



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE MAESTÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS

APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y
REDUCCIÓN DE RIESGO CONTRA INUNDACIONES.

Presenta:

Alumno: Israel Alejandro García Ledesma

Asesor:

Dr. Constantino Domínguez Sánchez
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Co-asesor:

Dr. Benjamín Lara Ledesma
Doctor en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

Morelia Mich. enero de 2021.

Agradecimientos

A mi mamá María del Rocío Ledesma Olmos por creer en mí y ayudarme a llegar hasta este punto de mi vida, gracias por brindarme tu apoyo incondicional en cada paso que doy y por todo el amor recibido que me ha impulsado a seguir adelante y seguir superándome día con día.

A mi hermana Yendi Liliana García Ledesma quien me ha demostrado que puedo contar siempre con ella.

A mis tíos Mario Alberto Ledesma Olmos e Iliana Cecilia Rodríguez Rodríguez quienes siempre me han apoyado y sé que siempre estarán para mí en cada momento de la vida.

Al Dr. Constantino Domínguez Sánchez por su apoyo como asesor de tesis y tenerme la paciencia para poder desarrollar esta investigación.

A mis sinodales, Dr. Benjamín Lara Ledesma, Dr. Mario Alberto Hernández Hernández, Eleazar Arreygue Rocha y Julio César Orantes Ávalos, por sus aportaciones al presente trabajo.

A mis amigos Mar Farfán, Miguel Rodríguez, Daniel Licea, Adriana Flores, Sergio Cazares y José Gonzales por apoyarme en mi formación profesional y como ser humano, gracias por todos los momentos que compartimos, los llevo y llevaré siempre conmigo.

A mis primos Mario Aldhair Ledesma Rodríguez, Daniel Alexis Ledesma Rodríguez y Edgar Abel Cardona Ledesma quienes son como mis hermanos y que no importa si estamos cerca o lejos siempre estaremos para apoyarnos.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por los valores transmitidos, conocimientos a través de sus docentes.

Al programa de Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos de la Facultad de Ingeniería Civil.

Resumen

La ciudad de Morelia es la capital del estado de Michoacán, México; esta ciudad representa la principal concentración urbana del estado y por ello, ha tenido a lo largo de su historia diferentes procesos en la conformación territorial y crecimiento poblacional, los cuales se ven reflejados en la ocupación periférica actual y en la evolución e incremento de inundaciones. El constante crecimiento de la ciudad aunado a sus condiciones orográficas y sus limitadas zonas naturales de inundación, han provocado que en la zona se presenten anualmente catástrofes, tales como inundaciones, aún sin la presencia de eventos hidrometeorológicos extraordinarios.

El riesgo de inundaciones ha sido objeto de estudio desde hace décadas. No obstante, la complejidad del análisis a escala local requiere del desarrollo de metodologías específicas para el análisis del riesgo de inundación en zonas urbanas. Por ello se deben estudiar metodologías que permitan analizar el riesgo de inundación. La gestión del riesgo de inundaciones puede ser definida como un proceso cíclico dinámico de análisis, valoración y reducción del riesgo. Sobre estos fundamentos, es posible aplicar una metodología para el análisis del riesgo de inundaciones, soportándose en la implementación conjunta de modelos estocásticos de tormentas convectivas, modelación hidrológica distribuida, modelación hidráulica bidimensional (iber), análisis estadístico multivariado y estimación de daños directos tangibles. Los resultados obtenidos con esta variedad de métodos, integrados espacialmente con sistemas de información geográficos (SIG), permiten cuantificar el riesgo y cartografiarlo. Con dicha metodología es posible analizar el riesgo en situación actual, así como el que se podría generar con la implementación de estrategias de reducción de carácter preventivo.

Palabras clave: Mapas de riesgo, Funcionamiento hidráulico, Riesgo de inundación, Inundaciones en Morelia, Indicadores económicos.

ABSTRACT

The city of Morelia is the capital of the state of Michoacán, Mexico; this city represents the main urban concentration of the state and therefore, it has suffered throughout its history different processes in the territorial conformation and population growth, which are reflected in the current peripheral occupation and in the evolution and increase of floods. The constant growth of the city, together with its orographic conditions and its limited natural flood zones, have caused catastrophes to occur annually in the area, such as floods, without the presence of extraordinary events.

The risk of flooding has been studied for decades. However, the complexity of analysis at the local level requires the development of specific methodologies for the analysis of flood risk in urban areas. For this reason, methodologies that allow the analysis of flood risk must be studied. Flood risk management can be defined as a dynamic cyclical process of risk analysis, assessment and reduction. On these foundations, it is possible to apply a methodology for flood risk analysis, supported by the joint implementation of stochastic models of convective storms, distributed hydrological modeling, two-dimensional hydraulic modeling (iber), multivariate statistical analysis and estimation of direct tangible damage. The results obtained with this variety of methods, spatially integrated with geographic information systems (GIS), allow the risk to be quantified and mapped. With this methodology it is possible to analyze the risk in the current situation, as well as the one that could be generated with the implementation of reduction strategies of preventive character.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. INUNDACIONES	10
1.1.1. INUNDACIONES EN MÉXICO.....	12
1.2. SEQUÍAS	13
1.2.1. SEQUÍAS EN MÉXICO.....	13
1.3. DEFINICIONES	13
1.4. ZONA DE ESTUDIO	14
2. JUSTIFICACIÓN	16
2.1. HIPÓTESIS	17
2.2. OBJETIVO GENERAL	17
2.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3. ANTECEDENTES	17
ELABORACIÓN DE MAPAS DE RIESGO.	20
INUNDACIONES EN MORELIA	22
4. METODOLOGÍA	23
4.1. ESTIMACIÓN DEL RIESGO	24
4.2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACIÓN POR ESCORRENTÍA, AVENIDA O DESBORDAMIENTO DE CAUCES	28
5. RESULTADOS	46
5.1. Fase I. Definición de la zona de estudio	46
5.2. Fase II. Recopilación de datos	47
5.3. Fase III. Definición del caso base	54
5.4. Fase IV. Definición de eventos de inundación	60
5.5. Fase V. Arquitectura del modelo de riesgo	61
5.6. Fase VI. Datos de entrada al modelo de riesgo	61
5.6.1. Cálculo de la población en riesgo.....	66
5.6.2. Pérdidas económicas potenciales.	68
5.7. Fase VII. Cálculo del riesgo	68
5.8. Fase VIII. Representación de curvas F-N	69
5.9. Fase IX - X. Evaluación del riesgo y Análisis del efecto de medidas de reducción del riesgo . 70	
5.9.1. Indicadores económicos.	87

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	89
REFERENCIAS	92
ANEXO A. Estudio hidrológico	97
RECOPIACIÓN Y VALIDACIÓN DE DATOS	98
• Obtención de cartas topográficas	98
• Obtención de datos pluviométricos	98
• Validación de datos de precipitación.....	100
• Pruebas de Homogeneidad	102
• Pruebas de Tendencia.....	104
• Pruebas de Independencia	106
• Resumen de resultados de las pruebas	107
ANÁLISIS Y ESTUDIO HIDROLÓGICO	108
• Características geomorfológicas.....	108
• Coeficiente de escurrimiento (Ce).....	113
• Definición de tormenta de diseño.....	121
• Cálculo de gastos máximos	130
• Resumen de cálculo de gastos máximos	133
ANEXO B. Funcionamiento hidráulico.	137
• Condiciones de funcionamiento hidráulico	138
• Modelo matemático de simulación.....	141
• Información requerida	141
• Modelación de flujo	147

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 NIVELES DE DETALLE EN FUNCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO. ADAPTADO DE HR WALLINGFORD LTD	29
TABLA 2 VARIABLES DE RELEVANCIA PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LA INUNDACIÓN. (ESCUDERO BUENO ET AL. 2013).....	33
TABLA 3 DENSIDAD DE POBLACIÓN DE CÁLCULO.....	35
TABLA 4 CLASIFICACIÓN PARA EL ESTABLECIMIENTO DE TASAS DE MORTALIDAD EN INUNDACIÓN POR ESCORRENTÍA, AVENIDA O DESBORDAMIENTO DE CAUCES. FUENTE: PROYECTO SUFRI.....	37
TABLA 5 TASAS DE MORTALIDAD EN INUNDACIÓN POR ESCORRENTÍA, AVENIDA O DESBORDAMIENTO DE CAUCES (CATEGORÍA C1-C6). FUENTE: PROYECTO SUFRI	38
TABLA 6 TASAS DE MORTALIDAD EN INUNDACIÓN POR ESCORRENTÍA, AVENIDA O DESBORDAMIENTO DE CAUCES (CATEGORÍAS C7 A C10). FUENTE: PROYECTO SUFRI	39
TABLA 7 VALORES MORFOMÉTRICOS DE LAS CUENCAS DE APORTACIÓN.	46
TABLA 8 PRUEBAS ESTADÍSTICAS	50
TABLA 9 RESULTADOS ESTADÍSTICOS	51
TABLA 10 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA (PMD), PRECIPITACIÓN PARA 24 HORAS (P24Tr) Y PRECIPITACIÓN EN UNA HORA PARA LOS DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO. CUENCA 3.....	53
TABLA 11 CALCULO DE LA DENSIDAD DE POBLACIÓN.....	65
TABLA 12 POBLACIÓN AFECTADA.....	66
TABLA 13 CALCULO DE LA PERDIDA POTENCIAL ESTIMADA DE VIDAS.....	68
TABLA 14 PÉRDIDAS ECONÓMICAS POTENCIALES (EN DÓLARES).	68
TABLA 15 RESULTADOS DE PROBABILIDAD Y RIESGO OBTENIDOS MEDIANTE EL MODELO DE RIESGO.....	69
TABLA 16 PERIODOS DE RETORNO PARA DISEÑO DE REDES DE DRENAJE PLUVIAL, PARTE II (CONAGUA, 1996).	80
TABLA 17 COMPARATIVA DE RIESGO TOTAL ANUALIZADO PARA LOS DISTINTOS ESCENARIOS ANALIZADOS RESULTADO DEL ANÁLISIS CON EL SOFTWARE IPRESAS FLOOD.	86
TABLA 18 INDICADORES ECONÓMICOS DE SOPORTE PARA LA TOMA DE DECISIONES RESULTADO DEL ANÁLISIS CON EL SOFTWARE IPRESAS FLOOD	88

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 NÚMERO DE EVENTOS EN LOS QUE LA CRUZ ROJA INTERNACIONAL HA ACTUADO, AYUDANDO A LAS VÍCTIMAS, DE 1919 A 2004. (FUENTE: INTERNATIONAL FEDERATION OF RED CROSS AND RED CRESCENT SOCIETIES).	11
FIGURA 2 MUNICIPIOS COLINDANTES DEL MUNICIPIO DE MORELIA, MICHOACÁN	15
FIGURA 3 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	16
FIGURA 4 EVOLUCIÓN DE LA GESTIÓN DEL RIESGO POR INUNDACIÓN.	22
FIGURA 5 ESQUEMA DEL RIESGO DE INUNDACIÓN EXISTENTE – REDUCCIÓN DEL RIESGO.....	24
FIGURA 6 COMPONENTES DE UN DIAGRAMA DE INFLUENCIA.	25
FIGURA 7 DIAGRAMA METODOLÓGICO.....	26
FIGURA 8 FASES DEL PROCESO DE CONFECCIÓN Y USO DE MODELOS DE RIESGO PARA EL ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACIÓN EN ZONAS URBANAS.	28
FIGURA 9 ESQUEMA DEL PROCESO DE CÁLCULO	32
FIGURA 10 CURVA CALADO-DAÑOS PARA EDIFICIOS SIN SÓTANO. ADAPTADO DE USACE, 2000 FUENTE: PROYECTO SUFRI.....	43
FIGURA 11 LOCALIZACIÓN DE LAS CUENCAS DE APORTACIÓN.	47
FIGURA 12 USOS DE SUELO.	48
FIGURA 13 MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES (MDE) DE LA ZONA DE ESTUDIO.	49

FIGURA 14 ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS SELECCIONADAS.	50
FIGURA 15 PROCESO PARA DETERMINACIÓN DE POLÍGONOS DE THIESSEN (APARICIO MIJARES, 1992).	52
FIGURA 16 RELACIÓN EMPÍRICA PARA ESTIMAR LA LLUVIA DE UNA HORA Y PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS (ARANDA, 2010).....	53
FIGURA 17 HIDROGRAMAS PARA LAS 4 CUENCAS ANALIZADAS.	54
FIGURA 18 SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DEFICIENTE	55
FIGURA 19 RED DE DRENAJE PLUVIAL	55
FIGURA 20 VISTA EN PLANTA DEL CANAL 1	56
FIGURA 21 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL 1	56
FIGURA 22 CONDICIONES ACTUALES DEL CANAL 1	56
FIGURA 23 VISTA EN PLANTA DEL CANAL 2	57
FIGURA 24 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL 2.....	57
FIGURA 25 CANAL 2 EN CONDICIONES ACTUALES	57
FIGURA 26 OBSTRUCCIÓN DE LA TUBERÍA EN LA PARTE ALTA DEL CANAL.....	57
FIGURA 27 VISTA EN PLANTA DEL CANAL 3	58
FIGURA 28 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL 3.....	58
FIGURA 29 CANAL 3 EN CONDICIONES ACTUALES	59
FIGURA 30 VISTA EN PLANTA DEL CANAL 4	59
FIGURA 31 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL 4.....	59
FIGURA 32 BOCA DE TORMENTA DE LA TUBERÍA 2.....	60
FIGURA 33 BOCA DE TORMENTA DEL CANAL 3.....	60
FIGURA 34 DIAGRAMA DE INFLUENCIA ESTABLECIDO PARA EL CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL RIESGO DE INUNDACIÓN POR ESCORRENTÍA, AVENIDA O DESBORDAMIENTO DE CAUCES (RÉGIMEN NATURAL)	61
FIGURA 35 GASTO-PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA.....	62
FIGURA 36 VISUALIZACIÓN DE LA MALLA EN LA INTERFAZ DEL PRE- PROCESO.	63
FIGURA 37 TIRANTES MÁXIMOS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS EN CONDICIONES NATURALES.	64
FIGURA 38 VELOCIDADES MÁXIMAS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS EN CONDICIONES NATURALES	65
FIGURA 39 CLASES SOCIOECONÓMICAS AFECTADAS.....	67
FIGURA 40 CURVA F-N PARA EL CASO BASE.....	70
FIGURA 41 CURVA F-N COMPARATIVA DEL CASO BASE Y LA IMPLEMENTACIÓN DE UN PGR.	71
FIGURA 42 TIRANTES MÁXIMOS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS IMPLEMENTANDO EL SISTEMA DE DRENAJE CON LAS BOCAS DE TORMENTA COMO MEDIDAS ESTRUCTURALES PARA LA REDUCCIÓN DEL RIESGO.....	72
FIGURA 43 CURVA F-N CONSIDERANDO EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL. 73	
FIGURA 44 CURVA F-N COMPARATIVA DEL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE LA RED DE DRENAJE URBANA Y LA IMPLEMENTACIÓN DE UN PGR CON DICHA PROPUESTA.	74
FIGURA 45 TIRANTES MÁXIMOS ALCANZADOS PARA UN PERIODO DE RETORNO CONSIDERANDO EL FUNCIONAMIENTO CONJUNTO DE LAS PRESAS Y LA RED DE DRENAJE.	75
FIGURA 46 CURVA F-N CONSIDERANDO EN CONJUNTO EL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL Y 3 PRESAS EN LA PARTE ALTA DE LA CUENCA.....	76
FIGURA 47 CURVA F-N COMPARATIVA DEL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE REDUCCIÓN DEL RIESGO IMPLEMENTADO MEDIDAS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES.	76
FIGURA 48 CURVA F-D IMPLEMENTANDO UN PGR.....	77
FIGURA 49 GRAFICA F-D CONSIDERANDO EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL URBANO.....	78
FIGURA 50 GRAFICA F-D CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN COMPLETA DEL SISTEMA DE MITIGACIÓN DE RIESGO (PRESAS Y RED DE DRENAJE).....	79
FIGURA 51 GRÁFICO COSTO-BENEFICIO POR LA IMPLEMENTACIÓN DE UN PGR.	81

FIGURA 52 GRÁFICO COSTO-BENEFICIO POR LA CONSTRUCCIÓN DE UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO FUNCIONAL.....	83
FIGURA 53 GRÁFICO COSTO-BENEFICIO POR LA CONSTRUCCIÓN DE UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO FUNCIONAL Y LA IMPLEMENTACIÓN DE UN PGR.	84
FIGURA 54 GRÁFICO COSTO-BENEFICIO POR LA CONSTRUCCIÓN DE UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO FUNCIONAL QUE INCLUYE LA CONSTRUCCIÓN DE 3 PRESAS EN LA PARTE ALTA DE LA CUENCA.	85
FIGURA 55 COMPARATIVO DEL ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO DE LOS 3 ESCENARIOS PRINCIPALES QUE SE PLANTEAN EN ESTA INVESTIGACIÓN.	86

1. INTRODUCCIÓN

Se dice que los desastres naturales son uno de los problemas inherentes al desarrollo de las civilizaciones aún sin resolver. En el caso de los de tipo hidrometeorológico (que están relacionados con el agua), los patrones de desarrollo que ignoran la administración sostenible del agua están exponiendo a las comunidades a mayores riesgos de inundaciones y sequías. (Salas Salinas, 1999)

Mientras las sequías se colocan en primer lugar, en cuanto a muertes humanas se refiere (cerca de 74,000 fallecimientos reportados), las inundaciones son el peligro más frecuente y ocasionan mayores pérdidas económicas (Martín, 1996). Más aún, pocos países logran evitarlas, ni siquiera aquéllos ubicados en zonas desérticas. (Salas Salinas, 1999)

La gran mayoría de los sistemas fluviales del mundo se han visto alterados por las actividades del hombre, situación que ha empeorado a causa de la pérdida de cobertura vegetal en las cuencas. La transformación de humedales en tierras agrícolas y urbanas, también ha empobrecido la capacidad de estas esponjas naturales de absorber y almacenar el excedente de agua durante la estación lluviosa. Esto significa, que ahora las sequías son más frecuentes y severas principalmente en las zonas áridas, al mismo tiempo que la intensidad y frecuencia de las inundaciones aumenta, sobre todo en las regiones del mundo más propensas a ellas. La Comisión Económica y Social de las Naciones Unidas para Asia y el Pacífico (CESPAP) en 2003, atribuyó que las inundaciones (y en algunos casos sequías), son debido a la vasta deforestación de las cuencas, a las prácticas de gestión del suelo, a la conversión en suelo utilizable de los humedales y llanuras inundables y a la rápida expansión de las áreas urbanas. (Arreygue Rocha, 2007)

Es importante precisar que el desarrollo regional de una ciudad involucra la actuación de la administración pública mediante la realización de acciones tendientes a elevar la calidad de vida de sus habitantes. Por tanto, cuando una urbe se ve afectada por algún tipo de desastre (como el de las inundaciones), se perturba implícitamente, el crecimiento económico, así como el entorno social y natural; siendo elementos que en conjunto frenan el desarrollo de una región. (Bernal Trejo, 2015)

El análisis del riesgo de inundación consiste en determinar la naturaleza y extensión del riesgo existente mediante el análisis de las amenazas potenciales y evaluación de las condiciones de vulnerabilidad que pueden derivarse de la amenaza potencial, causando daños personales, a la propiedad y al medio ambiente. (Escuder Bueno, y otros, 2010)

1.1. INUNDACIONES

Una inundación (del latín inundatio-onis) según el Diccionario de la Real Academia Española, es la acción y efecto de inundar, esto es, cubrir los terrenos y a veces las poblaciones. La Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones (MJI, 1995), define inundación como la sumersión temporal de terrenos normalmente secos, como consecuencia de la aportación inusual y más o menos repentina de una cantidad de agua superior a la que es habitual en una zona determinada. (Díez Herrero, y otros, 2008)

Tomando como referencia las inundaciones de tipo fluvial, es importante hacer una diferenciación entre avenidas e inundaciones. Por un lado, una avenida se define como el incremento del nivel del agua del río debido a un flujo de caudal extraordinario, mientras que la consecuencia de este incremento puede ser, o no, la inundación. (Salazar Galán, 2013)

A nivel mundial las inundaciones están aumentando más rápidamente que ningún otro desastre. De acuerdo con la Cruz Roja Internacional, durante el periodo 1919-2004, han colaborado con ayuda en más eventos de inundaciones que de cualquier otro tipo (Figura 1), en gran medida porque el acelerado desarrollo de las comunidades modifica los ecosistemas locales, incrementando el riesgo de inundación al que están expuestas muchas poblaciones. (Salas Salinas, y otros, 2004)

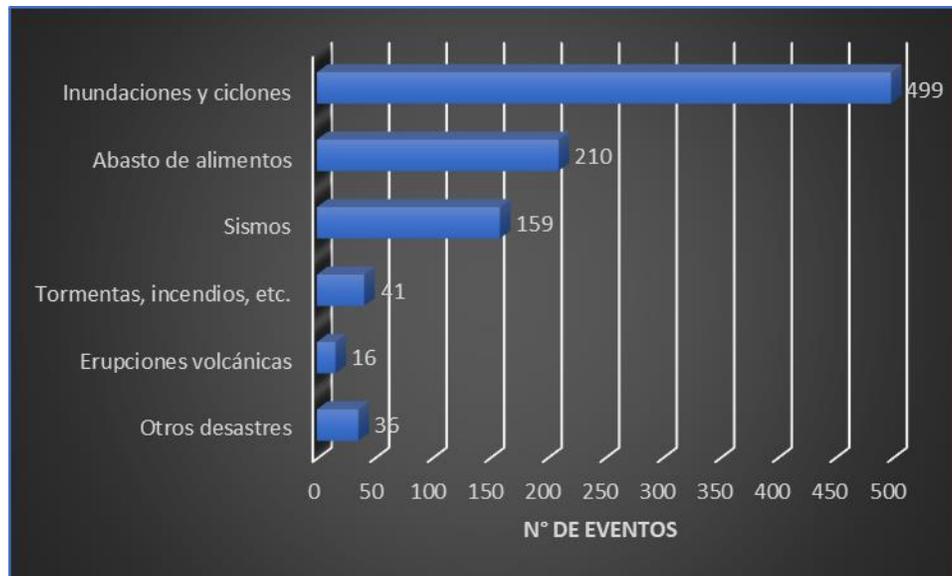


Figura 1 Número de eventos en los que la Cruz Roja Internacional ha actuado, ayudando a las víctimas, de 1919 a 2004. (Fuente: International Federation of Red Cross and Red Crescent Societies).

Las inundaciones son consideradas como el desastre de origen natural más dañino y peligroso (Douben, 2006). Según datos de la United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO, 2002), de los desastres que se presentan en el mundo relacionados con el agua, el 50% corresponde a las inundaciones, por encima de las hambrunas, sequías y epidemias. El número de eventos ha crecido a una velocidad vertiginosa, particularmente en áreas urbanas, impactando de manera negativa el funcionamiento normal de los sectores social, de servicio, económico, financiero, entre otros, dejando en mayor vulnerabilidad a la población con menos recursos (Benjamin, 2008).

En este sentido, las tormentas severas vinculadas a la reconfiguración urbana, condiciones y situaciones humanas han incrementado la formación de inundaciones, siendo los asentamientos precarios los que comúnmente son más afectados, debido a la inestabilidad, transitoriedad, inseguridad, carencias y fragilidad en que se encuentran las viviendas. (Hernández 2010) Si bien el fenómeno de las inundaciones también ocurre en zonas rurales, es en las ciudades donde representa un gran problema debido a la alta concentración de gente, bienes e infraestructura afectada y en riesgo. Los daños y pérdidas son mayores que en asentamientos rurales y pueden impactar el desarrollo regional o incluso nacional. La disrupción de servicios vitales como hospitales, energía y comunicaciones compromete

frecuentemente el funcionamiento de las ciudades y regiones donde se asientan. También es en las ciudades donde se destinan muchos recursos para la gestión del agua y del saneamiento cuyo malfuncionamiento o déficit con frecuencia incrementa el riesgo de inundaciones y los problemas derivados de ello como enfermedades asociadas a la deficiente gestión del agua. (Aragón Durand, y otros, 2014).

1.1.1. INUNDACIONES EN MÉXICO

En México han ocurrido, por efecto de desastres, alrededor de 10,000 muertes, de 1980 a 1999, aproximadamente 500 cada año. Las pérdidas económicas calculadas alcanzan 9,600 millones de dólares, con un monto promedio anual cercano a los 500 millones de dólares. (Bitrán 2001) Una estimación de las víctimas fatales en México a consecuencia de fenómenos hidrometeorológicos arroja 2,767 personas, lo que representa un promedio cercano a los 140 individuos fallecidos anualmente. La cantidad de daños totales por este tipo de fenómenos, de 1980 a 1999, fue de 4,537 millones de dólares, lo que en promedio arroja 227 millones de dólares en pérdidas anuales. (Salas and Jiménez 2014) Finalmente, es importante hacer una reflexión sobre este tipo de eventos, particularmente respecto a la situación de nuestro país: en las planicies de los grandes ríos de México, prácticamente todos los años se producen inundaciones derivadas de sus desbordamientos. La causa principal es la pérdida de la capacidad hidráulica de esas corrientes, una vez que dejan la zona de sierras y se adentran en las planicies. En contraste, en las zonas semidesérticas las inundaciones son menos frecuentes, por lo que suelen olvidarse; sin embargo, cuando se presentan causan serios problemas. (Salas and Jiménez 2014) 8 Un estudio del CENAPRED, organismo dependiente de la Secretaría de Gobernación, revela que entre 2000 y 2012, sumaron 22,971.2 millones de pesos en eventos documentados con daños y pérdidas en el sector vivienda. Los mayores montos fueron en 2010, 2007 y 2005 a consecuencia de los remanentes de los huracanes Karl y Matthew en Veracruz (2010), seguido de las inundaciones en Tabasco (2007) y el ciclón Stan en Chiapas (2005). Tan sólo los recursos desembolsados del 2009 al 2012 por el Fondo de Desastres Naturales (Fonden), ascendieron a 1,445.7 millones de pesos con respecto a lo anterior. (SEDATU, 2016)

1.2. SEQUÍAS

La sequía se caracteriza por la falta de agua en el suelo, afectando la vegetación, ya que ésta pierde agua por evapotranspiración o debido a que la precipitación en algún momento es menor que su promedio característico; cuando esta deficiencia es prolongada daña las actividades humanas y económicas, así como el equilibrio de los ecosistemas. En comparación con otros desastres naturales tales como terremotos, huracanes, inundaciones y erupciones volcánicas; la naturaleza e impacto de las sequías son más difíciles de evaluar y rara vez causan daños de tipo estructural, además sus efectos persisten y dificultan su manejo. (Salas Salinas, 1999)

1.2.1. SEQUÍAS EN MÉXICO

En México, donde la agricultura de riego y de temporal es una fuente importante de empleo y de ingreso económico, las sequías representan un alto riesgo para el sector agropecuario, principalmente, ya que propician severos desajustes a la economía regional y nacional, como ocurrió durante la sequía más reciente de 2011-2012, “la más severa de los últimos 70 años”, según apreciaciones de diversos actores. (Ortega Gaucin, y otros, 2014)

1.3. DEFINICIONES

Riesgo (R). El riesgo es la probabilidad de que una cierta magnitud de daño ocurra bajo la presencia de un peligro (o amenaza) de cierta magnitud, dada una cierta vulnerabilidad y exposición de personas, infraestructura, bienes materiales o hasta actividades humanas a dicho peligro o amenaza. (CONAGUA, 2011)

Para estimar el riesgo se elabora una modelación a partir de tres componentes: (1) evaluación de la amenaza-peligro, (2) definición de la vulnerabilidad (identificación y caracterización de los sistemas afectables) y (3) cálculo del riesgo. (SEDATU, 2016)

El riesgo se puede estimar de la siguiente manera

$$R = A * V$$

Vulnerabilidad (V). La vulnerabilidad es una medida del grado de daño que puede ocurrir a una cierta persona, edificación, obra, bien mueble o inmueble o actividad humana para diversas magnitudes del peligro. (CONAGUA, 2011)

El análisis de vulnerabilidad se centra en la descripción de las potenciales consecuencias producidas por la amenaza considerada. (Escuder Bueno, y otros, 2010)

La vulnerabilidad se expresa en escala de 0 a 1 en donde el grado 0 significa que no hay daños y 1 es que se tiene una pérdida total.

Amenaza (A). La amenaza representa un evento físico, fenómeno o actividad humana potencialmente dañina, ya que puede causar pérdida de vidas, heridos, daños a la propiedad, trastornos sociales y económicos, o degradación medioambiental. La amenaza se asocia generalmente al riesgo individual, que puede entenderse como la probabilidad de que la persona más expuesta fallezca por causa de dicha amenaza. (Escudero Bueno, y otros, 2013)

Gestión del riesgo

Se entiende, como riesgo de inundación a la situación potencial de pérdida o daño a personas, bienes materiales o servicios, como consecuencia del anegamiento de sectores normalmente secos por inundaciones a las que se asocia una severidad (intensidad y magnitud) y frecuencia o probabilidad de ocurrencia, determinadas. (Díez Herrero, y otros, 2008)

La gestión del riesgo de inundaciones puede ser definida como un proceso cíclico dinámico de análisis, valoración y reducción del riesgo. (Salazar Galán, 2013)

El análisis del riesgo de inundaciones es la base para la toma de decisiones sobre el mantenimiento y mejora de un sistema fluvial. En tal sentido, esta fase del ciclo de gestión es una de las fundamentales y prioritarias, ya que representa el análisis de las condiciones actuales, punto de referencia para el establecimiento de futuras actuaciones. (Salazar Galán, 2013)

1.4. ZONA DE ESTUDIO.

La Ciudad de Morelia se ubica en la porción noreste del estado de Michoacán, abarca una superficie de 3,507 km², entre las coordenadas 19°42'02" N y los 101°11'03" O, con una altitud de 1.920 m.s.n.m. Limita al norte con los municipios de Tarímbaro, Huaniqueo, Chucándiro, Copándaro; al sur limita con el municipio de Madero, Acuitzio y Pátzcuaro; al oriente limita con los municipios de Tzitzio y Charo; y al poniente con los municipios de Huiramba, Lagunillas, Tzintzuntzan, Quiroga y Coeneo. Cuenta con un total de 773,071 habitantes (CONAPO, 2017)

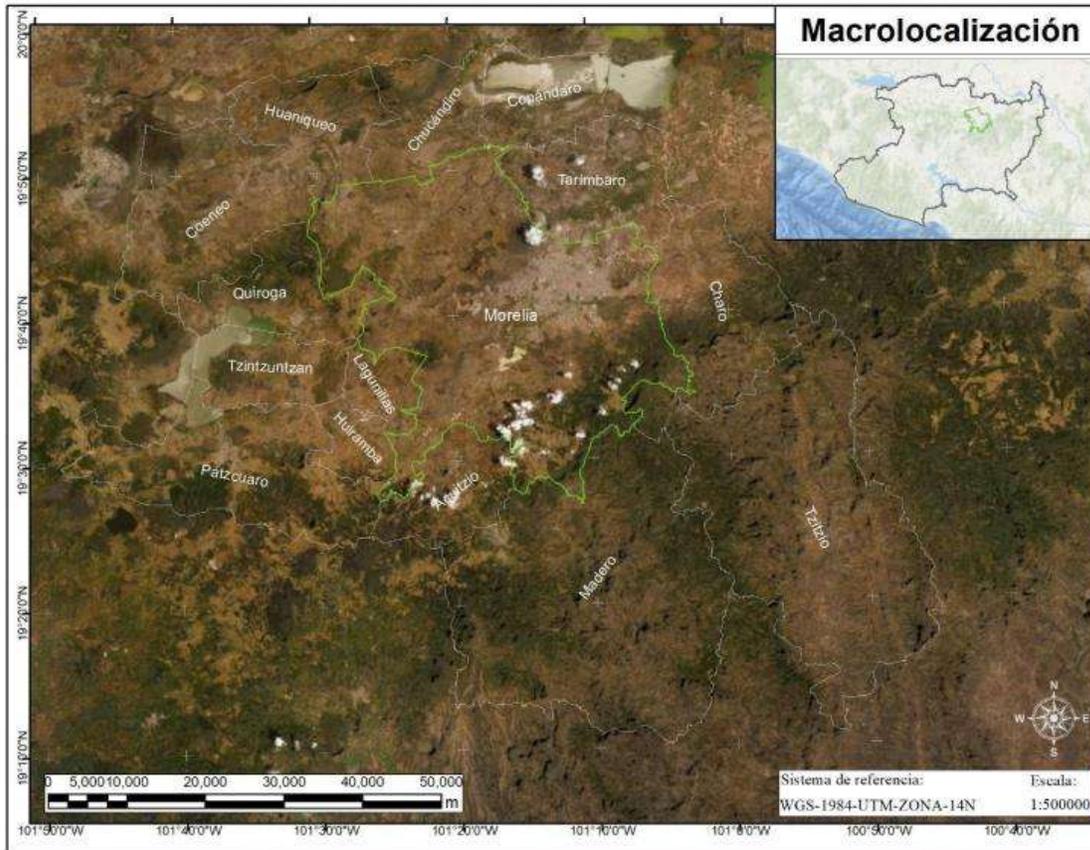


Figura 2 Municipios colindantes del Municipio de Morelia, Michoacán

El presente trabajo se desarrolla al norponiente de la ciudad de Morelia (Figura 3), puntualmente en las inmediaciones del cerro del Quinceo en donde se ubican 10 colonias las cuales se vieron afectadas por una fuerte tormenta acompañada de actividad eléctrica, que al paso de las horas ocasionaron estragos en esta zona. En la zona de estudio se origina la corriente llamada Dren del Quinceo el cual desemboca en el río Grande el cuál es la corriente principal de la ciudad. La zona de estudio abarca una superficie de 1.73 km².

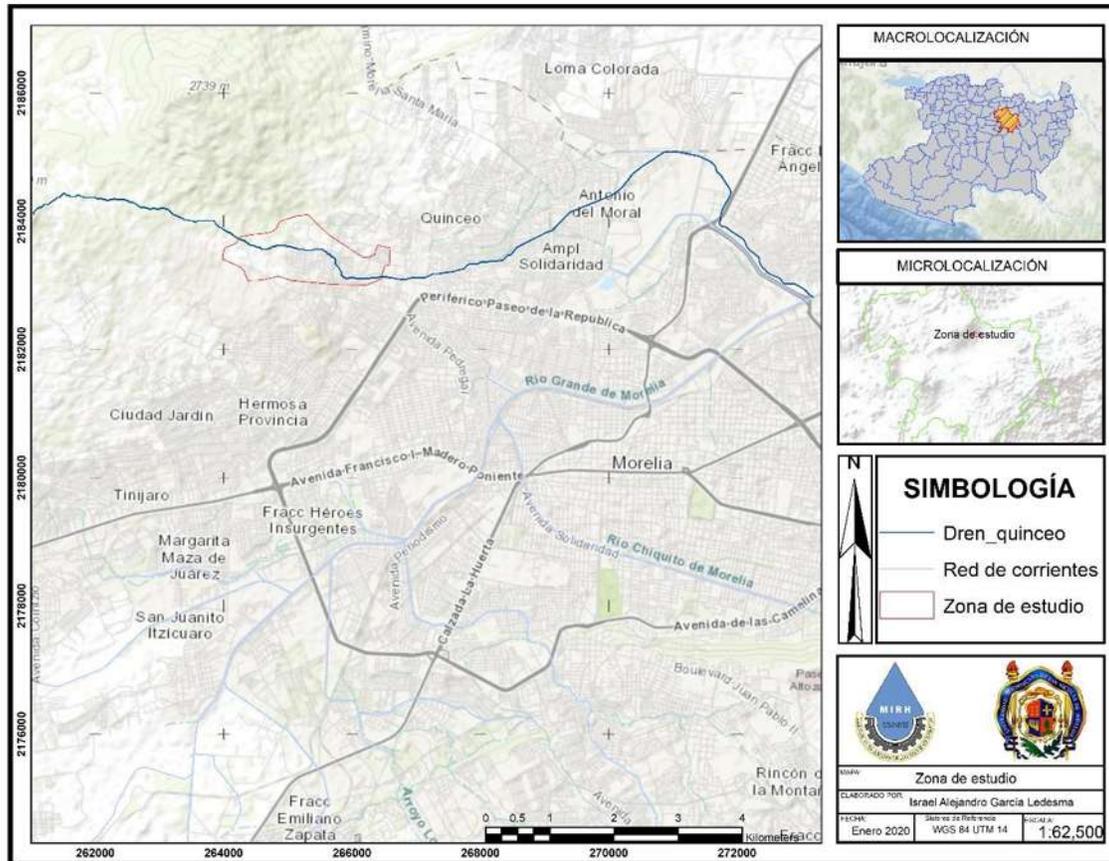


Figura 3 Localización de la Zona de estudio

2. JUSTIFICACIÓN

La ciudad de Morelia, en su calidad de capital del estado de Michoacán, representa la principal concentración urbana de la entidad, misma que ha sufrido a lo largo de su historia diferentes procesos en la conformación territorial y crecimiento poblacional, los cuales se ven reflejados en la ocupación periférica actual y en la formación o evolución de inundaciones. (Hernández Guerrero, y otros, 2014)

La transformación urbana de la ciudad de Morelia, se ha realizado de manera anárquica, rompiendo el equilibrio demográfico y experimentando un crecimiento acelerado sin un orden territorial. (Bernal Trejo, 2015)

El constante crecimiento de la ciudad aunado a sus condiciones orográficas y sus limitadas zonas naturales de inundación han provocado que en la ciudad de Morelia sea recurrente que cada año se tengan diversos episodios de inundación sin la necesidad de presentarse algún

evento extraordinario, por lo que es necesario realizar un estudio integral que ayude a identificar y delimitar las zonas con mayor riesgo ante este tipo de eventos hidrometeorológicos y con ello se puedan tomar las mejores decisiones para dar soluciones y tener mayor seguridad ante esta problemática.

2.1. HIPÓTESIS

La metodología seleccionada permitirá delimitar las zonas vulnerables y estimar el riesgo de inundación con base en la probabilidad de ocurrencia.

2.2. OBJETIVO GENERAL

Aplicar una metodología que permita estimar el riesgo de inundación de origen fluvial en un área urbana, así como caracterizar las zonas vulnerables.

2.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisión, análisis y selección de las metodologías existentes.
- Realizar simulaciones de flujo en condiciones existentes en la zona de estudio.
- Cuantificar daños provocados por las inundaciones.

3. ANTECEDENTES

El presente capítulo aborda una revisión del estado del arte de algunas metodologías que permiten analizar y cuantificar el riesgo de inundación, así como los componentes que intervienen en cada una de las metodologías propuestas y la aplicación de cada una de ellas.

El análisis del riesgo de inundaciones es la base para la toma de decisiones sobre el mantenimiento y mejora de un sistema fluvial. En tal sentido, esta fase del ciclo de gestión es una de las fundamentales y prioritarias, ya que representa el análisis de las condiciones actuales, punto de referencia para el establecimiento de futuras actuaciones S. Salazar (2013).

Como menciona Salazar Galán (2013) el análisis del riesgo, en términos cuantitativos y su representación gráfica, podrían resumirse:

- I. Determinación de la peligrosidad y su cartografía

- II. Estimación del daño esperado y su cartografía
- III. Integración de la peligrosidad y el daño económico directo (vulnerabilidad económica) y su cartografía.

Dados los avances tecnológicos y las herramientas desarrolladas para los modelos hidráulicos, el uso de los sistemas de información geográfica en conjunto con los resultados de las modelaciones hidráulicas se vuelve indispensable al momento de representar el riesgo.

Como menciona Marco (2006) gracias a los desarrollos de Sistemas de Información Geográficos, a los modelos digitales del terreno y a las técnicas avanzadas como LIDAR, las conexiones entre los mapas de riesgo y los modelos hidráulicos e hidrológicos son hoy posibles, permitiendo realizar una producción cartográfica más eficiente y eficaz.

El modelo determinista ofrece un alto nivel de certidumbre, sin embargo, su implementación es compleja, dada la cantidad de información y el conocimiento especializado que se requiere para su aplicación. Los modelos paramétricos o cualitativos surgen en virtud de la complejidad al aplicar los modelos deterministas, buscando en un principio simplificar la tarea para estimar el riesgo. (Hernández Uribe, y otros, 2017)

Balica (2007) desarrolló una metodología basada en la estimación de cuatro FVI, que correspondieron a los componentes social, económico, ambiental y físico, integrados en un FVI normalizado que identificó como total, dicha metodología se aplicó para analizar la vulnerabilidad ante inundaciones de los ríos Danubio, Rin y Mekong, considerando tres escalas espaciales: cuenca, subcuenca y área urbana.

Sebald (2010) desarrolló índices de vulnerabilidad por inundación integral (IFVI, por sus siglas en inglés), considerando cuatro componentes: social, económico, ecológico y físico, a través de mapas de vulnerabilidad sobre una escala de baja, media y alta en Ingolstadt, Alemania.

Balica (2012) adaptó su metodología desarrollada anteriormente (Balica, 2007) a las condiciones particulares de diferentes ciudades costeras del mundo, logrando representar la vulnerabilidad a través de gráficas de barras con índices normalizados entre 0 y 1.

Kwabena, et al. (2015) desarrollaron índices para evaluar el grado y la magnitud de la vulnerabilidad por inundación en comunidades al norte de Ghana mediante cuatro categorías:

socio-económico, ecológico, ingeniería y político, a través de mapas que agrupan el número de ciudades vulnerables.

Greco et al. (2016) construyeron índices de vulnerabilidad aplicados al litoral de la región de Basilicata, al sur de Italia, generando mapas de vulnerabilidad asociados con cuatro clases: muy alta, alta, moderada y baja.

A pesar de que este tipo de modelos cualitativos logran tener buenos resultados en cuanto a estimación de riesgo se refiere, es necesario desarrollar metodologías que permitan evaluar el riesgo de una forma cuantitativa tomando como apoyo los avances tecnológicos que se tienen.

La base de los modelos deterministas es el uso de la modelación numérica para caracterizar la física de las inundaciones: tránsito de avenidas y desbordamiento del cauce principal. Los resultados de los modelos numéricos se complementan con un análisis de costos de los daños causados por las inundaciones, y los resultados se integran en mapas de riesgo a través de un SIG. (Hernández et al. 2018)

En el artículo “cartografía social como metodología participativa y colaborativa de investigación en el territorio afrodescendiente de la cuenca alta del río cauca” los autores exploran las oportunidades y los desafíos de la cartografía social como metodología participativa y colaborativa de investigación para caracterizar los conflictos socioambientales. (Velez Torres et al. 2012)

En el libro “Metodología completa y cuantitativa de análisis del riesgo de inundaciones en zonas urbanas”, los autores identifican que la complejidad del análisis a escala local requiere del desarrollo de metodologías específicas para el análisis del riesgo de inundación en zonas urbanas. Por ello, en dicho documento se describe la metodología propuesta para el análisis del riesgo de inundación, incorporando tanto inundaciones de origen pluvial (precipitación in situ) como de origen fluvial (escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces). (Escudero Bueno, et al 2013)

En su tesis doctoral el Dr. Sergio Andrés Salazar Galán plantea una metodología de análisis y reducción del riesgo de inundaciones, para ser aplicada a un caso de estudio específico de un sistema fluvial mediterráneo representativo de meso-escala que haya experimentado

consecuencias negativas por inundaciones: la Rambla del Poyo (Valencia). Dicha metodología planteada ha sido flexible para posteriormente ser adaptada al análisis de estrategias de reducción del riesgo mediante medidas preventivas del tipo “retención de agua en el territorio” (Salazar Galán, 2013).

En México, la institución que ha realizado propuestas metodológicas para estimar el riesgo por inundación es el Centro Nacional de Prevención de Desastres (Cenapred), donde se enfatiza que para un diagnóstico adecuado del riesgo, primero es necesario tener el conocimiento científico de los fenómenos involucrados que afectan a una determinada región, para poder así estimar las posibles consecuencias del fenómeno, en función de las características físicas, socioeconómicas y geomorfológicas de los asentamientos humanos en el área de análisis, de tal forma que sea posible plantear un procedimiento general en la elaboración de un Atlas de Riesgo (CENAPRED, 2006)

Hernández Uribe et al. (2017) presenta una metodología de análisis de riesgo por inundación aplicable a cuencas urbanas y va dirigida a los tomadores de decisiones para mitigar daños. La metodología se aplica a la cuenca urbana del río Atemajac, Jalisco, México, donde cada año hay graves problemas de inundación por el desbordamiento del cauce principal, originando severos daños. La metodología se fundamenta en dos vertientes que son complementarias: la del enfoque determinista, basado en modelación numérica y determinación de daños; y la del enfoque paramétrico, donde se tratan de homologar los factores que intervienen en la vulnerabilidad, a través de índices adimensionales normalizados por los componentes de índices social, económico, físico y ambiental.

Hernández et al. (2018) propone una metodología fundamentada en dos grandes vertientes que existen para determinar la vulnerabilidad por inundación: la del enfoque determinista, basado en modelación numérica; y la del enfoque paramétrico, donde se generan índices de vulnerabilidad adimensionales. Esta metodología se aplicó a las cuencas urbanas de la bahía de Ensenada, Baja California, México, donde el crecimiento urbano desmedido amenaza con desaparecer los drenes pluviales.

ELABORACIÓN DE MAPAS DE RIESGO.

