

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS

**TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA DE LOS
RECURSOS HÍDRICOS**

**Aplicación de una metodología para la evaluación del riesgo
incremental asociado a eventos hidrometeorológicos en presas
de almacenamiento para la ciudad de Morelia.**

Presentado por:

Ing. Chrystopher Daly Franco Navarro

Director de tesis:

Dr. Constantino Domínguez Sánchez

Codirector:

Dr. Ignacio Escuder Bueno



ESCUDO

*Morelia, Michoacán
Enero de 2025*

Índice

Índice de figuras	5
Índice de tablas	9
Resumen.....	12
Abstract	13
Introducción	14
1. Hipótesis.....	15
2. Objetivos	15
2.1. Objetivo General.....	15
2.2. Objetivos Particulares.....	15
3. Justificación	15
4. Marco teórico.....	16
4.1. Problemática inundaciones y riesgos	16
4.1.1. En el mundo	16
4.1.2. En México	19
4.2. Hidrología.....	21
4.2.1. Ciclo hidrológico.....	21
4.2.2. Precipitaciones.....	22
4.2.3. Introducción lluvia escurrimiento	24
4.2.4. Métodos para la estimación de gastos máximos.....	24
4.2.5. Métodos para la estimación de gastos medios.....	25
4.2.6. Métodos para la estimación de gastos mínimos	25
4.2.7. Periodo de retorno probabilidad de excedencia.	26
4.3. Introducción a las presas	26
4.3.1. Tipos de presas.....	29
4.3.2. Tipos y casos de fallo en presas.	34
4.4. Introducción al riesgo	35
4.4.1. Definición de Riesgo.....	35
4.4.2. Gobernanza de riesgo	36
4.4.3. Tipos de Metodologías para la evaluación del riesgo	37
4.4.4. Modelos de riesgo aplicados.....	45
5. Metodología	46

5.1.	Hidrología de la zona de estudio	48
5.2.	Modelación Hidráulica	48
5.3.	Control de inundaciones y evaluación del riesgo	50
5.4.	Web Map	51
5.5.	Zona de estudio	52
6.	Resultados en la zona de estudio	54
6.1.	Estudio hidrológico	54
6.1.1.	Trazo de la cuenca hidrológica.....	54
6.1.2.	Características geomorfológicas de las cuencas	56
6.1.3.	Selección de estaciones meteorológicas	58
6.1.4.	Funciones de distribución (FDP).....	59
6.1.5.	Número de escurrimiento.....	60
6.1.6.	Estimación de hidrogramas.....	63
6.2.	Modelo Hidráulico	68
6.2.1.	Construcción de Modelo Digital de Elevaciones	68
6.2.2.	Validación del Modelo Digital de Elevaciones	71
6.2.3.	Corrección de errores en el MDE	85
6.2.4.	Identificación de estructuras de cruce en el cauce de estudio.....	87
6.2.5.	Determinación de coeficientes de rugosidad	88
6.2.6.	Modelación hidráulica del caso base	89
6.2.7.	Caracterización de estructuras de control	92
6.2.8.	Modelación hidráulica de rotura de presas	97
6.3.	Cálculo del riesgo por inundación.....	103
6.3.1.	Caracterización socioeconómica para la estimación de consecuencias	103
6.3.2.	Cálculo del riesgo por inundación para el caso base	109
6.3.3.	Cálculo del riesgo por inundación con medidas estructurales y no estructurales	113
6.4.	Web Map	123
7.	Conclusiones y líneas de investigación futura.....	126
7.1.	De la hidrología de la zona de estudio.....	126
7.2.	De la modelación hidráulica	126
7.3.	Del cálculo y evaluación del riesgo por inundación.....	127
7.4.	Conclusiones sobre la construcción de presas en la cuenca del Río Chiquito.....	128
7.5.	Líneas de investigación futuras.....	129

8. Referencias.....	130
---------------------	-----

Índice de figuras

Figura 1. Distribución geoespacial del top 10 de número de desastres registrados durante el año 2022 por país o zona geográfica (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023). ...	17
Figura 2. Ocurrencia según el tipo de desastres en 2022 comparando con la media registrada (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).	17
Figura 3. Proporción de muertes por continente 2022 (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).....	18
Figura 4. Número de pérdidas humanas en función del tipo de desastre natural (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).....	18
Figura 5. Número de población afectada en función del tipo de desastre natural (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).....	19
Figura 6. Porcentaje de declaratorias de desastre y emergencia por subtipo de fenómeno en 2022 (CENAPRED, 2022).....	19
Figura 7. Registro histórico de los costos asociados a desastres naturales en México (CENAPRED, 2022).	20
Figura 8. Distribución porcentual de pérdidas económicas por tipo de fenómeno en 2022 (CENAPRED, 2022).....	20
Figura 9. Distribución porcentual de pérdidas humanas totales por tipo de fenómeno en 2022 (CENAPRED, 2022).....	21
Figura 10. Proceso del ciclo hidrológico (Aparicio, 2001).	22
Figura 11.- Presas en la república mexicana según el tipo de uso y su capacidad hasta el año 2015 (Domínguez, 2019).	28
Figura 12.- Porcentaje de presas según la entidad federativa (CONAGUA, 2014).	29
Figura 13.- Presas flexibles y su clasificación (Arreguín Cortés, 2021).....	32
Figura 14.- Presas rígidas y clasificación (Arreguín Cortés, 2021).....	33
Figura 15.- Curvas FD y FN para la cuantificación del riesgo social y económico (Escuder et al., 2010a).	38
Figura 16.- Equivalencia entre árbol de eventos y diagrama de influencias (Escuder Bueno et al., 2013a).	39
Figura 17.- Efecto de las medidas estructurales y no estructurales en las curvas FN (Escuder et al., 2010a).	40
Figura 18.- Modelo para el cálculo del riesgo por inundación para río sin estructuras de regulación (Escuder Bueno et al., 2013a).	40

Figura 19.- Modelo para el cálculo del riesgo por inundación para río con estructuras de regulación (Escuder Bueno et al., 2013a).	42
Figura 20. Representación conceptual de los rangos de tolerabilidad de riesgos (Munger et al., 2009).	43
Figura 21.- Gráfico fN para la evaluación del riesgo incremental en presas según la USBR (SPANCOLD, 2012).....	44
Figura 22.- Gráfico fN para la evaluación del riesgo incremental en presas según la USACE (SPANCOLD, 2012).....	44
Figura 23.- Diagrama metodológico seguido en este trabajo.	47
Figura 24.- Cuenca hidrológica del cauce Río Chiquito	52
Figura 25.- Red hídrica de la ciudad de Morelia.....	53
Figura 26.- Cuenca hidrológica y red de corrientes del Río Grande a su salida de la zona urbana de Morelia.	54
Figura 27.- Subcuencas correspondientes a la cuenca del Río Grande.....	55
Figura 28.- Subcuencas de la ciudad de Morelia.....	55
Figura 29.- Subcuencas con influencia directa en la zona urbana de Morelia.....	58
Figura 30.- Diversos usos de suelo dentro de la zona de estudio.	61
Figura 31.- Tipos de suelo dentro de la zona de estudio.	62
Figura 32.- Mapa resultante con la estimación de los diversos valores de escurrimiento “N”	62
Figura 33.- Curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno para la cuenca del Río Chiquito (subcuenca 6)	64
Figura 34.- Curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno para la cuenca del Río Chiquito (subcuenca 6)	64
Figura 35.- Hietograma que describe la lluvia de diseño para un Tr de 100 años correspondiente a la cuenca del Río Chiquito	65
Figura 36.- Hidrograma de salida obtenido con el software HEC-HMS para la cuenca del Río Chiquito (subcuenca 6) para un Tr de 100 años.....	66
Figura 37.- Detalle de curvas de nivel resultado del levantamiento topográfico proporcionado. ...	68
Figura 38.- Detalle de Modelo Digital de Elevaciones del cauce obtenido del tratamiento de información.	69
Figura 39.- Sección transversal muestra obtenida del MDE del cauce	69
Figura 40.- Detalle del Modelo Digital de Elevaciones mixto.....	70
Figura 41.- Detalle de sección transversal resultado de la unión de los distintos MDE	70
Figura 42.- Puntos propuestos para las visitas de campo para la validación topográfica	72

Figura 43.- Margen derecha desde el puente en calle Chiapas.	73
Figura 44.-Margen Izquierda desde el puente en calle Chiapas	73
Figura 45.- Cárcamos de bombeo para el control de avenidas.....	74
Figura 46.- Confluencia a la corriente principal sin estructuras de regulación.....	74
Figura 47.-Confluencia con la corriente principal sin regular como se indica en topografía.....	75
Figura 48.- Confluencia de corrientes en la cuenca sin regulación.....	76
Figura 49.- Estructuras de control en la confluencia con el Río Grande.	76
Figura 50.- Compuerta que forma parte de la estructura de regulación en la planicie de inundación.	77
Figura 51.- Estructura de cruce en dren Barajas que aumenta la capacidad hidráulica.....	77
Figura 52.- Estructuras de regulación en confluencia con Río Grande.	78
Figura 53.- Estructura de control en confluencia entre el dren Arroyo de Tierra y el Río Grande. ..	79
Figura 54.- Estructura de regulación en la confluencia del dren Mora Tovar y Río Grande.	79
Figura 55.- Confluencia entre el Río Chiquito y el Río Grande sin estructuras de control.....	80
Figura 56.- Estructuras de control en la confluencia con el Río Grande	81
Figura 57.- Vegetación abundante en el dren en cuestión.	81
Figura 58.- Dren La Soledad sin presencia de un caudal base	82
Figura 59.- Vegetación en dren Quinceo.....	82
Figura 60.- Vegetación en dren Quinceo.....	83
Figura 61.- Sección del cauce alterada con materiales no aptos	83
Figura 62.- Estructuras de cruce construidas de manera.....	84
Figura 63.- Imagen satelital de la zona a corregir	85
Figura 64.- Zonas a corregir en MDE.	86
Figura 65.- Muro lindero correspondiente al internado España-México a la	86
Figura 66.- Muro lindero de las oficinas de Comisión Estatal de Cultura Física y Deporte.....	86
Figura 67.- Modelo Digital de Elevaciones resultado de las correcciones	87
Figura 68.- MDE para la modelación hidráulica incluyendo estructuras de cruce y	88
Figura 69.- Mapa de rugosidades correspondiente a la extensión del MDE	89
Figura 70.- Polígono correspondiente a la malla generada para llevar a cabo la modelación hidráulica.....	89
Figura 71.- Refinamiento utilizado la malla general correspondiente al cauce del Río Chiquito y estructuras de cruce.....	90

Figura 72.- Modelo hidráulico para el caso base asociado a un periodo de retorno de 100 años...	91
Figura 73.- Modelo hidráulico para el caso base asociado a un periodo de retorno de 1000 años.	91
Figura 74.- Ubicación de presas propuestas como estructuras de regulación en el Río Chiquito...	92
Figura 75.- Curvas área-volumen-elevación de la presa derecha.	94
Figura 76.- Curvas área-volumen-elevación presa izquierda.	95
Figura 77.- Amplitud de onda y ola reflejada en la cortina de la presa debido a la acción del viento (Davis, 1942).....	96
Figura 78.- Niveles característicos de la presa derecha.	97
Figura 79.- Niveles característicos de la presa izquierda.	97
Figura 80.- Posible brecha generada para la presa izquierda.	100
Figura 81.- Posible brecha generada para la presa derecha.	100
Figura 82.- Modelo hidráulico de rotura para la presa izquierda.	101
Figura 83.- Modelo hidráulico de rotura para la presa derecha.	102
Figura 84.- Hidrogramas de rotura para la presa izquierda.	102
Figura 85.- Hidrogramas de rotura para la presa derecha.	103
Figura 86.- Mapa de los diversas estructuras y su clasificación en la zona de estudio.....	104
Figura 87.- Costes de referencia promedio en la zona de estudio.	105
Figura 88.- Curvas tirante daño para zonas habitacionales de 1 y 2 niveles con un índice de marginación bajo.....	107
Figura 89.- Curva tirante-daño para hospitales obtenida del modelo HAZUS propuesto por el USACE (FEMA, 2022).	107
Figura 90.- Distribución poblacional de la zona de estudio.	109
Figura 91.- Pérdida de vidas por cada escenario propuesto para el caso base	111
Figura 92.- Curva FN estimada para el caso base.....	112
Figura 93.- Curva FD estimada para el caso base.....	113
Figura 94.- Cuencas de aporte correspondientes a los embalses propuestos.....	114
Figura 94.- Curvas de fragilidad de fallo por sobrevertido para diversos tipos de presas (ANCOLD, 1994).	117
Figura 96.- Riesgo social total calculado para el caso base en azul y con medidas estructurales en rojo (curvas FN).	120
Figura 97.- Riesgo económico total calculado para el caso base en azul y con medidas estructurales en rojo (curvas FD).	121

Figura 98.- Curvas FN del riesgo social incremental asociado a las presas propuestas y el cumplimiento del criterio ALARP según USACE.	121
Figura 99.- Curvas fN del riesgo social incremental asociado a las presas propuestas y el cumplimiento las recomendaciones de tolerabilidad del USBR	122
Figura 100.- Trayectoria seguida para cumplir con las recomendaciones de tolerabilidad del riesgo social incremental del USBR de la presa izquierda.	123
Figura 101.- Interfaz principal del mapa web con capas de manchas de inundación, botones para información del riesgo y estructuras de regulación propuestas.....	124
Figura 102.-Menú que permite la visualización de capas, así como simbología.	124
Figura 103.- Información sobre las profundidades correspondientes a la mancha de inundación.	125
Figura 104.- Herramienta de medición integrada a la plataforma.	125
Figura 105.- Visualización de la información del riesgo tal como son las curvas FN, fN y la cuantificación del riesgo.....	126
Figura 106.-Modelo de inundación en caso base para un Tr = 100 años.....	135
Figura 107.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 200 años.....	135
Figura 108.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 500 años.....	136
Figura 109.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 1,000 años.....	136
Figura 110.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 2,000 años.....	137
Figura 111.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 10,000 años.....	137

Índice de tablas

Tabla 1. Resumen de pérdidas económicas, pérdidas humanas y población afectada por tipo de desastre natural en 2022 (CENAPRED, 2022).	21
Tabla 2.- Relación pendiente-velocidad media del cauce.....	56
Tabla 3.- Características geomorfológicas de las subcuencas de estudio.....	57
Tabla 4.- Pruebas estadísticas y el resultado de aplicarse a las series de precipitación de cada estación seleccionada	59
Tabla 5.- Resultado de la prueba Smirnov-Kolmogorov para cada una de las FDP ajustadas a las series de precipitación de cada estación.	59
Tabla 6.- Reclasificación del tipo de suelo para cada uno de los suelos existentes en la zona de estudio para la estimación del parámetro N.....	60
Tabla 7.- Reclasificación del uso de suelo para la estimación del parámetro N	60

Tabla 8.- Valores de N estimados para cada subcuenca con influencia urbana, así como valor N para las subcuencas.	63
Tabla 9.- Diversos valores para el factor “e” en función del tiempo de concentración para la estimación de hietogramas (Kuichling, 1889).	64
Tabla 10.- Resumen de gastos máximos obtenidos con el software HEC-HMS para cada subcuenca asociados a diversos periodos de retorno.	67
Tabla 11.- Resumen de gastos máximos obtenidos con el software HEC-HMS para cada subcuenca asociados a la precipitación máxima que corresponde a cada subcuenca.	67
Tabla 12.- Coeficientes de rugosidad de Manning utilizados para la generación del mapa de rugosidades (Chow, 2004b).	88
Tabla 13.-Aportación de la cuenca a cada embalse para un Tr 1000	93
Tabla 14.- Resultados de la determinación del bordo libre en base a la altura de ola	96
Tabla 15.- Estimación de valores de magnitud para la formación.	98
Tabla 16.- Valores típicos de los coeficientes de sobrevertido para distintos.	98
Tabla 17.- Caracterización de la brecha para la presa derecha	99
Tabla 18.- Caracterización de la brecha para la presa izquierda.	99
Tabla 19.- Caudal de fallo en función del tiempo de formación de brecha	103
Tabla 20.- Clasificación de estructuras en la zona de estudio	103
Tabla 21.- Estructuras y sus costes de referencia por metro cuadrado en función de la altura media de las estructuras en la zona de estudio.	106
Tabla 22.- Escenarios temporales propuestos para la estimación de consecuencias	108
Tabla 23.- Daños económicos estimados para el caso base.	110
Tabla 24.- Pérdida de vidas estimadas para el caso base en la estación invierno.	110
Tabla 25.- Pérdida de vidas estimadas para el caso base en la estación verano.	111
Tabla 26.- Resumen del proceso de cuantificación del riesgo	112
Tabla 27.- Caracterización geomorfológica de las cuencas de aportación a cada embalse.	114
Tabla 28.- Estimación de gastos y volúmenes de aportación (embalse derecho)	114
Tabla 29.- Estimación de gastos y volúmenes de aportación (embalse izquierdo)	115
Tabla 30.- Estudio de laminación de presa derecha.	116
Tabla 31.- Estudio de laminación de presa izquierda.	116
Tabla 32.- Características de la categoría 7 para la definición de tasas de mortalidad propuestas para la zona de estudio (Escuder Bueno et al., 2013a).	118
Tabla 33.- Daños económicos estimados para los escenarios de rotura propuestos en la presa derecha.	118

Tabla 34.- Pérdida de vidas estimadas para los escenarios de rotura propuestos en la presa derecha.....	119
Tabla 35.- Daños económicos estimados para los escenarios de rotura propuestos en la presa izquierda.....	119
Tabla 36.- Pérdida de vidas estimadas para los escenarios de rotura propuestos en la presa izquierda.....	119
Tabla 37.- Resumen de la cuantificación del riesgo realizada para cada escenario.	127

Resumen

En este trabajo se propone la aplicación de una metodología que, permita cuantificar el riesgo por inundación en el cauce del Río Chiquito de la ciudad de Morelia, así como la evaluación de la efectividad de medidas estructurales y no estructurales para la disminución del riesgo; de igual manera se pretende que los resultados de este análisis puedan ser consultados a través de un mapa web. Las principales fuentes de información serán las bases de datos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), así como información proporcionada por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) además de datos con los que cuenta el Departamento de Hidráulica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH). Para lograr los objetivos del presente trabajo, se recurrirá a la metodología propuesta por (Escuder Bueno et al., 2013), con el objetivo de cuantificar del riesgo por inundación; la aplicación de esta metodología requiere una modelación hidráulica en 2D, para describir el comportamiento de las inundaciones en la zona, este modelo se ejecutará en el software HEC-RAS y será alimentada con hidrogramas obtenidos para escenarios de precipitación máxima, asociados a diversos periodos de retorno. Como resultado se espera que la cuantificación y evaluación del riesgo presentada en el mapa web, permita concientizar sobre los beneficios sociales y económicos, que implica la reducción del riesgo por inundación en zona urbanas. Finalmente, esta investigación busca ser útil para los tomadores de decisiones en la ciudad, con el fin de aportar a la solución del problema de inundaciones que, año con año afecta a la ciudad de Morelia; así como también se busca que este esquema metodológico pueda ser replicado en otras zonas urbanas del país.

Palabras clave: Cuantificación del riesgo, Inundaciones urbanas, Riesgo Social, Riesgo económico, Riesgo incremental.

Abstract

This study proposes the application of a methodology to quantify flood risk in the Río Chiquito channel in the city of Morelia, as well as to evaluate the effectiveness of structural and non-structural measures for risk reduction. Additionally, it aims to make the results of this analysis accessible through a web map. The main sources of information will include databases from the National Institute of Statistics and Geography (INEGI), data provided by the National Water Commission (CONAGUA), and information available from the Hydraulics Department of the Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH).

To achieve the objectives of this study, the methodology proposed by Escuder Bueno et al. (2013) will be employed to quantify flood risk. The application of this methodology requires 2D hydraulic modeling to describe the behavior of floods in the area. This model will be executed using HEC-RAS software and will be fed with hydrographs derived from maximum precipitation scenarios associated with various return periods.

The expected outcome is that the quantification and evaluation of risk presented on the web map will raise awareness of the social and economic benefits associated with reducing flood risk in urban areas. Finally, this research seeks to provide valuable input for decision-makers in the city, contributing to the solution of the flooding problem that affects Morelia year after year. Moreover, it is hoped that this methodological framework can be replicated in other urban areas across the country.

Keywords: Risk quantification, Urban flooding, Social risk, Economic risk, Incremental risk.

Introducción

Los eventos de inundación en zonas urbanas son unos de los grandes males que aquejan a la población; debido a los efectos que tienen diversos factores como lo son: el cambio climático y la dinámica de los procesos socioeconómicos. Este tipo de factores provocan que los efectos de las inundaciones sobre las poblaciones sean de mayor magnitud provocando que, la recuperación de estas se lleve en un periodo de tiempo más prolongado, y con una mayor inversión económica.

De acuerdo con el informe *“Impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México”* hecho por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), en el año 2020 las pérdidas económicas asociadas a desastres naturales representaron un monto aproximado de 32,736.3 millones de pesos, lo cual se traduce en un aumento del 311% respecto al 2019. La población afectada por desastres naturales para el mismo año alcanzó una magnitud de alrededor de 808,123 personas, dejando alrededor de 392 pérdidas de vidas y dañando cerca de: 243,301 viviendas, 606 escuelas y 32 hospitales. Del total de pérdidas económicas y sociales derivado de desastres naturales, el 82.8% de daños y el 98% de población afectada, estuvieron asociados a fenómenos hidrometeorológicos como son tormentas, huracanes, ciclones entre otros tipos de fenómenos que puedan provocar eventos de inundación. Un evento de este tipo tuvo lugar entre los meses de octubre y noviembre del año 2020, en el estado de Tabasco; este evento representó un total de pérdidas económicas por un valor 9895.5 millones de pesos, además de importantes daños a la infraestructura urbana de la zona (CENAPRED, 2021). En la ciudad de Morelia, debido a su ubicación geográfica, los eventos de inundación se presentan de manera recurrente en cada temporada de lluvias, lo cual implica que anualmente se presenten importantes pérdidas que afectan a la sociedad como a la economía local. Muestra de ello son los eventos sucedidos en Julio de 2020, donde a causa del desbordamiento del dren Arroyo de Tierras dejando a 4 colonias situadas alrededor del cauce con cuantiosas pérdidas económicas; otro evento sucedió en Julio de 2018, donde debido a una fuerte avenida provocada por una fuerte tormenta, una decena de colonias a faldas del cerro del Quinceo resultaron afectadas por el arrastre de lodo, materiales pétreos e incluso vehículos, lo que generó importantes daños en la zona. Otro evento más reciente, tuvo lugar el 27 de julio del 2022 donde derivado de una tromba, se generaron diversas inundaciones dentro de la ciudad afectando avenidas como: Avenida Poliducto, Guadalupe Victoria, Boulevard García de León, Camelinas y colonias como Prados Verdes, Tres Puentes, Carlos Salazar y Agustín Arriaga (Estrada, 2022). A raíz de la problemática descrita, existen acciones por parte de las autoridades para mitigar los efectos de las inundaciones en la ciudad de Morelia, sin embargo, al no existir un análisis que cuantifique el riesgo por inundación de manera anualizada, existe poco interés de invertir en soluciones efectivas, ya que se desconoce los beneficios de estas en cuanto inversión de trata. Por lo tanto, en el presente trabajo se busca la aplicación de una metodología que logre cuantificar el riesgo económico y social en una de las zonas expuestas en la ciudad de Morelia; que sea útil para hacer visibles los efectos que tienen los eventos de inundación, así como la efectividad de las medidas destinadas a la reducción de estos. Para ello, los resultados se presentarán en una página web, que sea de fácil accesibilidad para la población y tomadores de decisiones, para así lograr concientizar sobre la problemática tratada.

Este trabajo abordará las principales preguntas y suposiciones mediante el planteamiento de una **hipótesis**, así como los principales ejes que guiarán esta investigación con el planteamiento de

objetivos. En el apartado del **marco teórico**, estarán plasmadas todas las principales bases teóricas y **antecedentes** que, respaldarán la metodología propuesta. La sección de **metodología** describirá de manera precisa los materiales y pasos a seguir propuestos para dar origen a nuestros **resultados esperados**.

1. Hipótesis

El uso de mapas de consulta online que contengan información de cuantificación y disminución del riesgo por inundación, mediante la aplicación de medidas estructurales y no estructurales; son herramientas que permiten visualizar y estimar las pérdidas asociadas a fenómenos de inundación en una zona urbana, así como socializar la problemática entre la población.

2. Objetivos

2.1. Objetivo General

Evaluar el riesgo por inundación por inundaciones fluviales, así como la efectividad de medidas de mitigación, mediante el uso de una metodología completa y cuantitativa, que pueda ser presentada a través de un mapa web para su consulta.

2.2. Objetivos Particulares

- **Objetivo particular #1:** Llevar a cabo un análisis de la hidrología urbana de la ciudad, para realizar la estimación de gastos máximos, tomando en cuenta la dinámica del proceso hídrico de la ciudad.
- **Objetivo particular #2:** Realizar la modelación hidráulica de la cuenca urbana del cauce denominado Río Chiquito, con base a distintos periodos de retorno.
- **Objetivo particular #3:** Realizar la cuantificación de pérdidas sociales y económicas, mediante el uso de Sistemas de Información Geográfica.
- **Objetivo particular #4:** Cuantificar el riesgo por inundación para las condiciones actuales del cauce.
- **Objetivo particular #5:** Proponer estructuras para disminuir el riesgo social y económico, evaluando su seguridad y efectividad en la reducción del riesgo.
- **Objetivo particular #6:** Desarrollar un mapa web que contenga un mapa interactivo para visualizar los resultados obtenidos de esta investigación.

3. Justificación

Derivado de la problemática de inundación que se presentan de manera recurrente en distintas zonas urbanas que conforman el territorio nacional, surge la necesidad de realizar obras que ayuden a la mitigación de los efectos que tienen dichos fenómenos; la ciudad de Morelia no ha sido la excepción, pues año con año se pone a prueba la resiliencia de esta para hacer frente a los efectos de dichos fenómenos. Para la disminución de los efectos negativos de dichos eventos, es necesaria la implementación de medidas estructurales y no estructurales, sin embargo, la realización de estas requiere de cuantificar el riesgo por inundación ya que es necesario evaluar la eficiencia de estas; por lo que esto puede ser un proceso tardado o difícil debido al

desconocimiento del tema en el área de la Ingeniería. Por ello, esta investigación tiene como fin aplicar en el caso de estudio una metodología completa y de libre acceso para la cuantificación y evaluación del riesgo que, ayude a los tomadores de decisiones de la región a tener un panorama completo de la situación actual, así como la efectividad de las medidas que pueden ser implementadas.

De manera particular los beneficiarios directos de esta investigación, es la población de la ciudad de Morelia (Figura 25) ya que se pretende llevar a cabo el análisis dentro de una de las zonas más importantes para la movilidad de la ciudad, así como ser de gran importancia para la economía de esta. Además, esta investigación busca ser referencia en el país, para aplicar este tipo de metodología en las ciudades mexicanas que sufren los efectos de las inundaciones, ya que se busca la adaptación de esta, para lograr la obtención de resultados representativos considerando tipo de construcciones y configuración urbana típicas.

4. Marco teórico

Este apartado contendrá todos los conceptos y principios que, se pretenden aplicar y entender para lograr el éxito de los objetivos planteados en el presente trabajo. De esta manera se busca dar robustez a cada uno de los métodos y prácticas propuestas en apartado de metodología.

4.1. Problemática inundaciones y riesgos

4.1.1. En el mundo

Debido a los cambios en el clima que el planeta está experimentando, derivados del calentamiento global, los núcleos poblacionales están más expuestos a sufrir las consecuencias derivadas de eventos extremos. El Centro de Investigación sobre la Epidemiología de los Desastres (CRED, por sus siglas en inglés), en Bruselas, Bélgica, ha registrado tan sólo durante el año 2022: 387 peligros y desastres alrededor del mundo y estos han dejado como consecuencias alrededor de 30,704 pérdidas humanas, así como 185 millones de individuos afectados. En cuanto daños económicos, el CRED registro que estos ascienden a los \$223.8 billones de dólares. En cuanto la distribución geoespacial de los desastres registrados se tiene que el continente asiático es el área geográfica más afectada (Figura 1), con un número de 137 desastres registrados en el año 2022 (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).

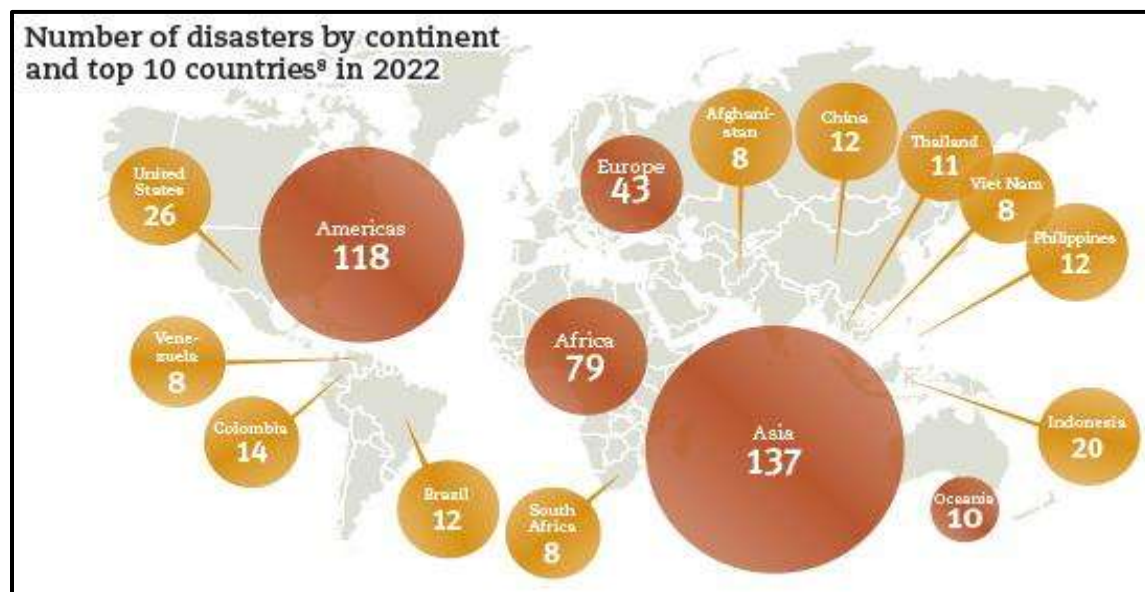


Figura 1. Distribución geoespacial del top 10 de número de desastres registrados durante el año 2022 por país o zona geográfica (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).

A partir de los datos publicados por el CRED, se puede notar una tendencia en el aumento de desastres naturales, en comparación con el promedio de desastres en función del tipo de amenaza natural; además que es posible notar que, gran parte de los desastres son producidos por eventos de inundación, así como tormentas (Figura 2).

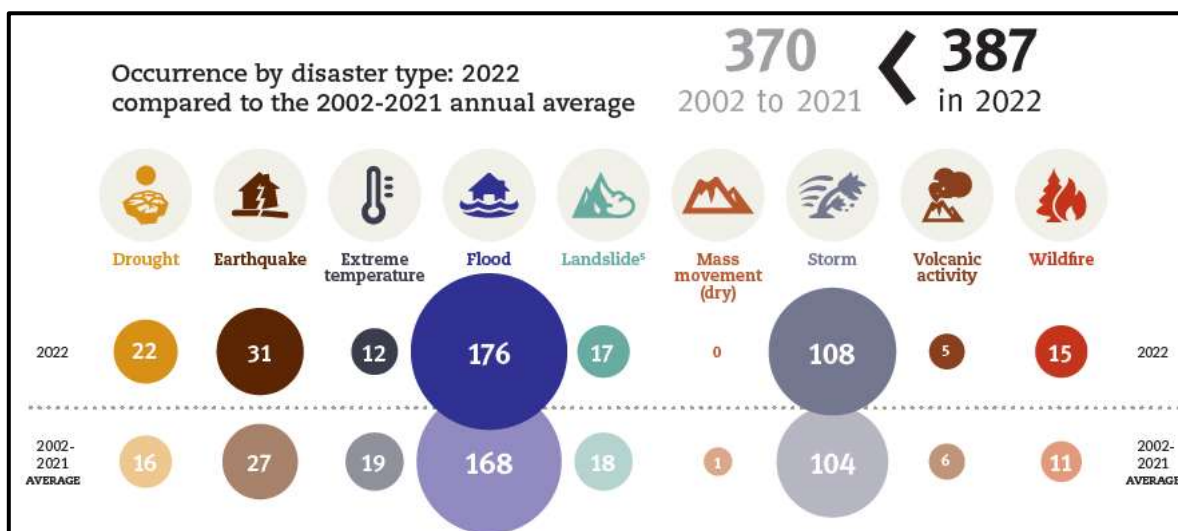


Figura 2. Ocurrencia según el tipo de desastres en 2022 comparando con la media registrada (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).

De manera similar, se puede notar un aumento en las defunciones a nivel mundial asociadas a desastres naturales respecto a la media medida, donde el continente asiático y europeo son las regiones más golpeadas en cuanto defunciones, siendo los eventos de inundación los segundos causantes en las defunciones (Figura 3).

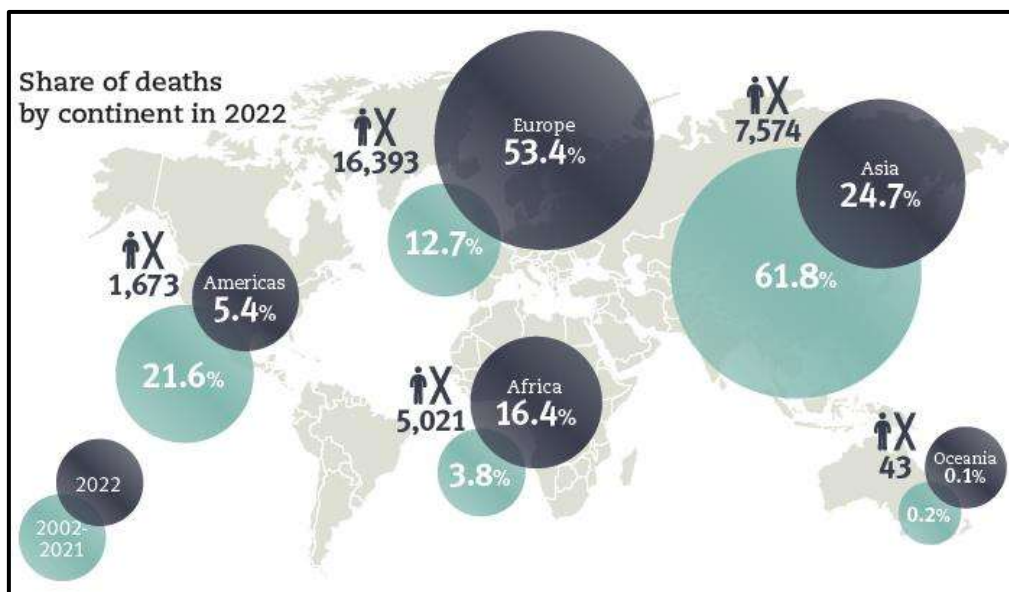


Figura 3. Proporción de muertes por continente 2022 (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).

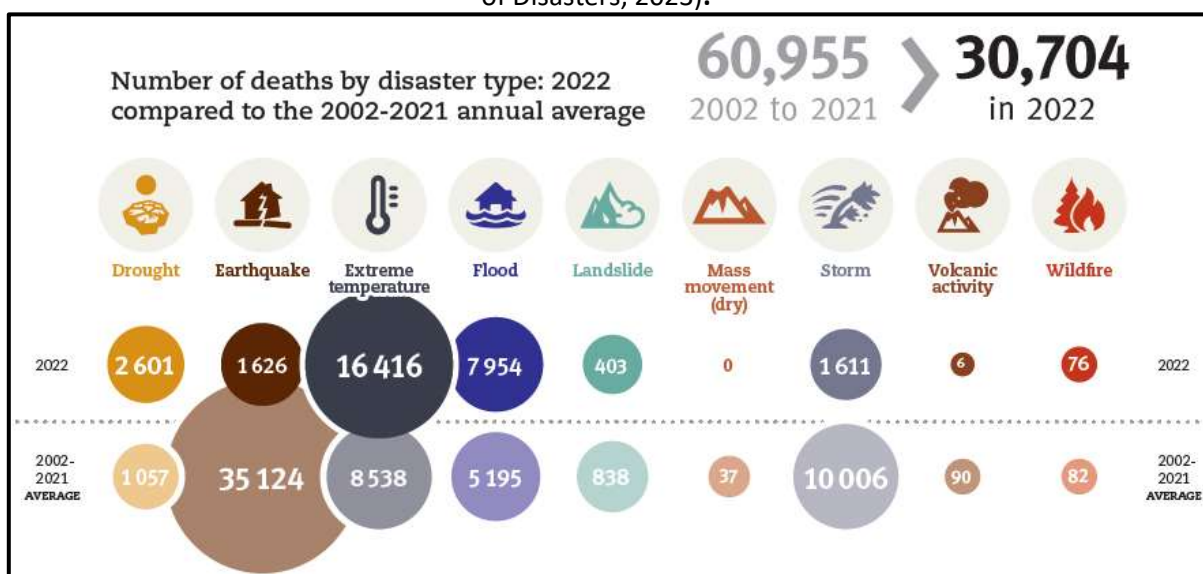


Figura 4. Número de pérdidas humanas en función del tipo de desastre natural (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).

En cuanto población afectada se puede notar que los eventos o fenómenos de inundación afectaron alrededor de 57.1 millones de personas, siendo estos uno de los fenómenos que más población afectan (Figura 5).

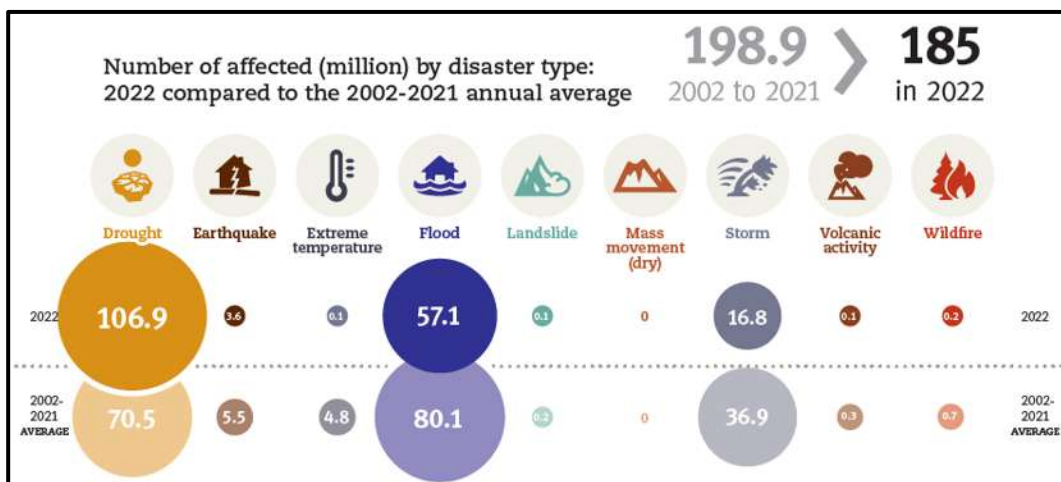


Figura 5. Número de población afectada en función del tipo de desastre natural (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, 2023).

4.1.2. En México

Debido a su ubicación geográfica, el territorio mexicano se encuentra potencialmente expuesto a diversos fenómenos naturales como lo son: sismos, huracanes, tormentas, frentes fríos, entre otros; sin embargo, debido a los efectos del cambio climático, estos fenómenos se presentan con intensidades mayores a las habituales, lo que provoca que la capacidad de las medidas de protección se vea rebasada. El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) año con año publica el reporte de Impacto Socioeconómico de los Principales Desastres Ocurredos en México, donde se realiza una evaluación de los desastres naturales que se presentan durante el año en el territorio nacional, haciendo una recopilación de los daños económicos, defunciones y población afectada en función del tipo de desastre natural o bien los fenómenos que producen estos. Para el año 2022 el CENAPRED registró 26 declaratorias de las cuales 8 fueron declaratorias de emergencia y 18 declaratorias de desastre natural, distribuidas en 11 entidades de la república. De este total, el 77% de declaratorias fueron emitidas por eventos o fenómenos hidrometeorológicos derivados de los huracanes *Agatha*, *Kay*, *Roslyn*, *Javier* y *Newton*, así como ciclones tropicales y lluvias extremas (CENAPRED, 2022).

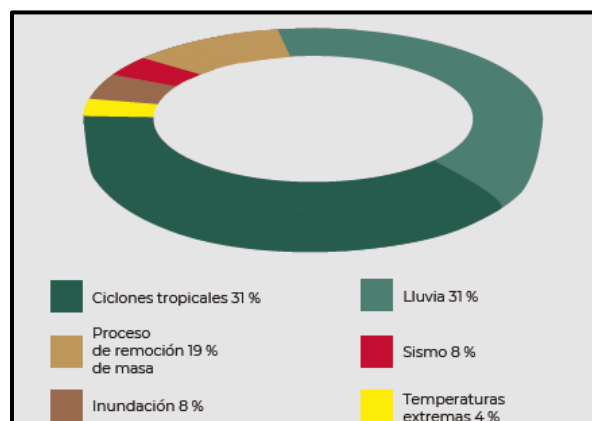


Figura 6. Porcentaje de declaratorias de desastre y emergencia por subtipo de fenómeno en 2022 (CENAPRED, 2022).

Los eventos registrados durante el año 2022 fueron de gran relevancia, ya que dejaron importantes daños y pérdidas que ascienden a 16,600 millones de pesos (aproximadamente 950 MDD), lo que equivale al 0.1% del Producto Interno Bruto (PIB) del país (Figura 7).

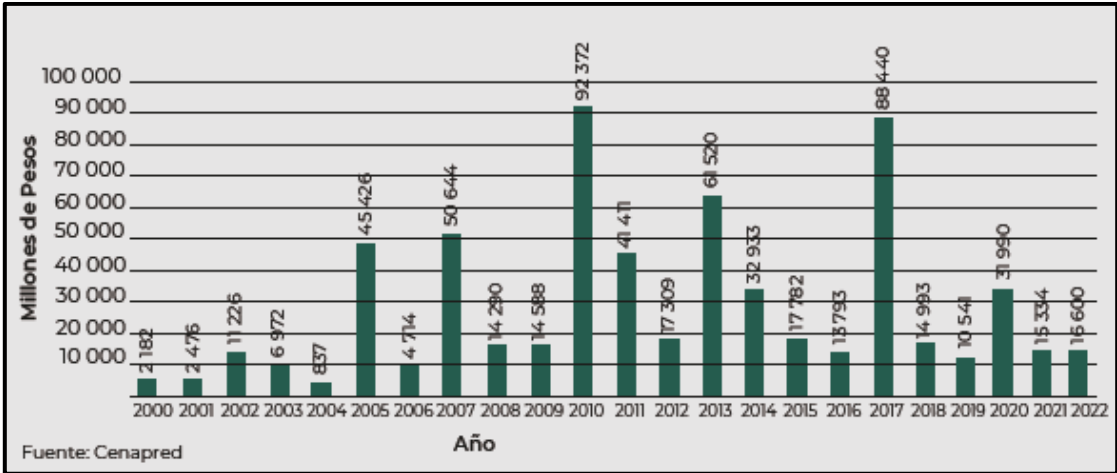


Figura 7. Registro histórico de los costos asociados a desastres naturales en México (CENAPRED, 2022).

De acuerdo con el CENAPRED, los desastres naturales de origen hidrometeorológico son los que reportan mayor cantidad de daños y pérdidas, por ejemplo: en 2022 el 81% de pérdidas económicas estuvieron asociadas a este tipo de desastres (Figura 8).

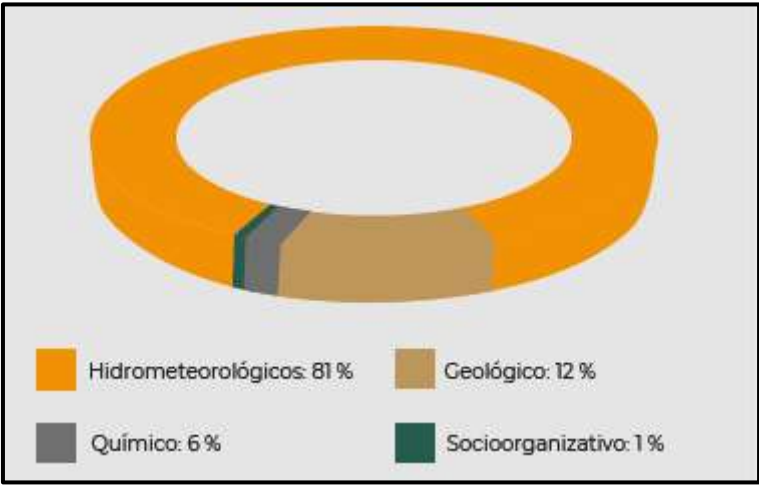


Figura 8. Distribución porcentual de pérdidas económicas por tipo de fenómeno en 2022 (CENAPRED, 2022).

En cuanto a la distribución de pérdidas humanas en función del tipo de fenómeno según el CENAPRED, en México predominan las derivadas de aquellos eventos de origen antrópico, sin embargo, los eventos de origen hidrometeorológico se posicionan seguido de estos. En 2022, los eventos socio organizativos representaron el 56% de pérdidas humanas con 278 muertes, mientras que aquellos de origen hidrometeorológico representaron el 25% del total con 123

muertes (Figura 9). Cabe mencionar que las inundaciones se encuentran dentro de este tipo de eventos.

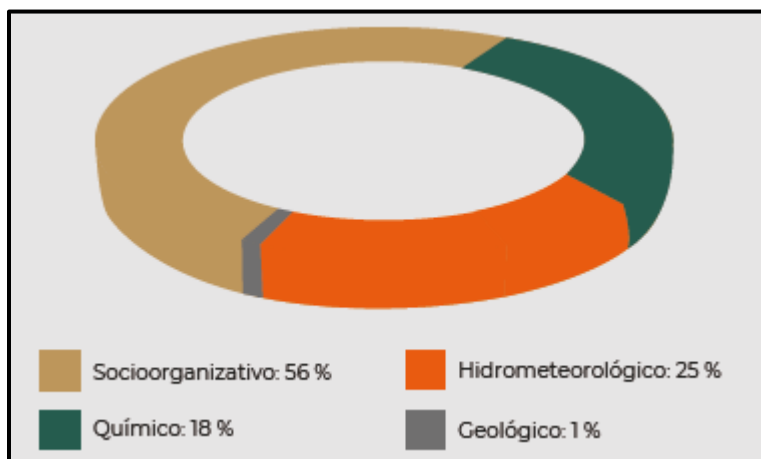


Figura 9. Distribución porcentual de pérdidas humanas totales por tipo de fenómeno en 2022 (CENAPRED, 2022).

En cuanto población afectada se observa la misma tendencia que a nivel mundial, donde se presenta más población afectada por eventos hidrometeorológicos a comparación de las pérdidas humanas causadas por este tipo de eventos (Tabla 1).

Tabla 1. Resumen de pérdidas económicas, pérdidas humanas y población afectada por tipo de desastre natural en 2022 (CENAPRED, 2022).

Fenómeno	Defunciones por fenómeno	Defunciones por fenómeno en las (%)	Daños y pérdidas anuales (millones de pesos corrientes)	Participación por fenómeno en los daños y pérdidas (%)	Viviendas dañadas	Escuelas dañadas	Hospitales afectados	Población afectada
Geológicos	7	1	1 901.34	12	12 862	453	52	32 225
Hidrometeorológicos	123	25	13 509.08	81	9 524	387	99	207 754
Químicos	88	18	1 067.16	6	137	2	1	19 692
Sanitarios	0	0	-	0	-	-	0	-
Socioorganizativo	278	56	128.39	1	125	-	0	3 198
Total	496	100	16 599.97	100	22 648	842	152	262 869

4.2. Hidrología

4.2.1. Ciclo hidrológico

Para una mejor comprensión acerca del fenómeno lluvia escurrimiento, que es parte fundamental del estudio de este trabajo, es necesario comprender el ciclo hidrológico y los procesos que intervienen en él. El ciclo hidrológico se puede entender como un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua en la tierra (Campos Aranda, 1998), Aparicio (2001) plantea que, así como todo ciclo, este no tiene ni principio, ni fin y la manera de describirlo puede comenzar en cualquier punto de este proceso.

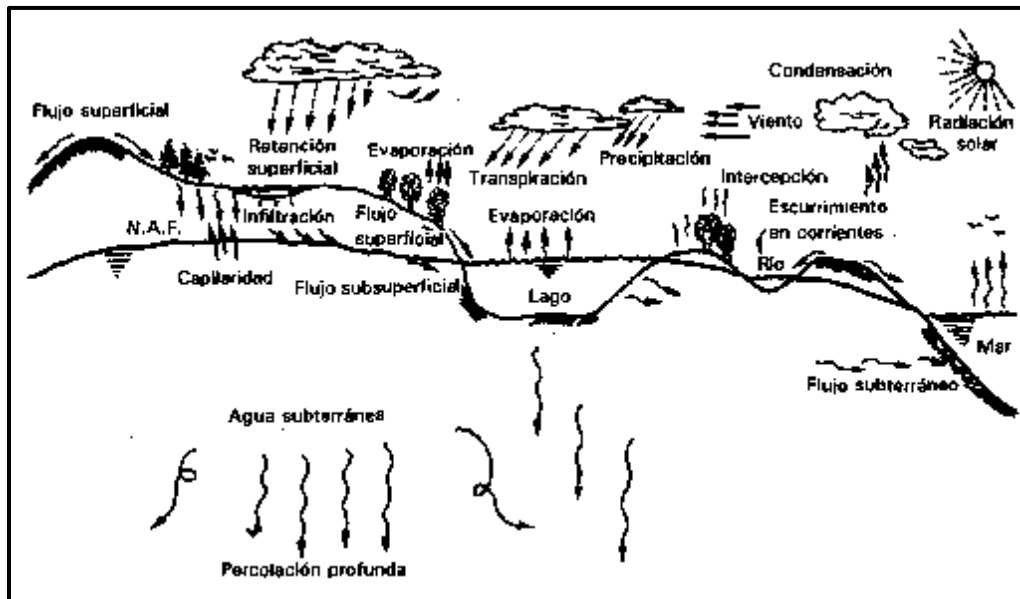


Figura 10. Proceso del ciclo hidrológico (Aparicio, 2001).

