.30	5.00	8.20
		Con Obra	0.10	0.40	0.70	1.30	2.05	2.98	3.84	5.72
		<b>% reducido</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>2.40</b>	<b>9.61</b>	<b>23.30</b>	<b>30.21</b>
Presa 2	Dren Barajas Centro	Natural	0.30	1.20	2.40	4.80	7.50	11.30	16.80	26.80
		Con Obra	0.30	1.15	2.12	3.37	4.17	4.83	5.41	14.44
		<b>% reducido</b>	<b>0.00</b>	<b>4.28</b>	<b>11.61</b>	<b>29.73</b>	<b>44.37</b>	<b>57.26</b>	<b>67.80</b>	<b>46.13</b>
Presa 3	Dren Barajas Este	Natural	0.30	1.00	1.90	3.70	5.80	9.00	13.40	21.50
		Con Obra	0.30	1.00	1.85	3.38	4.63	5.65	6.52	12.81
		<b>% reducido</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>2.65</b>	<b>8.72</b>	<b>20.09</b>	<b>37.19</b>	<b>51.31</b>	<b>40.40</b>

Tabla 22. Gastos picos de entrada y salida para diferentes periodos de retorno.

Otro escenario que se analizó fue el de comparar los hidrogramas totales a condiciones naturales y con las obras de control. Los hidrogramas de entrada de las 3 presas se sumaron obteniendo un hidrograma total, este representa el caudal total que ingresa al Dren Barajas a condiciones naturales, por otro lado, al sumar los hidrogramas de salida de las 3 presas, se obtiene el hidrograma total afectado por las obras de control.



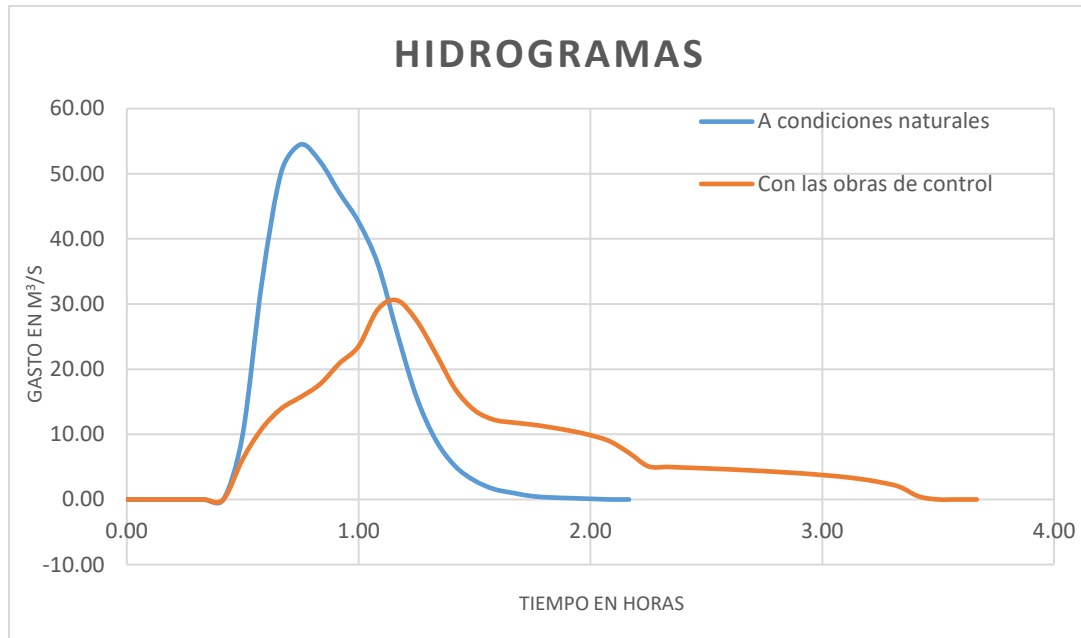


Imagen 58. Hidrogramas totales para un Tr de 500 años del Dren Barajas.

Para un periodo de retorno de 500 años, se encuentra que el gasto pico del hidrograma total, se redujo de **54.50 m³/s** a **30.56 m³/s**, lo que representa una reducción del **43.93%**.

Adicionalmente se obtuvieron los hidrogramas totales para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 200, esto para observar la efectividad de las obras actuando en conjunto, los resultados se resumen en la *Tabla 23*.

Corriente Controlada		Periodos de retorno (años)							
		T 2	T 5	T 10	T 25	T 50	T 100	T 200	T 500
Dren Barajas	Natural	0.70	2.50	5.00	9.70	15.00	22.80	33.60	54.50
	Con Obra	0.68	2.45	4.47	7.69	10.29	12.82	15.31	30.56
	% reducido	<b>3.49</b>	<b>2.19</b>	<b>10.55</b>	<b>20.69</b>	<b>31.39</b>	<b>43.79</b>	<b>54.44</b>	<b>43.93</b>

Tabla 23. Gastos pico de los hidrogramas totales a condiciones naturales y con obras para diferentes periodos de retorno.

Para las modelaciones se consideraron únicamente los periodos de retorno de 500, 200 y 100 años, ya que son los periodos en los que las obras reducen el gasto pico en un mayor porcentaje, y se desea observar el área afectada que existe con y sin las obras. Inicialmente se habían pensado dos escenarios, uno a condiciones naturales y el otro con las estructuras de control, en la primera modelación se utilizaron los hidrogramas de entrada de las presas, y para la segunda modelación se utilizaron los hidrogramas de salida.

Después de realizar las modelaciones y analizar los resultados obtenidos, se optó por considerar un segundo escenario, que fue considerar la aportación del Dren Arroyo Blanco, y observar cómo afecta, ya que a este no se le habían propuesto obras de control de inundaciones.





Resultados de la modelación hidráulica a condiciones naturales (primer escenario)

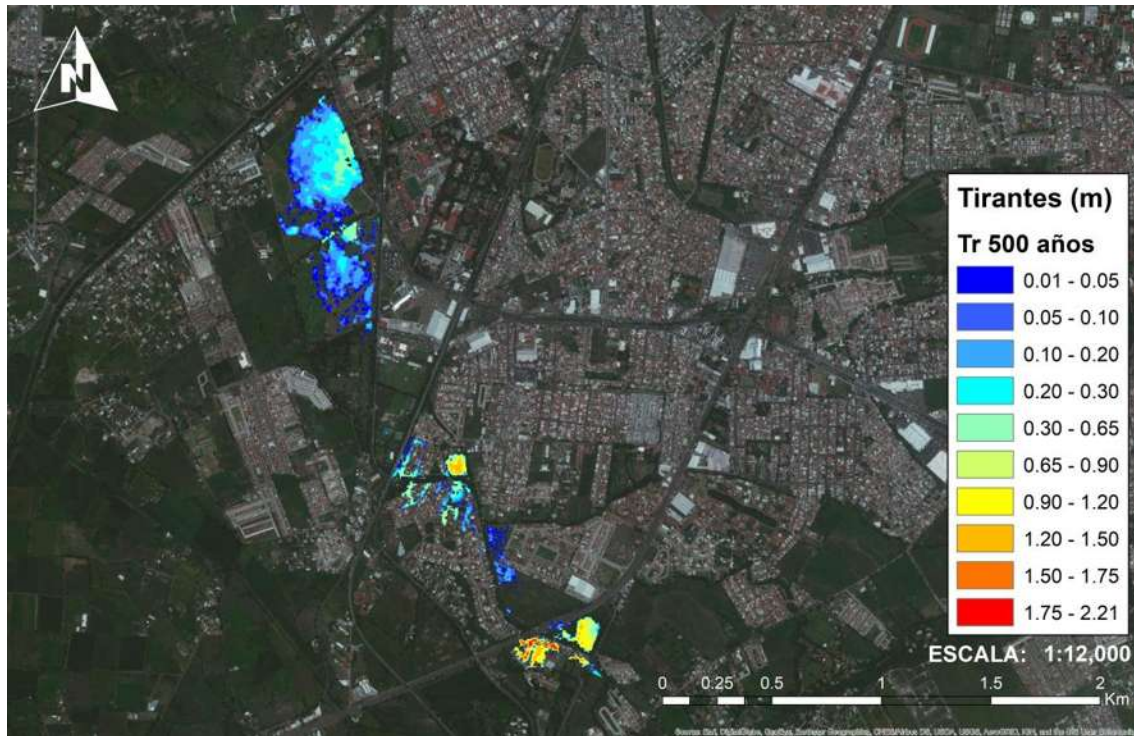


Imagen 59. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.