Gerardo Adrián Riccardi (1997), describe un modelo matemático bidimensional y su aplicación para la determinación de mapas de riesgo de inundación en el Arroyo Ludueña,

en el distrito Rosario, Argentina. Los mapas fueron realizados para crecidas con 50,100 y 500 años de período medio de retorno y para la crecida máxima probable. Basados en los resultados obtenidos, las autoridades municipales han planificado medidas no estructurales con la correspondiente legislación asociada para las futuras urbanizaciones. En este camino, la modelación hidrológica-hidrodinámica contribuye a la planificación y control de los recursos hídricos para un desarrollo sustentable.

Lluís Ribera Masgrau (2004), define que es preciso añadir el concepto de vulnerabilidad al estudio del fenómeno físico. Así pues, los mapas de riesgo de daños por inundación son los verdaderos mapas de riesgo ya que se elaboran, por una parte, a partir de cartografía que localiza y caracteriza el fenómeno físico de las inundaciones y por la otra a partir de cartografía que localiza y caracteriza los elementos expuestos. El uso de las llamadas <<Nuevas tecnologías>>, como los SIG, la percepción remota, los sensores hidrológicos o internet, representa un potencial de gran valor para el desarrollo de los mapas de riesgo de inundaciones que es hoy por hoy un campo de la investigación.

Juan Esteban González Valencia (2006) muestra los resultados obtenidos al aplicar dos metodologías diferentes para la identificación de zonas de amenaza en el Área Metropolitana del Valle de Aburrá (Antioquia, Colombia). La primera metodología se basó en un análisis estadístico llamado Análisis de Regresión Múltiple, y la segunda metodología consistió en el modelo Análisis Multicriterio para el cálculo de riesgo, desarrollado mediante el software IDRISI KILIMANJARO. A parte de los resultados se enuncian algunas limitaciones en la aplicación de ambas metodologías y cuáles podrían ser las zonas en donde dichas metodologías pueden presentar resultados más confiables o que se aproximen más a la realidad, en especial, la desarrollada mediante el software IDRISI KILIMANJARO.

Juan Hernández y Antonio Vieyra (2014) parten de la correlación de variables físicas y sociales, así como del uso de diversos métodos y herramientas para obtener los parámetros necesarios en el reconocimiento de áreas precarias y su relación con el riesgo de desastre por inundaciones.

En la siguiente figura se muestra de manera esquemática el proceso evolutivo que ha sufrido la evaluación de las inundaciones a lo largo del tiempo, con base en los avances de las

herramientas computacionales que sirven como soporte de las diferentes metodologías que se han utilizado para la gestión del riesgo de inundación.

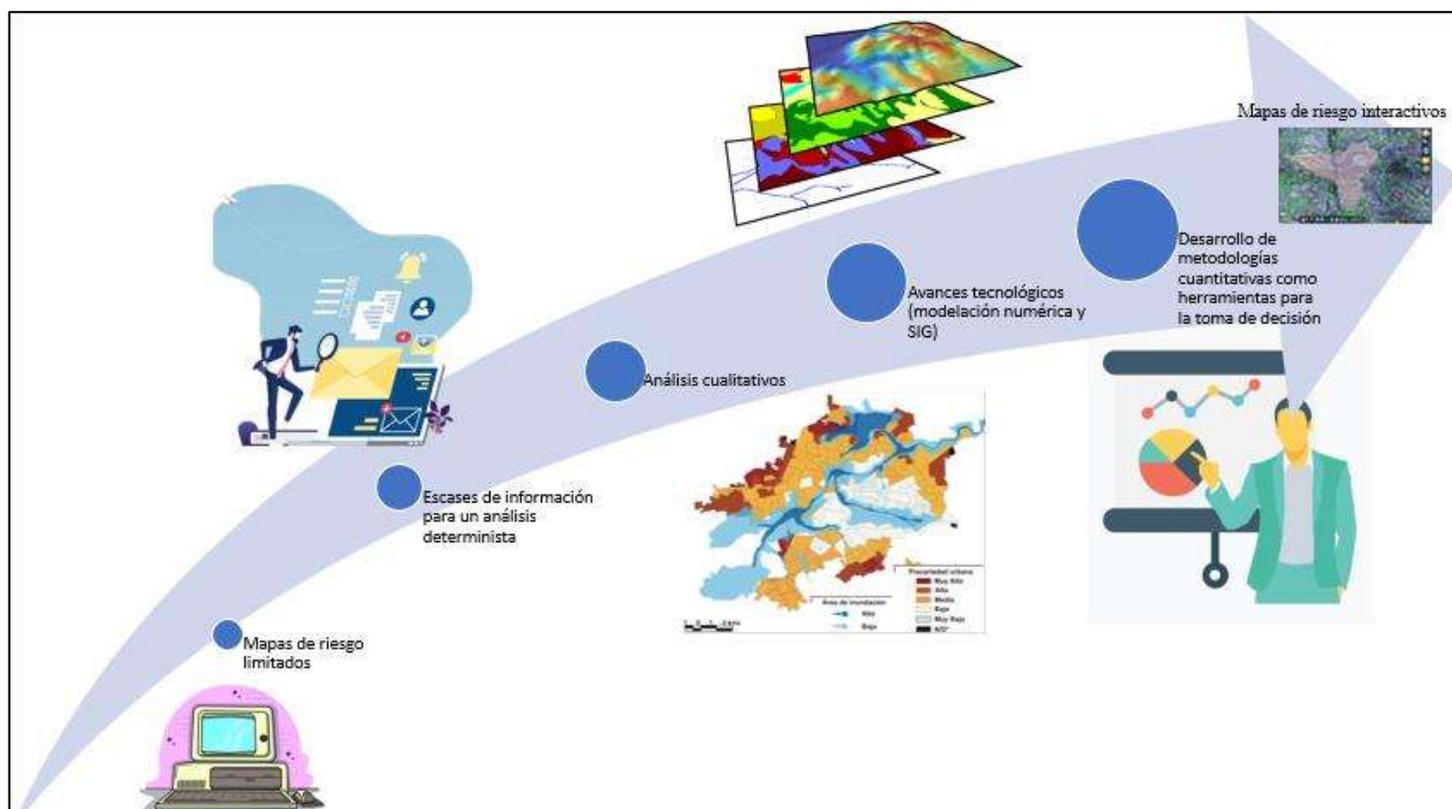


Figura 4 Evolución de la gestión del riesgo por inundación.

INUNDACIONES EN MORELIA

En el artículo “Riesgos geomorfológicos e hidrológicos en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México” analizan y actualizan los riesgos geomorfológicos (deslizamientos de masas de tierra y bloques) e hidrológicos (inundación de zonas habitacionales) en dos de los principales elementos identificados en la ciudad que son el llamado escarpe La Paloma y el Río Chiquito, describiendo sus características y los factores que los vuelven elementos de peligro para las zonas habitacionales ubicadas en su cercanía. (Arreygue Rocha et al., 2005)

Arreygue Rocha Eleazar. estudió la problemática hidrológica e hidráulica que constantemente se presenta en la Ciudad de Morelia, ya que cada periodo de lluvias excepcionales se tienen colonias inundadas, especialmente en la parte norte de la ciudad. Otra zona que también se ve afectada a menudo es la parte sureste de la ciudad, que es por donde ingresa el Río Chiquito y cuando se tienen lluvias intensas en la parte alta de la cuenca

provoca fuertes avenidas, lo que pone en peligro las colonias que se localizan cerca de este afluente ya que este fenómeno provocará desbordamientos (Arreygue Rocha 2007)

En el artículo “LAS INUNDACIONES EN MORELIA” los autores se basan en la interpretación de imágenes de satélite y uso del modelo digital de terreno, así como el análisis de datos climáticos (precipitación media mensual). Para identificar las zonas de inundaciones actuales y describir el cambio espaciotemporal de las mismas en la ciudad de Morelia. (Hernández Guerrero et al. 2014)

Erandi Guadalupe Bernal Trejo expone los principales factores de riesgo que inciden en el problema de las inundaciones que se suscitan en la ciudad de Morelia, Michoacán, y la relación intrínsecamente institucional que existe con la administración pública. (Bernal Trejo, 2015)

Como se describe en líneas anteriores, la ciudad de Morelia se ve afectada recurrentemente por inundaciones, es por ello que se debe realizar un análisis detallado de los principales escurrimientos presentes en la ciudad para evaluar el riesgo de inundación de cada una de las zonas afectadas y tomar decisiones priorizando las zonas de mayor riesgo; por tal motivo se presenta a continuación una propuesta metodológica para realizar dicho análisis en un de los principales afluentes de la ciudad.

4. METODOLOGÍA

La metodología descrita a continuación expone cómo obtener los valores de probabilidad asociados a los eventos de inundación considerados y las consecuencias potenciales de los mismos. De este modo pueden compararse diferentes escenarios de estudio para una misma población y evaluar la efectividad de medidas de reducción de riesgo. (Figura 5)

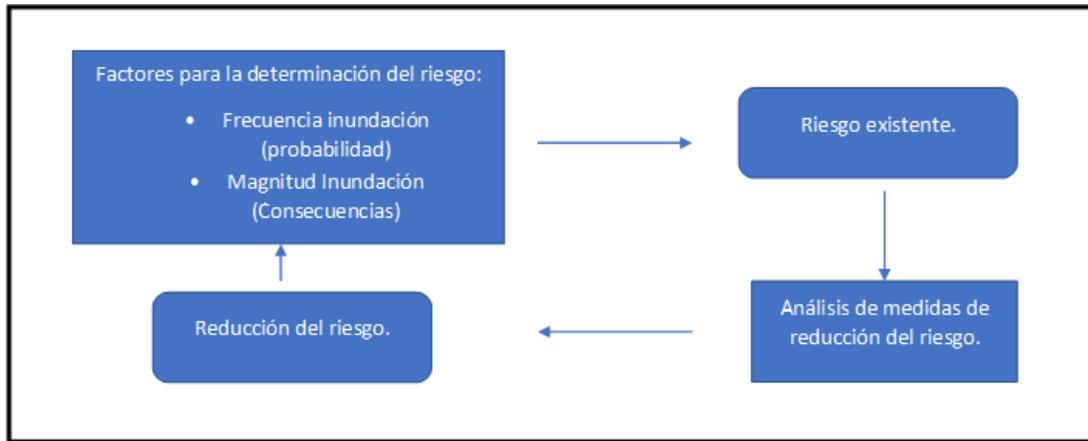


Figura 5 Esquema del riesgo de inundación existente – reducción del riesgo.

4.1. ESTIMACIÓN DEL RIESGO.

El modelo de riesgo es la herramienta que permite integrar toda la información concerniente al área de estudio en materia de riesgo de inundación y producir resultados útiles para toma de decisiones. (Escudero Bueno et al. 2013)

Las herramientas para la estimación del riesgo de inundación obtienen un valor general de riesgo para apoyar en la gestión de las medidas de reducción del mismo. Sin embargo, estas herramientas no están tan desarrolladas como otros métodos existentes en ámbitos como la industria aeronáutica o nuclear (Membrillera et al. 2005)

El cálculo y estimación del riesgo de inundación puede efectuarse de forma cuantitativa mediante el desarrollo del árbol de eventos representativo del caso de estudio. Un árbol de eventos es una representación exhaustiva de todos los eventos y posibilidades que pueden dar lugar a una inundación en el núcleo de estudio y se utiliza para realizar el cálculo de la probabilidad de ocurrencia de cada posible evento de inundación y sus consecuencias potenciales asociadas. De este modo, cada rama del árbol constituye una combinación de eventos que dan lugar a inundación de un núcleo de estudio. (Escudero Bueno et al. 2013)

En función del núcleo de estudio, el árbol de eventos puede presentar desde decenas de miles de ramas. Por ello, puede recurrirse a una representación compacta del árbol de eventos mediante el uso de diagramas de influencia. (Escudero Bueno et al. 2013)

Los diagramas de influencia se componen de nodos (donde se introduce la información) y de conectores (donde se especifican las relaciones entre ellos) tal y como se muestra en la Figura 6. El primer nodo se llama cabeza del diagrama.

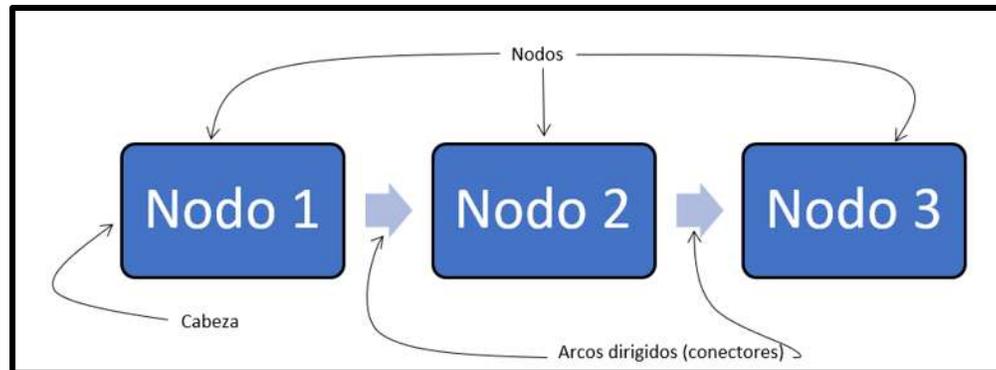


Figura 6 Componentes de un diagrama de influencia.

El proceso de análisis descrito en la presente investigación se divide en 10 fases las cuales se describen explícitamente a continuación, sin embargo, de manera general este proceso se puede ver esquematizado en el siguiente diagrama:

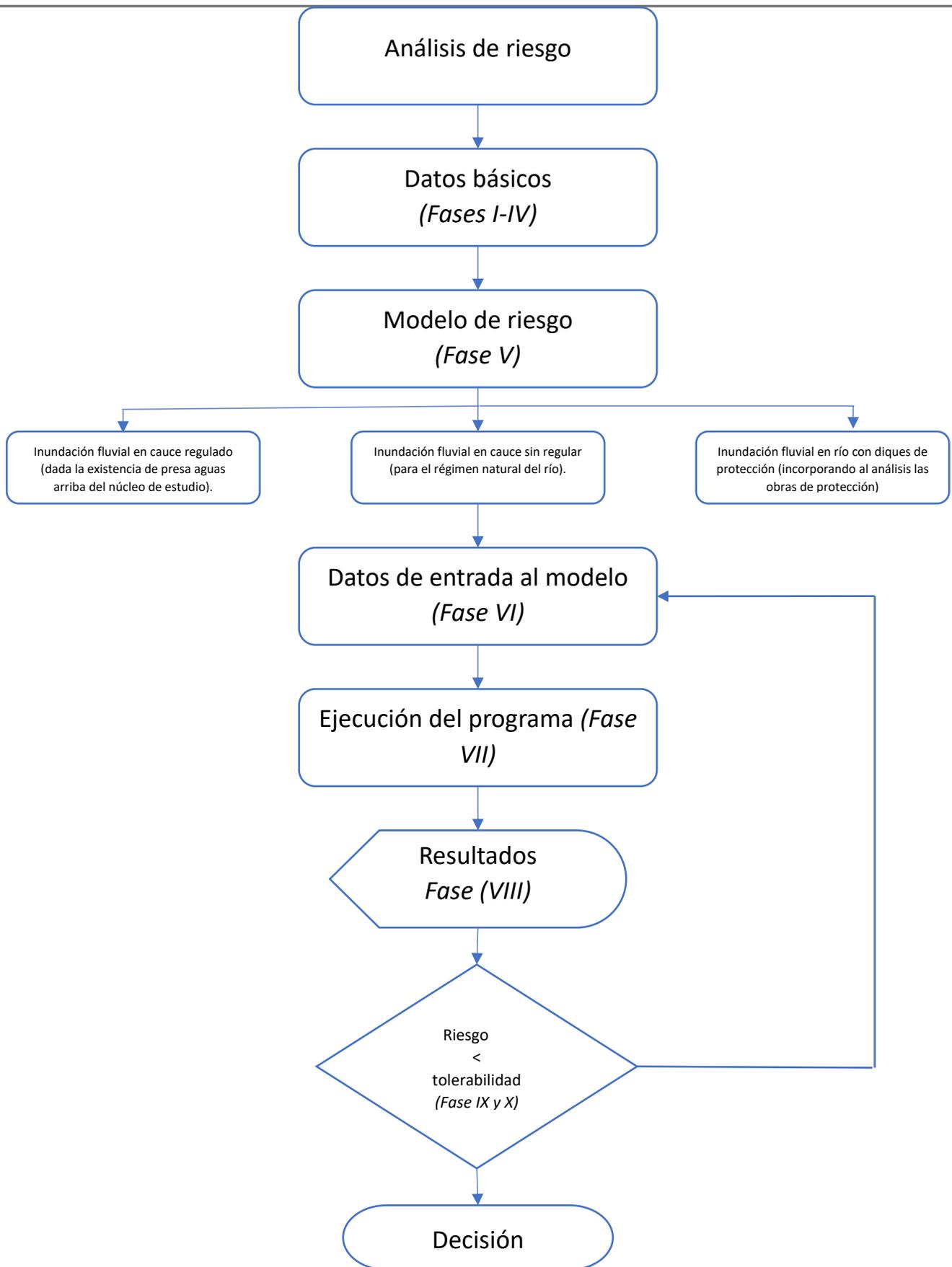


Figura 7 Diagrama metodológico.

FASES DEL ANÁLISIS.

El procedimiento a seguir se estructura en diez fases (o procesos) con el fin de analizar el riesgo existente para el caso de estudio y escenarios relacionados con la aplicación de medidas de reducción del riesgo. (Escudero Bueno et al. 2013)

- Fase I: Definición de la zona de estudio.
- Fase II: Revisión de la información existente.
- Fase III: Estudio de la situación actual. Definición del caso base.
- Fase IV: Definición de eventos de inundación.
- Fase V: Arquitectura del modelo de riesgo.
- Fase VI: Datos de entrada al modelo de riesgo.
- Fase VII: Cálculo del riesgo.
- Fase VIII: Representación de curvas F-N.
- Fase IX: Evaluación del riesgo.
- Fase X: Análisis del efecto de medidas de reducción del riesgo.

Más adelante se detallarán cada una de las fases mencionadas, para el caso de estudio correspondiente a Inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces.

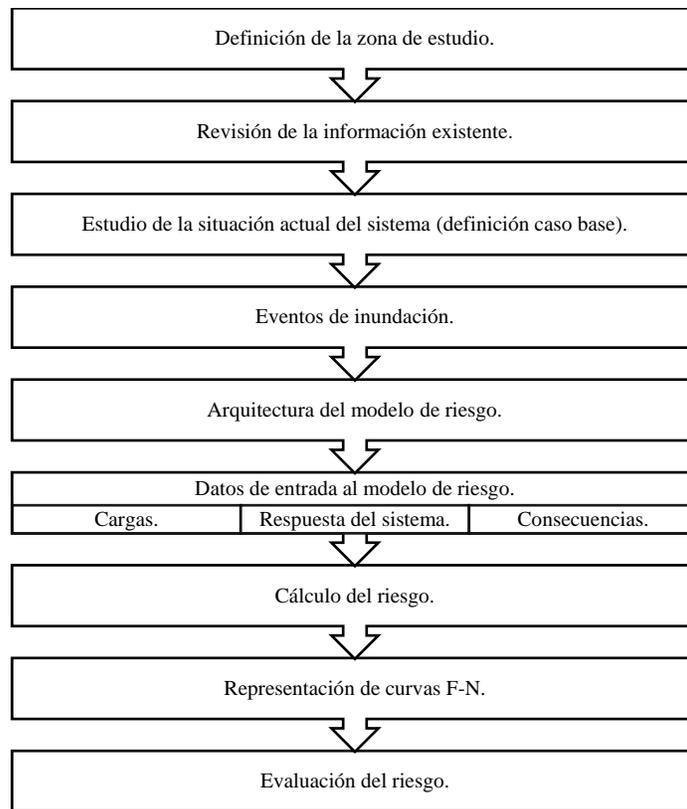


Figura 8 Fases del proceso de confección y uso de modelos de riesgo para el análisis del riesgo de inundación en zonas urbanas.

4.2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACIÓN POR ESCORRENTÍA, AVENIDA O DESBORDAMIENTO DE CAUCES.

En este punto se describe la metodología a seguir para el análisis del riesgo de inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces en áreas urbanas como lo describe (Escudero Bueno et al. 2013).

A pesar de plantear la metodología como una herramienta para el análisis de inundación en áreas urbanas, en el caso de inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces, el ámbito de estudio es, en general, más extenso ya que se deben incorporar las cuencas asociadas al cauce fluvial que será objeto del análisis.

Fase 1. Definición de la zona de estudio. Debe establecerse el ámbito de estudio (término municipal, núcleo urbano, diversas poblaciones, etc.) y el grado de detalle del mismo, pues condiciona la información necesaria (obtención de datos) y el tiempo requerido para la

realización de los cálculos y la construcción del modelo o modelos de riesgo. (Escudero Bueno et al. 2013). Adicional a esto para el caso de inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces, el ámbito de estudio debe considerar las cuencas de aportación asociadas al cauce fluvial objeto de análisis.

El nivel de detalle o escala del estudio está relacionado, no solamente con el tamaño del área de estudio, sino también con la adquisición de datos, nivel de recursos necesarios y gestión de los mismos Tabla 1.

Tabla 1 Niveles de detalle en función del ámbito de estudio. Adaptado de HR Wallingford Ltd

Escala del estudio	Tamaño del área de estudio	Nivel de gestión	Nivel de detalle	Nivel de recursos necesarios	Nivel de obtención de datos
Macro-escala	Nacional	Políticas de reducción de inundaciones	Bajo	Bajo	Bajo
Meso-escala	Regional	Estrategias a gran escala de reducción de inundaciones	Medio	Medio	Medio
Micro-escala	Local	Medidas individuales de protección	Alto	Alto	Alto

Establecido el ámbito de estudio debe recopilarse la máxima cantidad de información posible relacionada posteriormente con los cálculos y la arquitectura del modelo de riesgo. (Escudero Bueno et al. 2013)

- **Obtención de datos.** Deben obtenerse los datos correspondientes a población total, datos demográficos, área del núcleo, cartografía, densidad de población, tipologías de edificación, distribución de usos del suelo, mapas topográficos, modelos digitales del terreno, zonas industriales, caracterización hidrológica, modelos hidráulicos anteriores, etc. Deben contemplarse todas aquellas zonas que supongan un incremento de la población con respecto a la población residente. (Escudero Bueno et al. 2013)
- **Trabajo de campo.** Conocer las características del área urbana, cauces, estructuras que modifiquen el flujo, etc. Deben tomarse datos de morfología de las secciones transversales más representativas del río, vegetación y estructuras hidráulicas (diques, puentes, pasarelas, azudes, motas, etc.)

Fase II. Revisión de la información existente. Establecido el ámbito de estudio y el nivel de detalle requerido debe recopilarse la máxima cantidad de información posible relacionada posteriormente con los cálculos y la arquitectura del modelo de riesgo. En lo referente al trabajo de campo, deben obtenerse las características principales del área urbana, cauces, estructuras que modifiquen el flujo, etc. Deben tomarse datos de morfología de las secciones transversales más representativas del río, vegetación e infraestructuras (diques, puentes, pasarelas, azudes, motas, etc.).

Obtención de datos. Correspondientes a población total, datos demográficos, área de la cuenca, cartografía, densidad de población, tipologías de edificación, distribución de usos del suelo, mapas topográficos, modelos digitales del terreno, zonas industriales, caracterización hidrológica, modelos hidráulicos existentes, etc. Deben contemplarse todas aquellas circunstancias que supongan un incremento de la población con respecto a la población residente.

Hidrología: Debe prestarse especial atención a los estudios hidrológicos existentes o necesarios para obtener los datos de entrada a incorporar posteriormente al modelo de riesgo.

En general, el estudio hidrológico incluye tres etapas:

1. Información pluviométrica de la zona de estudio. Debe obtenerse toda la información posible de medidas reales de eventos de precipitación registrados en la cuenca urbana o, en su defecto, en zonas próximas a la población.
2. Definición de eventos de precipitación. A partir de la información pluviométrica existente se obtienen las curvas IDT, hietogramas y pérdidas de precipitación asociadas a cada periodo de retomo para caracterizar el evento de precipitación.
3. Transformación lluvia-escorrentía. Una vez que se ha estudiado el régimen de precipitaciones asociado a la cuenca urbana, obtenidas las lluvias de diseño para cada periodo de retorno y estimadas las pérdidas de precipitación para obtener la lluvia neta o efectiva, el paso siguiente es transformar esa lluvia neta en escorrentía en el núcleo urbano.

Núcleos de estudio: en el caso de existir más de una población, puede definirse un modelo de riesgo para cada uno de los núcleos a analizar o un modelo conjunto. Sin embargo, lo habitual es el análisis de una única población.

Categorías de tiempo (TC): Deben definirse categorías de tiempo con el fin de capturar las variaciones diarias y estacionales de la población. Puede existir variabilidad poblacional a lo largo del año ya sea distinguiendo entre día y noche, día de la semana mes o estación. Deben considerarse eventos especiales que puedan suponer un incremento o descenso notable de la población (festividades, eventos culturales, etc.). Se recomienda capturar todas aquellas fluctuaciones debidas a motivos de trabajo, estudio, periodos vacacionales, segundas residencias, etc. Por tanto, en función de la variabilidad poblacional debe establecerse un número n de categorías de tiempo. Una clasificación habitual es la distinción entre verano-día, verano-noche, invierno-día e invierno-noche (estableciendo 4 categorías).

Categorías de usos del suelo (CU): Pueden establecerse diferentes zonas dentro de un mismo núcleo de estudio, caracterizadas por presentar diferentes usos y asociadas a diferentes valores de densidad de población.

Zonas homogéneas: Dentro de cada categoría de uso del suelo pueden distinguirse diferentes zonas en función de la morfología de las calles y de la red de drenaje existente (zonas en las que el flujo presenta características similares de calado y velocidad).

Fase III. Estudio de la situación actual. Definición del caso base. El modelo de riesgo del caso base (zona de estudio) representa la situación actual de la población, es decir, el conjunto de medidas estructurales que hayan podido alterar el régimen natural del cauce y de medidas no estructurales existentes para la reducción del riesgo de inundación.

No obstante, cuando se disponga de información al respecto, puede efectuarse el modelo de riesgo del régimen natural como complemento al estudio, para comparar el impacto en riesgo de las medidas actuales.

Fase IV. Definición de eventos de inundación. El modelo de riesgo debe considerar un rango de avenidas representativo de la realidad física del caso de estudio (asociadas a una serie de periodos de retorno). Este rango debe incluir todos los potenciales eventos de inundación que puedan presentarse y afectar a la población de estudio.

Un evento de inundación puede identificarse mediante el periodo de retorno de la avenida asociada (y el correspondiente caudal pico de hidrograma, Q_{max}).

El modelo de riesgo emplea las variables mencionadas anteriormente para vincular cada evento de inundación con las probabilidades asociadas y las consecuencias potenciales correspondientes.

Fase V. Arquitectura del modelo de riesgo. Para la simulación existente (ya sea régimen natural o con medidas estructurales y/o no estructurales), pueden distinguirse tres partes en el diagrama de influencia:

- **Cargas:** Nodos del diagrama de influencia que recogen las solicitaciones o cargas y contienen la información referente a periodos de retorno de las avenidas de estudio y probabilidades de excedencia. En caso de incorporar la existencia de infraestructuras de defensa (presa o dique), incluyen niveles previos, operatividad de compuertas, laminación de caudales, etc.
- **Respuesta del sistema:** Nodos que incorporan los procesos para la obtención de las probabilidades asociadas a los caudales de afección al núcleo de estudio (bien caudal máximo de afección por la avenida en régimen natural, caudal laminado por la infraestructura de protección o caudal máximo por rotura en función de las solicitaciones consideradas (hidrogramas de avenidas en el cauce, entrada a embalses, niveles máximos de embalse, etc.).

Consecuencias: Nodos que incorporan la información relativa a la vulnerabilidad de la población en caso de inundación.

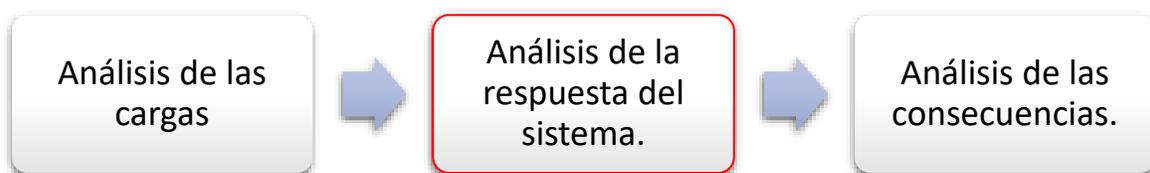


Figura 9 Esquema del proceso de cálculo

Combinando los nodos pertenecientes a los tres bloques anteriores, el modelo de riesgo genera los resultados en riesgo social y económico para representar las curvas F- N y F-D que permiten la evaluación del riesgo y la comparación de alternativas.

Fase VI. Datos de entrada al modelo de riesgo. Una vez que se define la arquitectura del modelo, deben efectuarse una serie de cálculos y estimaciones previos para obtener los datos de entrada necesarios. Los datos de entrada al modelo de riesgo se organizan siguiendo la estructura descrita anteriormente: cargas, respuesta del sistema y consecuencias.

- a) Cargas. La información necesaria para el modelo en los nodos de la parte de cargas se corresponde con los datos procedentes del estudio hidrológico. El estudio aporta los datos concernientes a periodos de retorno, probabilidades de excedencia, caudales pico de los hidrogramas, etc. Necesarios para el modelo de riesgo.
- b) Respuesta del sistema. Para casos base en los que existen infraestructuras de laminación o defensa (p.e. presa, diques, encauzamientos, etc.), los nodos del modelo correspondientes a la respuesta del sistema deben capturar los posibles modos de fallo, las probabilidades de fallo asociadas a los mismos, así como los caudales de rotura y no rotura resultantes (Bramer, 2010)

Por tanto, deben realizarse dos series de simulaciones hidráulicas que engloben el rango de todos los eventos de inundación posibles: simulaciones sin rotura y con rotura de la infraestructura existente.

La simulación hidráulica permite caracterizar la inundación resultante de los distintos eventos de precipitación en la cuenca. La tabla 2 muestra algunas de las variables relevantes para la caracterización de cada evento de inundación.

Tabla 2 Variables de relevancia para la caracterización de la inundación. (Escudero Bueno et al. 2013)

Variable	Relevancia
Áreas inundadas (A_f)	Determinación de las zonas de afectación.
Calado (y)	Indicador de la magnitud de la inundación.
Velocidad (v)	Indicador de la magnitud de la inundación.
Ratio de incremento	Relación calado-tiempo. Significativo en cuanto a tiempos de aviso.
Desarrollo del hidrograma de llegada	Significativo en cuanto a tiempos de aviso e intervalos entre caudales de alerta y caudales de afectación.

La estimación de calados (tirantes) y velocidades se calcula mediante modelos de simulación hidráulica en 2D (iber). Este modelo numérico permite resolver las ecuaciones hidrodinámicas de Saint Venant o de aguas someras en dos dimensiones, en su forma conservativa, bajo un esquema en volúmenes finitos.

De acuerdo con Bladé et al. (2014), en la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales son los más utilizados en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, y cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes.

Para la estimación de las consecuencias generadas por inundación, es necesario obtener los siguientes datos, los cuales son resultado de la simulación hidráulica:

- Caudal de alerta (Q_1). Caudal para el que se alcanza la capacidad máxima del cauce.
- Caudal de afección (Q_2). Caudal para el que se producen las primeras afecciones a edificaciones o viviendas.
- Tiempo de llegada del caudal de alerta (t_{Q1}). Tiempo que transcurre desde que se inicia la onda de avenida y se alcanza el caudal de alerta (Q_1) en el cauce en el núcleo de estudio.
- Tiempo de llegada del caudal de afección (t_{Q2}). Tiempo que transcurre desde que se inicia la onda de avenida y se alcanza el caudal de afección (Q_2) en el núcleo de estudio.
- Área de afección total (A_F). Área máxima inundada por la avenida dentro del área del núcleo de estudio. Obtenida a partir de los mapas de inundación para cada simulación.
- Área de afección por categoría del uso del suelo ($A_{f,i}$). Área inundada por la avenida para cada una de las categorías del uso del suelo establecidas (CU).
- Ancho máximo (w_{df}). Considerando sección triangular para las características de la avenida dado el caudal máximo de afección (Q_f, v, H).
- Calados de afección (H). Calados máximos alcanzados en la población, diferencia de cota entre el terreno y la lámina de agua.

Consecuencias. Para el análisis de las consecuencias deben estimarse tanto la pérdida potencial de vidas como los costos económicos de los eventos de inundación resultantes de avenidas o desbordamientos en el cauce.

Pérdida potencial estimada de vidas

La pérdida potencial estimada de vidas se obtiene de la combinación de la población en riesgo y las tasas de mortalidad asociadas a la inundación.

A continuación, se describe el proceso para la obtención de los datos de entrada que requiere el modelo de riesgo para la evaluación de las consecuencias sociales generadas por inundación.

Cálculo de la población en riesgo.

La población en riesgo (PR) viene dada como la fracción equivalente de la población total (P_T) según la relación existente entre la superficie del núcleo urbano afectada por la inundación (A_F) y la superficie total del del mismo (A_T). También puede obtenerse como el producto del área de afección (A_F) y la densidad de población de la zona afectada (d). No obstante, la densidad de población a emplear debe corregirse en aquellas poblaciones en las que la tipología de edificación presente una altura media de varias plantas, obteniendo una densidad de cálculo, d_c (Tabla 3)

Tabla 3 Densidad de población de cálculo.

Caso	Densidad de cálculo
y < 3.3 m	dc = d * 3.3 / Hm
y < 6.6 m	dc = d * 6.6 / Hm
y > 6.6 m	dc = d * y / Hm

Donde y = tirante, d: densidad, Hm: altura promedio de los edificios.

Debe obtenerse la población en riesgo para cada evento de inundación y categoría de tiempo. En general, para un caso de estudio con p eventos de inundación y n categorías de tiempo, se obtiene una matriz de p*n valores de población en riesgo.

En el caso de realizar una clasificación de usos de suelo, distinguiendo m categorías CU, pueden asociarse diferentes valores de densidad de población según el uso de suelo dentro del área de afección de cada categoría (A_{f,i}) (p.e. zona residencial frente a zona industrial), de modo que:

$$PR = \sum_{i=1}^m PR_i = \sum_{i=1}^m d_i * A_{f,i} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde PR indica población en riesgo, m es el número de categorías CU, d_i es la densidad de población y $A_{f,i}$ es el área inundada de cada categoría de uso de suelo.

Definición de la categoría para la obtención de tasas de mortalidad de referencia

La definición de tasas de mortalidad se basa en el informe DSO-99-06 publicado por Graham en 1999, a partir de datos empíricos obtenidos de registros históricos de fallo de presas en Estados Unidos. Además, se consideran otros aspectos adicionales como son el entendimiento de la población, correcciones en la población en riesgo por posibilidad de encontrar refugio, y distinciones en el momento en que ocurre la inundación (día o noche).

Se definen en esta metodología un total de diez categorías en función de:

- La formación a la población.
- La implantación o no del Plan de Emergencia de la Presa.
- La existencia de coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
- La existencia de medios de comunicación.

Estas categorías capturan la variedad de situaciones que pueden darse (existencia o no de Plan de Emergencia, formación a la población, coordinación, eventos de inundación previos, comunicación efectiva, simulacros, etc.) en función de la formación a la población, comunicación, coordinación y sistemas de aviso. De este modo, diferentes niveles de aviso y preparación dan lugar a tasas de mortalidad inferiores atendiendo a una mejor gestión de la emergencia.

Cada categoría está asociada a una serie de tasas de mortalidad de referencia (Tabla 4 y

Tabla 5), para tres niveles de severidad de la inundación y seis valores de tiempo de aviso.

El núcleo urbano de estudio se encuentra dentro de una categoría u otra en función del análisis considerando (caso base, régimen natural o situación con medidas estructurales y/o no estructurales).

Tabla 4 muestra las diez categorías para la definición de tasas de mortalidad en eventos de inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces.

Tabla 4 Clasificación para el establecimiento de tasas de mortalidad en inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces. Fuente: Proyecto SUFRI

Categoría	Descripción
C1	No existe formación a la población.
	No se dispone de sistemas de aviso ni PEP.
	No hay coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
	No existen medios de comunicación a la población.
C2	No existe formación a la población.
	No se dispone de PEP, aunque existen otros sistemas de aviso.
	No hay coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
	No existen medios de comunicación a la población.
C3	No existe formación a la población.
	Existe PEP, pero no se ha implantado.
	Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades (no existen protocolos).
	No existen medios de comunicación a la población.
C4	No existe formación a la población.
	PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes.
	Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades, protocolos de comunicación
	No existen medios de comunicación a la población.
C5	No existe formación a la población.
	PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes.
	Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
	Medios de comunicación a la Población (sin comprobar).
C6	No existe formación a la población.
	PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes.
	Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
	Medios de comunicación a la Población implantados.
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.
	***Si se produce rotura instantánea en 'CS', 'C9' y 'CIO'. 6
C8	Formación a la población.
	PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev.
	Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
	Medios de comunicación a la Población implantados.
C9	Formación a la población.
	PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev.
	Alta coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
	Medios de comunicación a la población implantados.
C10	Planes de formación continua a la población.
	PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev.
	Alta coordinación entre servicios de emergencia y autoridades.
	Medios de comunicación a la población implantados.

Tabla 5 Tasas de mortalidad en inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces (categoría C1-C6). Fuente: proyecto SUFRI

<i>Categoría</i>	<i>Tiempo de aviso (horas)</i>	<i>Severidad Alta (3)</i>	<i>Severidad Media (2)</i>	<i>Severidad Baja (1)</i>
C1	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.9	0.3	0.02
	0.625	0.7	0.08	0.015
	1	-	0.06	0.0006
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C2	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.9	0.3	0.02
	0.625	0.675	0.075	0.014
	1	-	0.055	0.00055
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C3	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.85	0.2	0.015
	0.625	0.6	0.07	0.012
	1	-	0.05	0.0005
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C4	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.5	0.04	0.007
	1	-	0.03	0.0003
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C5	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.5	0.0375	0.0065
	1	-	0.0275	0.000275
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0002
C6	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.475	0.035	0.006
	1	-	0.025	0.00025
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001

Tabla 6 Tasas de mortalidad en inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces (categorías C7 a C10). Fuente: Proyecto SUFRI

Categoría	Tiempo de aviso (horas)	Severidad Alta (3)	Severidad Media (2)	Severidad Baja (1)
C7	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.65	0.1	0.0075
	0.625	0.4	0.02	0.002
	1	-	0.01	0.0002
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C8	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.55	0.06	0.006
	0.625	0.35	0.01	0.0015
	1	-	0.005	0.00015
	1.5	-	0.0002	0.00015
	24	-	0.0002	0.0001
C9	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.55	0.06	0.006
	0.625	0.35	0.008	0.0015
	1	-	0.004	0.000125
	1.5	-	0.0002	0.0001
	24	-	0.0002	0.0001
C10	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.5	0.03	0.005
	0.625	0.3	0.005	0.001
	1	-	0.002	0.0001
	1.5	-	0.0002	0.0001
	24	-	0.0002	0.0001

Obtención de los tiempos de aviso.

Para casos base con existencia de presa aguas arriba, el tiempo de aviso (TW) a la población puede obtenerse siguiendo la siguiente expresión

$$TW = T_{wv} + TBR - FMF - FPE \quad \text{Ecuación 2}$$

Esta definición del tiempo de aviso depende de diversos factores

- Tiempo de llegada de la onda de avenida (Twv).
- Tiempo de desarrollo/formación de la brecha (TBR).
- Modo de fallo de la presa: distinguiendo entre escenario sísmico, erosión interna o escenario hidrológico, según se considere que la inundación tiene lugar por el día o durante la noche (Factor Modo de fallo, FPE).

Para eventos de inundación referentes a casos sin fallo de infraestructuras de defensa o en régimen natural del río, se define el tiempo de aviso como la diferencia de tiempo (TD) entre los caudales de alerta y de afección. Este tiempo corresponde con el intervalo transcurrido desde que se alcanza la capacidad del cauce (caudal de alerta) hasta que la inundación afecta a las primeras edificaciones o viviendas (caudal de afección).

Definición de la severidad de la inundación

Para la definición de la severidad de la inundación pueden distinguirse tres niveles:

- Severidad Baja. En casos en los que no se prevean daños estructurales en edificios ni en cimentaciones.
- Severidad Media. En casos en los que pueden producirse importantes daños estructurales, pero no se espera una destrucción total del área.
- Severidad Alta. Zonas devastadas por la inundación en los instantes posteriores al fallo de una infraestructura de defensa, o áreas que resultan totalmente destruidas por la inundación (p.e. zonas de acampada)

Según Graham, el grado de severidad de la inundación se obtiene en función del caudal máximo alcanzado por la avenida en el lugar de estudio (Q_f), del caudal medio anual en el río ($Q_{2.33}$) y el ancho alcanzado por la inundación (W_{df}). El parámetro DV define los tres niveles de severidad a considerar (baja, media y alta), donde DV es:

$$DV = \frac{Q_f - Q_{2.33}}{W_{df}} \quad \text{Ecuación 3}$$

Los niveles de severidad baja y media se establecen para valores de DV inferiores o superiores a $4.6\text{m}^2/\text{s}$, respectivamente. El nivel de severidad alta sólo es aplicable a zonas situadas en las proximidades de infraestructuras como presas o diques.

Estimación de tasas de mortalidad

Una vez se conoce el grado de severidad de cada evento de inundación, la estimación de las tasas de mortalidad (FR) se realiza en función del tiempo de aviso (distinguiendo día y noche), interpolando los valores de referencia asociados a la categoría asignada a la población (Tabla 5 y Tabla 6).

Cálculo de la pérdida potencial estimada de vidas

El número potencial estimado de víctimas se obtiene del producto de la población en riesgo (PR) en el área de afección y la tasa de mortalidad establecida (FR).

Para cada evento de inundación (asociado a un periodo de retorno o a un caudal máximo del hidrograma, Q_{max}) y categoría de tiempo (TC) debe obtenerse el número potencial de víctimas para cada zona identificada por uso de suelo. Por tanto, si se identifican diversos usos del suelo, debe obtenerse el número de víctimas para cada subárea (N_i).

$$N(Q_{max}, TC) = \sum_{i=1}^m N_i = \sum_{i=1}^m PR(Q_{max}, TC)_i * FR(Q_{max}, TC)_i \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde m es el número de categorías de uso del suelo establecidas.

Por tanto, dadas n categorías de tiempo y p eventos de inundación, existen n*p estimaciones del número potencial de víctimas, que se integran al modelo de riesgo.

Pérdidas económicas potenciales.

La presente metodología considera como pérdidas económicas potenciales todo costo asociado a daños en el área de afectación (es decir, costos directos e indirectos de la inundación). Por tanto, el riesgo económico por inundación no incluye la pérdida de vidas, considerándose esta variable intangible.

A la hora de estimar las consecuencias económicas de una inundación en zona urbana pueden considerarse diferentes factores como el calado de afección, velocidad del agua o duración del evento de inundación. Un análisis económico detallado incluiría todos los factores anteriores. En esta metodología se recomienda la estimación de daños en función del calado de afección (y).

Los pasos a seguir para la obtención de la información necesaria para el modelo para el cálculo del riesgo económico son:

Identificación de categorías de afección para los usos de suelo existentes

En primer lugar, debe efectuarse un listado de afecciones del núcleo de estudio, incluyendo todos aquellos sectores o elementos susceptibles de sufrir daños materiales o pérdidas económicas: zonas residenciales, industriales, agrícolas, equipamientos (zonas deportivas, ocio, parques, etc.) o servicios (hospitales, clínicas), complejos educacionales (colegios,

institutos, universidades, etc.) y patrimonio histórico-cultural (iglesias, museos, monumentos, lugares de interés, etc.).

Se debe definir, por tanto, una clasificación de las diferentes categorías de usos del suelo en el núcleo (CU), incluyendo aquellas edificaciones que requieran especial atención (importancia económica, elevado número de ocupantes, etc.).

Esta clasificación puede o no coincidir con la clasificación realizada para la definición de la pérdida potencial estimada de vidas, en función de la densidad de población en cada zona (siempre que las categorías establecidas se correspondan con usos del suelo claramente identificados).

Definición del coste de referencia

Una vez clasificados los diferentes usos del suelo o afecciones potenciales, debe establecerse un costo de referencia (CR) por metro cuadrado (en aquellas afecciones que se identifiquen con una superficie total como son zonas residenciales, industriales, agrícolas...) o bien un costo de referencia fijo (para aquellas afecciones de carácter individual como, por ejemplo, edificaciones históricas o aquellos elementos de los que se conoce el valor económico total). Este costo refleja la pérdida económica que supone la destrucción total de la afección.

Para el establecimiento del costo de referencia deben emplearse índices de precios correspondientes al país o región de la población de estudio, o bien pueden utilizarse las directrices recogidas por otras normativas internacionales, corrigiendo los valores en función de indicadores económicos nacionales como el PIB (Producto Interno Bruto). El nivel de renta per cápita, etc.

Por tanto, se establece un valor de referencia para cada una de las categorías CU establecidas.

Porcentaje de daños

Para cada uno de los eventos de inundación debe identificarse la superficie inundada para cada categoría CU. Por tanto, se dispone de un listado de áreas afectadas ($A_{f,1}$ a $A_{f,m}$) asociadas a un costo de referencia.

En general, el porcentaje de daños alcanzados (PD) se estima en función del nivel alcanzado por el agua (tirante de afección) en el área inundada. En la bibliografía existen multitud de

curvas tirante-daños que proporcionan el porcentaje de daños en función del tirante (Figura 10).