Según Aparicio, (2001) este proceso evapora el agua que se encuentra sobre la superficie terrestre (o muy cerca de ella), debido a la radiación solar y el viento; de manera que se forma el vapor de agua elevándose y transportándose en forma de nubes hasta que se condensa y cae en forma de precipitación. El agua precipitada puede evaporarse nuevamente, o bien ser interceptada por las plantas y construcciones, posterior a esto fluye por la superficie hasta ser interceptada por los cauces, o bien hasta infiltrarse hacia los mantos freáticos; nuevamente el agua que fue interceptada anteriormente se evapora de nueva cuenta. La precipitación captada por los cauces naturales se infiltra en parte y el resto llega a los océanos, así como a otros cuerpos de agua como lagos o presas. La parte de la precipitación que se infiltra, es absorbida por las plantas para posteriormente mediante el proceso de evapotranspiración ser transpirada casi en su totalidad hacia la atmósfera. De igual manera el agua infiltrada fluye hacia corrientes subterráneas, el mar, cuerpos de agua o hacia zonas profundas del suelo para ser almacenada y después aflorar.

4.2.2. Precipitaciones

A pesar de que el ciclo hidrológico es un proceso que se sucede en todo el planeta, el fenómeno de precipitación es un fenómeno variante, y en función del punto geográfico en que esta se presente su magnitud será distinta. De acuerdo con lo planteado por Campos Aranda, (1998) los factores que influyen en la precipitación promedio que recibe un lugar son 3 los cuales se enuncian a continuación:

- **Latitud:** regularmente la precipitación tiene mayor magnitud en las zonas más próximas al ecuador, disminuyendo al aumentar la latitud. Sin embargo, la precipitación tendrá valores altos en aquellas latitudes donde predominan los movimientos ascendentes del aire (0° y $\pm 60^\circ$) y valores bajos en zonas de movimientos descendentes ($\pm 30^\circ$ y 90°).
- **Altitud:** dado que el ascenso de masa de aire es un factor de importancia en la precipitación, la altitud es factor de importancia en la distribución de la lluvia.

- **Continentalidad:** La fuente principal de la precipitación es la humedad, ya que la evaporación de las grandes masas de agua propiciará a que la precipitación sea de mayor magnitud.

De manera análoga Campos Aranda, menciona en su trabajo las *Leyes de Pluviosidad* las cuales son:

- **Ley de variación con la altitud:** esta ley contempla que las precipitaciones son mayores en zona montañosas que llanuras, además que éstas además que éstas se presentarán en mayor frecuencia.
- **Ley de alejamiento del mar:** en esta parte de la siguiente premisa: en dos puntos con altitud aproximadamente igual, las lluvias serán más abundante en el punto más cercano al mar. Esto se debe a la desintegración que sufren los sistemas nubosos conforme entran tierra adentro.

De esta forma las variables descritas con anterioridad determinan la intensidad de la precipitación en función de su ubicación en la superficie terrestre, es por esto que, en zonas más propensas a recibir precipitaciones de gran magnitud, deben optar por medidas que ayuden a disminuir las consecuencias que puedan derivar de eventos extremos relacionadas a estas.

4.2.3. Introducción lluvia escurrimiento

Existen numerosas metodologías para el análisis del proceso lluvia-escurrimiento y la aplicación de estos estará en función del tipo de trabajo o estudio que se llevará a cabo, ya que existen modelos para la estimación de gastos máximos, medios y mínimos. La estimación de cada uno de ellos requiere de información de precipitación, sin embargo, cada uno dependerá de la escala temporal en la que se toman las precipitaciones medidas. La aplicación de modelos lluvia-escurrimiento además de ser una práctica habitualmente utilizada para el diseño de estructuras hidráulicas mediante la estimación de gastos máximos, es aplicada en la estimación de posibles cambios en el fenómeno de escurrimiento debido al cambio climático. Sin embargo, el desarrollo de estos modelos se ha enfocado en la reproducción de las características de la escorrentía sin detallar otros procesos como lo es la evapotranspiración. (D. Guo et al., 2017)

4.2.4. Métodos para la estimación de gastos máximos

Uno de los métodos más populares para la estimación de gastos máximos (Young et al., 2009) es el **método racional**, este método es útil en la estimación de caudales asociados a un periodo de retorno. Dicho método utiliza como variables de entrada características que describen el comportamiento del fenómeno lluvia escurrimiento dentro de la cuenca, ya que requiere de un coeficiente de escurrimiento relacionado al porcentaje de suelo desnudo en una cuenca, así como la intensidad de precipitación en 24h asociada a un periodo de retorno; es así como este método suele ser muy práctico para su aplicación. Sin embargo, esta metodología sólo es aplicables en cuencas menores a 2.5km² dado que supone una precipitación uniforme sobre un sitio, lo cual no es aplicable en superficies mayores donde la intensidad de la precipitación suele ser variable. (Hromadka & Whitley, 1994). Este método comprende el uso de la siguiente expresión (Kim & Shin, 2018):

$$Q_{peak} = Ci_{TC}A$$

Donde:

C: Coeficiente de escurrimiento.

i_{TC} : Intensidad media de la lluvia asociada al tiempo de concentración (mm/h).

A: Área de la cuenca (km²).

El modelo lluvia escurrimiento **SCS-CN** (Soil Conservation Services-Curve Number) es un modelo ampliamente utilizado para la estimación de gastos máximos (Mota et al., 2018) y gastos medios (Hagras, 2023), este modelo fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los EE. UU. Y se encuentra incluido en el software HEC-HMS. Para la estimación de caudales, el modelo SCS-CN transforma la precipitación diaria en escorrentía superficial, mediante la proporcionalidad entre la precipitación retenida por los suelos en el área y la escorrentía con base en el número de curva (CN) (Geetha et al., 2007). Para la estimación de máximos el modelo SCN-CN hace uso de las siguientes expresiones propuestas por Yu, (1998):

$$Q = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Dónde:

P: Precipitación máxima diaria obtenida a partir de los hietogramas de diseño.

S: Factor obtenido a partir del número de escurrimiento (*N*), también llamado número de curva (*CN*).

De manera similar es posible la estimación de gastos máximos mediante uso de modelos estocásticos, como lo que propuesto por Hernández-Bedolla et al., (2023); donde a partir de series de precipitaciones máximas diarias, se generan miles series de escurrimiento asociadas a diversos periodos de retorno, que describen el fenómeno lluvia-escurrimiento dentro de una cuenca. Los métodos mencionados ayudan a analizar el fenómeno lluvia escurrimiento en una cuenca al presentarse eventos de precipitaciones extremas o que su intensidad está por arriba de la media en la zona de estudio.

4.2.5. Métodos para la estimación de gastos medios

Los modelos enfocados en la gestión de recursos hídricos como los incluidos en softwares especializados como EvalHid, son algunos de los modelos ampliamente utilizados en países europeos que son de utilidad para la estimación de gastos medios (escurrimiento promedio en una cuenca), tal como es el modelo Témez planteado en 1977, caracterizado por ser un modelo de pocos parámetros que lo hacen apto para aplicarse en cuencas con un número reducido de datos; este modelo tiene una amplia aplicación en España para la evaluación de recursos hídricos (Paredes-Arquiola et al., 2017).

Por otra parte, el modelo de la Oficina Hidrológica de Balance Hídrico (HBV por sus siglas en sueco) planteado en 1995, es de gran uso en países nórdicos como Suecia, Noruega, Islandia y Finlandia. Sus pocos parámetros hacen de este un modelo muy versátil para su aplicación en la modelación hidrológica para la obtención de gastos promedios (Paredes-Arquiola et al., 2017).

De manera similar, el modelo SAC-SMA (Sacramento Soil Moisture Accounting Model) planteado en 1973 para la modelación hidrológica, es un modelo de alto número de parámetros que permite realizar modelaciones con gran detalle, sin embargo, esto lo hace poco práctico en cuencas con una cantidad de datos limitados para la estimación de gasto promedios (Paredes-Arquiola et al., 2017).

4.2.6. Métodos para la estimación de gastos mínimos

Llevar a cabo la estimación de gastos mínimos o ecológicos es una práctica de importancia debido a que este tipo de gastos son fundamentales para la salud y estabilidad de los ecosistemas fluviales, ya que estos están siendo alterados por la actividad humana, así como el cambio climático (Liu et al., 2023). Existen diversos tipos de metodologías para la estimación de caudales ecológicos como son los métodos **hidrológicos**, **hidráulicos**, y **eco-hidráulicos** dentro de los cuales se encuentran: el método asturiano, método de la curva de permanencia de flujo, promedio del

escurrimiento anual, los métodos escocés y suizo además del modelo Tennant-Montana desarrollado en 1976 (Alvarez & Huamán, 2022).

4.2.7. Periodo de retorno probabilidad de excedencia.

Para el diseño de obras hidráulicas tales como: encauzamientos, cruces sobre cauces, obras de captación, obras de protección entre otras, es necesario establecer gastos de máximos de diseño, que pueden ser estimados haciendo uso de los métodos anteriormente mencionados. Para la estimación de gastos de diseño, es necesario establecer uno o diversos periodos de retorno que permitan establecer la magnitud de dichos gastos.

Para entender el término de periodo de retorno, es importante entender que es la **probabilidad de ocurrencia** o **probabilidad de excedencia**; de acuerdo con lo dicho por Subramanya, (1994) este concepto es aplicable a cualquier tipo de variable, como lo es la precipitación o bien los gastos que se presentan en un cauce, y cuando cualquier variable presenta una magnitud que es mayor o igual a una magnitud "X" se denota como "P". Por lo que el **periodo de retorno** o intervalo de recurrencia será igual a la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{P}$$

Dicho lo anterior, es posible determinar al periodo de retorno como el promedio de ocurrencia de un evento que puede presentar una magnitud "X" o mayor a esta. De manera que un evento de magnitud 'X' con un periodo de retorno de 10 años no implica que este se presente cada 10 años, dado que este concepto no implica la periodicidad de eventos; sin embargo, esto quiere decir que, en la serie de datos, la probabilidad de que se presente un evento de tal magnitud tiene un valor de 0.1. De acuerdo con lo dicho anteriormente, eventos correspondientes a periodos de retorno mayores corresponderán a eventos con magnitudes mayores. Por lo cual, para obtener gastos asociados a una probabilidad de excedencia, será necesario un análisis de probabilidad de frecuencias que bien puede ser aplicado a una serie de precipitación, de manera que se pueda obtener, mediante las metodologías antes mencionadas, un gasto de diseño o, bien, aplicando a una serie de datos hidrométricos medidos históricamente. Estos gastos serán los gastos de diseño para diversos tipos de obras hidráulicas.

4.3. Introducción a las presas

Las presas son estructuras hidráulicas que sirven como barrera en un cauce o río, que permite la retención del agua que fluye, de manera que es posible controlar el caudal de este (ICOLD, 2007). De esta manera, es posible almacenar determinada cantidad de agua para su uso y aprovechamiento para diversas actividades socioeconómicas. A través de la historia de la humanidad, se han construido numerosas presas, siendo su principal uso el riego de cultivos; sin embargo, no fue hasta finales del siglo XIX que se comenzaron a construir embalses para la generación de energía eléctrica en el continente europeo, llegando esta nueva tecnología al continente americano en la segunda mitad del siglo XX. (Andrade Navia & Amaya, 2020).

A principios de la década de los 60, comienza una nueva etapa en la construcción de presas, pues se da inicio a un 'boom' en la construcción de grandes presas alrededor del mundo, comenzando

en el continente asiático, para posteriormente tener un segundo impulso en la época moderna, en los 00s, con ambiciosos proyectos de construcción de presas hidroeléctricas en Sudamérica y África. De esta manera, en el mundo se pasó de tener alrededor de 9,056 grandes presas a 32,500 al año 2010, según datos del Banco Mundial. (Andrade Navia & Amaya, 2020).

De manera similar, en México, la construcción de presas comenzó con el objetivo de cumplir con las necesidades hídricas del campo mexicano; desde las primeras construcciones prehispánicas, como la presa Maquitongo en Tehuacán, así como estructuras construidas en la conquista española, como lo es la laguna de Yuriria, hasta las presas de mampostería construidas durante la época de las haciendas, como lo fue la presa de Malpaso en Aguascalientes. Sin embargo, en la década de los 30, surge un nuevo enfoque en la construcción de presas para la generación de energía eléctrica. No obstante, debido a la falta de mano de obra especializada en el país, surge la necesidad de contratar empresas extranjeras para la construcción de presas, así como ingenieros del Buró de Reclamación de los Estados Unidos (USBR); por lo cual, la Comisión Federal de Electricidad (CFE), creada en 1937, además de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, comenzó a ser responsable de la construcción de este tipo de infraestructura. México alcanzó un importante crecimiento económico, acompañado del punto cumbre en la construcción de presas. Esta cumbre tuvo una duración de cuarenta años, abarcando el periodo 1950-1990, cuando, al final de dicho periodo, se produjo un declive en la construcción de presas a nivel mundial debido a las restricciones en el financiamiento provenientes del Banco Mundial (BM). (Domínguez, 2019).

Hasta el año 2014, México tenía inventariadas 4,462 presas a lo largo de todo el territorio nacional (CONAGUA, 2014), de las cuales 62 de ellas son centrales hidroeléctricas operadas por la CFE (Domínguez, 2019), mientras que la CONAGUA es responsable de la operación de alrededor de 650 presas. Del total de presas construidas en el país, 667 están clasificadas como grandes presas según los criterios establecidos por la Comisión Nacional de Grandes Presas (ICOLD). Debido a lo anteriormente mencionado, en 1995 surge el programa presupuestario K111 “Operación y Conservación de Presas y Estructuras de Cabeza”, con el objetivo de dar atención al deterioro normal de la infraestructura a cargo de la CONAGUA, derivado de la operación de estas y las condiciones extremas a las que se encuentran expuestas, tales como sismos o avenidas de gran magnitud. (CONAGUA, 2014).

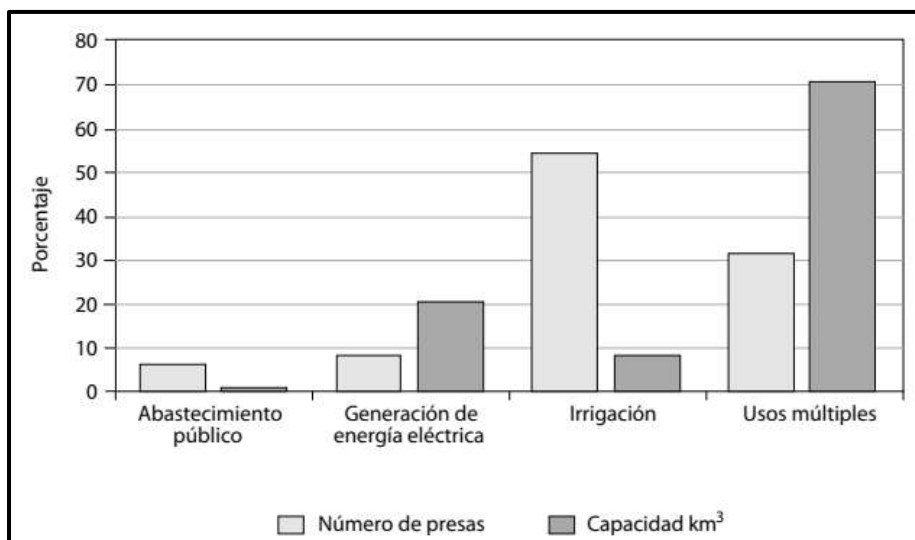


Figura 11.- Presas en la república mexicana según el tipo de uso y su capacidad hasta el año 2015
(Domínguez, 2019).

Debido a la antigüedad del sistema de embalses, estos enfrentan un problema importante con la sedimentación, ya que se estima que anualmente se presenta una pérdida entre el 0.5% y el 1% de la capacidad de almacenamiento de agua a nivel mundial, derivado del fenómeno de transporte y depósito de sedimentos. Esta problemática implica una pérdida aproximada de 45 km³. Además, si se desea mantener la capacidad de almacenamiento actual, se tendrían que construir cerca de 300 presas anualmente para mantener dicho almacenamiento. Según estudios realizados a principios de siglo en México, dirigidos al análisis de 38 embalses, se observó que la pérdida en porcentaje de la capacidad de almacenamiento supera el 18%, y tres de ellos llegaron a superar el 50% de pérdida en la capacidad de almacenamiento. Tal es el caso de la hidroeléctrica de Tuxpango, con una pérdida del 91.2%, la presa Los Pilotos, con un porcentaje de pérdida del 85.7%, así como la presa La Soledad, con una pérdida del 66.7%. Siendo el embalse Los Pilotos el caso más crítico, ya que, en 10 años de operación, este alcanzó 4/5 partes de pérdida de almacenamiento. Aunado a lo anteriormente mencionado, existe un déficit en el mantenimiento y rehabilitación de los embalses en el país, ya que, de acuerdo con estudios realizados con anterioridad, donde se han inventariado 290 embalses en el país, 74 de estos presentan problemas de filtración, grietas, deformaciones, hundimientos, falta de mantenimiento en compuertas, obras de toma, válvulas de servicio, etc. (Domínguez, 2019). Por esto, la nueva política en el país, implementada por la CONAGUA, se enfoca en construir menos embalses y en enfocarse en atacar la problemática derivada de los más de 50 años con los que cuenta el sistema de presas en el país (CONAGUA, 2014). Sin embargo, a pesar de la creación y puesta en marcha de programas para el mantenimiento y rehabilitación de presas, tales como el K111, no se ha podido abarcar la amplia problemática en la que se encuentran los embalses en el país, esto por diversos factores, entre los que cabe la falta de presupuesto, tal como lo menciona Domínguez, (2019), el cual no es suficiente para cubrir las necesidades básicas del programa, tales como la contratación de mano de obra especializada en operación, mantenimiento, rehabilitación y seguridad de presas. Por lo cual, surge la necesidad de la formación de especialistas que puedan aportar en este campo, que es de vital importancia para la seguridad hídrica del país.

Actualmente, en el país se lleva a cabo la construcción de 5 presas: la Presa Santa María, en el estado de Sinaloa, con una capacidad proyectada de almacenamiento de 7.3 Hm³ y una altura de cortina de 120 m; la Presa Libertad, en el estado de Nuevo León, con un almacenamiento proyectado de 307 Hm³; y la Presa El Zapotillo, con una altura de cortina de 80 m y una capacidad de 126 Hm³ al año.

De acuerdo con información del sistema de seguridad de presas de la CONAGUA, el estado de Michoacán cuenta con aproximadamente 340 presas, entre las cuales se contemplan presas derivadoras, así como presas de almacenamiento e hidroeléctricas, lo cual hace que este sea el estado con un mayor número de infraestructura de este tipo (Figura 12).

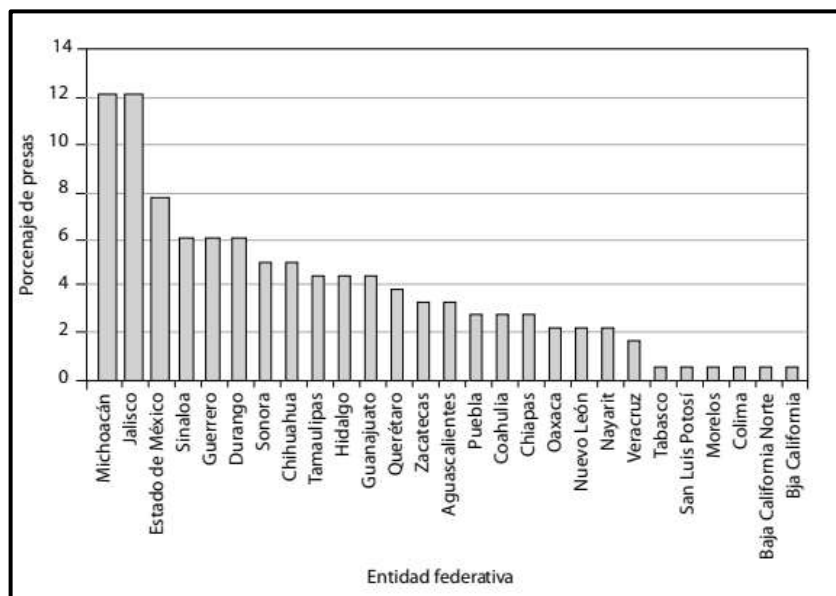


Figura 12.- Porcentaje de presas según la entidad federativa (CONAGUA, 2014).

4.3.1. Tipos de presas

Existen diversas maneras en las que es posible llevar a cabo la clasificación de presas, que van desde la clasificación de acuerdo con los tipos de materiales empleados para su construcción y proceso constructivo, de acuerdo con la altura y capacidad de almacenamiento, el tipo de aprovechamiento, hasta la clasificación en función del **grado o nivel de riesgo** que estas pueden llegar a representar para los núcleos de población o, bien, para estructuras específicas que se encuentran aguas abajo de estas.

De acuerdo con los tipos de materiales de las cortinas, se tienen dos grandes grupos: presas de cortina flexible y presas de cortina rígida. Según Arreguín Cortés, (2021), las presas de cortina flexible se describen según se muestra en la Figura 13, indicando el tipo de material, así como algunas características del proceso constructivo de cada una. La característica principal de este tipo de cortinas es que no requieren de ningún cementante para su construcción. Las presas de cortina rígida son aquellas que requieren de un cementante para aportar rigidez (Arreguín Cortés, 2021) y, así como las presas de cortina flexible, existen diversos tipos que varían en su proceso constructivo, tal y como lo describe la Figura 14.

Otra clasificación que pueden tomar las presas es en función de la altura de cortina y capacidad de almacenamiento, tal y como se mencionó con anterioridad. De acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés), las presas con más de 15 metros de altura de cortina son consideradas como grandes presas, o bien aquellas que, con al menos 5 metros de altura o más, logran almacenar más de tres millones de metros cúbicos de agua. (Dirección General de Protección Civil y Emergencias [DGPCyE], 2020).

Es posible de igual manera clasificar las presas de acuerdo con el aprovechamiento o uso que se le dé a estas. Los diversos tipos de aprovechamiento que se le puede dar una presa son:

- Riego agrícola.
- Abastecimiento de agua potable.
- Uso industrial.
- Producción de energía eléctrica (Hidroeléctrica).
- Navegación.
- Usos recreativos.
- Acuicultura.
- Mejoramiento de ecosistemas o medio ambiente.

Sin embargo, no siempre la construcción de una presa está relacionada con actividades socioeconómicas, sino que este tipo de estructuras se pueden construir para la disminución del riesgo por inundación en diversos núcleos urbanos, creando así presas que actúan como estructuras de defensa, de modo que es posible regular avenidas en cuencas propensas a sufrir fenómenos de inundación (Arreguín Cortés, 2021).

Una de las clasificaciones en las que se hará más énfasis en este trabajo es aquella que se realiza en función del riesgo potencial que puede derivarse del posible fallo o funcionamiento incorrecto de una presa. Este tipo de clasificación está incluida en algunas normativas a nivel mundial, como la normativa española (C. y P. (Madrid) Colegio de Ingenieros de Caminos & Presas, 2005). Esta clasificación tiene como objetivos:

- La priorización de medidas o modificaciones para mejorar la seguridad en las presas, donde la secuencia de estas acciones va desde la clasificación en función del riesgo potencial, inspeccionar primeramente las presas de alto riesgo y realizar reparaciones en aquellas que lo requieran.
- Establecer exigencias de seguridad en criterio de diseño, construcción, explotación e inspección, de acuerdo con la clasificación resultante.
- La clasificación se utiliza para decidir que presas tienen la responsabilidad de implementar planes de emergencia. Este objetivo es la razón principal de clasificar las presas en función del riesgo potencial.

Llevar a cabo este tipo de clasificación de las presas, tal es el caso de España, no solo hace referencia a presas existentes, sino que esta tiene que hacerse extensiva a presas que se construyan en un futuro. La clasificación del tipo de presas en función del riesgo potencial (C. y P. (Madrid) Colegio de Ingenieros de Caminos & Presas, 2005) se establece de la siguiente manera:

- **Categoría A:** Esta categoría hace referencia a aquellas presas en las cuales un escenario de rotura o mal funcionamiento dejará afectaciones graves en núcleos urbanos importantes, así como consecuencias materiales (o incluso medioambientales) muy importantes.
- **Categoría B:** En esta categoría están aquellas presas que, en escenarios de rotura o mal funcionamiento, afectarían a un reducido número de viviendas, así como daños materiales importantes.
- **Categoría C:** A esta categoría corresponden aquellas presas que, en caso de rotura o mal funcionamiento de esta producirá daños materiales de moderada importancia y de manera incidental pérdidas de vidas humanas.

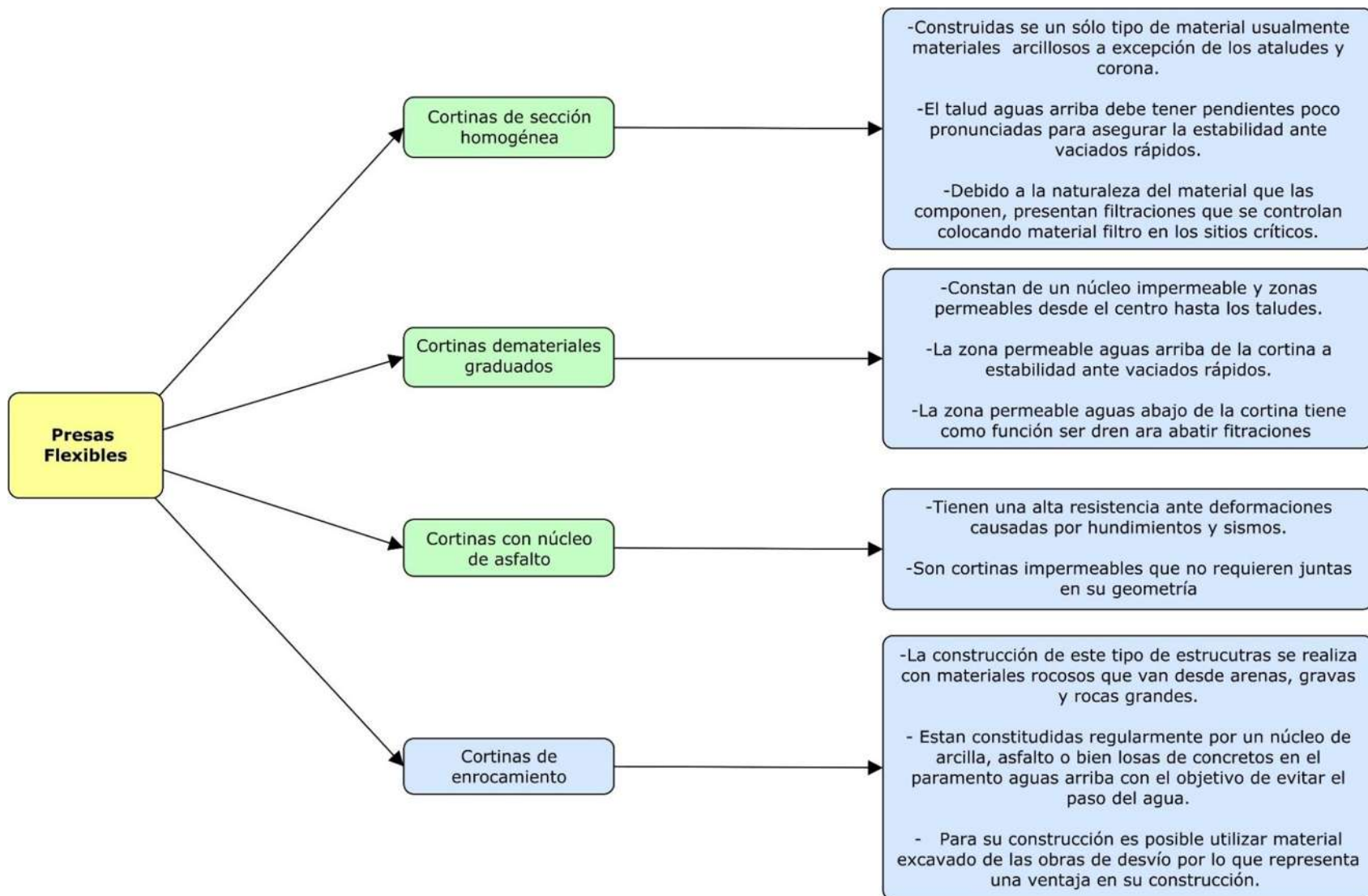


Figura 13.- Presas flexibles y su clasificación (Arreguín Cortés, 2021).

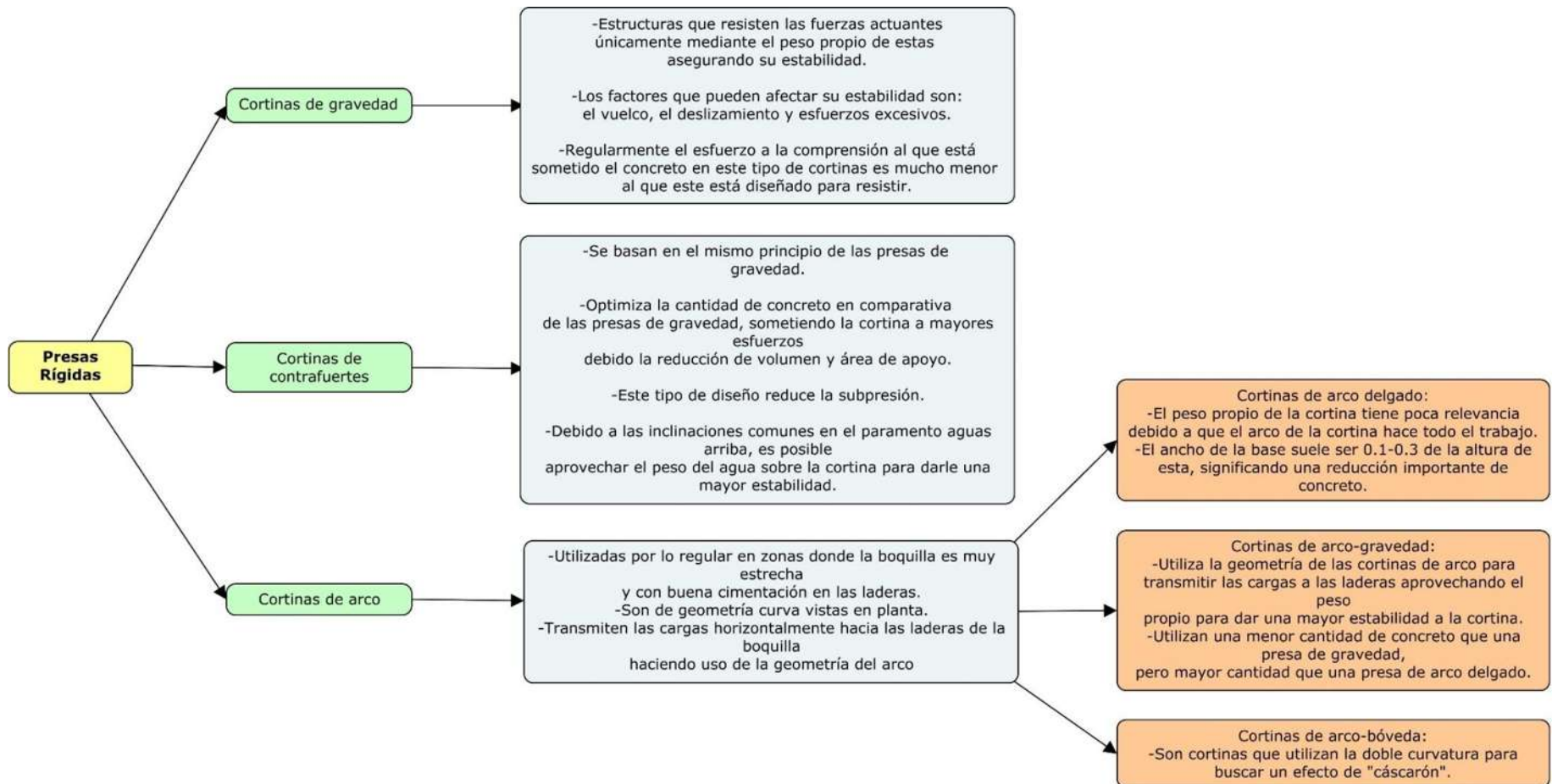


Figura 14.- Presas rígidas y clasificación (Arreguín Cortés, 2021).

4.3.2. Tipos y casos de fallo en presas.

El análisis de las diversas formas de fallo en presas tiene como función llevar a cabo análisis de la seguridad de las estructuras, así como el cálculo y evaluación del riesgo, pues es necesario, en estructuras ya existentes, realizar análisis de las probabilidades de fallo, así como los tipos de fallos probables en las condiciones actuales con el fin de analizar distintos escenarios y las consecuencias potenciales que se derivarían de ellos. De acuerdo con Marengo Mogollón (2015), los principales escenarios o factores de los que se puede derivar el fallo en la cortina de una presa son los siguientes:

- **Factores hidrológicos:** Frecuencia de avenidas, volumen pico, distribución en el tiempo de las avenidas, nivel del embalse a la entrada de la avenida, nivel de azolve en el embalse, escombros alrededor de la presa y oleaje por viento.
- **Factores hidráulicos:** Referentes a la capacidad de obras de desagüe, obras de toma, compuertas, erosión y falla de válvulas y tuberías.
- **Factores geotécnicos:** Este tipo de factores están relacionados con las condiciones desfavorables del suelo, como estratos con baja capacidad de carga, material fisurado, juntas adversamente orientadas, filtración, tubificación, altas presiones de poro, asentamientos, así como inestabilidad de taludes durante vaciados rápidos y deslizamiento de taludes en alguna zona del embalse.
- **Factores sísmicos:** Resistencia a condiciones de sismo en la cortina de la presa, licuación de suelos, grietas generadas por eventos sísmicos, oleaje por sismo y presión hidrodinámica.
- **Factores estructurales y de construcción:** Factores referentes a un diseño estructural inadecuado, materiales de baja calidad para la construcción de la cortina, errores constructivos y un mal control de calidad.
- **Factores de operación:** Mantenimiento inapropiado o bien mantenimiento nulo de la presa, incorrecta operación, errores humanos y negligencia.
- **Otros factores:** Sabotaje, actos de guerra o impactos accidentales.

Para determinar las probabilidades de fallo en presas existentes, con el fin de realizar estudios de riesgo, existen diversos métodos que pueden ser aplicados con el fin de plantear estas probabilidades una vez conocidos los modos de fallo al que está expuesta una presa. Las principales herramientas para la estimación de la probabilidad de fallo según C. y P. Colegio de Ingenieros de Caminos & Presas (2012):

- **Técnicas de fiabilidad.**
- **El juicio de un experto.**
- **Uso de metodologías específicas para la estimación de probabilidades de fallo.**

Estas herramientas están basadas en otros modelos numéricos (deterministas y estadísticos) o métodos, como son las técnicas Monte de Carlo, así como las estandarizadas de descriptores verbales (C. y P. Colegio de Ingenieros de Caminos & Presas, 2012).

4.4. Introducción al riesgo

Para comenzar, es necesario precisar qué es un fenómeno de inundación, ya que este término es parte medular de esta investigación, es el motivo principal por el que esta investigación será realizada. Como afirma la Agencia Federal de Gestión de Emergencias de EE. UU. (FEMA, por sus siglas en inglés) una inundación se puede definir cómo: *“Las inundaciones son desbordamientos de agua temporales hacia terrenos que normalmente están secos”* (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, 2022). Sin embargo, las inundaciones son un fenómeno que pueden ser causados por distintos eventos por lo cual pueden ser clasificadas en tres grandes grupos, como bien afirma (Escuder Bueno et al., 2013b), como se muestra a continuación.

1. **Inundaciones por precipitación “in situ”:** Este tipo de inundaciones son derivadas de eventos de precipitación extrema en áreas urbanas que no cuentan con drenaje pluvial o bien con un drenaje pluvial insuficiente.
2. **Inundaciones por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces:** Cuando una inundación de este tipo acontece, puede estar provocada por diversos factores tales como: precipitaciones, deshielo, obstrucción de cauces, invasión de cauces, azolve de cuerpos de agua y acción de mareas.
3. **Inundaciones por rotura o la operación incorrecta de obras hidráulicas:** Provocadas por falla de estructuras hidráulicas, presentando consecuencias más graves en comparación con los otros tipos de inundación.

En esta investigación el tipo de inundación que se pretende abordar será aquel provocado por avenidas derivadas a fenómenos de inundación, que serán modeladas con el software HEC-RAS.

4.4.1. Definición de Riesgo

Para poder definir el concepto de riesgo, será necesario entender los términos: **vulnerabilidad y amenaza**. Para esto, se tomará en consideración diversas interpretaciones con fin de tener un panorama amplio de lo que involucran estos conceptos.

- **Vulnerabilidad:** De acuerdo con lo afirmado por Escuder Bueno et al. (2013a) la vulnerabilidad son las condiciones que están determinadas por todos aquellos factores sociales, económicos y medioambientales que hacen susceptible a cualquier sistema al impacto de cualquier fenómeno. Otra definición que se puede abordar es la hecha por Cardona (2001) en la cual caracteriza a la vulnerabilidad como la susceptibilidad física, económica, política o social que tiene cualquier comunidad de sufrir afectaciones ante un fenómeno desestabilizador, ya sea de origen natural o antropológico. Por tanto, este concepto es una característica propia del sistema que determinará qué tan susceptible es ante los efectos de cualquier evento.
- **Amenaza:** De acuerdo con la Organización de las Naciones Unidas para el Socorro en Casos de Desastre (UNDRO por sus siglas en inglés) (Cardona, 2001a) una amenaza es la probabilidad de que ocurra cualquier suceso con potencial de ser desastroso en un periodo de tiempo. Mientras que para Escuder Bueno et al., (2013) una amenaza es cualquier evento o fenómeno ya sea natural o derivado de la actividad humana que puede

provocar pérdida de vidas, heridos, daños a la propiedad, trastornos sociales y económicos e incluso pueden ser causantes de problemas ambientales.

Es notable una correlación entre los términos **vulnerabilidad** y **amenaza**, dado que si no existe un sistema que sea vulnerable, no existe amenaza que puede provocar daños al sistema. De manera análoga, sin la existencia de una amenaza no existirá un sistema que sea vulnerable, pues no existiría evento que pueda tener efecto sobre él. Por tanto, el **riesgo** se puede definir como la combinación entre vulnerabilidad y amenaza que de igual manera puede ser presentado como una relación entre **probabilidad** (ocurrencia de cualquier fenómeno) y **consecuencias** (efectos que tiene cualquier fenómeno en un sistema susceptible). De manera simple, podemos decir el riesgo es una combinación entre “*lo que puede suceder*” , “*la probabilidad de que algo suceda*” y las “*las consecuencias*” (Escuder Bueno et al., 2013). De manera particular, el **riesgo por inundación** puede ser generado por una serie de fenómenos, como son: huracanes y tifones, tsunamis, fallo de estructuras de protección, así como estructuras de almacenamiento como presas, tormentas, desbordamiento de cauces, así como deslizamientos de tierras. En el presente trabajo, se aborda el análisis de riesgo por inundación por desbordamiento de cauces, así como rotura de presas, considerando un análisis del **riesgo social e individual**. Definiendo el riesgo social como la probabilidad anual con la que se produce un determinado número de víctimas en una población a causa de amenazas como son las inundaciones. Por otro lado, el riesgo individual se relaciona con la probabilidad de que cualquier persona establecida permanentemente en una ubicación dada muera a causa de cualquier amenaza. En otras palabras, es la probabilidad de que el individuo más expuesto muera; este tipo de riesgo va relacionado a la probabilidad de fallo de estructuras como son las presas (Escuder et al., 2010a).

4.4.2. Gobernanza de riesgo

El avance de la ciencia y la tecnología ha creado una dinámica en cuanto la gestión del riesgo, pues, a medida que estos se desarrollan de manera exponencial, el riesgo individual en las sociedades se ve reducido. Sin embargo, esto ha generado un aumento en cuán vulnerables son estas. Por ello la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos (OCDE) introdujo el término “*riesgo sistémico emergente*”, que se puede definir como cuán probable es que un sistema presente una avería en su totalidad, a diferencia de presentar averías de manera aislada (Renn et al., 2022). Sin embargo, la OCDE define de manera más precisa a lo que se refiere dicho término y dice que un riesgo sistémico es un riesgo que afecta a una sociedad en aquellos elementos de los cuales depende su sustento, como lo son: los sistemas de salud, transporte, medio ambiente, así como las telecomunicaciones. Es posible interpretar un riesgo sistémico como aquel que puede desencadenar un fallo en cascada al afectar a cualquier parte de un sistema hasta provocar su colapso. Dado lo anteriormente descrito, surge la necesidad de una gobernanza del riesgo que sea efectiva. De acuerdo con la Comisión Europea, una buena gobernanza en materia de riesgo es aquella que ayuda a contribuir a la gestión de riesgos sistémicos. Esta gobernanza, según la misma Comisión, tiene que caracterizarse por ser (Aven & Renn, 2010):

- Abierta
- Participativa
- Auditable
- Efectiva
- Coherente
- Proporcional
- Subsidiaria

Por esto, en países como México, que, debido a diversos factores, es vulnerable ante fenómenos de inundación, es necesaria la implementación una buena gobernanza en materia de riesgo por inundación, de manera que sea posible disminuir dicha vulnerabilidad.

Para la reducción del riesgo por inundación, será posible la aplicación de dos tipos de medidas: **medidas no estructurales y estructurales**. Según CENAPRED las medidas no estructurales están comprendidas por aquellas que no consideran la **construcción de barreras físicas**, basándose únicamente en la planeación, organización y ejecución de ejercicios de Protección Civil (Salas Salinas, 2016a). Coincidiendo con lo dicho por Escuder Bueno et al. (2013), que define este tipo de medidas como acciones que comprenden, en su aplicación políticas, mecanismos de gestión de emergencias, desarrollo del conocimiento, procesos legislativos y de participación pública que permitan la reducción del riesgo. La aplicación de este tipo de medidas tiene como objetivo principal reducir el riesgo social, disminuyendo la población expuesta, así como las probables muertes.

Por otro lado, las medidas estructurales tal y como se anticipó, son medidas que está constituidas por obras de infraestructura hidráulica con el objetivo de controlar las inundaciones (Salas Salinas, 2016). Estas medidas deben considerar la dinámica natural de cauces (cuando se trata de medidas para reducir el riesgo por inundación fluvial) por lo que es importante considerar el régimen natural de los cauces (Escuder Bueno et al., 2013). El objetivo de estas medidas será la reducción del riesgo económico, ya que, debido a su naturaleza, es posible reducir las posibles afecciones a viviendas, estructuras, así como infraestructura urbana, entre otros.

Es importante hacer énfasis en que, para la reducción del riesgo por inundación, el desarrollo de complejos sistemas de infraestructura no son, por sí mismos, completamente seguros, sin importar lo bien diseñados o la correcta aplicación de procesos constructivos, sino que su efectividad depende de la correcta operación y funcionamiento de estos (Escuder et al., 2010a).

4.4.3. Tipos de Metodologías para la evaluación del riesgo

El concepto de **riesgo**, como se definió anteriormente, es la unión o combinación de tres factores: el tipo de evento que puede suceder, la probabilidad de que este evento suceda y sus consecuencias. De esto se puede visualizar que el riesgo se compone de dos elementos: la **amenaza** y las **consecuencias** derivadas de esta (Escuder Bueno et al., 2013).

Para la estimación del riesgo por inundación, existen diversas metodologías que son de utilidad en función del tipo de trabajo requerido. Estas metodologías pueden ser agrupadas en cuatro grandes grupos (Escuder et al., 2010).

- **Parciales.**
- **Completas.**
- **Cualitativas.**
- **Cuantitativas.**

En cuanto a las metodologías **parciales** para la representación del riesgo, se puede decir que estas son aquellas que representan una de las componentes del riesgo (**amenaza o consecuencias**). En cambio, las metodologías **completas** son aquellas que sí consideran la representación de ambas componentes del riesgo (Escuder et al., 2010).

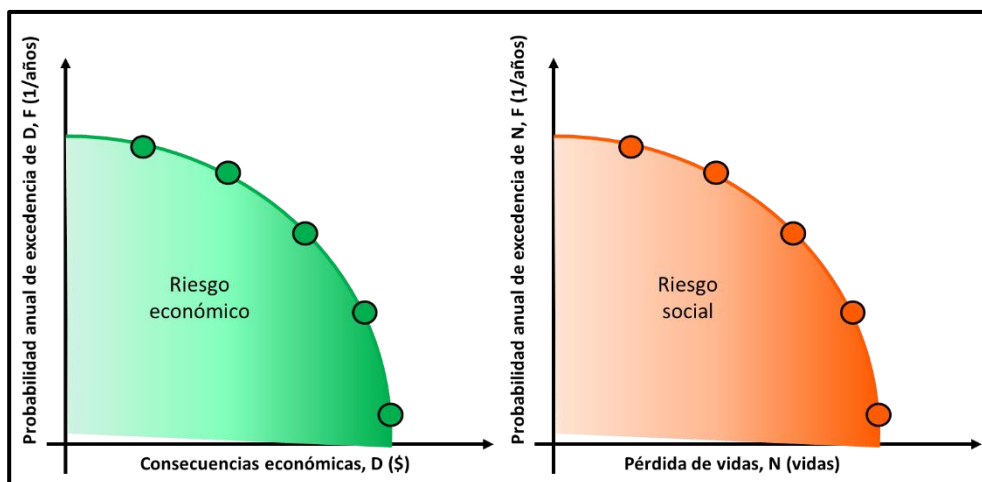


Figura 15.- Curvas FD y FN para la cuantificación del riesgo social y económico (Escuder et al., 2010a).

Las metodologías **cuantitativas** representan el riesgo o sus componentes haciendo uso de escalas de valoración o índices, las cuales pueden ser de gran utilidad para el planeamiento y gestión, ya que regularmente representan el riesgo haciendo uso de mapas donde es posible identificar zonas de mayor potencial de riesgo. Por otro lado, las metodologías **cuantitativas** son aquellas que representan el riesgo o sus componentes de forma cuantitativa, mediante el uso de unidades de probabilidad anual o bien consecuencias (Escuder et al., 2010).

4.4.3.1. Metodología SUFRI

La metodología propuesta en el proyecto SUFRI (Sustainable Strategies of Urban Flood Risk Management with non-structural measures to cope with the residual risk) corresponde a una metodología **completa y cuantitativa**, ya que, a partir de ella, se logra obtener el riesgo anualizado, ya sea riesgo social o económico. Para realizar el cálculo del riesgo por inundación, esta metodología propone el uso de curvas **FN** y **FD** (Figura 15), donde se plantea una relación entre la probabilidad anual de excedencia de un evento (F) y sus pérdidas humanas (N) y daños económicos (D), respectivamente. El riesgo corresponde al cálculo del área debajo de cada curva. El proyecto SUFRI, desarrollado en Europa, tiene como objetivo de mejorar la gestión de riesgos de inundación a partir de la implementación de medidas no estructurales, de manera que sea posible la definición de estrategias integrales para la gestión del riesgo. Estas estrategias deben contemplar sistemas de advertencia, análisis de vulnerabilidad y comunicación del riesgo, para optimizar el actuar de los tomadores de decisiones en control de emergencias. (Escuder et al., 2010b). Este proyecto propone, para el cálculo y estimación del riesgo, el desarrollo de un *árbol de eventos*, el cual representa todos los eventos y posibilidades que pueden dar origen a un evento de inundación en el área de estudio. Además, se utiliza para realizar el cálculo de la probabilidad de ocurrencia para cada posible evento de inundación y las consecuencias que pueden derivarse de estos. Es dicho modelo cada rama del árbol representa una combinación de eventos que pueden dar origen a un evento de inundación. El número de ramas de un árbol de eventos dependerá de la complejidad de la zona de estudio, y estos pueden llegar a tener desde decenas hasta miles de ramas. Debido a la complejidad que puede llegar a tener un árbol de eventos, la misma metodología SUFRI propone el uso de diagramas de influencia (**Figura 16**), compuestos por

nodos y conectores, que contienen las variables del sistema e información necesaria para la estimación de probabilidades y consecuencias (Escuder Bueno et al., 2013b).

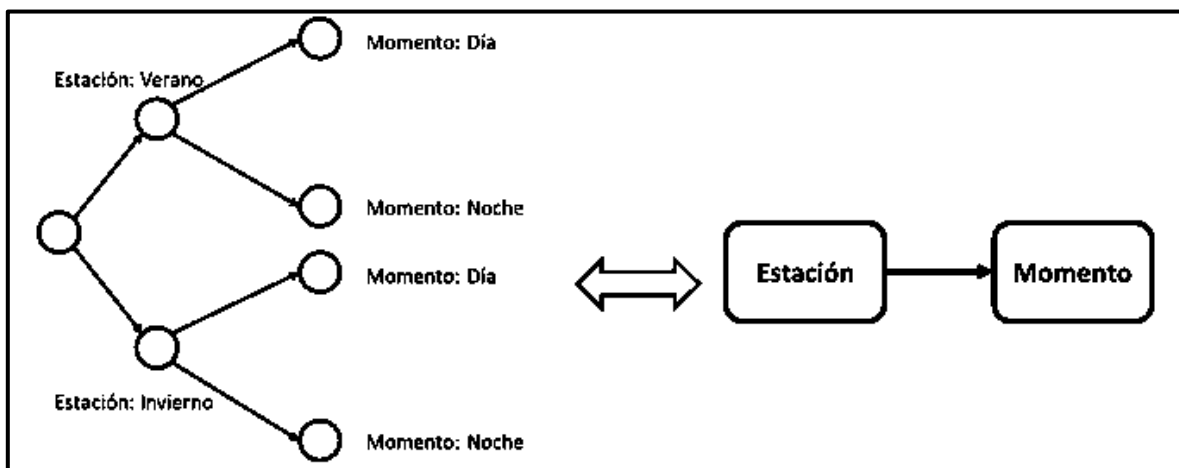


Figura 16.- Equivalencia entre árbol de eventos y diagrama de influencias (Escuder Bueno et al., 2013a).