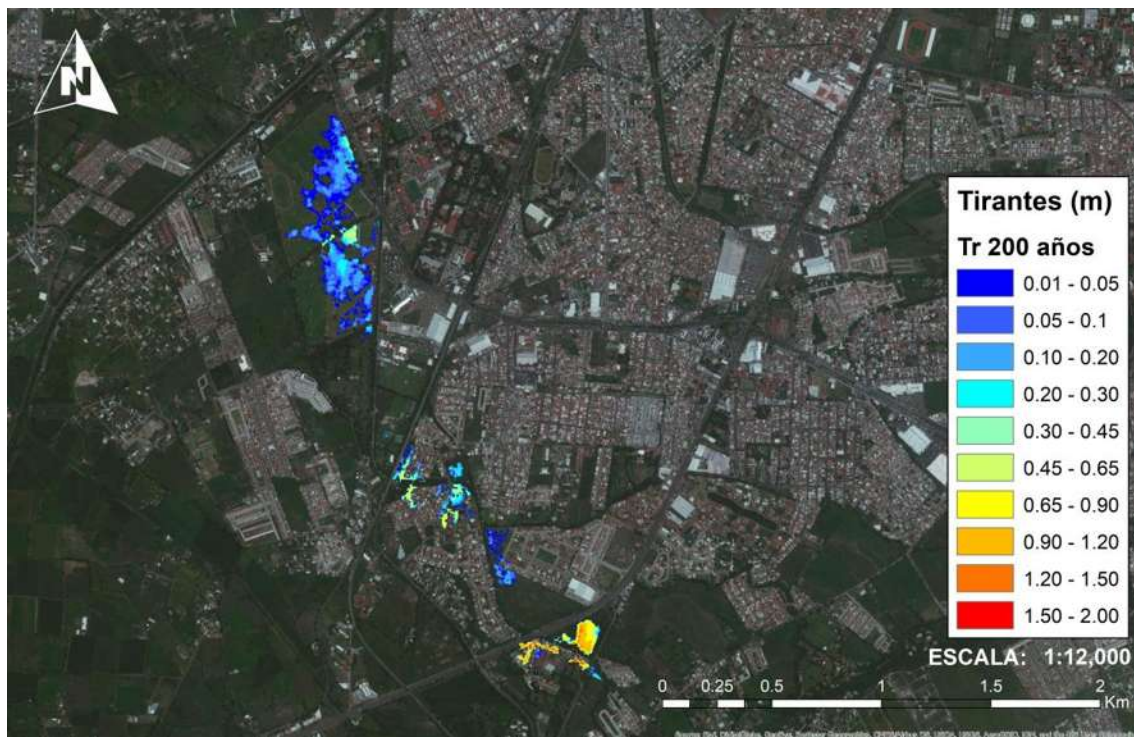


Imagen 60. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.





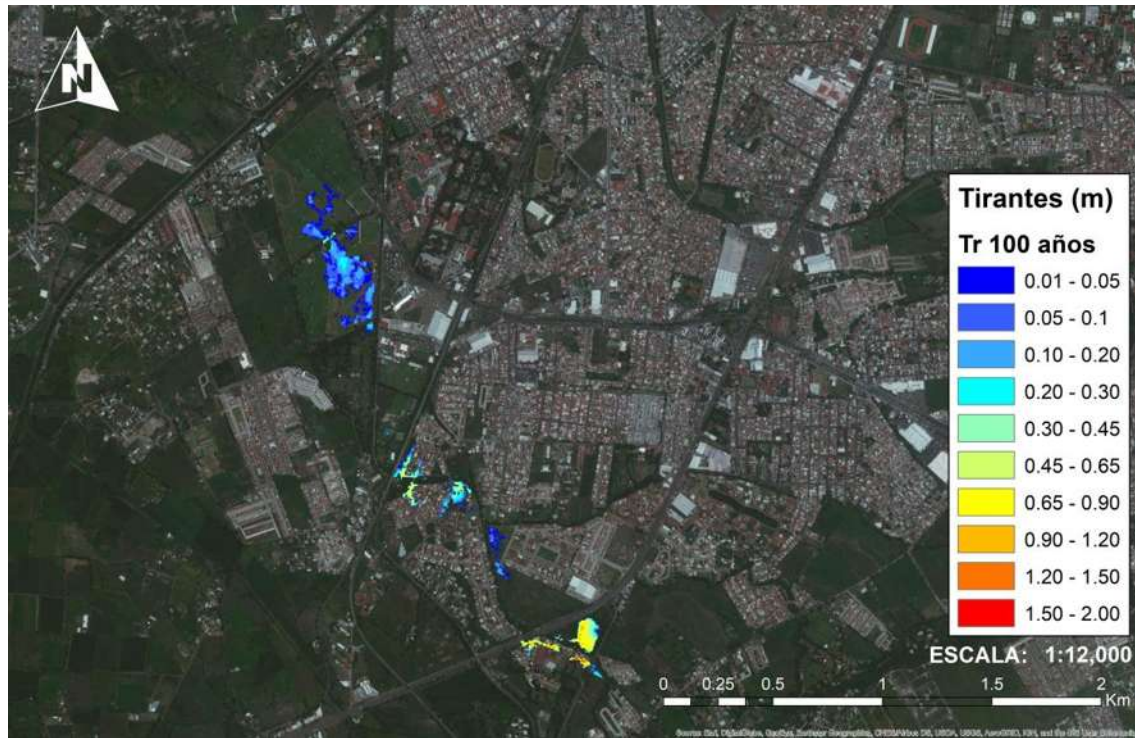


Imagen 61. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.

En todas las modelaciones se aprecia que, si se presentan inundaciones producto del desbordamiento del dren y afecta principalmente a la Unidad Deportiva Cuauhtémoc, la cual funciona como vaso regulador para evitar inundaciones en esta zona, pero también afecta en menor medida al Club Campestre La Huerta, Las Pampas y Hacienda del Valle.

Cabe mencionar que solo se ha considerado la aportación de las cuencas altas del Dren, adicionalmente se tiene también escurrimientos en la Zona Urbana y descargas de drenaje, por lo que el área de afectación en realidad es mayor.

Se analizó la información obtenida y se calculó el área afectada para los periodos de retorno considerados y se determinaron los porcentajes del área que afecta a la zona urbana y a la zona agrícola, que se indican en la *Tabla 24*, para todos los casos se presenta mayor afectación a la zona agrícola.

Tr (Años)	Área (Km <sup>2</sup> )	% Urbano	% Agrícola
500	0.280	22.51	76.80
200	0.183	23.64	75.67
100	0.099	28.76	70.54

Tabla 24. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno.