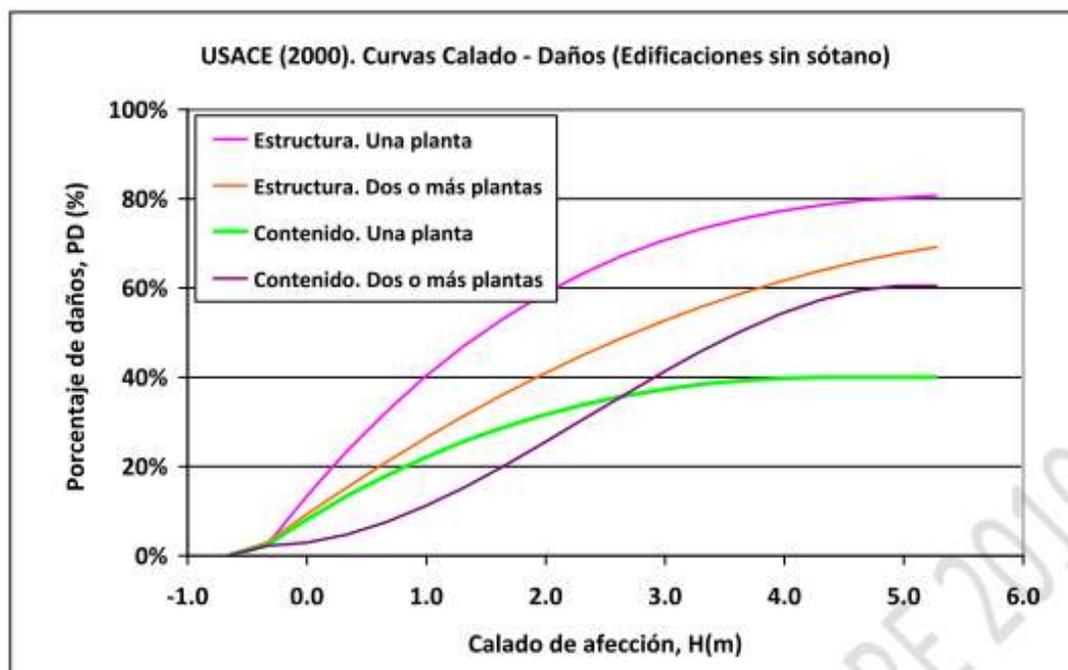


Figura 10 Curva calado-daños para edificios sin sótano. Adaptado de USACE, 2000
Fuente: Proyecto SUFRI

Estimación de costos directos, indirectos y totales

Los costos directos (CD) de cada evento de inundación (incluyendo tanto las pérdidas de beneficio del primer año posterior a la inundación, como los costos de recuperación y reposición) se obtienen de la aplicación del costo de referencia (CR) y el porcentaje de daños estimado (PD) a cada una de las afecciones (definidas por superficie inundada, A_f , o como afecciones individuales). Por tanto, el costo directo total asociado al evento de inundación considerado resulta:

$$CD = \sum_{i=1}^m CD_i = A_{F,i} * PD_i * CR_i \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde el subíndice i indica cada una de las categorías de usos del suelo establecidas.

En eventos de inundación asociados al fallo de la infraestructura de defensa debe incluirse el costo de reconstrucción de la misma. En este punto se recomienda la estimación de este costo como el valor actual del costo de construcción de la infraestructura, mediante índices de precios o índices económicos, o bien el costo de construcción actual de una infraestructura de características similares.

El cálculo de costos indirectos (incluyendo conceptos como la pérdida de puestos de trabajo debido a la inundación, reducción de capital, restricciones al abastecimiento, disminución del turismo, etc.) requiere de un proceso de estimación complejo pues depende de numerosos factores. Los costos indirectos son daños difíciles de cuantificar y que sólo se incorporan de forma detallada en casos justificados (tales como zonas urbanas de gran relevancia a nivel regional o estatal, existencia de importantes infraestructuras de transporte, industria, etc.). Por ejemplo, un análisis detallado de los costos indirectos puede resultar necesario en los siguientes casos:

- Inundaciones de larga duración (varias semanas).
- Afección a áreas de interés (región, país).
- Impactos en industria o servicios altamente especializados.
- Afección a puntos nodales de la red de comunicaciones (transporte, energía, información).
- Bajos niveles de stock (escasez de recursos).

En general, los costos indirectos pueden estimarse como una fracción de los costos directos, estableciendo un factor F_c , que en algunas normativas se define en el rango del 0% al 55% de los costos directos. Este factor depende de la relevancia de la zona de estudio y la existencia de grandes centros de negocios, infraestructuras de transporte, aeropuertos, etc.

Por tanto, los costos totales de cada evento de inundación se obtienen de la suma de los costos directos e indirectos, como:

$$CT = CD + CI = (1 + f_c) * CD \quad \text{Ecuación 6}$$

Por tanto, dados p eventos de inundación, existen p estimaciones de costos totales asociados, que sirven como datos de entrada al modelo de riesgo en los nodos para el cálculo de consecuencias.

Fase VII. Cálculo del riesgo. Una vez incluida toda la información necesaria en el modelo de riesgo, se procede al cálculo del riesgo, obteniendo resultados tales como número total de ramas de árbol de eventos, probabilidad anual de rotura de la infraestructura u obra de protección -si existe-, probabilidades condicionales según modos de fallo, etc., además de la pérdida potencial de vidas humanas (riesgo social) y pérdidas económicas potenciales (riesgo económico).

En esta etapa se utilizó el software iPresas Flood el cual es una versión simplificada del software iPresas Calc, diseñada para realizar cálculos de riesgo de inundación de origen fluvial en áreas urbanas e introducir estos resultados en un Análisis Coste-Beneficio.

Fase VIII: Representación de curvas F-N y F-D. Por una parte, el riesgo social existente viene representado por el número de pérdida potencial de vidas en caso de inundación (vidas por año). En cambio, si se consideran las pérdidas económicas potenciales por inundación, en dicho caso se obtiene el riesgo económico asociado (costo anual).

A partir de los resultados del modelo de riesgo pueden obtenerse las probabilidades anuales de excedencia (f) de cada nivel de pérdida potencial de vidas (N) o pérdidas económicas potenciales (costo) de cada rama que compone el árbol de eventos representativo del caso base. Estos valores se representan en curvas F-N y F-D tras obtener la probabilidad anual acumulada de excedencia (F) de cada nivel de consecuencias.

Fase IX. Evaluación del riesgo. Esta fase corresponde con la evaluación del riesgo por comparación de los resultados obtenidos con recomendaciones de tolerabilidad o criterios existentes.

Fase X. Incorporación y análisis del efecto de medidas de reducción del riesgo. Una vez analizados los resultados obtenidos, pueden definirse diferentes alternativas para el análisis de efecto de medidas de reducción del riesgo (infraestructura de defensa, sistemas de aviso, formación a la población, planes de emergencia, etc.).

El modelo de riesgo del caso base sirve de apoyo al análisis de estas medidas, empleando nuevos datos de entrada en los nodos de cargas, respuesta del sistema y/o consecuencias dependiendo de la naturaleza de la medida a considerar.

Como se describe el en Manual de Usuario Software iPresas Flood Versión 1.1.0, Los resultados de riesgo pueden introducirse en un Análisis Coste-Beneficio para incluir los beneficios por reducción de riesgo. El Análisis Coste-Beneficio es un método que permite la valoración de alternativas de inversión mediante la cuantificación monetaria de ingresos y costos, para la determinación de la rentabilidad en un horizonte temporal definido (en general, valor presente), de modo que sirva como guía en la toma de decisiones. Generalmente, en este tipo de análisis, hay falta de información respecto al beneficio introducido por las inversiones gracias a la reducción del riesgo de desastres naturales. Esta falta de información concreta ha producido que, en algunos casos, los tomadores de

decisiones hayan sido más reticentes a invertir en medidas para disminuir el riesgo frente a desastres naturales. La cuantificación de los beneficios por reducción de riesgo ayuda a poner en valor este tipo de inversiones y promover una toma de decisiones más robusta. El beneficio introducido por una inversión de reducción de riesgo puede cuantificarse como:

Riesgo por inundación en caso base – Riesgo por inundación con inversión

Por tanto, la fase X requiere analizar todas las variables intervinientes en la estimación de datos de entrada al modelo afectadas por la implantación de la medida y evaluar la factibilidad social y económica de cada escenario que se proponga. De esta forma, se recalcula el modelo de riesgo para obtener resultados asociados al nuevo escenario de estudio y permitir la representación de curvas F-N y F-D para la comparación con el caso base.

5. RESULTADOS

En este capítulo se muestran los resultados ordenados de manera secuencial de las fases 1 a 10 correspondientes al análisis del caso base, en el capítulo X tal como se explica en el capítulo anterior, se realiza un análisis cíclico comparativo con el caso base y las medidas de reducción del riesgo que se describirán a lo largo del presente capítulo.

5.1. Fase I. Definición de la zona de estudio.

El ámbito de estudio trata un núcleo urbano el cual se clasifica en nivel de Microescala el cual requiere un alto nivel de detalle. Por tratarse de un análisis de riesgo de inundación por desbordamiento de cauces, se deben delimitar las cuencas de aportación asociadas al cauce fluvial motivo de análisis. Para el caso a analizar se delimitaron 4 microcuencas de aportación (Figura 11) cuyos escurrimientos convergen en la zona de estudio.

Tabla 7 Valores morfométricos de las cuencas de aportación.

Microcuenca	Área drenada en Km ²	Longitud de cauce en m.	Desnivel máximo en m.
1	0.658	2595.93	263.03
2	2.040	4299.32	508.36
3	2.736	4114.54	681.00
4	1.092	2880.62	564.32

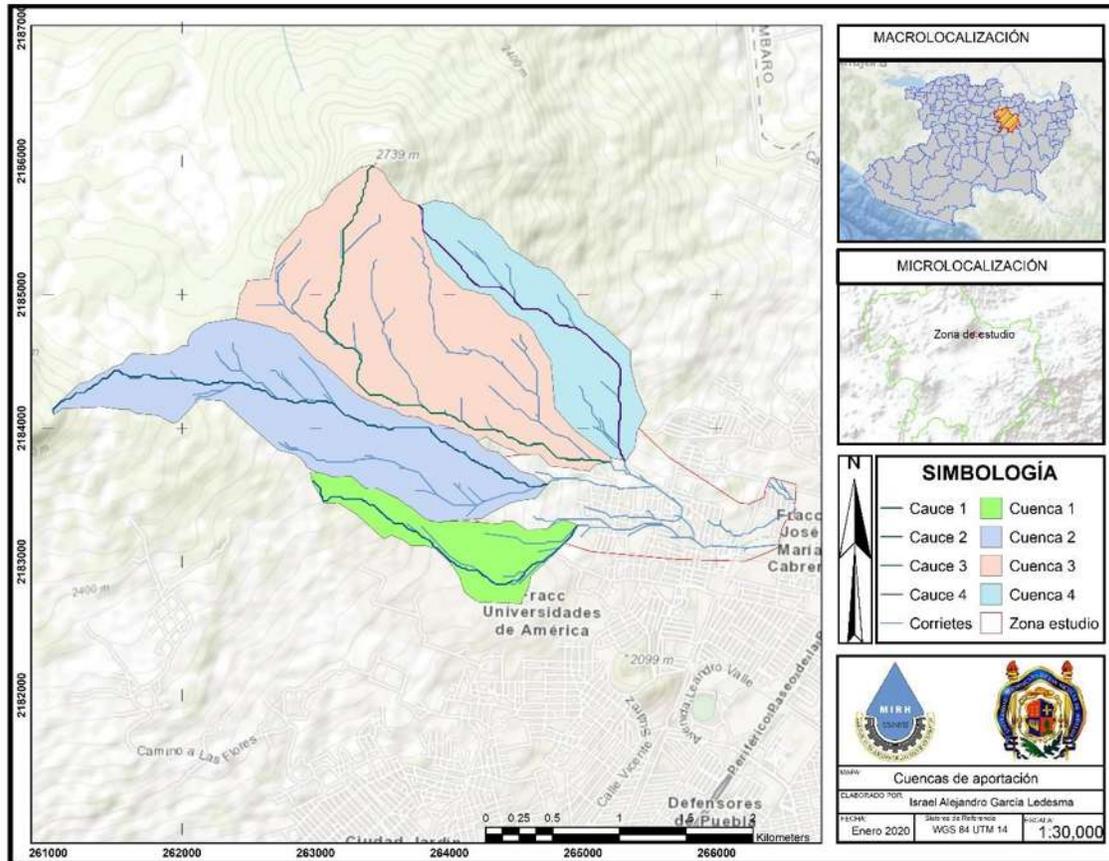


Figura 11 Localización de las cuencas de aportación.

5.2. Fase II. Recopilación de datos.

- Se analizará se hará para una sola población en el núcleo de estudio establecido.
- Debido a que en la ciudad no se observa una variación considerable a lo largo del año, es decir no se tienen variaciones estacionales en la población se considera la misma variación para cada periodo de tiempo estacional, sin embargo, es apreciable que durante el día hay una mayor cantidad de personas expuestas, por lo que se debe considerar una variación entre día y noche.

En el caso de estudio se pueden distinguir 3 usos de suelo distintos (Figura 12), dichos usos se obtienen de la Comisión Nacional para el conocimiento y uso de la biodiversidad (CONABIO).

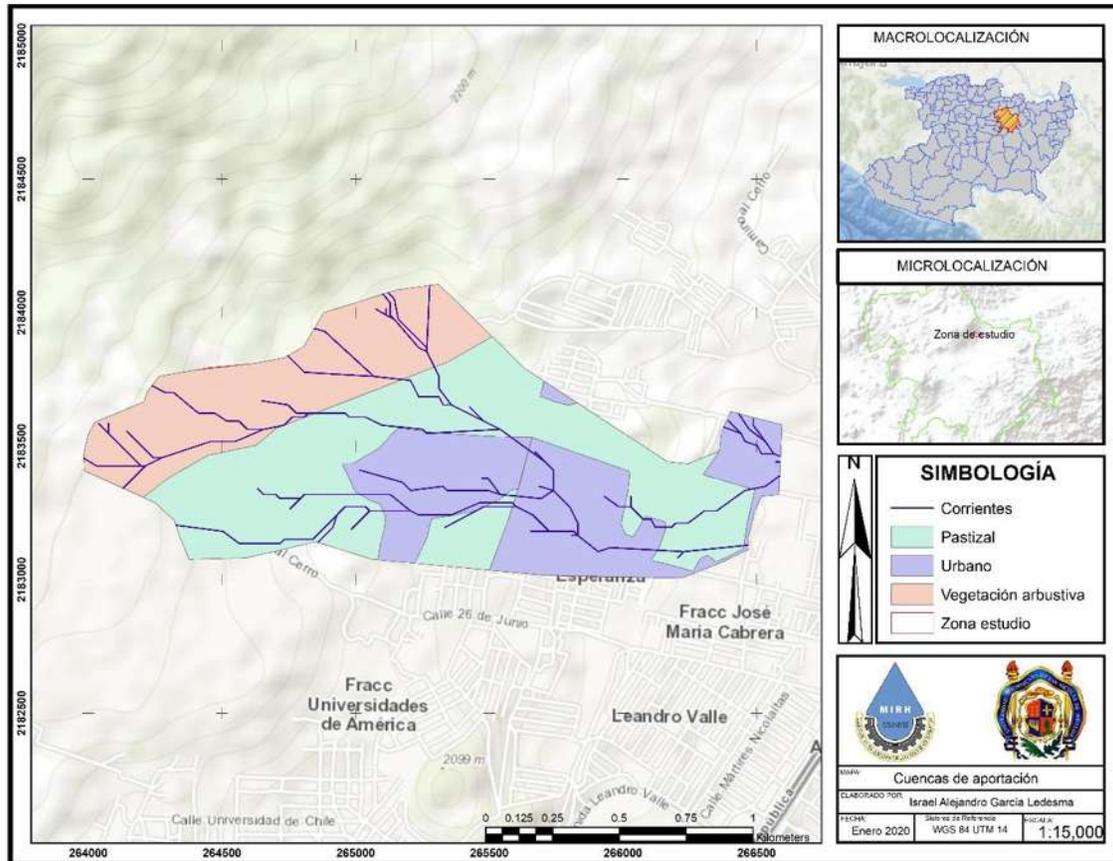


Figura 12 Usos de suelo.

- El modelo digital de elevaciones (MDE) con resolución 1:20 000 (modelo de alta resolución Lidar) con un tamaño de celda de 5x5 metros el cual se muestra en la Figura 13, se obtiene del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), el modelo digital se utilizará al momento de realizar la simulación hidráulica (ver anexo A).

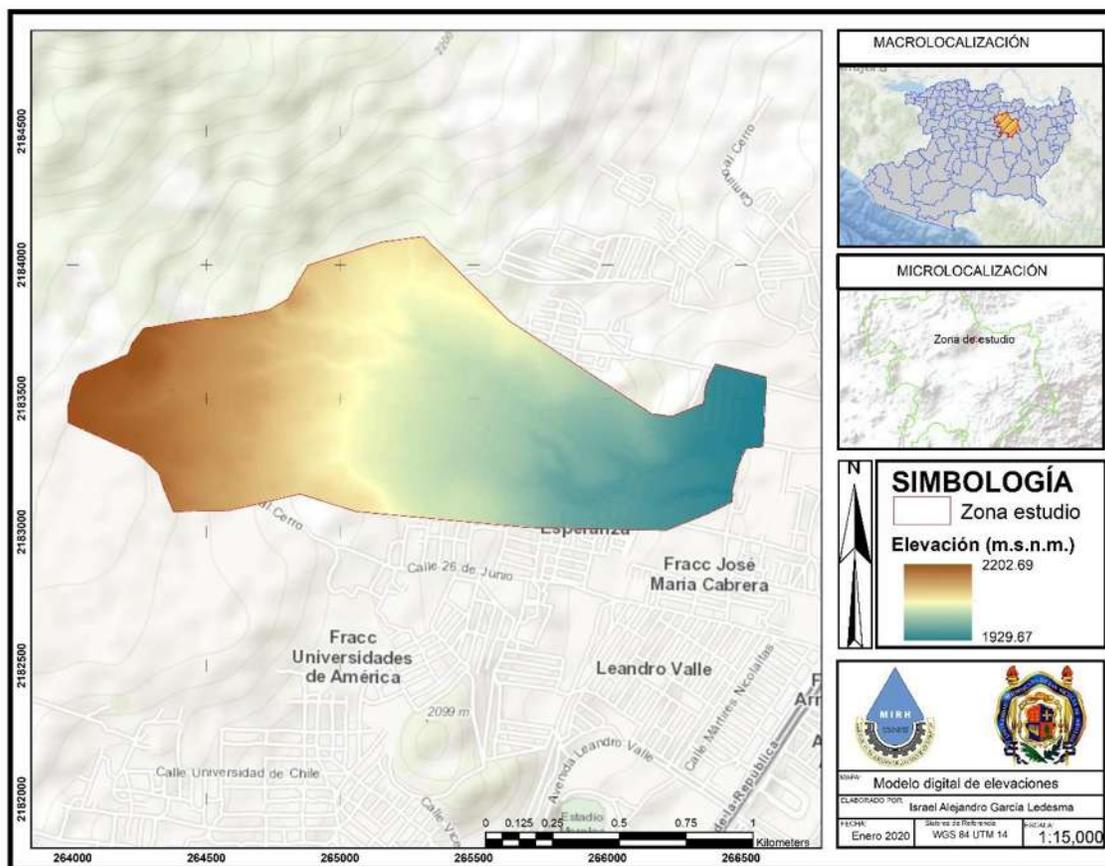


Figura 13 Modelo digital de elevaciones (MDE) de la zona de estudio.

- Para el análisis de la precipitación se identificaron 4 estaciones (Figura 14) cercanas a la zona de estudio, se consultó la base de datos CLICOM (Clima Computarizado) (CLICOM, 2019) la cual utiliza la base de datos de estaciones climatológicas del Servicio Meteorológico Nacional (SMN), obteniendo datos de precipitación para las estaciones seleccionadas:
 - EL COLEGIO-MICH.
 - CUITZILLO GRANDE-MICH.
 - MORELIA (OBS)-MICH.
 - TEREMENDO-MICH.

Para asegurar que el modelo represente de manera fidedigna la situación real de las cuencas, es necesario realizar una validación de los datos que se van a utilizar en los modelos, para ello se realiza una correlación espacio-temporal para cada estación utilizada con la finalidad de determinar su homogeneidad e independencia, dichas pruebas se realizan al periodo

histórico anual de los datos de precipitación obtenidos, las pruebas realizadas se enlistan en la Tabla 8.

Tabla 8 Pruebas estadísticas

Homogeneidad	Independencia
Test de Secuencias.	Límites de Anderson
Test de Helmer	
Test T-Student	
Test de Cramer	Wald-wolfowitz
Test de Bartlett	

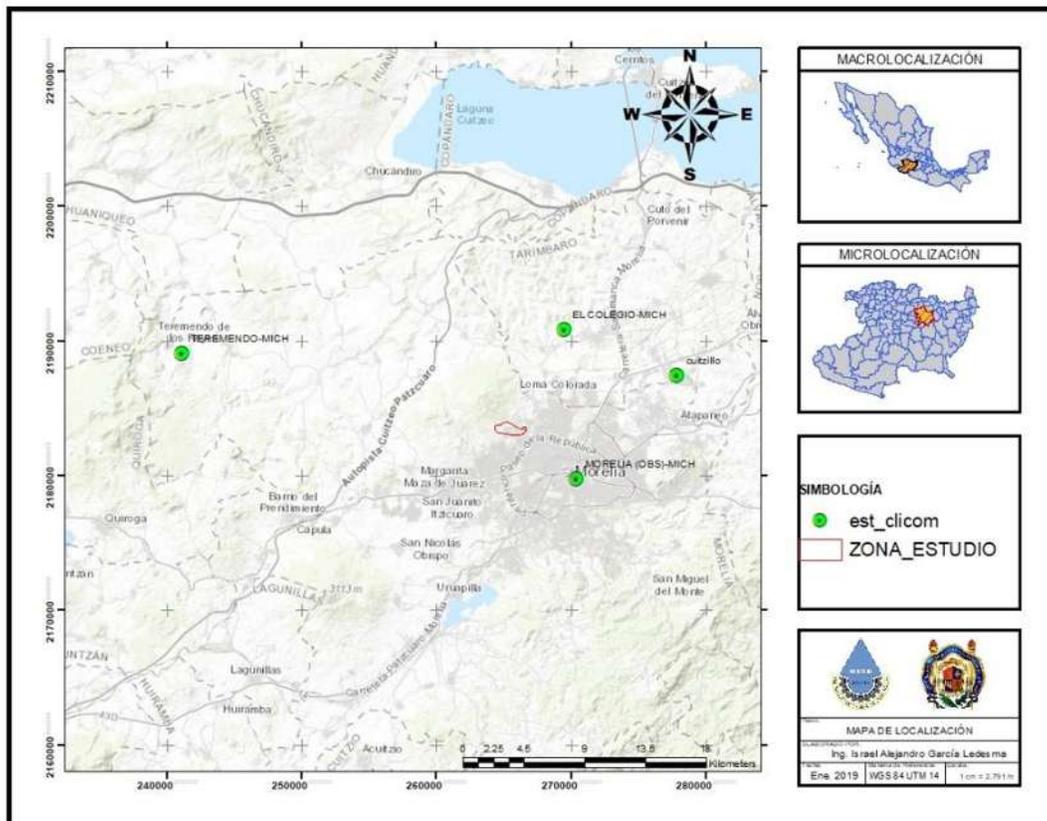


Figura 14 Estaciones climatológicas seleccionadas.

Como resultado de las pruebas estadísticas para cada estación se obtiene que de las 4 estaciones seleccionadas solo 3 cumplen con homogeneidad e independencia (Tabla 9)

Tabla 9 Resultados estadísticos

Estación	Resultados	
EL COLEGIO-MICH	Homogénea	Independiente
CUITZILLO GRANDE-MICH	No Homogénea	Independiente
MORELIA (OBS)-MICH	Homogénea	Independiente
TEREMENDO-MICH	Homogénea	Independiente

La precipitación de la cual se tiene registro en los pluviómetros y pluviógrafos de las estaciones climatológicas representan lluvia puntual, es decir solo es aplicable para el punto donde se realizó el registro, es por ello que es necesario realizar un traslado espacial de los datos de precipitación, para ello se emplearon los siguientes métodos:

Método de polígonos de Thiessen

Este método descrito en (Aparicio Mijares, 1992) considera adicional a la precipitación la ubicación de las estaciones climatológicas asignando un área de influencia a cada una en función de su posición respecto a las otras estaciones para posteriormente obtener un promedio ponderado aplicando la siguiente expresión:

$$PM = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n A_i * PM_i \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde PM es la precipitación media, n el número de estaciones y PM_i la precipitación media de la estación i, A_t es el área total de la cuenca y A_i el área de influencia de la estación.

El área de influencia de cada estación se define uniendo las estaciones más cercanas entre sí formando triángulos al unir las líneas (líneas discontinuas de la Figura 15; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), consecutivamente se trazan las bisectrices de estas líneas (líneas rectas continuas en la Figura 15) por geometría las bisectrices correspondientes de cada triángulo se unirán en un punto formando polígonos cada uno con una estación al centro, siendo estos la respectiva área de influencia de las estaciones.

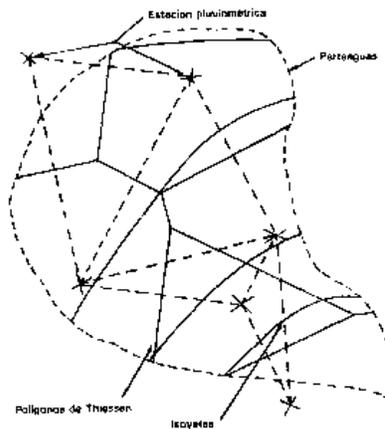


Figura 15 Proceso para determinación de polígonos de Thiessen (Aparicio Mijares, 1992).

Método de las isoyetas.

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía. La precipitación media se calcula en forma similar al método anterior, pero ahora el peso es el área A'_i entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas, PM (Aparicio Mijares, 1992).

$$PM = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n A'_i * PM_i \quad \text{Ecuación 8}$$

- Tormenta de diseño. Una tormenta puede identificarse por tres parámetros: magnitud, duración y periodo de retorno (Tr). Las curvas P-D-Tr. (Precipitación – Duración – Periodo de retorno) son gráficas que permiten relacionar las características de la tormenta y de esta manera determinar la precipitación en cualquier momento de la tormenta.

Para determinar las curvas P-D-Tr primero se debe obtener una precipitación de una hora para un periodo de retorno de 2 años, esto se logra utilizando la Figura 16; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, propuesta por U. S. Wáter Bureau y ampliada por B. M Reich. Esta gráfica relaciona la precipitación de 24 horas con la de 1 hora para un periodo de retorno de 2 años.

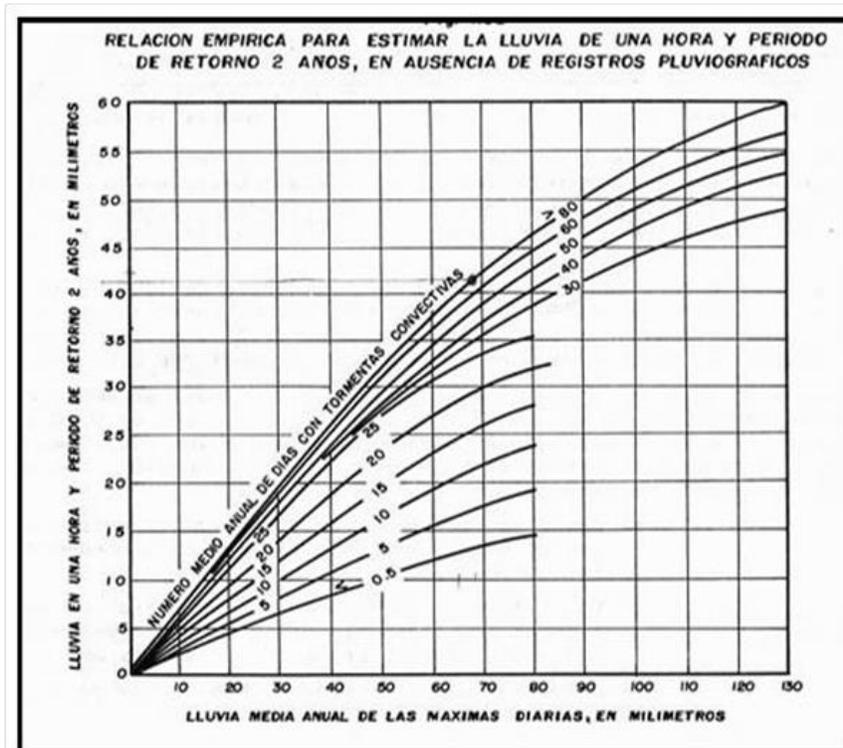


Figura 16 Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años (Aranda, 2010).

Como resultado de la gráfica obtenemos que la precipitación de 1 hora para un Tr de 2 años para cada uno de las cuencas de aportación, con estos datos podemos obtener la precipitación de una hora para el resto de los periodos de retorno aplicando la siguiente expresión:

$$P_T^t = (0.35 \ln T + 0.76)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_2^{60} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde P_T^t es la precipitación en milímetros para el periodo de retorno T y el tiempo t en minutos, en la Tabla 10; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la precipitación en milímetros para 24 horas y 1 hora los diferentes periodos de retorno seleccionados de la cuenca 3.

Tabla 10 Precipitación máxima diaria (PMD), precipitación para 24 horas (P24Tr) y precipitación en una hora para los distintos periodos de retorno. Cuenca 3.

TR	PMD	P24Tr	P1HR; Tr
2	60.82	68.72	47
5	79.09	89.37	62.37
10	89.66	101.31	73.81
25	101.72	114.95	88.92
50	109.96	124.26	100.36
100	117.68	132.98	111.79

TR	PMD	P24Tr	P1HR; Tr
200	125.01	141.26	123.23

Una vez obtenidas las IDT para las cuencas en estudio, se procede al cálculo de la escorrentía, para ello se emplea el método del SCS el cual se basa en la utilización de un Hidrograma Unitario. En la Figura 17 se muestran los hidrogramas para las distintas microcuencas y los distintos periodos de retorno evaluados.

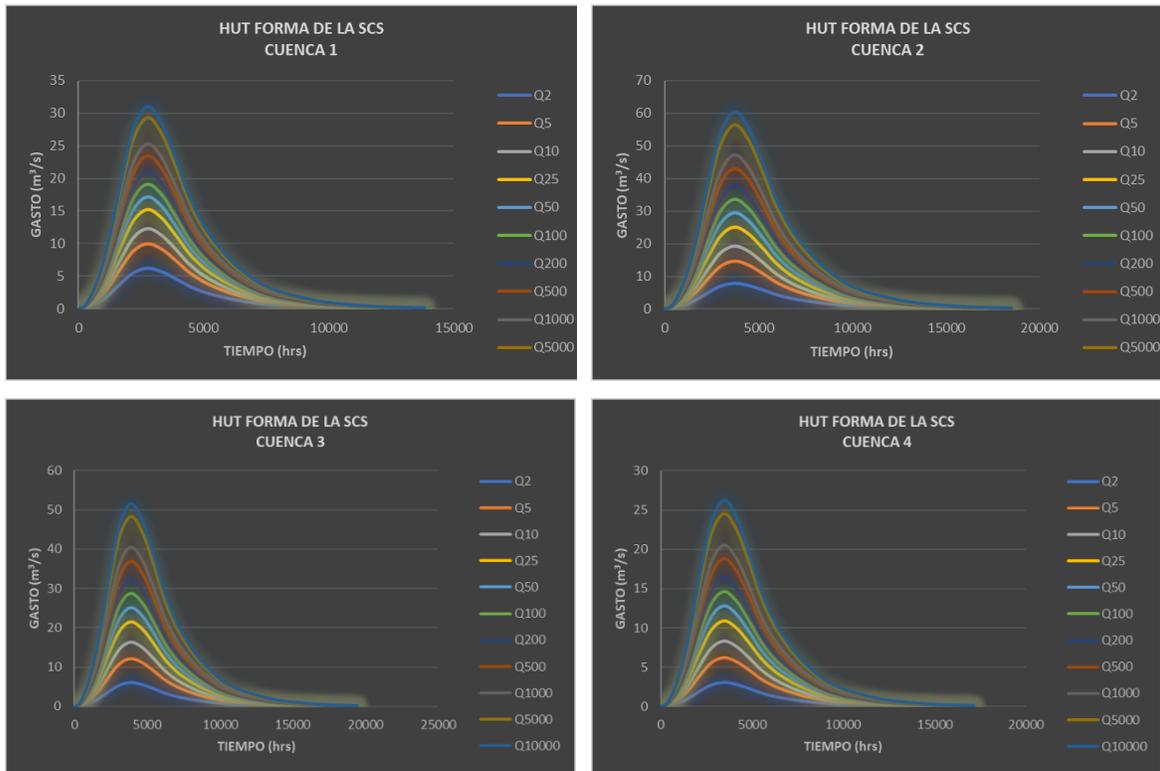


Figura 17 Hidrogramas para las 4 cuencas analizadas.

5.3. Fase III. Definición del caso base.

En la zona de estudio, se tiene como medida de prevención un drenaje de agua pluvial el cual no cumple con su función de canalizar el agua de lluvia (Figura 18) por lo que la escorrentía superficial fluye sobre las calles como si estas fuesen parte del cauce natural generando daños materiales y generando riesgo a los peatones.



Figura 18 Sistema de drenaje pluvial deficiente

El drenaje existente consta de 4, canales de los cuales 3 son de sección rectangular y uno de sección trapecial; existen también 5 tuberías de distintos diámetros (Figura 19; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

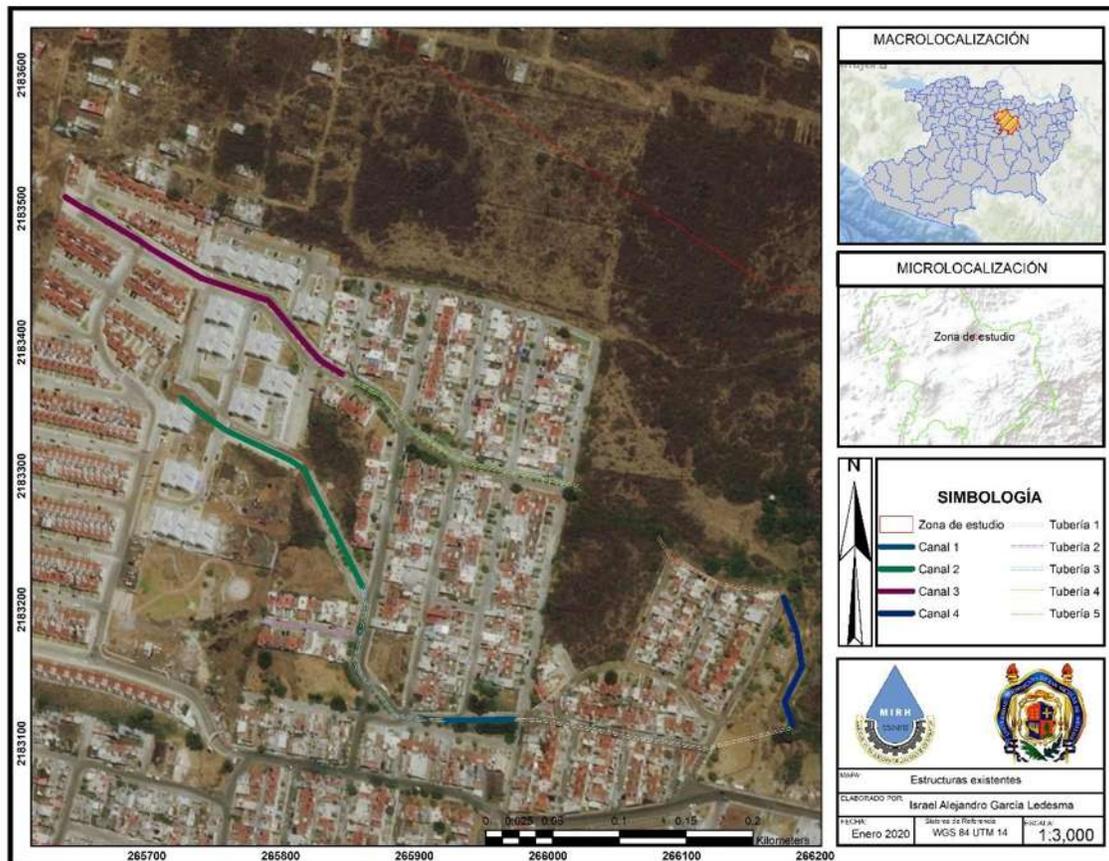


Figura 19 Red de drenaje pluvial.

El canal 1 (Figura 20) recolecta el escurrimiento de las tuberías 2 y 3 con la finalidad de sacar el escurrimiento del sistema por medio de una tubería de Polietileno Corrugado de Alta Densidad (PEAD) con un diámetro de 36 in (91.44 cm) hasta una corriente natural que se encuentra aguas abajo. El canal 1 tiene una sección trapecial (Figura 21), tiene de base 2.30m, una altura de 1.8m, superficie libre del agua 4.30m y una longitud de 50m.



Figura 20 Vista en planta del canal 1

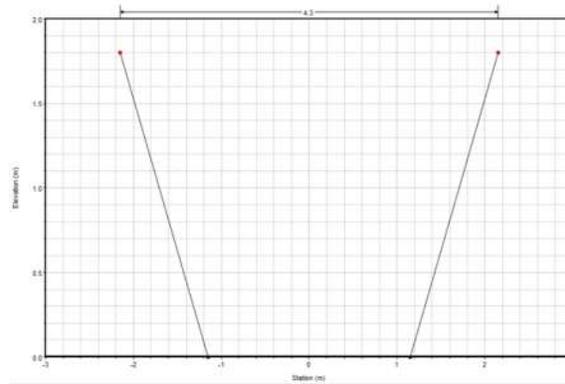


Figura 21 Sección transversal del canal 1



Figura 22 Condiciones actuales del canal 1

El canal 2 (Figura 23) se encuentra al centro de la red de drenaje, este debe coleccionar el agua proveniente de la cuenca 2 para descargarla por medio de la tubería número 3 de PEAD la cual tiene un diámetro de 29in (73.66 cm) hasta en canal 1. El canal 2 es de sección trapecial

(Figura 24), tiene de base 0.85m, una altura de 1.00m, superficie libre del agua 1.20m y una longitud de 205m cabe señalar que en la visita de campo realizada el 18/diciembre/2019 dicho canal no cuenta con una boca de tormenta debidamente diseñada para captar el escurrimiento y en la parte inicial del canal se encuentra una tubería que está obstruida en un 90% del diámetro (Figura 26; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

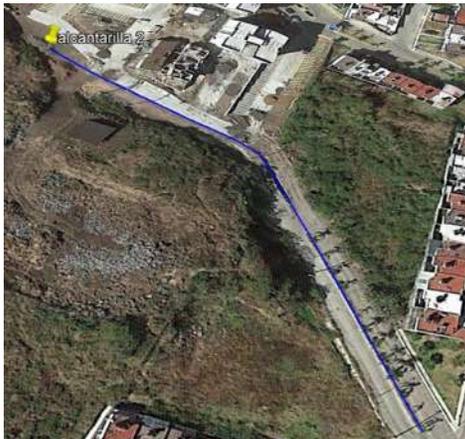


Figura 23 Vista en planta del canal 2

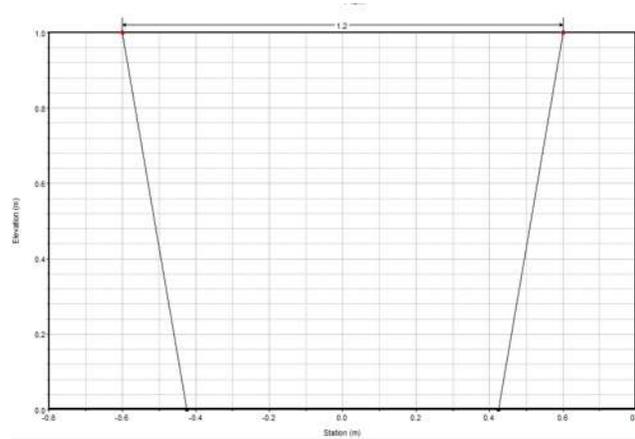


Figura 24 Sección transversal del canal 2



Figura 25 Canal 2 en condiciones actuales



Figura 26 Obstrucción de la tubería en la parte alta del canal.

El canal 3 (Figura 27) se localiza en la parte alta del sistema, este debe canalizar las corrientes provenientes de las cuencas 3 y 4 para canalizarlas fuera de la zona, cabe mencionar que este canal tiene la mayor aportación del escurrimiento del sistema pluvial y a diferencia de los canales 1 y 2 este canal no conecta el escurrimiento hasta la corriente natural que se encuentra en la parte baja de la zona de estudio. El canal 3 de sección rectangular (Figura 28; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) tiene un ancho de 1.77m, una profundidad de 2.20m y una longitud de 250m el canal se conecta con una tubería de PEAD cuyo diámetro

es de 40in (101.6 cm) la cual lleva el escurrimiento a un terreno baldío que colinda con el fraccionamiento "El Mirador del Quinceo" el cual se encuentra en la parte baja de la zona de estudio.



Figura 27 Vista en planta del canal 3

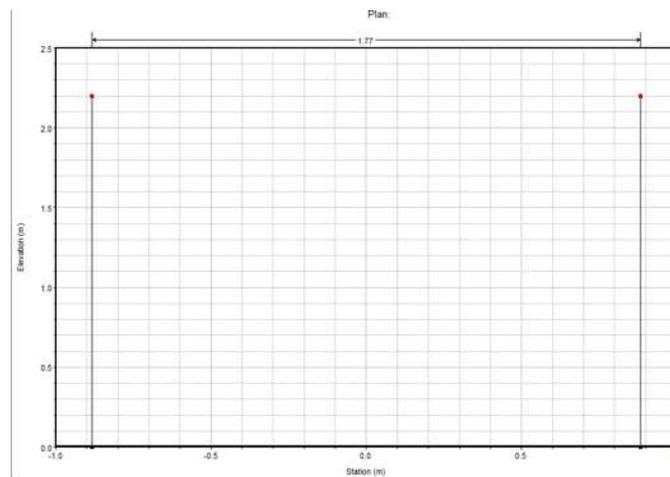


Figura 28 Sección transversal del canal 3



Figura 29 Canal 3 en condiciones actuales

El canal 4 (Figura 30) es el de descarga, se encuentra en la parte baja de la zona de estudio, dicho canal debe canalizar el escurrimiento proveniente del canal 3 a la corriente principal. El canal de descarga tiene sección rectangular (Figura 30) tiene 2.60 m ancho, 0.30 m de alto y una longitud de 102m.



Figura 30 Vista en planta del canal 4

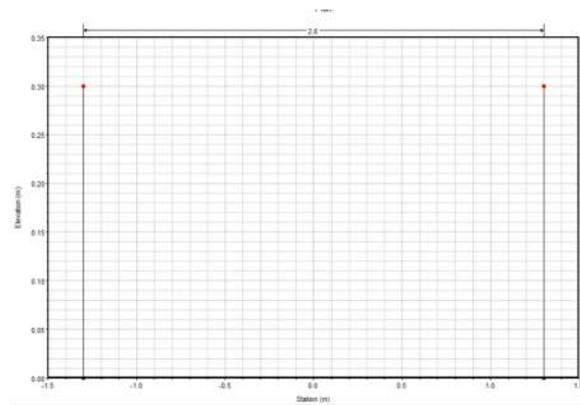


Figura 31 Sección transversal del canal 4

En visita de campo realizada el 18/diciembre/2019 se observó una boca de tormenta en el inicio de la tubería 2 (Figura 32) la cual tiene como objetivo canalizar el escurrimiento proveniente de la corriente 1 y el derivado de la corriente 2 que se alcance a desviar a la misma para conducir el flujo por la tubería 2 y con ello desalojar la escorrentía generada fuera del sistema disminuyendo los daños en la zona de estudio.



Figura 32 Boca de tormenta de la tubería 2.

En la visita de campo realizada el 11/febrero/2020 se observa que ya existe una boca de tormenta en el canal 3 (Figura 33) que tiene por objeto captar el escurrimiento de las corrientes 3 y 4 para conducir el flujo por el canal 3, en el área de captación se encuentra invadido de vegetación y depósitos de rocas y basura las cuales pueden ser arrastrados por el flujo o simplemente contaminación por parte de la ciudadanía lo cual deberá limpiarse para garantizar el buen funcionamiento de la estructura.



Figura 33 Boca de tormenta del canal 3

5.4. Fase IV. Definición de eventos de inundación.

El rango de periodos de retorno para la modelación será desde el periodo más bajo calculado (Tabla 10) hasta el periodo de 200 años siguiendo las

recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) para la construcción de bordos o pequeñas presas.

5.5. Fase V. Arquitectura del modelo de riesgo.

El esquema de modelación para el cálculo de riesgo será el establecido por el Software iPresas Flood el cual realiza una combinación de la probabilidad de que se presenten unas determinadas cargas, la probabilidad de que se produzca un determinado evento de inundación dadas estas cargas y las consecuencias de la inundación. En el software de iPresas platea entre otros el modelo de riesgo para el análisis de inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces, la Figura 34 muestra el diagrama de influencia definido para el análisis del riesgo de inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces, para el caso en que el área de estudio puede verse afectada por inundaciones asociadas al régimen natural del río.