En el diagrama anteriormente presentado, se pueden observar escenarios que consideran la temporalidad en el cual es probable que se presenten cualquier evento. En los nodos “*estación*” y “*día/noche*” son consideradas las posibilidades que tiene un evento de presentarse de una estación del año, así como de presentarse durante el día o noche.

De esta forma, cada evento expresado en el diagrama de árbol será representado en las curvas FN y FD, lo que permitirá llevar a cabo la cuantificación del riesgo mediante el cálculo del área bajo la curva. Esto permite la obtención de los riesgos social y económico en unidades anualizadas como son pesos/año y vidas/año.

4.4.3.2. Impacto de las medidas para reducción del riesgo

Tal como se ha mencionado en apartados anteriores, las diferentes medidas para la reducción del riesgo tendrán un impacto distinto en la reducción del riesgo por inundación. Este impacto se observa en las curvas FN y FD, ya que la aplicación de dichas medidas supondrá una disminución de las consecuencias derivadas de cualquier evento probable de inundación. En consecuencia, se espera de igual manera una variación o cambio en la cuantificación del riesgo, lo que reflejará un cambio en las curvas (Figura 17).

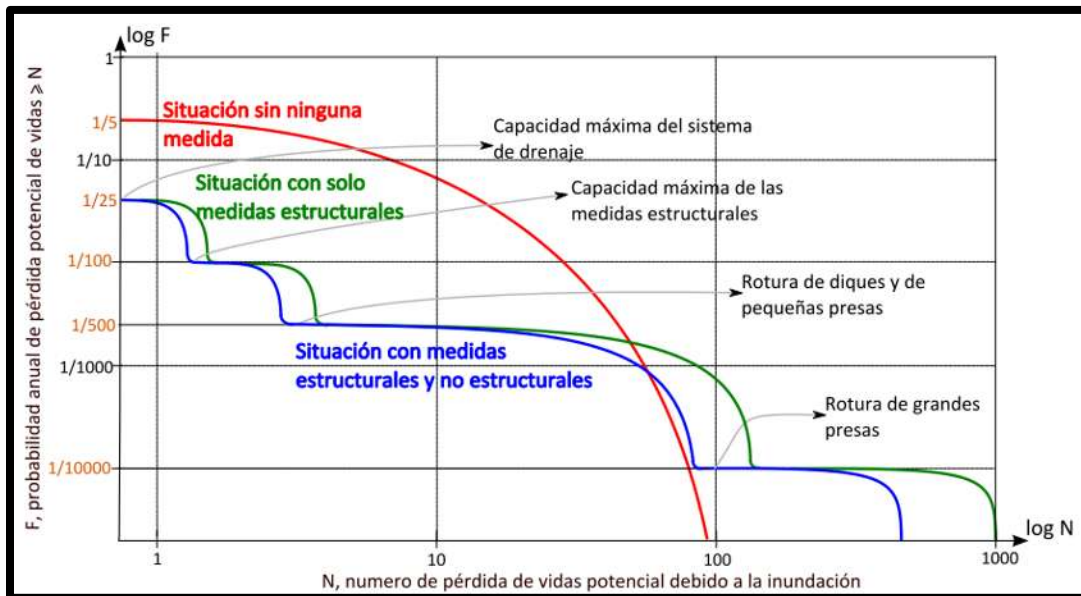


Figura 17.- Efecto de las medidas estructurales y no estructurales en las curvas FN (Escuder et al., 2010a).

En la Figura 17 es posible observar cómo es que las medidas estructurales contribuyen a disminuir la probabilidad anual de pérdida potencial de vidas humanas. Así, para una misma probabilidad, se tendrán menores consecuencias en comparación con un caso sin medidas estructurales (curva roja). Por otro lado, al aplicar medidas no estructurales, se observa una disminución directa en la cantidad de pérdida de vidas, ya que este tipo de medidas están orientadas a la evacuación de la población en riesgo, lo que ayuda a evitar pérdidas humanas (Escuder Bueno et al., 2013).

4.4.3.3. Modelo de riesgo

Para la evaluación y cálculo del riesgo por inundación en ríos no regulados y con estructuras de control, la metodología SUFRI (Escuder Bueno et al., 2013a) propone el modelo presentado en la Figura 18. Este modelo está compuesto por un diagrama de nodos y conectores como se mencionó anteriormente, lo que permite trabajar con un modelo compacto y eficiente.

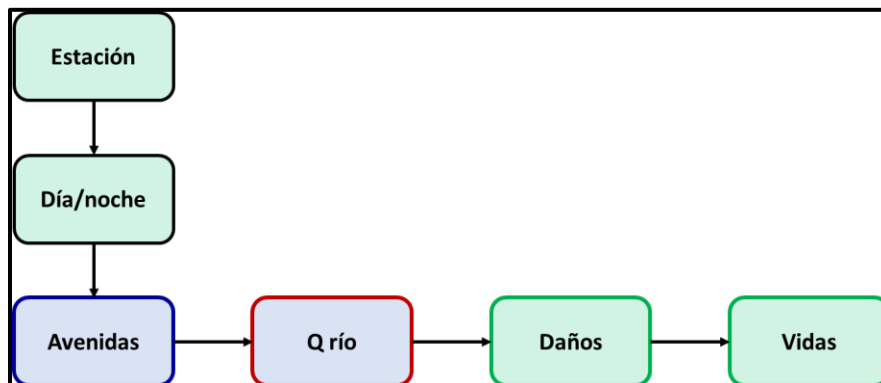


Figura 18.- Modelo para el cálculo del riesgo por inundación para río sin estructuras de regulación (Escuder Bueno et al., 2013a).

Por otro lado, la Figura 19 muestra un modelo para la evaluación y cálculo del riesgo para el caso de un río regulado con estructuras de control (Escuder Bueno et al., 2013a), como lo son las presas. En dicho modelo se consideran distintos modos de fallo de las estructuras de control, así como la probabilidad de que estos ocurran. Además, se consideran escenarios en los cuales no se produce la rotura de presa.

Este modelo se puede dividir en tres partes para su correcta interpretación, lo cual está representado en el mismo modelo de la siguiente manera: el color azul corresponde a las **solicitaciones** del sistema, en rojo la **respuesta del sistema**, mientras que en color verde se representan las posibles **consecuencias** de cada escenario.

Las solicitudes del modelo se componen por los siguientes estudios (Escuder Bueno et al., 2013a):

- **Estudio Hidrológico:** Consiste en un análisis de las avenidas que entran al embalse, asociadas a un periodo de retorno. Este estudio es requerido para el modelo de río no regulado y regulado.
- **Estudio de niveles del embalse:** Para este estudio, es necesario recurrir al registro histórico del embalse o bien a un modelo de gestión para establecer los posibles niveles al momento de ocurrir una avenida.
- **Estudio de fiabilidad de compuertas:** Para este estudio, se puede utilizar un árbol de fallo, registros históricos o bien el juicio de un experto.
- **Estudio de laminación de la presa:** El estudio de laminación de la presa corresponde al funcionamiento de los órganos de desagüe, así como los niveles alcanzados por estos en el momento de su funcionamiento.

La respuesta del sistema se basa en los siguientes estudios (Escuder Bueno et al., 2013a):

- **Estudio de mecanismos de fallo de la presa:** Consiste en identificar y caracterizar, a través de cálculos, reglas empíricas, registros históricos, modelos numéricos y modelos estadísticos los posibles mecanismos de fallo de la presa.
- **Estudio de probabilidades de fallo de la presa:** Una vez que se han identificado los mecanismos de falla a los que se encuentra expuesta la estructura, se estima la probabilidad de que ocurra alguno de estos, utilizando los métodos mencionados anteriormente.

Para el caso del modelo de ríos no regulados, la respuesta del sistema está vinculada a la relación entre gastos máximos y la probabilidad de excedencia.

Las consecuencias del sistema se definen por los siguientes estudios (Escuder Bueno et al., 2013a):

- **Estudio de hidrogramas de rotura:** Estos hidrogramas dependen del nivel máximo en el que se encuentra el embalse al momento de que se presenta un evento que desencadene un fallo. Los hidrogramas pueden variar dependiendo el modo de fallo.
- **Estudio de consecuencias:** Esta información se introduce en forma de curvas que relacionan los gastos máximos obtenidos con las consecuencias asociadas.

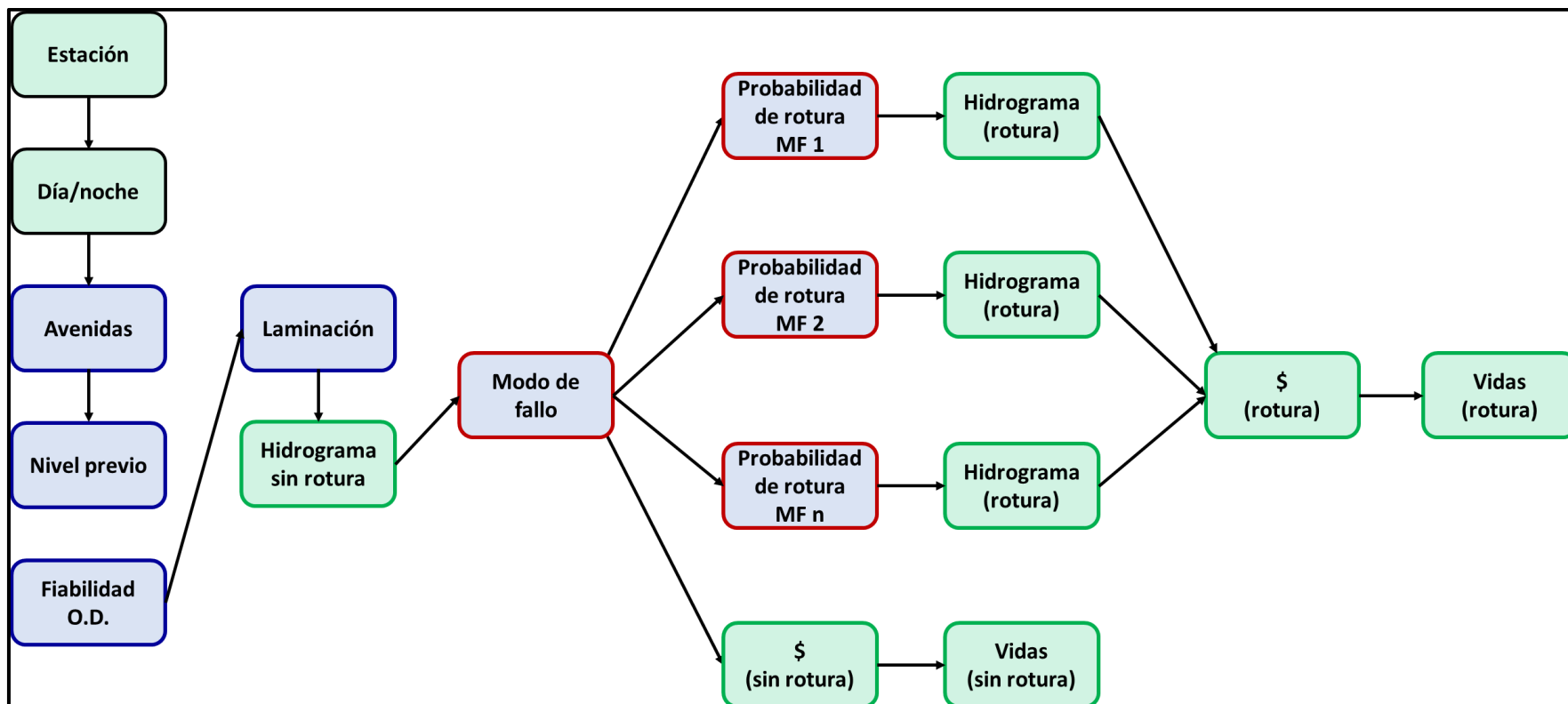


Figura 19.- Modelo para el cálculo del riesgo por inundación para río con estructuras de regulación (Escuder Bueno et al., 2013a).

4.4.3.4. Criterios de tolerabilidad y riesgo incremental

Un concepto clave en la gestión del riesgo es la **tolerabilidad del riesgo**. Este concepto se refiere a los riesgos con los que una población está dispuesta a convivir, siempre y cuando se obtengan una serie de beneficios para la sociedad. Sin embargo, esto no significa que la población considere estos como insignificantes; pero se entiende que, estos están siendo gestionados de manera adecuada para su reducción al mínimo posible (Munger et al., 2009).

El criterio ALARP (As Low As Reasonably Practicable) es un enfoque utilizado en la gestión del riesgo de por inundación para garantizar que se implemente medidas adecuadas que minimicen el riesgo (Figura 20). Este enfoque está dirigido a evaluar la eficiencia de las medidas de reducción del riesgo, por lo que no es aplicable en casos existentes que no cuenten con tales medidas (Munger et al., 2009). El criterio ALARP busca encontrar un equilibrio entre los costos y los esfuerzos requeridos para reducir el riesgo, así como los beneficios que esto conlleva (equidad y eficiencia).

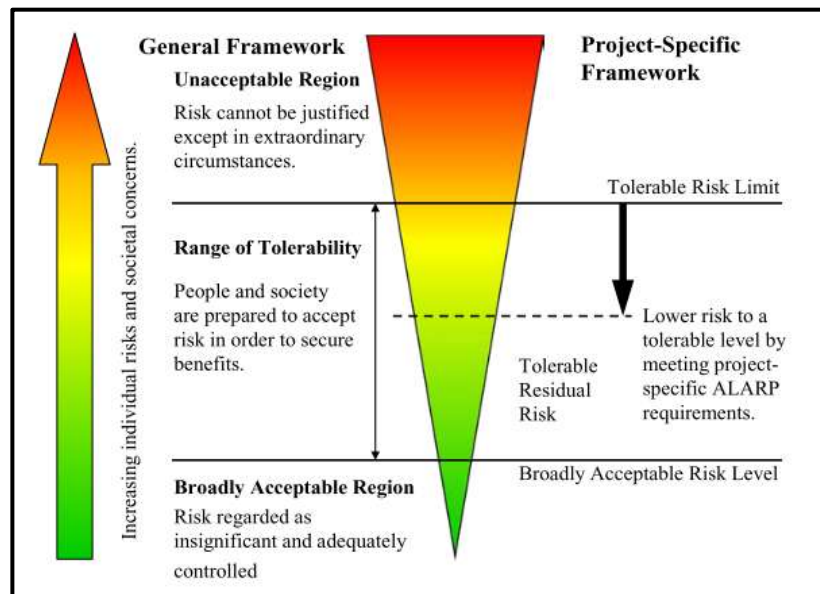


Figura 20. Representación conceptual de los rangos de tolerabilidad de riesgos (Munger et al., 2009).

Los criterios de tolerabilidad utilizados en el presente trabajo corresponden a los establecidos por el Buró de Reclamación de los Estados Unidos (USBR) (Figura 21), así como los criterios planteados por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE) (Figura 22). En cuanto a los criterios establecidos por el USACE, se establecen recomendaciones para evaluar el riesgo en presas basándose en la probabilidad anual de rotura (equivalente al riesgo individual) y el valor esperado de pérdida de vidas humanas (riesgo anual) (C. y P. Colegio de Ingenieros de Caminos & Presas, 2012).

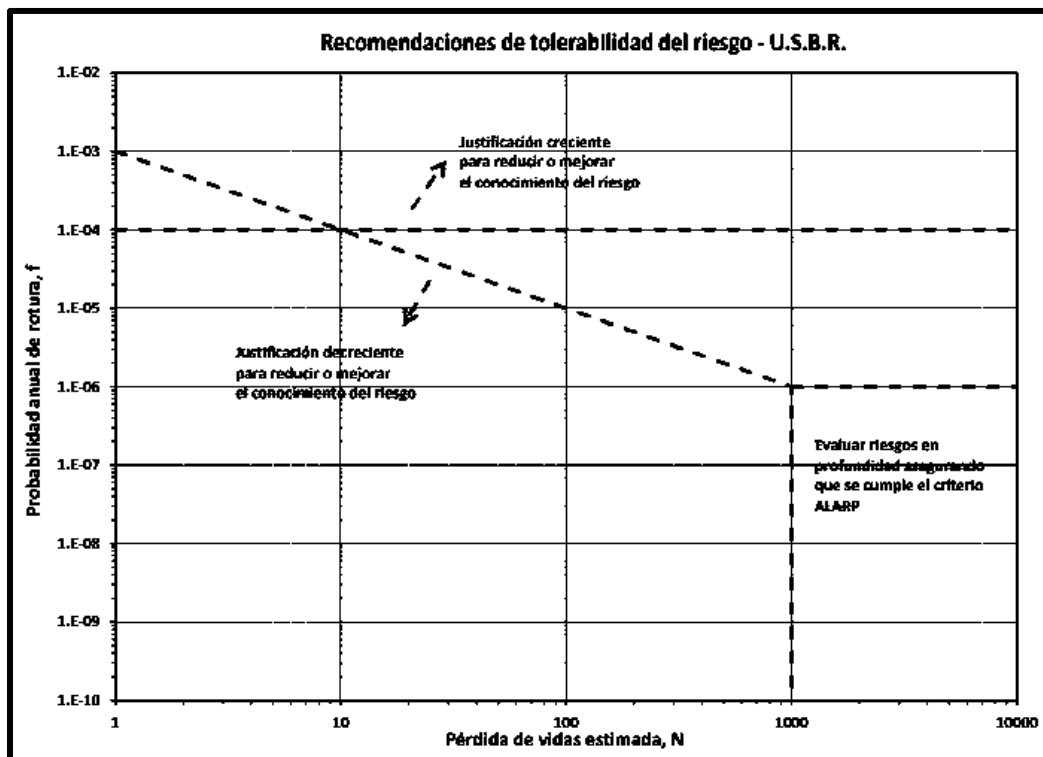


Figura 21.- Gráfico fN para la evaluación del riesgo incremental en presas según la USBR (SPANCOLD, 2012).

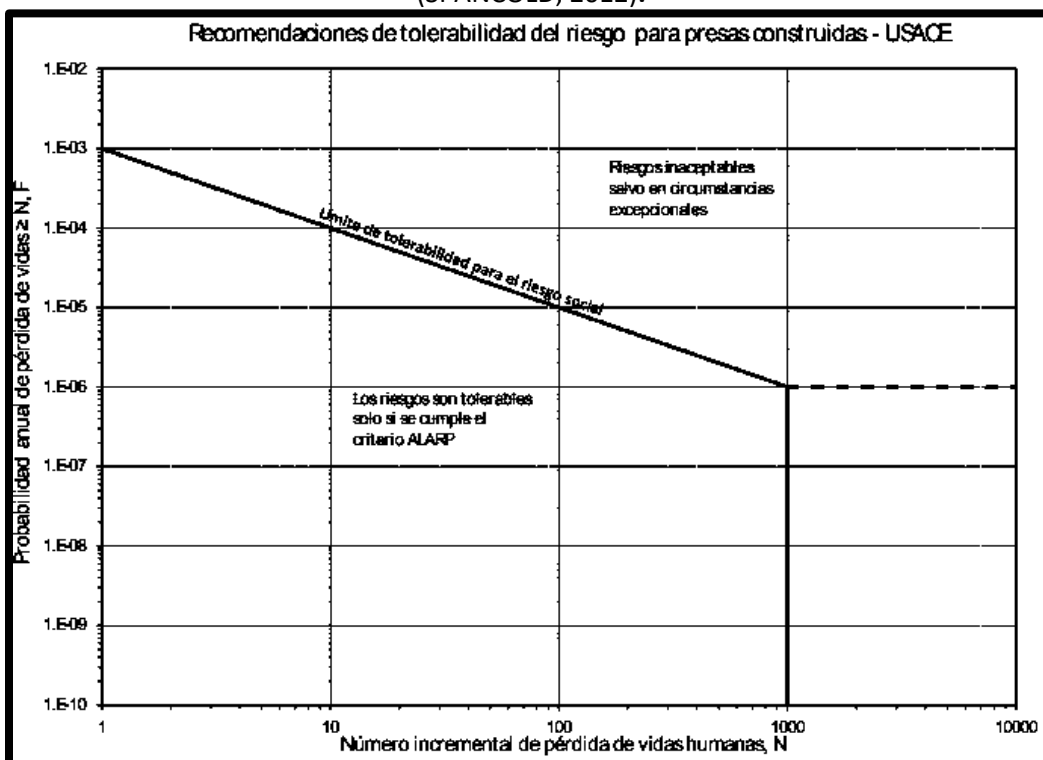


Figura 22.- Gráfico fN para la evaluación del riesgo incremental en presas según la USACE (SPANCOLD, 2012)

Las recomendaciones del USACE adoptan las directrices hechas por el USBR, complementándolas con las recomendaciones de tolerabilidad de ANCOLD para el análisis de presas existentes, y además incorporan el uso de curvas FN para la evaluación del riesgo.

Para realizar la evaluación del riesgo por inundación de las presas propuestas en este trabajo, se considerará el riesgo incremental. Este tipo de riesgo se refiere al riesgo adicional asociado a la construcción de estructuras diseñadas para la mitigación del riesgo, como las presas. Por lo tanto, este tipo de riesgo está relacionado a la gestión y operación de las estructuras. Este riesgo se suma al riesgo por inundación total, debido a las posibles consecuencias que podría dejar el fallo de estructuras (Escuder et al., 2010a).

4.4.4. Modelos de riesgo aplicados

En los últimos años, el aumento de desastres naturales relacionados con fenómenos de inundación ha creado la necesidad informar a la población expuesta sobre los efectos de este tipo de eventos. Esta labor busca fomentar una cultura de prevención, así como facilitar la evacuación o desalojo de zonas altamente amenazadas. Para lograr esto, se han implementados sistemas de consulta vía internet que permiten un acceso más amplio a las poblaciones expuestas.

Un ejemplo de esto es la aplicación web llamada “Geo-Window” diseñada por la Agencia Flamenca de Información Geográfica, la cual según Kellens et al., (2016) proporciona al usuario información correspondiente a zonas en peligro de inundación y zonas afectadas por inundaciones históricas.

Análogamente, Lathrop et al. (2014) desarrollaron una página web que contiene un mapa interactivo con información de zonas vulnerables y zonas en riesgo de inundación en New Jersey, EE. UU., debido al aumento del nivel del mar provocado por el cambio climático.

El trabajo realizado por (J. Guo et al., 2020), consiste en una página web capaz de realizar estimaciones de riesgos por inundación en tiempo real en la ciudad de Shenzhen, China. Como datos ingreso, esta herramienta incluye datos de predicción de precipitación, ofreciendo estimaciones para eventos pasados y probables. Además, esta aplicación sugiere medidas no estructurales con el fin de disminuir el potencial de pérdida de vidas.

En México el CENAPRED se ha encargado de realizar un Atlas de Riesgos, el cual es una herramienta que ayuda a identificar y evaluar riesgos en territorio nacional. En este atlas se incluye información la cuantificación de riesgos basada en metodologías cualitativas, que utilizan escalas de colores para representar las zonas en riesgo por inundación, además de mostrar zonas de vulnerabilidad ante un evento de inundación.

Además de los casos mostrados anteriormente, se han desarrollado más estudios alrededor del mundo, arrojando resultados interesantes que, si bien no llegan a los objetivos que este trabajo pretende, sirven de referencia y apoyo para su desarrollo. Diversos países miembros de la Unión Europea (UE) han optado por establecer acciones para contribuir a la mitigación de las consecuencias que pueden tener los eventos de inundación sobre sus territorios, lo que ha resultado en la creación de mapas web interactivos. Alguno de ellos son el mapa interactivo de riesgos por inundación del Reino Unido y el mapa desarrollado por la Oficina Federal de Medio Ambiente de Suiza (BAFU por siglas en alemán), el cual está enfocado en delimitar las zonas en riesgo por inundación.

De manera análoga, la Agencia Meteorológica de Japón (JMA por sus siglas en inglés) ha desarrollado un mapa web interactivo que mapea las áreas en peligro por inundación, tanto de manera estática como en tiempo real. Otros casos estudios utilizan plataformas como *Online Story Maps* desarrollada por la compañía ESRI. Tal es el caso del trabajo realizado para el río “*Petite Nation*” (Oubennaceur et al., 2021) ubicado en Canadá. Dicho trabajo muestra un mapa interactivo que muestra las zonas en riesgo por inundación, considerando diversos escenarios de gastos en el cauce del río.

A pesar de que el estudio de las inundaciones y sus afectaciones ha ido creciendo exponencialmente, pocas son las herramientas web como la realizada por J. Guo et al. (2020), que permitan al usuario obtener una cuantificación de pérdidas por fenómenos de inundación. La tendencia parece enfocarse en la delimitación o establecimiento de zonas potencialmente inundables, omitiendo información que puede ser de gran relevancia en la evaluación del riesgo por inundación.

5. Metodología

Se utilizarán una serie de insumos que permitan plantear escenarios de posibles eventos de inundación. Para la parte hidrológica, se llevará a cabo el análisis hidrológico de la red fluvial de la ciudad de Morelia, con el objetivo de entender comportamiento de la red, así como identificar las diversas infraestructuras hidráulicas dentro de la cuenca. Cabe mencionar que el análisis hidrológico de este trabajo forma parte del proyecto con número de registro PICIR-069 denominado: “Sistema de mitigación del riesgo contra inundaciones de la ciudad de Morelia”. En cuanto a la modelación hidráulica, se utilizarán datos topográficos arrojados por los Modelos Digitales de Elevación del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) y la topografía de los cauces obtenida en campo. Para la estimación de pérdidas por inundación, se utilizarán datos demográficos y socioeconómicos proporcionados por el INEGI, datos catastrales obtenidos de la Dirección de Catastro del Gobierno de Michoacán, así como las ubicaciones propuestas por el gobierno del estado de Michoacán para la construcción de estructuras de control de avenidas en la zona urbana. La metodología planteada puede ser dividida en cuatro partes, que buscan la caracterización del fenómeno que representa la amenaza para la cuantificación del riesgo; en este caso serán aquellos escenarios en los cuales se presentan inundaciones debidas al desbordamiento del cauce en cuestión. En dicha caracterización, se busca, mediante estudios de hidrología y funcionamiento hidráulico del cauce estimar: la mancha de la inundación en función a un periodo de retorno, tirantes de afección, tiempos de desbordamiento, así como el funcionamiento hidráulico de estructuras propuestas para la reducción del riesgo por inundación. Una vez caracterizada la amenaza, se buscará la caracterización de la vulnerabilidad social y económica de núcleo de estudio mediante la estimación del número de habitantes en la zona, habitantes temporales y las actividades económicas que desempeñan. Para la caracterización de la vulnerabilidad económica, se buscará establecer costes de referencia de las diversas estructuras de la zona en función de su uso y propósito. Por último, se llevará a cabo la evaluación del riesgo por inundación para el caso base (actual), sin estructuras de regulación, y para el escenario con estructuras de control propuestas. En la Figura 23 se muestra el diagrama metodológico que seguirá el presente trabajo, con el fin de lograr los objetivos planteados y, así, lograr los resultados previstos.

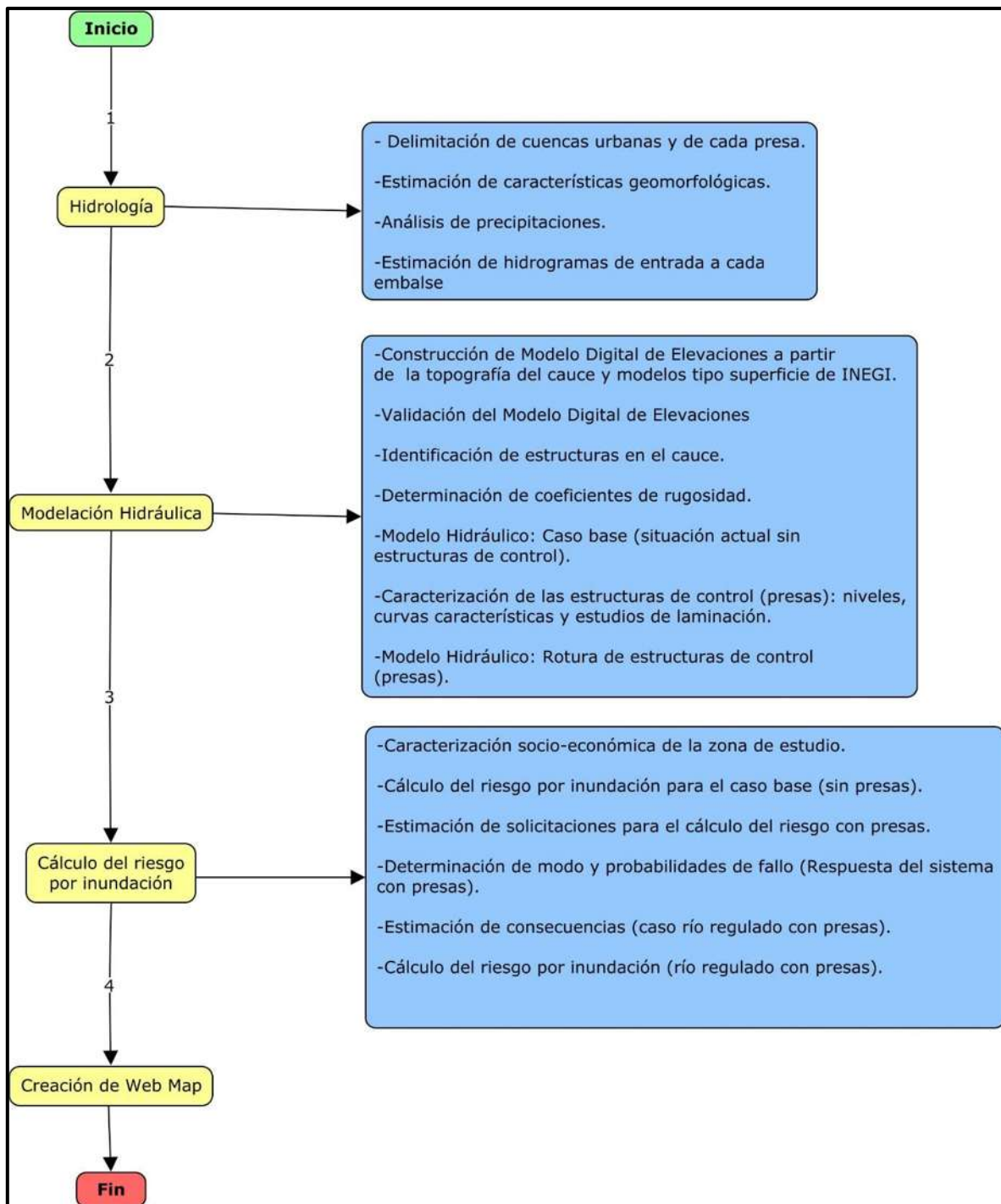


Figura 23.- Diagrama metodológico seguido en este trabajo.

5.1. Hidrología de la zona de estudio

Llevar a cabo un estudio hidrológico en subcuencas vecinas a la zona donde realizará la evaluación del riesgo por inundación será útil, ya que se desea plantear escenarios realistas que permitan modelar de forma más precisa el comportamiento hidráulico de la red hídrica de la ciudad. Para esto, se llevará a cabo la revisión de la calidad y cantidad de datos provenientes de la red de estaciones meteorológicas de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y se hará uso de datos diarios de precipitación.

Para el análisis espacial de la precipitación, en primer lugar, se preseleccionarán las estaciones meteorológicas con base a su cercanía y considerando que cubran la zona en sus cuatros direcciones cardinales. Una vez realizada esta selección preliminar, se aplicará pruebas estadísticas de homogeneidad e independencia a cada una ellas para tener una mayor fidelidad al utilizar sus datos.

Posteriormente, se procederá a obtener lluvias máximas diarias para cada año y cada mes de la serie temporal. A partir de las series de máximos anuales, se estimarán los periodos de retorno históricos para cada serie, los cuáles servirán para el cálculo de gastos máximos en cada cauce que conforma la red hídrica de la cuenca, así como en el cauce de estudio donde se llevará a cabo la modelación hidráulica y la evaluación del riesgo por inundación.

Se propondrán ecuaciones $IdTr$ para cada serie de máximos anuales. A partir de los periodos de retorno estimados, se realizará el cálculo de hietogramas de precipitación, y posteriormente el cálculo de hidrogramas de salida para cada escenario con el software HEC-HMS. Este proceso se realizará en las microcuencas de aportación de cada presa propuesta como medida de control.

5.2. Modelación Hidráulica

Para realizar la modelación hidráulica se requerirá de distintos insumos que permitan ejecutar de manera correcta el modelo, tales como:

- Hidrogramas para la cuenca y cada embalse.
- Modelo Digital de Elevaciones (MDE) de la zona de estudio tipo superficie con resolución de 5m, obtenido de la base de datos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).
- Topografía del cauce principal de la cuenca del Río Chiquito, en formato ráster con resolución a 0.5m, obtenida mediante levantamiento topográfico en sitio.
- Archivo vectorial de coeficientes de rugosidad de Manning correspondiente a la zona de estudio.
- Estructuras de control propuestas para la reducción del riesgo (presas).

Modelo Digital de Elevaciones: Dado que los MDE tipo superficie representan todos los elementos existentes sobre la superficie terrestre, tales como vegetación, edificaciones e infraestructura, es posible el plantear un modelo que describa de manera más precisa el comportamiento de un fenómeno de inundación en una zona urbana. Por esta razón, estos MDE serán utilizados para construir el modelo hidráulico.

Para la zona en cuestión, se emplearán los MDE correspondientes a las cartas topográficas que conforman el código E14, a una escala de 1:10,000 y una resolución de 5m, las cuales serán obtenidas de la base de datos del INEGI. Una vez obtenidos, se integrarán en un solo modelo utilizando sistemas de información geográfica (SIG).

Topografía del cauce del Río Chiquito: Para la crear el archivo ráster que describa la topografía del cauce, se partirá del levantamiento topográfico proporcionado por el departamento de Hidráulica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH). Será necesario analizar que las curvas no presenten puntos erróneos que puedan generar una representación imprecisa de la topografía. En caso de identificar dichos puntos, se procederá a corregirlos para obtener un modelo de calidad. Mediante el uso del software SIG, se generará el archivo ráster con una resolución de 0.5m, el cual se combinará con el MDE tipo superficie para así un modelo que represente con precisión el relieve de la zona de estudio.

Coeficientes de rugosidad: Los coeficientes de rugosidad de Manning se determinarán con base en lo propuesto por Chow, (2004), utilizando coeficientes para calles (asfalto, concreto y terracería) y zonas inundables. Con ayuda de imágenes satelitales de *Google Earth*, se identificarán las zonas con distintos coeficientes de rugosidad. El factor principal para asignar cada coeficiente será el tipo de material de la infraestructura vial de la zona urbana, considerando que las principales calles y avenidas son los principales medios de conducción del agua en caso de inundación. Además, se incluirán elementos urbanos como parques, áreas verdes, baldíos y zonas no urbanizadas. Como resultado, se generará un archivo vectorial (formato Shape) con las clasificaciones correspondientes.

Estructuras de control: Para las estructuras de control se llevará a cabo un dimensionamiento preliminar. Partiendo de la topografía del sitio, donde se estimarán las siguientes características:

- Niveles característicos.
- Curvas área-volumen-elevación.
- Características geométricas de las estructuras.
- MDE del embalse para la modelación hidráulica de rotura.

Además, se llevará a cabo el diseño hidráulico de los vertedores y los desagües para garantizar el desempeño adecuado de las estructuras propuestas ante escenarios hidrológicos. También se estimarán parámetros necesarios para llevar a cabo la simulación de rotura, incluyendo el tiempo y geometría de la brecha, con base en lo propuesto por (W. Brunner & CEIWR-HEC, 2020).

Una vez obtenidos los insumos necesarios, se procederá a realizar la modelación hidráulica utilizando el software HEC-RAS en dos dimensiones (2D), empleando las *Shallow Water Equations (SWE)* para cada hidrograma asociado a cada periodo de retorno. De la modelación hidráulica se obtendrán dos modelos distintos: uno que describe la mancha de inundación y los tirantes presentados en esta, y otro que representa las velocidades alcanzadas por la inundación. Para llevar a cabo la modelación en HEC-RAS, se seguirá la metodología planteada en el manual oficial del software (G. W. Brunner & CEIWR-HEC, 2021).

5.3. Control de inundaciones y evaluación del riesgo

En la actualidad, el cauce denominado Río Chiquito no cuenta con ninguna estructura de control o regulación de avenidas. Por esta razón, en esta investigación se propondrán estructuras que contribuyan a minimizar las consecuencias derivadas de avenidas en el cauce, las cuales podrían provocar inundaciones en zonas aledañas al cauce.

En este apartado se tomó como referencia la propuesta del Gobierno del Estado de Michoacán para la construcción de dos presas en la parte alta o de montaña de la cuenca del Río Chiquito. Utilizando información topográfica de la zona proporcionada por el Departamento de Hidráulica de la UMSNH, se realizó una propuesta para estas estructuras, con un diseño enfocado en los requisitos necesarios para que sean eficientes en la reducción del riesgo por inundación. Por este motivo, no se consideran aspectos relacionados con el diseño estructural de las presas, ya que, según Little (2012), los sistemas de infraestructura complejos no son intrínsecamente seguros, a pesar de lo bien que puedan estar contruidos. Por lo tanto, la evaluación del riesgo realizada en este trabajo no incluirá dichos aspectos.

Para establecer el modelo de riesgo que permitirá evaluar las estructuras de control en la cuenca del Río Chiquito, se obtendrán los siguientes insumos divididos en tres partes:

Solicitaciones:

- **Estudio Hidrológico:** En esta fase se realizarán los estudios hidrológicos correspondientes a las cuencas de cada embalse para obtener las probables avenidas que llegarán a cada uno. Se empleará el software HEC-HMS, que permitirá estimar los hidrogramas de entrada a cada embalse.
- **Estudio de niveles del embalse:** A partir del cálculo y análisis de las curvas elevación-volumen, se obtendrán algunos de los niveles característicos de los embalses, tales como el Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO), el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) y la altura de la corona de cada presa. Para el diseño de las presas, se considerará que estas operan al nivel del NAMO. Los cálculos se realizarán utilizando información topográfica proporcionada por el Departamento de Hidráulica de la UMSNH.
- **Fiabilidad de compuertas:** En este insumo se asumirá que las compuertas tienen una alta fiabilidad, partiendo del supuesto de que las presas son de reciente construcción.

Respuesta del sistema:

- **Mecanismos de fallo:** Para este estudio, únicamente se considerará fallo por sobrevertido debido a las limitaciones del software iPresas.

Consecuencias:

- **Obtención de hidrogramas de rotura:** Con el uso de la herramienta HEC-RAS, se realizará el modelamiento hidráulico de rotura de cada presa, de manera que sea posible obtener los hidrogramas correspondientes a cada escenario de rotura propuesto, identificando los gastos máximos en cada caso.
- **Estimación de consecuencias:** Se estimarán las consecuencias, tanto en términos de pérdidas humanas como de daños económicos, para cada escenario de inundación

asociado a un periodo de retorno en dos situaciones: el caso base (sin estructuras) y los escenarios de rotura de presa. Esto permitirá establecer una relación entre los caudales máximos y las consecuencias asociadas. Para esta estimación se utilizará la metodología SUFRI (*Sustainable Strategies of Urban Flood Risk Management*), que sustenta el plugin FloodRisk operando en el entorno de QGIS. Como insumos, será necesario contar con la caracterización de la amenaza (modelos de inundación) y la vulnerabilidad de la zona de estudio (caracterización socioeconómica).

5.4. Web Map

Esta investigación se fundamentará en los requerimientos establecidos por la Directiva 2007/60/EC del Consejo de la Unión Europea (Directiva Relativa a La Evaluación y Gestión de Los Riesgos de Inundación, 2007) para la creación de **mapas de peligro/amenaza y mapas de riesgos**.

Aunque México cuenta con normativa que regula los elementos mínimos necesarios para la elaboración de un Atlas de Riesgos (ACUERDO Por El Que Se Emite La Guía de Contenido Mínimo Para La Elaboración Del Atlas Nacional de Riesgos, 2016), estos elementos ya están considerados en la Directiva 2007/60/EC Por lo que la dicha Directiva complementará los estándares requeridos en México.

Mapas de peligro/amenaza: Para comprender de manera más amplia los factores que hacen que un sistema o población sea vulnerable, será necesario detallar los elementos que componen la amenaza, en este caso el fenómeno de inundación por escorrentía. Este mapa deberá considerar los siguientes aspectos:

- Extensión de la inundación.
- Profundidad de la inundación.
- Propagación de la inundación.

Mapas de riesgo por inundación: El análisis del riesgo por inundación requiere un estudio detallado que dependa de un análisis completo y correcto de la amenaza. En este caso, se considerará únicamente la evaluación del riesgo por inundación.

Para la realización de este mapa, se tomará como referencia lo establecido por Van Alphen et al. (2009) con el fin de lograr una representación adecuada del estudio dentro de la página web. Adicionalmente, se incluirá en la página web el funcionamiento hidráulico de las estructuras propuestas para el control de inundaciones.

5.5. Zona de estudio

El presente trabajo tendrá por zona de estudio la ciudad de Morelia, ubicada en el estado de Michoacán, México (Figura 25). Llevando a cabo un análisis de la hidrología superficial de la cuenca que abarca la ciudad, con el propósito de comprender el comportamiento del fenómeno lluvia-escurrimiento, ya que el enfoque principal de este estudio es la evaluación del riesgo por inundaciones fluviales.

El análisis del riesgo se centrará en una de las zonas más importantes de la ciudad: la cuenca del Río Chiquito. Esta área se seleccionó debido a su alta densidad de población, su relevancia en las actividades económicas y su importancia para la movilidad urbana.

Además de evaluar el riesgo por inundación en las condiciones actuales de la cuenca del Río Chiquito (Figura 24), se propondrán estructuras para la reducción del riesgo. Posteriormente, se analizará el impacto de estas estructuras en la mitigación del riesgo existente.

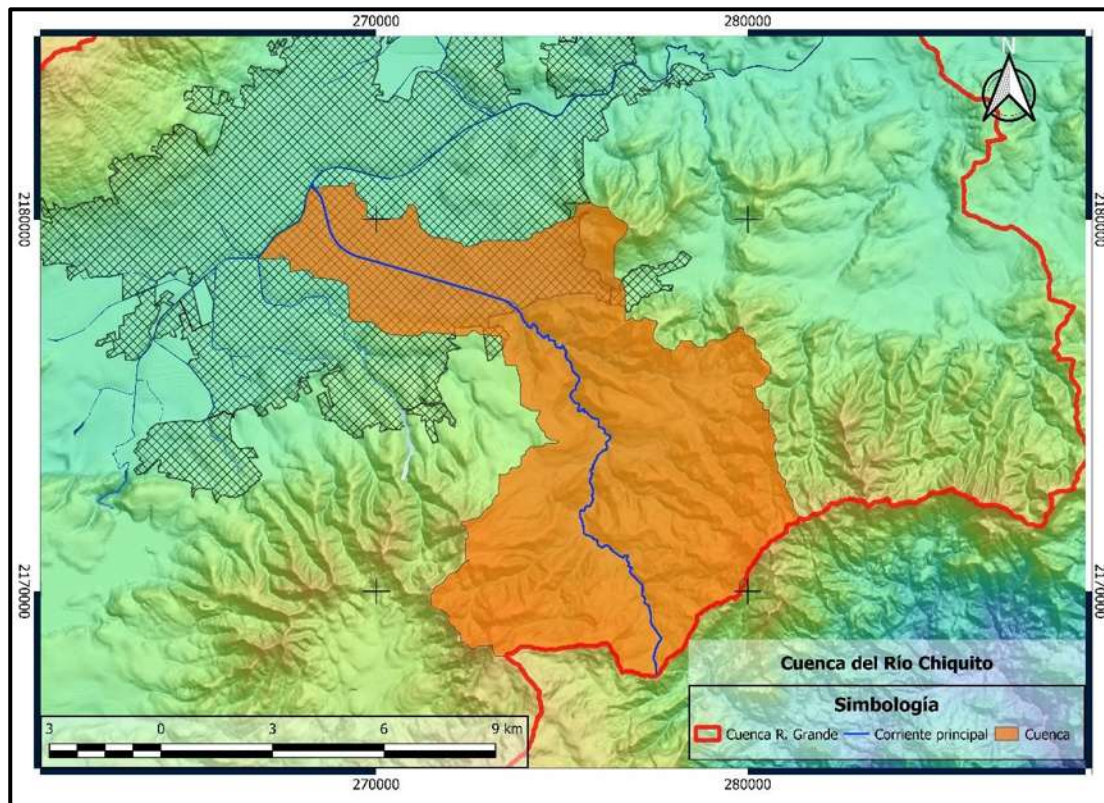
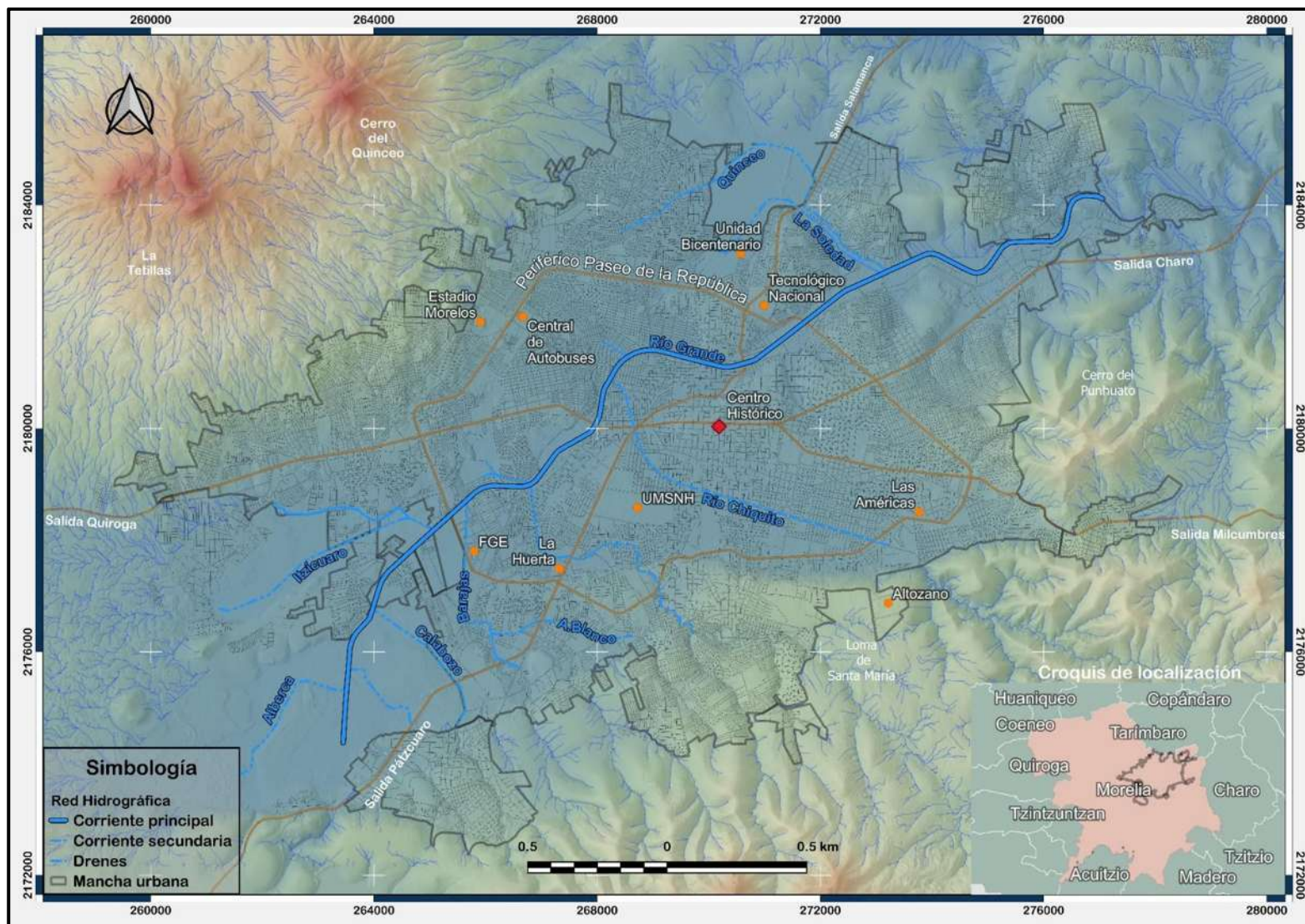


Figura 24.- Cuenca hidrológica del cauce Río Chiquito



6. Resultados en la zona de estudio

6.1. Estudio hidrológico

6.1.1. Trazo de la cuenca hidrológica

Para este proceso, se utilizó como insumo un Modelo Digital de Elevaciones proporcionado por INEGI, con una resolución de 15 metros, extraído del Continuo de Elevaciones Mexicano en su versión 3.0. El punto de salida para el análisis se estableció en el sitio con coordenadas UTM 283146.400, 2185670.841, ubicado en el tramo del Río Grande correspondiente al municipio de Charo. Una vez obtenido el modelo digital de elevaciones y definido el punto de salida, se emplearon Sistemas de Información Geográfica (SIG) para realizar el trazado de la cuenca hidrológica (Figura 26). Posteriormente, se llevó a cabo el proceso de delimitación y selección de subcuencas dentro de la Zona Metropolitana de Morelia (Figura 27 y Figura 28).