### Resultados de la modelación hidráulica con las estructuras de control (primer escenario)

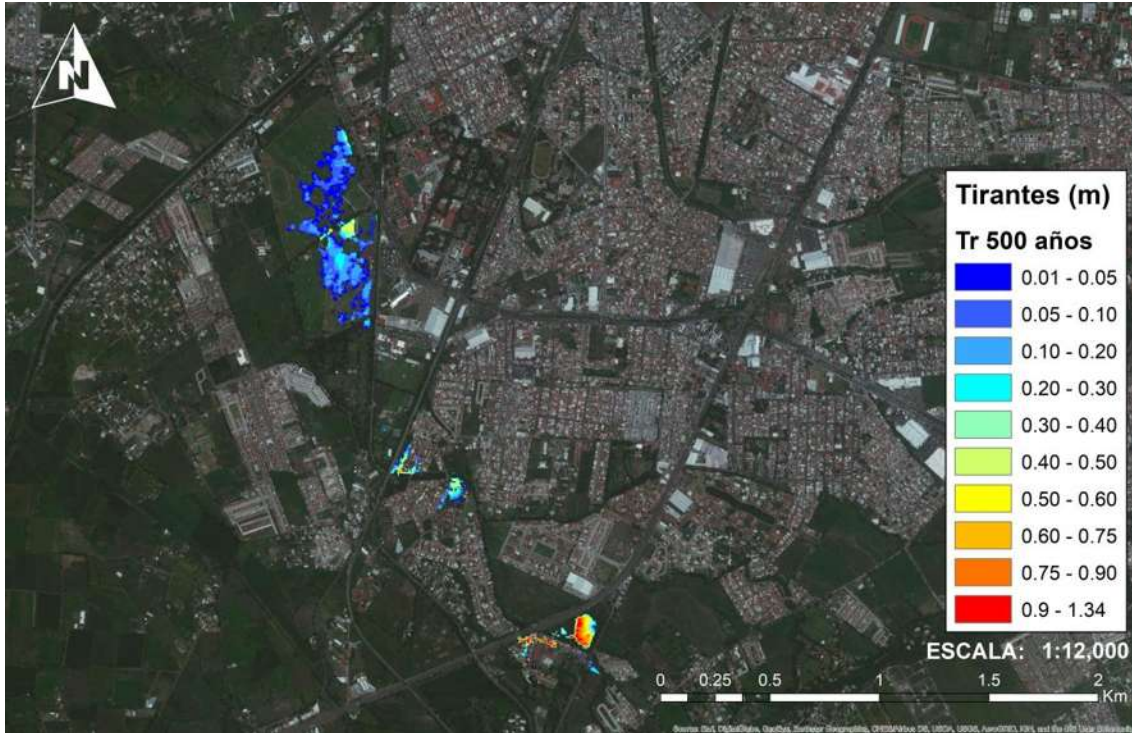


Imagen 62. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.

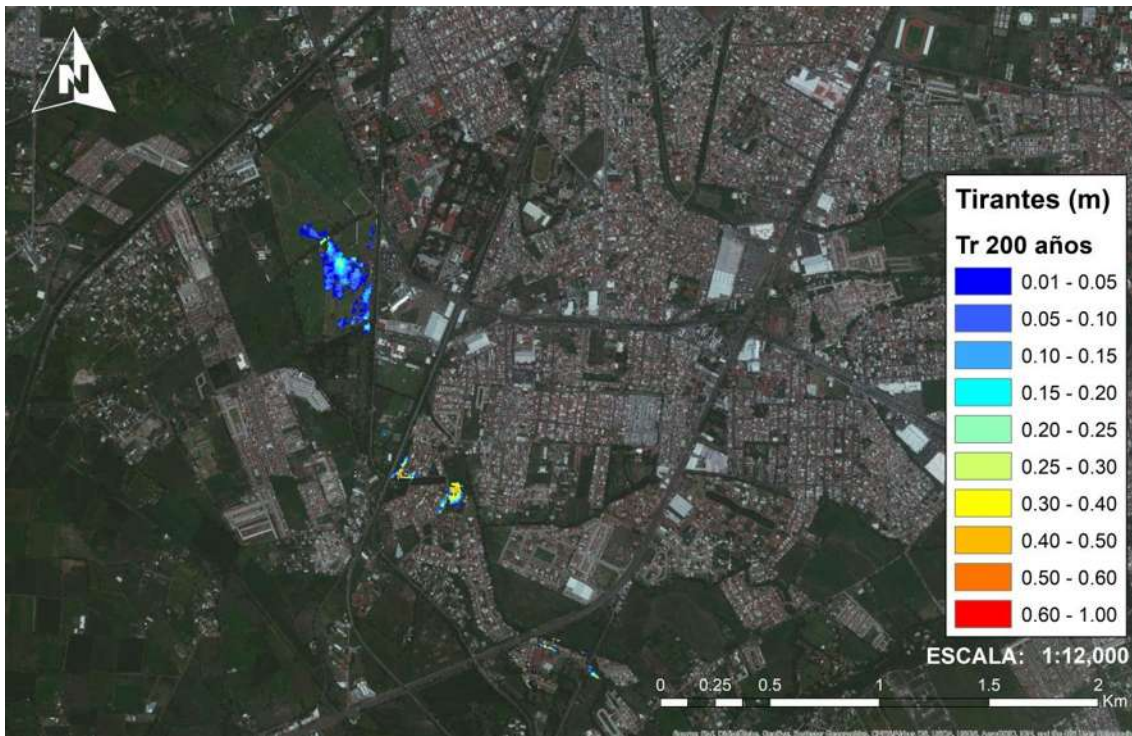


Imagen 63. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.





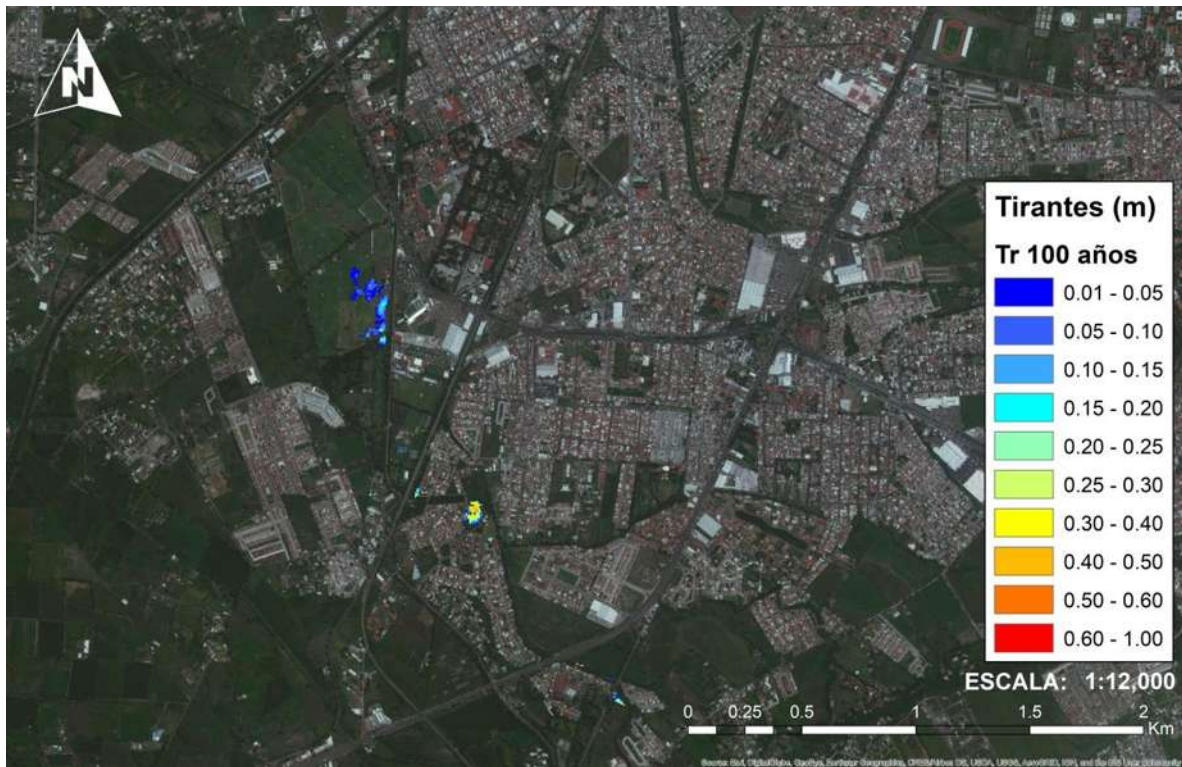


Imagen 64. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.