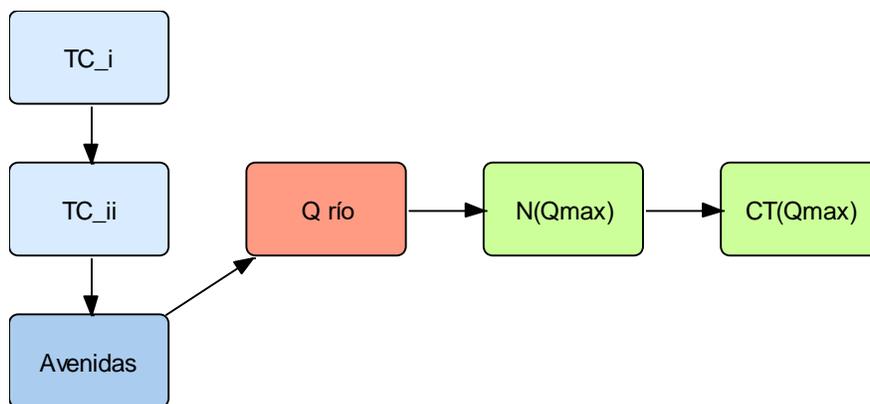


Figura 34 Diagrama de influencia establecido para el cálculo simplificado del riesgo de inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces (régimen natural)

5.6. Fase VI. Datos de entrada al modelo de riesgo.

Los cálculos y estimaciones necesarios para la obtención de los datos de entrada al modelo de riesgo son los siguientes:

- a) Cargas. En lo correspondiente a la parte hidrológica, se asociaron los gastos máximos de cada cuenca con la probabilidad de excedencia de cada periodo de retorno (Figura 35).

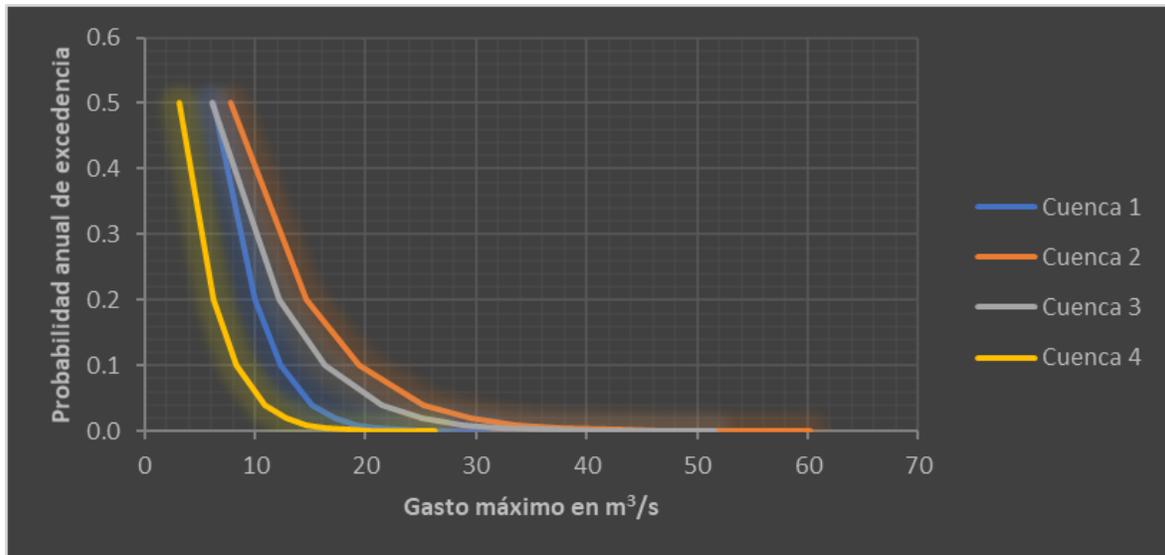


Figura 35 Gasto-probabilidad de excedencia

b) Respuesta del sistema. La simulación hidráulica se realizó utilizando un software 2D (Iber) con el cual se obtienen las variables de relevancia para la caracterización de la inundación que se mencionaron en la Tabla 2.

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no- permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios. (Bladé, y otros, 2014)

El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D). (Bladé, y otros, 2014)

El software iber se divide en pre-proceso y post-proceso. En el pre-proceso se ingresan los parámetros necesarios para poder realizar el cálculo (topografía, rugosidad, condiciones de contorno y tiempo de simulación).

Para el cálculo se debe generar una malla con las características topográficas de la zona de estudio, por lo tanto, es necesario hacer la conversión del modelo digital el

cual se encuentra en formato tipo raster a un formato tipo ascii para trabajar con los datos topográficos de la zona de estudio dentro de la interfaz del software iber.



Figura 36 Visualización de la malla en la interfaz del pre- proceso.

En la Figura 37; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se visualizan los resultados obtenidos por medio de la modelación en iber en la cual se pueden visualizar las zonas afectadas y los tirantes que se presenta en la zona urbana y a lo largo de los cauces en estudio.

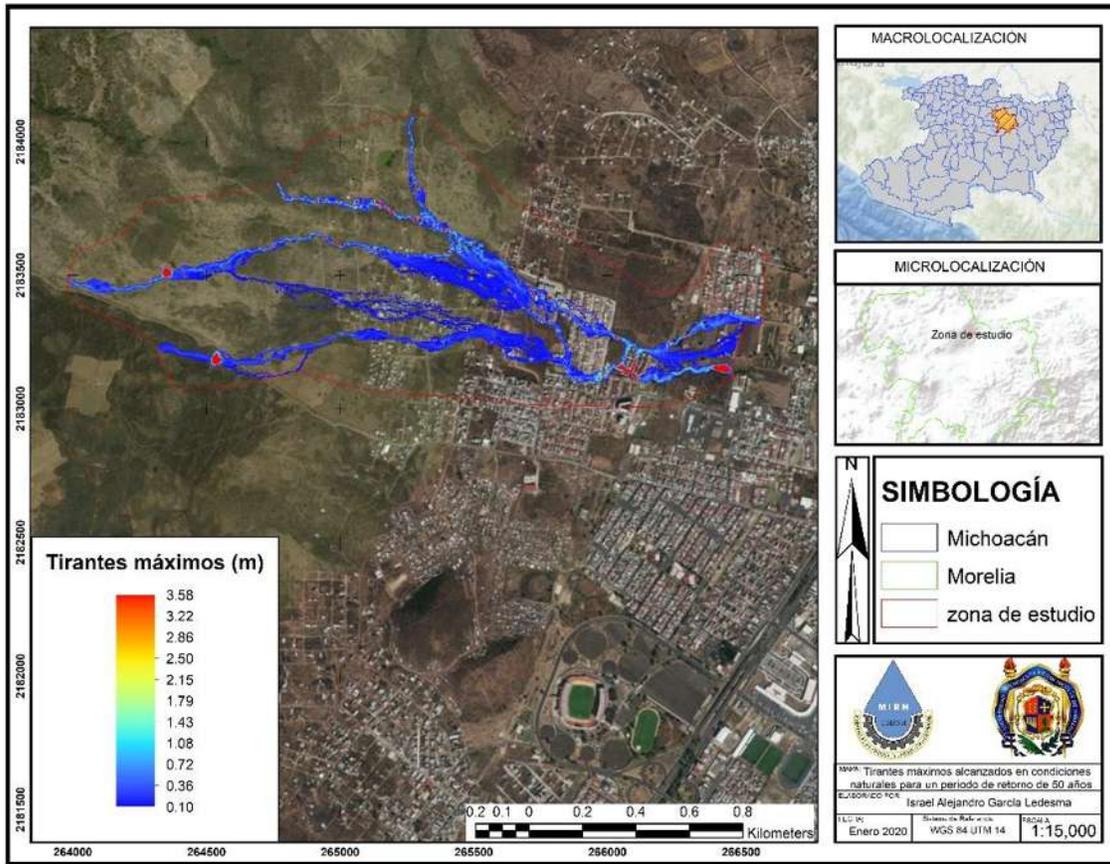


Figura 37 Tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años en condiciones naturales.

Otro factor importante que se obtiene por medio de la modelación hidráulica es la velocidad, las velocidades se muestran en la Figura 38.

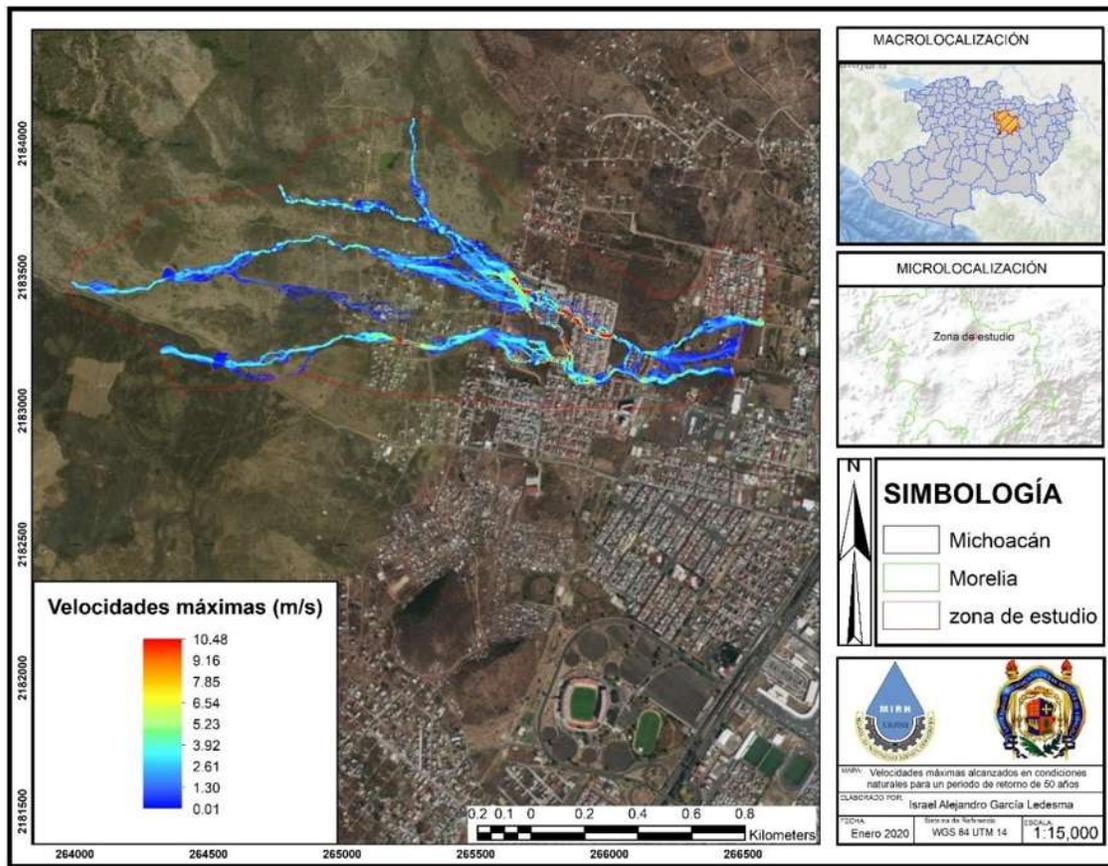


Figura 38 Velocidades máximas para un periodo de retorno de 50 años en condiciones naturales

c) Consecuencias. Para contabilizar la población en riesgo se deben consultar bases de datos de población actual, para ello se consultó el Inventario Nacional de Vivienda 2016 (INV2016) de INEGI (INEGI, 2016), de esta base de datos se obtienen las manzanas y el número total de habitantes en el área.

Con el número total de habitantes y la superficie total de la zona de estudio se obtiene una densidad de población de 114hab/ha (Tabla 11).

Tabla 11 Calculo de la densidad de población.

Población total									
Total de viviendas	Total de viviendas deshabitadas	Total de viviendas habitadas	Total de Habitantes	Habitantes por vivienda	Área habitada (ha)	Densidad de población (hab/ha)	Área nueva poblada (ha)	Población nueva	Población total actual
1764	560	1204	4253	4	37.34	114	7.9023	900	5153

Para cada evento analizado se debe realizar la cuantificación de los habitantes afectados por el fenómeno analizado, para el análisis realizado en esta investigación dicha cuantificación se puede observar en la Tabla 12.

Tabla 12 Población afectada.

Periodo de retorno	Tr 2	Tr5	Tr10	Tr50	Tr100	Tr200
Viviendas afectadas	273	390	415	441	457	491
Población afectada	964	1378	1466	1558	1614	1734

5.6.1. Cálculo de la población en riesgo.

En la zona de estudio predominan edificaciones de 2 plantas por lo que se selecciona una altura de edificación promedio de 5m, adicional a esto se identifican 2 tipologías de edificaciones (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), en la parte alta de la zona urbana se tienen viviendas de clase baja puesto que se trata de viviendas improvisadas de madera, lámina y cartón, calles sin pavimentar lo que dificulta el acceso y en la zona baja se tiene varios fraccionamientos de interés social con casas completamente terminadas, calles pavimentadas e incluso se tiene una red de drenaje para mitigar un poco los efectos que puedan generar los escurrimientos provenientes de la parte alta por lo que se denominan de clase media por esto se deben considerar 2 categorías diferentes.

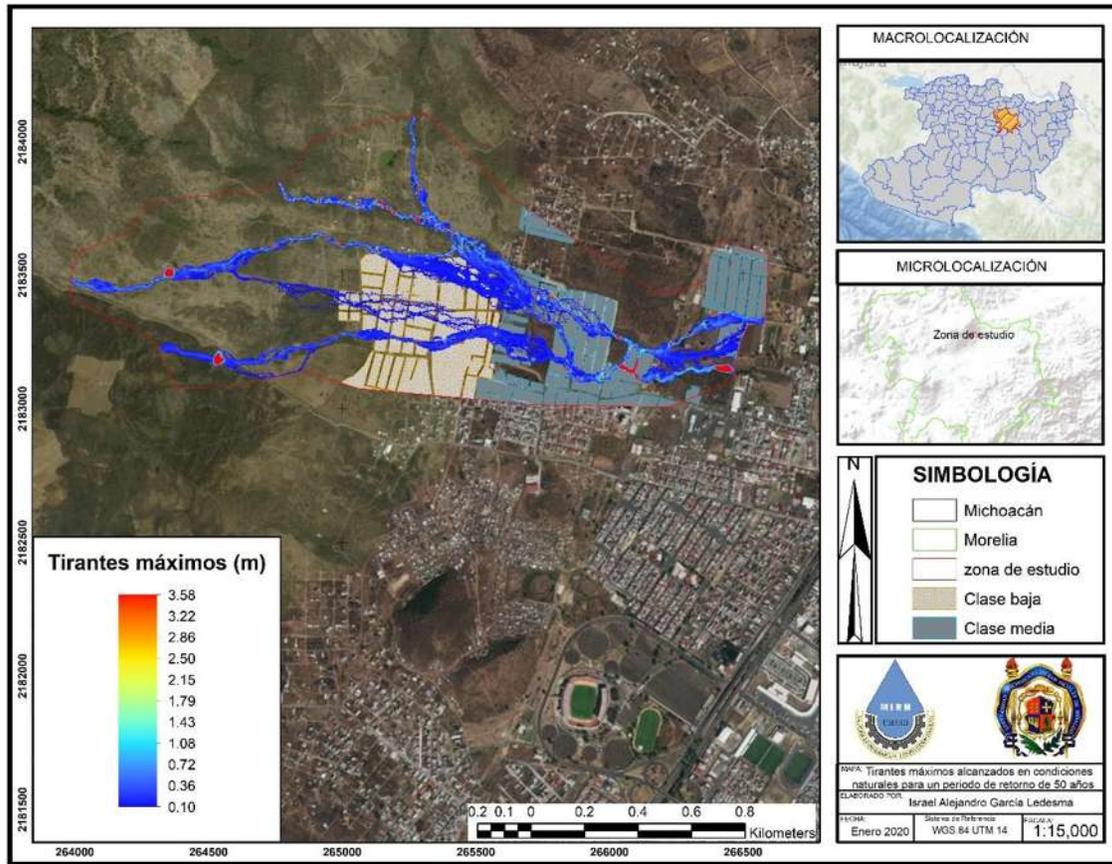


Figura 39 Clases socioeconómicas afectadas.

Para la obtención de las tasas de mortalidad se considera para el caso base una categoría C2 (Tabla 4) considerando que no se tiene formación a la población, no existe coordinación entre los servicios de emergencia y las autoridades y debido a las condiciones geográficas de la zona de estudio no hay medios de comunicación a la población.

La tasa de mortalidad depende de los tiempos de aviso (Tabla 5 y Tabla 6), para la zona de estudio en ambos casos se tiene una severidad baja, es decir, no se prevén daños estructurales en edificios ni en cimentaciones.

Para cada periodo de retorno analizado se debe seleccionar del análisis de la zona más crítica para cada zona habitacional (clase media y clase baja), delimitando un triángulo y seleccionando el ancho más grande alcanzado por la inundación.

La estimación de pérdidas se realizó por separado para cada una de las zonas habitacionales y posteriormente se realizó el cálculo de la pérdida potencial estimadas de vidas total para cada periodo de retorno analizado (Tabla 13).

Tabla 13 Calculo de la perdida potencial estimada de vidas.

Tr	Q_{pf}	vidas (N₁)	vidas (N₂)	vidas (N)
2	17.65	0.35	2.51	2.86
5	33.61	1.62	4.36	5.97
10	44.24	3.49	11.07	14.56
50	57.36	6.89	15.11	22.00
100	66.84	6.89	15.11	22.00
200	76.05	8.39	15.90	24.29

5.6.2. Pérdidas económicas potenciales.

Las afecciones en el núcleo de estudio se encuentran zonas habitacionales y equipamiento (parque lineal), de los cuales la zona habitacional se clasifica en 2 zonas (Clase media y baja).

Identificadas las clases socio-económicas de la zona de estudio se debe definir un costo de referencia por metro cuadrado, para el caso de estudio se definen 2 costos de referencia fijos para cada una de las clases, para la determinación del costo de referencia se consideraron zonas tipo moderno, con un uso habitacional de calidad media y económica (clase baja) ambos casos con un estado de conservación regular. Para la determinación de los costos de referencia se toman valores unitarios para la clasificación de la construcción, los cuales son proporcionados por la Dirección de catastro.

Tabla 14 Pérdidas económicas potenciales (en dólares).

Tr	Q_{pf}	CR1	CR2	CT1	CT2	CT
2	23.25	\$93.85	\$56.45	\$905,595.58	\$794,011.70	\$1,699,607.29
5	43.01			\$1,298,120.96	\$1,261,725.47	\$2,559,846.44
10	56.27			\$1,436,978.91	\$1,543,758.00	\$2,980,736.91
50	84.70			\$2,032,941.41	\$2,096,635.28	\$4,129,576.69
100	96.33			\$2,032,941.41	\$2,096,635.28	\$4,129,576.69
200	107.73			\$2,209,863.99	\$2,238,406.32	\$4,448,270.31

5.7. Fase VII. Cálculo del riesgo.

Como resultado del análisis del caso base se obtiene un modelo con 84 ramas en el árbol de eventos, los resultados del cálculo del riesgo social y económico se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15 Resultados de probabilidad y riesgo obtenidos mediante el modelo de riesgo.

Resultados	
	Resultados de riesgo
Probabilidad total (1/año)	0.5
Riesgo económico total (MD/año)	1.26478249872
Riesgo social total (vidas/año)	4.07440102686

Donde:

- Probabilidad: Es la suma de probabilidades de ocurrencia todas las avenidas consideradas en el modelo para las ramas consideradas. En general este valor es igual a la inversa del período de retorno de la menor avenida considerada.
- Riesgo (pesos): Este riesgo es el riesgo económico de inundación en la zona urbana, que resulta de la multiplicación de la probabilidad de inundación por las consecuencias económicas que produce. Este riesgo se expresa en unidades monetarias/año.
- Promedio (pesos): Consecuencias económicas promedio obtenidas al dividir el riesgo económico por la probabilidad. Tiene unidades monetarias.
- Riesgo (vidas): Este riesgo es el riesgo de pérdida de vidas de inundación en la zona urbana, que resulta de la multiplicación de la probabilidad de inundación por la pérdida de vidas que esta inundación produce. Tiene unidades de vidas/año
- Promedio (vidas): Pérdida de vidas promedio obtenidas al dividir el riesgo de pérdida de vidas por la probabilidad. Tiene unidades de pérdida de vidas.

5.8. Fase VIII. Representación de curvas F-N.

Representación de curvas F-D y F-N. A partir de los resultados del modelo de riesgo se obtienen las probabilidades anuales de excedencia de cada nivel de pérdida potencial de vidas o pérdidas económicas. (Figura 40)

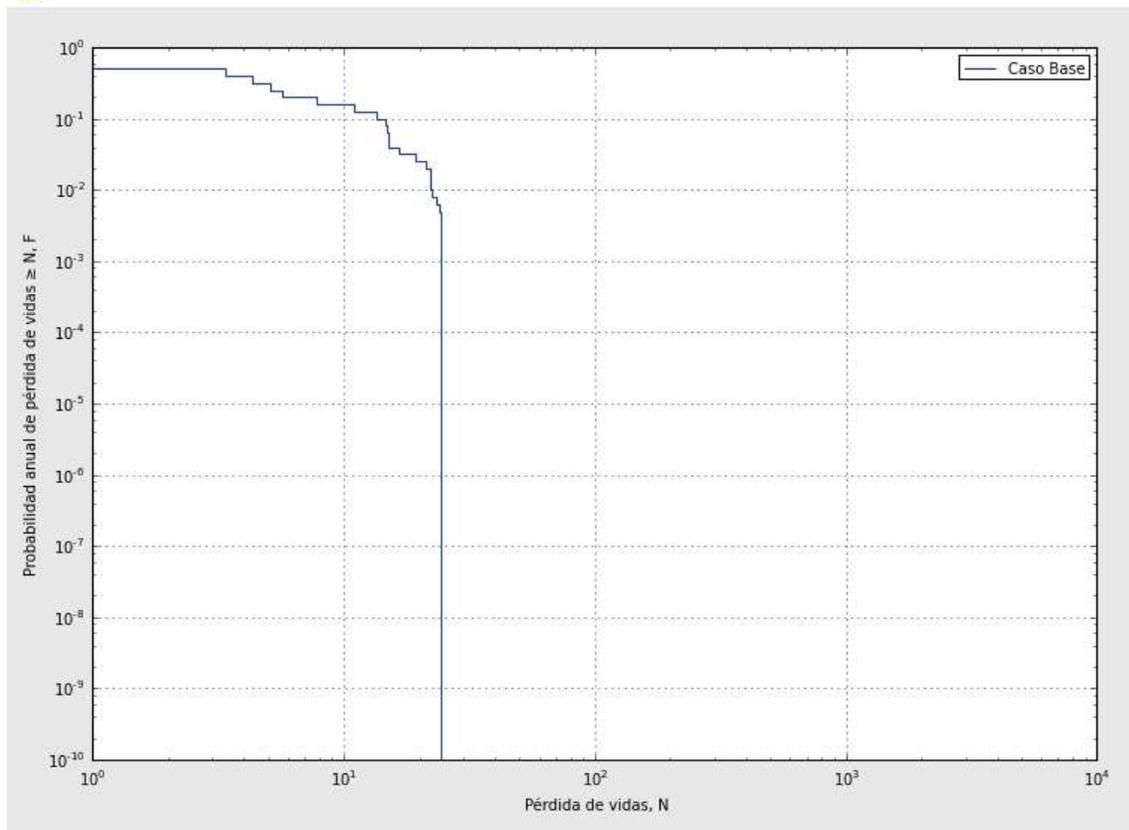


Figura 40 Curva F-N para el caso base.

En la Figura 40 se observa la probabilidad de pérdidas de vidas humanas para el caso base, dicho resultado puede disminuir con la implementación de medidas estructurales y no estructurales que ayuden a mitigar los efectos de la inundación en la zona de estudio.

5.9. Fase IX - X. Evaluación del riesgo y Análisis del efecto de medidas de reducción del riesgo.

Adicional al caso base se realizaron diversos escenarios de análisis para poder determinar la mejor propuesta; en primera instancia se analizó el cálculo implementando un Plan de Gestión de Riesgo en donde intervienen medidas no estructurales para la reducción de riesgo como son la implementación de sistemas de aviso, medios de comunicación directos entre las autoridades y la población, planes de contingencia y coordinación entre los servicios de emergencia y las autoridades correspondientes para una respuesta inmediata ante un evento de inundación, así como campañas de formación a la población para con ello disminuir el riesgo (Figura 41; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

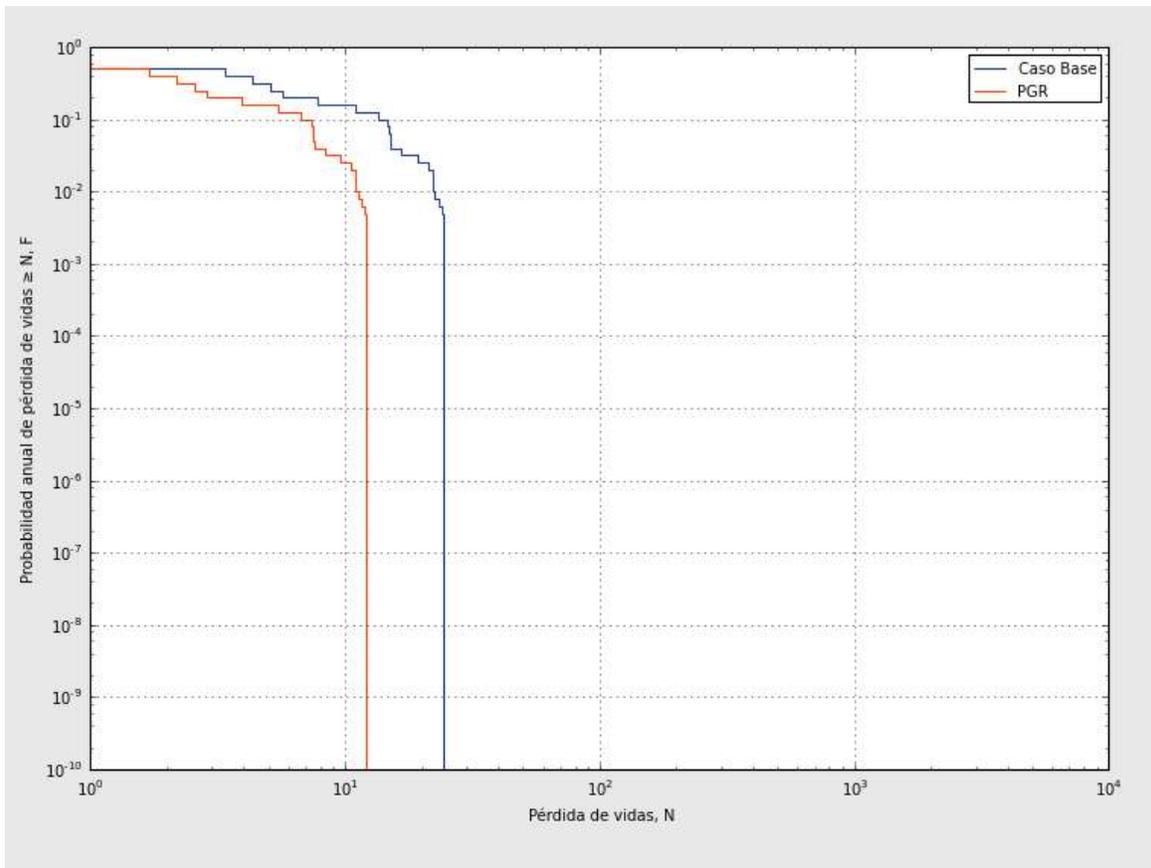


Figura 41 Curva F-N comparativa del caso base y la implementación de un PGR.

En la Figura 41 se puede apreciar una disminución del riesgo lo que se ve reflejado directamente en una menor probabilidad de pérdidas de vidas únicamente implementando un PGR, es decir sin realizar una gran inversión económica ya que no se contempla ninguna estructura en dicho escenario.

Como parte de las medidas estructurales propuestas para mitigar los efectos en primera instancia se tiene la restauración y aprovechamiento del drenaje pluvial que se tiene en la zona por lo que es necesario realizar la construcción de 1 boca de tormenta (BT) y mejorar el funcionamiento de las que se tiene construidas (Figura 32 y Figura 33; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), dichas obras tendrán la función de canalizar el agua a los diferentes canales con los que se cuenta (Figura 42), en caso de la BT 1 se drena por medio de la tubería 2. Con dichas acciones las pérdidas económicas se reducen considerablemente ya que tenemos menor superficie inundada.

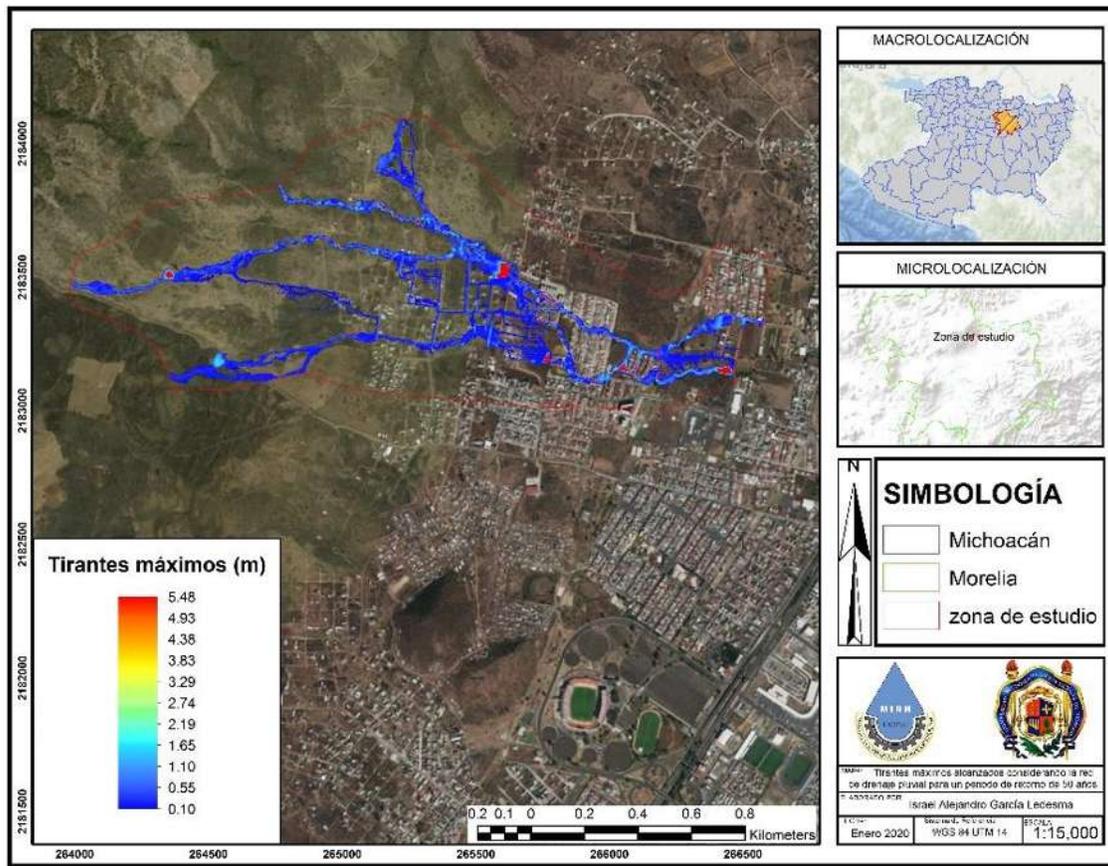


Figura 42 Tirantes máximos para un periodo de retorno de 50 años implementando el sistema de drenaje con las bocas de tormenta como medidas estructurales para la reducción del riesgo.

En el análisis se consideró el correcto funcionamiento del sistema de drenaje sin la implementación del PGR (Figura 43), y como resultado de dicha inversión se puede observar una reducción del riesgo social aún mayor que si solo se llevan a cabo las acciones no estructurales como es el caso de PGR.

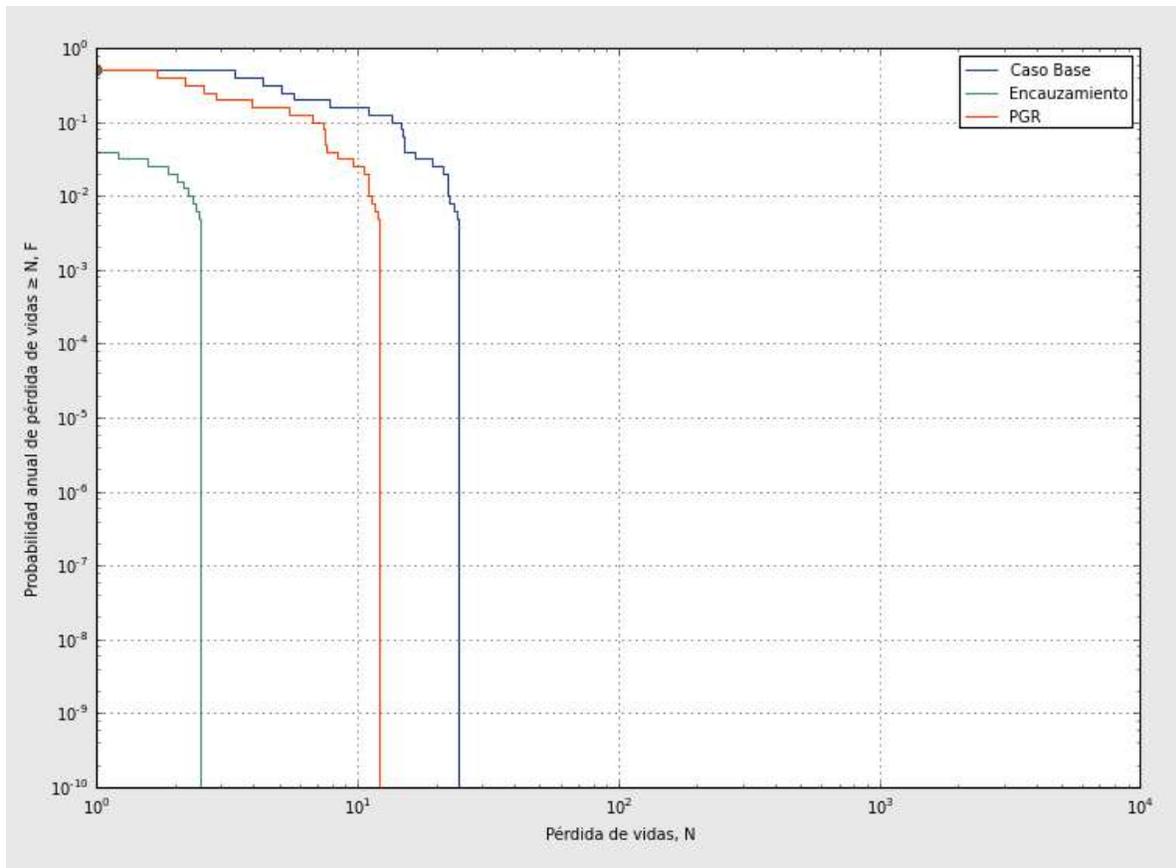


Figura 43 Curva F-N considerando el correcto funcionamiento del sistema de drenaje pluvial.

Adicionalmente se realizó un análisis comparativo implementando un PGR con el correcto funcionamiento del sistema de drenaje pluvial urbano (Figura 44), combinando directamente el conjunto de las medidas estructurales y no estructurales propuestas hasta este punto del análisis.

De nueva cuenta se observa una reducción directa en la probabilidad de pérdidas humanas estimadas.

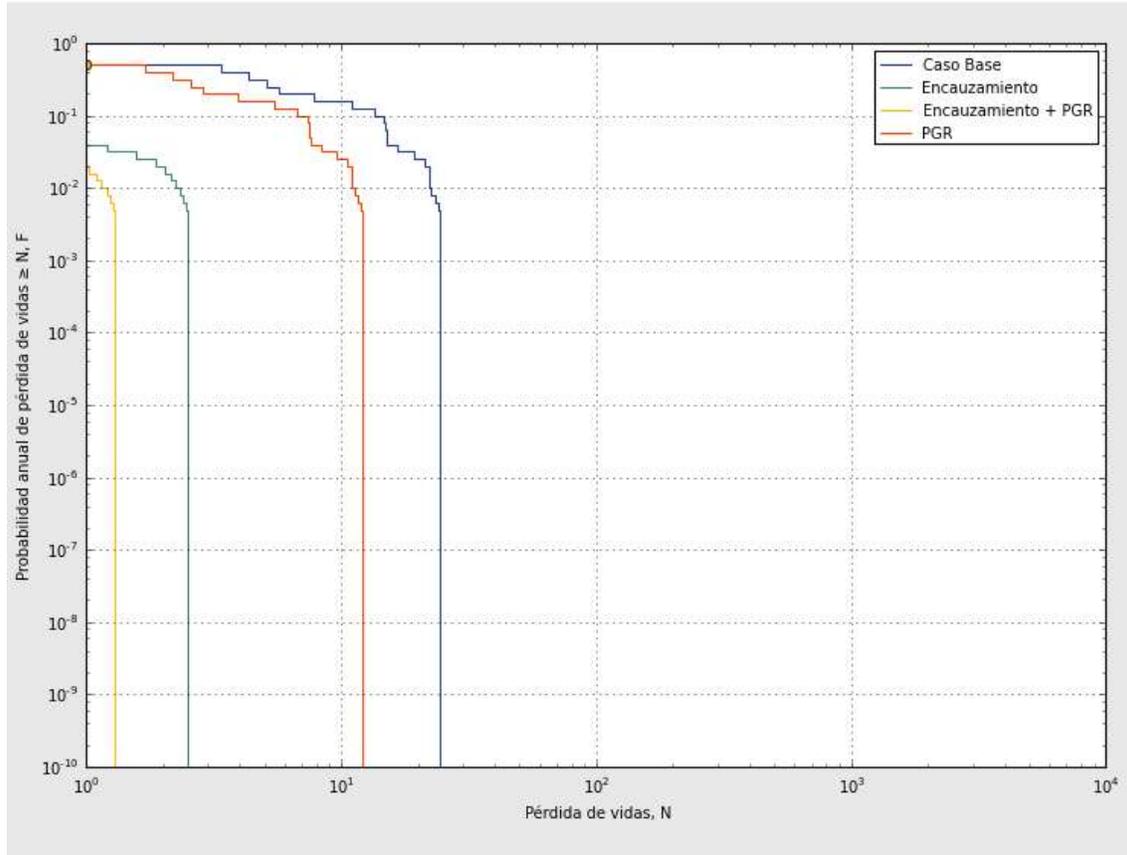


Figura 44 Curva F-N comparativa del correcto funcionamiento de la red de drenaje urbana y la implementación de un PGR con dicha propuesta.

Como parte complementaria al sistema de drenaje pluvial se plantea la construcción de 3 represas en la parte alta de la cuenca (Figura 45) con la función de retener el hidrograma de la corriente 1 para disminuir el escurrimiento total en la zona urbana y romper el pico del hidrograma de las corrientes 2 y 3 para disminuir las pérdidas totales en la zona.

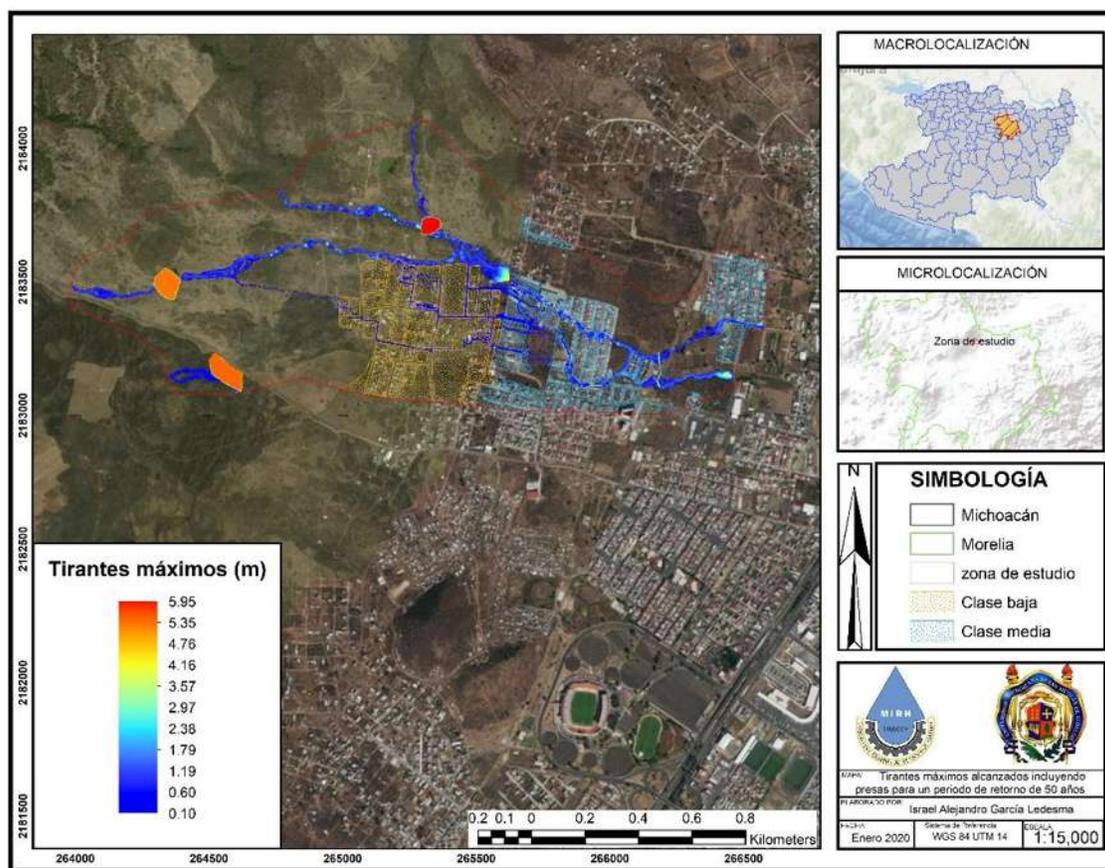


Figura 45 Tirantes máximos alcanzados para un periodo de retorno considerando el funcionamiento conjunto de las presas y la red de drenaje.

Como resultado de las modelaciones se observa una reducción en la superficie de afectación por lo cual es necesario evaluar el funcionamiento del sistema conjunto de presas y la red de drenaje urbano (Figura 46), adicional a ello, se debe realizar una comparativa de la reducción del riesgo social implementando un plan de gestión del riesgo del conjunto (Figura 47), es decir la combinación de las medidas estructurales y no estructurales para la reducción del riesgo.

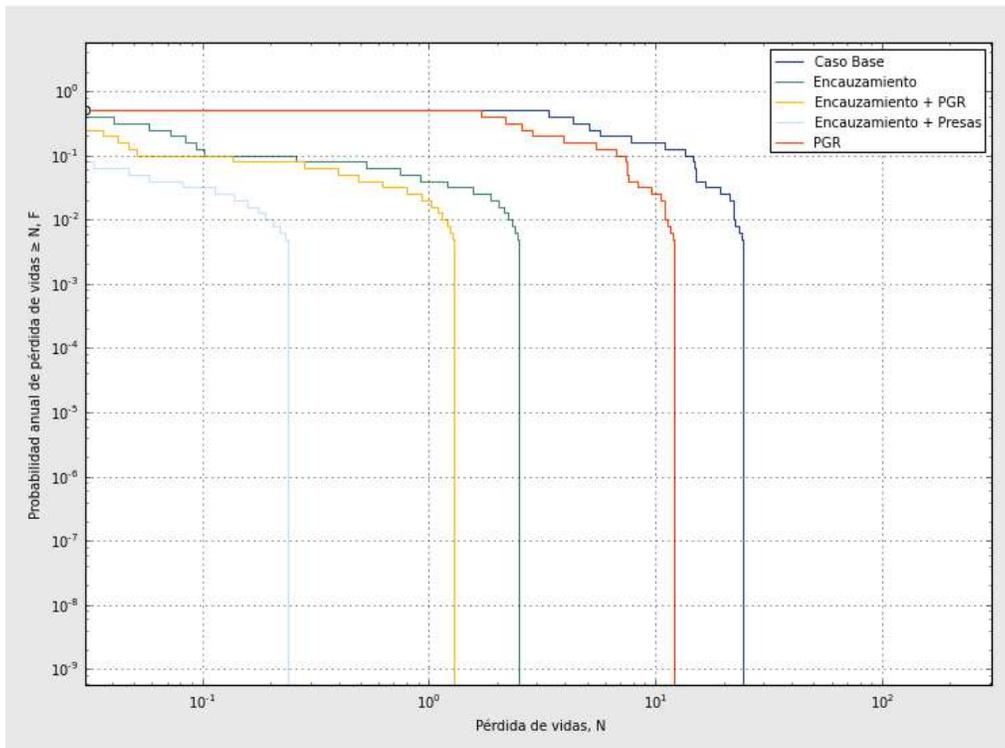


Figura 46 Curva F-N considerando en conjunto el sistema de drenaje pluvial y 3 presas en la parte alta de la cuenca.