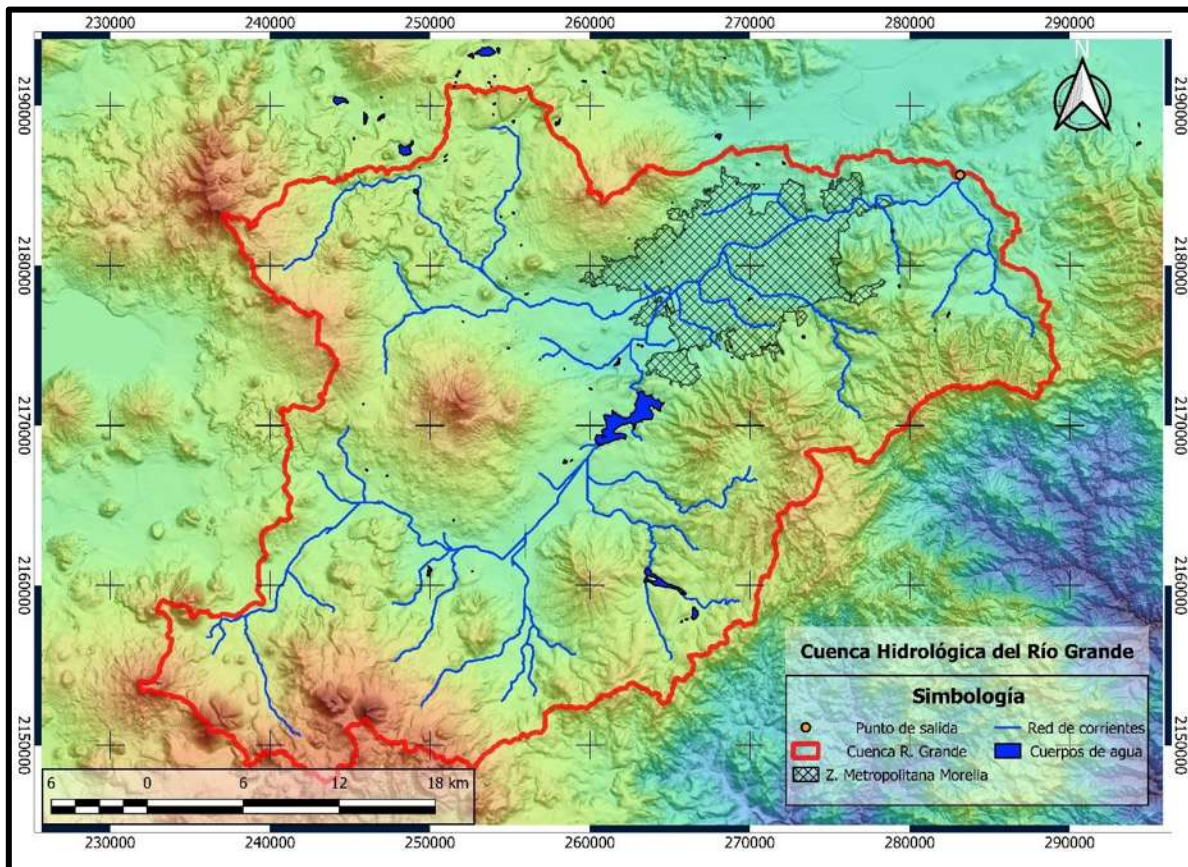


Figura 26.- Cuenca hidrológica y red de corrientes del Río Grande a su salida de la zona urbana de Morelia.

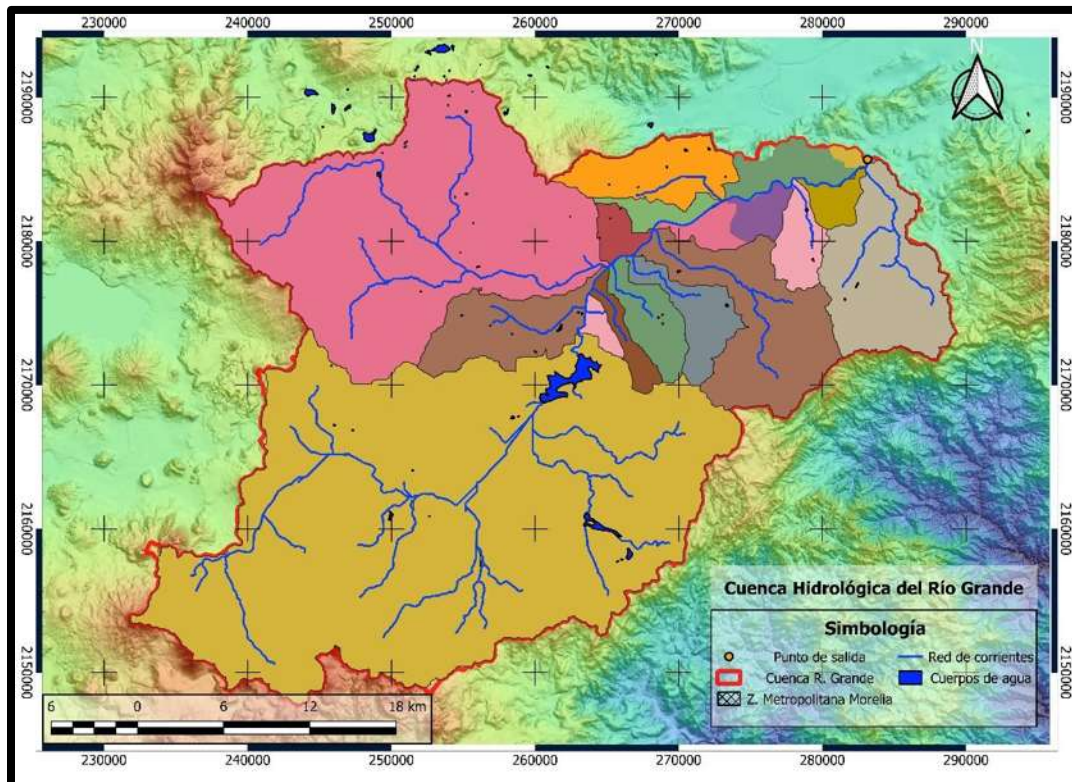


Figura 27.- Subcuencas correspondientes a la cuenca del Río Grande.

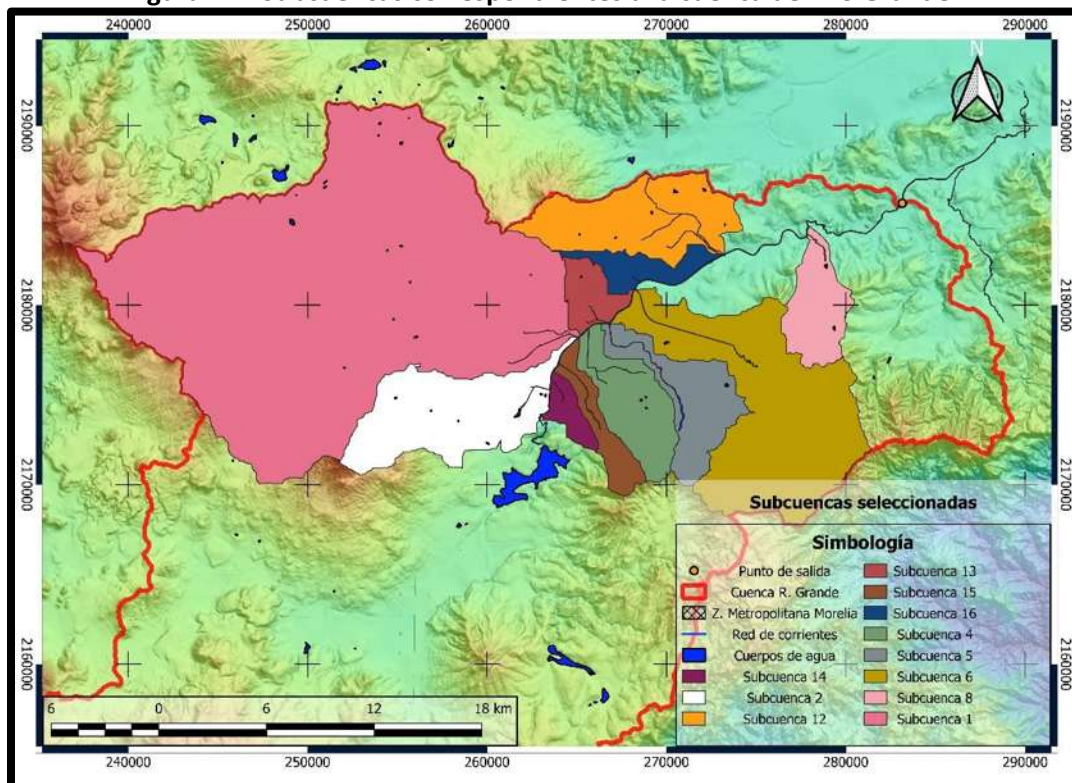


Figura 28.- Subcuencas de la ciudad de Morelia.

6.1.2. Características geomorfológicas de las cuencas

Para cada una de las subcuencas se estimaron las siguientes características geomorfológicas:

- Área (km²)
- Desnivel (m)
- Longitud del cauce principal (m)
- Pendiente (%)
- Tiempo de concentración (hr)

Para cada una de las cuencas, la estimación de la pendiente se llevó a cabo utilizando el método de Taylor & Schwarz, haciendo uso de la siguiente expresión:

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

Dónde:

L = Longitud total de la corriente principal

l_i = Longitud del tramo i

S_i = Pendiente del tramo i

Para el tiempo de concentración, se emplearon distintas metodologías para deducir la más idónea en cada cuenca, estas fueron:

De acuerdo con (Aparicio, 2001) el tiempo de concentración está dado por:

$$t_c = \frac{L}{3600 v}$$

Dónde:

L = Longitud total de la corriente principal en metros.

v = Velocidad media del agua en el cauce principal en m/s.

Tabla 2.- Relación pendiente-velocidad media del cauce

Pendiente del cauce principal (%)	Velocidad media (m/s)
1 - 2	0.6
2 - 4	0.9
4 - 6	1.2
6 - 8	1.5

De igual manera utilizaron las expresiones propuestas por Kirpich, las cuales están dadas por:

$$t_c = 0.000325 \left[\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right] \quad (1)$$

$$t_c = 0.066 \left[\frac{L}{\left(\frac{H}{L}\right)^{0.5}} \right]^{0.77} \quad (2)$$

Dónde:

S = La pendiente del cauce m/m

H = Desnivel del cauce

Otra expresión utilizada para la estimación del tiempo de concentración, fue la propuesta por Giandotti en 1934 (Ibañez Asensio, 2011), la cual se define de la siguiente manera:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}}$$

Tomando en consideración la restricción que establece lo siguiente:

$$\frac{L}{3600} \geq t_c \geq \frac{L}{3600 + 1.5}$$

Dónde:

A = Superficie de la cuenca en km^2

H = Desnivel en metros

L = Longitud del cauce en kilómetros

Otra ecuación utilizada con frecuencia es la propuesta por el Servicio de Carreteras de California (Ibañez Asensio, 2011), la cual se plantea de la siguiente forma:

$$t_c = \left(\frac{CL^3}{H} \right)^{0.385}$$

Cabe mencionar que para todos los casos el tiempo de concentración elegido fue el descrito por la expresión (2) de Kirpich. A continuación, se muestra un resumen de cada cuenca con sus respectivas características:

Tabla 3.- Características geomorfológicas de las subcuencas de estudio

Subcuenca	Área (km^2)	Desnivel (m)	Longitud del cauce (km)	Pendiente (%)	Tiempo de concentración (h)
1	308.32	892.00	30.83	2.41	3.62
2	47.62	1,132.00	16.11	5.72	1.56
4	24.30	459.00	11.45	5.32	1.49
5	26.67	561.00	12.86	4.58	1.58
6	86.79	416.00	21.09	1.13	3.13
8	18.85	230.00	9.39	2.46	1.55
12	40.19	792.00	14.31	4.77	1.56

Subcuenca	Área (km ²)	Desnivel (m)	Longitud del cauce (km)	Pendiente (%)	Tiempo de concentración (h)
13	10.04	258.00	4.61	5.14	0.65
14	6.11	220.00	4.11	3.95	0.61
15	11.30	671.00	9.88	3.67	1.08
16	10.71	1.93	0.45	0.43	0.29

6.1.3. Selección de estaciones meteorológicas

Las estaciones meteorológicas utilizadas para este trabajo pertenecen a la red de estaciones de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Para la selección de estaciones (Figura 29), se consideraron los siguientes criterios:

- **Cercanía:** Se seleccionaron aquellas estaciones tanto dentro como fuera de la cuenca de estudio.
- **Influencia de la estación en cuenca y subcuencas:** Se aplicó la metodología de polígonos de Thiessen para determinar que estaciones tenían influencia directa sobre las cuencas.
- **Coincidencia con estación hidrométrica:** Para cuencas aforadas, se realizó una comparación entre los periodos de retorno correspondiente entre la estación de aforo y la estación meteorológica.
- **Cantidad y calidad de datos:** Mediante el uso de técnicas estadísticas, se realizaron pruebas para determinar homogeneidad e independencia de las series de precipitación de cada estación.

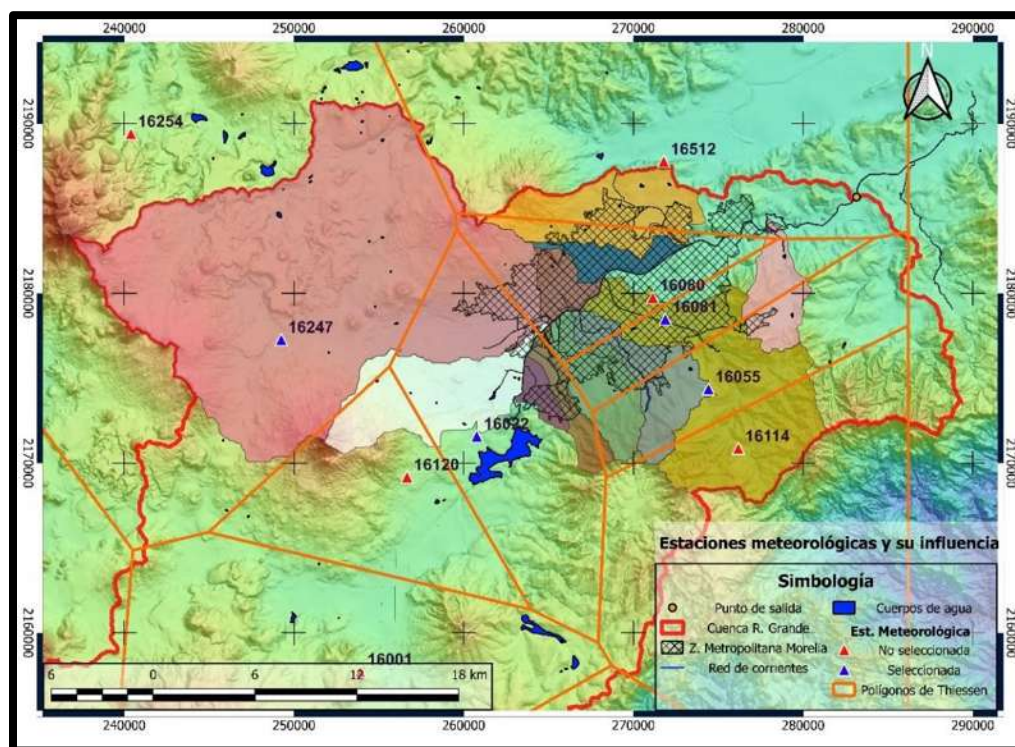


Figura 29.- Subcuencas con influencia directa en la zona urbana de Morelia

Para evaluar la calidad de las series de precipitación, se aplicaron diversas pruebas estadísticas. Para comprobar la **homogeneidad** de las series, se utilizaron las pruebas de **secuencias**, **Helmert** y **Distribución T-Student**. Así mismo, para verificar la **independencia** de las series, se aplicó la prueba **límites de Anderson**.

A continuación, se presenta el resumen de resultados de cada una de las pruebas.

Tabla 4.- Pruebas estadísticas y el resultado de aplicarse a las series de precipitación de cada estación seleccionada

Estación	Pruebas estadísticas			
	Helmert	Secuencias	T-student	Límites de Anderson
16247	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Independiente
16022	No Homogénea	Homogénea	Homogénea	Independiente
16055	No Homogénea	Homogénea	Homogénea	Independiente
16081	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Independiente

6.1.4. Funciones de distribución (FDP)

Para la obtención de los gastos máximos, será necesario del cálculo de la ecuación IDT (Intensidad Duración y Periodo de Retorno). Para lo cual, se requerirá la precipitación máxima probable para 24hrs en un periodo de retorno de 10 años, basada en la serie de datos de precipitaciones máximas anuales. Para esto, se utilizarán las funciones de probabilidad de distribución con ayuda del software Hidroesta 2. las FDP utilizadas fueron: **Normal**, **Log Normal 2p**, **Log Normal 3p**, **Gamma 2p**, **Gamma 3p**, **Log Pearson III**, **Gumbel**, y **Log Gumbel**. A continuación, se muestra el resultado del análisis.

Tabla 5.- Resultado de la prueba Smirnov-Kolmogorov para cada una de las FDP ajustadas a las series de precipitación de cada estación.

FDP: 16247							
Normal	Log-Normal 3P	Log-Normal 2P	Gamma 2P	Gamma 3P	LogPearson III	Gumbel	LogGumbel
0.1193	0.1044	0.0907	0.1025	0.09575	N/A	0.0994	0.0924
FDP: 16022							
Normal	Log-Normal 3P	Log-Normal 2P	Gamma 2P	Gamma 3P	LogPearson III	Gumbel	LogGumbel
0.1932	0.0696	0.1164	0.1433	N/A	N/A	0.1478	0.079
FDP: 16055							
Normal	Log-Normal 3P	Log-Normal 2P	Gamma 2P	Gamma 3P	LogPearson III	Gumbel	LogGumbel
0.1977	0.1064	0.1187	0.1427	N/A	0.09761	0.1347	0.0871
FDP: 16081							
Normal	Log-Normal 3P	Log-Normal 2P	Gamma 2P	Gamma 3P	LogPearson III	Gumbel	LogGumbel
0.1138	0.0592	0.0618	0.0798	0.05595	0.0511	0.045	0.0596

6.1.5. Número de escurrimiento

Para la obtención del número de escurrimiento (N), se tomaron en consideración diversos factores, tales como:

- Tipo de suelo
- Uso de suelo
- Topografía (pendientes)

Los insumos necesarios para estimar el número de escurrimiento fueron obtenidos de la base de datos de **Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad** (CONABIO), que incluye mapas en formato Shapefile de tipo y uso de suelo, así como los Modelos Digitales de Elevación obtenidos previamente. Sin embargo, poder aplicar la metodología, fue necesario adaptar la información disponible sobre tipo y uso de suelo mediante una reclasificación conforme a lo propuesto por Aparicio (1992), dónde se obtuvo lo siguiente:

Tabla 6.- Reclasificación del tipo de suelo para cada uno de los suelos existentes en la zona de estudio para la estimación del parámetro N

Clasificación CONABIO		Reclasificación Aparicio
Gruesa	A	Arenas con poco limo y arcilla. Suelos muy permeables
Media	B	Arenas finas y limos
Fina	C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla
N/D *Se considera para zonas urbanas*	D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con sub-horizontes de roca sana; suelos muy impermeables

Tabla 7.- Reclasificación del uso de suelo para la estimación del parámetro N

Clasificación CONABIO	Reclasificación Aparicio
Desprovisto de vegetación	Caminos
Asentamientos humanos	Caminos
Bosque Cultivado	Bosque normal
Bosque de Pino	Bosque muy espeso
Bosque de Pino-Encino	Bosque muy espeso
Bosque de Encino	Bosque espeso
Bosque de Encino-Pino	Bosque muy espeso
Cuerpo de Agua	N/A
Agricultura de humedal anual	Cultivos en surcos rectos

Clasificación CONABIO	Reclasificación Aparicio
Pastizal cultivado	Pastizal
Pastizal inducido	Pastizal
Agricultura de riego anual	Cultivos en surcos rectos
Agricultura de riego anual y semipermanente	Cultivos en surcos rectos
Agricultura de temporal anual	Cultivos en surcos rectos
Vegetación secundaria arbustiva de bosque de Pino-Encino	Bosque Ralo
Vegetación secundaria arbórea de bosque de Pino-Encino	Bosque Ralo
Vegetación secundaria arbustiva de bosque de Encino	Bosque muy ralo
Vegetación secundaria arbórea de bosque de Encino	Bosque Normal
Vegetación secundaria arbustiva de bosque de Encino-Pino	Bosque Normal
Vegetación secundaria arbustiva de selva baja caducifolia	Bosque Normal

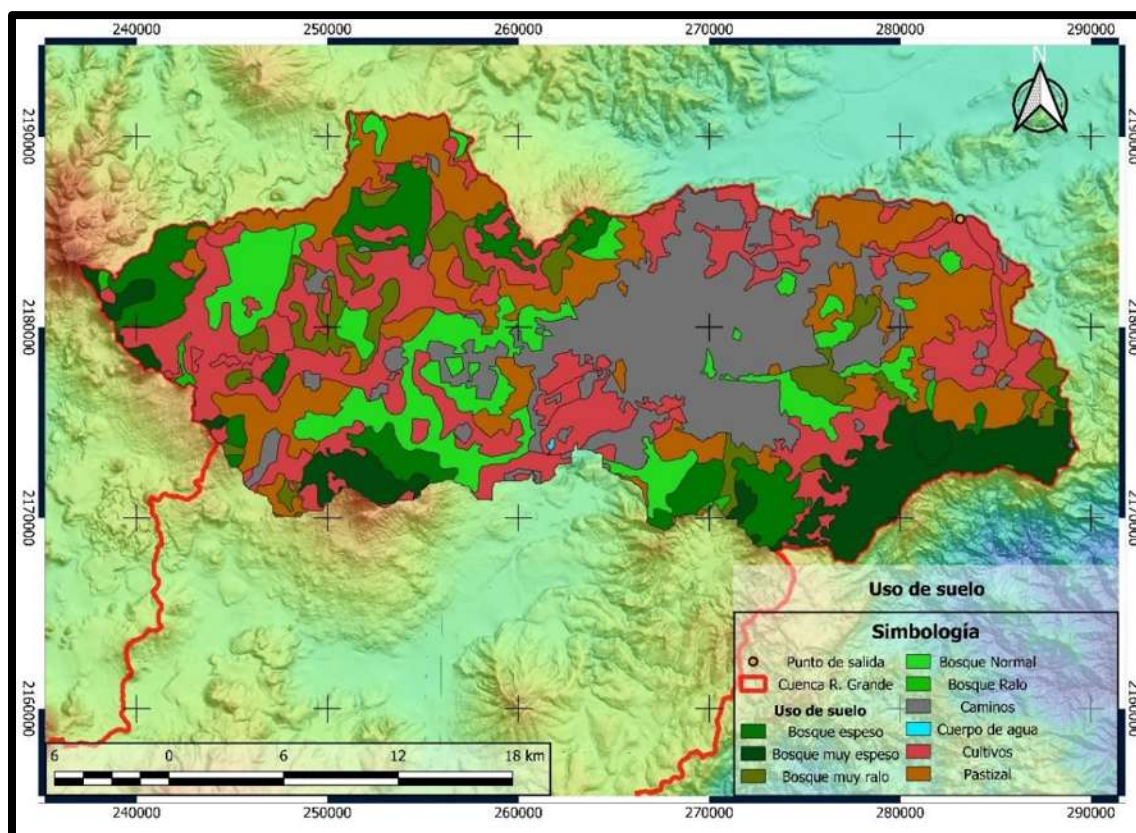


Figura 30.- Diversos usos de suelo dentro de la zona de estudio.

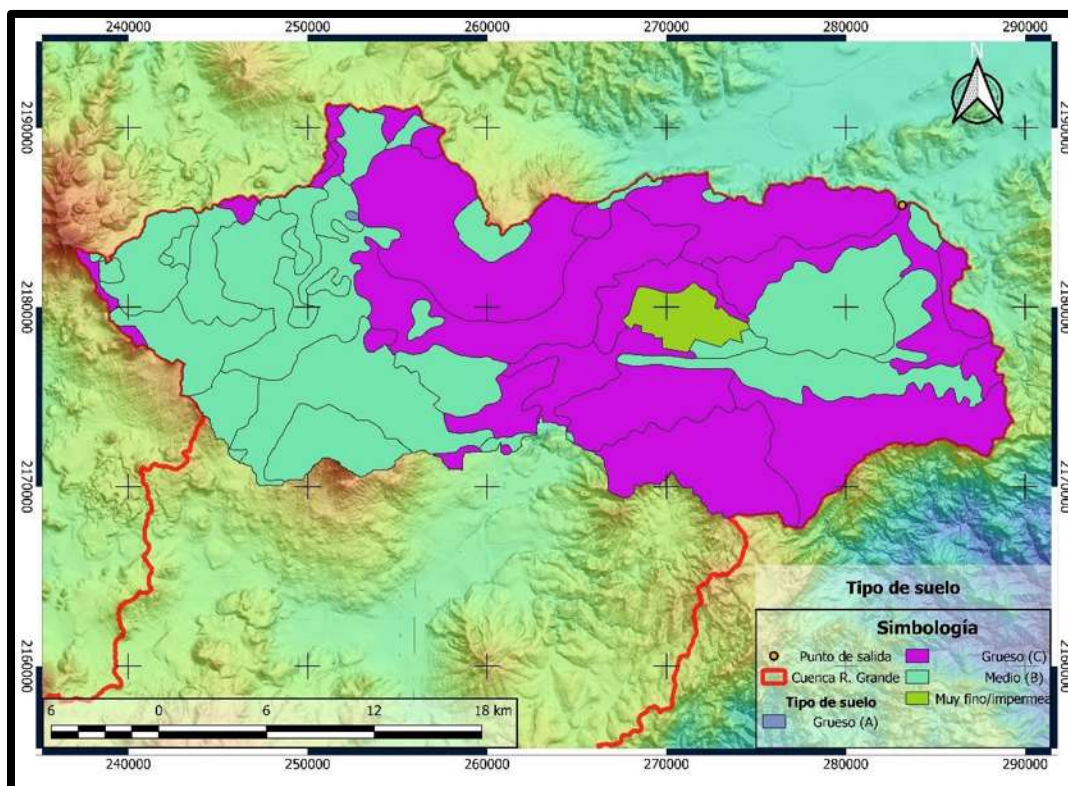


Figura 31.- Tipos de suelo dentro de la zona de estudio.

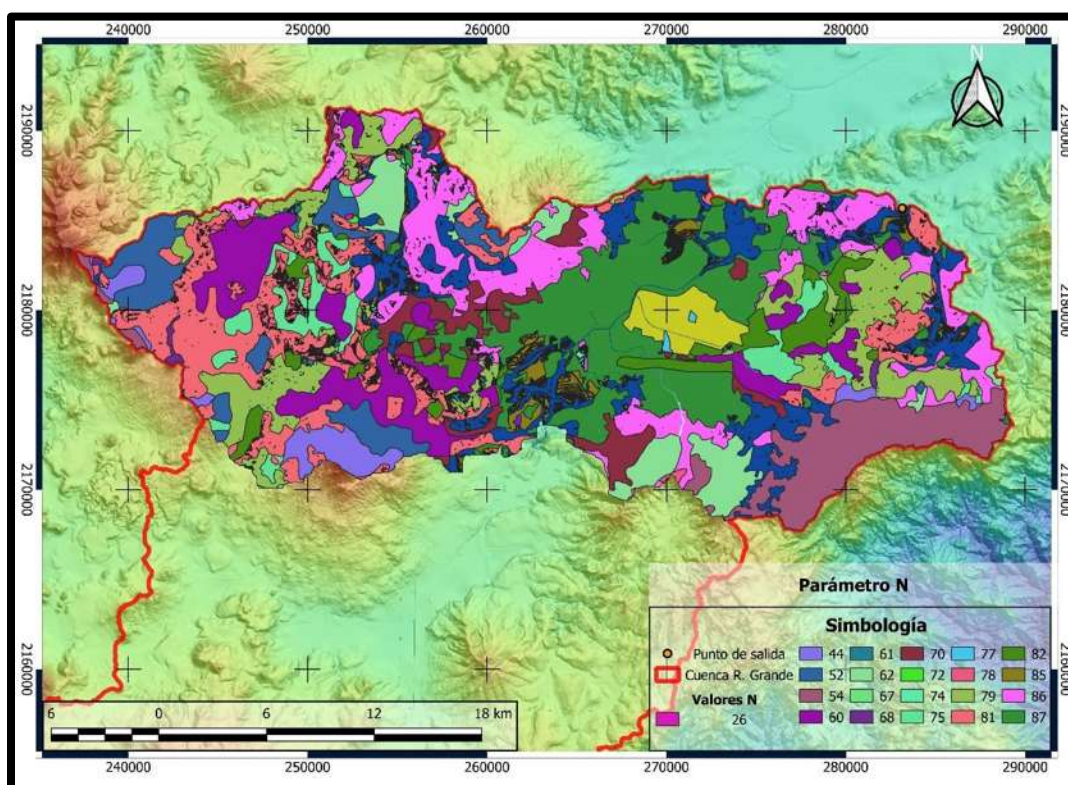


Figura 32.- Mapa resultante con la estimación de los diversos valores de escurrimiento "N"

Una vez hecha esta reclasificación, se procedió a realizar un análisis multicriterio con ayuda de un SIG, con el fin de obtener los números de escurrimiento correspondientes a cada tipo y uso de suelo. Posteriormente, mediante un promedio ponderado, se estimó el número de escurrimiento para cada una de las cuencas dentro de la zona de estudio (Figura 32 y Tabla 8).

Tabla 8.- Valores de N estimados para cada subcuenca con influencia urbana, así como valor N para las subcuencas.

Resumen de valor N	
Subcuenca	Valor
1	76.35
2	78.36
4	84.47
5	83.14
6	77.03
8	84.16
9	70.92
12	85.09
13	86.87
14	86.02
15	84.67
16	87.21
Cuenca general	76.04

6.1.6. Estimación de hidrogramas

Una vez obtenidos las variables requeridas, se procedió a la estimación de hidrogramas de salida para cada una de las subcuencas. Para esto, se obtuvieron hietogramas de diseño mediante el método propuesto por Kuichling (1889), el cual requiere de variables como el **tiempo de concentración** de la cuenca, y las **precipitaciones máximas** de 24 horas asociadas a un periodo de retorno, las cuales se obtuvieron mediante la función de distribución que mejor se ajustó a cada serie de precipitación. Con base al análisis de tormentas hecho en EE. UU., el método plantea un modelo que sigue las curvas de máxima intensidad para diversas duraciones, en el cual se estiman valores como: **intensidad (I_d)**, **precipitación máxima (P_d)**, **constante para determinar la duración de una lluvia conocida (K)**. Las expresiones que definen el modelo son las siguientes:

$$I_d = \frac{K}{(1-e)d^e} \quad P_d = \frac{Kd^{1-e}}{1-e} \quad K = \frac{P(1-e)}{24^{1-e}}$$

Donde:

e : coeficiente definido en función del tiempo de concentración.

d : intervalo de horas en función del tiempo de concentración.

Tabla 9.- Diversos valores para el factor “e” en función del tiempo de concentración para la estimación de hietogramas (Kuichling, 1889).

e		Tc (hr)	Descripción
Mínimo	Máximo		
0.45	0.5	>= 48 horas	Cuencas muy grandes
0.5	0.55	48 a 24	Cuencas grandes
0.55	0.6	24 a 6	Cuencas medianas
0.6	0.7	6 a 1	Cuencas chicas
0.7	0.8	< 1	Cuencas muy pequeñas

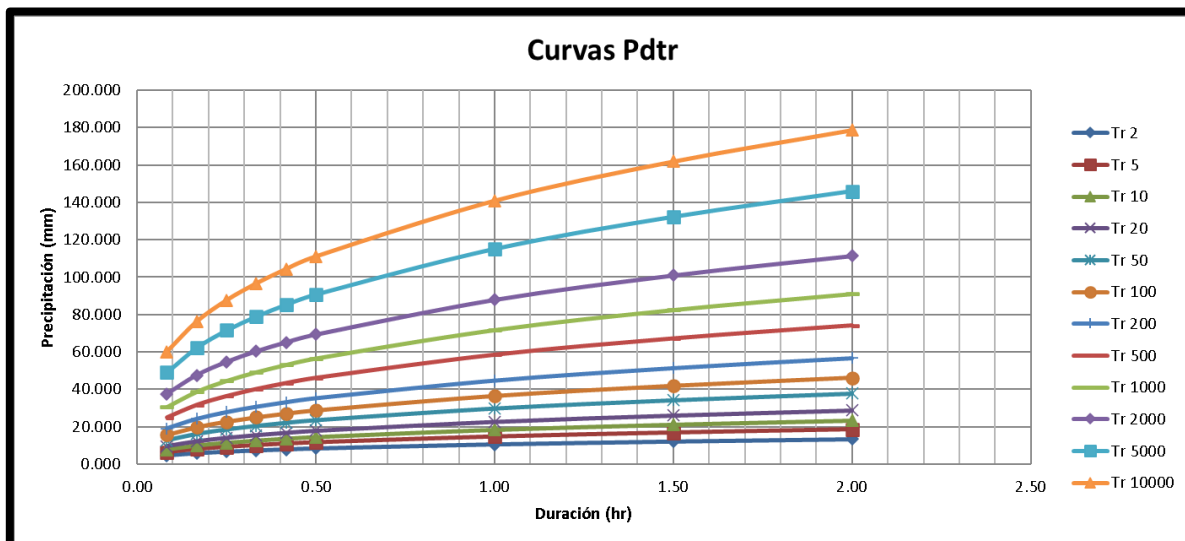


Figura 33.- Curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno para la cuenca del Río Chiquito (subcuenca 6)

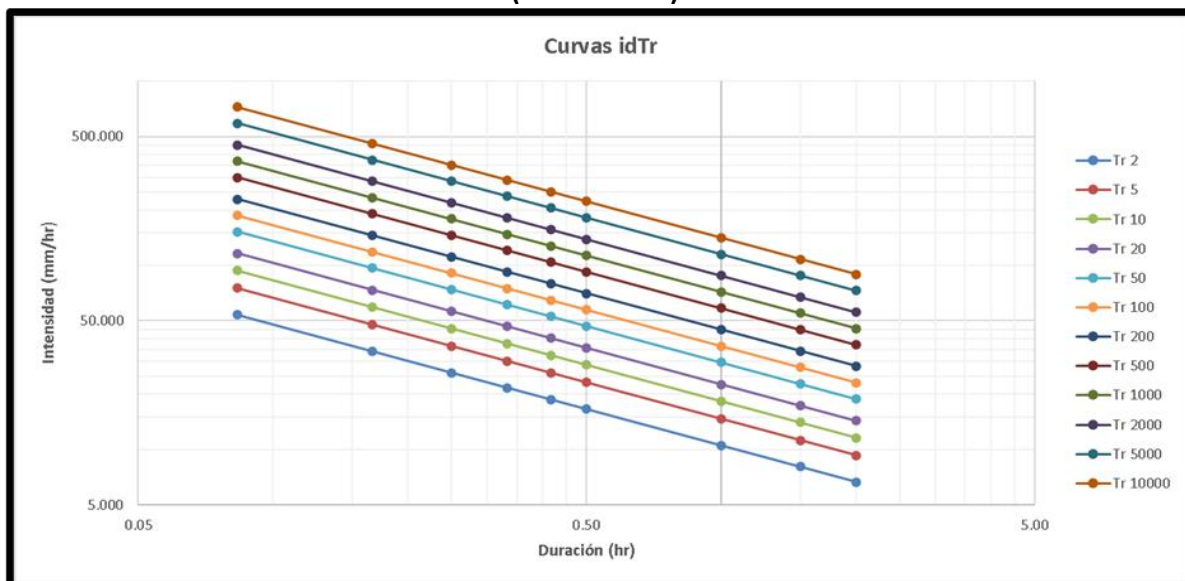


Figura 34.- Curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno para la cuenca del Río Chiquito (subcuenca 6)

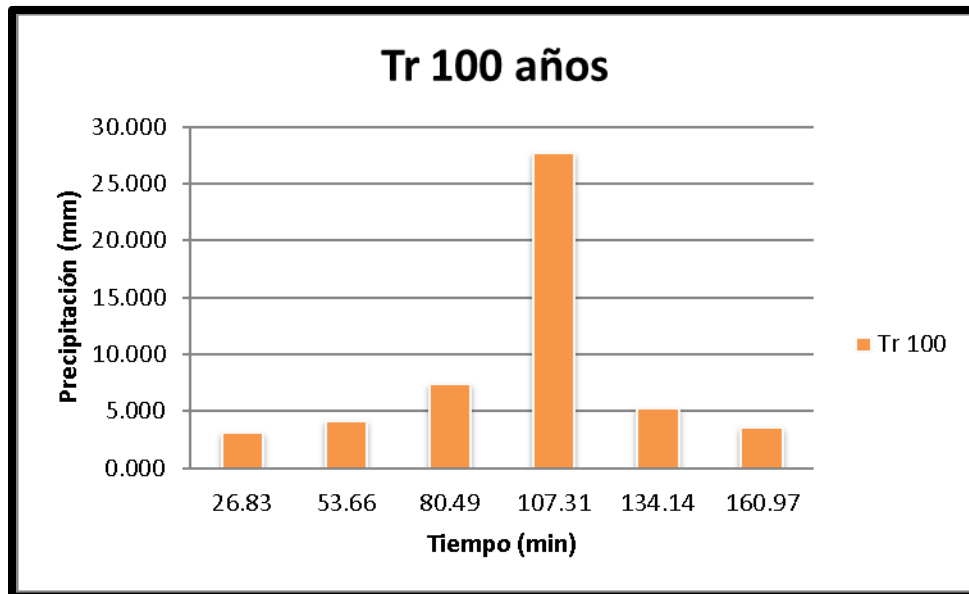


Figura 35.- Hietograma que describe la lluvia de diseño para un Tr de 100 años correspondiente a la cuenca del Río Chiquito

Una vez obtenidos los parámetros del modelo, se procedió a estimar los hietogramas de diseño correspondientes a los periodos de retorno de **2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000, 10000** años para cada subcuenca.

Construidos los hietogramas de diseño, se procedió al cálculo de hidrogramas mediante el modelo de curva formulado por el Servicio de Conservación de Suelos en EE. UU. (SCS por sus siglas en inglés) (Hernández-Bedolla et al., 2023), el cuál determina umbrales de escorrentía en función del número de escurrimiento o número de curva (N).

Para la estimación del gasto, dicho modelo hace uso de las expresiones mencionadas a continuación:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Dónde:

P: Precipitación obtenida a partir de los hietogramas de diseño.

S: Factor obtenido a partir del número de escurrimiento (N), también llamado número de curva (CN).

Para la aplicación de este modelo, se hizo uso del software HEC-HMS para obtener los hidrogramas de salida para cada una de las distintas cuencas y periodos de retorno.

Cabe mencionar que, para dar más robustez a los resultados obtenidos, se realizó el cálculo de hidrogramas para las precipitaciones máximas históricas que se presentaron en las cuencas de estudio, con el fin de contar con un punto de referencia al momento de la estimación de gastos asociados a diversos periodos de retorno. A continuación, se presenta un resumen de los gastos máximos estimados para cada subcuenca y periodo de retorno.

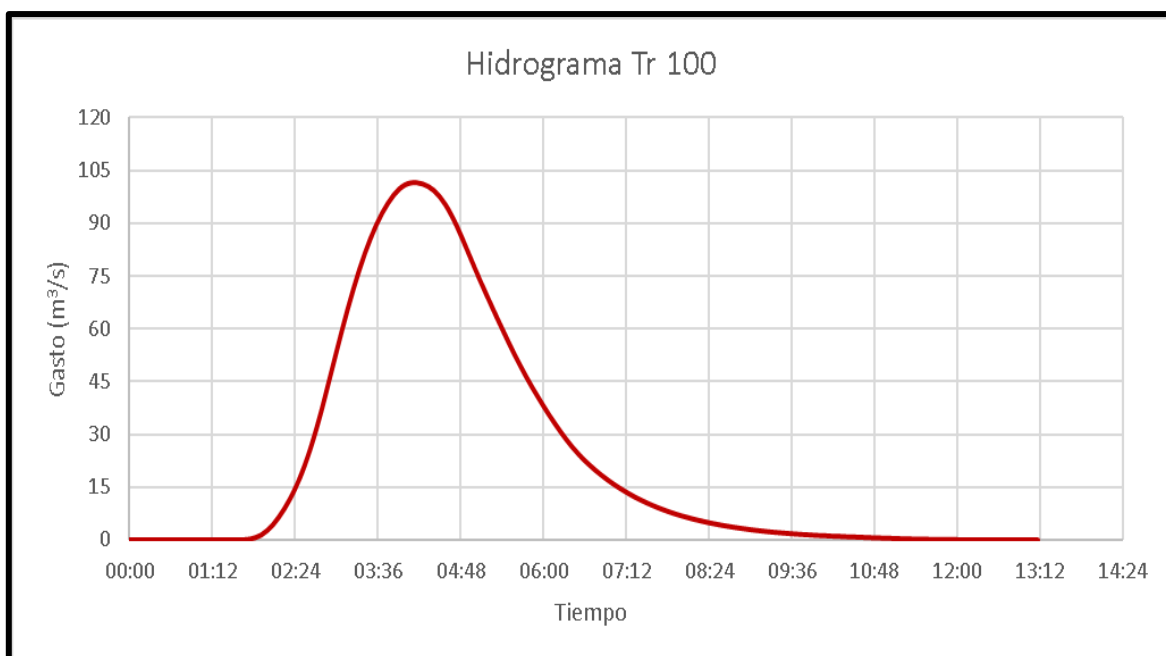


Figura 36.- Hidrograma de salida obtenido con el software HEC-HMS para la cuenca del Río Chiquito (subcuenca 6) para un Tr de 100 años

Tabla 10.- Resumen de gastos máximos obtenidos con el software HEC-HMS para cada subcuenca asociados a diversos periodos de retorno.

Periodo de retorno	Gastos máximos en m ³ /s											
	Sub 1	Sub 2	Sub 4	Sub 5	Sub 6	Sub 8	Sub 9	Sub 12	Sub 13	Sub 14	Sub 15	Sub 16
Tr 2	10.56	0.98	0.91	0.00	0.00	0.67	0.00	1.40	0.11	0.01	0.06	0.60
Tr 5	52.29	7.06	4.24	1.11	3.06	3.16	3.17	6.67	1.73	0.90	1.34	2.29
Tr 10	104.17	16.79	5.08	5.81	13.73	3.79	14.39	7.99	2.15	2.74	3.74	2.61
Tr 20	142.81	25.42	7.64	11.47	25.48	5.68	27.14	12.02	3.72	4.70	6.01	3.91
Tr 50	217.25	44.15	17.92	28.00	59.66	13.39	63.80	28.33	10.53	8.98	11.05	8.65
Tr 100	280.62	62.26	23.30	48.51	101.38	17.45	108.40	36.87	14.29	13.24	16.06	11.06
Tr 200	350.02	83.84	29.15	78.44	161.76	21.88	172.85	46.25	18.49	18.45	22.11	13.68
Tr 500	450.39	118.40	37.73	137.37	279.13	28.26	297.61	59.77	24.64	26.88	31.84	17.42
Tr 1000	532.92	149.37	44.71	200.49	404.14	33.44	431.26	70.75	29.70	34.52	40.57	20.45
Tr 2000	621.10	184.54	52.08	283.75	569.23	39.00	607.04	82.37	35.08	43.30	50.77	23.63
Tr 5000	746.06	237.78	62.34	433.74	863.17	46.76	920.12	98.78	42.63	56.75	66.37	28.04
Tr 10000	846.73	283.36	70.49	584.62	1157.15	52.92	1233.69	111.81	48.67	68.53	79.83	31.53

Tabla 11.- Resumen de gastos máximos obtenidos con el software HEC-HMS para cada subcuenca asociados a la precipitación máxima que corresponde a cada subcuenca

	Gastos máximos en m ³ /s											
	Sub 1	Sub 2	Sub 4	Sub 5	Sub 6	Sub 8	Sub 9	Sub 12	Sub 13	Sub 14	Sub 15	Sub 16
Qmax (Pmax)	144	37.6	24.4	36.5	76.937	18.3	82	38.6	21.4	7.5	8.6	10.3

6.2. Modelo Hidráulico

Una vez realizado el estudio hidrológico, se procedió con la modelación hidráulica del cauce Río Chiquito, para la cual fue requerida información como lo es:

- Topografía del cauce.
- MDE tipo superficie.
- Rugosidades de la zona de estudio.
- Hidrogramas de salida.

Mediante el software **HEC-RAS**, se realizó en conjunto la simulación hidráulica en 2 dimensiones, de dicho cauce.

6.2.1. Construcción de Modelo Digital de Elevaciones

A partir de levantamientos topográficos con los que cuenta el departamento de Hidráulica de la UMSNH, se obtuvo la topografía de la red hídrica de la ciudad. Mediante un proceso estricto de depuración y tratamiento de las curvas de nivel, se llevó a cabo la tarea de corrección que consistió en corrección de curvas incompletas, eliminación de elementos ajenos a la topografía del cauce y delimitación del polígono correspondiente a los hombros de este, se logró obtener un MDE con una resolución de 0.5 metros. De esta manera, fue posible obtener un MDE de buena precisión que será útil para construir un modelo hidráulico que sea lo mayormente representativo del funcionamiento hidráulico del cauce.

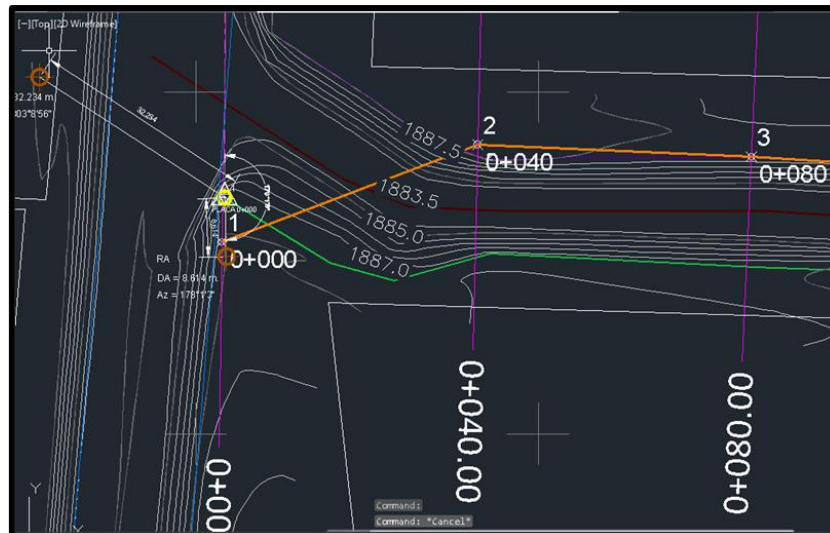


Figura 37.- Detalle de curvas de nivel resultado del levantamiento topográfico proporcionado.

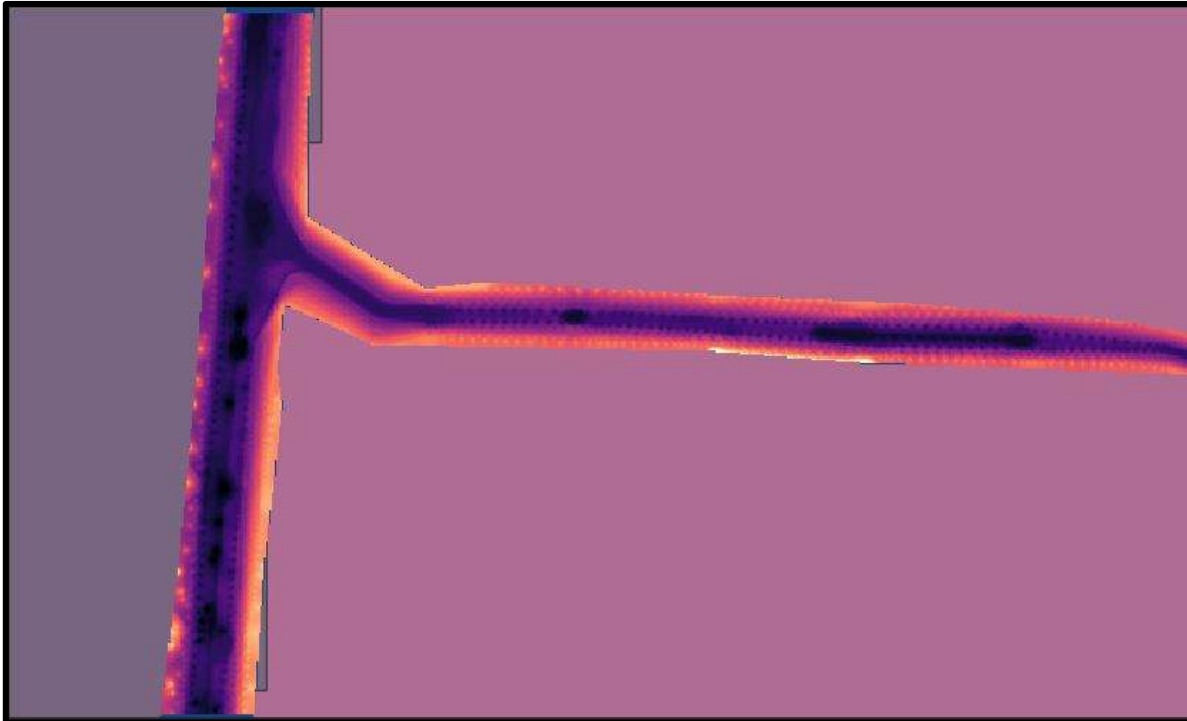


Figura 38.- Detalle de Modelo Digital de Elevaciones del cauce obtenido del tratamiento de información.