Para estos escenarios de modelación se observa que las zonas afectadas disminuyeron de forma considerable, se tienen tirantes menores que los que se tenían a condiciones naturales, los resultados se resumen en la *Tabla 25*.

Tr (Años)	Área (Km <sup>2</sup> )	% Urbano	% Agrícola
500	0.136	16.07	83.23
200	0.058	22.69	76.62
100	0.023	31.90	67.41

Tabla 25. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno considerando las obras.

Los resultados de las modelaciones con obras y sin obras se pusieron a comparación para indicar el porcentaje en que se redujeron las afectaciones a causa de las inundaciones, en la *Tabla 26*, se muestra un resumen de la información obtenida.

Periodo de Retorno	Área Afectada (Km <sup>2</sup> )		% de Afectación Reducido
	A Condiciones Naturales	Condición con las Obras	
Tr 500	0.280	0.136	51.45
Tr 200	0.183	0.058	68.47
Tr 100	0.099	0.023	76.49

Tabla 26. Comparativa de las superficies afectadas a condiciones naturales y con las obras.





Resultados de la modelación hidráulica a condiciones naturales (segundo escenario)

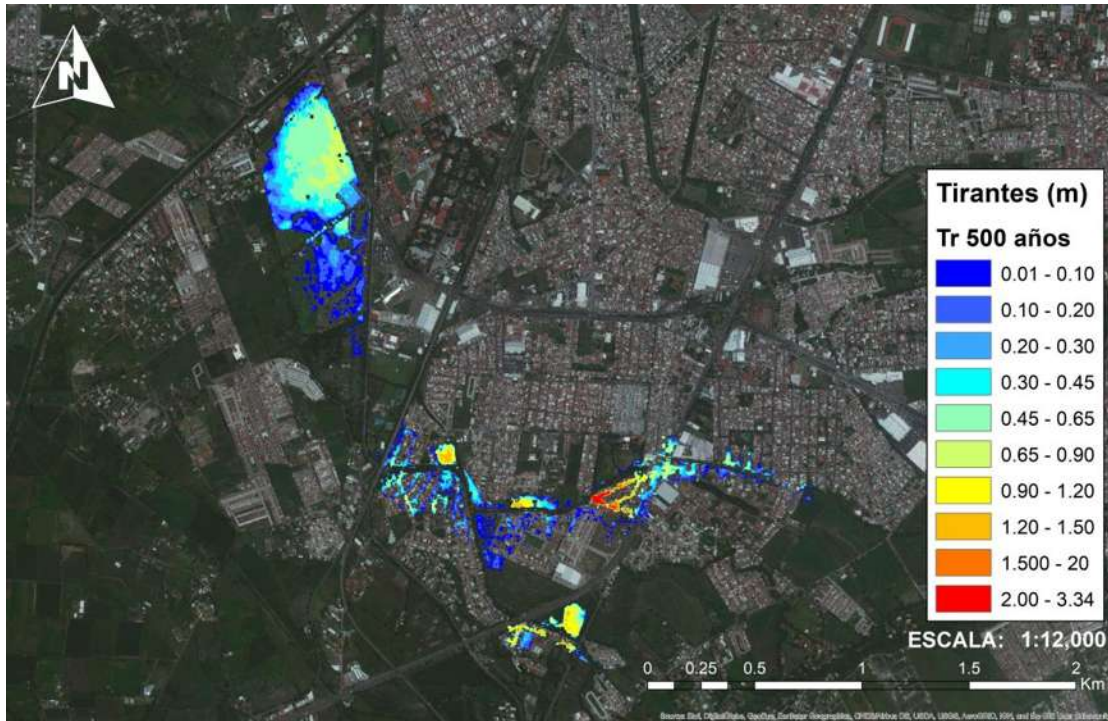


Imagen 65. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.

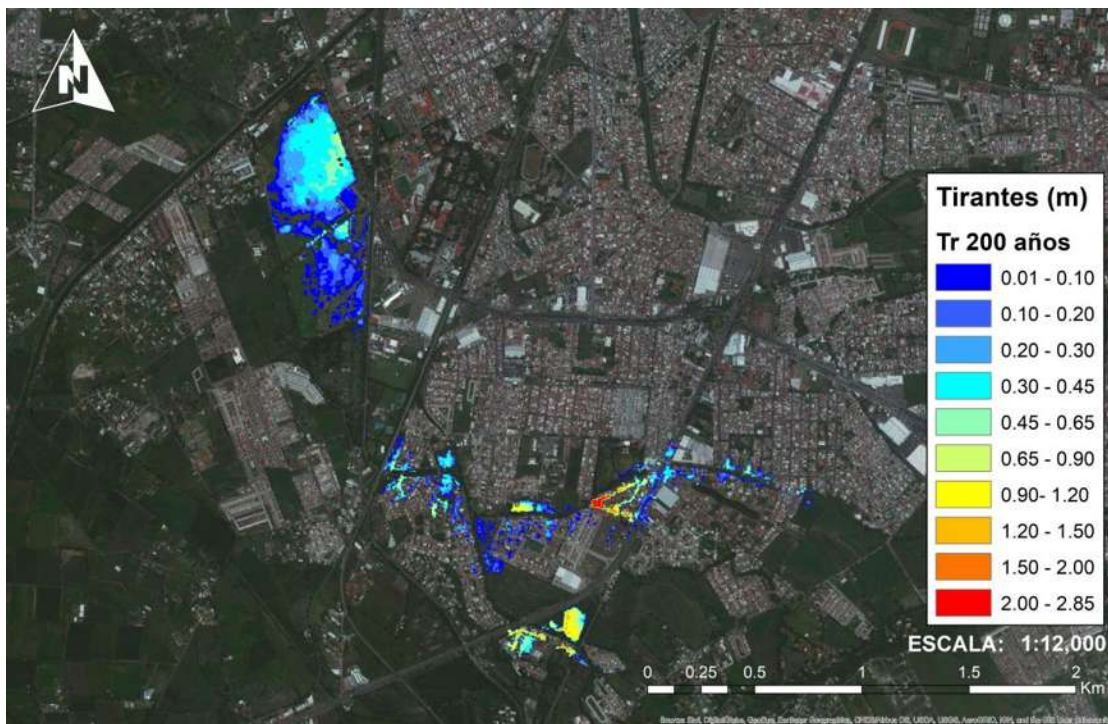


Imagen 66. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.