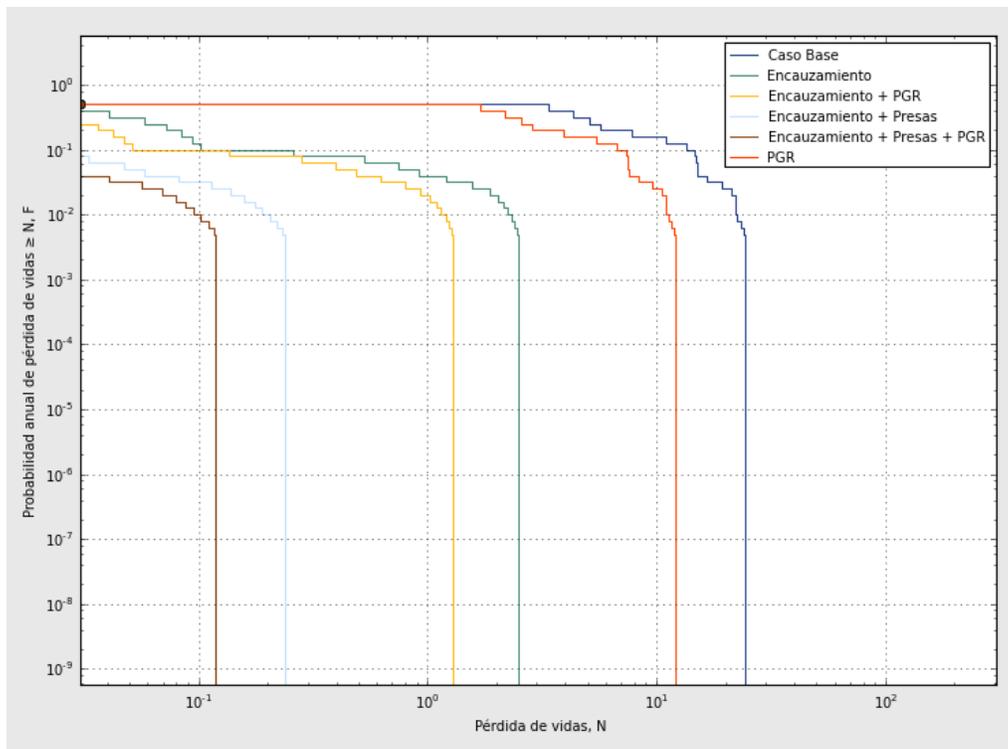


Figura 47 Curva F-N comparativa del correcto funcionamiento del sistema de reducción del riesgo implementado medidas estructurales y no estructurales.

Como se observa en la Figura 47 la reducción del riesgo social va en aumento con cada escenario analizado, sin embargo, existen otros factores que forman parte fundamental al momento de tomar la decisión de construir o no ciertas obras de ingeniería para la prevención de desastres.

El análisis hasta aquí descrito únicamente hace alusión al riesgo social, sin embargo, el factor económico es un aspecto fundamental en la gestión del riesgo ya que se requiere valorar cada una de las alternativas de solución para realizar las acciones que representen una mejor rentabilidad, bajo esta premisa se realizaron los análisis correspondientes considerando los costos de construcción, operación e implementación que representa cada una de las propuestas analizadas anteriormente.

Al momento de realizar el análisis de las medidas de reducción no estructurales (PGR) se debe considerar al menos el costo de una campaña publicitaria para realizar acorde a la escala de trabajo la divulgación de la información (Figura 48), con el objetivo de alentar a la población a informarse y participar en las campañas de prevención con la finalidad de adoptar las rutinas de acción más convenientes para afrontar una situación de emergencia.

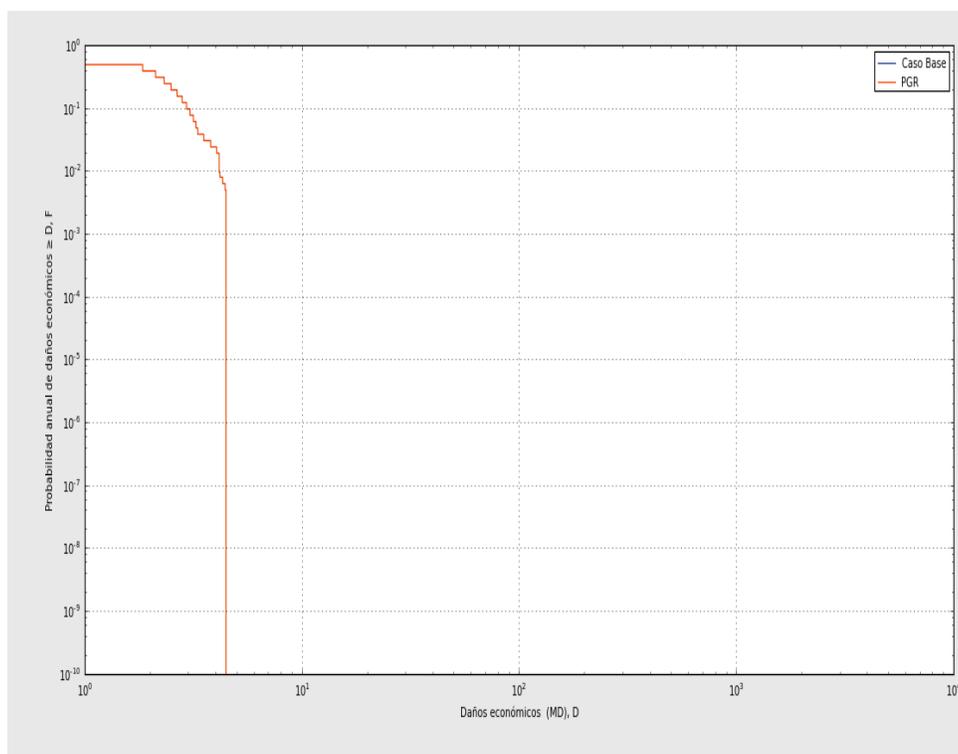


Figura 48 Curva F-D implementando un PGR.

Como se puede observar la implementación de un PGR no tiene un impacto en cuanto a daños económicos se refiere ya que este tipo de acciones únicamente se contemplan para salvaguardar la vida de las personas, es por ello que en cuanto a daños económicos se refiere solo tendrán impacto directo las medidas estructurales ya que son las que mitigan el efecto de la inundación al retener el escurrimiento en zonas en las zonas de control destinadas a regular el flujo o conducir el escurrimiento de manera rápida y segura fuera de la zona analizada.

De acuerdo a lo mencionado en las líneas anteriores se realizó el análisis de las curvas F-D para representar la relación entre las consecuencias económicas y la probabilidad anual de excedencia.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se aprecia una amplia reducción en cuanto a pérdidas económicas se refiere realizando las obras necesarias para que el sistema de drenaje pluvial que existe en la zona urbana funcione correctamente.

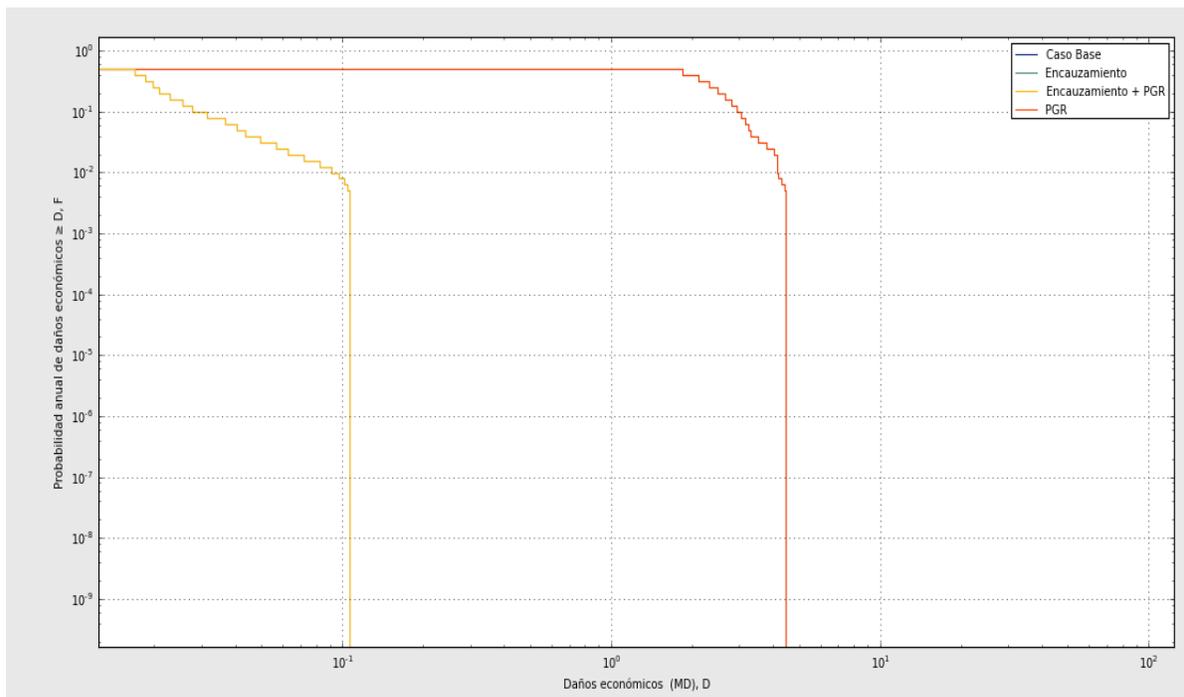


Figura 49 Grafica F-D considerando el correcto funcionamiento de la red de drenaje pluvial urbano.

De acuerdo con lo que se aprecia en la Figura 49, al implementar medidas estructurales la probabilidad de pérdidas se reduce considerablemente, siendo recomendable realizar una

comparativa de la probabilidad de pérdidas con el sistema de drenaje pluvial y la interacción del sistema completo, es decir, el escenario con presas y la red de drenaje.

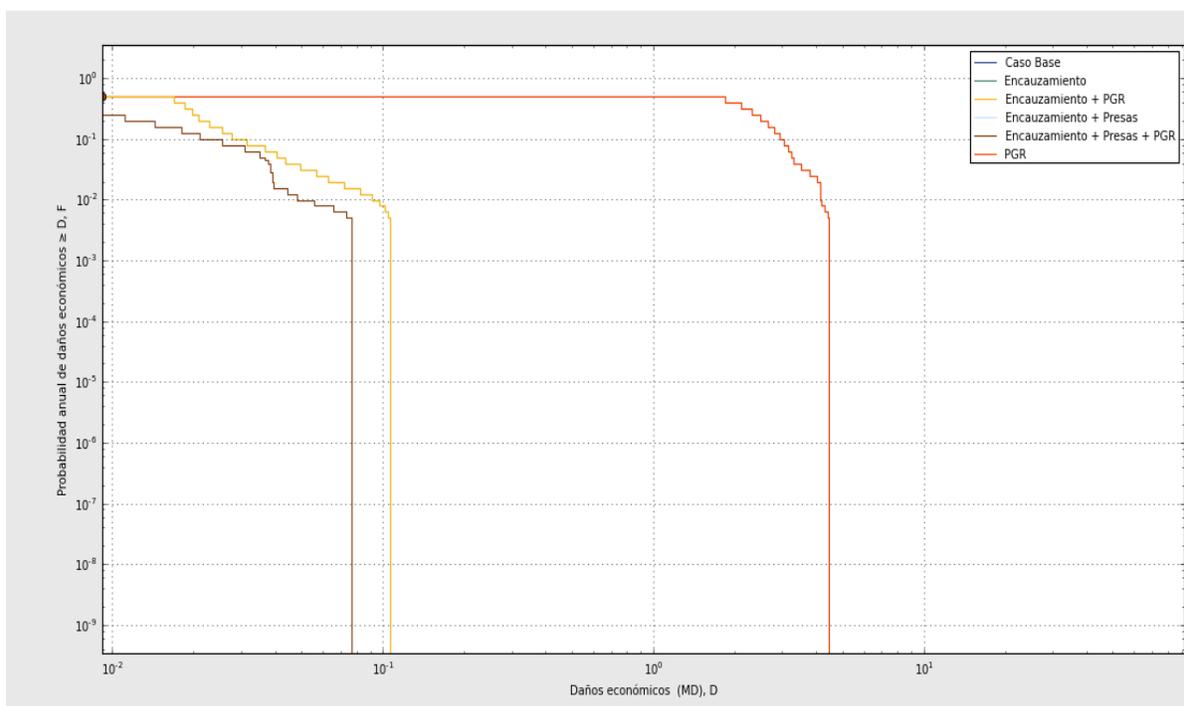


Figura 50 Grafica F-D considerando la interacción completa del sistema de mitigación de riesgo (presas y red de drenaje).

En la Figura 50 se aprecia que se repite el comportamiento de las gráficas F-N, es decir, con la implementación de 3 presas en la parte alta de la cuenca como medida de mitigación estructural la probabilidad de pérdidas económicas se reduce aún más que únicamente considerando la red de drenaje,

Hasta este punto de análisis se han evaluado escenarios de reducción del riesgo por inundación implementando medidas estructurales y no estructurales, sin embargo, al momento de tomar una decisión para construir o no cualquier estructura es necesario realizar una valoración de análisis costo-beneficio de las estructuras propuestas, este análisis se plantea como el riesgo en situación original menos el riesgo con la obra, ese resultado es el análisis costo beneficio para la viabilidad de la obra, dicho análisis se puede realizar en el módulo de “Análisis Coste-Beneficio” del software iPresas Flood, en dicho apartado, el software permite añadir y gestionar inversiones de análisis.

Para el análisis costo beneficio se realizó una propuesta de inversión tomando como base el “Tabulador general de precios unitarios vigente a partir de 1° de marzo de 2019” (SOBSE, 2019)

En el primer caso de análisis, es decir, al momento de implementar un PGR se considera como inversión inicial los gastos por difusión de la información para que ésta pueda llegar a toda la población objetivo, con la finalidad de informar a la población y a su vez promover la participación de la ciudadanía en las campañas de información, prevención y cursos de capacitación con la finalidad de que estén preparados para adoptar las rutinas de acción más convenientes para afrontar una situación de emergencia.

Dado que ese tipo de campañas de información se llevan a cabo en cortos periodos de tiempo durante un año, se considera entonces que el tiempo de inversión y funcionamiento de este tipo de medidas de reducción del riesgo se dan en un lapso inicial de un año.

En la *Figura 51* se muestra el gráfico del análisis costo-beneficio por implementación de un plan de gestión de riesgo en el cual se considera la inversión inicial como un costo (gasto por implementación de campañas de difusión) y se analiza para un periodo de retorno de 50 años siguiendo las recomendaciones que dicta la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) para Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales que comunican poblados medianos (Tabla 16).

Tabla 16 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial, parte II (CONAGUA, 1996).

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

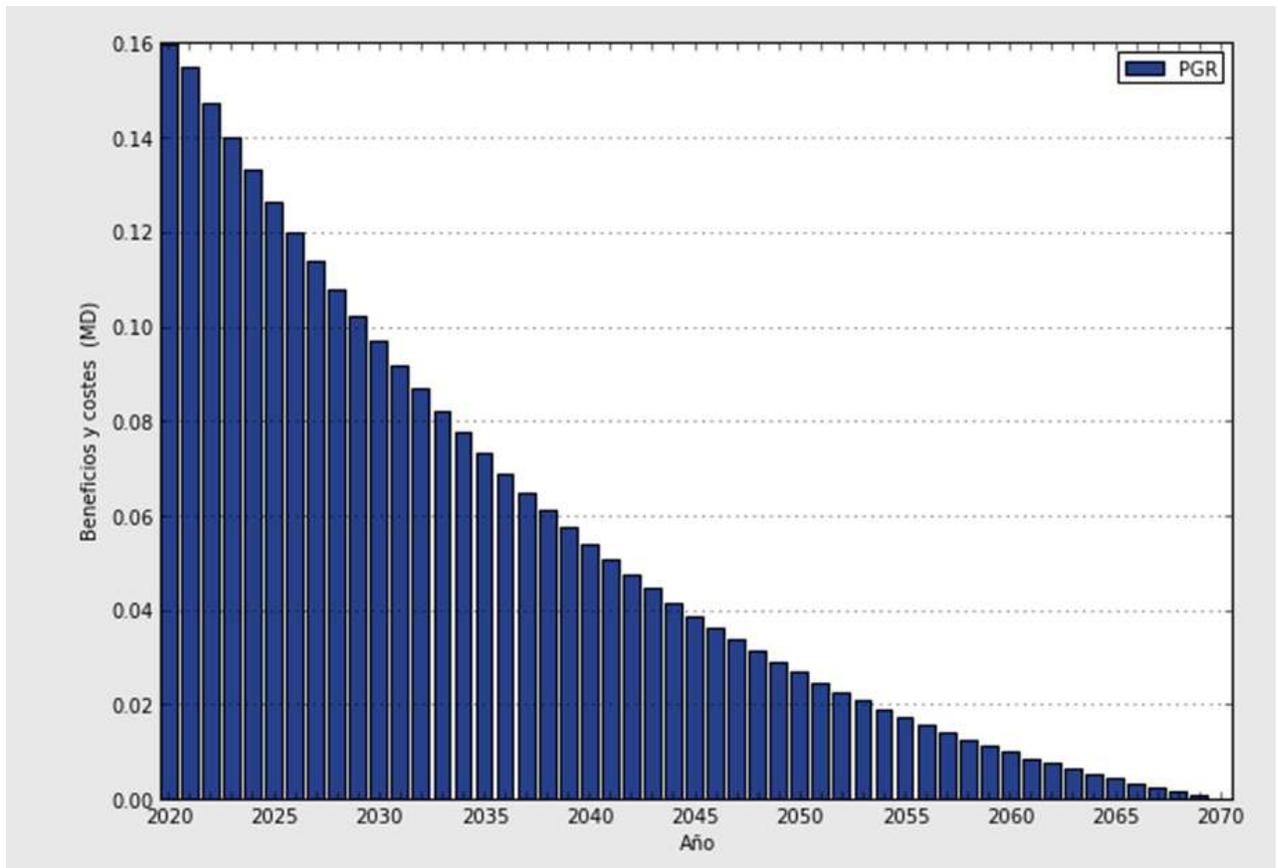


Figura 51 Gráfico Costo-Beneficio por la implementación de un PGR.

En la

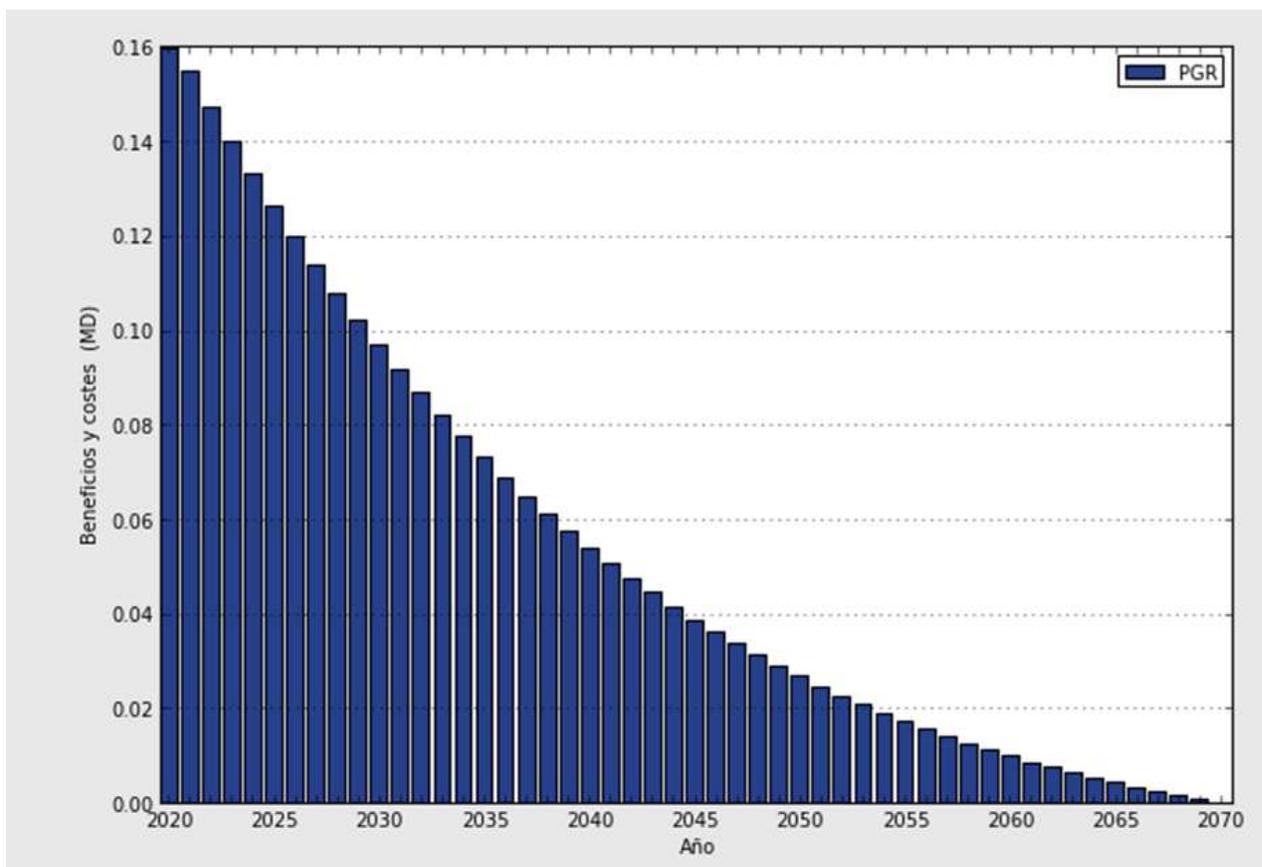


Figura 51 se aprecia que con la aplicación de un PGR se tienen beneficios inmediatos puesto que se salvaguardan las vidas de las personas con este tipo de acciones, es importante señalar que en este tipo de análisis los beneficios no son reflejados en beneficios económicos directos, es decir, no se gana dinero implementando este tipo de acciones, los beneficios económicos que se tienen están dados por los beneficios que se dan al reducir las pérdidas, en este caso sociales.

Es importante señalar que pese a que se observa un beneficio con la implementación de un PGR este tipo de análisis (costo-beneficio) se consideran enfocados a la construcción de estructuras de protección (medidas estructurales para la reducción del riesgo), lo cual se mostrará en los siguientes análisis.

Como primer caso de medida estructural se analizó el impacto económico que tendrá la construcción y/o remodelación del drenaje pluvial urbano, dicho análisis se realizó para un periodo de retorno de 50 años siguiendo las recomendaciones de la Tabla 16.

Tomando como referencia los costos del “Tabulador general de precios unitarios vigente a partir de 1° de marzo de 2019” (SOBSE, 2019) se consideró una inversión inicial total de 0.14 millones de dólares (MD) para el análisis costo-beneficio, dicho análisis se muestra en la figura siguiente.

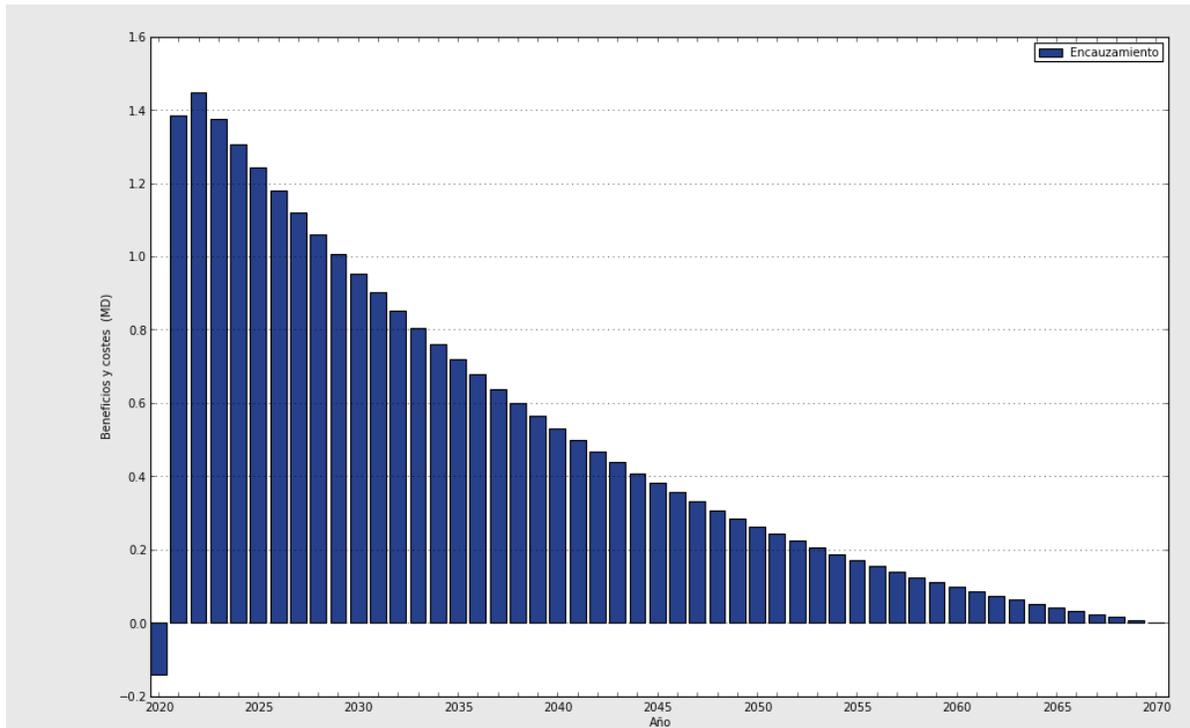


Figura 52 Gráfico Costo-Beneficio por la construcción de un sistema de drenaje pluvial urbano funcional.

Como se aprecia en la Figura 52 en los primeros 2 años se reflejan pérdidas (gastos) esto debido a que en el análisis se consideran 2 años para la construcción del sistema de drenaje pluvial observando beneficios inmediatos en el tercer año cuando las obras de construcción llegan a su fin, reduciendo los costos por construcción y mostrando un amplio beneficio.

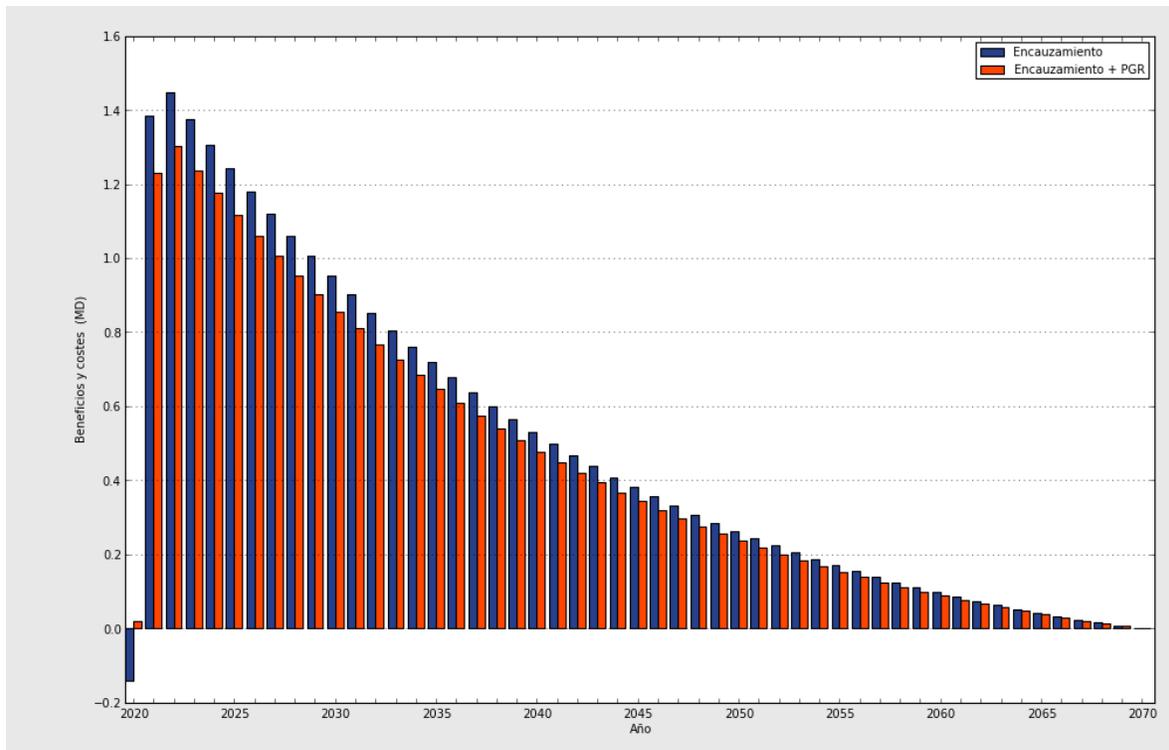


Figura 53 Gráfico Costo-Beneficio por la construcción de un sistema de drenaje pluvial urbano funcional y la implementación de un PGR.

En la Figura 53 se observa el análisis costo-beneficio de la construcción del sistema de drenaje pluvial y la implementación de un PGR, así como una comparativa para el caso en el cual no se implementa un PGR. Se puede apreciar que con la implementación de un PGR al inicio de la obra no se inician con gastos (pérdidas) puesto que la reducción que existe al implementar un PGR absorbe los costos de construcción que se requieren para habilitar el sistema de drenaje pluvial urbano.

Para el análisis costo beneficio con la construcción de presas en la parte alta de la cuenca se realizaron 2 análisis, el primero para un periodo de retorno de 50 años siguiendo con el análisis que se ha seguido hasta este momento y un segundo análisis para un periodo de retorno de 100 años (ver anexos), esto siguiendo las recomendaciones de la CONAGUA para la construcción de presas pequeñas.

Como costo de inversión se considera el conjunto del drenaje pluvial urbano y el costo por construcción de las 3 presas en la parte alta, dicho análisis se realizó sin considerar algún beneficio directo de la construcción dichas estructuras (riego, recreación, abastecimiento, etc.).

En la Figura 54 se muestran los resultados del análisis en donde se observa que la construcción de las presas resulta ser una inversión no redituable en cuanto a beneficios económicos.

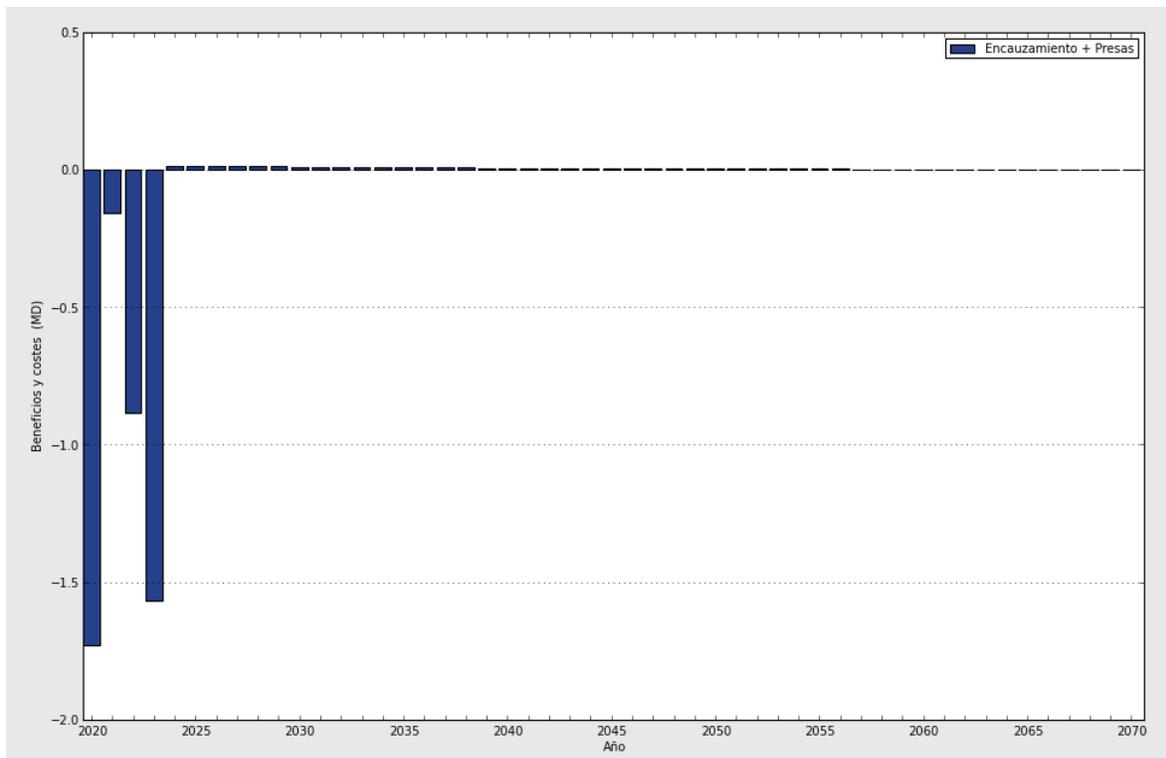


Figura 54 Gráfico Costo-Beneficio por la construcción de un sistema de drenaje pluvial urbano funcional que incluye la construcción de 3 presas en la parte alta de la cuenca.

Como se observa en la figura anterior, este análisis es el único que representa una pérdida en cuanto a beneficios económicos se refiere por lo que se realiza un comparativo de los análisis realizados para poder visualizar el mejor escenario en relación costo-beneficio.

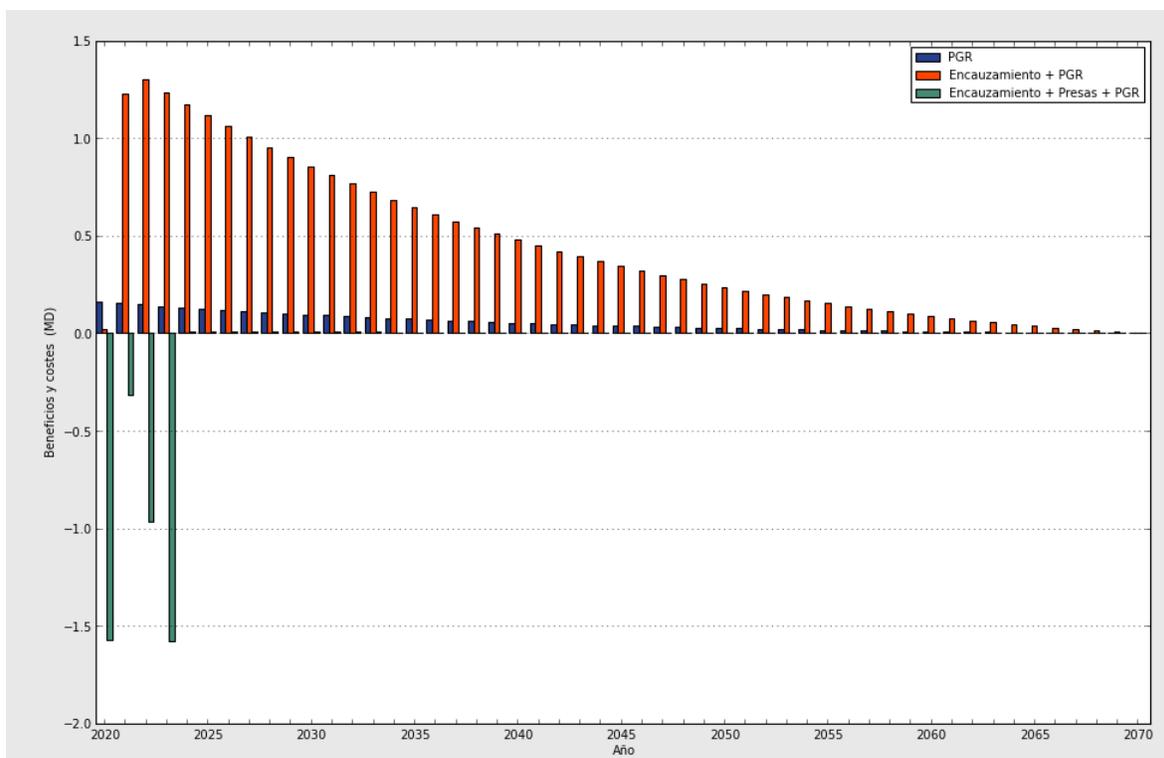


Figura 55 Comparativo del análisis Costo-Beneficio de los 3 escenarios principales que se plantean en esta investigación.

Hasta este punto de la investigación se ha realizado un análisis visual del riesgo y lo referente al análisis costo beneficio, por lo cual es necesario realizar un análisis numérico para cuantificar las consecuencias positivas o negativas que conlleva la construcción de las diferentes medidas de mitigación del riesgo.

Tabla 17 comparativa de riesgo total anualizado para los distintos escenarios analizados resultado del análisis con el software iPresas Flood.

Escenario	Probabilidad total	Riesgo económico total	Riesgo social total
	1/año	MD/año	Vidas/año
Caso base	0.5	1.2647	4.0744
PGR	0.5	1.2648	2.0386
Encauzamiento	0.5	0.0132	0.13
Encauzamiento + PGR	0.5	0.0132	0.0669
Encauzamiento + Presas	0.5	0.0074	0.0086
Encauzamiento + Presas + PGR	0.5	0.0074	0.0047

Como se observa en la Tabla 17 para cada escenario al implementar más medidas de prevención tanto estructurales como no estructurales el riesgo total anual reduce tanto social como económicamente, es por ello que se requiere un indicador que ayude a tomar la mejor decisión para la reducción del riesgo en la zona de estudio.

5.9.1. Indicadores económicos.

Un factor decisivo al momento de considerar la construcción de medidas estructurales para la reducción del riesgo son los indicadores económicos de los cuales tomamos como principales a analizar el VAN, TIR y TSLS.

El Valor Actual Neto (VAN) Social corresponde a la diferencia entre los beneficios actualizados (Ba) y los costos actualizados (Ca) e indica cuánto más rico o más pobre se hace el país al realizar el proyecto. Por lo tanto, un proyecto público será económicamente rentable si el VAN, descontado a la tasa social, resulta positivo. (Elgart, 2008)

La Tasa Interna de Retorno (TIR) es la tasa de interés o rentabilidad que ofrece una inversión. Es decir, es el porcentaje de beneficio o pérdida que tendrá una inversión para las cantidades que no se han retirado del proyecto. (Escuder Bueno et al. 2014)

Cabe señalar que, como criterio de decisión, la TIR es útil para proyectos que se comportan normalmente, es decir, para aquellos que en sus primeros años tienen costos y después generan beneficios. Si el signo de los flujos netos del proyecto cambia más de una vez existe la posibilidad de obtener más de una TIR. Al tener soluciones múltiples, todas positivas, la elección de cualquiera de ellas puede inducir a adoptar una decisión errónea (Fontaine, 1999), (Brealey, 1994).

TSLS (Total Statistical Lives Saved): Número total de vidas estadísticas salvadas durante el período de análisis. Se obtiene como la suma de la reducción de riesgo social conseguida en todos los años analizados. (Escuder Bueno et al. 2014)

Como se muestra en la Tabla 18 los indicadores económicos estipulan como la mejor inversión la implementación del encauzamiento (construcción de un sistema de drenaje funcional) por lo que se toma esta alternativa como la obra ideal para construcción en la zona, dejando de lado la construcción de las presas la cual como se aprecia en la Figura 55 resulta ser una inversión que no es rentable en términos de costo-beneficio.

Tabla 18 Indicadores económicos de soporte para la toma de decisiones resultado del análisis con el software iPresas Flood

Escenario	VAN (MD)	TIR (%)	TSLs (vidas)
PGR	2.711	N/A	51.91
Encauzamiento	24.77	1026	98.61
Encauzamiento + PGR	22.41	N/A	51.33
Encauzamiento + Presas	-4.549	N/A	8.893
Encauzamiento + Presas + PGR	-4.697	N/A	6.518

Como se puede observar en la Tabla 18 el escenario más rentable es el encauzamiento con la aplicación de un PGR, considerando que el VAN es en el escenario que da el positivo más alto, también se considera un mayor número de vidas salvadas.

Recordando que para un VAN positivo se considera una inversión rentable, bajo esta premisa se considera que los primeros 3 escenarios son una inversión redituable, sin embargo, al realizar un análisis comparando el TSLs, el escenario que mayor número de vidas salvadas presenta es el encauzamiento, el segundo indicador TIR, solo es aplicable para la construcción del encauzamiento ya que recordando los criterios de aplicabilidad, este indicador es aplicable en casos en los cuales los primeros años representan una inversión (gasto) y que su análisis supere los costos de inversión (es decir, deben ser resultados positivos), caso contrario este indicador no es aplicable.

Para el caso de la implementación de un PGR se presentan ganancias en cuanto a la reducción de pérdidas se estipula por lo cual no es aplicable el TIR, se tiene el mismo comportamiento en el encauzamiento con la implementación de un PGR, esto se puede ver gráficamente en la Figura 53, en los análisis donde se incluye la construcción de presas en la parte alta de la cuenca, la inversión inicial no se ve superada por los beneficios generados en la zona, es por ello que tampoco es aplicable el TIR, además, el VAN arroja valores negativos en ambos casos lo cual indica que en una inversión que no es rentable.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De la parte hidrológica se concluye que, para realizar un análisis a microescala, tal es el caso analizado en la presente investigación es necesario contar con estudios previos de hidrología urbana o en caso de no existir estos (como en la presente investigación), se deberá realizar dicho estudio ya que el proceso de urbanización influye directamente en la red de drenaje de la o las micro cuencas que tengan influencia en la zona de estudio, esta parte toma un valor fundamental al momento de definir las obras de protección ya que la urbanización podría desviar el flujo de tal manera que la infraestructura no cumpla con su objetivo.

Desde el estudio hidrológico es necesario definir la serie de periodos de retorno a analizar, para contar con los gastos para cada análisis al momento de realizar el funcionamiento hidráulico y el cálculo del riesgo.

El funcionamiento hidráulico es uno de los apartados más importantes para la evaluación del riesgo por ello al momento de elegir el modelo de simulación es fundamental considerar que la modelación bidimensional en Iber, a diferencia de otros modelos utilizados para el análisis de funcionamiento hidráulico, permite mantener las características conservativas de las ecuaciones de flujo, debido al esquema numérico en volúmenes finitos; facilita el manejo de condiciones discontinuas iniciales, para desarrollar y definir diferentes escenarios de modelación. Además, que la propia modelación en dos dimensiones permite simular un comportamiento “más natural” del flujo, que en una modelación unidimensional.

Dada la importancia del funcionamiento hidráulico al momento de realizar la evaluación del riesgo se debe tener especial cuidado en los datos de entrada al programa de simulación (rugosidad, estructuras, condiciones iniciales, etc.), de la misma forma se deben corroborar los resultados, dado que no existen puntos de control con estaciones hidrométricas, se validaron los resultados con visitas a las zonas afectadas comparando los tirantes máximos resultantes de la modelación hidráulica con las marcas generadas por el flujo en la infraestructura; esto con el objetivo de validar la simulación y evaluar la respuesta del sistema para cada periodo de retorno analizado.

Debido a las características hidráulicas que presenta actualmente la zona en estudio, la construcción y/o remodelación del sistema de drenaje que se tiene en la zona urbana es prioritario ya que con ello el desfogue de los escurrimientos generados, así como los almacenamientos temporales que se generan en el área urbanizada de hace de forma más rápida lo cual disminuye de manera significativa la superficie afectada.

La estimación del riesgo es un análisis multicriterio por lo cual se deben contar con los datos más actuales y precisos que se tengan a disposición tal es el caso de la población, características socio-económicas, evaluación de las estructuras y/o condiciones de riesgo que se puedan apreciar en la zona, estos factores son de vital importancia ya que son el punto de partida para dicho análisis. Como resultado de la simulación hidráulica y la información socioeconómica de la zona de estudio se cuantifican los daños generados para cada periodo de retorno, dando como resultado que es necesario realizar propuestas estructurales que reduzcan los daños generados en la zona urbana.

Tomando como referencia las recomendaciones que hace la CONAGUA dadas las condiciones que presenta la zona de estudio el análisis de la infraestructura se realiza para un periodo de retorno de 50 años en lo referente al drenaje pluvial urbano, con ello toda vez que se ha realizado el análisis hidráulico correspondiente se tiene que es necesaria la remodelación del canal 3 siguiendo la misma geometría que este presenta hasta el punto donde inicia el fraccionamiento en la parte alta de la zona de estudio, adicional a ello, se deberá construir 2 bocas de tormenta con la finalidad de captar los escurrimientos generados por las cuencas de aportación 2 y 3 para con ello canalizar de forma apropiada el escurrimiento que llega a la zona.

Con base en los análisis realizados de costo-beneficio y tomando en consideración los resultados de la evaluación del riesgo total anual, el escenario que se considera como la mejor alternativa es la construcción y/o remodelación del sistema de drenaje pluvial urbano existente en la zona urbana (parte baja de la zona de estudio) en conjunto con un plan de gestión de riesgo, como se observa en los indicadores económicos y en los gráficos del análisis costo-beneficio el comportamiento del drenaje pluvial urbano y el drenaje pluvial incluyendo un PGR es similar, inclinándose un a favor únicamente de la construcción y/o remodelación del sistema, sin embargo al valorar los resultados en cuanto a reducción del

riesgo total anual el cual considera los factores económico y social se llega a la conclusión de adoptar el sistema de drenaje y la implementación del PGR.

El escenario más desfavorable resultado del análisis costo-beneficio es el conjunto que incluye las presas, el drenaje pluvial urbano en la zona y la implementación de un plan de gestión de riesgo, esto debido a los altos costos de inversión que se requieren en la construcción de los embalses, ya que dichas estructuras solo están consideradas para la reducción del riesgo, este escenario podría mejorar si se consideran en trabajos a futuro dichas estructuras con un beneficio adicional a la reducción del riesgo como puede ser almacenamiento, riego, recreación, etc., esto sin dejar de lado que el objetivo principal de dichas estructuras es la protección de la zona urbana reteniendo el escurrimiento de las diferentes corrientes.

Es recomendable replicar este tipo de análisis con el objetivo en primer lugar de priorizar la infraestructura a construir de carácter público para mitigar los efectos de las inundaciones y con ello reducir las pérdidas que estas generan. Los mapas generados mediante este proceso se pueden integrar en un plan maestro con la finalidad de elaborar un mapa de riesgos contra inundaciones de La Ciudad.