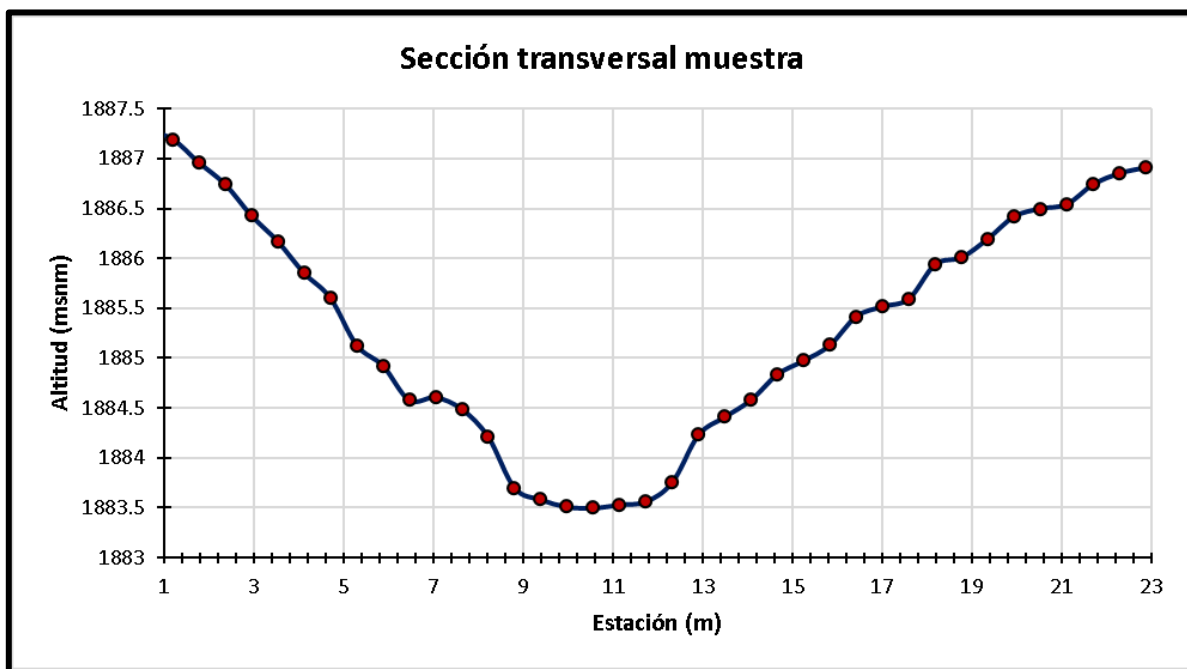


Figura 39.- Sección transversal muestra obtenida del MDE del cauce

Posterior a la creación del MDE que corresponde a las características topográficas del cauce, fue necesario acceder a la base de datos de INEGI, donde, en función de la carta topográfica correspondiente a la zona, se obtuvieron los MDE tipo superficie con una resolución de 5 metros. Después, con ayuda de SIG se cambió su resolución a 0.5m, de manera que este fuera compatible

con el MDE obtenido a partir de los levantamientos topográficos. Una vez obtenidos estos dos insumos, se procedió a la sustitución de la topografía del cauce en el MDE de tipo superficie obtenido de INEGI, lo que permitió construir un modelo que describe el relieve de la zona urbana con todas las estructuras presentes en ella y la topografía del cauce con precisión (Figura 40 y Figura 41).

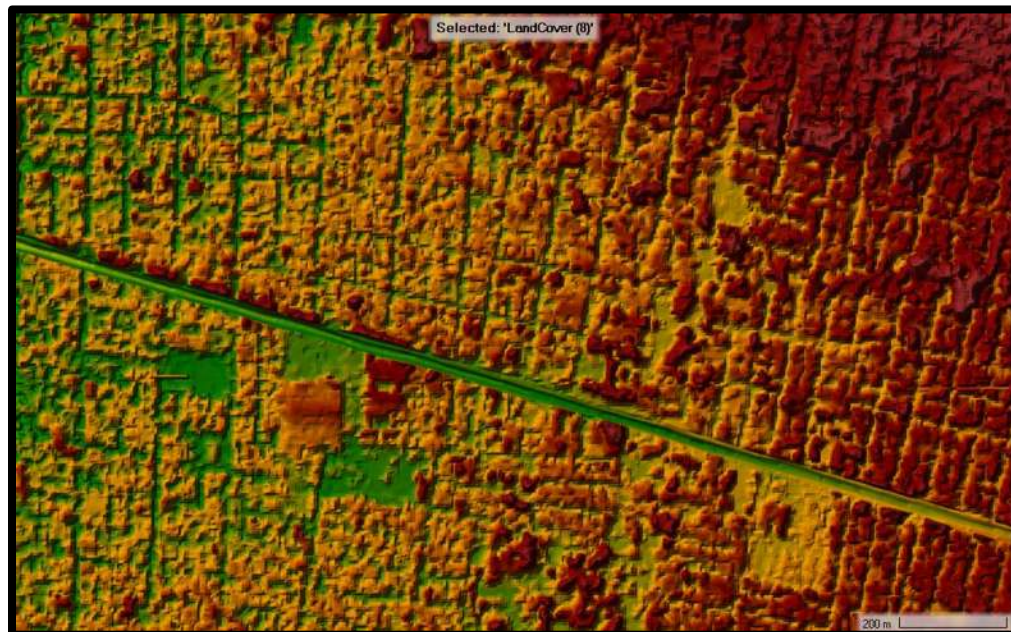


Figura 40.- Detalle del Modelo Digital de Elevaciones mixto.

Para llevar a cabo el proceso anteriormente mencionado, se hizo uso del software HEC-RAS en versión 6.3, mediante la herramienta integrada RAS Mapper. Esta herramienta, utilizada para la gestión de datos geospaciales, es muy similar a cualquier SIG, con la diferencia que este está especializada en diversas tareas de ingeniería fluvial, entre las que destacan herramientas para la edición de capas de datos de entrada.

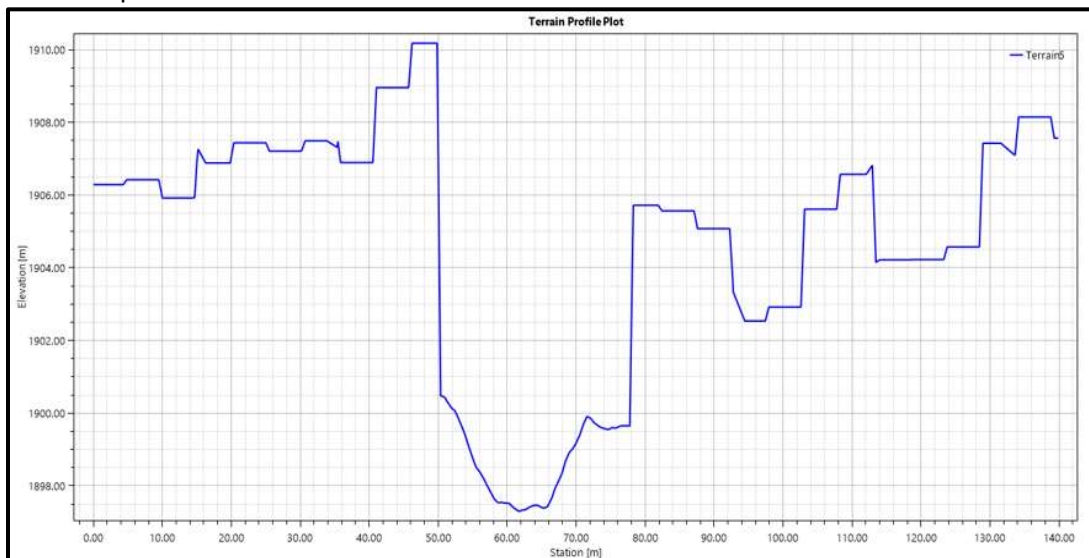


Figura 41.- Detalle de sección transversal resultado de la unión de los distintos MDE

6.2.2. Validación del Modelo Digital de Elevaciones

Una vez procesada digitalmente la topografía, se llevó a cabo un proceso de validación con el fin de corroborar el estado actual de ésta. Para ello, se realizaron una serie de visitas técnicas a los puntos más importantes dentro de la ciudad (Figura 42). Los puntos considerados para la validación fueron:

- **Bifurcaciones en las corrientes de cada subcuenca.**
- **Zonas bajas o planicies potenciales a sufrir inundaciones.**
- **Entrada de las corrientes a la corriente principal de la cuenca.**
- **Zonas con estructuras construidas recientemente.**

Las visitas de campo fueron programadas en dos partes, correspondientes a zona norte y sur de la ciudad, y se llevaron a cabo durante un lapso de una semana. Esto se hizo con el objetivo de constatar que la topografía con la que se cuenta corresponda al estado actual de los cauces. En los siguientes párrafos se explicarán de manera breve las principales observaciones y conclusiones hechas a partir de la revisión de los puntos planteados.

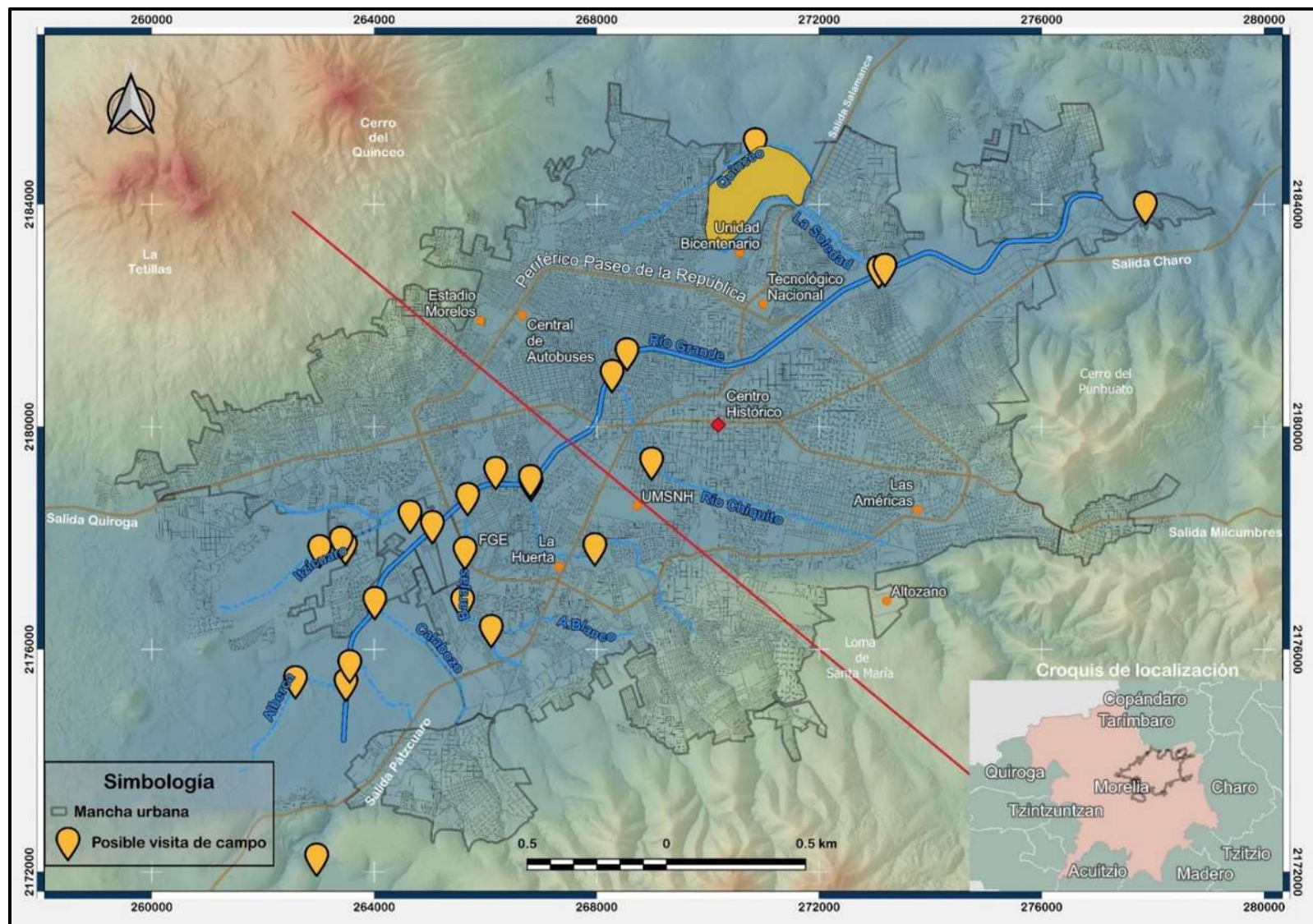


Figura 42.- Puntos propuestos para las visitas de campo para la validación topográfica

Revisión de tramo Río Chiquito

En este primer punto, se concluye la existencia de diferencia con la información topográfica, ya que el margen derecho del Río Chiquito se encuentra en un nivel más bajo en comparación del margen izquierdo. Sin embargo, lo observado en campo es que ambos márgenes se encuentran al mismo nivel.



Figura 43.- Margen derecha desde el puente en calle Chiapas.



Figura 44.-Margen Izquierda desde el puente en calle Chiapas

Entrada 1: Dren Alberca

Se revisó integración del dren Alberca con el Río Grande, donde se pudo constatar la existencia de una estructura de control de avenidas, la cual se encuentra en estado de abandono. El flujo el Río

Grande, pasa a través de una compuerta de aproximadamente 1.15 x 1.5m, la cual se encuentra parcialmente abierta.



Figura 45.- Cárcamos de bombeo para el control de avenidas

Bifurcación Dren Alberca

Se hizo la revisión aguas arriba de la bifurcación del mencionado dren, dónde se observa que en ambos márgenes se encuentran zonas de cultivo. Además, se constató la inexistencia de estructuras de control en la bifurcación, por lo que se corroboró la coincidencia con la topografía.



Figura 46.- Confluencia a la corriente principal sin estructuras de regulación.

Entrada 2: Calabocito

En esta corriente no se presenta ningún tipo de estructura de control, por lo que su entrada al Río Grande se encuentra en condiciones naturales. Por tanto, con base a lo observado y comparando con lo que se tiene de manera digital, se concluye que hay coincidencia entre lo real y lo teórico.

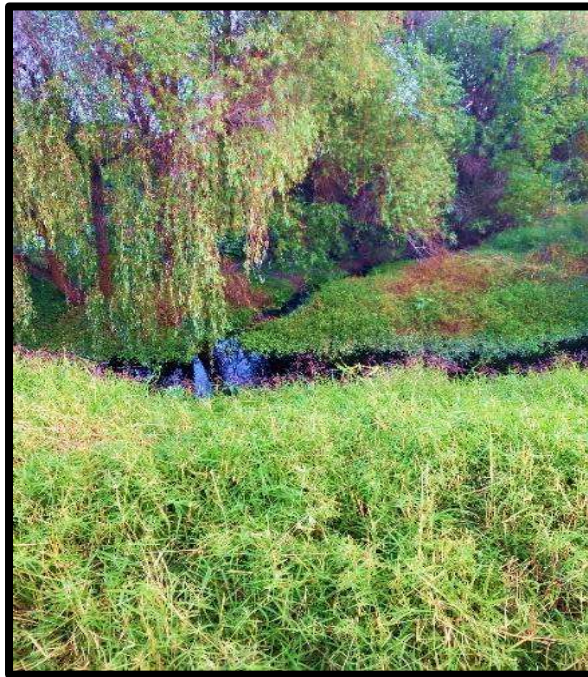


Figura 47.-Confluencia con la corriente principal sin regular como se indica en topografía.

Entrada 3: Calabozo

En este punto, debido a la gran cantidad de vegetación que se encuentra en la zona, no es posible observar la existencia de algún tipo de estructura que regule su entrada al Río Grande. Además, se concluye que en dicho punto la sección de entrada al río se encuentra en condiciones naturales, por lo que se afirma la coincidencia entre la topografía real y teórica.

Zona contigua a la PTAR Itzícuaros

A pesar de no acceder a la planta, se recorrió la zona contigua a ésta, siendo posible observar abundante vegetación, así como determinar que se trata de una zona pantanosa. Otro aspecto importante es que en la zona el suelo se encuentra en condiciones saturadas, lo cual ayuda a determinar que, en efecto, se trata de una zona potencialmente inundable.

Bifurcación Itzícuaros

En la unión de corrientes se observa un exceso de vegetación tanto en ambos márgenes, así como en la superficie libre del agua, lo que indica baja velocidad del flujo. No se observaron estructuras de control. Los márgenes izquierdos de ambas corrientes son más bajos respecto al derecho. Se concluye que las secciones observadas en campo coinciden con lo que se tiene levantado.



Figura 48.- Confluencia de corrientes en la cuenca sin regulación.

Entrada 4: Itzícuaros

En la entrada del dren denominado Itzícuaros al Río Grande de Morelia, se observó la presencia de una estructura de control que consiste en un cárcamo de bombeo, el cual cuenta con 3 bombas centrífugas y 4 compuertas de 1.15 x 1.5m, las cuales se encuentran abiertas parcialmente. La sección del dren se encuentra conformada por muros longitudinales de mampostería, con aproximadamente 50 metros de longitud aguas arriba del punto de entrada al Río Grande. Debido a esto, se concluye que este punto lo observado en campo no coincide con la información topográfica existente.



Figura 49.- Estructuras de control en la confluencia con el Río Grande.

Planicie de inundación en Dren Barajas

Se conocía anteriormente la existencia de compuertas que regulaban el flujo del Dren Barajas al momento de presentarse una avenida, por lo cual se procedió a realizar la visita de campo en dicho punto para conocer el estado actual de éstas, así como comprender su funcionamiento. Dicha compuerta conecta el dren Barajas con un canal derivador que llega a una zona inundable, el cual tiene una sección aproximada de 4 metros de ancho por 2 metros de alto.



Figura 50.- Compuerta que forma parte de la estructura de regulación en la planicie de inundación.

Estructura de cruce en dren Barajas

En un punto de la corriente Barajas se encuentra una estructura de cruce que, a su vez, sirve de protección para el invernadero municipal ante avenidas. Cabe mencionar la inexistencia de la estructura en el levantamiento topográfico con el que se cuenta, dado que en dicha estructura se encuentra una placa de la CONAGUA, se deberá solicitar al organismo el levantamiento de la estructura.



Figura 51.- Estructura de cruce en dren Barajas que aumenta la capacidad hidráulica.

Bifurcación Barajas-Blanco

En este punto se observó un muro longitudinal en ambos márgenes en la corriente que lleva como nombre “Arroyo Blanco”, el cual tiene una altura aproximada de 1.5m de altura, y una longitud de aproximadamente 50m. El lecho del dren Arroyo Blanco tiene un desnivel aproximado de 0.4m respecto a dren Barajas y el Arroyo Blanco cuenta con un tirante de 0.15m, mientras que el dren Barajas tiene un tirante de 1m. A excepción de la estructura longitudinal, se concluye que las secciones en dicha bifurcación son coincidentes al levantamiento topográfico.

Entrada 5: Barajas

En el punto donde el dren Barajas y el Río Grande convergen, se observó la existencia de una estructura de control conformada por un cárcamo de bombeo que consta de tres compuertas, de las que sólo dos se encontraban abiertas para permitir el paso del flujo. Además, se cuenta con tres bombas centrífugas y muros de mampostería en ambos márgenes a lo largo de la estructura de control. Se observó una alta presencia de vegetación sobre la superficie libre del agua, lo que indica una baja velocidad del flujo.

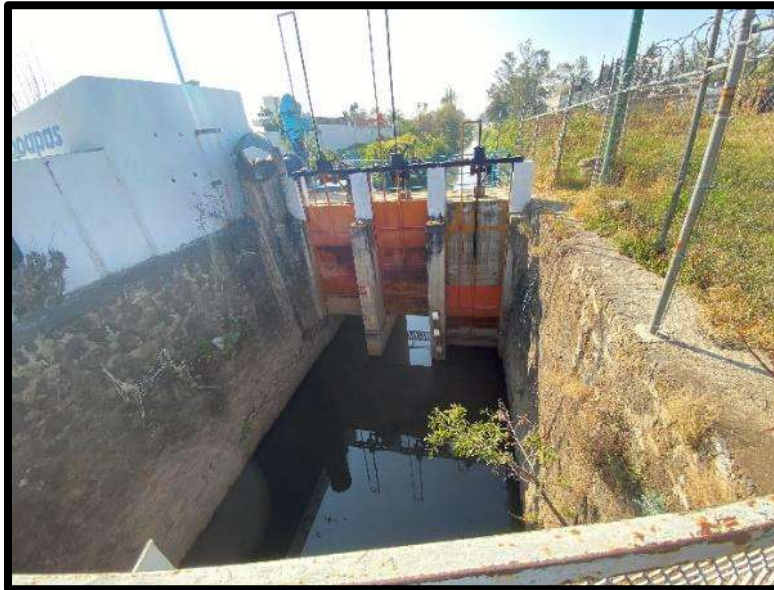


Figura 52.- Estructuras de regulación en confluencia con Río Grande.

Entrada 6: Arroyo de Tierras

En la entrada del dren Arroyo de Tierras al Río Grande se cuenta con una estructura de control ante avenidas, conformada por un cárcamo de bombeo que consta de cinco compuertas y seis bombas centrífugas. Actualmente, las cinco compuertas se encuentran abiertas, con un tirante aproximado de 0.5m. A excepción de la estructura de control, las secciones aguas arriba de esta coinciden con el levantamiento topográfico.



Figura 53.- Estructura de control en confluencia entre el dren Arroyo de Tierra y el Río Grande.

Entrada 7: Mora Tovar

En la revisión hecha en este punto, se encontró con una estructura de control totalmente vandalizada. La estructura cuenta con dos compuertas, de las cuales solo una se encuentra parcialmente abierta. Debido a la baja velocidad en el punto, el tramo presenta una abundante presencia de lirio acuático. Ambos márgenes están cubiertos de vegetación, y el dren tiene conexión con el Río Grande después de pasar por una estructura de cruce. Sin considerar dichas estructuras, lo observado en campo coincide con el levantamiento topográfico.



Figura 54.- Estructura de regulación en la confluencia del dren Mora Tovar y Río Grande.

Bifurcación Mora Tovar

Esta bifurcación cuenta con un cárcamo de bombeo, conformado por cuatro bombas automatizadas que se activan cuando el nivel del agua alcanza un umbral determinado. Esta información deberá ser solicitada al Organismo Operador de Agua Potable y Saneamiento (OAPAS). Las corrientes que convergen en este punto cuentan con muros longitudinales de mampostería en ambos márgenes, con dimensiones aproximadas de 5m de largo por 2m de alto. Debido a la baja velocidad del flujo se cuenta con presencia de lirio acuático.

Entrada 8: Río Chiquito

La convergencia entre el Río Chiquito y Río Grande no cuenta con estructuras de control de avenidas, por lo que se puede confirmar que lo observado en campo es coincide con la topografía con la que se cuenta de manera digital, dado que las condiciones en este punto son naturales. Se observa gran cantidad de vegetación en ambos márgenes, y no hay presencia de lirio acuático.



Figura 55.- Confluencia entre el Río Chiquito y el Río Grande sin estructuras de control

Entrada 9: Carlos Salazar

Este punto cuenta con un cárcamo de bombeo dividido en dos, separados por la avenida Río Grande. Cada estructura cuenta con dos bombas centrífugas que ayudan a drenar el flujo del dren Carlos Salazar, así como un sistema de compuertas que previene que el flujo del Río Grande remanse en caso de que se presente una de avenida. Se observa un tirante relativamente pequeño, que ronda los 0.05m. En conclusión, lo observado no coincide con lo que se tiene de manera digital, ya que no se cuenca con el levantamiento de las estructuras mencionada.

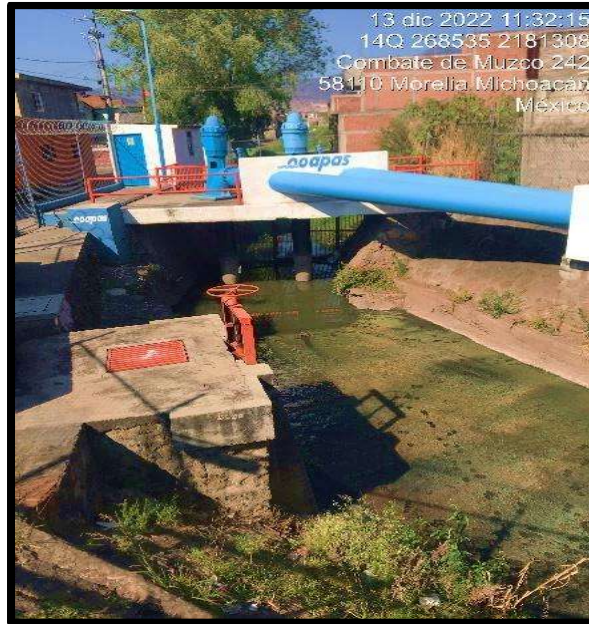


Figura 56.- Estructuras de control en la confluencia con el Río Grande

Bifurcación: Quinceo

La unión o convergencia de las corrientes Quinceo y Erandeni se caracteriza por la abundante vegetación en ambos márgenes. Cabe mencionar que cuenta con un tirante de aproximadamente 0.2 a 0.3m, careciendo de estructuras de control o regulación. En este punto, la topografía levantada coincide con lo observado en campo.



Figura 57.- Vegetación abundante en el dren en cuestión.

Entrada 10: La Soledad.

La bifurcación entre el dren La Soledad y el Río Grande carece de un gasto base y cuenta con abundante vegetación a lo largo de su sección. Al llegar al Río Grande, este cuenta con dos tuberías de aproximadamente 1 metro de diámetro; sin embargo, estas no representan un obstáculo significativo en el tránsito de una avenida, ya que no reducen de manera considerable la capacidad de la sección. Se concluye que en este punto la topografía coincide con lo observado en campo.



Figura 58.- Dren La Soledad sin presencia de un caudal base

Entrada 11: Quinceo:

A pocos metros de la convergencia entre el dren La Soledad y Río Grande se encuentra la entrada del dren Quinceo al Río Grande. Este presenta abundante vegetación que invade incluso el lecho del cauce. Aunque la sección coincide con el levantamiento topográfico, se observa la presencia de una estructura de cruce que incluye un tubo de aproximadamente 2 metros de diámetro.



Figura 59.- Vegetación en dren Quinceo.

Entrada 12: Atapaneo

Debido a dificultades de acceso, no fue posible observar la convergencia del dren Atapaneo con el Río Grande. Sin embargo, se logró acercarse a una distancia aproximada desde la cual se pudo constatar la inexistencia de una estructura reguladora, concluyendo la coincidencia entre la topografía observada en campo y la que se tiene de manera digital. Se identificó abundante vegetación en la zona y un tirante en la sección con una profundidad aproximada de 0.3 metros.



Figura 60.- Vegetación en dren Quinceo.

Cruce del dren Arroyo de Tierras con Calzada La Huerta

Este sitio resultó de especial interés debido a la identificación de una modificación en la sección natural del dren. Se observó un relleno sobre el margen derecho, delimitado por un muro de llantas con dimensiones aproximadas de 35 metros de longitud y una altura que variable entre 2.5 y 3 metros. Cabe mencionar que dicho muro no se desplanta desde el lecho del cauce. Asimismo, se identificó abundante vegetación en ambos márgenes. Además, la sección en este punto presenta una reducción debido a una estructura en forma de arco que emboveda el cauce en el tramo que cruza la zona de La Huerta.



Figura 61.- Sección del cauce alterada con materiales no aptos

Zonas potencialmente inundables

Uno de los objetivos principales de la visita de campo fue identificar áreas que, debido a sus características topográficas y proximidad a las corrientes, presentan un potencial significativo de sufrir eventos de inundación. Este análisis también tiene como finalidad validar los resultados obtenidos en la modelación hidráulica.

- **Colonia Carlos Salazar:** Mediante un recorrido a lo largo del dren Carlos Salazar, se observó que varias calles cercanas a este se encuentran a un nivel topográficamente inferior al margen derecho, así como en ciertos puntos del margen izquierdo. En el margen izquierdo del dren, se identificaron una serie de viviendas que incluso cuentan con estructuras de cruce sobre el dren. Es importante destacar que estas estructuras fueron construidas de manera “artesanal” por los pobladores de la zona.



Figura 62.- Estructuras de cruce construidas de manera Inadecuada y población asentada en zonas de riesgo

- **Periferia del dren Quinceo y cercanías a unidad deportiva bicentenario:** Se realizó un recorrido desde el dren La Soledad hasta la bifurcación entre Quinceo y Erandeni, se observó que la zona cercana a la Unidad Deportiva Bicentenario y los terrenos colindantes al dren La Soledad presentan alta susceptibilidad a inundaciones. Esto se debe principalmente a su nivel topográfico bajo. Cabe mencionar dichas áreas se encuentran en proceso de urbanización, evidenciado por diversos terrenos a la venta, construcciones, viviendas y plataformas en proceso de construcción para elevar el nivel topográfico, lo cual implica un agravamiento del problema.

Algunas de las observaciones que generan esta susceptibilidad son:

- En los terrenos colindantes a la Unidad Bicentenario, se observa que respecto al nivel de piso terminado de este presentan un desnivel negativo que va desde los 0.5m hasta los 2m.

- Los predios que se encuentran en proceso de urbanización se encuentran topográficamente por debajo de la vialidad con diferencias de altura que van desde 1m hasta los 2m.

Nota:

La validación topográfica realizada en esta zona contribuyó como insumo para el proyecto de investigación “Sistema de mitigación del riesgo contra inundaciones de la ciudad de Morelia”, que forma parte del programa: “*Apoyo a proyectos de investigación científica de impacto regional (PICIR) 2023*” del Instituto de Ciencia, Tecnología e Innovación del Estado de Michoacán de Ocampo (ICTI).

6.2.3. Corrección de errores en el MDE

A partir de la campaña de validación realizada, se procedió a corregir las inconsistencias identificadas en el MDE correspondiente al cauce del Río Chiquito. Estas inconsistencias incluían no solo incongruencias entre la topografía levantada en campo y en modelo, sino también la omisión de estructuras que, aunque no forman parte directa de la configuración topográfica del cauce, podrían alterar significativamente el comportamiento hidráulico de las inundaciones en el sitio. Para realizar estas correcciones, se hizo uso de la herramienta RAS Mapper del software HEC-RAS, tomando como base la información recabada en la campaña de validación topográfica. Este proceso de corrección siguió los siguientes pasos:

- Sustitución de la topografía existente por elementos geométricos más representativos del relieve observado en sitio. Los elementos considerados fueron muros lindero de las estructuras aledañas al cauce.
- Elevación de la cota en ambos hombros del cauce en una longitud de 300 metros.
- Corrección de vialidades aledañas, ajustando sus cotas para reflejar una representación más precisa de las características hidráulicas del área.



**Figura 63.- Imagen satelital de la zona a corregir
Errores en el MDE.**

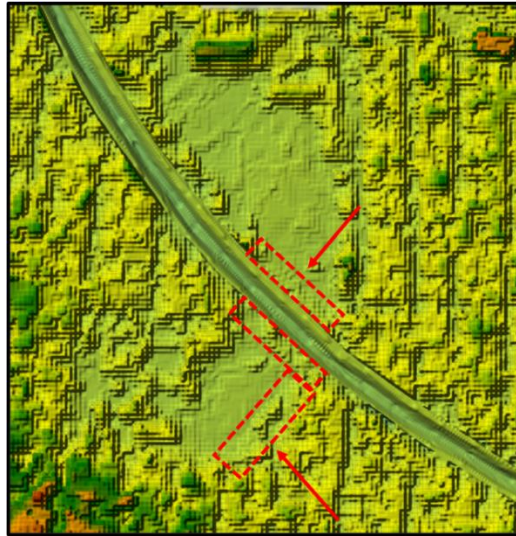


Figura 64.- Zonas a corregir en MDE.



Figura 65.- Muro lindero correspondiente al internado España-México a la izquierda del margen izquierdo del Río Chiquito



Figura 66.- Muro lindero de las oficinas de Comisión Estatal de Cultura Física y Deporte (CECUFID) ala derecha del margen derecho del Río Chiquito



Figura 67.- Modelo Digital de Elevaciones resultado de las correcciones realizadas.

6.2.4. Identificación de estructuras de cruce en el cauce de estudio

Una vez concluida la validación y corrección de errores en el MDE, se procedió a identificar las estructuras de cruce a lo largo del cauce del Río Chiquito. Este proceso tomó como base la información proporcionada por el departamento de hidráulica de la UMSNH y los datos obtenidos en la campaña de validación del MDE. En este proceso se identificaron las dimensiones, ubicación y posicionamiento de las estructuras. Como resultado de este análisis, se integraron al modelo un total de:

- 19 puentes vehiculares.
- 8 puentes peatonales.
- 1 puente ferroviario.

A partir de este proceso, se obtiene un modelo que refleja de manera más precisa las condiciones hidráulicas actuales del cauce de estudio. Esto permite garantizar la representatividad de los modelos hidráulicos obtenidos.

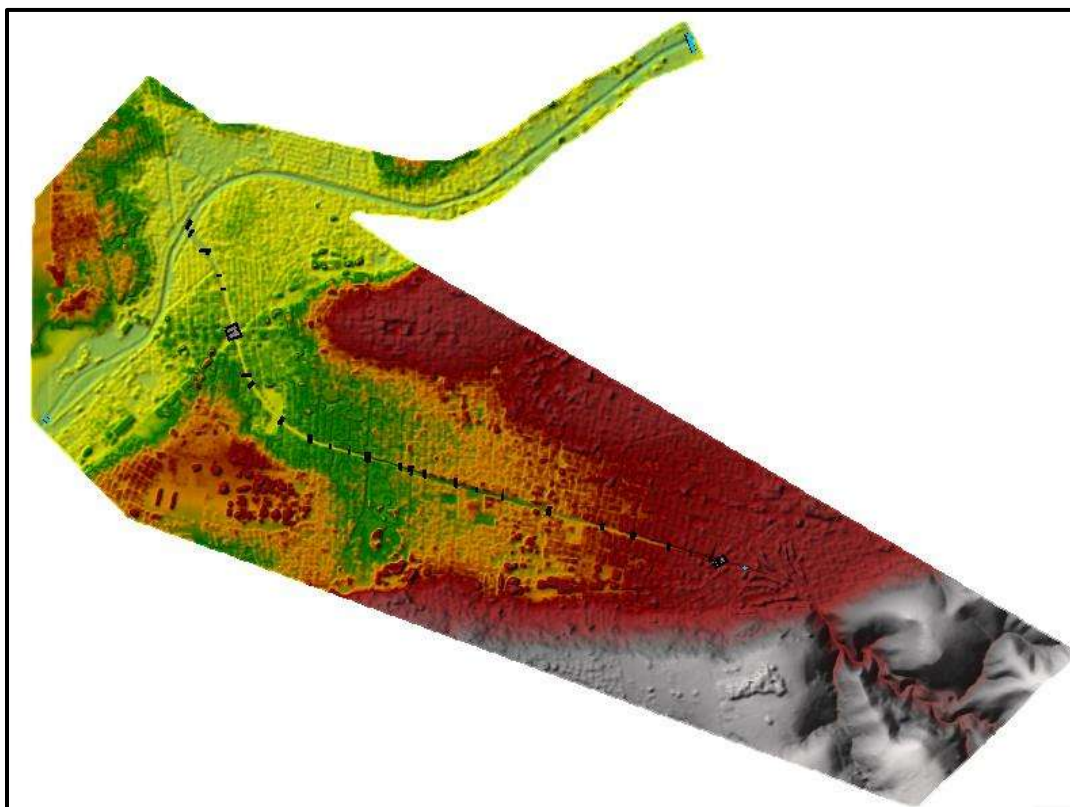


Figura 68.- MDE para la modelación hidráulica incluyendo estructuras de cruce y correcciones topográficas.

6.2.5. Determinación de coeficientes de rugosidad

Para asignar los coeficientes de rugosidad en la zona de estudio, se tomaron los valores de rugosidad de Manning propuestos por (Chow, 2004b). Los valores mostrados en la Tabla 12, fueron seleccionados considerando las características de los diferentes tipos de terreno y superficie de rodamiento. Estos valores se asignaron a las diversas zonas del modelo utilizando SIG, lo que permitió generar un mapa de estos coeficientes.

Tabla 12.- Coeficientes de rugosidad de Manning utilizados para la generación del mapa de rugosidades (Chow, 2004b).

Valores Manning							
Cauce	0.03	Concreto	0.015	Asfalto	0.016	Árboles	0.12
Combinado	0.0147	Cauce 2	0.04	Pastizales	0.035	Encauzamiento	0.015
Asfalto Liso	0.013	Cultivos	0.05	Matorrales	0.08	Pasto	0.05
						Maleza	0.07



Figura 69.- Mapa de rugosidades correspondiente a la extensión del MDE

6.2.6. Modelación hidráulica del caso base

Para la puesta en marcha del modelo, se realizó la construcción de una malla con un tamaño de tesela general de 5x5m, la cual abarca tanto el cauce del Río Chiquito en la zona de análisis como las áreas potencialmente inundables.

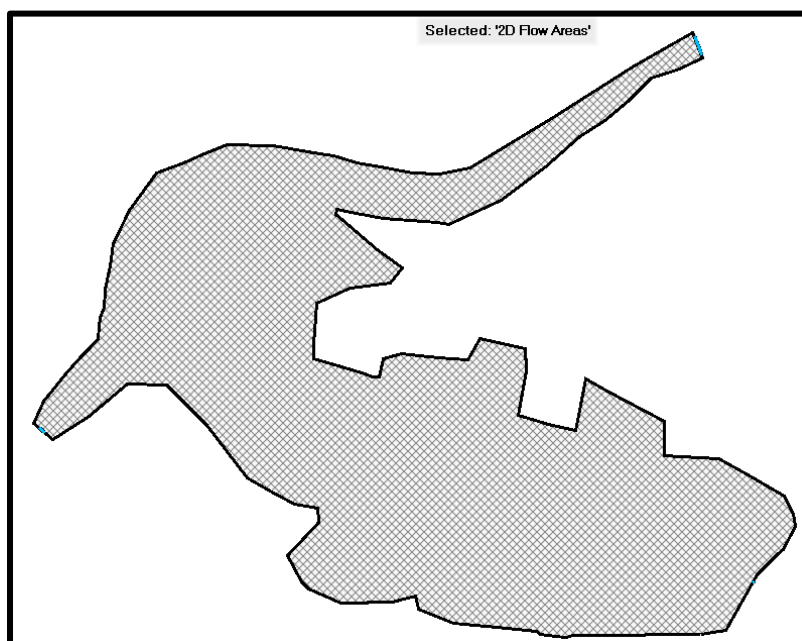


Figura 70.- Polígono correspondiente a la malla generada para llevar a cabo la modelación hidráulica.

Sin embargo, para obtener resultados más representativos, fue necesario construir de una zona de refinamiento a lo largo del cauce del Río Chiquito. Mediante un proceso iterativo de

modelaciones, se estableció de un tamaño de tesela de 3x3 metros. Además, dado que en las zonas donde se encuentran estructuras de cruce pueden presentarse diversos fenómenos hidráulicos, como variación en los tirantes, cambios de velocidad, variaciones de energía, entre otros, fue necesario realizar un refinamiento adicional. Este refinamiento consistió en generar fajas de celdas a lo largo de la estructura, con tamaños de tesela que varían entre 1x1 hasta 2x2 metros, en función de los requerimientos del modelo hidráulico, para así asegurar el correcto funcionamiento hidráulico del mismo.

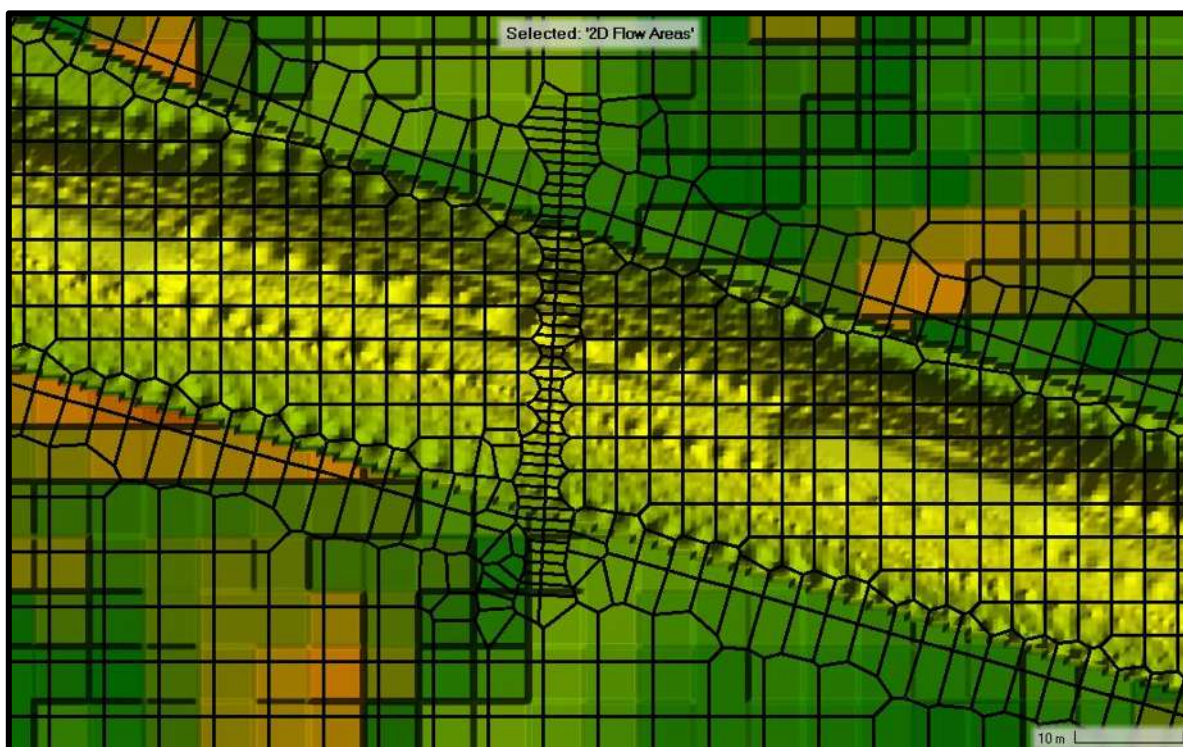


Figura 71.- Refinamiento utilizado la malla general correspondiente al cauce del Río Chiquito y estructuras de cruce.

Una vez establecidas las condiciones geométricas y como las condiciones de rugosidad en la zona y siguiendo los procedimientos descritos en el manual del software HEC-RAS (W. Brunner & CEIWR-HEC, 2020) se seleccionaron, para las primeras modelaciones, las ecuaciones de ***Difusión de onda (Diffusion Wave)***. Esto debido a que, al ser expresiones más simplificadas, se reduce el tiempo de simulación, lo que la corrección de errores geométricos, de refinamiento y otros aspectos como lo es tiempo de simulación. Una vez realizadas las modelaciones con las ecuaciones de difusión de onda, se establecieron las condiciones geométricas de malla y el refinamiento previamente mencionados, así como la solución de errores de cómputo. Posteriormente, se realizó la modelación hidráulica haciendo uso de las ***Shallow Water Equations (SWE)***, lo que permitió obtener el modelo definitivo, gracias a la precisión que este tipo de ecuaciones ofrece en casos como este, en los que existen estructuras de cruce.

Para la modelación hidráulica, se consideraron una serie de periodos de retorno donde se partió de un periodo de retorno de 100 años, dado que en este escenario se comienzan a superar la capacidad hidráulica del cauce, lo que provocar daños derivados del desbordamiento de este.

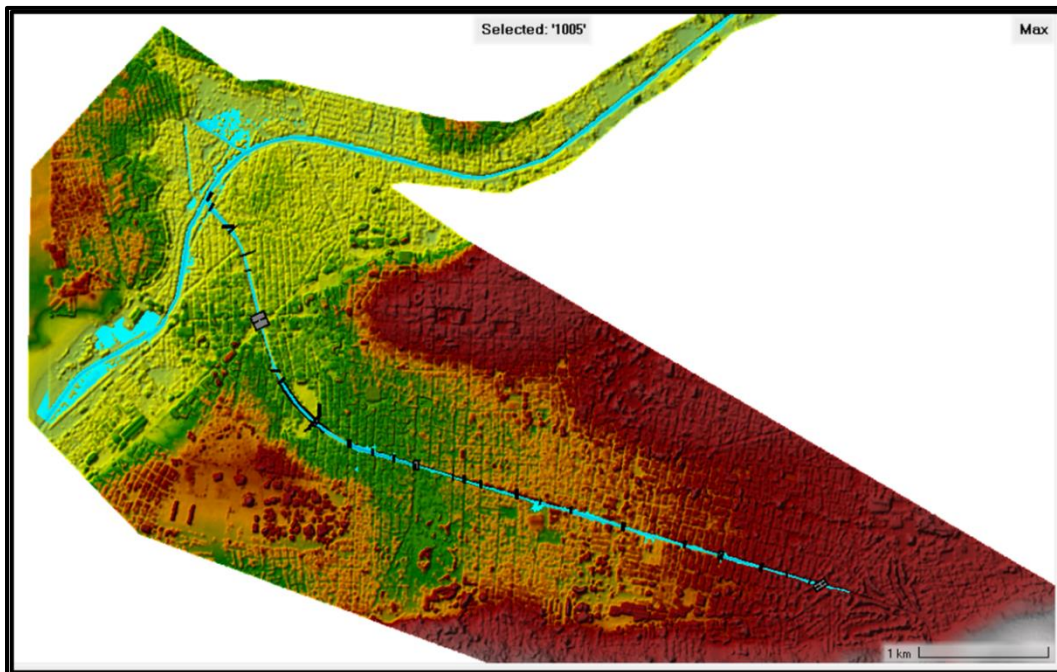


Figura 72.- Modelo hidráulico para el caso base asociado a un periodo de retorno de 100 años.

Los periodos de retorno considerados en la modelación hidráulica incluyen: 200, 500, 1,000, 2,000 y 10,000 años. Los resultados obtenidos permiten analizar tanto el comportamiento hidráulico del río como las zonas en riesgo de inundación. De los periodos de retorno simulados se obtendrán pérdidas económicas y sociales, las cuales servirán como insumo del modelo de riesgo.

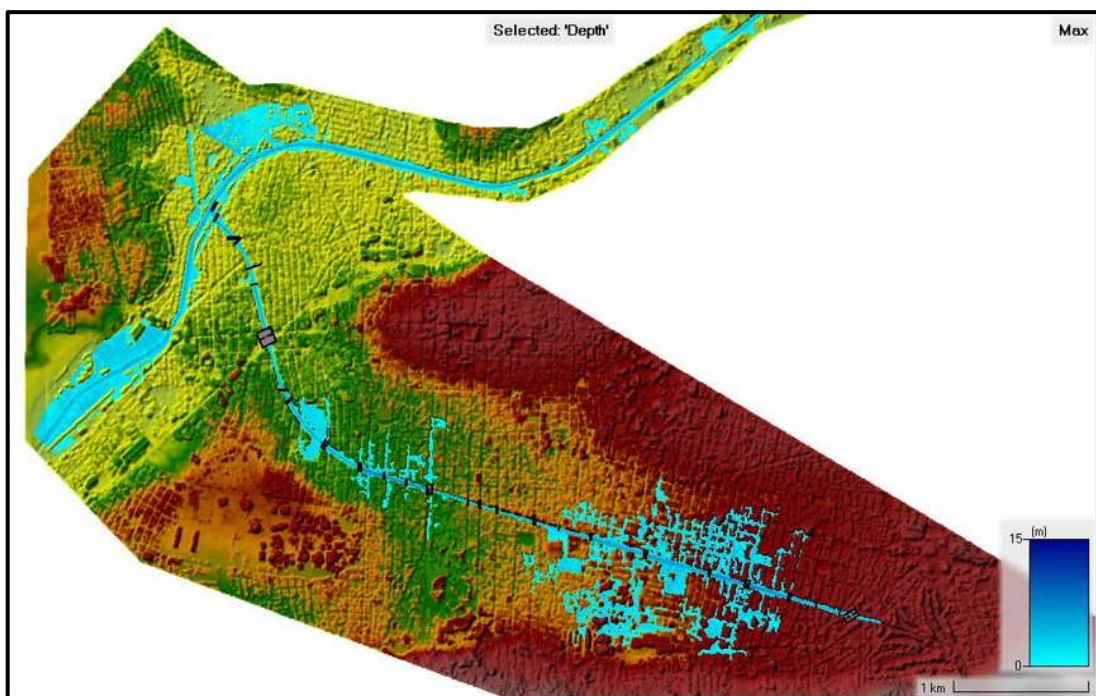


Figura 73.- Modelo hidráulico para el caso base asociado a un periodo de retorno de 1000 años.

6.2.7. Caracterización de estructuras de control

Como se mencionó anteriormente, se propondrán dos presas en la parte alta de cuenca, las cuales funcionarán como estructuras de control de inundaciones. Esta se denominará “presa derecha” y “presa izquierda”, ya que están ubicadas en la bifurcación de la corriente principal (Figura 74).