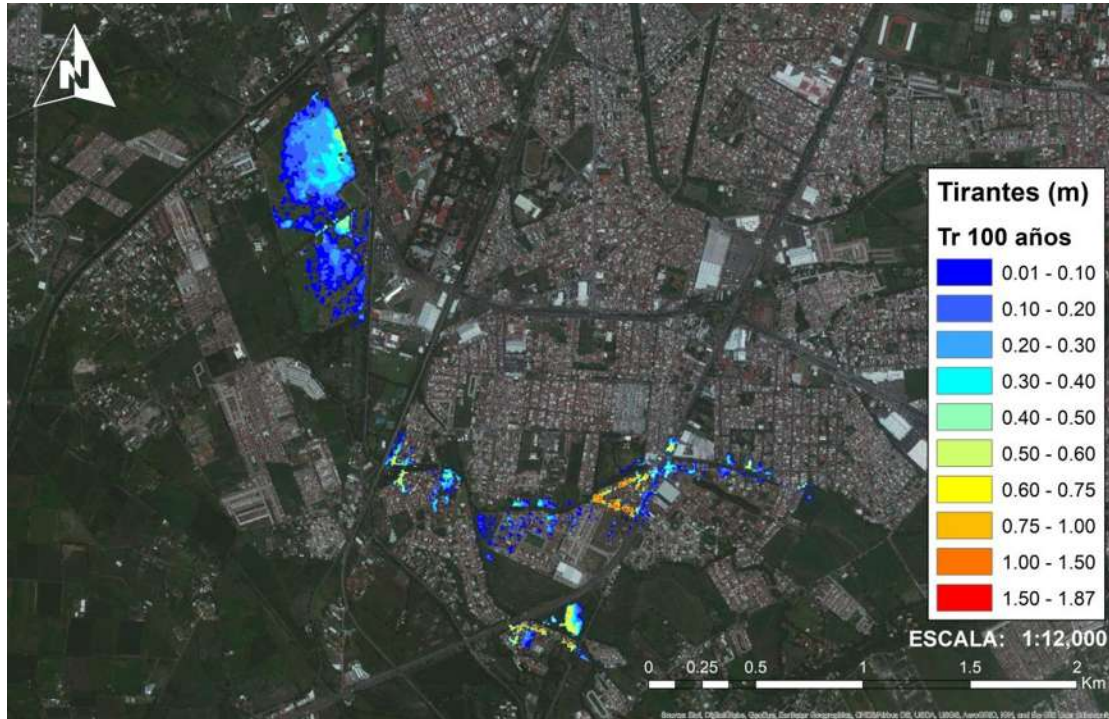


Imagen 67. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.

En este escenario donde se consideró la aportación del Dren Arroyo Blanco, la superficie afectada aumentó considerablemente, y se encontraron nuevas zonas afectadas, como son: Arboledas de la Huerta, Bosques de la Huerta y Xangari. Se calculó el área de superficie afectada y se determinó el porcentaje que correspondía a la zona urbana y la agrícola, los resultados se resumen en la *Tabla 27*.

Se tiene también que el área afectada en su mayoría es agrícola, se observa también que en la Unidad Deportiva Cuauhtémoc se presentan tirantes mayores que los del escenario anterior.

Tr (Años)	Área (Km <sup>2</sup> )	% Urbano	% Agrícola
500	0.452	34.63	65.37
200	0.373	31.28	68.02
100	0.312	29.81	69.49

Tabla 27. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno.





Resultados de la modelación hidráulica con las estructuras de control (segundo escenario)

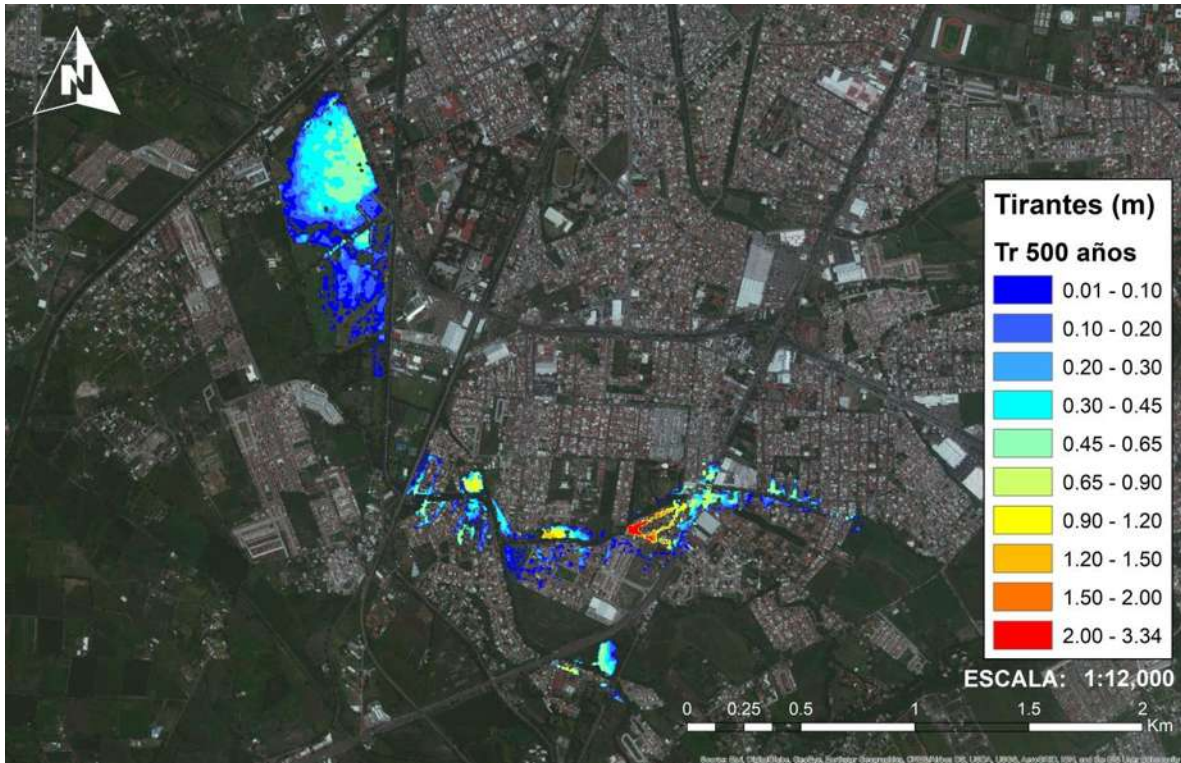


Imagen 68. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 500 años.

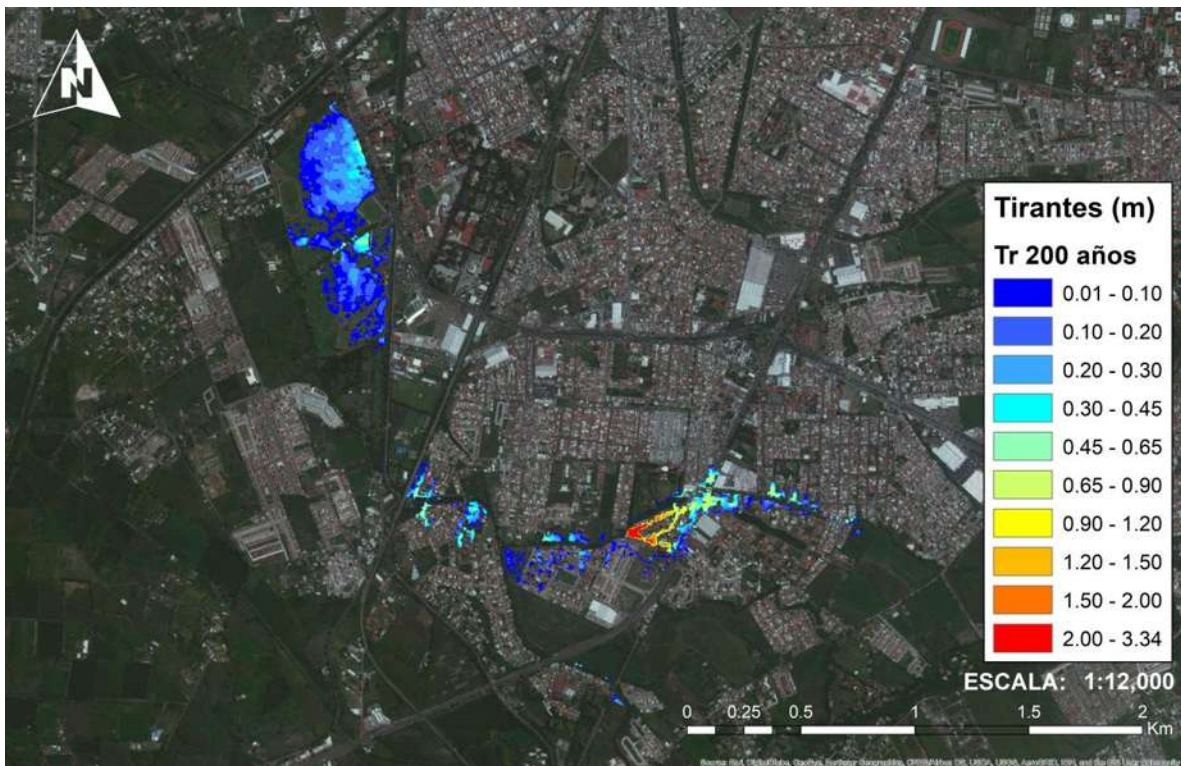


Imagen 69. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 200 años.