Dado que el mayor aporte en cuanto al análisis de las inundaciones lo tiene la academia dejando en segundo lugar a la institución encargada de los desastres a nivel nacional (CENAPRED), esta metodología se puede implementar para desarrollar estándares o límites de tolerabilidad de carácter general uniformizando resultados y con ello lograr elaborar mapas de riesgo interactivos que se puedan retroalimentar con aportes institucionales y académicos.

REFERENCIAS

Aparicio Mijares, F. J. 1992. Fundamentos de hidrología de superficie . s.l. : México: Limusa., 1992.

Aragón Durand, Fernando y Quezada, Alicia Quezada; 2014. Inundaciones en zonas urbanas de cuencas en América Latina. 2014.

Aranda, D. F. C. 2010. Introducción a la hidrología urbana. s.l. : Printego., 2010.

Arreygue Rocha, Eleazar. 2007. Evaluación de las constantes inundaciones de la ciudad de Morelia, Michoacan, México. Cusco : Actas del 8 Congreso de Ingeniería Mecánica (pp. 23-25)., 2007.

Arreygue Rocha, Eleazar, y otros. 2005. Riesgos geomorfológicos e hidrológicos en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México. s.l. : Geotermia, 26., 2005.

Balica, S. 2007. Development and application of flood vulnerability index methodology for various spatial scale. s.l. : MSc thesis. Delft, Netherlands: UNESCO-IHE Delft University and Technology, 2007.

—. **2012.** Development and application of flood vulnerability index methodology for various spatial scale. s.l. : PhD thesis. Delft, Netherlands: UNESCO-IHE Delft University and Technology., 2012.

Benjamin, M. 2008. Investigating physical and social dimensions. 2008.

Bernal Trejo, Erandi Guadalupe. 2015. La gestión de riesgos de inundaciones en la administración pública caso Morelia. 2015.

Bladé, E., y otros. 2014. Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. s.l. : Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 30(1), 1-10., 2014.

Bramer, Dam. 2010. Weather forecasting, online meteorology guide. 2010.

Brealey, R. A. 1994. Fundamentos de financiación empresarial. 1994. Vol. (No. 332.15/B82pE/4a. ed.).

CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres. 2006. Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos. 2006.

CHOW, V. 1994. Hidráulica de canales abiertos. 1994. Vol. (No. TC175. C6818 1994.). CALIFORNIA SPANISH Books.

CLICOM, S. O. 2019. México. <http://clicom-mex.cicese.mx/>. 2019.

CONABIO. Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad. *Uso de suelo y vegetación, Edafología.*

CONAGUA. 1996. Norma hidrológica. Subdirección Técnica, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, (INFORME OMM/PROMMA No.85), México, DF. 1996.

—. Oficial Mexicana: NOM-011-CONAGUA-2015, Conservación del recurso agua-Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales. *Recuperada de:* http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5387027&fecha=27/03/2015.

CONAGUA, C. 2011. Manual para el control de inundaciones. 2011.

CONAPO. 2017. Consejo Nacional de Población. 2017.

Díez Herrero, Andrés, Laín Huerta, Luis y Llorente Isidro, Miguel. 2008. Mapas de peligrosidad por avenidas e inundaciones Guía metodológica para su elaboración. Madrid : INSTITUTO GEOLÓGICO Y MINERO DE ESPAÑA, 2008. Vol. RIESGOS GEOLÓGICOS/GEOTECNIA N.º 1.

Elgart, Jorge F. 2008. Evaluación socioeconómica del puerto de Concepción del Uruguay. s.l. : Doctoral dissertation, Universidad Nacional de La Plata, 2008.

Escuder Bueno, I. y Pérez, J. G. 2014. Metodología para la evaluación del riesgo hidrológico de presas y priorización de medidas correctoras. *ISBN: 978-84-380-0465-4 [11] Manual de iPresas Flood.* 2014.

Escuder Bueno, Ignacio, y otros. 2010. *Riesgo residual y análisis de vulnerabilidad.* Valencia : Universidad Politécnica de Valencia, 2010.

Escudero Bueno, Ignacio, y otros. 2013. Metodología completa y cuantitativa de análisis del riesgo de inundación en zonas urbanas. s.l. : Universitat Politècnica de València, 2013.

Fontaine, E. 1999. Evaluación social de proyectos. 1999. Vol. 12ª. Edición. Alfaomega.

Greco, M. y Martino, G. 2016. Vulnerability assessment for preliminary flood risk mapping and management in coastal areas. s.l. : Natural Hazards, 82(1), 7-26., 2016.

Hernández Guerrero, Juan Alfredo y Vieyra, Antonio. 2014. Precariedad habitacional en el peri-urbano de la ciudad de Morelia, Michoacán: riesgo de desastre por inundaciones. 2014.

Hernández Guerrero, Juan, Mendoza, Manuel E. y Vieyra Medrano, Antonio. 2014. LAS INUNDACIONES EN MORELIA. *MONITOREO DE RIESGO Y DESASTRE ASOCIADO A FENÓMENOS HIDROMETEOROLÓGICOS EXTREMOS Y CAMBIO CLIMÁTICO*. s.l. : Universidad de Quintana Roo , 2014. Vol. Primera edición.

Hernández Uribe, Rubén Ernesto, Barrios Piña, Héctor y Ramírez, Aldo I. 2017. Análisis de riesgo por inundación: metodología y aplicación a la cuenca Atemajac. s.l. : Tecnología y ciencias del agua, 8(3), 5-25., 2017.

Hernández, Ernesto, y otros. 2018. Determinación de índices de vulnerabilidad por inundación fluvial. Ensenada, Baja California, México. s.l. : Actas del XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, 2018.

IBER. 2014. Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. Manual de referencia. *Recuperado de: <http://iberaula.es/modelo-iber/download>*. 2014.

INEGI. 2016. Inventario Nacional de Vivienda 2016. 2016.

INEGI, Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática. 2015. *Modelos Digitales de Elevación E14A23A1, a escala 1:10,000*. 2015.

—. **2015.** *Carta Topográfica E14A23B a escala 1:20,000*. 2015.

—. **2015.** *Modelos Digitales de Elevación E14A23A2, a escala 1:10,000*. 2015.

Kwabena, E., y otros. 2015. Community vulnerability assessment index for flood prone Savannah agro-ecological zone: A case study of Wa West District, Ghana. s.l. : Weather and Climate Extremes, 10, 56-69, 2015.

Masgrau, L. R. 2004. Los mapas de riesgo de inundaciones: representación de la vulnerabilidad y aportación de las innovaciones tecnológicas. s.l. : Documents d'anàlisi geogràfica, (43), 153-171., 2004.

Membrillera, M., y otros. 2005. Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas. s.l. : Universidad Politécnica de Valencia, 2005.

Ortega Gaucin, David y Velasco, Israel. 2014. Aspectos socioeconómicos y ambientales de las sequías en México. 2014.

Riccardi, G. A. 1997. Elaboración de mapas de riesgo de inundación por medio de la modelación matemática hidrodinámica. s.l. : Ingeniería del agua, 4(3), 45-56., 1997.

Salas Salinas, Marco Antonio. 1999. *Obras de protección contra inundaciones.* México, D.F. : Centro Nacional de Prevención de Desastres, 1999.

Salas Salinas, Marco Antonio y Jiménez Espinosa, Martín. 2004. Inundaciones. s.l. : Centro Nacional de Prevención de Desastres, 2004. Vol. Serie de Fascículos.

Salazar Galán, Sergio Andrés. 2013. Metodología para el análisis y la reducción del riesgo de inundaciones: aplicación en la Rambla del Poyo (Valencia) usando medidas de “retención de agua en el territorio”. Valencia : Universitat Politècnica de València , 2013.

Sebald, C. 2010. Towards an integrated flood vulnerability index – a flood vulnerability assessment. s.l. : MSc thesis. Southampton, UK: University of Southampton., 2010.

SEDATU, C. 2016. Términos de Referencia para la Elaboración de Atlas de Peligros y/o Riesgos 2016. *Secretaría de Desarrollo Agrario Territorial y Urbano.* 2016.

SOBSE. 2019. Tabulador General de Precios Unitarios Vigente a Partir de 1° de Marzo de 2019. 2019.

Valencia, J. E. G. 2006. Propuesta metodológica basada en un análisis multicriterio para la identificación de zonas de amenaza por deslizamientos e inundaciones. s.l. : Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 5(8), 59-70., 2006.

Velez Torres, I., Rátiva Gaona, S. y Varela Corredor, D. 2012. Cartografía social como metodología participativa y colaborativa de investigación en el territorio afrodescendiente de la cuenca alta del río Cauca. s.l. : Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía, 2012. Vols. Vol. 21, núm. 2 (2012); 59-73 Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía; Vol. 21, núm. 2 (2012); 59-73 2256-5442 0121-215X.

ANEXO A. Estudio hidrológico

RECOPIACIÓN Y VALIDACIÓN DE DATOS

- Obtención de cartas topográficas

Para el desarrollo del estudio hidrológico, se obtuvo de INEGI la carta topográfica E14A23A1 y E14A23A2 y sus correspondientes Modelo Digital de Elevaciones (MDE), en escala 1: 10,000 y con resolución de 5 m.

Adicionalmente, para la delimitación de la zona de estudio se realizaron visitas a campo y se tomaron en consideración las notas relacionadas a lo sucedido el 10 de julio de 2018.

Se determinó el parteaguas de las 4 microcuencas de aportación que convergen en la zona de estudio a través del procesamiento de datos del MDE de la dependencia del INEGI mediante Sistemas de Información Geográfica (SIG). (Ver figura siguiente).

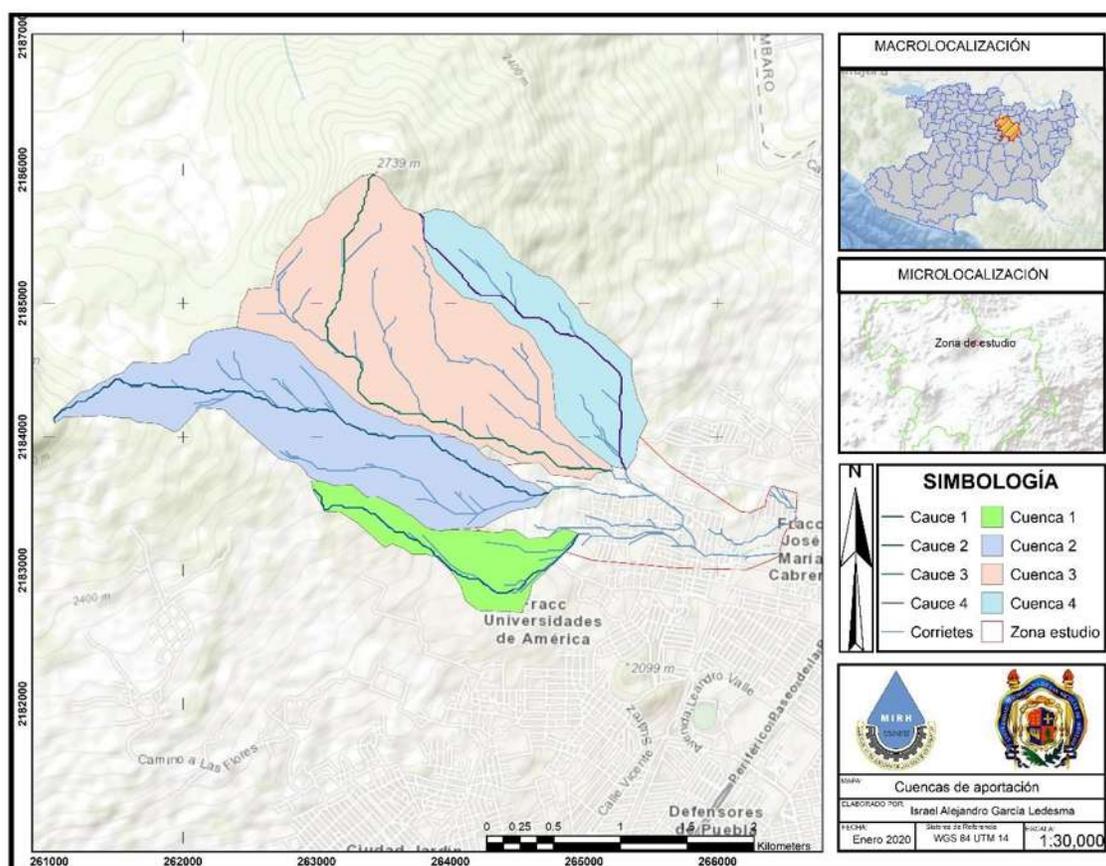


Figura A1- 1 Ubicación geográfica de las microcuencas de aportación.

- Obtención de datos pluviométricos

Con base en lo anterior, el sitio de estudio está enclavado por cuatro microcuencas de cabecera con escurrimientos intermitentes, generados por precipitaciones, las cuales se han

definido por practicidad como cuenca 1, cuenca 2, cuenca 3 y cuenca 4 éstas mantienen una superficie de 0.658 km², 2.040 km², 2.736 km² y 1.092km² respectivamente.

La metodología de análisis y estudio por aplicar, se basará en la información pluviométrica de estaciones meteorológicas dentro de la influencia espacial de las microcuencas de estudio, para ello se han considerado las siguientes estaciones:

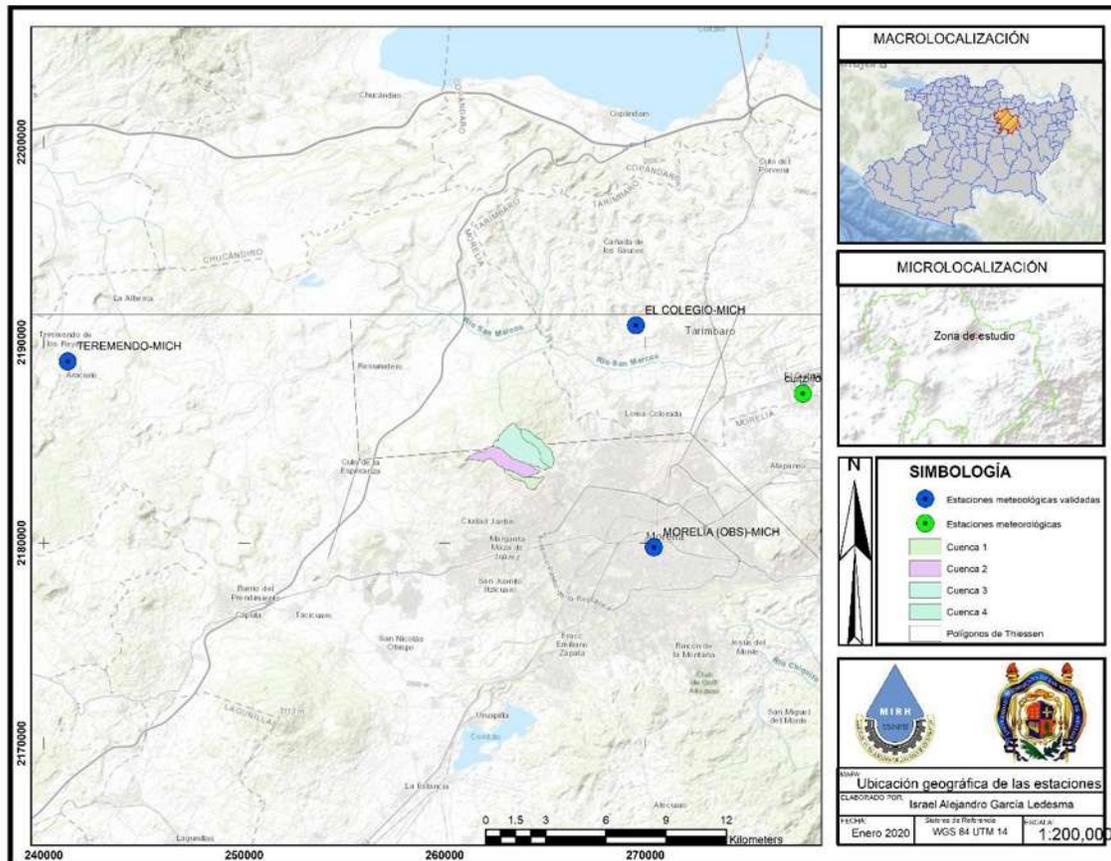


Figura A1- 2 Mapa de ubicación geográfica e influencia espacial de las estaciones meteorológicas.

La selección de las estaciones a implementar, se fundamenta bajo cuatro criterios: longitud de registro; porcentaje de años efectivos; distancia de la estación respecto a la zona de estudio; y el último año de registro. Sin embargo, como se aprecia en el mapa anterior la estación meteorológica de mayor influencia en la zona de estudio es la estación de “Morelia (Obs)”, y adicionalmente a ésta la estación de ”El Colegio” por su proximidad a la zona de estudio, por lo tanto, se considerarán estas dos estaciones como principales para el desarrollo del presente estudio.

Por consiguiente, se recopiló la información de precipitación máxima de las estaciones climatológicas principales, indicadas en el mapa anterior, de la base de datos del Servicio Meteorológico Nacional, a través de la plataforma computacional de CLICOM (Climate Computing).

Tabla A1- 1 Estaciones climatológicas evaluadas

ID_ESTACIÓN	ESTACIÓN	X	Y	ALTITUD
16055	EL COLEGIO	272636.58	2187486.65	1965.97
16081	MORELIA (OBS)	270440.19	2179763.27	1909.5

- Validación de datos de precipitación

Para realizar un correcto análisis hidrológico es necesario que los datos disponibles en las estaciones climatológicas sean suficientes en cantidad y calidad. Para ello, se dice que una serie de datos de precipitación es considerada adecuada, respecto al número de datos, si ésta cuenta con al menos 25 años de registro; por otra parte, para demostrar que las estaciones cuentan con datos de calidad, las series de datos deben someterse a pruebas de homogeneidad, tendencia e independencia.

Para la selección de estaciones, respecto al número de datos registrados, se determinó la cantidad de meses “secos” y “húmedos” de los datos de precipitación total mensual. Lo anterior es relevante ya que las estaciones climatológicas suelen contar con “vacíos” o “huecos” en sus registros históricos, en este caso, se utilizó como criterios separar, meses “húmedos” y meses “secos”, entendiendo por un mes “húmedo” aquel que su precipitación total mensual es superior a la media; y en caso contrario, el mes es considerado como “seco”, como se muestra en las siguientes figuras:

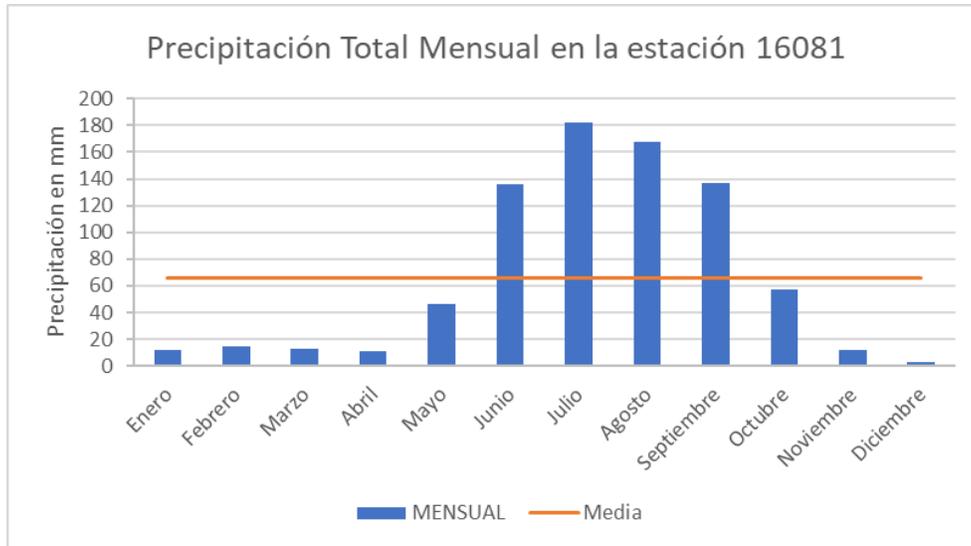


Figura A1- 3 Gráfica de meses húmedos y secos de la estación meteorológica Morelia (Obs.), 16081 (media: 65.75 mm).

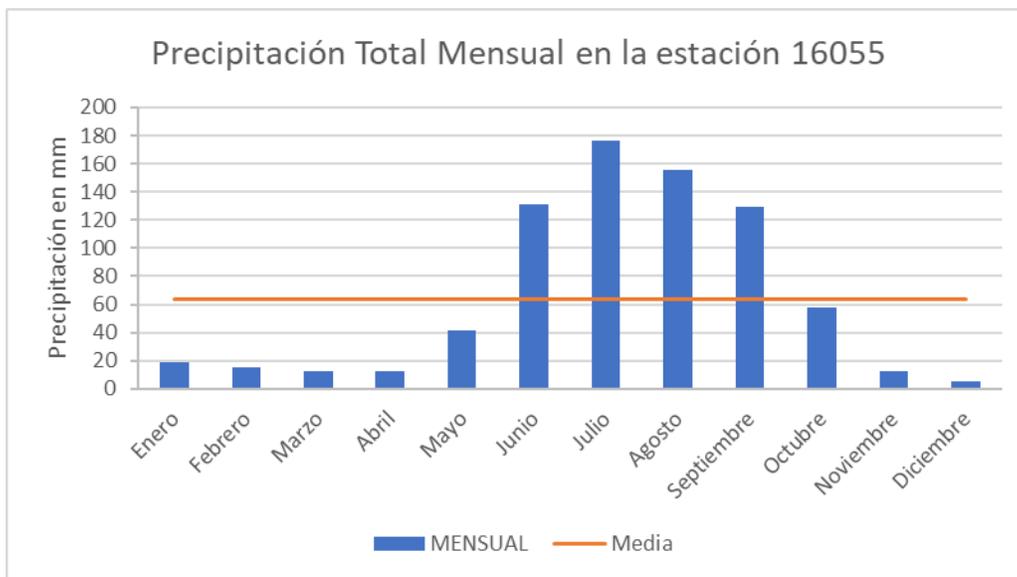


Figura A1- 4 Gráfica de meses húmedos y secos de la estación meteorológica El Colegio, 16055 (media: 63.96 mm).

En este caso se puede observar que los meses húmedos son junio, julio, agosto y septiembre, el resto de los meses puede considerarse como secos.

A continuación, se describen las pruebas de homogeneidad tendencia y persistencia, y el objetivo de éstas.

- Pruebas de Homogeneidad

Test t-Student

El Test de t-student permite probar si la media de una serie de datos es igual que la de otra, esto en series de precipitación permite comparar la media de la primera mitad de los datos contra la segunda mitad permitiendo demostrar que la serie en ambas secciones tiene la misma media por lo que es homogénea. La prueba se basa en determinar un estadístico (t) por medio de la aplicación de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 \delta_1^2 + n_2 \delta_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{0.5}}$$

donde:

$n_1, \delta_1^2, \bar{x}_1$ son el numero de datos, la varianza y la media de la primera mitad del grupo de datos.

$n_2, \delta_2^2, \bar{x}_2$ son el numero de datos, la varianza y la media de la segunda mitad del grupo de datos.

Este estadístico debe compararse con el limite establecido por una distribución t student de dos colas con un nivel de significancia de 0.05 y N-2 grados de libertad.

Test de Cramer

De manera similar a la prueba t Student la homogeneidad de la muestra, pero este método divide la muestra en 3 bloque, el primero del tamaño total de la muestra (n_j), el segundo (n_{60}) toma el 60% de los últimos datos de (n_j) y el tercer grupo (n_{30}) toma el 30% de los últimos datos de n_j .

La prueba compara el valor de la media \bar{X}^j del registro total con cada una de las medias de los bloques elegidos $\bar{X}_{60}^j, \bar{X}_{30}^j$. Para que se considere la serie analizada como estacionaria en la media o homogénea, se deberá cumplir que no existe diferencia significativa entre las medias de los bloques para esto se usan las fórmulas siguientes:

$$t_w = \left\{ \frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w [1 + (\tau_w^j)^2]} \right\}^2$$

$$\tau_w^j = \frac{\bar{X}_w^j - \bar{X}^j}{\delta_Q^j}$$

$$\bar{X}_w^j = \sum_{k=1}^{n_w} \frac{\bar{X}_w^j}{n_w}$$

$$\delta_x^j = \left[\frac{1}{(n_w - 1)} \sum_{k=1}^{n_j} (x_i^j - \bar{X}^j)^2 \right]^{0.5}$$

Para $w=60$ y 30

Test de Bartlett

Introducida por Bartlett en 1937, es una modificación del test de Newman y Pearson para “corregir el sesgo”, esta prueba es la que se utiliza con más frecuencia para probar la homogeneidad de las varianzas. En esta prueba los n_i en cada tratamiento no necesitan ser iguales; sin embargo, se recomienda que los n_i no sean menores que 3 y muchos de los n_i deben ser mayores que 5.

El estadístico de la prueba está definido por las siguientes ecuaciones:

$$U = \frac{1}{C} \left[(N - k) \ln(\delta^2) - \sum_{i=1}^k (n_i - 1) \ln(\delta_i^2) \right]$$

$$C = 1 + \frac{1}{3(k - 1)} \left(\sum_{i=1}^k \frac{1}{n_i - 1} - \frac{1}{N - k} \right)$$

Donde

N es la cantidad de datos de la serie

K es el número de grupos en los que se dividirá la muestra (mínimo 2)

n_i es el número de datos en el grupo i ésimo.

δ_i^2 es la varianza del grupo i ésimo.

- Pruebas de Tendencia

Test de pendiente de regresión

Esta prueba consiste en demostrar si existe tendencia en los datos a partir de ajustar una recta de regresión simple comúnmente determinada por el método de mínimos cuadrados usando la fórmula siguiente:

$$m = \frac{\sum_{i=1}^n xy - \sum_{i=1}^n x \sum_{i=1}^n y}{\sum_{i=1}^n x^2 - (\sum_{i=1}^n x)^2}$$

Donde y representa la serie de tiempo, x la serie de datos correspondiente a la serie de tiempo y m la pendiente de regresión. Una vez conocida la pendiente para demostrar si esta es representativa o no se obtiene el siguiente estadístico:

$$tr = \frac{m}{SE^2}$$

$$SE^2 = \frac{Se^2}{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}$$

$$Se^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{N - 2}$$

Donde:

- SE^2 es el error estándar.
- Se^2 es la varianza del error de ajuste.
- N el número de datos de la serie.

Finalmente el estadístico tr se compara con la distribución t student para una significancia de $\alpha=0.5$ y grados de libertad $N-2$ en caso de ser tr menor a la prueba t student se afirma la hipótesis de tendencia insignificante.

Test de Spearman

En esta prueba no paramétrica que se conoce como correlación del orden de rangos primero se ordenan los datos de menor a mayor y se sustituye cada elemento del registro por su rango (k_i), después para cada dato de la serie original se calculan las diferencias: $d_i = k_i - i$, con $i = 1$ a n y se evalúan los estadísticos mostrados en las fórmulas siguientes:

$$ts = R_k \sqrt{\frac{N-2}{1-R_k^2}}$$

$$R_k = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n d_i^2}{N(N^2 - 1)}$$

El valor de ts se compara con el intervalo definido por la distribución t-student de 2 colas para un nivel de significancia $\alpha=0.05$ y $n-2$ grados de libertad

Test de Mann Kendall

Esta prueba paramétrica es muy efectiva si la tendencia fundamental es de tipo lineal o se aproxima a ésta. Su procedimiento consiste en evaluar el número p , en todos los pares de observaciones (x_i, x_j ; con $i = 1$ a $n-1$; $j = i + 1$ a n) en que x_j es mayor que x_i , y después se calculan los estadísticos, con las ecuaciones siguientes:

$$Z_k = \frac{s + 1}{\sqrt{V(s)}}$$

$$V(s) = \frac{n(n-1)(2n+5) - \sum_t t(t-1)(2t+5)}{18}$$

$$s = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{sig}(x_j - x_i)$$

Donde

$$\text{Si } (x_j - x_i) > 0 \quad \text{sig}(x_j - x_i) = 1$$

$$\text{Si } (x_j - x_i) = 0 \quad \text{sig}(x_j - x_i) = 0$$

$$\text{Si } (x_j - x_i) < 0 \quad \text{sig}(x_j - x_i) = -1$$

Nota: t representa el número de grupos en los que se repite la misma variable, pero como en series de precipitación o gasto es muy poco probable que se repita una lectura, es por ello que es común que se omita la parte $\sum_t t(t-1)(2t+5)$ de la ecuación de descrita previamente.

Si el valor absoluto de Z_k es mayor que el valor crítico de la distribución normal estándar, la serie presenta tendencia creciente o decreciente con un nivel de significancia $\alpha=0.05$.

- Pruebas de Independencia

Límites de Anderson

La cuantificación de la independencia se realiza con base en el coeficiente de autocorrelación (r_k) para un orden o desfase k el cual indica que tan fuerte está siendo afectado un evento por el anterior. Este estadístico se determina por medio de la ecuación siguiente:

$$r_k = \frac{cov(x_i, x_{i+k})}{\sqrt{var(x_i) * var(x_{i+k})}}$$

Para considerar que la estación es independiente la auto correlación debe encontrarse dentro de los límites establecidos por la ecuación siguiente:

$$Lim = \frac{-1 \pm 1.964\sqrt{n-2}}{n-1}$$

Tanto la correlación como los límites de Anderson pueden ser representados de manera gráfica con un correlograma.

Wald-Wolfowitz

La prueba de Wald-Wolfowitz es generalmente la prueba principal usada para verificar la dependencia. Esta prueba detecta si un patrón es dependiente estadísticamente, esto mediante el evaluar el carácter de aleatoriedad de una secuencia de registros históricos. Para esto el método genera corridas de datos sobre la media y bajo la media y evalúa si estos cambios representan un carácter aleatorio.

$$\mu_R = 1 + \frac{2nm}{n+m}$$

$$Var[R] = \frac{2nm(2nm - n - m)}{(n+m)^2(n+m-1)}$$

$$Z_w = \frac{\left(R \pm \left(\frac{1}{2}\right)\right) - \mu_R}{\sqrt{Var[R]}}$$

Donde

- μ_R representa la media de las corridas
- n es son los datos de la serie sobre la media.
- m los datos bajo la media.
- R representa el número de corridas.

Esta prueba se compara con una distribución normal. Si el valor de Z_w calculado está dentro del rango del valor crítico de Z para $\alpha=0.05$ se dice que los datos son independientes.

- Resumen de resultados de las pruebas

A continuación, se presentan los resultados, en forma resumida, de las pruebas realizadas a las estaciones climatológicas seleccionadas.

Tabla A1- 2 Resumen de las pruebas estadísticas de homogeneidad.

ID_ESTACIÓN	ESTACIÓN	X	Y	ALTITUD	Secuencias	Helmert	T-studen	Cramer	Bartlett
16055	EL COLEGIO	272636.58	2187486.65	1965.97	Homogénea	Homogénea	No Homogénea	No Homogénea	Homogénea
16081	MORELIA (OBS)	270440.2	2179763.27	1909.5	Homogénea	Homogénea	No Homogénea	Homogénea	Homogénea

Tabla A1- 3 Resumen de las pruebas estadísticas de independencia.

ID_ESTACIÓN	ESTACIÓN	X	Y	ALTITUD	Anderson	Wald-Woldf	Resumen
16055	EL COLEGIO	272636.58	2187486.65	1965.97	Independiente	Independiente	Independiente
16081	MORELIA(OBS)	270440.2	2179763.27	1909.5	Independiente	Independiente	Independiente

ANÁLISIS Y ESTUDIO HIDROLÓGICO

Las microcuencas de aportación, representan el área de drenaje que afecta de forma directa a toda la zona de estudio; la cual, a su vez, permite ubicar los escurrimientos principales y definir el comportamiento del flujo.

A continuación, se describen la metodología implementada para caracterizar las microcuencas en estudio.

- Características geomorfológicas.

Como se mencionó en líneas anteriores, con base a la topografía de la zona de estudio y con apoyo de Sistemas de Información Geográfica, se delimitó el parteaguas de las 4 microcuencas de aportación; posterior a esto se procedió al cálculo del área drenada de cada microcuenca; así como la longitud de los cauces principales, nivel máximo y mínimo, pendiente media del cauce principal, y tiempo de concentración.

Tabla A1- 4 Valores morfométricos de las cuencas de aportación.

Microcuenca	Área drenada en Km ²	Longitud de cauce en m.	Desnivel máximo en m.
1	0.658	2595.93	263.03
2	2.040	4299.32	508.36
3	2.736	4114.54	681.00
4	1.092	2880.62	564.32

Pendiente media topográfica

Para el análisis y cálculo de la pendiente media, se seleccionó el cauce dentro de cada microcuenca y determinando la longitud.

La pendiente media del cauce principal (S_c), se calcula con la expresión de Taylor-Schwarz en este caso para tramos de diferente longitud por medio de la fórmula sigue:

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

Donde:

S = pendiente media del cauce principal, adimensional

S_j = pendiente del tramo j , adimensional

L = longitud del cauce principal, en metros

L_j = longitud de tramo j , en metros

N = número de tramos

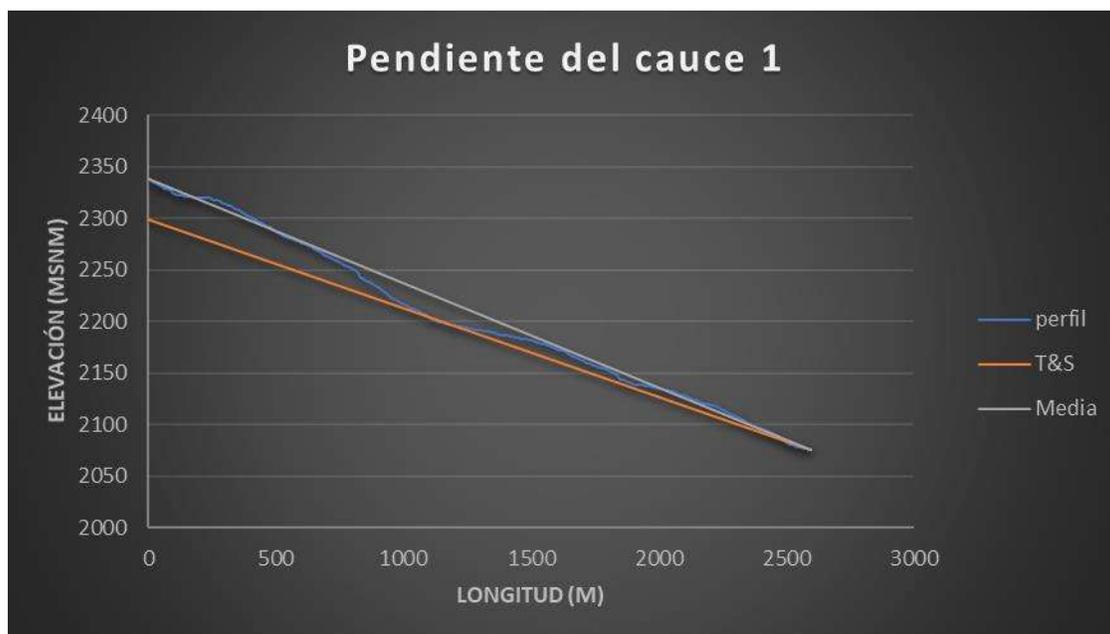


Figura A1- 5 Perfil del cauce principal de la cuenca de aportación 1 y líneas de pendientes longitudinales.

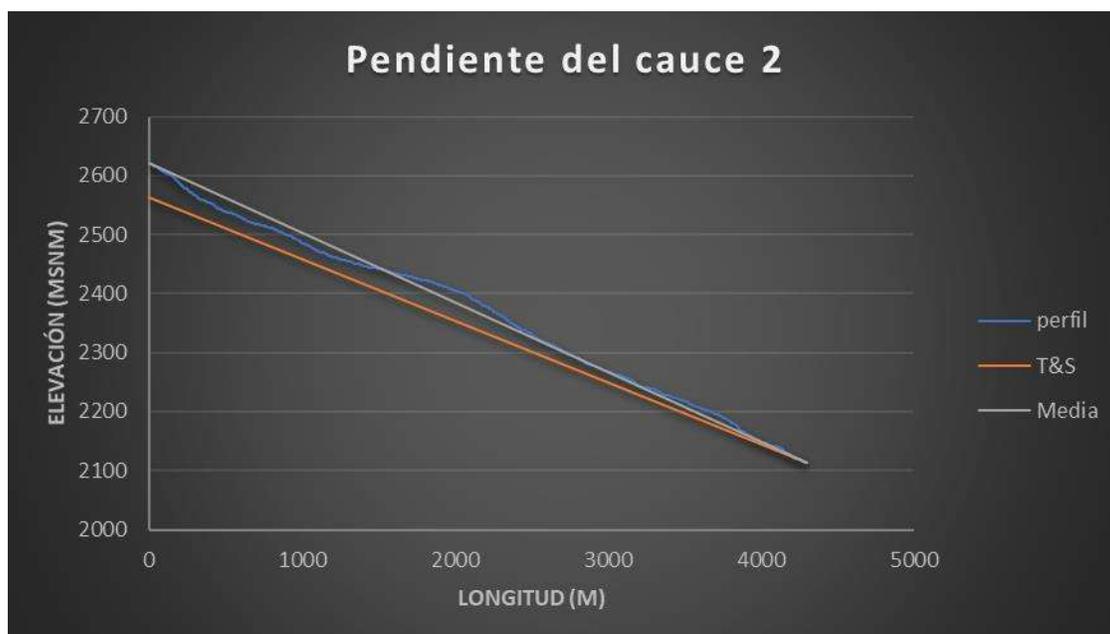


Figura A1- 6 Perfil del cauce principal de la cuenca de aportación 2 y líneas de pendientes longitudinales.

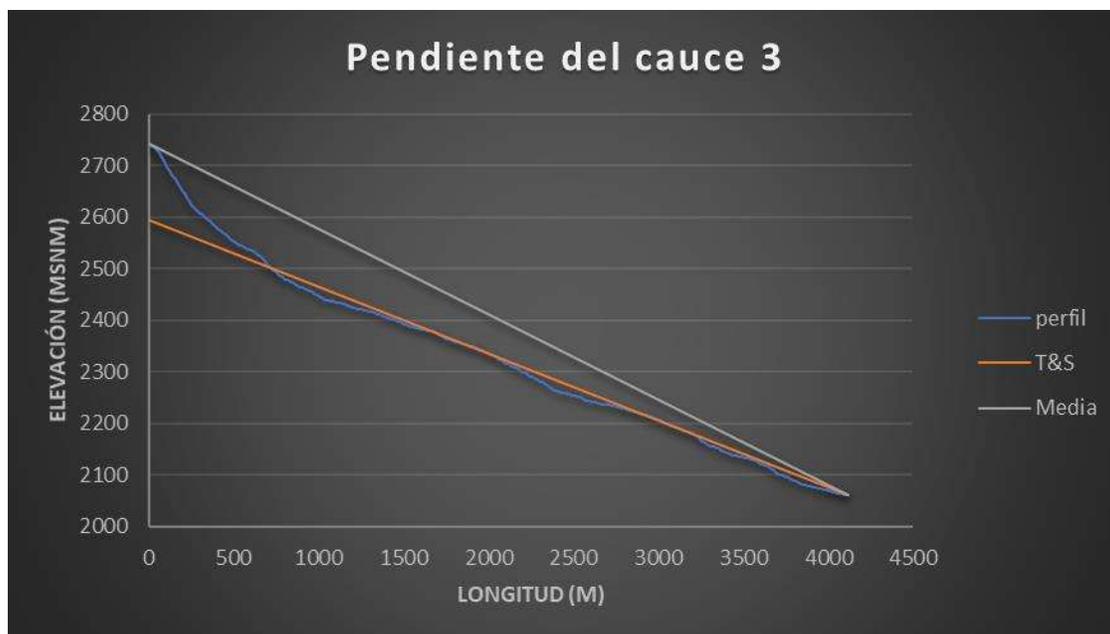


Figura A1- 7 Perfil del cauce principal de la cuenca de aportación 3 y líneas de pendientes longitudinales.

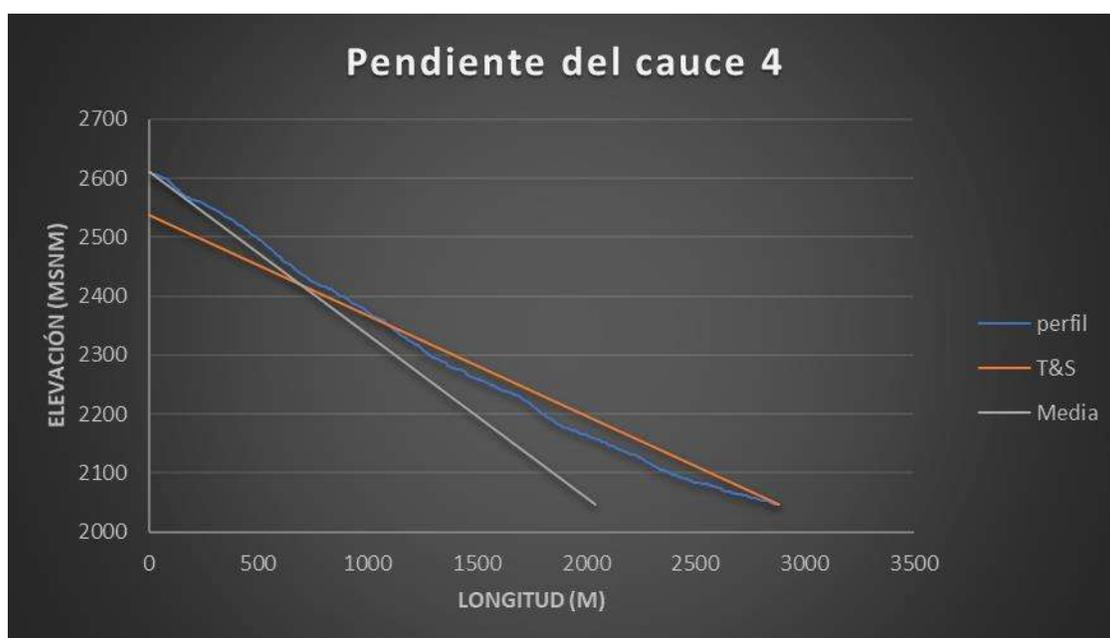


Figura A1- 8 Perfil del cauce principal de la cuenca de aportación 4 y líneas de pendientes longitudinales.

Se optó por usar la pendiente obtenida por el método de Taylor-Schwarz, ya que es la que mejor se apega a la configuración topográfica; además, permite generar escurrimientos más conservadores ya que el tiempo de concentración tiende a ser menor. Bajo estas condiciones, se obtuvieron las pendientes mostradas en la Tabla A1- 5.

Tiempo de concentración

Se denomina tiempo de concentración (T_c), al tiempo que se toma el escurrimiento en viajar, de la parte hidráulicamente más distante del área de la tormenta en la microcuenca a la salida de la misma, o a otro punto de referencia aguas abajo.

Para la estimación del tiempo de concentración, se dispone de la fórmula de Kirpich, la cual es la que más se utiliza en México.

Formula de Kirpich:

$$T_c = 0.000325[L^2/s]^{0.385}$$

Siendo:

T_c = Tiempo de concentración en minutos

L = Longitud principal en Km

S = Pendiente del cauce principal, m/m

A continuación, se muestra el siguiente el resumen de los tiempos de concentración para cada una de las cuencas ubicadas en la zona de estudio:

Tabla A1- 5 *Tiempo de concentración de las microcuencas en estudio.*

Microcuenca	Pendiente	Tiempo de concentración
---	m/m	Horas
1	0.086	0.355
2	0.105	0.486
3	0.130	0.433
4	0.171	0.296

Tipo de suelo, cobertura y uso de suelo.

Con base a la información consultada en la base de datos de CONABIO, el área de estudio presenta un suelo de tipo que varía entre luvisol, vertisol y andosol.

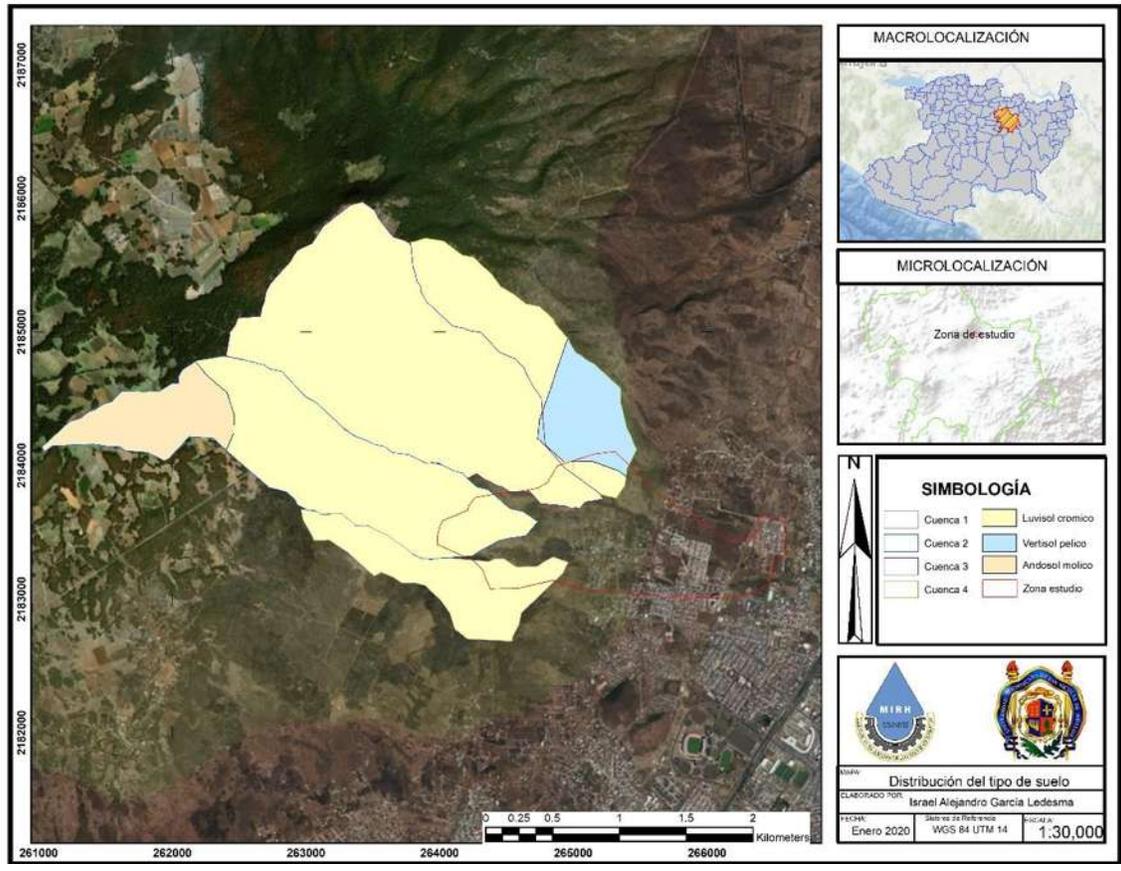


Figura A1- 9 Mapa de tipo de suelo en las cuencas de estudio.