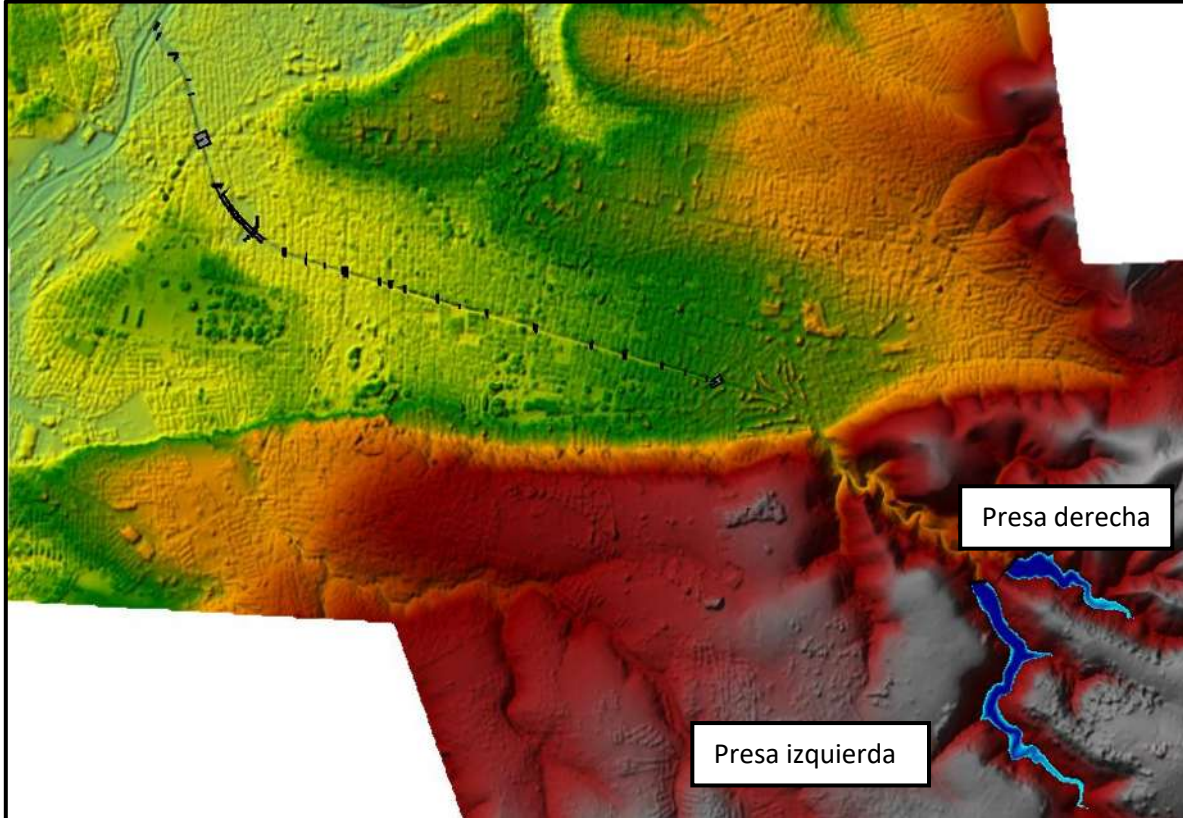


Figura 74.- Ubicación de presas propuestas como estructuras de regulación en el Río Chiquito.

A partir de información topográfica proporcionada por el Departamento de Hidráulica de la UMSNH, que consiste en curvas de nivel con intervalos de 1 metro, se generaron curvas elevación-área-volumen para cada presa propuesta. Los resultados obtenidos se muestran en las figuras Figura 75 y Figura 76, para se utilizó la expresión propuesta por Venkatesan et al. (2012) mostrada a continuación:

$$V_{n+1} = V_n + \Delta h[(A_n + A_{n+1})/2]$$

Donde:

V_{n+1} , V_n = la capacidad del embalse en las profundidades h_1 y h_2 .

Δh = diferencia de las profundidades h_1 y h_2 .

A_n , A_{n+1} = área del embalse en las profundidades h_1 y h_2 .

n = curva de nivel correspondiente.

Una vez establecidas las relaciones mencionadas, se procedió a determinar los niveles característicos de cada una de las presas. En este caso, debido al alcance de la investigación y a los requerimientos metodológicos para el cálculo del riesgo, se establecieron los niveles: Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO), Nivel de Agua Máximas Extraordinarias (NAME), bordo libre, así como la elevación de la corona.

Dado que solo se contaba con la topografía en la zona y que el proyecto por el gobierno del estado se encuentra en fases preliminares, se consideró que el área del levantamiento topográfico representaría el área máxima a inundar, correspondiente la NAME. Por lo tanto, este nivel se tomó como referencia para calcular el resto de los niveles característicos.

Para determinar el NAMO, se tomó como base el volumen de una avenida correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años (Tabla 13).

Tabla 13.-Aportación de la cuenca a cada embalse para un Tr 1000

Volumen de aportación 1000 m3	
Presa derecha	284.907
Presa izquierda	1025.904

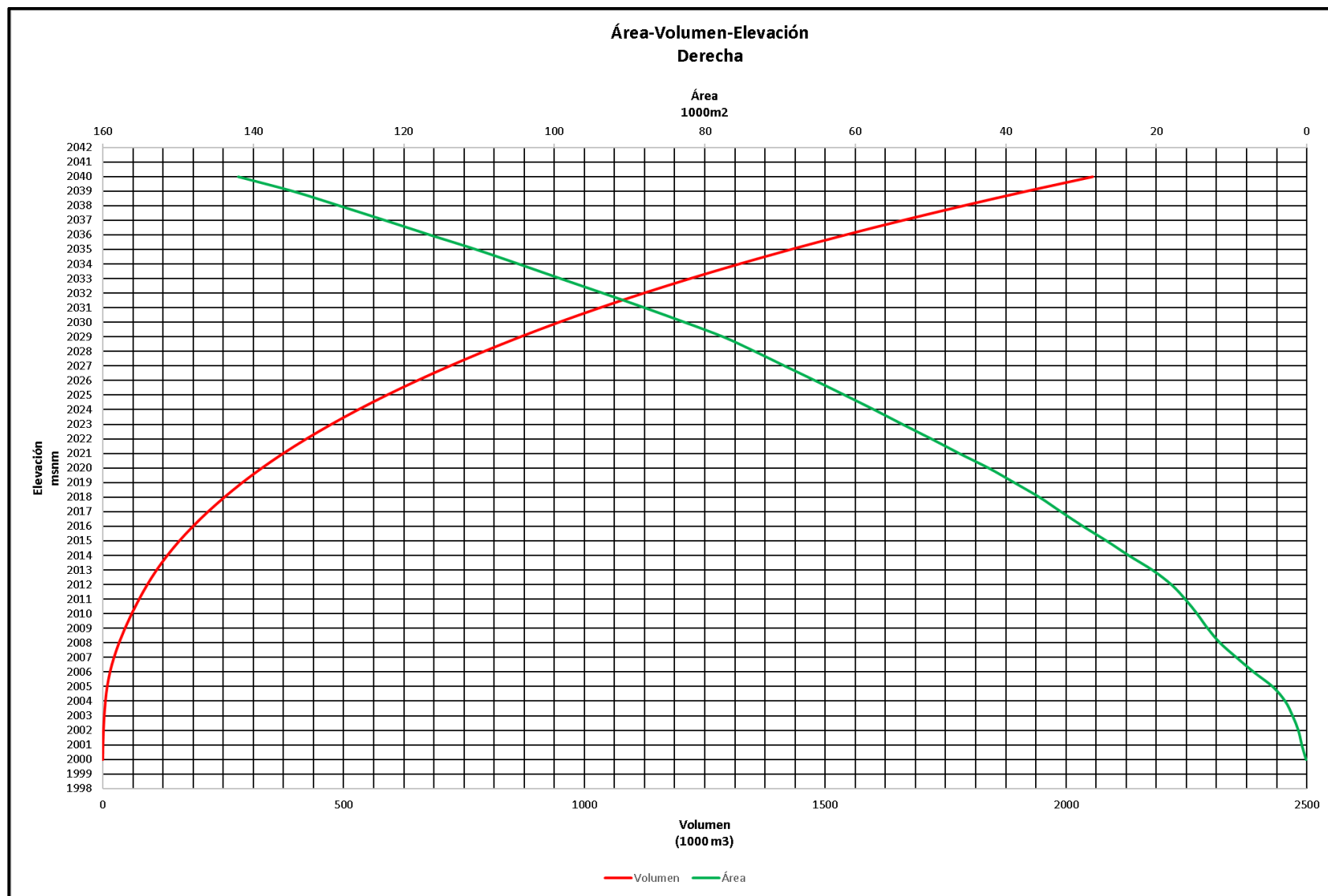


Figura 75.- Curvas área-volumen-elevación de la presa derecha.

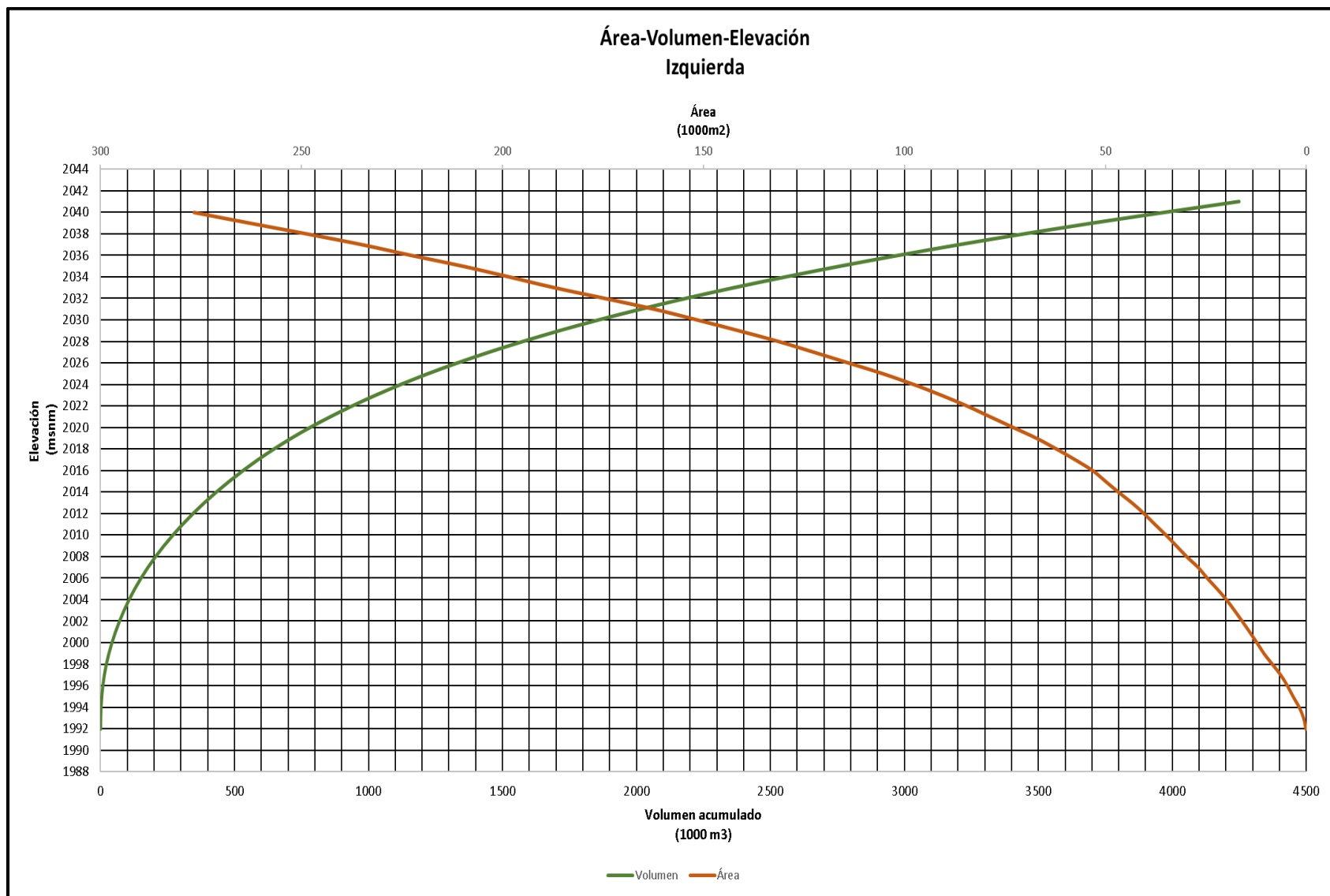


Figura 76.- Curvas área-volumen-elevación presa izquierda.

Tomando en cuenta los criterios planteados para determinar el NAMO, el volumen comprendido entre este nivel y el NAME corresponde al volumen de aportación de una avenida con un periodo de retorno de 1000 años, lo que se conoce como **capacidad de control de avenidas** (Arreguín Cortés, 2021).

Para determinar el bordo libre, es decir, el nivel que alcanzará la corona de la presa, se seguirán los planteamientos propuestos por (Davis, 1942), los cuales se enlistan a continuación:

- Considerar la altura del oleaje generado por acción del viento.
- El alcance que tiene la ola sobre la superficie de la presa.
- Tomar en cuenta un margen adicional de seguridad debido a asentamientos.

Para la estimación de altura de ola por acción de viento se plantea el siguiente esquema:

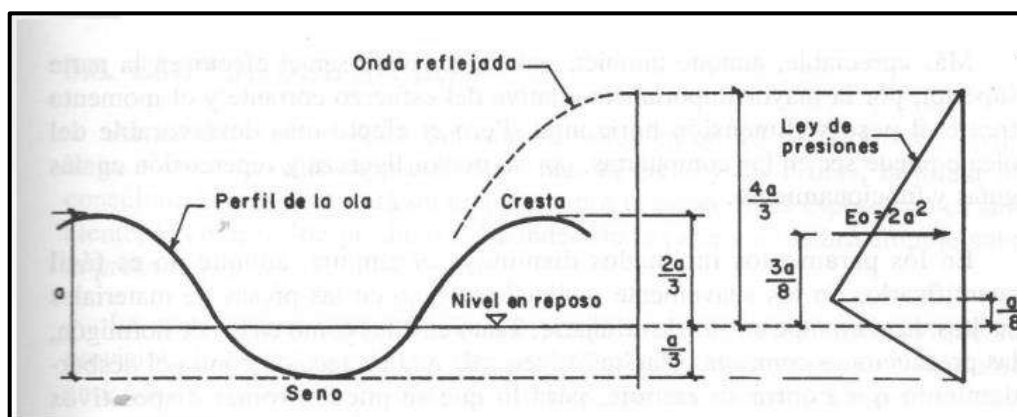


Figura 77.- Amplitud de onda y ola reflejada en la cortina de la presa debido a la acción del viento (Davis, 1942).

Donde “ a ” representa la amplitud de onda de la ola.

En consideración a lo anterior, se llevó a cabo el cálculo de la amplitud de onda utilizando la ecuación simplificada de Stevenson (Loja Pizha & Bermeo Bacuilima, 2014) la cual está conformada de la siguiente manera:

$$a = 0.76 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

En esta expresión, “ F ” corresponde al fetch, definido como la trayectoria que seguirá el viento en el embalse sin ningún obstáculo. Este análisis considera la trayectoria más larga en el embalse, tomando como nivel de referencia el NAME (C. y P. Colegio de Ingenieros de Caminos, 2003).

Tabla 14.- Resultados de la determinación del bordo libre en base a la altura de ola

	Fetch (km)	Amplitud de onda (m)	Altura de ola reflejada (m)	Bordo libre (m)	Corona (msnm)
Presa derecha	0.7043	0.807	1.076	2	2041.5
Presa izquierda	2.21936	0.949	1.266	2	2042

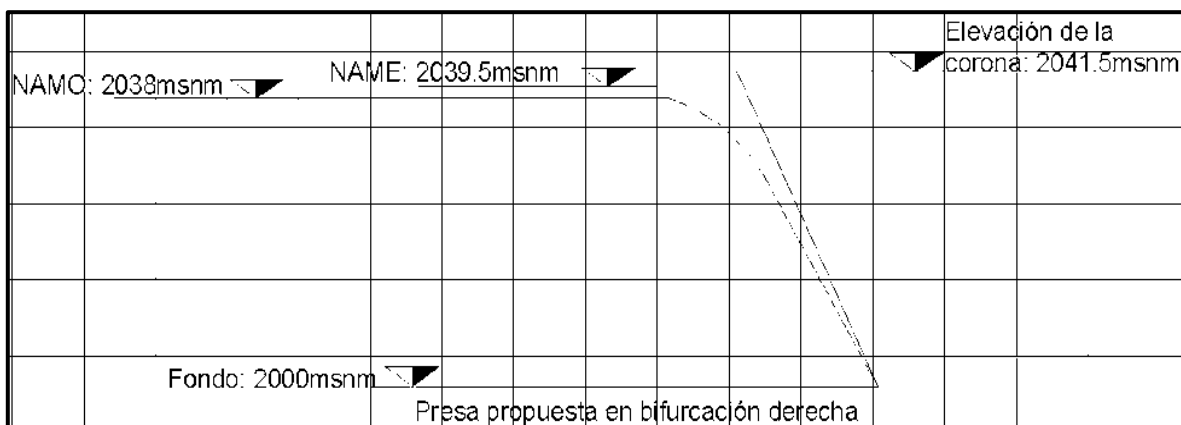


Figura 78.- Niveles característicos de la presa derecha.

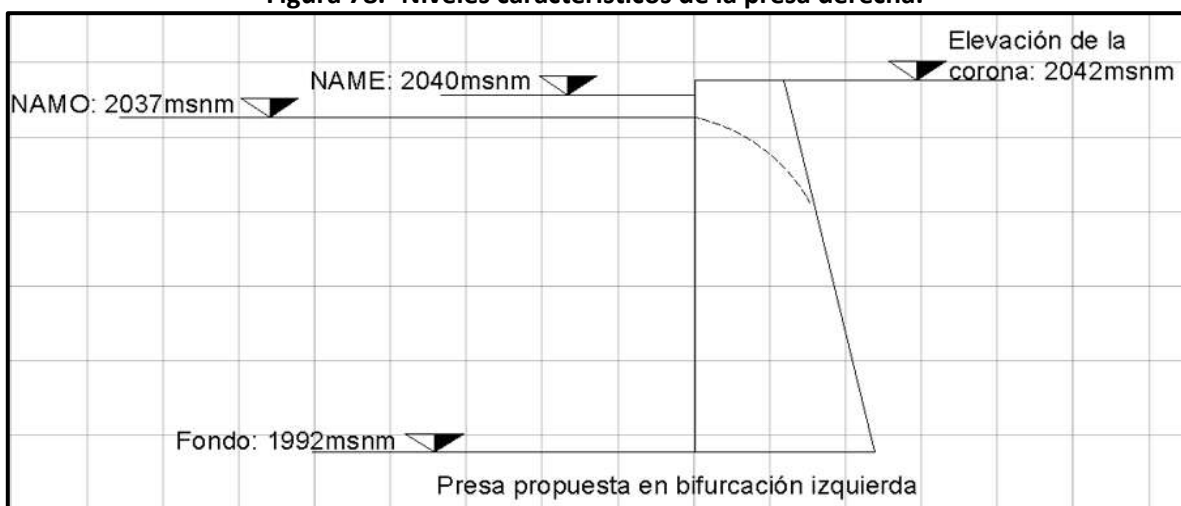


Figura 79.- Niveles característicos de la presa izquierda.

Los niveles característicos de las presas estimados son los mostrados en las figuras Figura 78 y Figura 79. Es importante mencionar que las obras de desagüe, como el vertedor de demasías y los desagües de fondo, fueron dimensionados en el apartado relacionado con la evaluación del riesgo. Este análisis se llevó a cabo para fallos por escenarios hidrológicos, donde los órganos de desagüe forman parte importante para garantizar la seguridad de las presas ante este tipo de escenarios.

6.2.8. Modelación hidráulica de rotura de presas

Una vez que se caracterizaron las presas propuestas en la cuenca del Río Chiquito, se planteó un modelo hidráulico que simulara los escenarios posibles de fallo, esto con el propósito evaluar del desempeño de estas para la reducción del riesgo por inundación de la zona y estimar el riesgo incremental asociado un posible fallo bajo condiciones hidrológicas extremas.

Cabe mencionar que este tipo de análisis no implica que la probabilidad de rotura de cualquier presa sea alta, pero es necesario para garantizar la construcción de estructuras seguras, así como establecer medidas que minimicen el riesgo individual en caso de fallos.

Para este llevar a cabo este modelo, se utilizó nuevamente el software HEC-RAS con un análisis bidimensional (2D). Se conservaron insumos utilizados anteriormente, como las características geométricas y el MDE, complementando con la topografía de los embalses proyectados. Esta topografía se integró considerando el mismo procedimiento hecho en el apartado utilizada anteriormente, donde mediante la misma técnica de depuración y creación de MDE utilizada en el apartado 5.2.1.

Para la ejecución del modelo, se estimaron una serie de parámetros que describen el fenómeno de rotura de una presa y definen las características hidráulicas de la inundación resultante. Proponiendo presas de gravedad, se utilizaron los criterios establecidos en el manual del software HEC-RAS (G. Brunner, 2014):

- Ancho medio de la brecha¹.
- Pendiente de las paredes de la brecha.
- Tiempo de formación de la brecha.
- Coeficiente de sobrevertido

Tabla 15.- Estimación de valores de magnitud para la formación de brecha (G. Brunner, 2014)

Dam Type	Average Breach Width (B _{ave})	Horizontal Component of Breach Side Slope (H) (H:V)	Failure Time, t _r (hours)	Agency
Earthen/Rockfill	(0.5 to 3.0) x HD	0 to 1.0	0.5 to 4.0	USACE 1980
	(1.0 to 5.0) x HD	0 to 1.0	0.1 to 1.0	FERC
	(2.0 to 5.0) x HD	0 to 1.0 (slightly larger)	0.1 to 1.0	NWS
	(0.5 to 5.0) x HD*	0 to 1.0	0.1 to 4.0*	USACE 2007
Concrete Gravity	Multiple Monoliths	Vertical	0.1 to 0.5	USACE 1980
	Usually ≤ 0.5 L	Vertical	0.1 to 0.3	FERC
	Usually ≤ 0.5 L	Vertical	0.1 to 0.2	NWS
	Multiple Monoliths	Vertical	0.1 to 0.5	USACE 2007
Concrete Arch	Entire Dam	Valley wall slope	≤ 0.1	USACE 1980
	Entire Dam	0 to valley walls	≤ 0.1	FERC
	(0.8 x L) to L	0 to valley walls	≤ 0.1	NWS
	(0.8 x L) to L	0 to valley walls	≤ 0.1	USACE 2007
Slag/Refuse	(0.8 x L) to L	1.0 to 2.0	0.1 to 0.3	FERC
	(0.8 x L) to L		≤ 0.1	NWS

Tabla 16.- Valores típicos de los coeficientes de sobrevertido para distintos tipos de presas (G. Brunner, 2014)

Dam Type	Overflow/Weir Coefficients	Piping/Pressure Flow Coefficients
Earthen Clay or Clay Core	2.6 – 3.3	0.5 – 0.6
Earthen Sand and gravel	2.6 – 3.0	0.5 – 0.6
Concrete Arch	3.1 – 3.3	0.5 – 0.6
Concrete Gravity	2.6 – 3.0	0.5 – 0.6

Utilizando lo propuesto en la Tabla 15 y Tabla 16 se obtuvieron como resultados los siguientes parámetros y geometría de las brechas de cada presa:

¹ Rotura o abertura irregular, especialmente en una pared o muralla. (RAE)

Tabla 17.- Caracterización de la brecha para la presa derecha

Parámetros de rotura presa derecha	
Centro (m)	86.945
Longitud de la presa (m)	173.89
Elevación final de la brecha (m) < 86.95	30
Elevación final del fondo de la brecha	2008
Pendiente izquierda	0
Pendiente derecha	0
Coeficiente del vertedor	2.8
Tiempo de formación de la brecha (h)	0.1
	0.3

Tabla 18.- Caracterización de la brecha para la presa izquierda

Parámetros de rotura presa izquierda	
Centro (m)	69.31
Longitud de la presa (m)	138.62
Elevación final de la brecha (m) <69.31	20
Elevación final del fondo de la brecha (msnm)	2000
Pendiente izquierda	0
Pendiente derecha	0
Coeficiente del vertedor	2.8
Tiempo de formación de la brecha (h)	0.1
	0.3

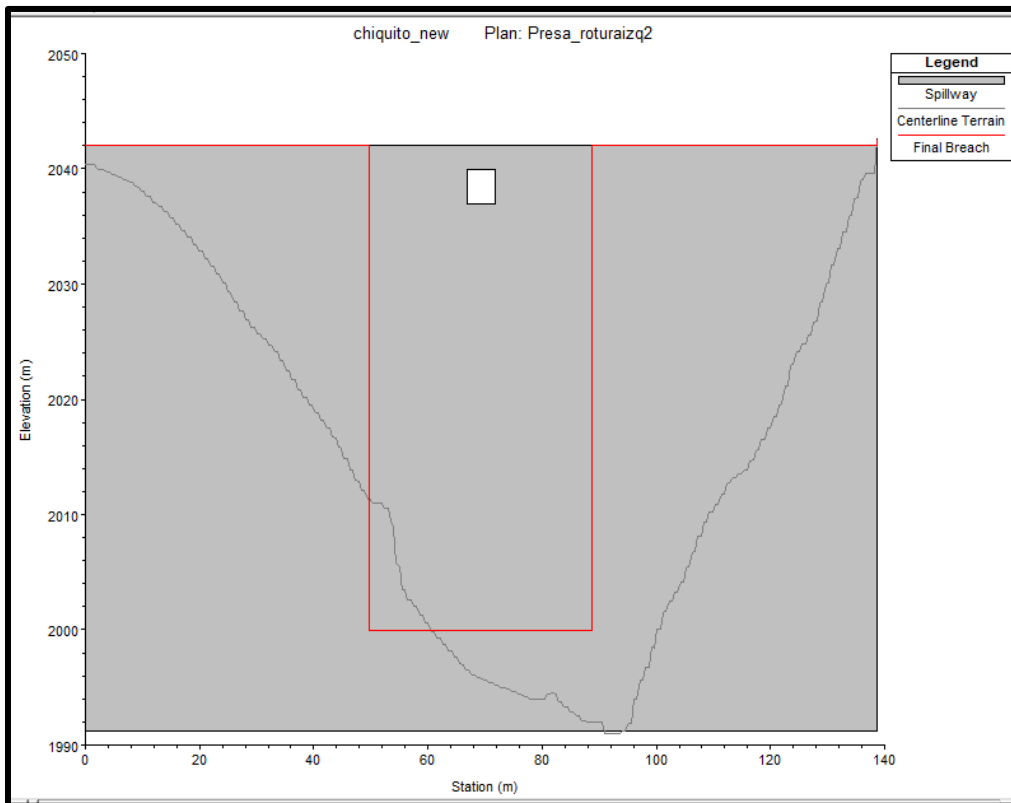


Figura 80.- Posible brecha generada para la presa izquierda.

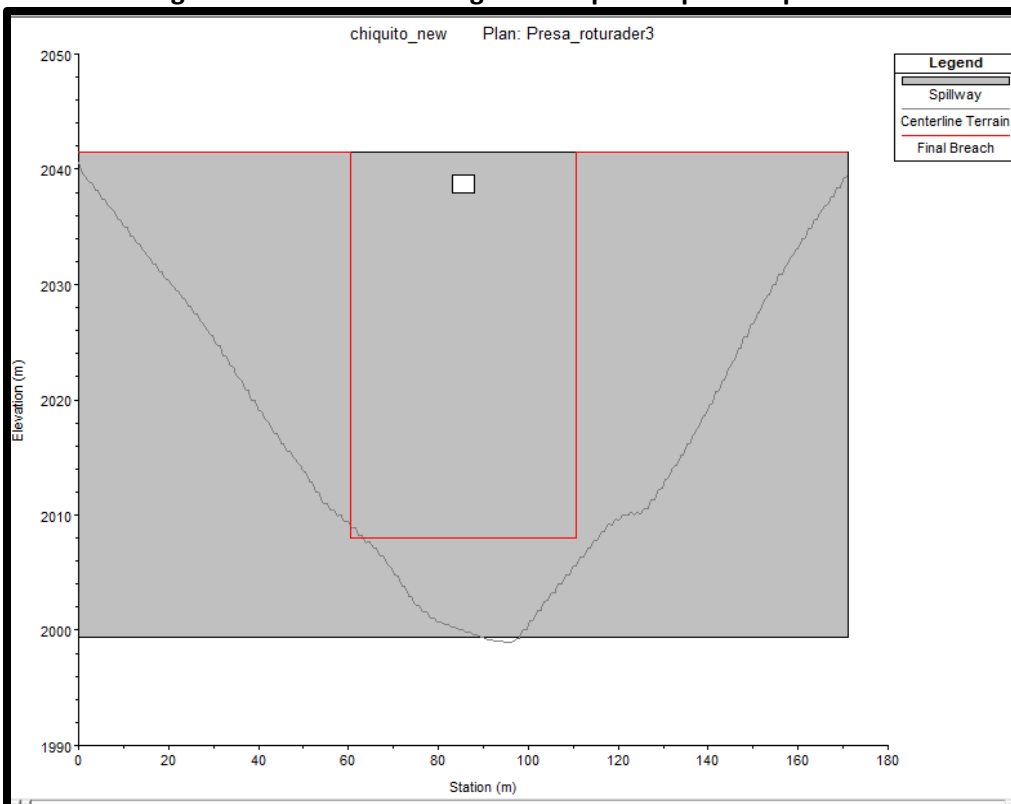


Figura 81.- Posible brecha generada para la presa derecha.

Como resultado de la modelación hidráulica de rotura de presas, se obtuvieron modelos que describen las profundidades, velocidades y tiempo de arribo de la inundación a los distintos puntos de la zona. Estos modelos se realizaron para dos tiempos de formación de brecha por cada presa, lo que dio como resultado dos modelos hidráulicos por presa (Figura 82 y Figura 83). Además, fue posible obtener los hidrogramas de rotura de cada estructura (Figura 84, Figura 85 y Tabla 19) para los dos tiempos de formación de brecha, a partir de los cuales se identificó el caudal máximo de rotura, que será necesario para el cálculo del riesgo incremental.

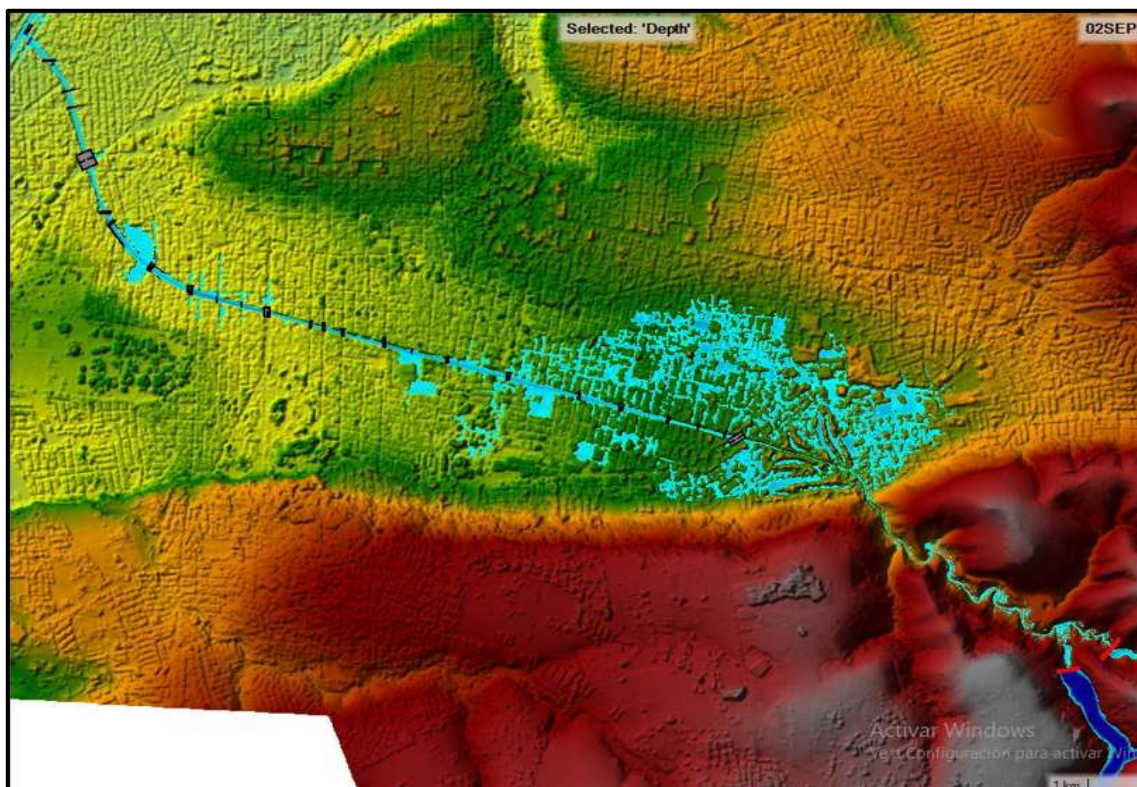


Figura 82.- Modelo hidráulico de rotura para la presa izquierda.

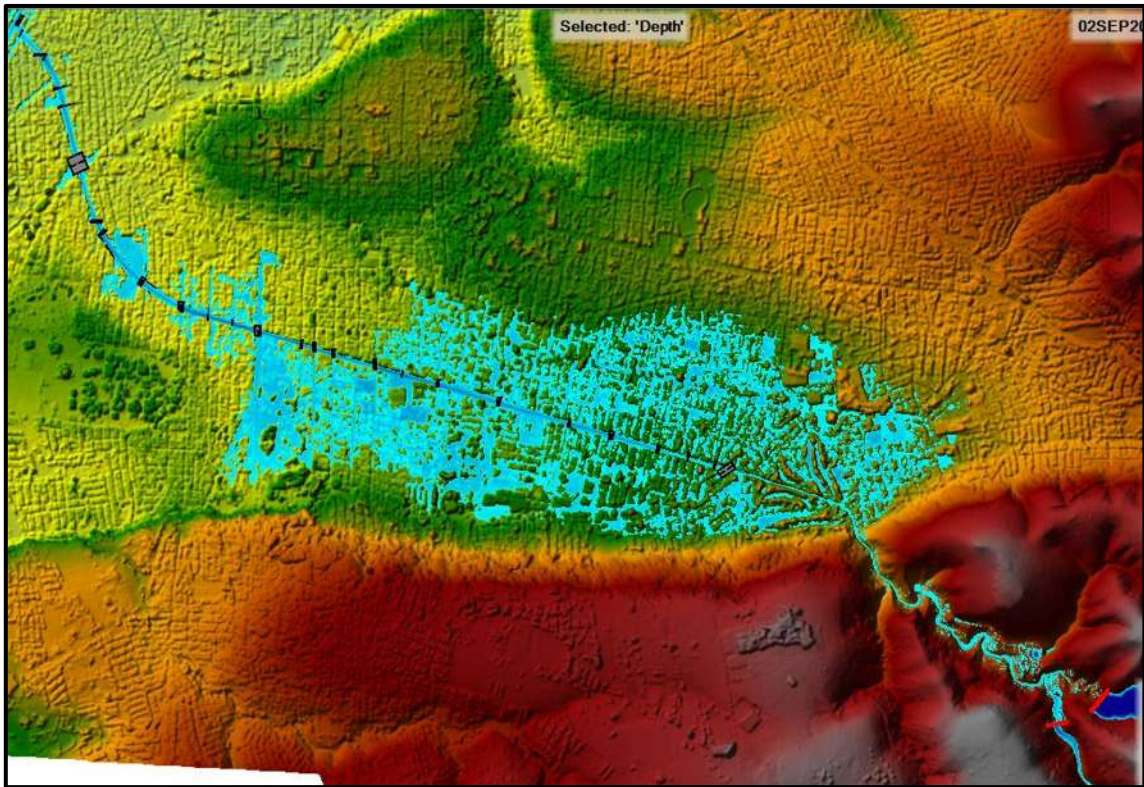


Figura 83.- Modelo hidráulico de rotura para la presa derecha.

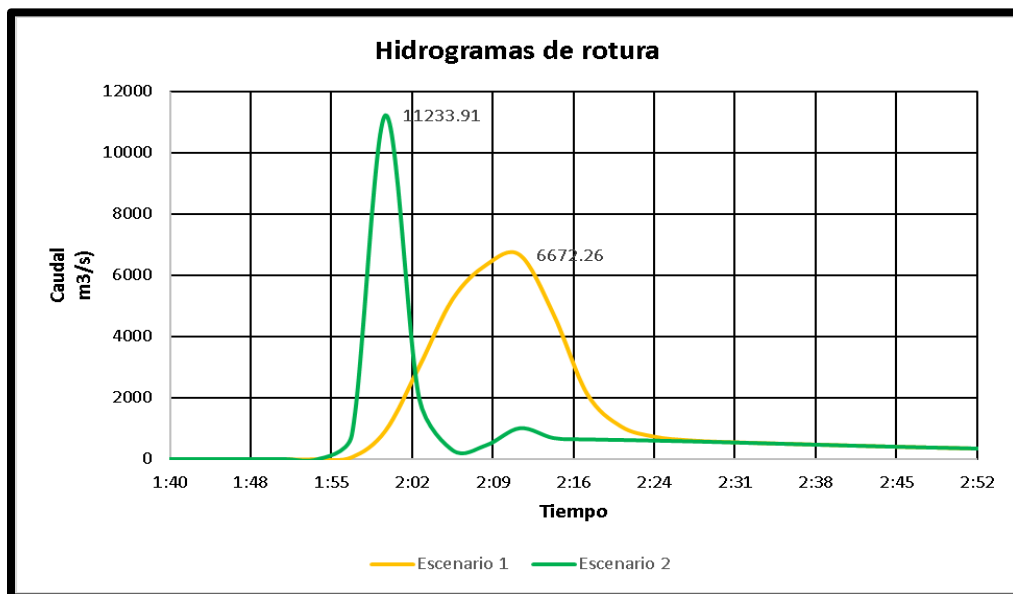


Figura 84.- Hidrogramas de rotura para la presa izquierda.

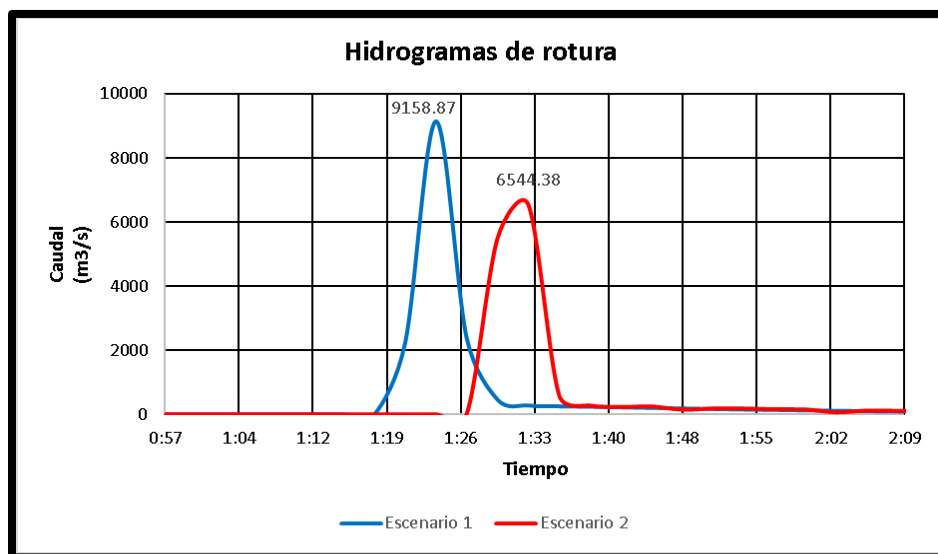


Figura 85.- Hidrogramas de rotura para la presa derecha.

Tabla 19.- Caudal de fallo en función del tiempo de formación de brecha

Tiempo de formación de brecha (hr)	Caudal de fallo presa izquierda (m³/s)	Caudal de fallo presa derecha (m³/s)
0.30	6672.26	6544.38
0.10	11233.91	9158.83

6.3. Cálculo del riesgo por inundación

Además de la creación de un mapa web que se útil para la visualización de zonas potencialmente inundables en condiciones actuales, y en un caso de falla en estructuras de control, como son las presas, se realizó la evaluación del riesgo por inundación en ambos escenarios. Este análisis facilita la visualización de los impactos de las medidas estructurales y no estructurales en la disminución del riesgo, lo que simplifica su análisis. En este apartado se muestran los resultados obtenidos en cada fase del proceso de cuantificación del riesgo.

6.3.1. Caracterización socioeconómica para la estimación de consecuencias

6.3.1.1. Clasificación de estructuras

Para la estimación de las consecuencias, el primer paso consistió en la clasificación de estructuras en la zona de estudio, utilizando información catastral e imágenes satelitales. Esto permitió distinguir entre estructuras habitacionales y estructuras no habitacionales, facilitando así la aplicación de las curvas tirante-daño adecuadas para cada estructura. Además, se logró proponer la variación temporal de la población, con el fin de obtener una estimación de consecuencias más realista. Para la clasificación de las estructuras de la zona, se tomaron en consideración las siguientes clases:

Tabla 20.- Clasificación de estructuras en la zona de estudio

Clave	Clase
60000	IM Muy Bajo

Clave	Clase
60001	IM Bajo
60002	Hoteles
60003	Instalaciones deportivas
60004	Supermercados
60005	Oficinas
60006	Hospitales
60007	Bodegas
60008	Concesionarios automotrices
60009	Escuelas nivel básico
60010	Escuelas nivel medio superior y superior
60011	Parques
60012	Canchas
60013	Cementerios
60014	Oficinas gubernamentales
60015	Bancos
60016	Cultural
60017	Vías primarias
60018	Vías secundarias
60019	Vías terciarias

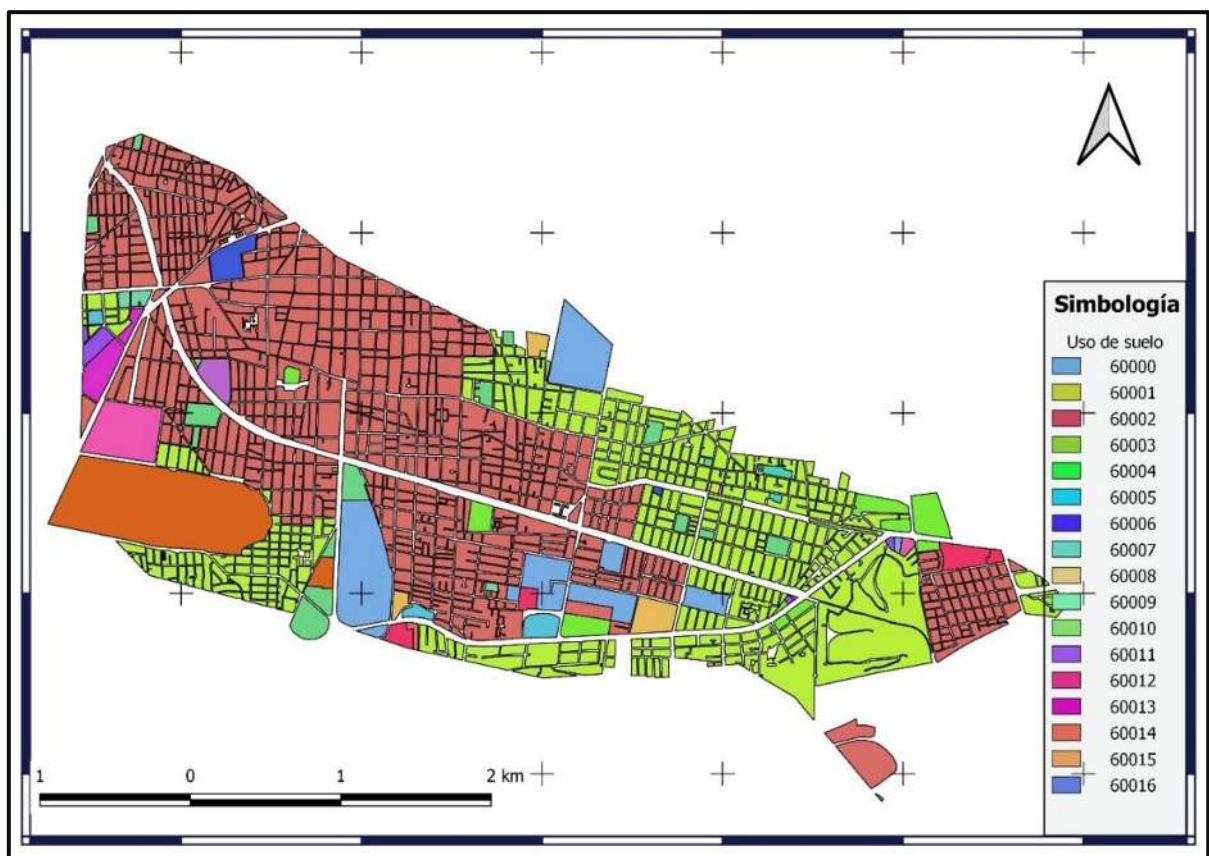


Figura 86.- Mapa de los diversas estructuras y su clasificación en la zona de estudio

Es importante destacar que, las zonas habitacionales en el área se clasificaron en función del índice de marginación asignado por INEGI. Para cada índice de marginación, se estimó el costo del menaje de cada vivienda, según lo propuesto por Baró Suárez et al., (2012).

6.3.1.2. Asignación de costes de referencia

Posteriormente para la asignación de costes de referencia del menaje en zonas habitacionales, se tomó lo realizado por Baró Suárez et al. (2012). Dado que este estudio data del año 2012, se llevó a cabo la actualización de estos costos en función del Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) para contar con datos más actualizados. Con esta actualización, se estableció el coste de referencia del contenido para cada tipo de vivienda. Para para obtener el coste de referencia estructural de cada vivienda, así como el costo del menaje en el resto de las estructuras, se asumió que el coste de referencia estructural equivale al doble del coste de referencia del contenido (FEMA, 2022).

Para la asignación de costes de las estructuras restantes, se consultaron los tabuladores establecidos por la Secretaría de Administración y Finanzas del Gobierno de la Ciudad de México, ya que estos incluyen una mayor variedad de tipo de estructuras en comparación con los tabuladores propuestos por el Gobierno del Estado de Michoacán.

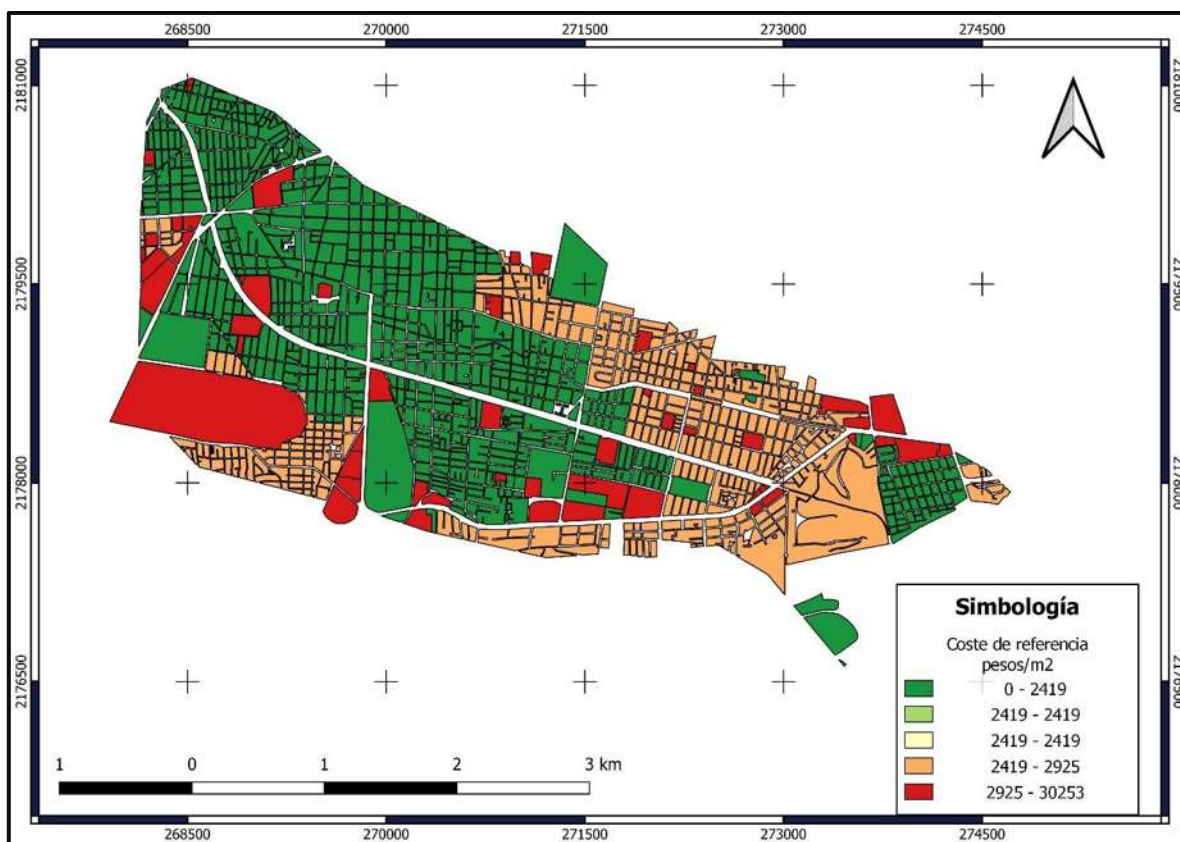


Figura 87.- Costes de referencia promedio en la zona de estudio.

Tabla 21.- Estructuras y sus costes de referencia por metro cuadrado en función de la altura media de las estructuras en la zona de estudio

Clave	Clase	Coste de referencia					
		De 1 a 2 niveles		De 3 a 5 niveles		De 6 a 10 niveles	
		Estructura	Contenido	Estructura	Contenido	Estructura	Contenido
60000	IM Muy Bajo	\$2,925.00	\$1,462.19	-	-	-	-
60001	IM Bajo	\$2,419.00	\$1,122.81	-	-	-	-
60002	Hoteles	\$ 19,180.25	\$9,590.12	\$ 21,339.04	\$ 10,669.52	\$ 23,506.22	\$ 11,753.11
60003	Instalaciones deportivas	\$ 14,902.96	\$7,451.48	-	-	-	-
60004	Supermercados	\$ 14,902.96	\$7,451.48	-	-	-	-
60005	Oficinas	-	-	\$ 17,277.98	\$ 8,638.99	-	-
60006	Hospitales	\$ 13,048.83	\$6,524.42	\$ 20,690.38	\$ 10,345.19	\$ 21,868.88	\$ 10,934.44
60007	Bodegas	\$7,883.21	\$3,941.61	-	-	-	-
60008	Concesionarios automotrices	\$7,883.21	\$3,941.61	-	-	-	-
60009	Escuelas nivel básico	\$7,883.21	\$3,941.61	\$ 8,568.48	\$ 4,284.24	-	-
60010	Escuelas nivel medio superior y superior	\$7,883.21	\$3,941.61	\$ 8,568.48	\$ 4,284.24	-	-
60011	Parques	\$207.82	\$103.91	-	-	-	-
60012	Canchas	\$166.26	\$83.13	-	-	-	-
60013	Cementerios	\$207.82	\$103.91	-	-	-	-
60014	Oficinas gubernamentales	-	-	\$ 17,277.98	\$ 8,638.99	-	-
60015	Bancos	\$7,883.21	\$3,941.61	-	-	-	-
60016	Cultural	\$7,883.21	\$3,941.61	-	-	-	-

6.3.1.3. Determinación de curvas tirante-daño

Las curvas tirante-daño utilizadas para la estimación de daños económicos en zonas habitacionales clasificadas por índices de marginación se construyeron en función de las curvas tirante-daño económico en salarios mínimos propuestas por Baró Suárez et al. (2012). A partir de su trabajo, se obtuvieron curvas que describen de manera más específica los daños esperados en las zonas habitacionales (Figura 88). Para el resto de las estructuras, se utilizaron las curvas planteadas en el modelo HAZUS (Figura 89), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés) (FEMA, 2022).