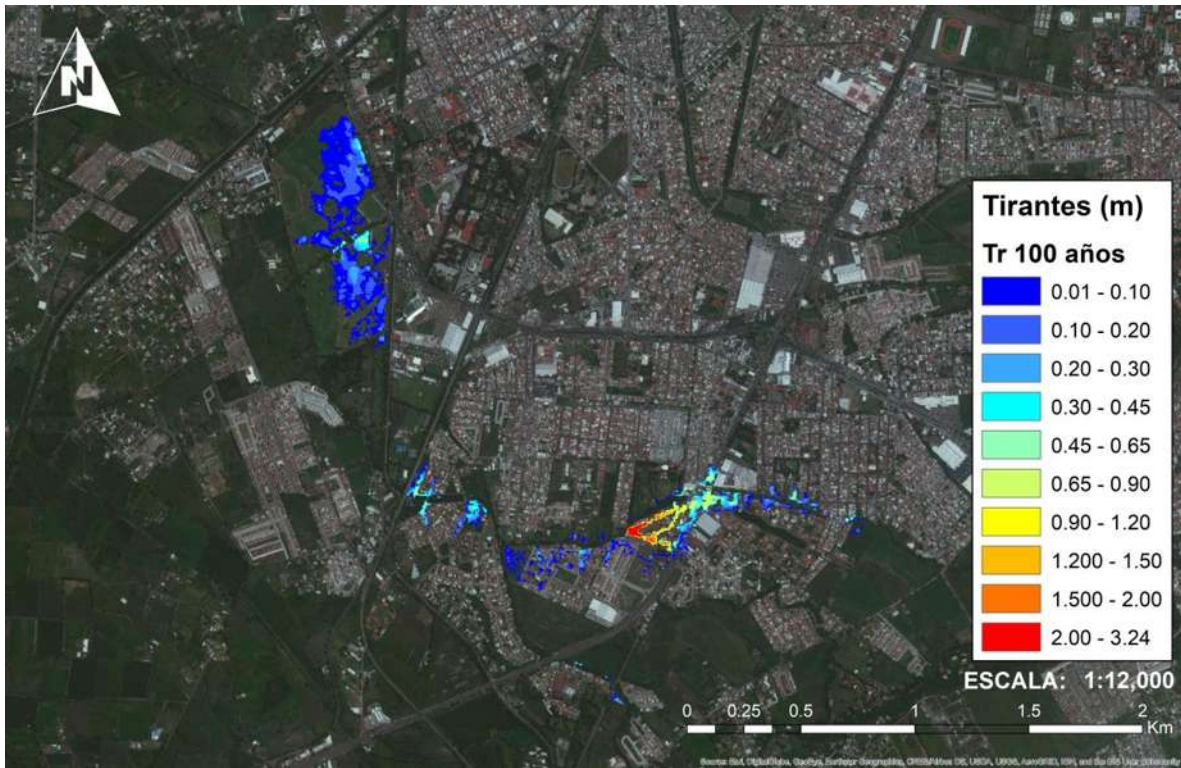


Imagen 70. Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno de 100 años.

Para estos escenarios de modelación se observa que las zonas afectadas disminuyeron relativamente poco, en la Unidad Deportiva Cuauhtémoc se ven ligeras mejoras, la aportación del Dren Arroyo Blanco es la misma con o sin las obras de control, lo que ocasiona que cuando se incorpora al Dren Barajas el gasto se que circula se incrementa, lo que ocasiona el desbordamiento del cauce en las canchas que sirven como vaso regulador, los resultados de las superficies afectadas y los porcentajes correspondientes a las zonas urbana y agrícola se resumen en la *Tabla 28*, donde la zona más afectada sigue siendo la agrícola.

Tr (Años)	Área (Km <sup>2</sup> )	% Urbano	% Agrícola
500	0.400	33.09	66.22
200	0.292	33.40	65.91
100	0.227	37.81	61.49

Tabla 28. Superficie de las zonas afectadas por periodo de retorno.

Los resultados de las modelaciones con obras se compararon con las modelaciones a condiciones naturales, para determinar si realmente hay una reducción de la superficie afectada a causa de las inundaciones dado que a simple vista no se aprecian cambios significativos, en la *Tabla 29*, se muestra un resumen de la información obtenida.

A pesar de que los resultados son menos favorables que los obtenidos en el primer escenario, se logra apreciar que si se logra disminuir la superficie afectada.





Periodo de Retorno	Área Afectada (km <sup>2</sup> )		% de Afectación Reducido
	A Condiciones Naturales	Condición con Obras	
Tr 500	0.452	0.400	11.47
Tr 200	0.373	0.292	21.68
Tr 100	0.312	0.227	27.33

Tabla 29. Comparativa de las superficies afectadas a condiciones naturales y con las obras.





## CONCLUSIONES

El estudio hidrológico que se elaboró para obtener los gastos máximos, solo representa el escurrimiento producto de las cuencas altas del Dren Barajas, para un estudio más detallado, se deben contemplar los escurrimientos de las cuencas urbanas, donde también se consideren las redes de alcantarillado o drenaje pluvial, esto para obtener una modelación más apegada a la realidad.

El tránsito de avenidas consiste en calcular el gasto en cualquier sección transversal de un río a partir de un hidrograma conocido en su extremo aguas arriba, lo anterior sirve para la predicción de avenidas e inundaciones, el diseño de presas y en la simulación del movimiento del agua en cauces.

Se observó que la cuenca que aporta un mayor gasto es la cuenca alta del Dren Arroyo Blanco, esto debido a que el tipo de suelo de dicha cuenca es urbano en su mayoría, lo que provoca el escurrimiento del agua y no su infiltración.

Los modelos hidráulicos en 2D de Iber son muy útiles para la modelación de inundaciones, se observó que las zonas inundadas en las modelaciones coincidían con las zonas que se inundan históricamente, la única desventaja es que su aplicación está limitada por los altos requerimientos de hardware, la precisión del modelo está relacionada con las características del equipo de cómputo utilizado, mientras más detallado se quiera hacer una modelación, se requerirá de más tiempo, a pesar de ello, las modelaciones realizadas muestran resultados cercanos a la realidad.

El Dren Barajas es uno de los arroyos que provoca afectaciones recurrentes en la ciudad, esto debido a que cuenta con un área hidráulica reducida y cuando se presentan lluvias intensas, este se desborda hacia las canchas de la Unidad Deportiva Cuauhtémoc, la cual funciona como vaso regulador, y a pesar de que se ha invertido en obras para el control de inundaciones como son los bordos de tierra a los márgenes del Dren o los cárcamos de bombeo en su inmediación con el río Grande, los problemas se siguen presentando.

El tránsito de avenidas con las presas demuestra que la problemática se puede mitigar, pero no lo suficiente, por lo que habría que contemplar otras medidas complementarias, para erradicar esta problemática por completo.

Las velocidades que resultaron de las modelaciones van del orden de 0.1 a 2.6 m/s, por lo que es poco probable que la socavación cause arrastre de sedimentos, lo que provoque el taponamiento del desagüe de las presas, por lo que el diseño propuesto es adecuado.

En este trabajo se realizaron varias iteraciones para el diseño de las cortinas y encontrar el más eficiente en cuanto a volumen de obra, tamaño de cortina y el gasto pico disminuido, se había contemplado que las presas fuesen de concreto ciclópeo, si se considerara otro material, se tendría que verificar que cumpla las condiciones de deslizamiento y volteo.







El segundo escenario de las modelaciones demuestra que el Dren Arroyo Blanco aporta un gasto considerable, por lo que habría que proponer alguna obra de control para reducir las superficies afectadas.