Cobertura y uso de suelo.

Se determinó en las cuencas la cobertura y uso de suelo con base a cartas de uso de suelo y vegetación, teniendo como fuente CONABIO.

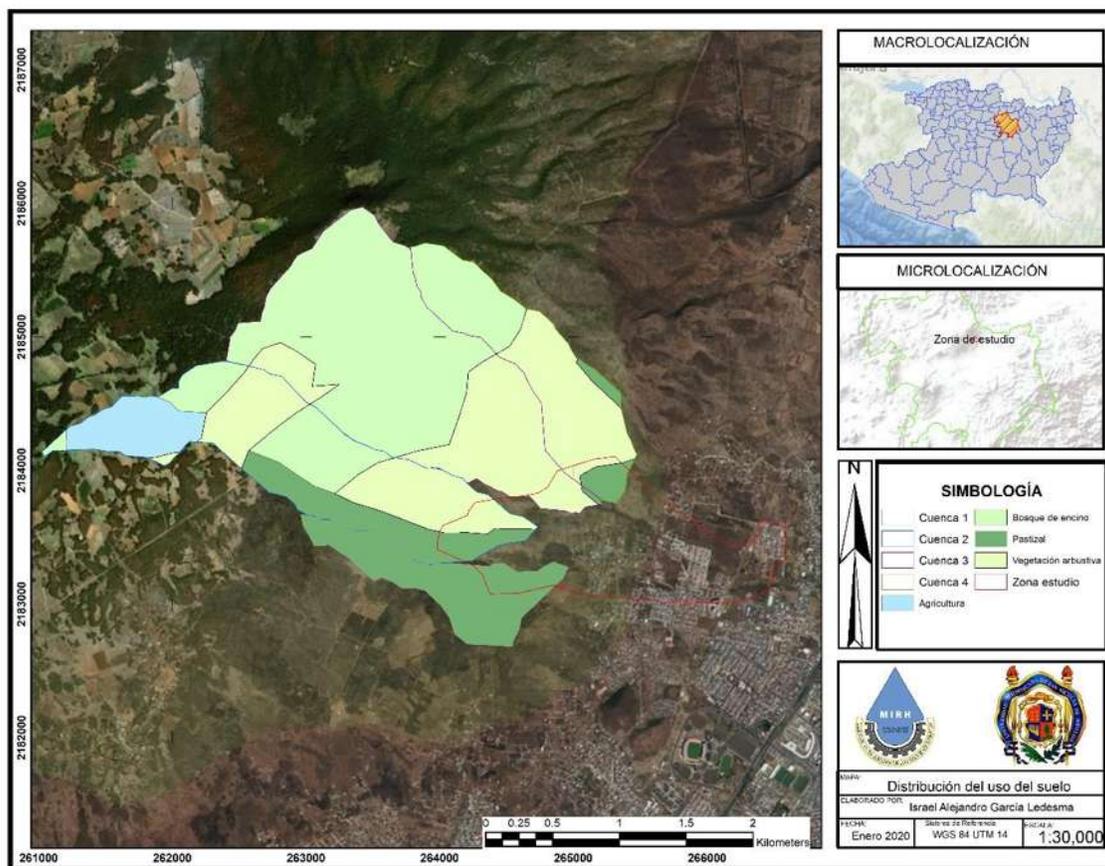


Figura A1- 10 Mapa de uso y cobertura de suelo en la microcuenca de estudio.

- Coeficiente de escurrimiento (C_e)

En los coeficientes de escurrimiento, se analizaron las características fisiográficas y morfométricas de las cuencas, en condiciones naturales (condiciones actuales), tales como, tipo de vegetación, densidad y superficie de cubrimiento: textura; pendientes, etc.

Tales características, se determinaron a través de la información existente en la base de datos de CONABIO y con ayuda de imágenes satelitales, generándose mapas edafológicos.

Parámetro “K” y coeficiente de escurrimiento (C_e)

El coeficiente de escurrimiento (C_e) se definió bajo metodología propuesta en la norma 011-CONAGUA-2015; en la cual, se requiere aproximar el parámetro K con base a lo expuesto en la Tabla A1- 6.

Tabla A1- 6 Coeficiente K para los distintos tipos y usos de suelo (NOM 011-CONAGUA-2015).

TIPO DE SUELO	CARACTERÍSTICAS		
A	Suelos permeables, tales como arenas profundas y loess poco compactos		
B	Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad: loess algo más compactos que los correspondientes a los suelos A; terrenos migajosos		
C	Suelos casi impermeables, tales como arenas o loess muy delgados sobre una capa impermeable, o bien arcillas		
USO DEL SUELO	TIPO DE SUELO		
	A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0,26	0,28	0,30
Cultivos:			
En Hilera	0,24	0,27	0,30
Legumbres o rotación de pradera	0,24	0,27	0,30
Granos pequeños	0,24	0,27	0,30
Pastizal:			
% del suelo cubierto o pastoreo			
Más del 75% - Poco -	0,14	0,20	0,28
Del 50 al 75% - Regular -	0,20	0,24	0,30
Menos del 50% - Excesivo -	0,24	0,28	0,30
Bosque:			
Cubierto más del 75%	0,07	0,16	0,24
Cubierto del 50 al 75%	0,12	0,22	0,26
Cubierto del 25 al 50%	0,17	0,26	0,28
Cubierto menos del 25%	0,22	0,28	0,30
Zonas urbanas	0,26	0,29	0,32
Caminos	0,27	0,30	0,33
Pradera permanente	0,18	0,24	0,30

Tabla A1- 7 Formula para el cálculo del Coeficiente de escurrimiento (NOM 011-CONAGUA-2000).

K: PARÁMETRO QUE DEPENDE DEL TIPO Y USO DE SUELO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL (Ce)
Si K resulta menor o igual que 0,15	$Ce = K (P-250) / 2000$
Si K es mayor que 0,15	$Ce = K (P-250) / 2000 + (K-0,15) / 1.5$

En la tabla siguiente se muestra el valor medio del parámetro (K) obtenido para la microcuenca de estudio.

Tabla A1- 8 Coeficiente K para cada microcuenca en estudio.

Microcuenca	Área km ²	k de la microcuenca
1	0.658	0.280
2	2.040	0.286
3	2.736	0.288
4	1.092	0.285

En el mapa siguiente se presentan los valores del parámetro de K de forma espacial.

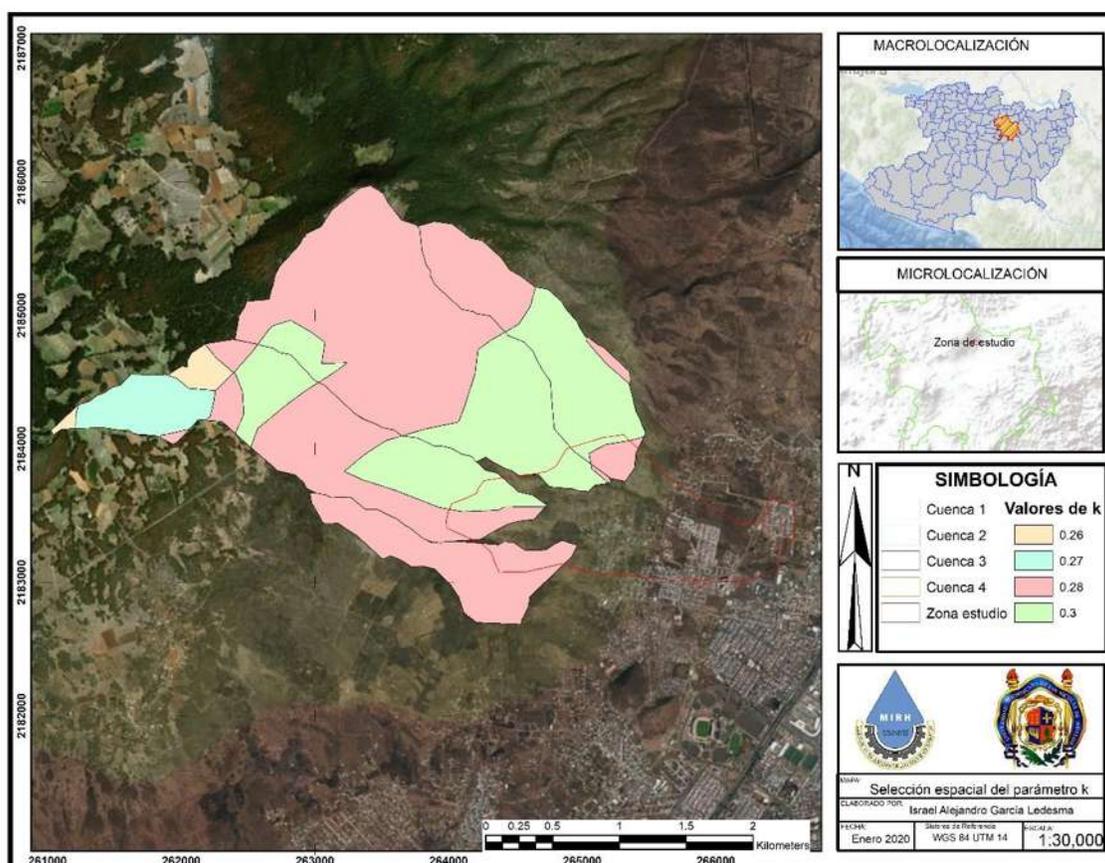


Figura A1- 11 Ubicación espacial de valores del parámetro de K

El Coeficiente de escurrimiento (Ce), con base a la Tabla 7 y los valores obtenidos del parámetro de K (K mayor que 0.15), se define por medio de la siguiente expresión:

$$Ce = K (P-250) / 2000 + (K-0,15) / 1,5;$$

donde, P es la precipitación media anual de la microcuenca, la cual a su vez se determina mediante un promedio ponderado de la distancia (método IDW).

Así, se tiene que el coeficiente de escurrimiento es:

Tabla A1- 9 *Coeficiente de escurrimiento (Ce).*

Microcuenca	Precipitación anual (mm)	Ce de la microcuenca
1	779.1	0.160
2	779.92	0.166
3	779.87	0.168
4	779.63	0.165

Número de curva o parámetro "N"

Para la determinación del número de curva de escurrimiento (N) se empleó el Método de U.S. Conservation Service (SCS), propuesto en los años setentas, el cual se basa en describir numéricamente una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento. Este parámetro permite estimar las cantidades de escurrimiento para avenidas máximas.

En las tablas siguientes se muestran cada uno de los parámetros que se emplean para determinar el número de curva (N), según sea la clasificación del tipo de suelo para las cuencas que se están analizando.

Tabla A1- 10 *Clasificación de tipo y uso de suelo.*

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno, en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin Cultivo	Surcos rectos	--	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terrazas	> 1	66	74	80	82
	Terrazas	< 1	62	71	78	81

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno, en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84	88
	Surcos rectos	< 1	63	75	83	87
	Contorneo	> 1	63	74	82	85
	Contorneo	< 1	61	73	81	84
	Terrazas	> 1	61	72	79	82
	Terrazas	> 1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	> 1	66	77	85	89
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terrazas	> 1	63	73	80	83
	Terrazas	< 1	51	67	76	80
Pastizales	-----	> 1	68	79	86	89
	-----	< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	< 1	30	58	71	78
Bosques naturales						
Muy Ralo	-----	--	56	75	86	91
Ralo	-----	--	46	68	78	84
Normal	-----	--	36	60	70	77
Espeso	-----	--	26	52	62	69
Muy espeso	-----	--	15	44	54	61
Caminos						
De terracería	-----	--	72	82	87	89
Con superficie dura	-----	--	74	84	90	92

Tabla A1- 11 Clasificación de suelos con fines hidrológicos por el Soil Conservation Service (SCS).

CLASIFICACIÓN	TIPOS DE SUELOS
GRUPO A	(Bajo potencial de escurrimiento). Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de arenas y gravas profundas y bien graduadas: Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión.
GRUPO B	Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos arenosos menos profundos que los del grupo A y con drenaje medio, conteniendo valores intermedios de texturas finas a gruesas.
GRUPO C	Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos que tienen un estrato que impide el flujo del agua, son suelos con texturas finas. Estos suelos tienen bajas velocidades de transmisión.
GRUPO D	(Alto potencia de escurrimiento). Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con estratos arcillosos cerca de superficie o bien sobre un horizonte impermeable.

Tabla A1- 12 Características de la cobertura Vegetal.

USO DEL SUELO	CONDICIONES HIDROLÓGICAS	CARACTERÍSTICAS
Rotación de cultivos	Pobres	Usualmente contienen cultivos en hileras, granos pequeños y barbecho, en varias combinaciones.
	Buenas	Contienen alfalfa, pastos u otras legumbres que se siembran juntas, para mejorar la textura y aumentar la infiltración.
Pradera natural y Pastizal	Pobres	Tienen exceso de pastoreo, sin cubierta o teniendo cubierta vegetal de menos del 50%.
	Regular	Tienen moderado pastoreo y tienen cubierta digital, entre el 50% y el 75% del área.
	Bueno	Tienen pastoreo ligero y más del 75% del área tiene cubierta vegetal.
Pradera permanente		Sin pastoreo con el 100% de área cubierta por pasto natural: representa el límite superior de las cuencas cubiertas con pasto.
Bosque	Pobres	Tienen excesivo pastoreo, árboles pequeños y el arroyo se destruye regularmente por incendio.

USO DEL SUELO	CONDICIONES HIDROLÓGICAS	CARACTERÍSTICAS
	Regular	Con algo de pastoreo, pero no se queman, pueden tener algo de arroyo y generalmente no están protegidos de pastoreo.
	Bueno	Protegidos del pastoreo, de manera que el suelo está cubierto de arroyo y arbustos.

FUENTE: CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS EN CUENCAS PEQUEÑAS.
SARH. D. Francisco Campos Aranda. Tomado del SCS.

Tabla A1- 13 Número de la Curva de escurrimiento para los complejos hidrológicos Suelo-Cobertura.

(Para Condiciones de Humedad Antecedente — Media)

COBERTURA			GRUPO HIDROLOGICO DE SUELOS			
USO DEL SUELO	TRATAMIENTO O PRÁCTICA	CONDICIONES HIDROLÓGICAS	A	B	C	D
Barbecho	Surco recto	Pobre	77	86	91	94
	Surco recto	Pobre	72	81	88	91
	Surco recto	Bueno	67	78	85	89
	Surco a nivel	Pobre	70	79	84	88
	Surco a nivel	Bueno	65	75	82	86
	Surco a nivel y terraza	Pobre	66	74	80	82
	Surco a nivel y tenaza	Bueno	62	71	78	81
Cereales Emes	Surco recto	Pobre	65	76	84	88
	Surco recto	Bueno	63	75	83	87
	Surco a nivel	Pobre	63	74	82	85
	Surco a nivel	Bueno	61	73	81	84
	Surco a nivel y terraza	Pobre	61	72	79	82
	Surco a nivel y terraza	Bueno	59	70	78	81
Legumbres (sembradas con maquinaria o a volteo) o Rotación de pradera	Surco recto	Pobre	66	77	85	89
	Surco recto	Bueno	58	72	81	85
	Surco a nivel	Pobre	64	75	83	85
	Surco a nivel	Bueno	55	69	78	83
	Surco a nivel y terraza	Pobre	63	73	80	83

(Para Condiciones de Humedad Antecedente — Media)

COBERTURA			GRUPO HIDROLOGICO DE SUELOS			
	Surco a nivel y terraza	Bueno	51	67	76	80
Pradera natural y Pastizal	Surco a nivel	Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Bueno	39	61	74	80
		Pobre	47	67	81	88
		Regular	25	59	75	83
	Surco a nivel	Bueno	6	35	70	79
Pradera permanente		Bueno	30	58	71	78
Bosque		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Bueno	25	55	70	77
Cascos de hacienda			59	74	82	86
Caminos de tierra *			72	82	87	89
Caminos con pavimentos duros *			74	84	90	92
Superficie impermeable			100	100	100	100

NOTA: * Incluyendo el derecho de vía.

FUENTE: CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS EN CUENCAS PEQUEÑAS. SARH. D. Francisco Campos Aranda. Tomado del SCS.

Con base a los parámetros anteriores se determinó el número de escurrimiento “N” en las áreas correspondientes a la combinación de uso y tipo de suelo para las cuencas, ubicándose en un mapa para obtener sus superficies y ponderar el coeficiente total de escurrimiento N.

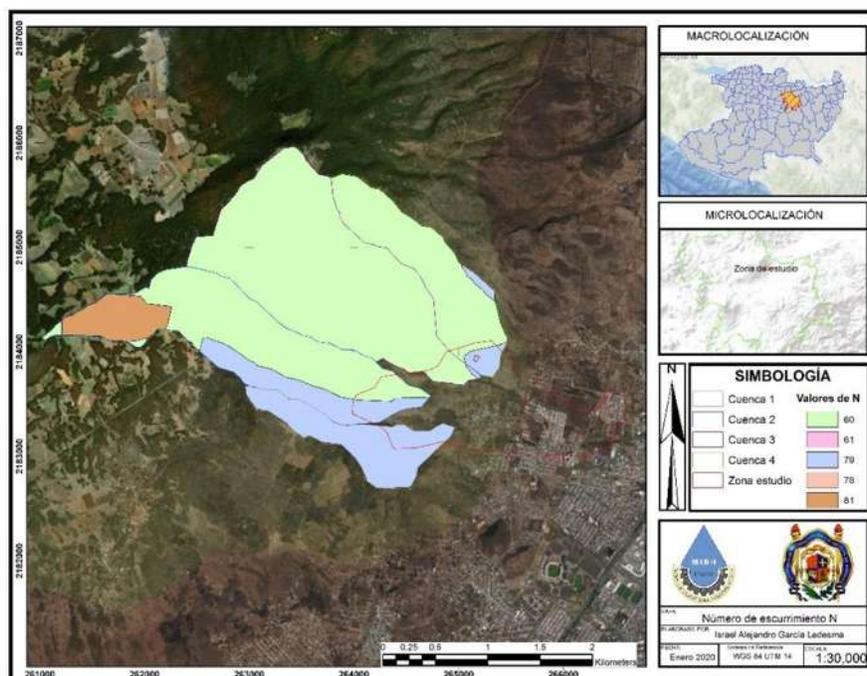


Figura A1- 12 Mapa de cobertura del número de escurrimiento N.

En la tabla siguiente se presenta el promedio ponderado del valor del parámetro N.

Tabla A1- 14 Número de escurrimiento “N” total.

Microcuenca	Área km ²	N de la cuenca
1	0.658	79
2	2.040	65.92
3	2.736	65.22
4	1.092	65.28

- Definición de tormenta de diseño

De acuerdo a lo descrito anteriormente, las estaciones meteorológicas cuentan con las características para ser empleadas en el presente estudio.

Análisis de frecuencia.

Para el análisis de frecuencia se ajustarán a distintas distribuciones de probabilidad las series de precipitaciones máxima. Las distribuciones empleadas en este caso son:

- Normal
- Log-Normal
- Gumbel

- Pearson III

Tabla A1- 15 Precipitación y parámetros de los distintos métodos de ajuste analizados, para cada período de retorno considerado en la estación climatológica 16081.

TR	f(z)	NORMAL		LOGNORMAL		PERSON III				GUMBEL	MEJOR AJUSTE:
		z	PMD	Z	PMD	B	A	S	PMD	PMD	PERSON III
2	0.5	0.00	51.18	0.00	48.57	44.74	22.37	11.19	78.40	48.55	78.40
5	0.8	0.84	65.75	0.84	63.67	61.83	30.91	15.46	105.49	66.31	105.49
10	0.9	1.28	73.36	1.28	73.35	72.24	36.12	18.06	122.01	78.06	122.01
25	0.96	1.75	81.48	1.75	85.29	84.52	42.26	21.13	141.49	92.91	141.49
50	0.98	2.05	86.72	2.05	94.02	93.12	46.56	23.28	155.12	103.93	155.12
100	0.99	2.33	91.44	2.33	102.64	101.30	50.65	25.33	168.10	114.87	168.10
200	0.995	2.58	95.75	2.58	111.22	109.17	54.59	27.29	180.59	125.77	180.59

Como se puede observar para este caso la función de probabilidad de mejor ajuste para la estación seleccionada, es la distribución **Pearson III**.

Tabla A1- 16 Precipitación y parámetros de los distintos métodos de ajuste analizados, para cada período de retorno considerado en la estación climatológica 16055.

TR	f(z)	NORMAL		LOGNORMAL		PERSON III				GUMBEL	MEJOR AJUSTE:
		z	PMD	Z	PMD	B	A	S	PMD	PMD	NORMAL
2	0.5	0.00	47.20	0.00	45.65	86.36	43.18	21.59	116.47	45.37	47.20
5	0.8	0.84	57.41	0.84	56.99	179.53	89.77	44.88	146.47	57.91	57.41
10	0.9	1.28	62.74	1.28	63.99	247.00	123.50	61.75	168.18	66.21	62.74
25	0.96	1.75	68.43	1.75	72.41	334.33	167.17	83.58	196.30	76.70	68.43
50	0.98	2.05	72.10	2.05	78.43	399.53	199.77	99.88	217.29	84.48	72.10
100	0.99	2.33	75.41	2.33	84.27	464.23	232.11	116.06	238.11	92.20	75.41
200	0.995	2.58	78.43	2.58	90.00	528.53	264.27	132.13	258.82	99.90	78.43

Para este caso la función de probabilidad de mejor ajuste para la estación seleccionada, es la distribución **Normal**.

Curvas I-D-Tr y P-D-Tr

Las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno son una gráfica en la cual se concentran las características de las tormentas de la zona o región, con respecto a sus variables: magnitud, duración y frecuencia.

De acuerdo con Campos Aranda (1998) para definir las curvas lo ideal sería tener en la base de datos registro de lluvias de corta duración, los cuales son raros en regiones de países en desarrollo como es México; sin embargo, con base a los valores de lluvia para 24 h de la tabla anterior, se puede definir la lluvia de duración de una hora para cualquier período de retorno, mediante una relación con la precipitación 24 h con igual período de recurrencia.

De las curvas del gráfico siguiente utiliza el promedio anual de las precipitaciones máximas diarias y el número de días al año con tormentas convectivas (precipitación mayor a 1 mm), lo cual permite definir la precipitación de 1 hora para un Tr de 2 años.

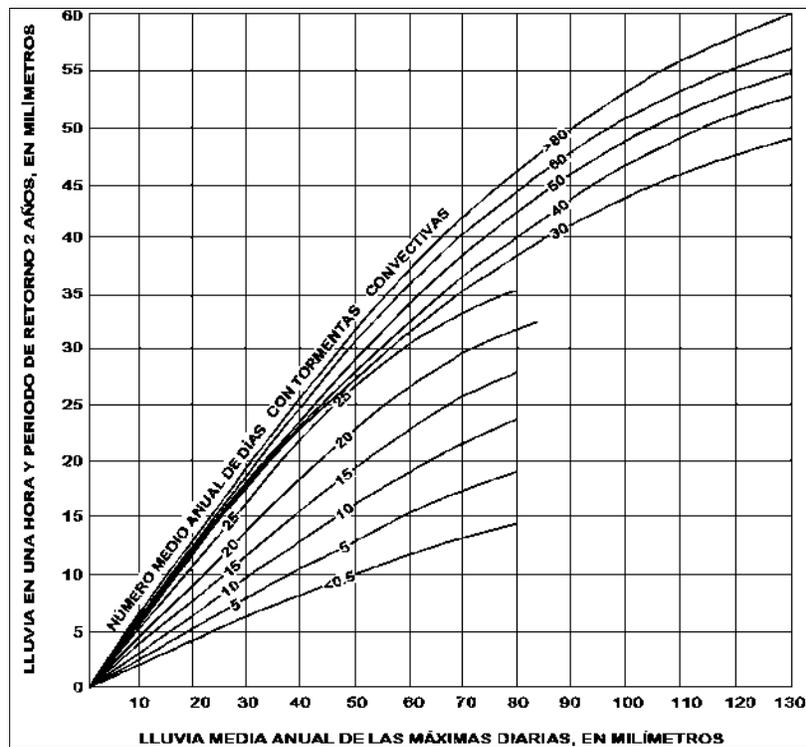


Figura A1- 13 Gráfica de Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años (Campos Aranda D. F., 1998).

Así, la precipitación de una hora para el resto de los períodos de retorno queda definida por la siguiente ecuación:

$$P^t (Tr) = (0.35 \text{ Ln}Tr + 0.76) (0.54t^{0.25} - 0.50) P^{60}$$

Donde:

P = Precipitación en mm.

T = Tiempo en minutos.

Tr = Periodo de retorno, en año.

P⁶⁰ (2) = Precipitación de duración en una hora y periodos de retorno 2 años en mm

P^t (Tr) = Precipitación de duración t minutos y periodos de retorno Tr en años y en mm.

Tabla A1- 17 Corrección de la lluvia de 1 h para la microcuenca 1 de estudio.

TR	PMD	P24T	P1HR; TR
2	62.06	70.13	48.50
5	80.84	91.35	63.18
10	91.75	103.67	71.70
25	104.23	117.78	81.46
50	112.78	127.45	88.14
100	120.81	136.51	94.41
200	128.42	145.12	100.36

Tabla A1- 18 Corrección de la lluvia de 1 h para la microcuenca 2 de estudio.

TR	PMD	P24T	P1HR; TR
2	60.73	68.62	47.00
5	78.97	89.23	61.12
10	89.50	101.14	69.27
25	101.54	114.74	78.58
50	109.75	124.02	84.94
100	117.45	132.72	90.90
200	124.75	140.97	96.55

Tabla A1- 19 Corrección de la lluvia de 1 h para la microcuenca 3 de estudio.

TR	PMD	P24T	P1HR; TR
2	60.06	67.87	47.00
5	78.03	88.18	61.06
10	88.39	99.88	69.16
25	100.19	113.22	78.40
50	108.25	122.32	84.70
100	115.78	130.84	90.60
200	122.93	138.91	96.19

Tabla A1- 20 Corrección de la lluvia de 1 h para la microcuenca 4 de estudio.

TR	PMD	P24T	P1HR; TR
2	60.20	68.03	46.50
5	78.23	88.40	60.42
10	88.62	100.14	68.45
25	100.47	113.54	77.61
50	108.56	122.68	83.85
100	116.13	131.23	89.70
200	123.31	139.34	95.24

Finalmente, con las precipitaciones para 1 hora y 24 horas es posible determinar los coeficientes para las curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno (P-D-Tr) a través de las ecuaciones siguientes:

$$P_x^{Tr} = ax^n$$

Donde:

P_x^{Tr} = precipitación para la duración X t el periodo de retorno indicado

X =es la duración

a y n = parámetros que se calculan con las siguientes formulas:

$$n = \frac{\ln(P_{24}^{Tr}) - \ln(P_1^{Tr})}{\ln(24) - \ln(1)}$$

$$a = \frac{P_{24}^{Tr}}{24^n}$$

Ahora, si se considera que la intensidad es igual al cociente entre la precipitación y la duración, permite obtener los parámetros para cada microcuenca en estudio y períodos de retorno. De esta manera se pueden definir las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno (I-D-Tr).

A continuación, se presentan las P-D-Tr e I-D-Tr para las microcuencas de estudio:

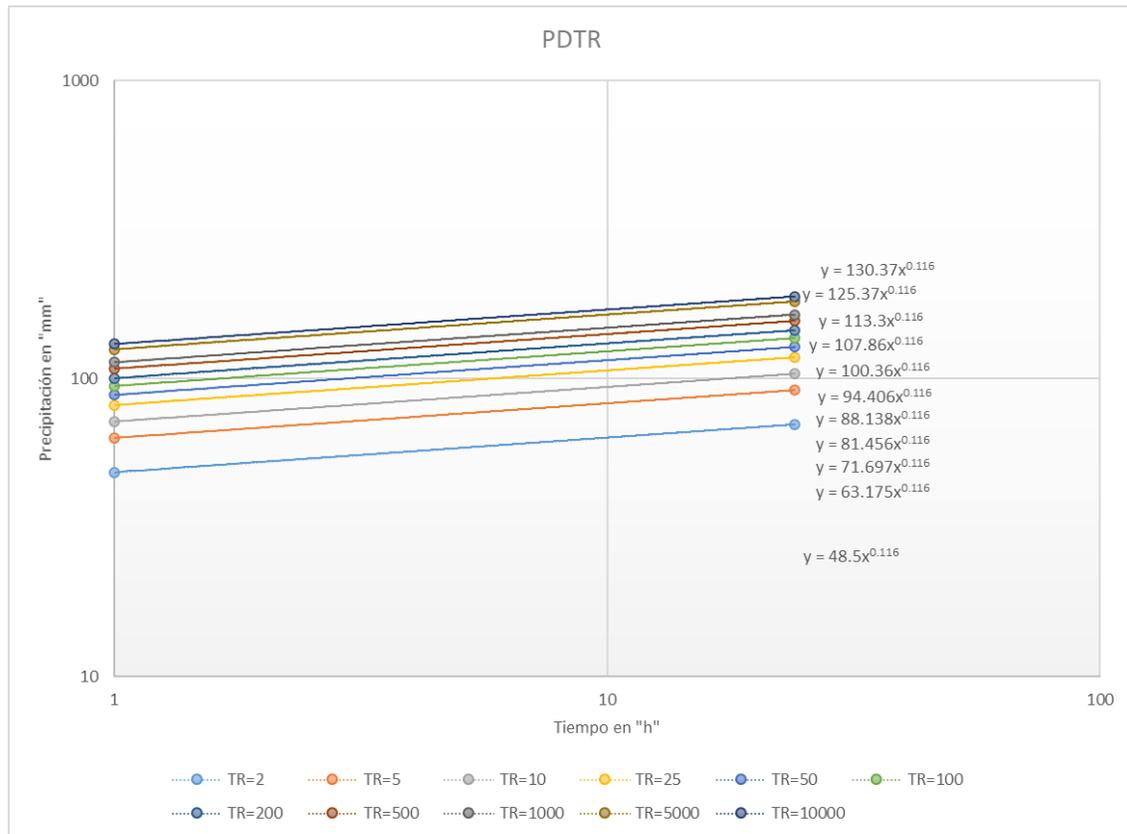


Figura A1- 14 Representación gráfica de las curvas P-D-Tr de la microcuenca 1 de estudio

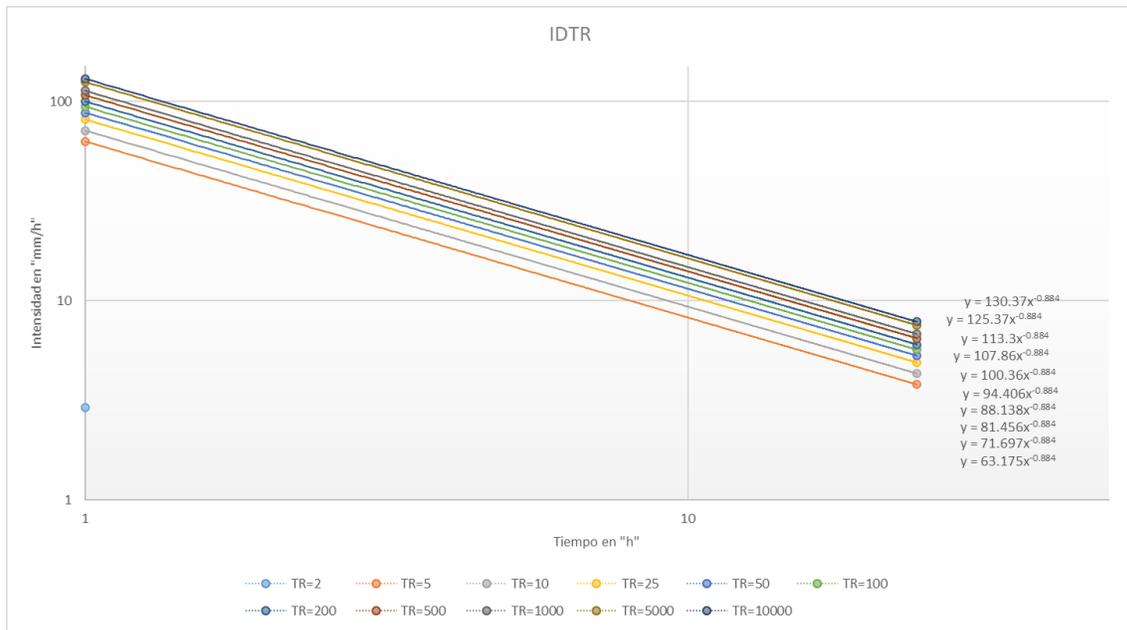


Figura A1- 15 Representación gráfica de las curvas I-D-Tr de la microcuenca 1 de estudio.

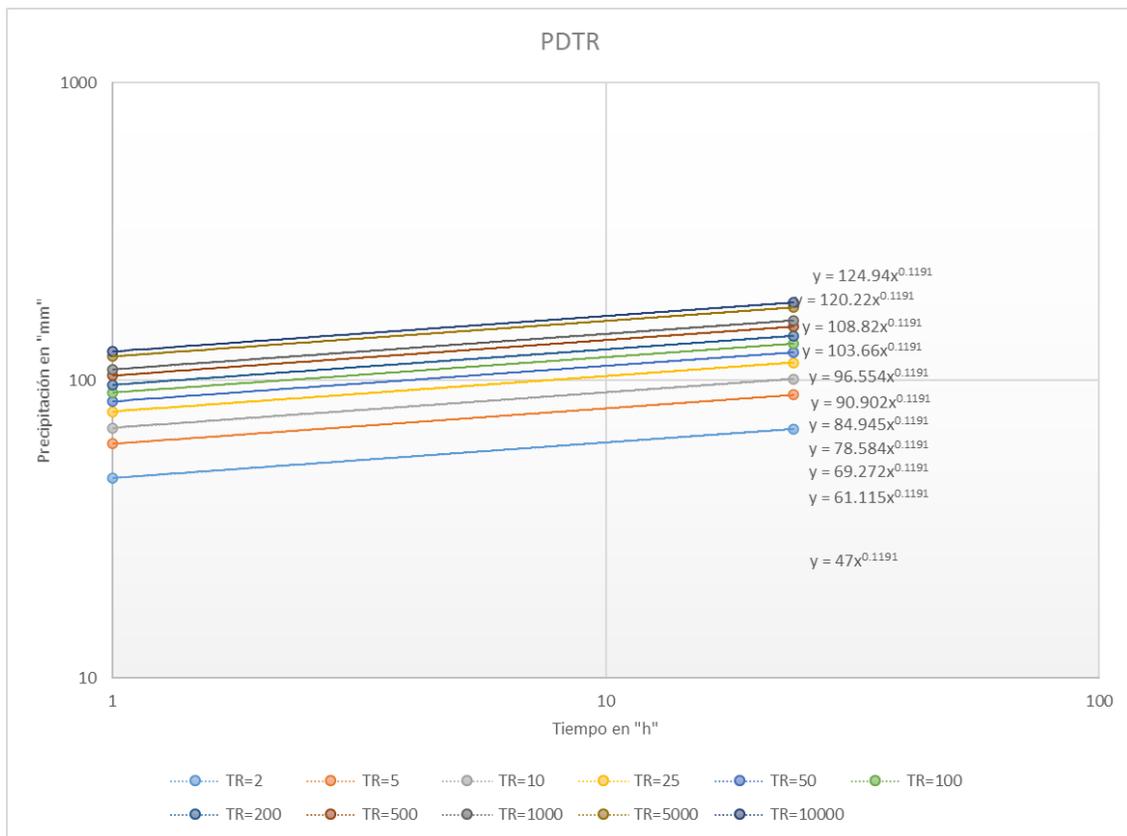


Figura A1- 16 Representación gráfica de las curvas P-D-Tr de la microcuenca 2 de estudio

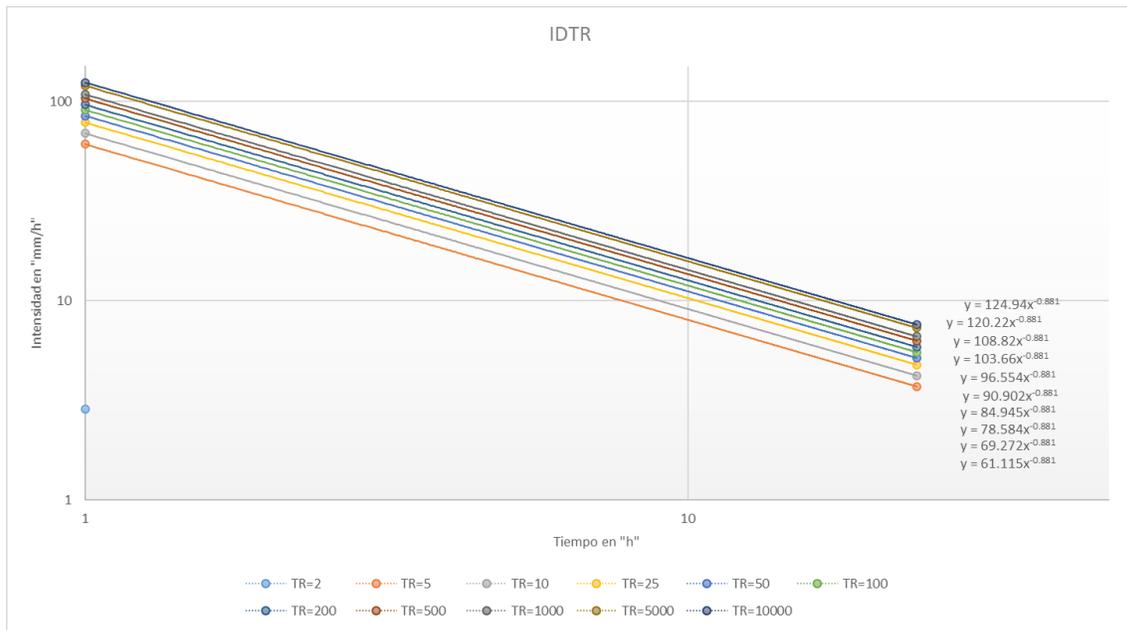


Figura A1- 17 Representación gráfica de las curvas I-D-Tr de la microcuenca 2 de estudio.

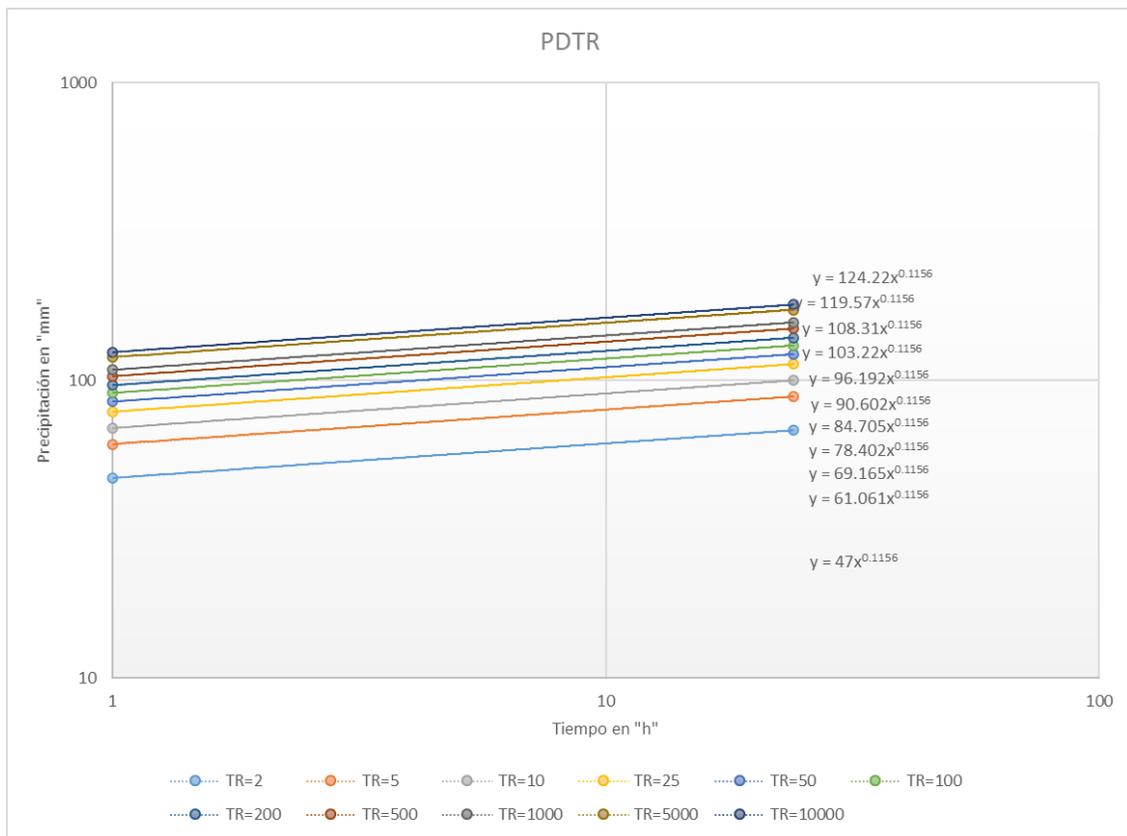


Figura A1- 18 Representación gráfica de las curvas P-D-Tr de la microcuenca 3 de estudio

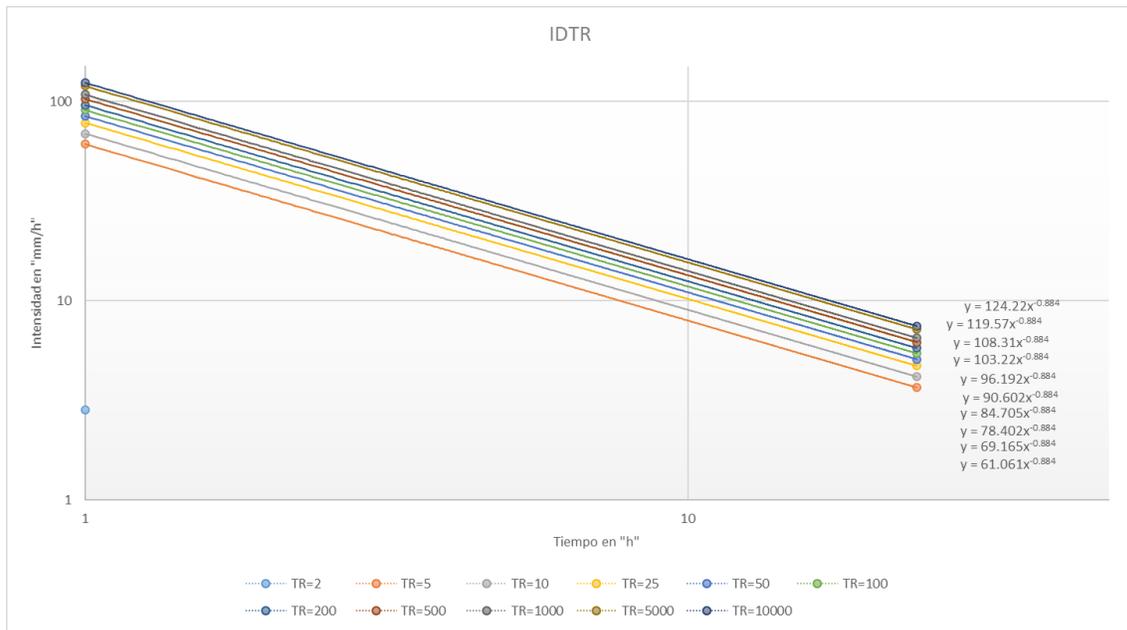


Figura A1- 19 Representación gráfica de las curvas I-D-Tr de la microcuenca 3 de estudio.