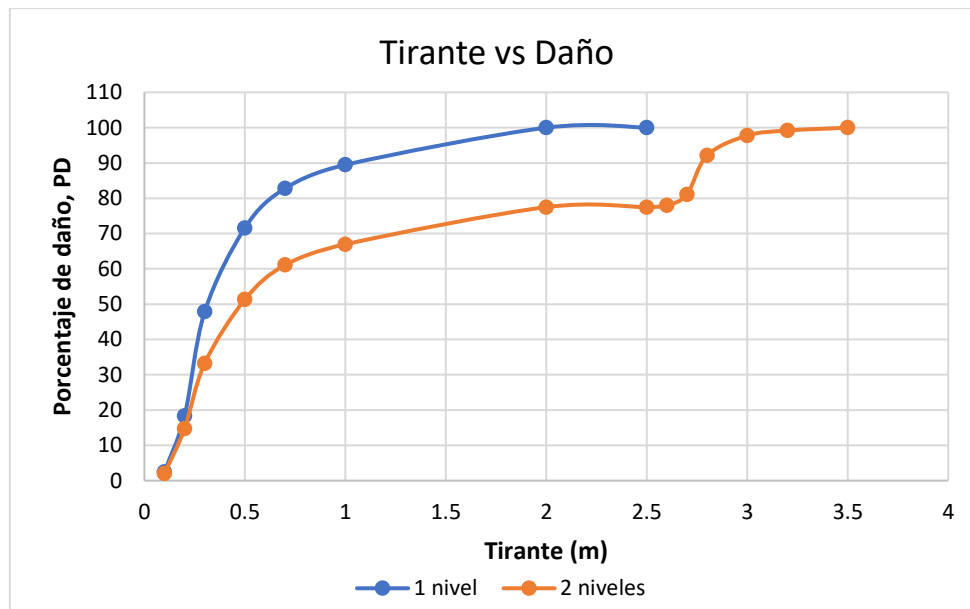


Figura 88.- Curvas tirante daño para zonas habitacionales de 1 y 2 niveles con un índice de marginación bajo.

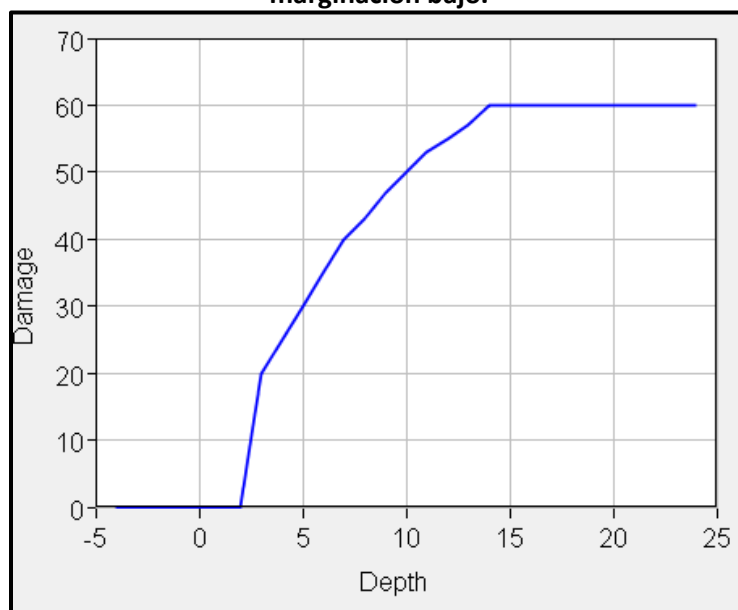


Figura 89.- Curva tirante-daño para hospitales obtenida del modelo HAZUS propuesto por el USACE (FEMA, 2022).

6.3.1.4. Establecimiento de escenarios temporales

En este apartado, fue necesario plantear escenarios temporales en los cuales la cantidad de población en la zona de estudio puede variar debido a diversas causas, como son los periodos vacacionales o el desplazamiento a centros de trabajo. Para esto, se caracterizó la población en la zona utilizando información proveniente del Inventario Nacional de Vivienda 2020 del INEGI. A partir de esta fuente de datos, fue posible la obtención de la traza urbana en la zona de estudio, así como la población que habita cada manzana.

Los escenarios temporales consideraron el **momento** del día como la **estación** del año en los cuales es posible se presente un evento de inundación, como se describe a continuación:

- Se dividió el año en dos estaciones: **verano** e **invierno**, considerando duraciones de 2 meses y 10 meses, respectivamente. La estación verano corresponde a los meses vacacionales de diciembre y julio, mientras que la estación invierno abarca los meses sin periodos vacacionales. Para cada estación, se calculó la probabilidad de que ocurriera un evento de inundación.
- Para representar el desplazamiento de la población a centros de trabajos, el día se dividió en dos momentos: día y noche, con diferentes horarios asignados a cada uno según la estación del año.

Tabla 22.- Escenarios temporales propuestos para la estimación de consecuencias

Estación	Meses	Probabilidad de mes	Momento	Horas	Probabilidad momento
Verano	2	0.1667	Día	10	0.4167
			Noche	14	0.5833
Invierno	10	0.8333	Día	9	0.375
			Noche	15	0.625

Para estimar la población expuesta en función del momento del día y estación del año, y debido a la falta de información precisa, se parte del supuesto de que la mayor parte de la población de la zona tiene como ocupación principal el ser estudiante. En este contexto, se propone una variación del 20% de población. Esto se debe a que, durante la estación de verano, debidos a los periodos vacacionales, se espera una disminución del 20% de la población de la zona.

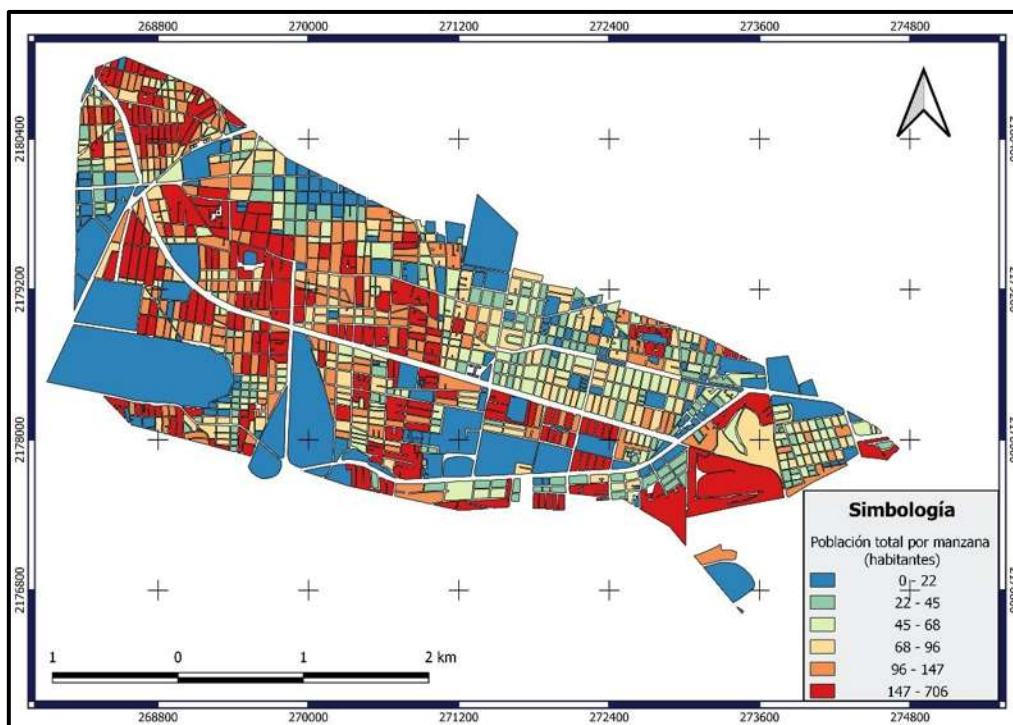


Figura 90.- Distribución poblacional de la zona de estudio.

6.3.2. Cálculo del riesgo por inundación para el caso base

Como se mencionó en el apartado metodológico, como primer paso se realizó el análisis o evaluación del riesgo en la zona de estudio, correspondiente a las zonas cercanas al cauce del Río Chiquito, bajo las condiciones actuales, considerando la topografía, estructuras de control, y otros tipos de infraestructura, como las estructuras de cruces. Este análisis se denomina como “**Caso Base**”.

El análisis del riesgo en el caso base, se realizó con la finalidad de contrastar el efecto que tendrán las medidas estructurales y no estructurales en la reducción del riesgo económico y social. Para realizar la cuantificación del riesgo en el caso base, se obtuvieron una serie de requerimientos mencionados anteriormente en el apartado metodológico, los cuales se presentarán en este subtema.

6.3.2.1. Estimación de consecuencias para el caso base

Una vez establecidos los escenarios temporales, costes de referencia y como resultado de aplicar la metodología SUFRI, se obtuvo la estimación de consecuencias (pérdida de vidas y daños económicos) para cada modelo de inundación asociado a un periodo de retorno modelados previamente. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 23.- Daños económicos estimados para el caso base.

Periodo de retorno	Caudal Pico (m ³ /s)	Daños económicos (MDD)
50	59.66	0.00
100	101.38	3.19
200	161.76	21.62
500	279.13	52.70
1000	404.14	123.29
2000	569.23	155.49
10000	1157.15	497.06

Tabla 24.- Pérdida de vidas estimadas para el caso base en la estación invierno

Estación	Momento	Periodo de retorno	Caudal pico (m ³ /s)	Pérdida de vidas
Invierno	Día	50	59.66	0
		100	101.38	4
		200	161.76	24
		500	279.13	111
		1000	404.14	298
		2000	569.23	432
		10000	1157.15	2917
Invierno	Noche	50	59.66	0
		100	101.38	3
		200	161.76	12
		500	279.13	75
		1000	404.14	240
		2000	569.23	346
		10000	1157.15	2783

Tabla 25.- Pérdida de vidas estimadas para el caso base en la estación verano

Estación	Momento	Periodo de retorno	Caudal pico (m ³ /s)	Pérdida de vidas
Verano	Día	50	59.66	0
		100	101.38	3
		200	161.76	21
		500	279.13	98
		1000	404.14	251
		2000	569.23	362
		10000	1157.15	2361
Verano	Noche	50	59.66	0
		100	101.38	2
		200	161.76	11
		500	279.13	60
		1000	404.14	194
		2000	569.23	281
		10000	1157.15	2237

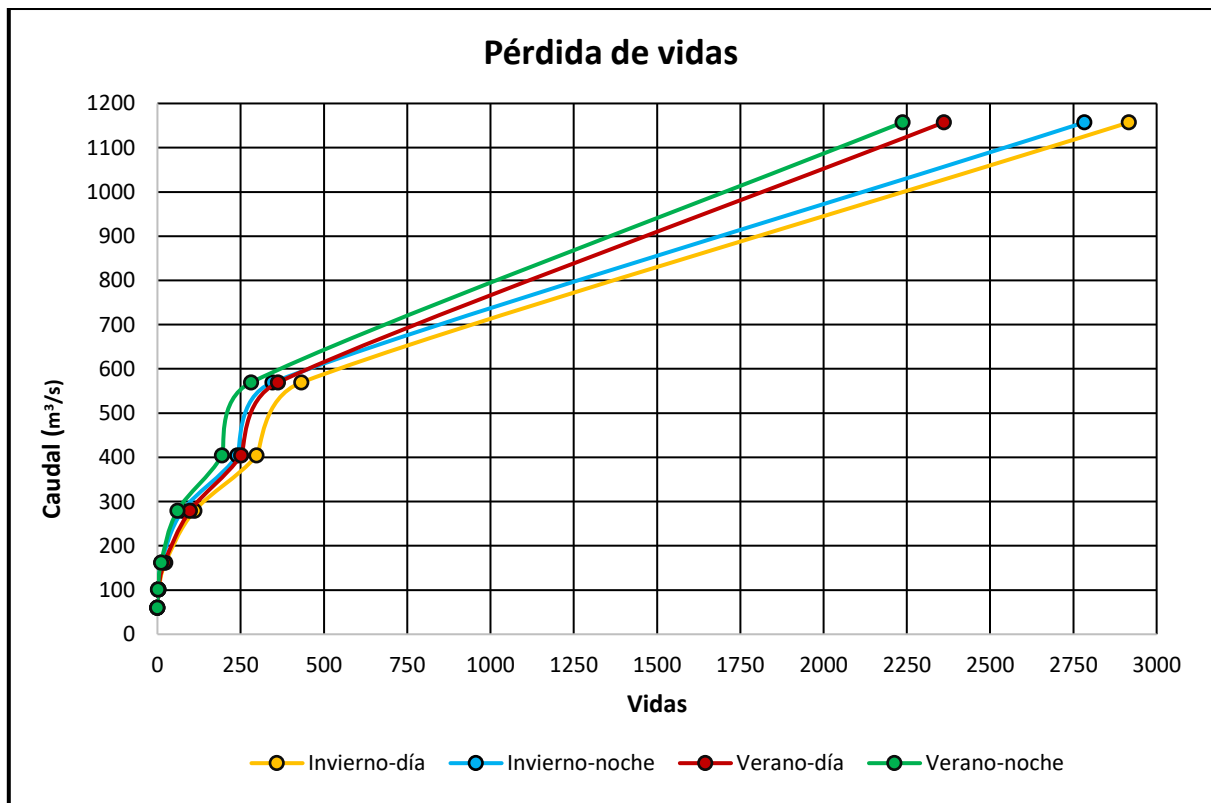


Figura 91.- Pérdida de vidas por cada escenario propuesto para el caso base

6.3.2.2. Resultado del cálculo del riesgo para el caso base

Como resultado de la aplicación del modelo para el cálculo del riesgo, siguiendo la metodología SUFRI, incluida en el software iPresas Flood, se obtuvieron las curvas FN (Riesgo Social) y FD (Riesgo Económico). Estas curvas son utilizadas por el software para calcular, a través del área bajo la curva de estas el riesgo social y económico anualizado para el caso base, sin ninguna estructura de control.

Tabla 26.- Resumen del proceso de cuantificación del riesgo

Resultado del cálculo del riesgo Caso

Probabilidad total (1/año)	0.02
Riesgo económico total (MDD/año)	0.5247
Riesgo social total (vida/año)	1.437

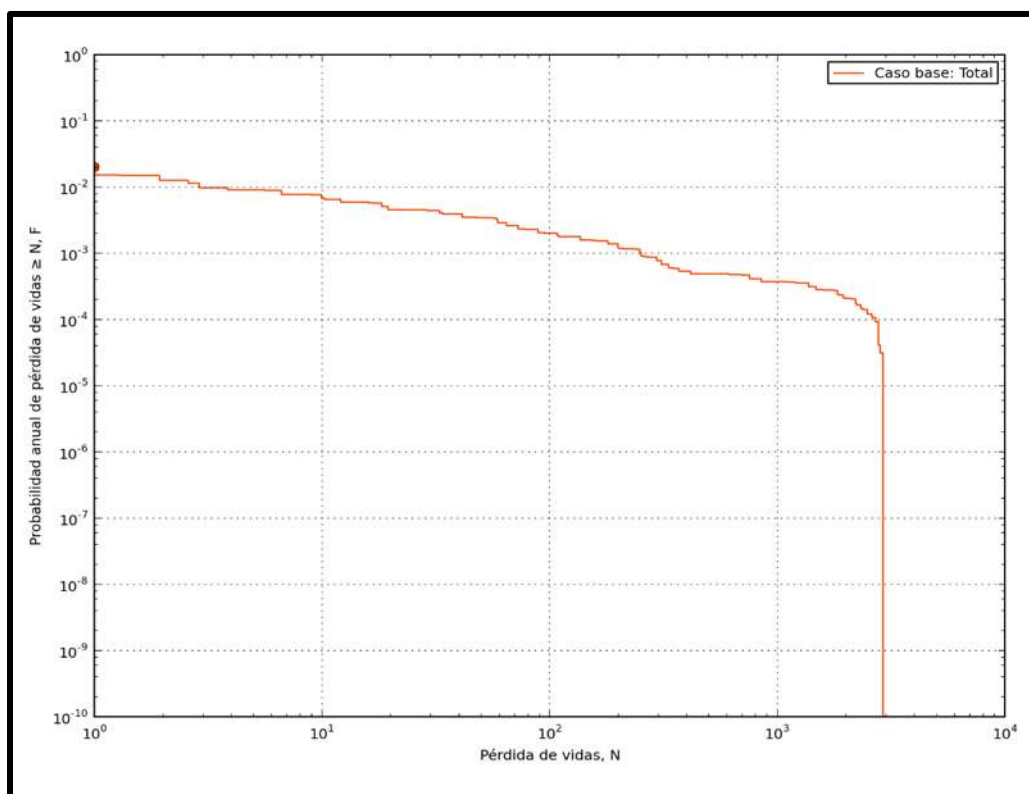


Figura 92.- Curva FN estimada para el caso base.

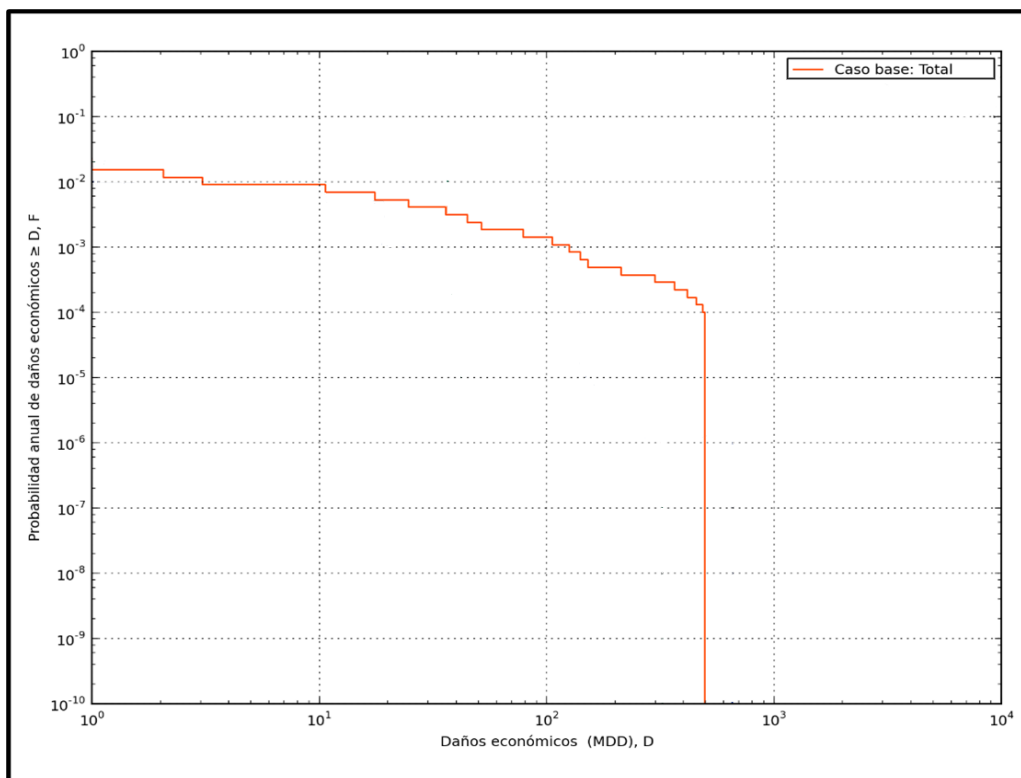


Figura 93.- Curva FD estimada para el caso base.

6.3.3. Cálculo del riesgo por inundación con medidas estructurales y no estructurales

Una vez realizada la evaluación del riesgo por inundación para el caso base, se calculó el riesgo correspondiente al caso con medidas de regulación. Estas medidas incluyen la propuesta de construcción de presas en la cuenca del Río Chiquito y para calcular el riesgo fue necesario la obtención de los diversos insumos que conforman el modelo, los cuales se presentan en los siguientes apartados.

6.3.3.1. Estimación de hidrogramas de entrada a cada embalse

El estudio hidrológico realizado anteriormente sirvió como base para determinar los requerimientos necesarios para calcular del riesgo por inundación en el caso de río regulado. Para ello, se estimaron las avenidas de entrada a cada embalse, asociadas a un periodo de retorno, partir de los resultados mostrados a continuación:

Trazo de cuencas hidrológica: De manera similar a lo realizado anteriormente, se trazaron las cuencas hidrológicas correspondientes a cada embalse. Como resultado, se obtuvo lo mostrado en la Figura 94.

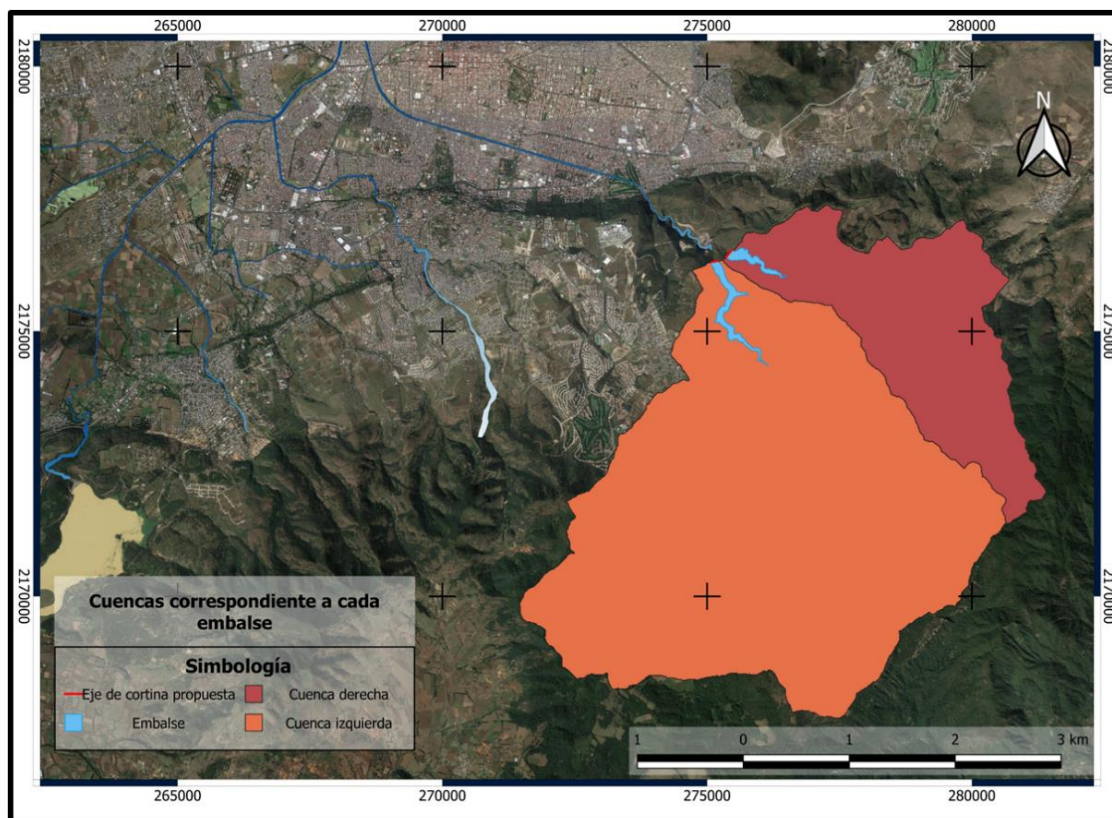


Figura 94.- Cuencas de aporte correspondientes a los embalses propuestos.

Características geomorfológicas: A partir del mismo estudio y siguiendo los pasos realizados para la obtención de las características de las cuencas en la zona urbana se obtuvieron los resultados de la Tabla 27.

Tabla 27.- Caracterización geomorfológica de las cuencas de aportación a cada embalse.

Características geomorfológicas (cuenca derecha)		Características geomorfológicas (cuenca izquierda)	
Área (km ²)	13.93	Área (km ²)	45.268
Parámetro N	67.79	Parámetro N	66.04
Pendiente del cauce	4.77%	Pendiente del cauce	2.23%
Tc (h)	1.164	Tc (h)	1.721
T lag (min)	41.9	T lag (min)	61.94

Estimación de hidrogramas de entrada: Utilizando el análisis de precipitación realizado en el apartado de hidrología y aplicando el modelo SCS-CN en el software HEC-HMS, tal como se indicó anteriormente, se calcularon los hidrogramas de entrada a los embalses para cada periodo de retorno considerado. Los gastos máximos estimados se muestran en la Tabla 28 y Tabla 29.

Tabla 28.- Estimación de gastos y volúmenes de aportación (embalse derecho)
Gastos máximos estimados para cada cuenca
(embalse derecho)

Periodo de retorno	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen de aportación (1000m ³)
50	3.352	13.023
100	9.178	36.381
200	19.657	77.781
500	43.473	172.142
1000	72.314	284.907
10000	275.452	1081.166

Tabla 29.- Estimación de gastos y volúmenes de aportación (embalse izquierdo)

**Gastos máximos estimados para cada cuenca
(embalse izquierdo)**

Periodo de retorno	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen de aportación (1000m ³)
50	8.59	48.69
100	23.19	133.53
200	48.92	282.91
500	107.63	621.88
1000	177.67	1025.90
10000	674.56	3868.85

6.3.3.2. Estudio de laminación

Una vez determinados los niveles y capacidades características de los embalses, se llevó a cabo el estudio de laminación de las cortinas ante eventos de avenida. Para ello, se propuso un vertedor **Ogee** para cada cortina, dimensionado mediante un proceso iterativo que garantizara el cumplimiento de condiciones de seguridad necesarias en base a los criterios de tolerabilidad. Este proceso se llevó a cabo haciendo uso del software HEC-HMS, que utiliza el modelo SCS-CN anteriormente utilizado para la estimación de hidrogramas.

Resultado del proceso iterativo, se logró el dimensionamiento de las obras de desagüe, teniendo como resultado lo siguiente:

- **Presas derechas:** Para esta se propone un vertedor con longitud de **37.00m** y desagües de fondo con un área hidráulica de **2.95m²**.
- **Presa izquierda:** Esta estructura se compone de un vertedor con longitud de **40.00m** y desagües de fondo que con un área hidráulica de **8.06m²**.

Las laminaciones estimadas para los periodos de retorno de 1,000 y 10,000 años se muestran en las Tabla 30 y Tabla 31. Este estudio está comprendido por lo siguiente:

- Niveles previos a la avenida que cada embalse (**PrevWI**).
- Probabilidad anual de excedencia (**AEP**).

- Periodo de retorno (**T**).
- Operatividad de compuertas, considerando varias combinaciones de operación de los órganos de desagüe. Para esto “0” indica que el órgano no se encuentra en operación y “1” indica que está en funcionamiento (**OpA: Operatividad del vertedor o aliviadero y OpDF: Operatividad del Desagüe de Fondo**).
- Nivel máximo alcanzado por la avenida (**MaxWL**), así como el gasto máximo de salida de la presa (**QNo_Fail**).

Tabla 30.- Estudio de laminación de presa derecha.

Laminación de presa derecha						
PrevWL	AEP	T	OpA	OpDF	MaxWL	QNo_Fail
2038	0.0001	10000	0	0	2042.41	250.88
2038	0.0001	10000	1	0	2040.06	247.20
2038	0.0001	10000	0	1	2041.80	124.78
2038	0.0001	10000	1	1	2039.53	222.94
2038	0.001	1000	0	0	2041.20	0.00
2038	0.001	1000	1	0	2039.23	143.81
2038	0.001	1000	0	1	2039.34	74.57
2038	0.001	1000	1	1	2039.09	218.38

Tabla 31.- Estudio de laminación de presa izquierda.

Laminación de presa izquierda						
PrevWL	AEP	T	OpA	OpDF	MaxWL	QNo_Fail
2037	0.0001	10000	0	0	2043.80	550.67
2037	0.0001	10000	1	0	2039.60	585.39
2037	0.0001	10000	0	1	2040.37	282.33
2037	0.0001	10000	1	1	2038.11	494.66
2037	0.001	1000	0	0	2040.87	0.00
2037	0.001	1000	1	0	2037.45	146.98
2037	0.001	1000	0	1	2036.81	146.88
2037	0.001	1000	1	1	2036.81	153.34

6.3.3.3. Determinación de modo y probabilidad de fallo

Se consideró únicamente un modo de fallo, el cuál corresponde al fallo por sobrevertido, debido a las restricciones de la versión del software iPresas Flood disponible. Además, se propone que los embalses estén constituidos por cortinas de gravedad.

En cuanto las probabilidades de fallo, estas se encuentran definidas en el software mediante curvas de fragilidad de fallo por sobrevertido propuestas por el Comité Nacional Australiano de Grandes Represas (ANCOLD, 1994). Estas curvas se estructuran de la siguiente manera:

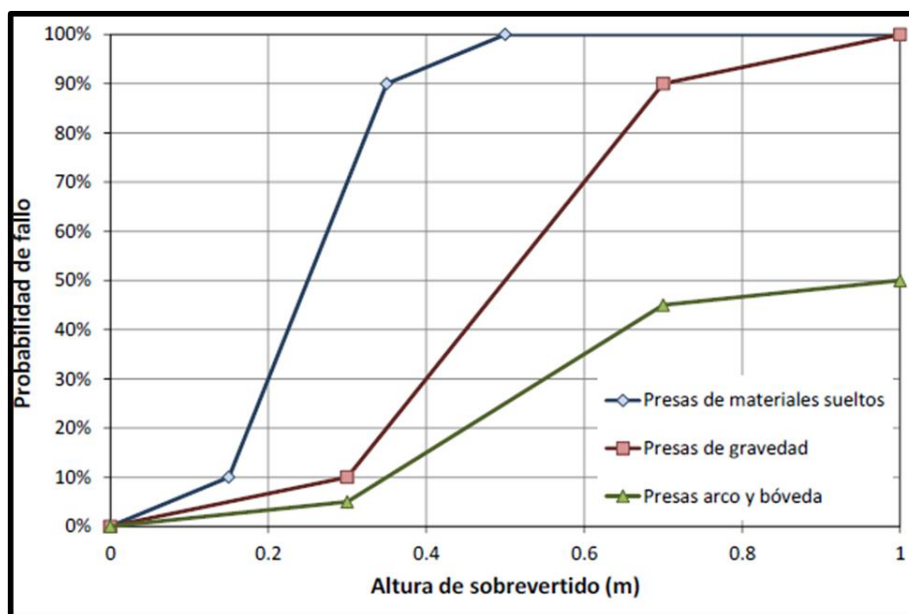


Figura 95.- Curvas de fragilidad de fallo por sobrevertido para diversos tipos de presas (ANCOLD, 1994).

6.3.3.4. Estimación de consecuencias con rotura o fallo de presas.

Para la estimación de consecuencias en el escenario de fallo de las presas propuestas, se tomaron las siguientes consideraciones:

- **Tiempo de aviso:** según lo propuesto por Escuder Bueno et al. (2013b), el tiempo de aviso ante la rotura de presas se calcula haciendo uso de la siguiente expresión:

$$TW = T_{wv} + TBR - FMF - FPE$$

Donde:

TW: Tiempo de aviso

TBR: Tiempo de formación de la brecha

FMF: Modo de fallo

FPE: Factor de Plan de Emergencias

Además, se propone la implementación de sistemas de aviso a la población, lo que añade 30 minutos extras al tiempo de aviso, que facilite la evacuación de la población de la zona de riesgo.

- **Categoría de vulnerabilidad:** Debido a la existencia de medidas no estructurales asociadas con la construcción de las presas, se propone que la población se encuentre clasificadas en la categoría 7, con base en este criterio se definen las tasas de mortalidad.

Tabla 32.- Características de la categoría 7 para la definición de tasas de mortalidad propuestas para la zona de estudio (Escuder Bueno et al., 2013a).

Categoría	Medidas no estructurales
C7	Formación a la población
	PEP Implantado con sistemas de aviso
	Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades
	Medios de comunicación a la población implantados

Como resultado de la aplicación de la metodología SUFRI, y estimando las pérdidas para los distintos escenarios temporales, tal como se realizó en el caso base, se obtuvieron las siguientes consecuencias para los escenarios de rotura de presa:

Tabla 33.- Daños económicos estimados para los escenarios de rotura propuestos en la presa derecha.

Caudal de fallo (m³/s)	Daños económicos (MDD)
6544.38	323.49
9158.83	329.83

Tabla 34.- Pérdida de vidas estimadas para los escenarios de rotura propuestos en la presa derecha

Estación	Momento	Caudal de fallo (m ³ /s)	Pérdida de vidas
Invierno	Día	6544.38	310.00
		9158.83	345.00
	Noche	6544.38	349.00
		9158.83	350.00
Verano	Día	6544.38	248.00
		9158.83	275.00
	Noche	6544.38	279.00
		9158.83	280.00

Tabla 35.- Daños económicos estimados para los escenarios de rotura propuestos en la presa izquierda.

Caudal de fallo (m ³ /s)	Daños económicos (MDD)
6672.26	654.4029
11233.91	640.84

Tabla 36.- Pérdida de vidas estimadas para los escenarios de rotura propuestos en la presa izquierda

Estación	Momento	Caudal de fallo (m ³ /s)	Pérdida de vidas
Invierno	Día	6672.26	235.00
		11233.91	549.00
	Noche	6672.26	470.00
		11233.91	720.00
Verano	Día	6672.26	192.00
		11233.91	446.00
	Noche	6672.26	377.00
		11233.91	577.00

6.3.3.5. Resultado del cálculo del riesgo

Utilizando nuevamente la metodología SUFRI (Escuder Bueno et al., 2013a) y el modelo para el cálculo y evaluación del riesgo integrado en el software iPresas Flood, se realizó el cálculo del riesgo por inundación para el escenario propuesto del río con medidas de regulación (presas). Este análisis tuvo como fin de evaluar la efectividad de dichas medidas en la reducción del riesgo, comparándolas con el caso base, en el cual no se cuentan con medidas de reducción del riesgo por inundación. Además, a partir de este cálculo del riesgo es posible analizar el riesgo incremental asociado a la construcción de las presas, garantizando al mismo la seguridad de las estructuras. De este modo, es posible minimizar al máximo el riesgo por inundación en escenarios de fallo de las presas, logrando así la efectividad en la tarea de reducir el riesgo.

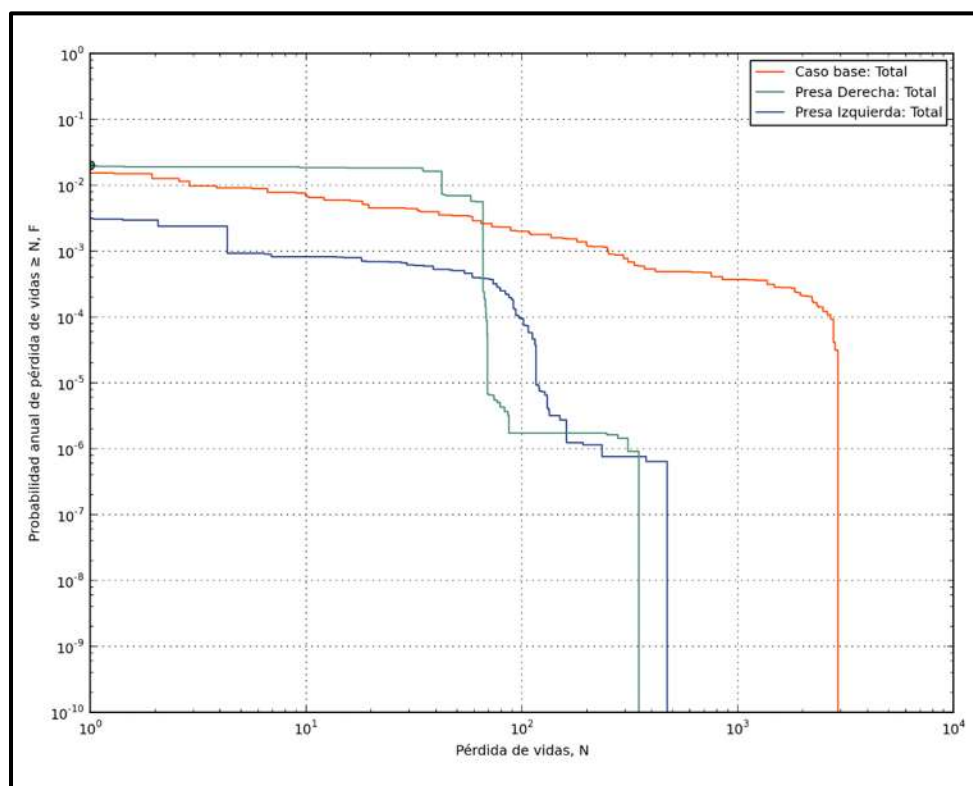


Figura 96.- Riesgo social total calculado para el caso base en azul y con medidas estructurales en rojo (curvas FN).

En cuanto al cálculo del riesgo incremental, se logró que las estructuras cumplieran con el criterio de tolerabilidad del riesgo incremental propuesto por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) para presas nuevas. Asimismo, se garantizó el cumplimiento del criterio establecido por el Buró de Reclamación de los Estados Unidos (USBR por sus siglas en inglés) según lo establecido por SPANCOLD (2012). Esto garantiza la construcción de estructuras que no solo cumplen con los estándares de estándares de seguridad internacionales, sino que también maximizan la reducción del riesgo individual.

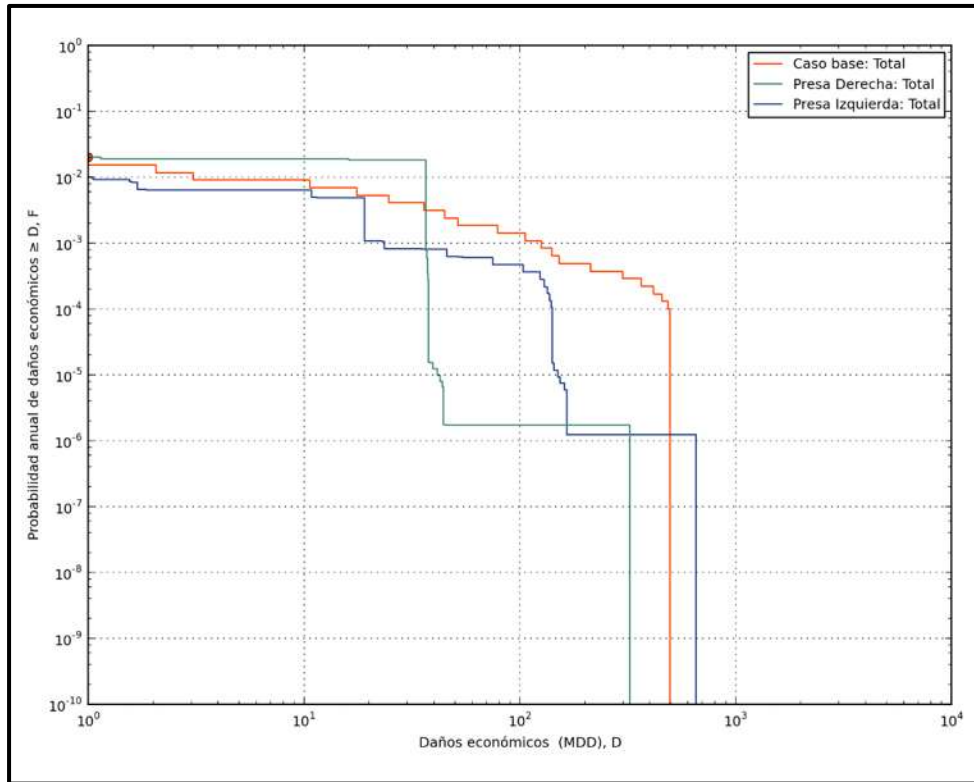


Figura 97.- Riesgo económico total calculado para el caso base en azul y con medidas estructurales en rojo (curvas FD).

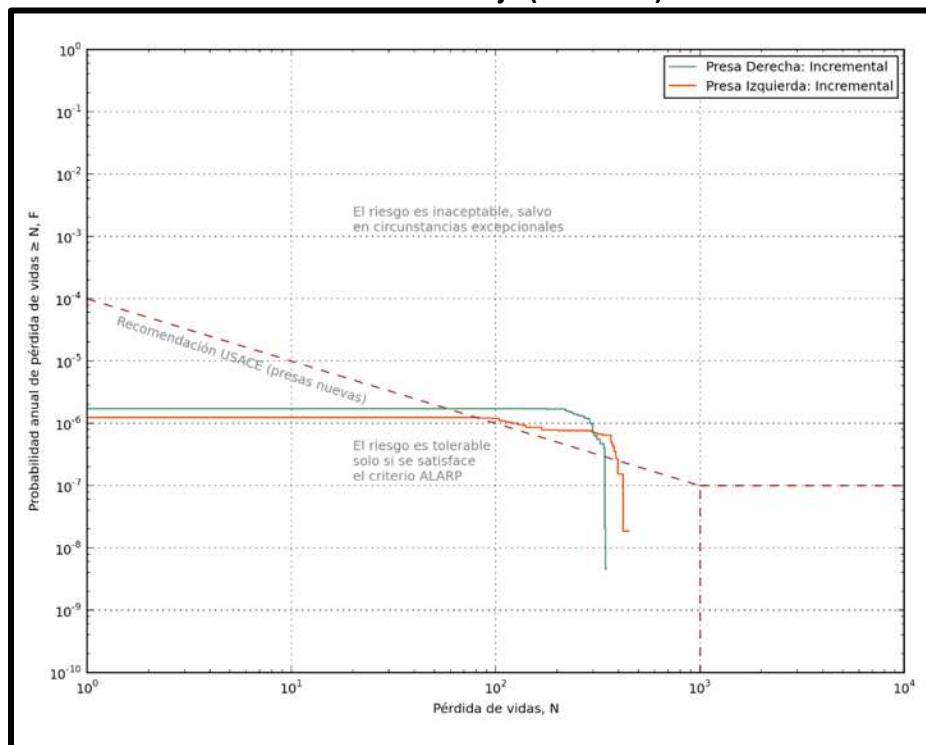


Figura 98.- Curvas FN del riesgo social incremental asociado a las presas propuestas y el cumplimiento del criterio ALARP según USACE.

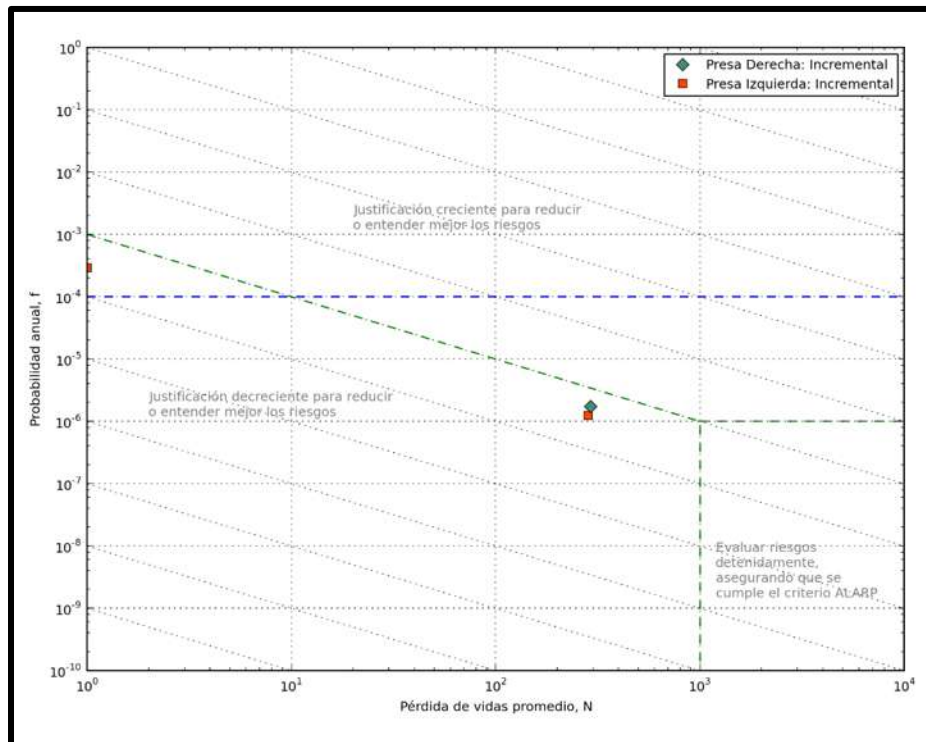


Figura 99.- Curvas fN del riesgo social incremental asociado a las presas propuestas y el cumplimiento las recomendaciones de tolerabilidad del USBR

Como se observa en la Figura 98, el riesgo incremental asociado a la construcción de ambas presas se encuentra muy cerca del límite de tolerancia recomendado por USACE (representado por la línea punteada). Además, se cumple con el criterio ALARP (As Low As Reasonably Practicable), asegurando que el riesgo se reduzca al nivel más bajo posible y razonable.

De manera similar, en la Figura 99 se logra observar que ambas presas se encuentran dentro del límite de tolerancia de riesgo recomendado por el USBR. Esto sugiere una justificación suficiente en la reducción del riesgo social incremental relacionado con la construcción de las estructuras.

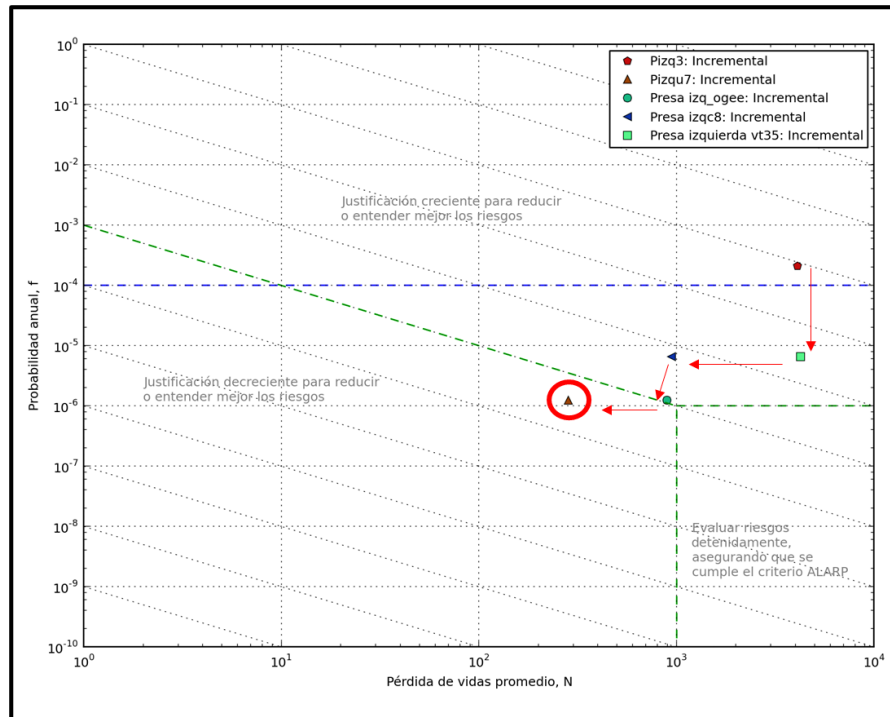


Figura 100.- Trayectoria seguida para cumplir con las recomendaciones de tolerabilidad del riesgo social incremental del USBR de la presa izquierda.

6.4. Web Map

Para la realización del mapa web que permita la visualización de los resultados en esta investigación, se utilizó la herramienta QGIS Cloud, la cual proporciona un servidor gratuito que permite el almacenamiento de capas, tanto en formato vectorial (shapefile) como formato ráster.

Para esto, se hizo uso del complemento que lleva el mismo nombre, que permitió, mediante el software QGIS, establecer una base de datos conectada a los servidores de Qgis Cloud. Esto hizo posible la creación de un mapa web que permite la visualización de una serie de capas, tomando como mapa base los servicios de imagen satelital proporcionados por Bing.

Para la visualización de los resultados, se incluyeron las siguientes capas, que permiten al usuario obtener un panorama general del riesgo por inundación en la zona de estudio:

- Zonas inundables correspondientes al desbordamiento del cauce, asociados a los periodos de retorno de 100, 200, 500, 1000, 2000 y 10,000 años.
- Estructuras de cruce en el cauce del Río Chiquito.
- Propuestas de estructuras de regulación: presas.
- Embalses de presas propuestas para su aprovechamiento.
- Información del riesgo cuantificado: riesgo total (social y económico), riesgo incremental de las presas.