## RECOMENDACIONES

El estudio hidrológico realizado nos permitió conocer los gastos máximos de cada afluente del Dren Barajas y una forma de reducir los gastos fue implementando una serie de represas, las cuales no resultaron ser lo suficientemente efectivas porque aún se presentaron desbordamientos en algunas zonas, por lo que habría que realizar obras complementarias para mitigar esta problemática.

Después de observar los resultados obtenidos de las modelaciones, se revisó la topografía del cauce proporcionada por el estudio de CONAGUA, donde se encontró que la sección hidráulica del cauce se ve reducida en algunas zonas, y dichas zonas coinciden con las áreas de la ciudad donde se desborda el cauce.

En la justificación de este trabajo se mencionaron las medidas estructurales y no estructurales para el control de inundaciones, y se llegó a la conclusión de que las medidas más viables eran la construcción de presas para el control de avenidas o la construcción de bordos, se había optado por la construcción de las presas, pero al observar los resultados de las modelaciones, se observa que aunque en menor medida, se siguen presentando problemas de inundación, por lo que habría que complementar las presas ya sea con otras medidas estructurales o no estructurales.

Tomando en cuenta que el Dren Arroyo Blanco y el Dren Barajas se encuentran rodeados por la mancha urbana y los embalses adicionales que se pudieran construir no retienen el volumen suficiente, se tienen dos medidas, como primera opción se tiene el **dragado y la limpieza del cauce**, esta medida tendría que realizarse de forma periódica antes de la temporada de lluvias. Como segunda opción se planteó la **construcción de bordos longitudinales** en algunas franjas del cauce, dichas franjas son las zonas que se describieron anteriormente.

Los bordos para el Dren Barajas se recomiendan a la altura de las canchas de la Unidad Deportiva Cuauhtémoc, se tienen 653 m en el margen izquierdo del cauce y 635 m en el derecho. En Ampliación Club Campestre La Huerta se tienen 408m en el margen izquierdo y 264m en el derecho. A la altura del Country Club Las Huertas se tienen 262m al margen izquierdo y 213 al derecho. En cuanto al Dren Arroyo Blanco, entre los fraccionamientos: Hacienda del Valle, Rincón de la Trinidad, Arboleda La Huerta y Bosques de la Huerta se tienen 1,361m al margen izquierdo y 915m al margen derecho. Las zonas donde se deben construir los bordos se ilustran en la *Imagen 71*.



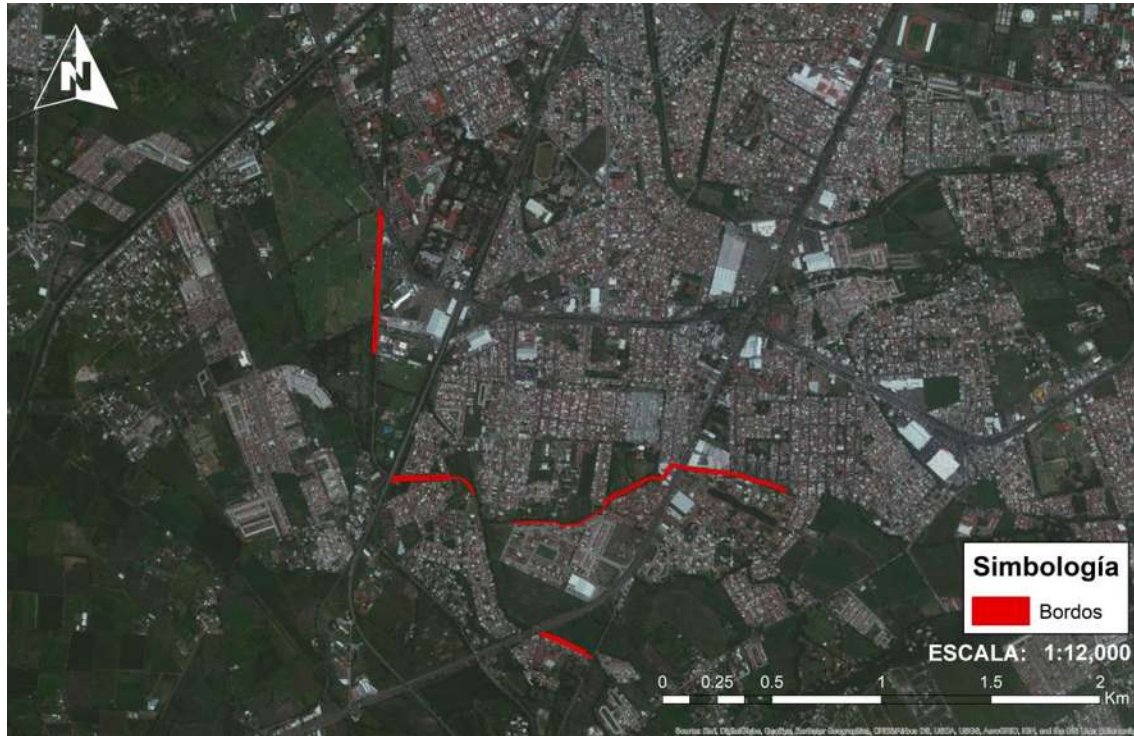


Imagen 71. Bordos longitudinales para el Dren Barajas.





## ANEXOS

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 1. Precipitaciones máximas diarias con función de distribución de mejor ajuste.





USO DE LA TIERRA Y COBERTURA	TRATAMIENTO DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO EN %	TIPO DE SUELO				
			A	B	C	D	
Sin cultivo	Surcos Rectos	-	77	86	91	94	
Cultivos en Surco	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	88
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 natural	Muy ralo	-----	-	56	75	86	91
	Ralo	-----	-	46	68	78	84
	Normal	-----	-	36	60	70	77
	Espeso	-----	-	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	-	15	44	54	61
	Caminos						
	De terracería	-----	-	72	82	87	89
	Con superficie dura	-----	-	74	84	90	92





Tipo de suelo	Textura del suelo
<b>A</b>	Arenas con muy poco limo y arcilla Suelos muy permeables
<b>B</b>	Arenas finas y limos
<b>C</b>	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla
<b>D</b>	Arcillas en grandes cantidades Suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana Suelos muy impermeables

Anexo 2. Tabla de asignación de número de escurrimiento por el criterio del U.S. Soil Conservation Service.

<i>Tipo de canal y descripción</i>	<u>Mínimo</u>	<u>Normal</u>	<u>Máximo</u>
A. Conductos Cerrados que fluyen parcialmente llenos.			
A-1. Metal.			
<u>a.</u> Latón, liso.	0.009	<b>0.010</b>	0.013
<u>b.</u> Acero.			
1. Estriado y soldado.	0.010	0.012	0.014
2. Ribeteado y en espiral.	0.013	0.016	0.017
<u>c.</u> Hierro fundido.			
1. Recubierto.	0.010	0.013	0.014
2. No recubierto.	0.011	0.014	0.016
<u>d.</u> Hierro forjado.			
1. Negro.	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado.	0.013	0.016	0.017
<u>e.</u> Metal corrugado.			
1. Subdrenaje.	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de agua lluvias.	0.021	<b>0.024</b>	0.030
A-2. No metal.			
<u>a.</u> Lucita.	0.008	0.009	0.010
<u>b.</u> Vidrio.	0.009	<b>0.010</b>	0.013
<u>c.</u> Cemento.			
1. Superficie pulida.	0.010	0.011	0.013
2. Mortero.	0.011	0.013	0.015
<u>d.</u> 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	<b>0.013</b>	0.014
3. Bien 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	<b>0.014</b>	0.016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa.	0.015	0.017	0.020
<i>e.</i> Madera.			
1. Machihembrada.	0.010	0.012	0.014
2. Laminada, tratada.	0.015	0.017	0.020
<i>f.</i> Arcilla.			
1. Canaleta común de baldosas.	0.011	<b>0.013</b>	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
<i>g.</i> 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
<i>h.</i> Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones.	0.012	0.013	0.016
<i>i.</i> Alcantarillado con batea pavimentada, fondo liso.	0.016	0.019	0.020
<i>j.</i> Mampostería de piedra, cementada.	0.018	0.025	0.030
<i>B.</i> Canales revestidos o desarmables.			
<i>B-1.</i> Metal.			
<i>a.</i> Superficie lisa de acero.			







OBRAS PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES EN  
LA ZONA SUR DE MORELIA

1. Sin pintar.	0.011	<b>0.012</b>	0.014
2. Pintada.	0.012	0.013	0.017
<u>b.</u> Corrugado.	0.021	0.025	0.030
<i>B-2. No metal.</i>			
<u>a.</u> Cemento			
1. Superficie pulida.	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
<u>b.</u> Madera.			
1. Cepillada, sin tratar.	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada.	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
<u>c.</u> Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre).	0.011	<b>0.013</b>	0.015
2. Terminado con llana de madera.	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fono.	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 una roca bien excavada.	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
<u>d.</u> Fondo de concreto terminado con llana 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, recubierta.	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada.	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o rip-rap.	0.020	0.030	0.035





<u>e.</u> Fondo de gravas con lados de.			
1. Concreto encofrado.	0.017	0.020	0.025
2. Piedras sin seleccionar, sobre mortero.	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o rip-rap.	0.023	0.033	0.036
<u>f.</u> Ladrillo.			
1. Barnizado o lacado.	0.011	<b>0.013</b>	0.015
2. En mortero de cemento.	0.012	<b>0.015</b>	0.018
<u>g.</u> Mampostería.			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta.	0.023	0.032	0.035
<u>h.</u> Bloques de piedra labrados.	0.013	0.015	0.017
<u>i.</u> Asfalto.			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
<u>j.</u> Revestimiento vegetal.	0.030	....	0.500
<u>C.</u> Excavado o dragado.			
<u>a.</u> En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de exposición a la intemperie.	0.018	<b>0.022</b>	0.025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio.	0.022	0.025	0.030
4. Con pastos cortos, algunas malezas.	0.022	0.027	0.033
<u>b.</u> 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 bancas con malezas.	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050





<u>c.</u> Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación.	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancas.	0.035	0.050	0.060
<u>d.</u> Cortes en roca.			
1. Lisos y uniformes.	0.025	0.035	0.040
2. Afilados es irregulares.	0.035	0.040	0.050
<u>e.</u> 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
<i>D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente &lt; 100 pies)</i>			
<u>a.</u> Corrientes en planicies.			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos.	0.025	<b>0.030</b>	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas.	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos 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
<u>b.</u> Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y			





matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos.			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas.	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes.	0.040	0.050	0.070
<i>D-2. Planicies de inundación.</i>			
<i>a. Pastizales, sin matorrales.</i>			
1. Pasto corto.	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto.	0.030	0.035	0.050
<i>b. Áreas cultivadas.</i>			
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
<i>c. Matorrales.</i>			
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
<i>d. Árboles.</i>			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza.	0.035	0.050	0.070
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 creciente por encima de las ramas.	0.100	0.120	0.160
<i>D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente &gt; 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes</i>			





<i>menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.</i>			
<u>a.</u> Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales.	0.025	....	0.060
<u>b.</u> Sección irregular y rugosa.	0.035	....	0.100

Anexo 3. Valores del coeficiente de rugosidad  $n$  de acuerdo a Ven Te Chow.

p/H	Inclinación de la pared vertedora			
	Vertical	1:1	1:3	2:3
0.1	1.85	-	-	-
0.2	1.94	2.000	1.957	1.991
0.3	2	2.050	2.016	2.044
0.4	2.05	2.090	2.064	2.090
0.5	2.07	2.098	2.082	2.103
0.6	2.09	2.107	2.098	2.117
0.7	2.1	2.109	2.108	2.123
0.8	2.11	2.112	2.110	2.130
0.9	2.115	2.115	2.120	2.132
1.0	2.12	2.115	2.124	2.136
1.5	2.14	2.130	2.142	2.142
2.0	2.15	2.139	2.152	2.152
2.5	2.153	2.141	2.155	2.155
3.0	2.156	2.142	2.158	2.158
> 3.0	2.156	2.142	2.158	2.158

Anexo 4. Valores del coeficiente de descarga para vertedores rectangulares en función de la inclinación del vertedor y la relación p/H, donde p es la altura hasta el NAMO y H es la carga sobre el vertedor.





## BIBLIOGRAFÍA

- Alanís, F. (9 de Octubre de 2018). Interminable, problema de inundaciones en canchas de policía y tránsito. *La Voz de Michoacán*.
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México, D.F.: Limusa.
- Autodesk. (2019). *Autocad*. Obtenido de <https://www.autodesk.mx/products/autocad/overview>
- Campos Aranda, D. F. (1991). Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos (Primera parte). *Ingeniería Hidráulica en México*, 35-36.
- Campos Aranda, D. F. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana*. San Luis Potosí: Edición de autor.
- Chow, V. (1994). *Hidrología Aplicada*. Colombia: McGraw-Hill.
- Chow, V. (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. Bogotá, Colombia: McGraw Hill Interamericana.
- Comisión Nacional del Agua. (2017). *Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento*. México, D.F.: Biblioteca de Publicaciones Oficiales del Gobierno de la República.
- Comisión Nacional del Agua. (2018). *Manual para el control de inundaciones*. México, D.F.: Biblioteca de Publicaciones Oficiales del Gobierno de la República.
- CONAGUA. (2014). *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*. Morelia: CONAGUA.
- Esri. (2016). *Plataforma ArcGIS*. Obtenido de Plataforma ArcGIS: <http://www.sigsa.info/productos/esri/plataforma-arccgis>
- Hernández, J., & Vieyra, A. (2010). Riesgo por inundaciones en asentamientos precarios del periurbano. Morelia, una ciudad media mexicana. ¿El desastre nace o se hace? *Revista de Geografía Norte Grande*, 47.
- Herrera, I. (5 de Noviembre de 2018). *acueductoonline.com*. Obtenido de Morelia, inundaciones impiden reanudar fútbol municipal: <https://acueductoonline.com/morelia-inundaciones-impiden-reanudar-futbol-municipal/>
- Iber. (24 de Agosto de 2019). *Iber*. Obtenido de Presentation: <http://www.iberaula.es/50/the-project/presentation>







- IMTA. (2011). *Estudio de Riesgo de Inundaciones en Zonas Urbanas de la República Mexicana*. México D.F.: CONAGUA-CONACYT.
- INEGI. (2009). *Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos: Morelia, Michoacán de Ocampo*. Morelia, Michoacán: INEGI.
- Mendoza Martínez, M. (2018). *Evaluación del control de avenidas en la cuenca del Río Grande de Morelia*. Morelia, Michoacán.
- Paschoal, S. (1983). *FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL*. México D. F.: LIMUSA.
- Primera Plana Noticias. (4 de Noviembre de 2018). *Se desborda dren Barajas en Morelia*. Obtenido de <https://primeraplananoticias.mx/portal/archivos/596308>
- SAGARPA. (2017). *Presas de Gaviones*. Montecillo, Edo. México.
- Saucedo García, J. Á. (2018). *FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES EN LAS MICROCUENCAS DE MORELIA*. Morelia.
- Secretaría de Seguridad Pública Dirección de Protección Civil. (2014). *Plan de Atención a la Población ante Fenómenos Hidrometeorológicos 2014*. Morelia Michoacán: Protección Civil Michoacán.
- Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de canales*. México, D.F.: UNAM.
- Us Army Corps of Engineers. (2019). *HEC-HMS*. Obtenido de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>
- Villón, M. (2019). *Hidroesta 2*. Obtenido de <http://maximovillon.blogspot.com/p/hidroesta.html>