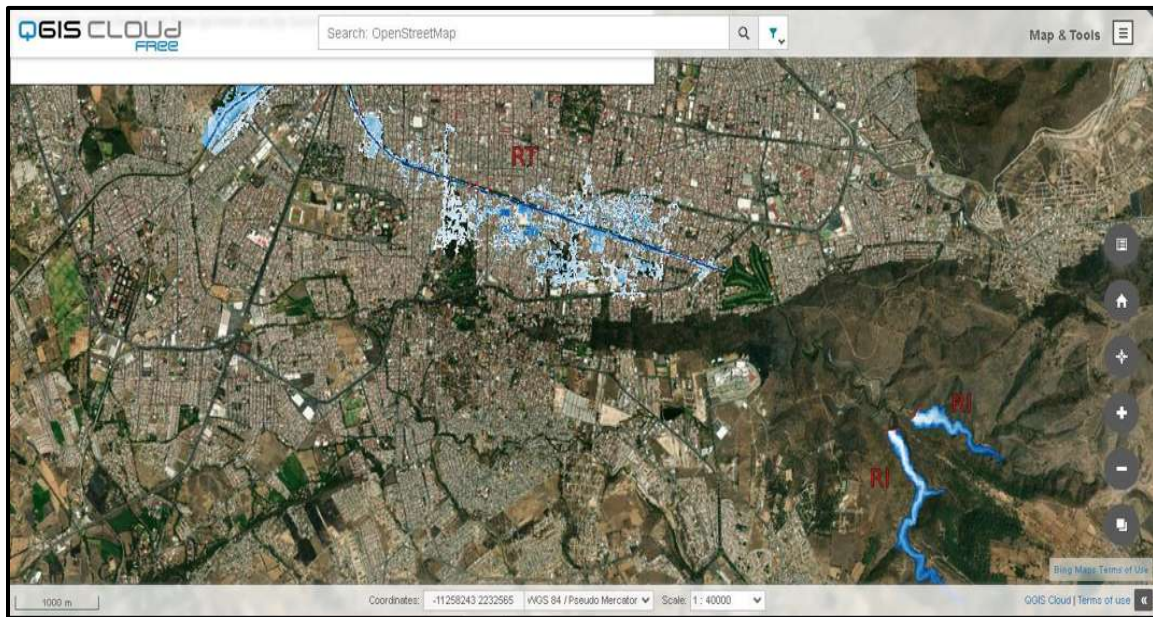


Figura 101.- Interfaz principal del mapa web con capas de manchas de inundación, botones para información del riesgo y estructuras de regulación propuestas.

Para acceder a la información descrita anteriormente, se creó la dirección web: https://qgiscloud.com/Riesgos_morelia/Mapa_riesgos. Esta dirección permite al usuario visualizar las diferentes capas, realizar mediciones con la herramienta de medición integrada, buscar coordenadas mediante el buscado del mapa web y obtener información de las diversas capas.

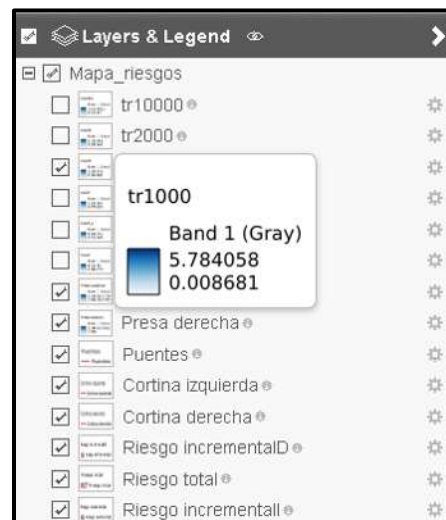


Figura 102.-Menú que permite la visualización de capas, así como simbología.

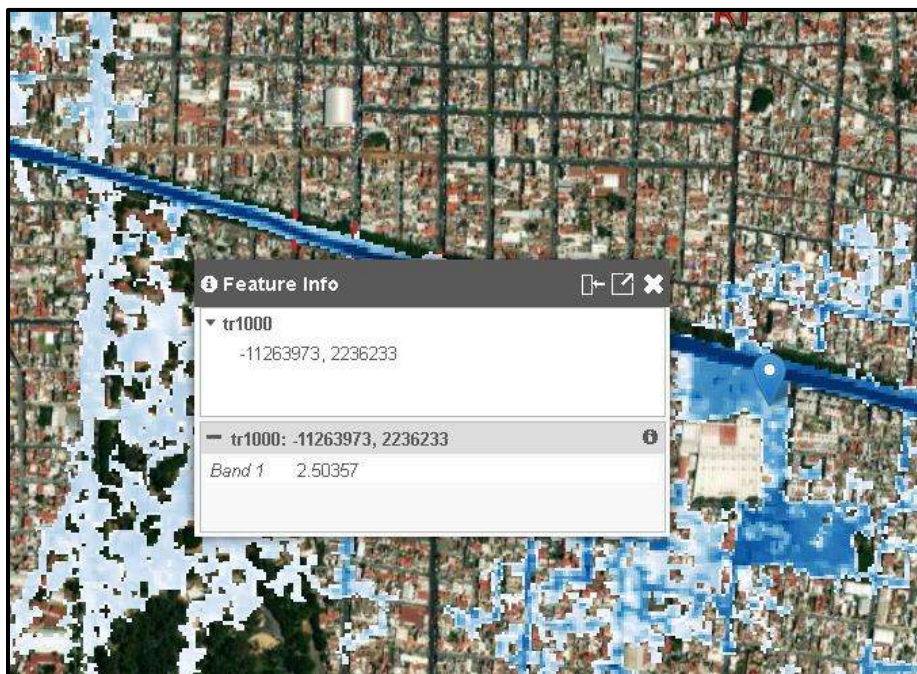


Figura 103.- Información sobre las profundidades correspondientes a la mancha de inundación.

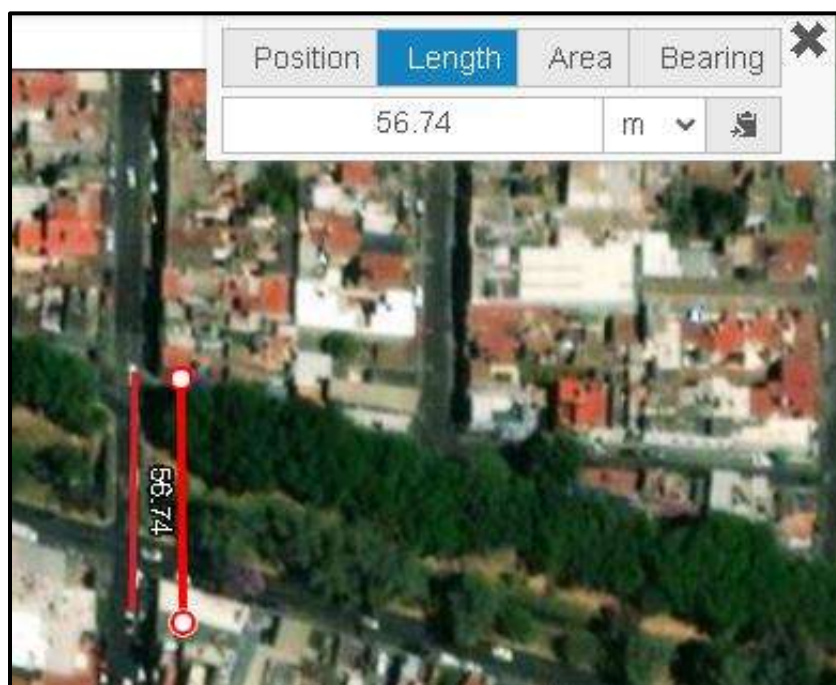


Figura 104.- Herramienta de medición integrada a la plataforma.

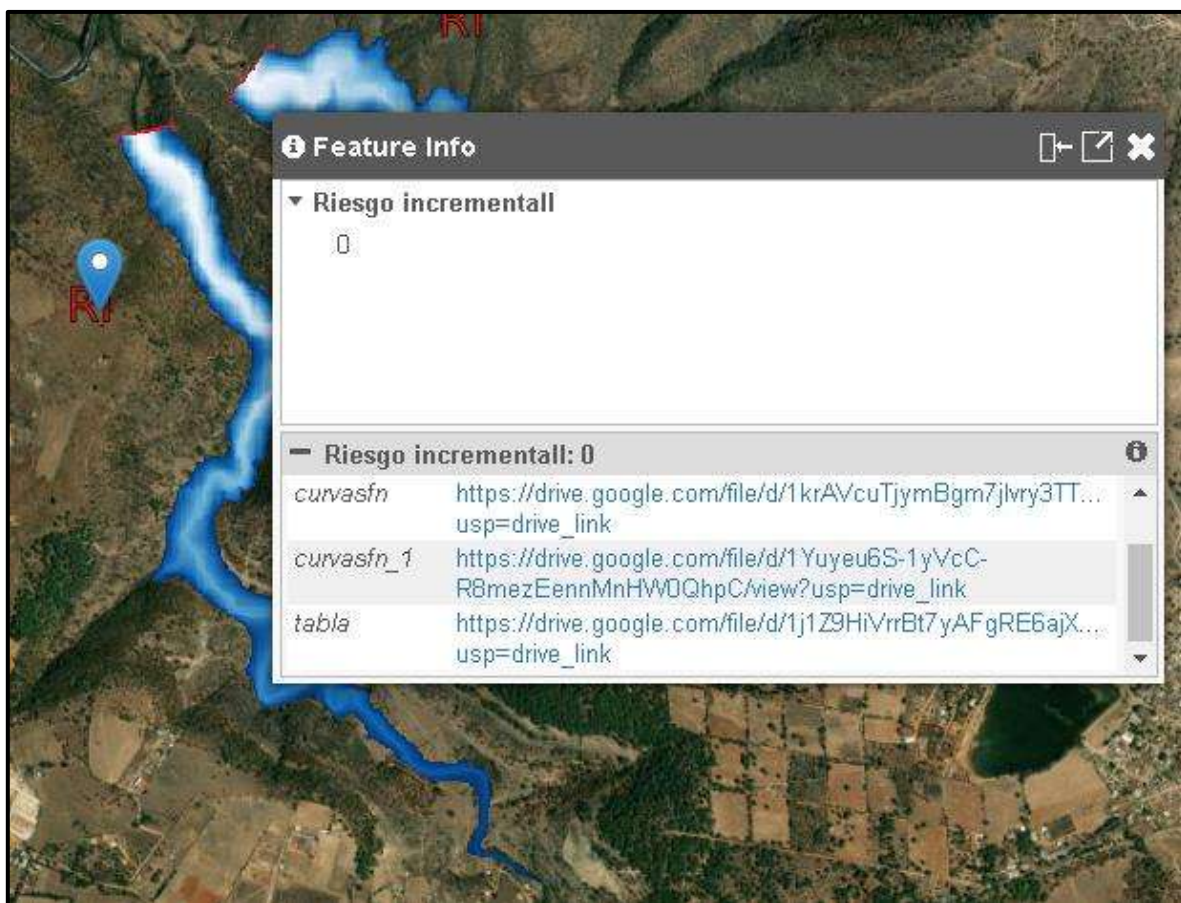


Figura 105.- Visualización de la información del riesgo tal como son las curvas FN, fn y la cuantificación del riesgo.

7. Conclusiones y líneas de investigación futura

7.1. De la hidrología de la zona de estudio

Debido a la naturaleza de la zona de estudio, existe una alta alteración en las subcuencas de la cuenca del Río Grande. Esto se debe al proceso de urbanización del municipio, el cual, de un control adecuado de esta, provocando una constante una constante modificación en el relieve de la zona. Debido a esto la información relacionada a los MDE debe ser actualizada con frecuencia. Por otro lado, existe una importante falta de información relacionada con el aforamiento del cauce, ya que la inexistencia de mediciones impide la calibración y validación de los estudios hidrológicos realizados en la ciudad. Por esta razón, es urgente retomar el programa de estaciones hidrométricas, considerando que se trata de una zona urbana rodeada de cauces, lo que la hace vulnerable a las inundaciones.

7.2. De la modelación hidráulica

Como conclusión de las acciones realizadas para construir un MDE representativo de la zona de estudio, es necesaria una revisión de la información con la que cuenta el INEGI, así como una actualización de esta. Esto permite a los modeladores contar con modelos que ofrezcan resultados más precisos del comportamiento hidráulico de los distintos cauces que existentes en el país.

Por otro lado debido a la falta de información sobre las diversas inundaciones que han ocurrido en el cauce del Río Chiquito, la tarea de validación de resultados se torna compleja. Por lo que la aprobación de resultados requiere de la opinión de un experto. Aunque esto da más certeza de los resultados, sigue existiendo un cierto grado de incertidumbre al momento de llevar a cabo modelaciones hidráulicas de cualquier cauce.

7.3. Del cálculo y evaluación del riesgo por inundación

A partir del cálculo del riesgo por inundación, fue posible analizar la efectividad de las medidas estructurales y no estructurales propuestas para la reducción del riesgo por social y económico. Esto permite tener un análisis previo en la viabilidad para el establecimiento de dichas medidas.

Tabla 37.- Resumen de la cuantificación del riesgo realizada para cada escenario.

Indicador	Resultados de riesgo		
	Caso base	Con presa izquierda	Con presa derecha
Probabilidad total (1/año)	0.02	0.02	0.02
Riesgo económico total (MDD/año)	0.5247	0.1814	0.6794
Riesgo social total (vida/año)	1.437	0.059	0.9205
Probabilidad de fallo (1/año)	-	1.2337E-06	1.73E-06
Riesgo económico de fallo (MDD/año)	-	8.0738E-04	5.5960E-04
Riesgo social de fallo (vidas/año)	-	4.5425E-04	5.5870E-04
Riesgo económico de no fallo (MDD/año)	-	0.1806	0.67879
Riesgo social de no fallo (vidas/año)	-	0.0587	0.91995
Riesgo económico incremental (MDD/año)	-	6.5080E-04	5.174E-04
Riesgo social incremental(vidas/año)	-	3.4860E-04	5.055E-04

Riesgo económico: De la Tabla 37 es posible observar un aumento del riesgo económico total al considerar la construcción de la presa derecha. Esto se debe a las características propias de la estructura para laminar las avenidas que llegan a esta a través de sus órganos de desagüe (vertedor y desagües de fondo). Una reducción en la capacidad de estos órganos comprometería la seguridad de la presa, generando un aumento del riesgo incremental.

Por otro lado, las características hidrológicas de la cuenca de aportación tendrán peso en la disminución del riesgo. Al tratarse de una cuenca de menor tamaño, su poca aportación en el fenómeno lluvia-escurrimiento implica que construir una presa en esta cuenca tenga un efecto limitado en la disminución del riesgo económico. Si se desea establecer una presa en esta cuenca, deberá estar acompañada de medidas estructurales a lo largo del cauce del Río Chiquito que aumente la capacidad hidráulica para conducir las laminaciones de la presa y que pueda ser posible llevar a cabo un aprovechamiento de esta. Por otro lado, la presa izquierda aporta una reducción del 65% en el riesgo económico total respecto al caso base, lo que la convierte en una mejor candidata para la reducción del riesgo económico. Además, su construcción no requeriría la construcción de medidas estructurales en el cauce del Río Chiquito.

En cuanto al riesgo económico de fallo, este es considerablemente bajo en ambas estructuras debido a la baja probabilidad de fallo que estas presentan ante un escenario hidrológico. Sin

embargo, la correcta operación y diseño de los órganos de desagüe será crucial para garantizar el comportamiento seguro de las estructuras en este tipo de eventos.

Riesgo social: Se observa una importante disminución del riesgo social total con la construcción de ambas presas. La presa izquierda contribuye a disminuir el riesgo social total un 95%, mientras que la presa derecha reduce el riesgo social total en un 35%, respecto al caso base.

Es importante destacar que la mayor aportación en la reducción del riesgo de la presa izquierda se debe a las características hidrológicas de la cuenca, que, al ser de mayor área que la cuenca correspondiente a la presa derecha, el construir una presa en esta cuenca tendrá mayor impacto en la magnitud de los caudales que llegan al cauce del Río Chiquito, por tanto, se tendrá un mayor impacto en la disminución del riesgo.

En cuanto el riesgo social de fallo, se observan magnitudes cercanas a cero, muestra de la baja probabilidad de fallo de ambas presas, gracias al diseño propuesto en las obras de drenaje que actúan en escenarios hidrológicos.

Riesgo incremental: En la Figura 98, se observa que ambas presas cumplen con el criterio ALARP, que establece que no es posible eliminar el riesgo en su totalidad, pero siempre debe procurarse su reducción a niveles aceptables. Esto se muestra en las curvas de riesgo incremental, donde el resultado de riesgo de ambas presas se acerca a la diagonal propuesta por la USACE. Aunque teóricamente es posible aproximarse más a la diagonal de recomendación, esto implicaría que las medidas para reducción del riesgo sean estructuras imprácticas o excesivamente costosa, lo cual contradice el principio ALARP. En cuanto al criterio de seguridad del USBR, representado en la Figura 99, las presas propuestas se encuentran por debajo de la diagonal de riesgo incremental, reafirmando que estas cumplen con el criterio de tolerabilidad ALARP.

Las medidas estructurales y no estructurales tienen un efecto importante en la reducción del riesgo. Este efecto es visible en la Figura 100, donde se observa como las diversas propuestas de las obras de desagüe de ambas presas (medidas estructurales) reducen la probabilidad de fallo en cada presa, desplazando los puntos que representan el riesgo incremental hacia el eje de las abscisas. Por otro lado, las medidas no estructurales, que contribuyen en la reducción de la tasa de mortalidad (Tabla 32), contribuyen en reducir del número de consecuencias humanas, lo que desplaza los puntos de riesgo incremental hacia el eje de las ordenadas (Figura 100), ya que, entre mejores sean las medidas no estructurales propuestas, se tendrá una menor cantidad de consecuencias humanas.

7.4. Conclusiones sobre la construcción de presas en la cuenca del Río Chiquito.

A partir de los resultados obtenidos, se concluye que la construcción de las presas en la cuenca del Río Chiquito significa una solución altamente efectiva para la reducción del riesgo total por inundación, tanto en términos sociales como económicos. La construcción de estas estructuras, diseñadas y operadas de manera adecuada, además de reducir de manera importante la vulnerabilidad de la población, ayudarán a fortalecer la resiliencia de la ciudad de Morelia ante eventos extremos, esto siempre y cuando se sigan de manera rigurosa las recomendaciones de seguridad y riesgo incremental propuestas.

Aunado a esto, es importante destacar la importancia de desarrollar proyectos integrales que usen de manera eficiente medidas estructurales, como son las presas, como medidas no estructurales que fortalezcan a la sociedad de Morelia ante un evento de inundación. Este tipo de planes deberán incluir medidas como la correcta planificación territorial, reforestación de las cuencas, programas educativos de prevención y sistemas de alerta temprana. Particularmente si se considera la construcción de presas, se recomienda altamente hacer en la cuenca correspondiente a la presa derecha, lo que permitirá una alta disminución del riesgo.

Reducir el riesgo por inundación, no debe verse únicamente como la gestión de una emergencia, sino como todo un conjunto de acciones preventivas que significan una inversión en la seguridad, bienestar y el desarrollo económico de una región, en este caso la ciudad de Morelia. Esto contribuirá a la construcción de una sociedad con una mejor calidad de vida, así como un equilibrio entre esta y el medio natural.

7.5. Líneas de investigación futuras

Para investigaciones futuras, queda como pendiente realizar la evaluación del riesgo en escenarios futuros, considerando un determinado número de años. Debido a la falta de modelos que permitan identificar variaciones en la magnitud de eventos hidrológicos máximos, no es posible llevar a cabo este análisis a futuro, al menos en la ciudad de Morelia que es la zona de estudio para este trabajo. Por otro lado, derivado de la misma carencia de modelos de predicción de eventos hidrológicos extremos futuros, además de la falta de información sobre la inversión y beneficios que se esperan para la construcción de dichas presas, también queda pendiente llevar a cabo el análisis de un estudio coste-beneficio. Este estudio proporcionaría un mayor respaldo mediante el uso de indicadores socioeconómicos la construcción de las presas propuestas en este estudio.

8. Referencias

- ACUERDO Por El Que Se Emite La Guía de Contenido Mínimo Para La Elaboración Del Atlas Nacional de Riesgos (2016).
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias. (2022). *Desastres y emergencias*. <https://www.ready.gov/es/inundaciones>
- Alvarez, J., & Huamán, J. (2022). Hydrological models for the estimation of ecological flow. *Manglar*, 19(2). <https://doi.org/10.17268/manglar.2022.025>
- ANCOLD. (1994). *Australian National Committee on Large Dams: Guidelines on Risk Assessment*. Australian National Committee on Large Dams. <https://books.google.com/books?id=gY6MAAAACAAJ>
- Andrade Navia, J. M., & Amaya, A. O. (2020). Environmental Impacts of Dams Around the World. In *Journal of Engineering and Applied Sciences* (Vol. 15, Issue 1).
- Aparicio, F. (2001). *Fundamentos de hidrología de superficie* (1a. ed.). LIMUSA.
- Arreguín Cortés, F. (2021). *Obras Hidráulicas* (Primera). Universidad Nacional Autónoma de México. <https://www.iingen.unam.mx/es-mx/AlmacenDigital/Libros/Documents/obras-hidraulicas-digital.pdf>
- Aven, T., & Renn, O. (2010). Risk Management and Governance: Concepts, Guidelines and Applications. In *Risk Governance and Society* (Vol. 16, Issue 2007).
- Baró Suárez, J. E., Díaz Delgado, C., Calderón Aragón, G., Esteller Alberich, M. V., Cadena Vargas, E., & Franco Plata, R. (2012). *Metodología para la valoración económica de daños potenciales tangibles directos por inundación* (Primera, Issue 1). Universidad Autónoma del Estado de México. <http://hdl.handle.net/20.500.11799/58699>
- Brunner, G. (2014). *Using HEC-RAS for Dam Break Studies*. www.hec.usace.army.mil
- Brunner, G. W., & CEIWR-HEC. (2021). *HEC-RAS River Analysis System User 's Manual* (Issue Mayo).
- Campos Aranda, D. F. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico* (3a. ed.). UASLP.
- Cardona, O. D. (2001a). *Estimación holística del riesgo sísmico utilizando sistemas dinámicos complejos*. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA.
- Cardona, O. D. (2001b). La necesidad de repensar de manera holística los conceptos de vulnerabilidad y riesgo. Una crítica y una revisión necesaria para la gestión. *Centro de Estudios Sobre Desastres y Riesgos*, 1–18.
- CENAPRED. (2021). *Impacto Socioeconómico De Los Principales Desastres Ocurredos En México Resumen Ejecutivo 2020*.
- CENAPRED. (2022). *Impacto Socioeconómico De Los Principales Desastres Ocurredos En México*. In *Cenapred*. www.gob.mx/cenapred

- Centre for Research on the Epidemiology of Disasters. (2023). *2022 Disasters in numbers*.
https://www.cred.be/sites/default/files/2022_EMDAT_report.pdf
- Chow, V. Te. (2004a). *Hidráulica de Canales Abiertos* (Primera). MCGRAW-HILL INTERAMERICANA.
- Chow, V. Te. (2004b). *Hidráulica de Canales Abiertos* (Primera). MCGRAW-HILL INTERAMERICANA.
- Colegio de Ingenieros de Caminos, C. y P. (2003). *Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
<https://books.google.com.mx/books?id=sSQDGQAACAAJ>
- Colegio de Ingenieros de Caminos, C. y P. (Madrid), & Presas, N. E. de G. (2005). *Seguridad de presas*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
<https://books.google.com.mx/books?id=GIWPGAAACAAJ>
- Colegio de Ingenieros de Caminos, C. y P., & Presas, C. N. E. de G. (2012). *Análisis de riesgos aplicado a la gestión de seguridad de presas y embalses*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. <https://books.google.com.mx/books?id=GYiboAEACAAJ>
- CONAGUA. (2014). *Diagnóstico del Programa K111 "Operación y Conservación de Presas y Estructuras de Cabeza."*
https://www.coneval.org.mx/Informes/Evaluacion/Diagnostico/Diagnostico_2014/Diagnostico_2014_SEMARNAT_K111.pdf
- Davis, C. V. (1942). *Handbook of Applied Hydraulics*. McGraw-Hill.
<https://books.google.com.mx/books?id=ukAiAAAAMAAJ>
- Directiva Relativa a La Evaluación y Gestión de Los Riesgos de Inundación, Diario Oficial de la Unión Europea, Serie L 27 (2007).
- Domínguez, J. (2019). The construction of dams in Mexico: Evolution, current situation and new approaches for the viability to water infrastructure. *Gestion y Politica Publica*, 28(1), 3–37.
<https://doi.org/10.29265/gypp.v28i1.551>
- Escuder Bueno, I., Castillo Rodríguez, J. T., Morales Torres, A., & Altarejos Garcia, L. (2013a). *Metodología Completa Y Cuantitativa De Análisis Del Riesgo De Inundación En Zonas Urbanas* (Primera). Universitat Politècnica de Valencia.
- Escuder Bueno, I., Castillo Rodríguez, J. T., Morales Torres, A., & Altarejos Garcia, L. (2013b). *Metodología Completa Y Cuantitativa De Análisis Del Riesgo De Inundación En Zonas Urbanas* (Primera). Universitat Politècnica de Valencia.
- Escuder, I., Matheu, E., & Castillo, J. (2010a). Análisis y evaluación de riesgos de inundación: estimación del impacto de medidas estructurales y no estructurales. *Jornada CICCPV*, 3–39.
http://www.ipresas.upv.es/docs/Ponencia_IE_EM_15O_Final_2010_10_05.pdf
- Escuder, I., Matheu, E., & Castillo, J. (2010b). Análisis y evaluación de riesgos de inundación: estimación del impacto de medidas estructurales y no estructurales. *Jornada CICCPV*, 3–39.

- Estrada, A. (2022). *Tromba en Morelia ‘tumba’ árboles y provoca inundaciones*.
<https://www.elfinanciero.com.mx/estados/2022/07/27/tromba-en-morelia-tumba-arboles-y-provoca-inundaciones-videos/>
- FEMA. (2022). *HAZUS Flood Technical Manual*. July, 110.
- Geetha, K., Mishra, S. K., Eldho, T. I., Rastogi, A. K., & Pandey, R. P. (2007). Modifications to SCS-CN Method for Long-Term Hydrologic Simulation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 133(5). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(2007\)133:5\(475\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(2007)133:5(475))
- Guo, D., Westra, S., & Maier, H. R. (2017). Impact of evapotranspiration process representation on runoff projections from conceptual rainfall-runoff models. *Water Resources Research*, 53(1). <https://doi.org/10.1002/2016WR019627>
- Guo, J., Wu, X., & Wei, G. (2020). A new economic loss assessment system for urban severe rainfall and flooding disasters based on big data fusion. *Environmental Research*, 188(June), 109822. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2020.109822>
- Hagras, A. (2023). Runoff modeling using SCS-CN and GIS approach in the Tayiba Valley Basin, Abu Zenima area, South-west Sinai, Egypt. *Modeling Earth Systems and Environment*. <https://doi.org/10.1007/s40808-023-01714-5>
- Hernández-Bedolla, J., García-Romero, L., Franco-Navarro, C. D., Sánchez-Quispe, S. T., & Domínguez-Sánchez, C. (2023). Extreme Runoff Estimation for Ungauged Watersheds Using a New Multisite Multivariate Stochastic Model MASVC. *Water (Switzerland)*, 15(16). <https://doi.org/10.3390/w15162994>
- Hromadka, T. V., & Whitley, R. J. (1994). THE RATIONAL METHOD FOR PEAK FLOW RATE ESTIMATION. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association*, 30(6). <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1994.tb03348.x>
- Ibañez Asensio, S. (2011). Métodos para determinar el tiempo de concentración de una cuenca hidrográfica. *Universidad Politécnica De Valencia*.
- ICOLD. (2007). *Las presas y el agua en el mundo*. https://www.spancold.org/wp-content/uploads/2018/01/Las_presas_y_el_agua_en_el_mundo.pdf
- Kellens, W., Vanneuville, W., Ooms, K., & De Maeyer, P. (2016). Communicating flood risk to the public by cartography. *Proceedings of the 24th International Cartographic Conferences, Santiago Chile, 2009, February 2016*, 1–11.
- Kim, N. W., & Shin, M. J. (2018). Estimation of peak flow in ungauged catchments using the relationship between runoff coefficient and curve number. *Water (Switzerland)*, 10(11). <https://doi.org/10.3390/w10111669>
- Kuichling, E. (1889). The Relation Between the Rainfall and the Discharge of Sewers in Populous Districts. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 20(1), 1–56. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0000694>

- Lathrop, R., Auermuller, L., Trimble, J., & Bognar, J. (2014). The application of WebGIS Tools for visualizing coastal flooding vulnerability and planning for resiliency: The New Jersey experience. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 3(2), 408–429.
<https://doi.org/10.3390/ijgi3020408>
- Liu, S., Zhang, Q., Xie, Y., Xu, P., & Du, H. (2023). Evaluation of Minimum and Suitable Ecological Flows of an Inland Basin in China Considering Hydrological Variation. *Water (Switzerland)*, 15(4). <https://doi.org/10.3390/w15040649>
- Loja Pizha, J. L., & Bermeo Bacuilima, W. J. (2014). *Estudio y Caracterización de los Métodos que Define la Cota de Corona en Presas de Tierra. Aplicación en el Diseño Definitivo del Proyecto Pacalori*. [Universidad de Cuenca].
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/20837/1/TESIS.pdf>
- Marengo Mogollón, H. (2015). Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia. *Tecnología y Ciencias Del Agua*, 11(2), 65–77.
<https://www.revistatyca.org.mx/ojs/index.php/tyca/article/view/762>
- Mota, T., Naghettini, M., Fernandes, W., & Silva, F. (2018). Combination of the SCS-CN and the GRADEX models to maximum flow estimation. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 23.
<https://doi.org/10.1590/2318-0331.231820170123>
- Munger, D. F., Bowles, D. S., Boyer, D. D., Davis, D. W., Margo, D. A., Moser, D. A., Regan, P. J., & Snorteland, N. (2009). Interim Tolerable Guidelines for US Army Corps of Engineers Dams. *Proceedings of the 2009 USSD Annual Lecture, January*.
- Oubennaceur, K., Chokmani, K., Alem, A. El, & Gauthier, Y. (2021). Flood risk communication using arcgis storymaps. *Hydrology*, 8(4). <https://doi.org/10.3390/hydrology8040152>
- Paredes-Arquiola, J., Solera, A., & Andreu, J. (2017). *Herramienta EvalHid para la evaluación de recursos hídricos. Manual Técnico v1.1 Última modificación: 3 de octubre de 2017*.
https://aquatool.webs.upv.es/files/manuales/aquatool/Manual_Tecnico_EvalHid.pdf
- Renn, O., Laubichler, M., Lucas, K., Kröger, W., Schanze, J., Scholz, R. W., & Schweizer, P. J. (2022). Systemic Risks from Different Perspectives. *Risk Analysis*, 42(9).
<https://doi.org/10.1111/risa.13657>
- Salas Salinas, M. A. (CENAPRED). (2016a). *Cuadernos de investigación: Obras de Protección Contra Inundaciones* (V. Ramos Radilla, Ed.; Primera Ed, Vol. 17, Issue 3). Centro Nacional de Prevención de Desastres. <https://doi.org/10.15749/jts.2016.17.3.007>
- Salas Salinas, M. A. (CENAPRED). (2016b). *Cuadernos de investigación: Obras de Protección Contra Inundaciones* (V. Ramos Radilla, Ed.; Primera Ed, Vol. 17, Issue 3). Centro Nacional de Prevención de Desastres. <https://doi.org/10.15749/jts.2016.17.3.007>
- SPANCOLD. (2012). *Análisis de Riesgos Aplicado a la Gestión de Seguridad de Presas y Embalses. Guía Técnica de Explotación de Presas y Embalses. N°8 Tomo 1*.
http://www.spancold.es/Archivos/Monografia_Analisis_Riesgos.pdf

- Subramanya, K. (1994). *Engineering Hydrology*. McGraw-Hill Education (India) Pvt Limited.
<https://books.google.com.mx/books?id=STSbnQEACAAJ>
- Van Alphen, J., Martini, F., Loat, R., Slomp, R., & Passchier, R. (2009). Flood risk mapping in Europe, experiences and best practices. *Journal of Flood Risk Management*, 2(4), 285–292.
<https://doi.org/10.1111/j.1753-318X.2009.01045.x>
- Venkatesan, V., Balamurugan, R., & Krishnaveni, M. (2012). Establishing water surface area-storage capacity relationship of small tanks using SRTM and GPS. *Energy Procedia*, 16(PART B). <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2012.01.186>
- W. Brunner, G., & CEIWR-HEC. (2020). *HEC-RAS 6.0 UsersManual*.
https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS_6.0_UsersManual.pdf
- Young, C. B., McEnroe, B. M., & Rome, A. C. (2009). Empirical Determination of Rational Method Runoff Coefficients. *Journal of Hydrologic Engineering*, 14(12).
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)he.1943-5584.0000114](https://doi.org/10.1061/(asce)he.1943-5584.0000114)
- Yu, B. (1998). Theoretical Justification of SCS Method for Runoff Estimation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(6). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(1998\)124:6\(306\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(1998)124:6(306))

9. Anexos

9.1. Modelos hidráulicos del caso base.

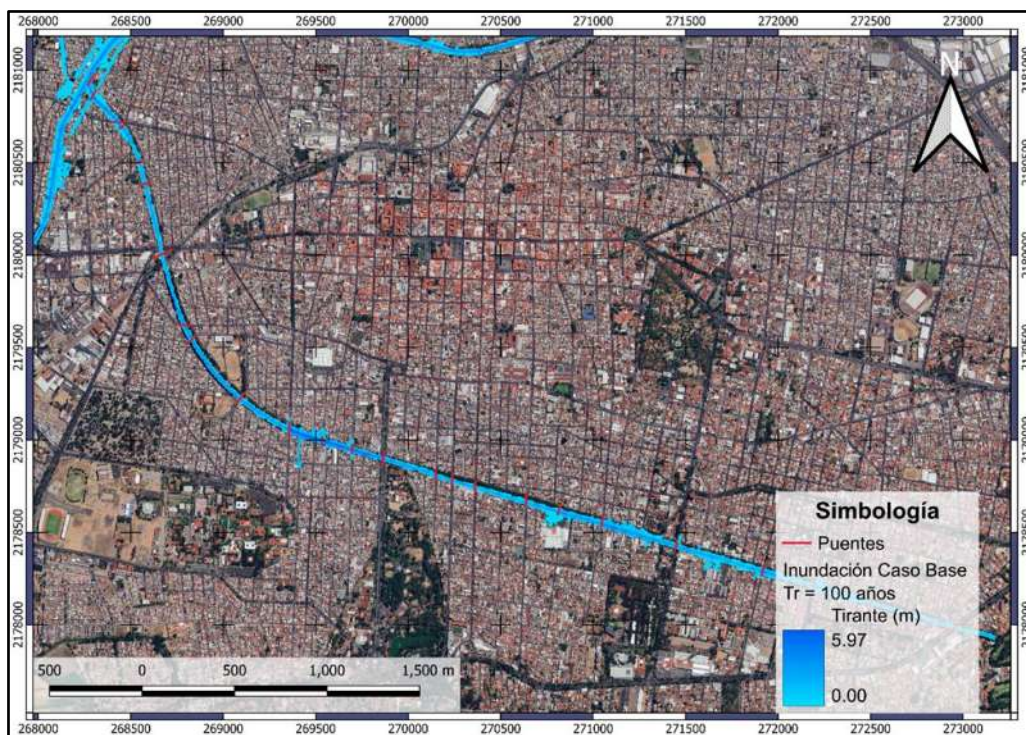


Figura 106.-Modelo de inundación en caso base para un Tr = 100 años.

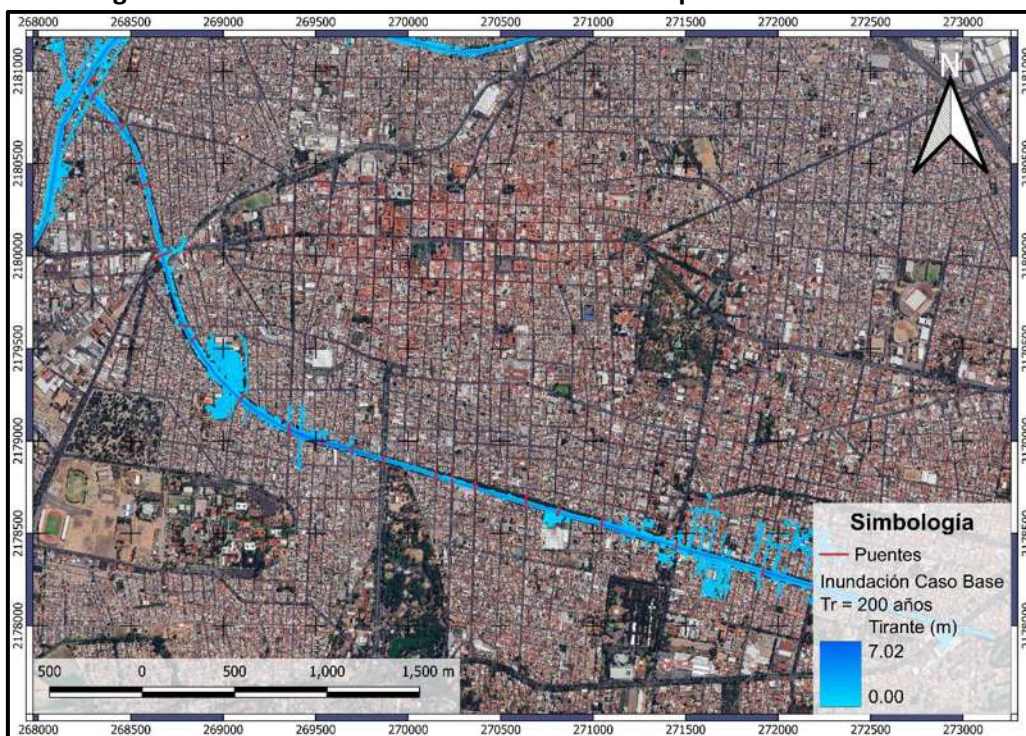


Figura 107.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 200 años.

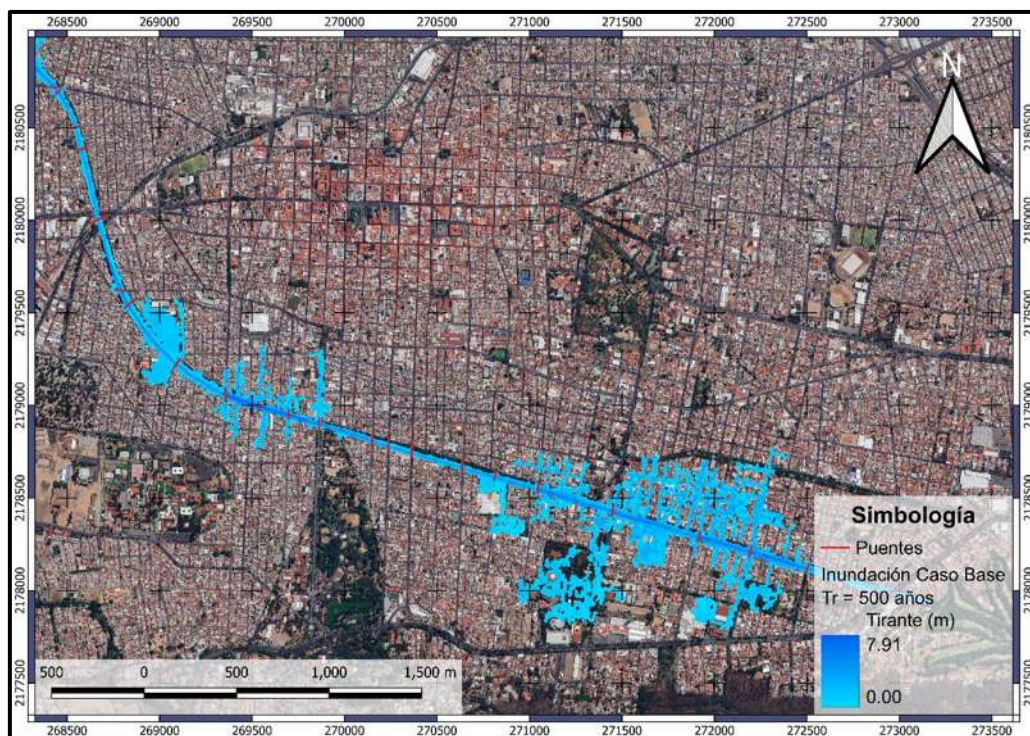


Figura 108.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 500 años.

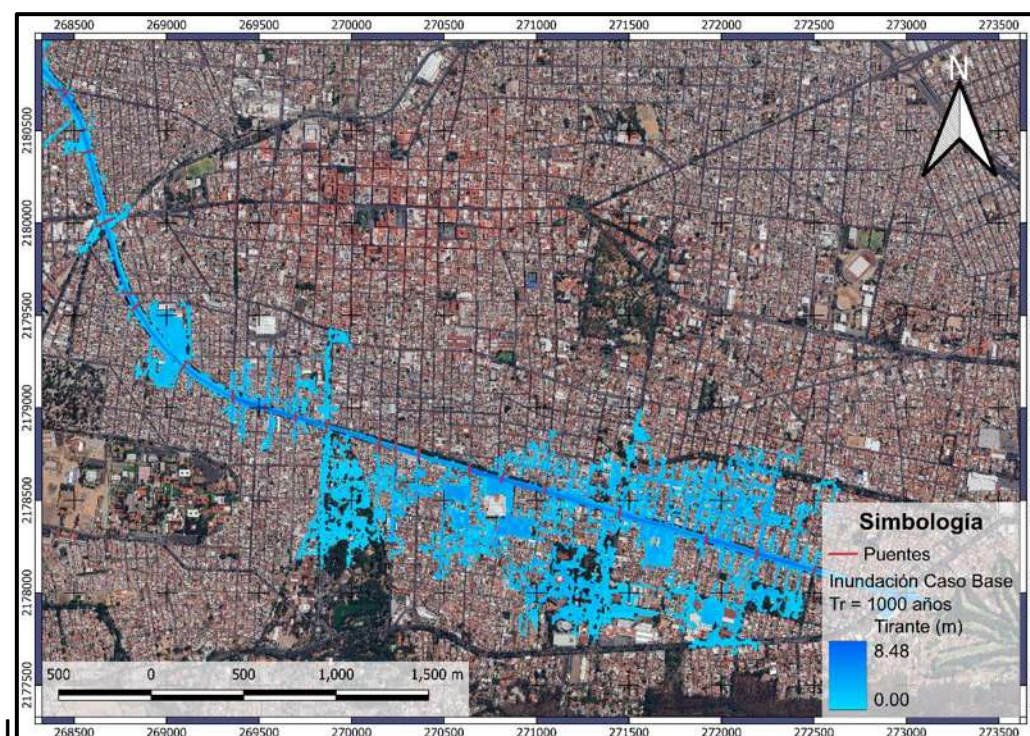


Figura 109.- Modelo de inundación en caso base para un Tr = 1,000 años.

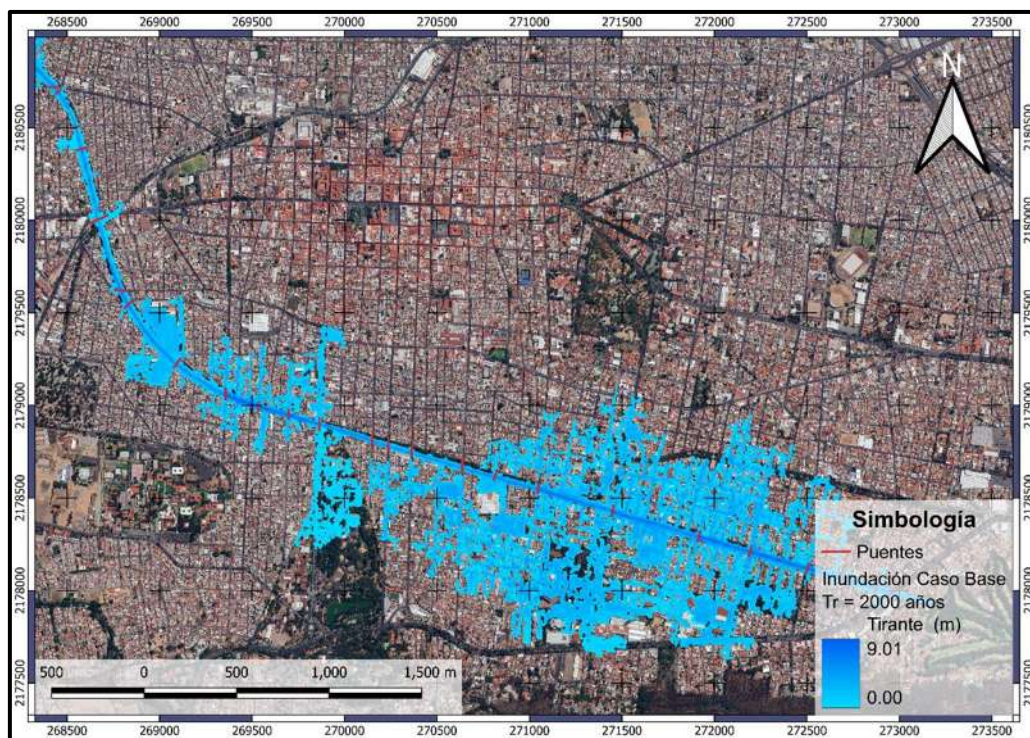


Figura 110.- Modelo de inundación en caso base para un $Tr = 2,000$ años.

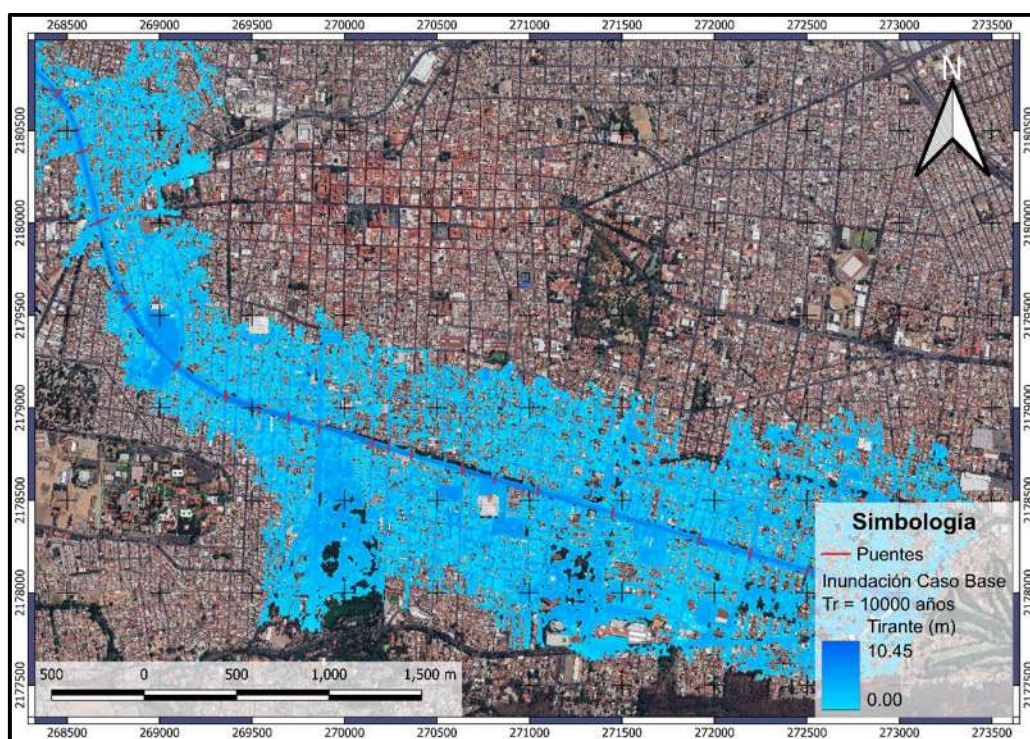


Figura 111.- Modelo de inundación en caso base para un $Tr = 10,000$ años.

Chrystopher Daly Franco Navarro

Aplicación de una metodología para la evaluación del riesgo incremental asociado a eventos hidromete

 Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::3117:419771381

Fecha de entrega

8 ene 2025, 7:33 a.m. GMT-6

Fecha de descarga

8 ene 2025, 7:38 a.m. GMT-6

Nombre de archivo

Aplicación de una metodología para la evaluación del riesgo incremental asociado a eventos hidr....pdf

Tamaño de archivo

13.9 MB

137 Páginas

31,521 Palabras

179,244 Caracteres

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



A quien corresponda,

Por este medio, quien abajo firma, bajo protesta de decir verdad, declara lo siguiente:

- Que presenta para revisión de originalidad el manuscrito cuyos detalles se especifican abajo.
- Que todas las fuentes consultadas para la elaboración del manuscrito están debidamente identificadas dentro del cuerpo del texto, e incluidas en la lista de referencias.
- Que, en caso de haber usado un sistema de inteligencia artificial, en cualquier etapa del desarrollo de su trabajo, lo ha especificado en la tabla que se encuentra en este documento.
- Que conoce la normativa de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en particular los Incisos IX y XII del artículo 85, y los artículos 88 y 101 del Estatuto Universitario de la UMSNH, además del transitorio tercero del Reglamento General para los Estudios de Posgrado de la UMSNH.

Datos del manuscrito que se presenta a revisión		
Programa educativo	Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos.	
Título del trabajo	Aplicación de una metodología para la evaluación del riesgo incremental asociado a eventos hidrometeorológicos en presas de almacenamiento para la ciudad de Morelia.	
	Nombre	Correo electrónico
Autor/es	Chrystopher Daly Franco Navarro	1229798x@umich.mx
Director	Constantino Domínguez Sánchez	dsanchez@umich.mx
Codirector	Ignacio Escuder Bueno	iescuder@hma.upv.es
Coordinador del programa	Constantino Domínguez Sánchez	dsanchez@umich.mx

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Asistencia en la redacción	Si	Corrección ortográfica de palabras y consulta sobre reglas de puntuación.
Traducción al español	No	
Traducción a otra lengua	No	
Revisión y corrección de estilo	No	
Análisis de datos	No	
Búsqueda y organización de información	No	
Formateo de las referencias bibliográficas	No	
Generación de contenido multimedia	No	
Otro	No	

Datos del solicitante	
Nombre y firma	Chrystopher Daly Franco Navarro
Lugar y fecha	Morelia, Michoacán, México a 7 de enero de 2025.