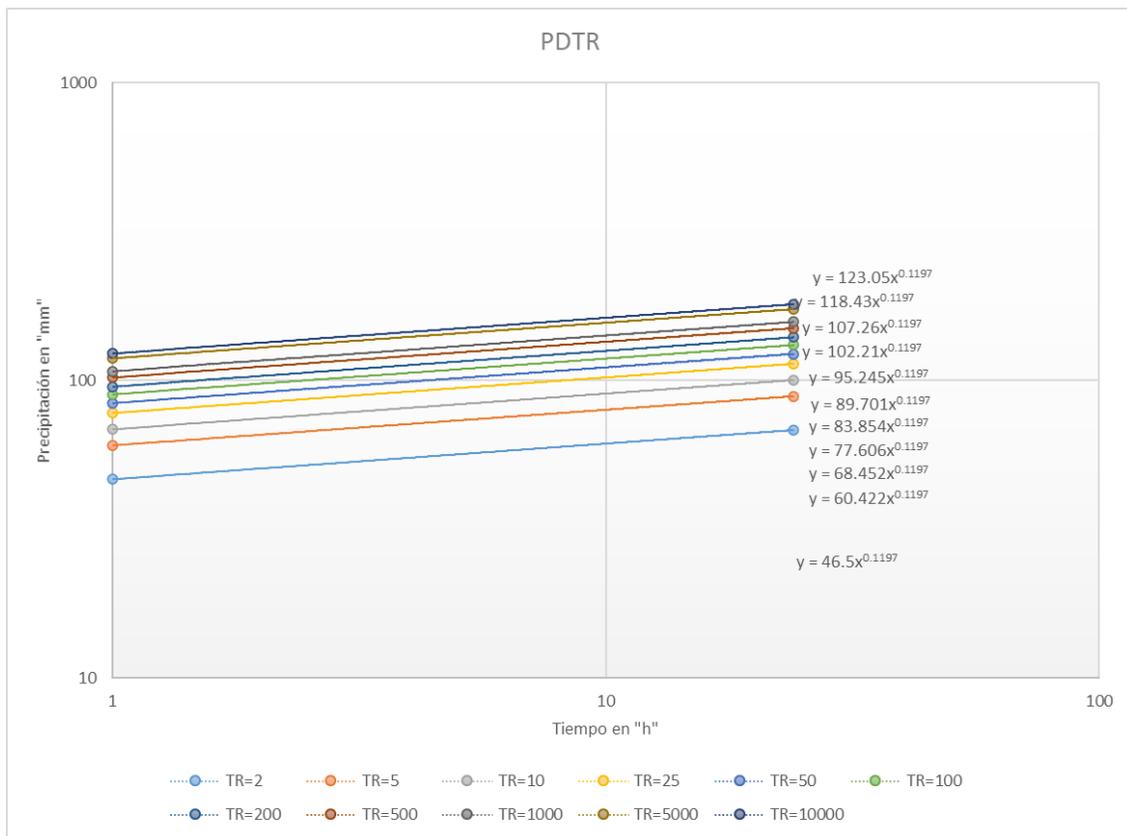


Figura A1- 20 Representación gráfica de las curvas P-D-Tr de la microcuenca 4 de estudio

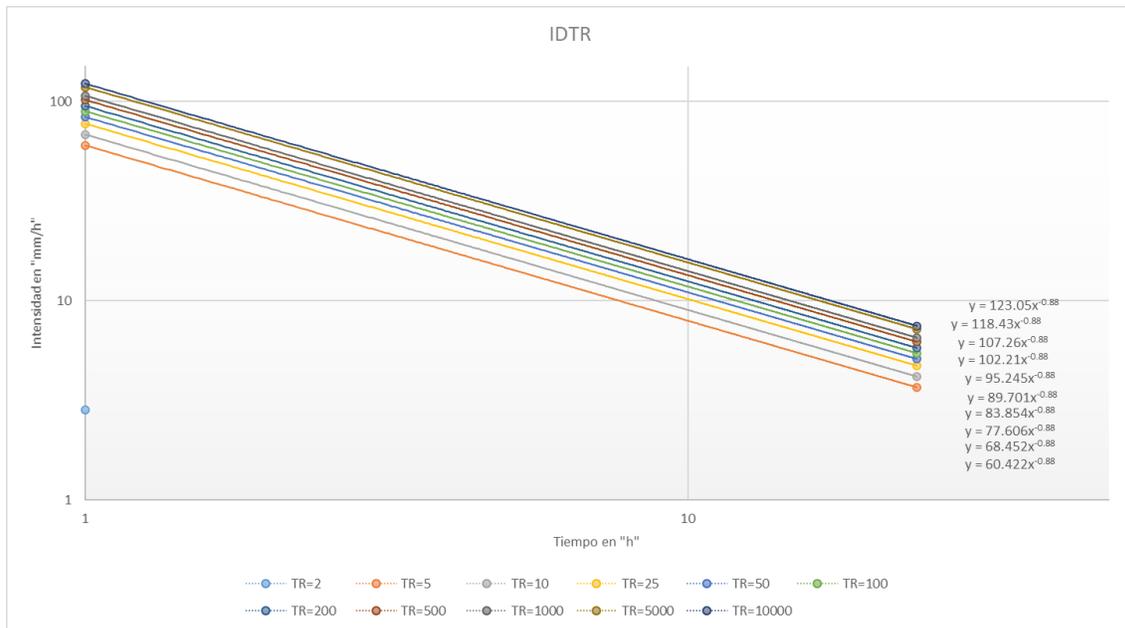


Figura A1- 21 Representación gráfica de las curvas I-D-Tr de la microcuenca 4 de estudio.

Lluvia de diseño

Mediante las curvas P-D-Tr e I-D-Tr, es posible definir la tormenta de diseño considerando el tiempo de duración de la tormenta igual al tiempo de concentración de la cuenca obteniendo de esta manera los Hietogramas o tormentas de diseño.

- Cálculo de gastos máximos

Para la obtención de los gastos máximos se emplearon los métodos de Hidrograma Unitario Triangular modificado por la SCS, método Racional e Hidrograma Unitario Triangular, estos métodos se describen a continuación.

Método del Hidrograma Unitario Triangular por la SCS

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, como se muestra en la siguiente figura.

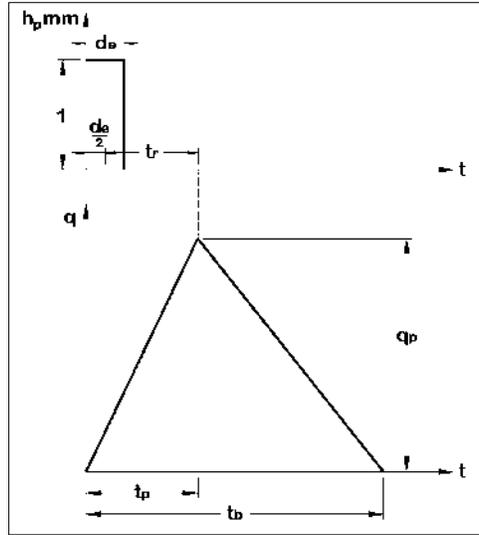


Figura A1- 22 Hidrograma unitario sintético (forma triangular)

De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto de pico como:

$$q_p = \frac{0.555A}{t_b}$$

Donde A es el área de la cuenca en km², t_p es el tiempo pico en h y q_p es el gasto de pico en m³/s/mm

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo pico tp se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$t_b = 2.67t_p$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

Donde d_e es la duración en exceso y t_r es el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c.

$$t_r = 0.6t_c$$

Además, la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico a la falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente como:

$$d_e = 2\sqrt{t_c}$$

Para cuencas grandes o bien $d_c=t_c$ para cuencas pequeñas. Todos los tiempos y la duración en exceso, sustituyendo en la ecuación original se obtiene:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p}$$

Donde:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c$$

Con las ecuaciones anteriores se calculan las características del hidrograma unitario triangular.

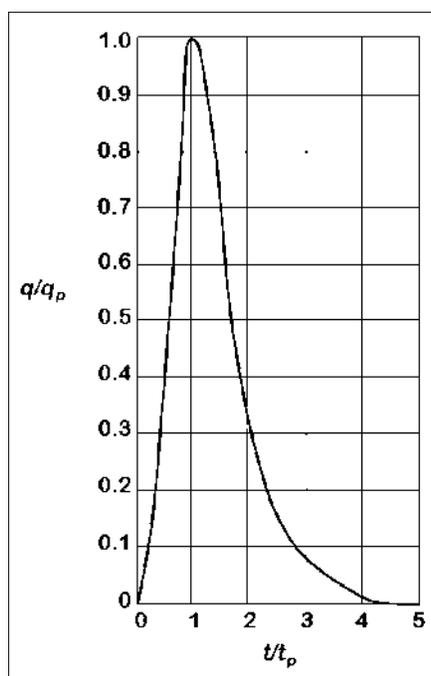


Figura A1- 23 Hidrograma unitario de la SCS.

Método racional

Este método permite determinar el caudal máximo que escurre por un determinado cauce, el cual es generado por una lluvia de intensidad máxima constante y homogénea sobre una cuenca, con una duración D igual al tiempo de concentración del cauce. A continuación, se describe el proceso para el cálculo de los gastos a través de este método:

Para el cálculo del gasto de una corriente dada se obtiene de la siguiente expresión:

$$Q_p = 0.278 * C_e * I * A$$

Donde:

Q_p = Gasto máximo ordinario para el periodo de retorno en $m^3/seg.$

C_e = Coeficiente de escurrimiento adimensional.

I = Intensidad de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en $mm/h.$

A = Área de la cuenca en km^2

0.278 = factor de conversión de unidades

Hidrograma triangular unitario

Con los datos de los hietogramas para los diferentes periodos de retorno, se desarrollaron los diferentes hidrogramas con la metodología del hidrograma triangular unitario, generando su conversión a un hidrograma curvilíneo con el método del **S.C.S.**

Tomando como datos los gastos máximos ordinarios calculados, se generaron los hidrogramas para los diferentes periodos de retorno.

- Resumen de cálculo de gastos máximos

A continuación, a manera de resumen se presentan las tablas con los gastos máximos para los distintos métodos y períodos de retorno analizados.

Tabla A1- 21 Resumen de gastos máximos para todos los Tr en la microcuenca 1 en estudio.

Cuenca 1					
RACIONAL		HUT		HUT SCS	
Tr (años)	Gasto (m^3/s)	Tr (años)	Gasto (m^3/s)	Tr (años)	Gasto (m^3/s)
2	2.93	2	6.73	2	4.37
5	3.68	5	10.34	5	7.05
10	4.25	10	13.28	10	8.72
25	5.01	25	17.48	25	10.70
50	5.58	50	20.72	50	12.09
100	6.15	100	24.03	100	13.42
200	6.72	200	27.40	200	14.70

Tabla A1- 22 Resumen de gatos máximos para todos los Tr en la microcuenca 2 en estudio.

Cuenca 2					
RACIONAL		HUT		HUT SCS	
Tr (años)	Gasto (m ³ /s)	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)
2	7.38	2	6.09	2	4.43
5	9.37	5	11.88	5	8.76
10	10.88	10	17.10	10	11.67
25	12.87	25	25.15	25	15.28
50	14.38	50	31.63	50	17.90
100	15.88	100	38.49	100	20.45
200	17.39	200	45.66	200	22.94

Tabla A1- 23 Resumen de gatos máximos para todos los Tr en la microcuenca 3 en estudio.

Cuenca 3					
RACIONAL		HUT		HUT SCS	
Tr (años)	Gasto (m ³ /s)	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)
2	10.99	2	8.66	2	5.85
5	13.81	5	16.54	5	11.77
10	15.94	10	23.62	10	15.78
25	18.75	25	34.52	25	20.76
50	20.88	50	43.30	50	24.38
100	23.01	100	52.60	100	27.90
200	25.14	200	62.34	200	31.36

Tabla A1- 24 Resumen de gatos máximos para todos los Tr en la microcuenca 4 en estudio.

Cuenca 4					
RACIONAL		HUT		HUT SCS	
Tr (años)	Gasto (m ³ /s)	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)
2	5.14	2	3.69	2	3.00
5	6.54	5	7.42	5	6.03
10	7.60	10	10.82	10	8.08
25	9.00	25	16.08	25	10.62
50	10.06	50	20.35	50	12.47
100	11.12	100	24.87	100	14.27
200	12.18	200	29.62	200	16.04

Se decidió utilizar los gastos obtenidos mediante el método del Hidrograma Unitario Sintético de la SCS ya que es uno de los métodos más completos y se encuentra en un rango

intermedio de los 3 métodos analizados, dichos resultados se muestran en las tablas anteriores; y de forma gráfica, en las figuras siguientes:

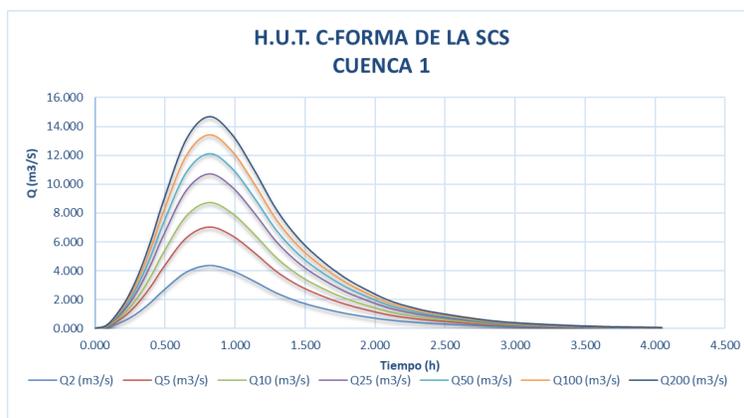


Figura A1- 24 Hidrogramas Unitario Sintético de la SCS para la cuenca 1 en estudio.

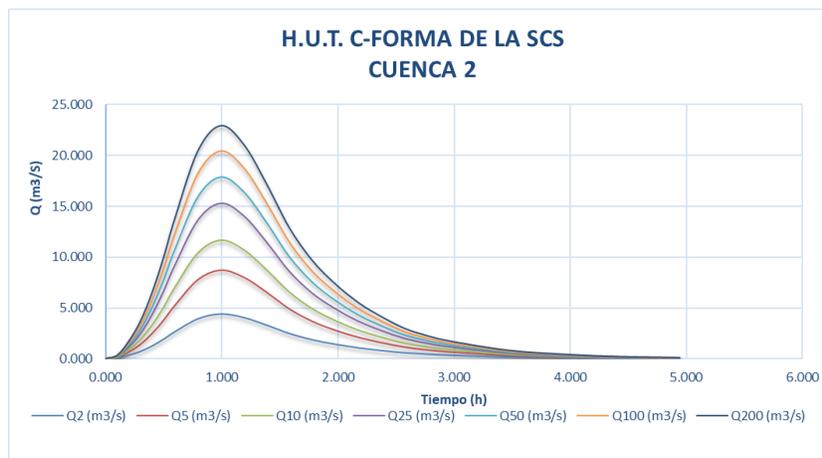


Figura A1- 25 Hidrogramas Unitario Sintético de la SCS para la cuenca 2 en estudio.

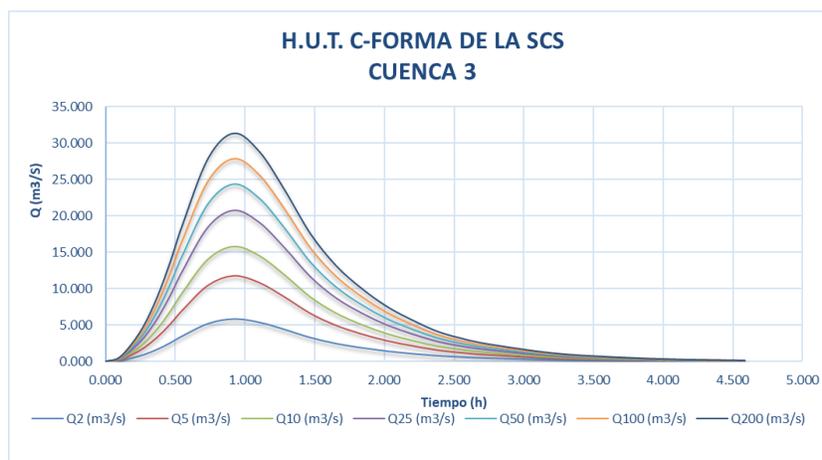


Figura A1- 26 Hidrogramas Unitario Sintético de la SCS para la cuenca 3 en estudio.

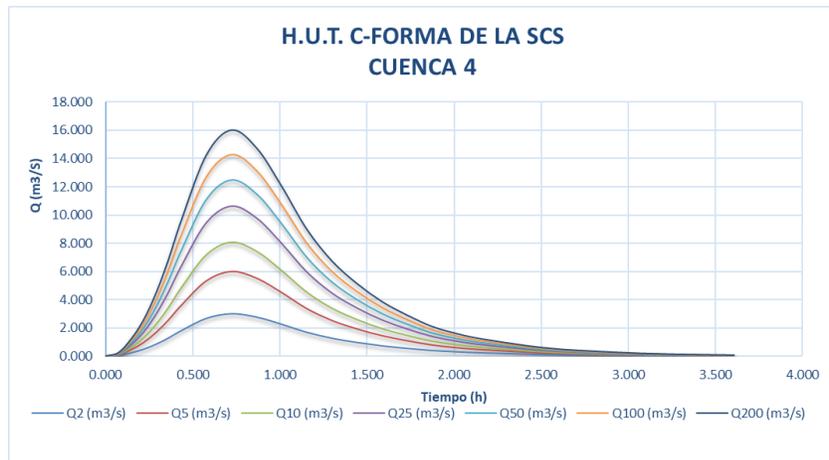


Figura A1- 27 Hidrogramas Unitario Sintético de la SCS para la cuenca 4 en estudio.

ANEXO B. Funcionamiento hidráulico.

En el presente capítulo se expone la metodología seguida para realizar la modelación numérica de los escurrimientos principales del flujo en la zona de estudio. Para ello, se han definido diferentes escenarios, bajo condiciones naturales o actuales y condiciones de propuesta de proyecto, con lo que se busca definir las zonas más susceptibles a inundarse; y adicionalmente, proponer alternativas de mitigación.

- Condiciones de funcionamiento hidráulico

El análisis del funcionamiento hidráulico permite llevar a cabo la revisión y diseño obras integrales que permiten mitigar el riesgo de inundación, y de acuerdo a los resultados que se obtienen se proporcionan soluciones factibles dentro de límites razonables de seguridad y economía.

En este sentido, se plantean diferentes escenarios de modelación hidráulica en condiciones actuales (caso base) y de proyecto.

Condiciones actuales (caso base)

Para este caso de estudio, con base a la Tabla A2- 1 y Tabla A2- 2, el período de retorno para el diseño de drenaje pluvial, para zonas urbanas con alta densidad de población y alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales, varía de 10 a 50 años; sin embargo, se estimaron escenarios asociados a períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años, los cuales permitieron obtener información fuera de los límites establecidos.

Tabla A2- 1 *Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial (adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013).*

Tipo	Descripción	Tr (años)
Centro de negocios	Zonas donde el uso principal es para las actividades de venta al por menor o de negocios y donde los edificios son comúnmente construidos hasta los límites de la propiedad, los toldos sobresalen sobre la banqueta y el paisaje es mínimo o inexistente. Estas áreas de negocios a menudo se encuentran en las partes más antiguas de la ciudad o pueblo	10
Áreas comerciales	Zonas donde los usos primarios incluyen las ventas al por menor, actividades comerciales, hoteles etc. Pueden incluir centros para exposiciones, restaurantes, clubes deportivos	10
Zonas industriales	Las áreas donde las actividades principales llevadas a cabo son la producción, el procesamiento de productos, instalaciones de almacenamiento, etc	2

Tipo	Descripción	Tr (años)
Zonas urbanas con alta densidad	Áreas urbanas que tienen más de 20 viviendas por cada 10 000 m ² (hectárea), como edificios de departamentos, unidades habitacionales y zonas suburbanas altamente pobladas	10
Zonas urbanas de Mediana densidad	Las áreas residenciales que tienen más de 5 y hasta 20 unidades de vivienda por cada 10 000 m ² (hectárea)	2
Zonas rurales	Áreas residenciales rurales que tienen entre 2 y 5 unidades de vivienda por cada 10 000 m ² (hectárea)	2
Espacios abiertos	Las áreas abiertas utilizadas principalmente para la recreación, como parques, campos de golf, etc	1

Tabla A2- 2 *Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial, parte II (Conagua, 1996).*

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

Para considerar las condiciones de simulación un MDE tipo Lidar con resolución de 5x5 descargado de la base de datos del INEGI.

Condiciones de proyecto considerando un sistema de drenaje pluvial

En primera instancia como alternativa de mitigación de inundaciones de tipo estructural en la zona de estudio, se considera la remodelación del sistema de drenaje pluvial urbano tal como se desglosa en el capítulo 5.

Condiciones de proyecto considerando un sistema de drenaje pluvial

Como alternativa de mitigación de inundaciones de tipo estructural adicionalmente al drenaje pluvial, se complementó dicho sistema de mitigación adicionando 3 pequeños embalses en la parte alta de la cuenca en la zona de estudio (Figura A2- 1), la ubicación de los embalses 1 y 2 se proponen estratégicamente puesto que se encuentran naturalmente dichos embalses por lo que los trabajos de construcción se verán favorecidos por la topografía del terreno, en

el caso del tercer embalse se localiza en la convergencia de las corrientes principales de las cuencas 3 y 4 con el propósito de reducir el pico de los hidrogramas.

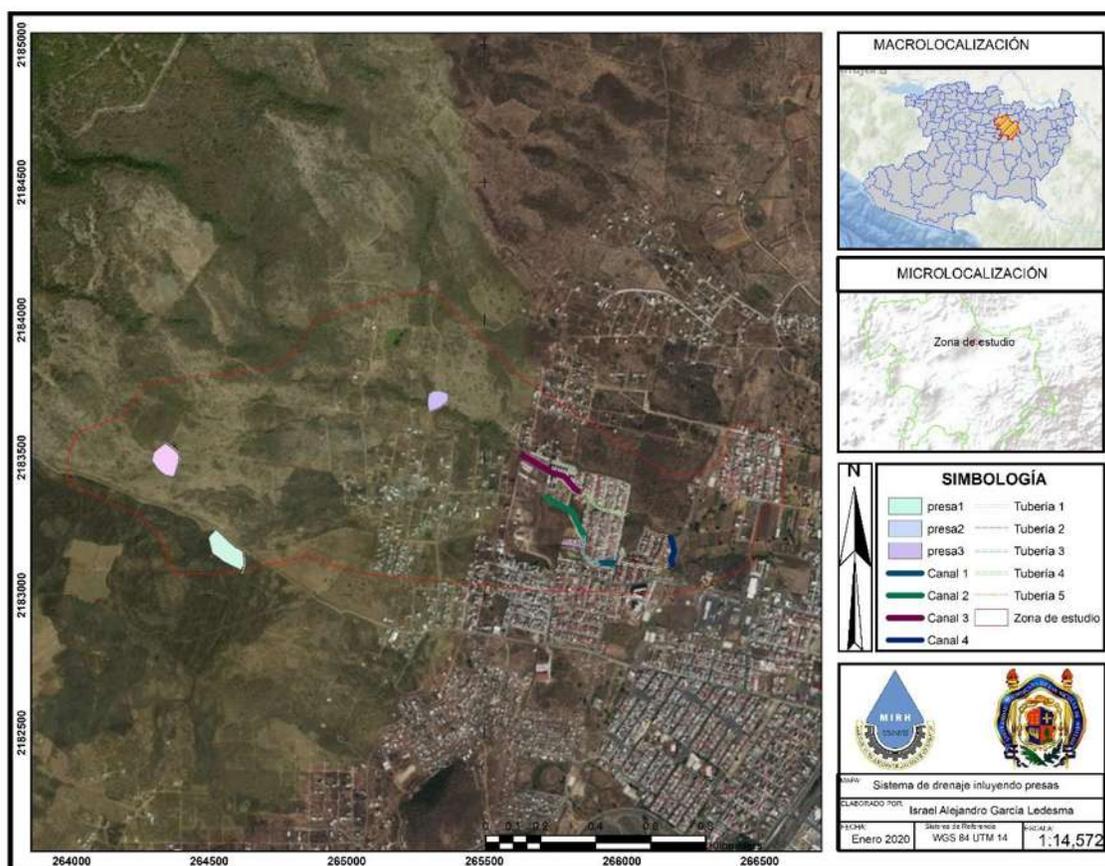


Figura A2- 1 Sistema de drenaje completo incluyendo presas.

Para garantizar el correcto funcionamiento de las estructuras, se propone realizar una excavación y nivelación el área de influencia de los 3 embalses en la parte alta con la finalidad de aprovechar la superficie y con ello reducir el riesgo del arrastre de material rocoso debido a las condiciones topográficas de la zona.

Tabla A2- 3 Dimensiones de los embalses

Estructura	Área	Elevación cortina	Long de cortina	Volumen excavación	Capacidad de almacenamiento
	m ²	m	m	1000 m ³	1000 m ³
Presas 1	9366.54119	5	218	2.73	46.83
Presas 2	7768.69504	10	166	5.40	77.69
Presas 3	3881.07085	6	190	3.71	23.29

- Modelo matemático de simulación

Debido a las condiciones hidráulicas y topográficas se ha propuesto realizar una modelación numérica bidimensional mediante el modelo de Iber. Este modelo numérico permite resolver las ecuaciones hidrodinámicas de Saint Venant o de aguas someras en dos dimensiones, en su forma conservativa, bajo un esquema en volúmenes finitos.

De acuerdo con Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014), en la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales son los más utilizados en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, y cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes.

La versión utilizada del modelo Iber fue la versión 2.5.1.

- Información requerida

Para realizar las simulaciones se construyó un mallado de la zona en estudio, expuesta en líneas anteriores, a través de Iber. Lo anterior se logró a partir de un archivo de formato .txt, el cual contiene las coordenadas y cotas del terreno natural de un MDE de terreno, generado a partir de un levantamiento topográfico. Para ello, los puntos levantados se transformaron a un archivo de código ascii mediante el software ARC-MAP 10.5.

La discretización de la zona fue mediante una malla con 1,023,228 elementos triangulares de tipo Delaunay.

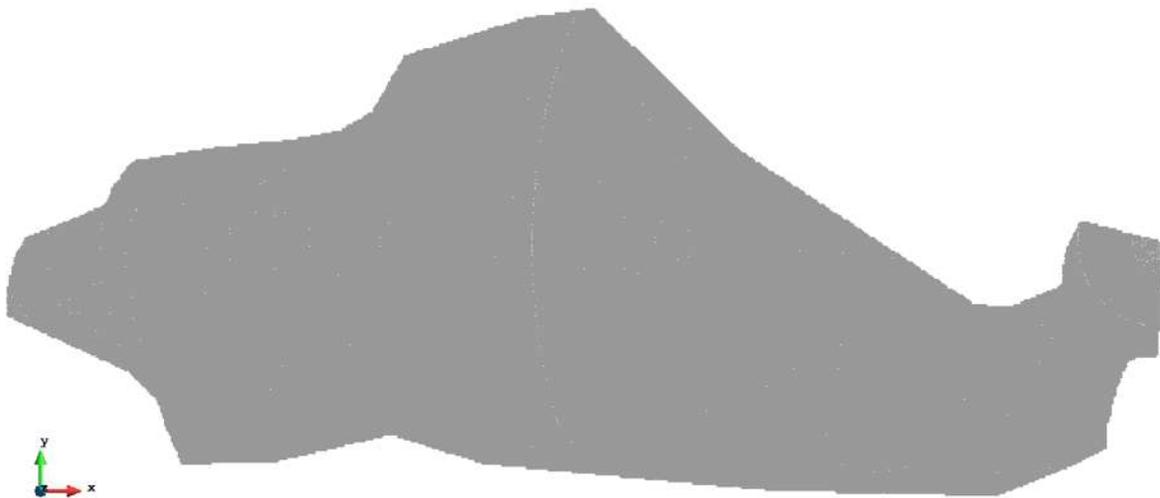


Figura A2- 2 Discretización de la zona de estudio por elementos triangulares Delaunay.

Condiciones iniciales y de contorno.

Como condiciones iniciales se consideró que no existe un tirante inicial o condiciones de terreno seco y la velocidad inicial es nula en las dos direcciones de la superficie de modelación. Es decir,

$$h(x, y, 0) = 0, \quad u(x, y, 0) = 0 \quad \text{y} \quad v(x, y, 0) = 0,$$

para todo $(x, y) \in \Omega$.

Para las condiciones de frontera o contorno, con base a la Tabla A2- 4, se debe suponer un tipo de régimen del flujo (turbulento o laminar) para contornos abiertos (entrada y salida).

Tabla A2- 4 Condiciones impuestas en contornos abiertos.

Contorno		Régimen	Condiciones impuestas
Entrada	Caudal total	Subcrítico	Caudal total en dirección normal al contorno
		Supercrítico	Caudal total en dirección normal al contorno y velocidad media
	Caudal específico	Subcrítico	Caudal específico en dirección normal al contorno
		Supercrítico	a) Caudal específico en dirección normal al contorno y tirante b) Caudal específico en dirección normal al contorno y cota de agua
Salida	Subcrítico		a) Tirante
			b) Cota de agua
			c) Vertedero (cota y cociente de descarga)
			d) Curva de gasto
	Supercrítico		No es necesario imponer una condición.

Fuente: Iber, 2014.

Para el presente estudio se indicó como entrada un caudal total (agregado los hidrogramas asociado al periodo de retorno del escenario simulado) en un régimen subcrítico; en el caso de la salida se indicó un régimen supercrítico.

Rugosidad del dominio

El coeficiente de rugosidad de Manning, representado por n , con base en la Tabla A2- 5, se definió en función al uso de suelo de la zona de estudio en condiciones actuales y de proyecto.

Tabla A2- 5 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning para diferentes conductos abiertos.

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

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

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

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

Fuente: CHOW, V. (1994).

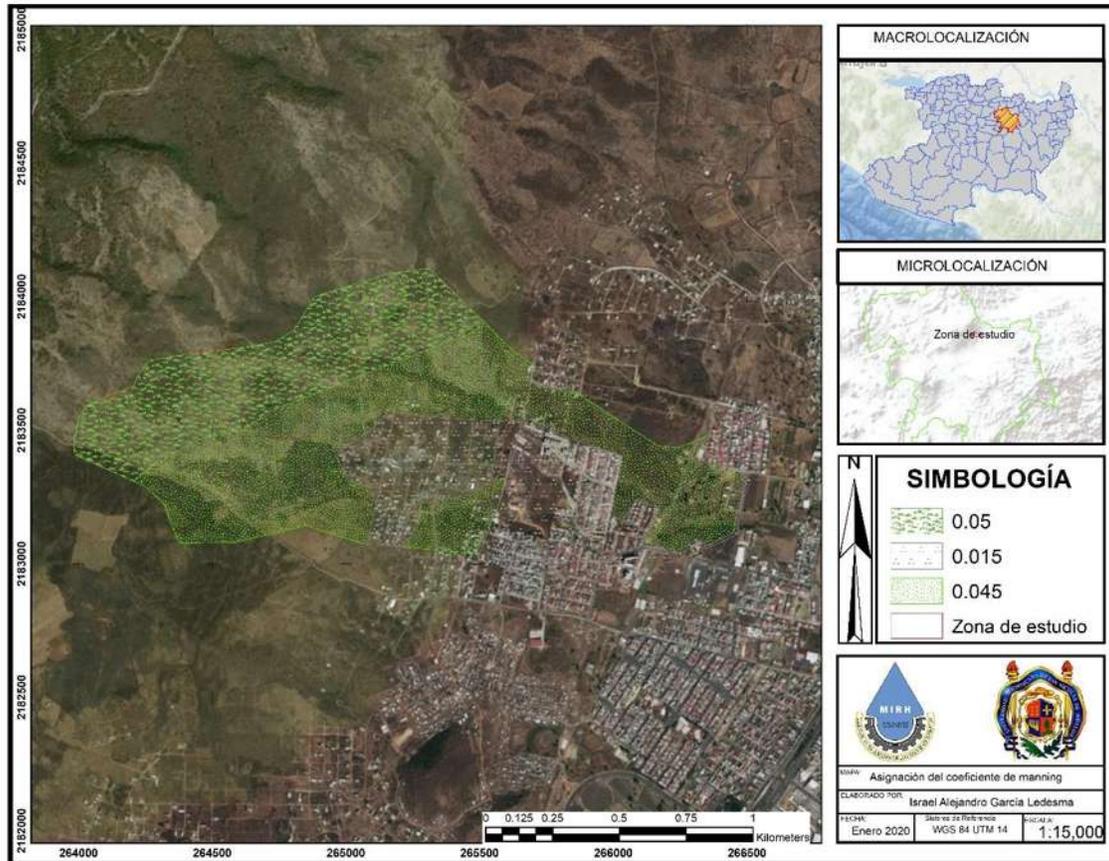


Figura A2- 3 Valores de n.

Tiempo de simulación

El tiempo de simulación son datos generales básicos que se requieren para realizar las simulaciones numéricas, en este caso fue de 20 000 segundos (333 minutos), con lo que se logra simular el tránsito del gasto pico de los hidrogramas calculados, el incremento de paso en el tiempo fue de 200 segundos.

- Modelación de flujo

Con base a lo expuesto en líneas anteriores, se realizó la modelación bidimensional del comportamiento hidráulico del flujo que escurre por la zona de estudio, obteniendo los siguientes resultados, a manera de resumen y comparativa se presentan los resultados para un periodo de retorno de 50 años para los 3 escenarios analizados.

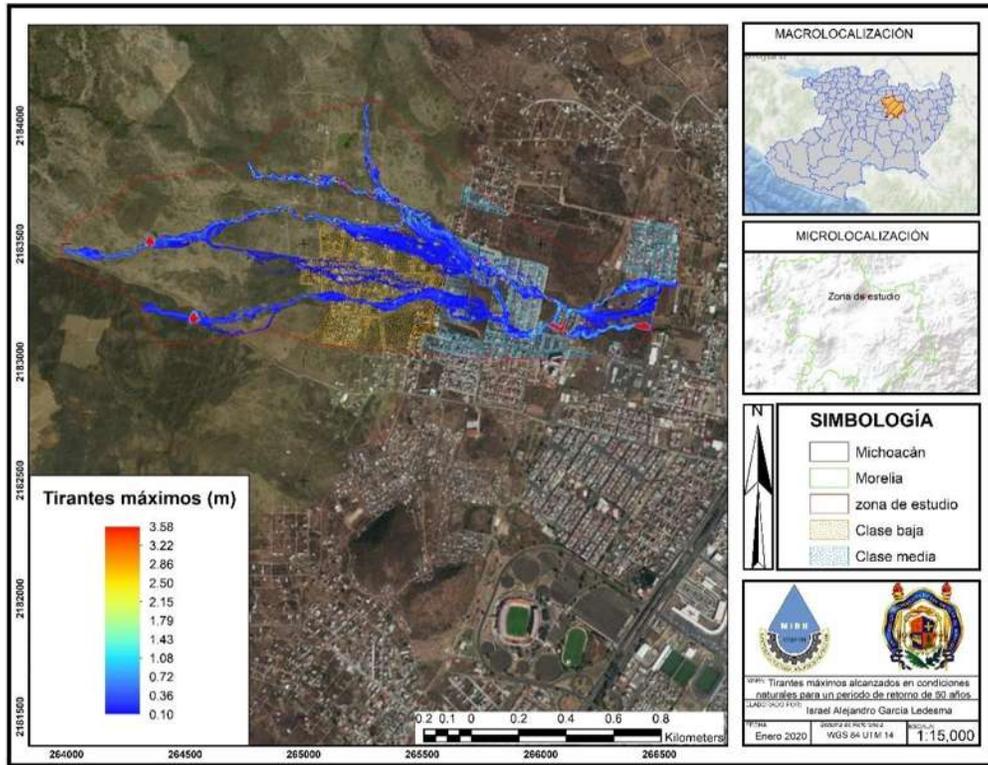


Figura A2- 4 Tirantes máximos alcanzados para un Tr 50 años en condiciones actuales

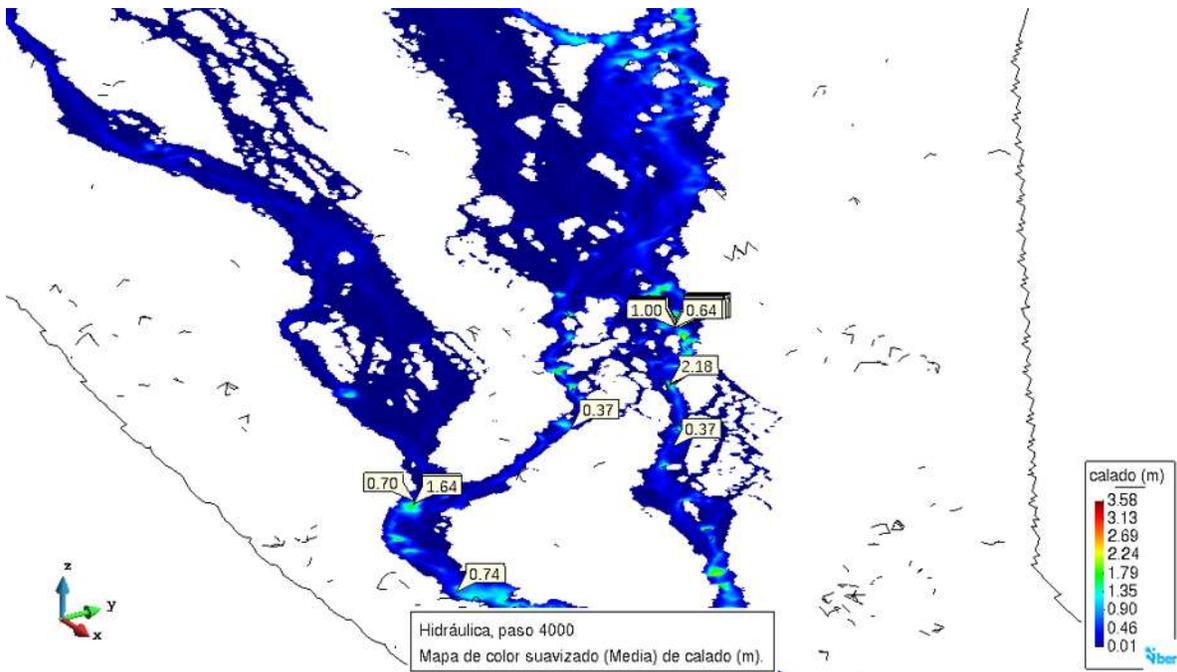


Figura A2- 5 Tirantes máximos alcanzados en la zona urbana sin drenaje para un Tr 50 años en condiciones actuales.

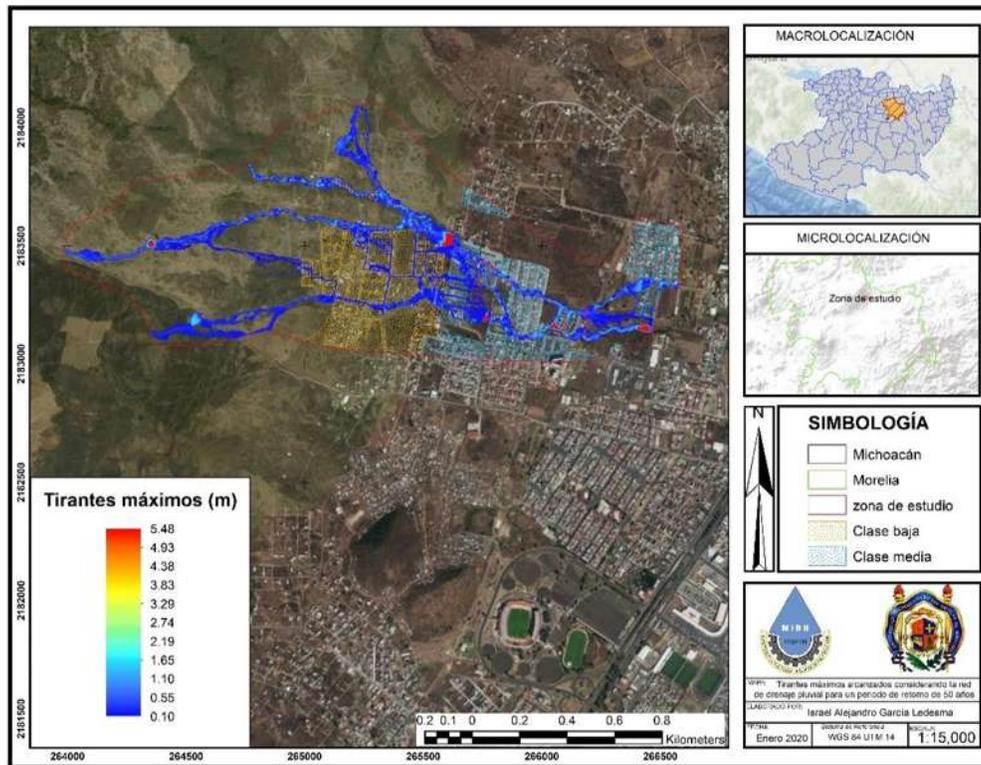


Figura A2- 6 Tirantes máximos alcanzados para un Tr 50 años considerando la remodelación del sistema de drenaje pluvial urbano.

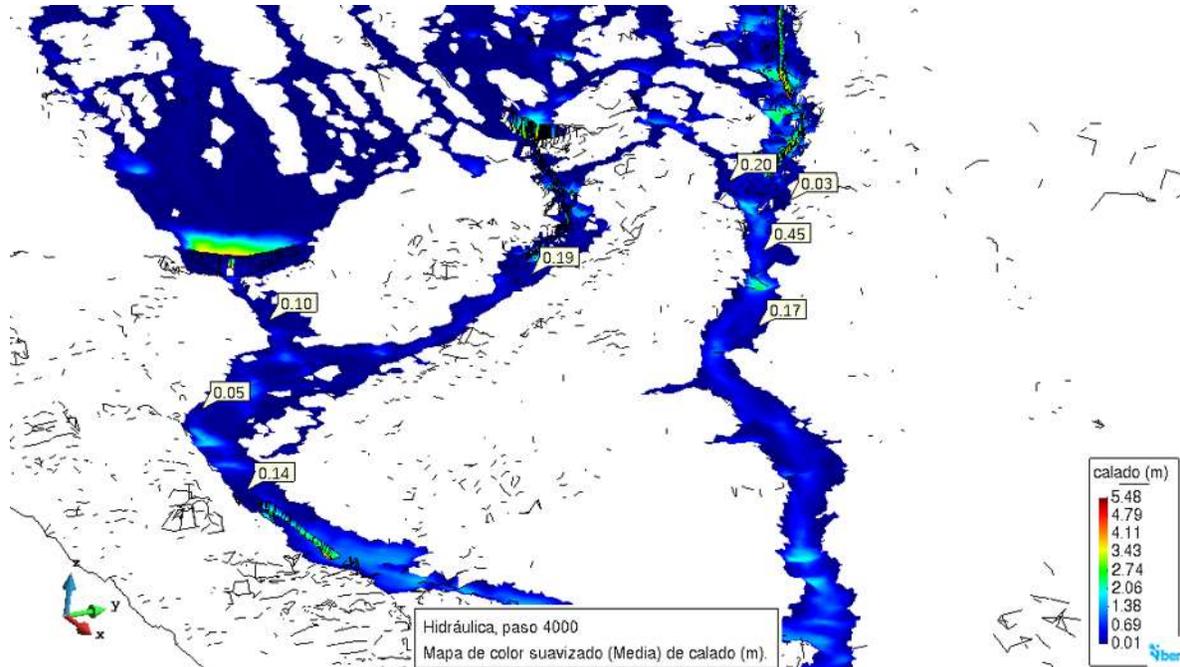


Figura A2- 7 Tirantes máximos alcanzados en la zona urbana considerando la remodelación de la red de drenaje para un Tr 50 años.

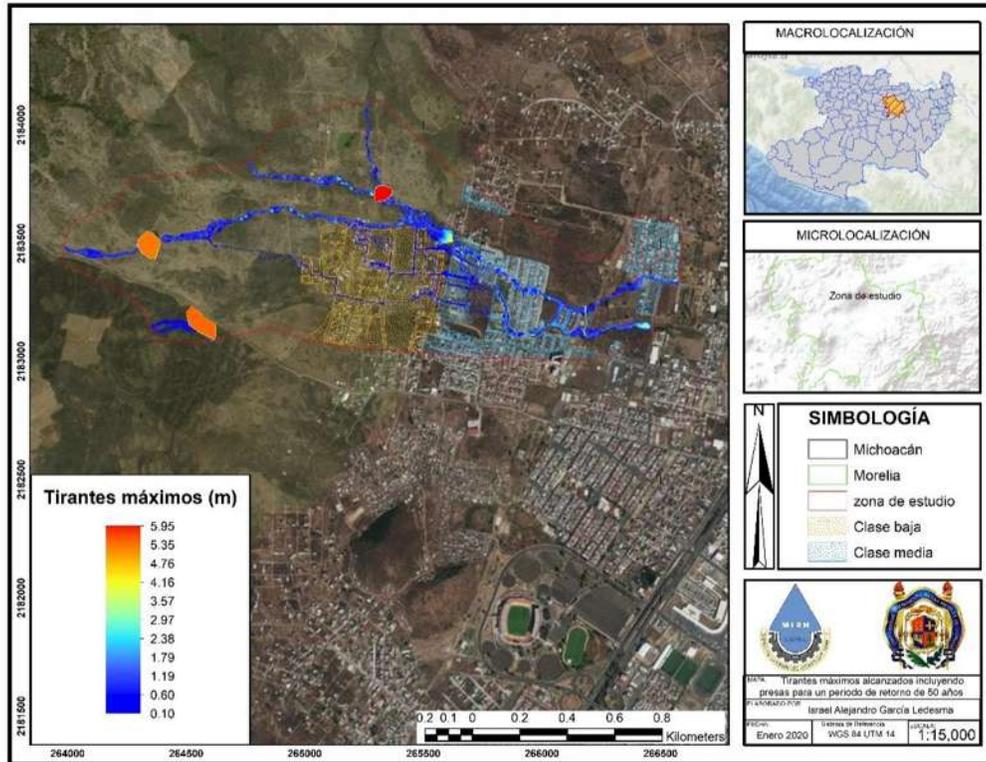


Figura A2- 8 Tirantes máximos alcanzados para un Tr 50 años considerando la remodelación del sistema de drenaje pluvial urbano y 3 embalses en la parte alta de la zona de estudio.

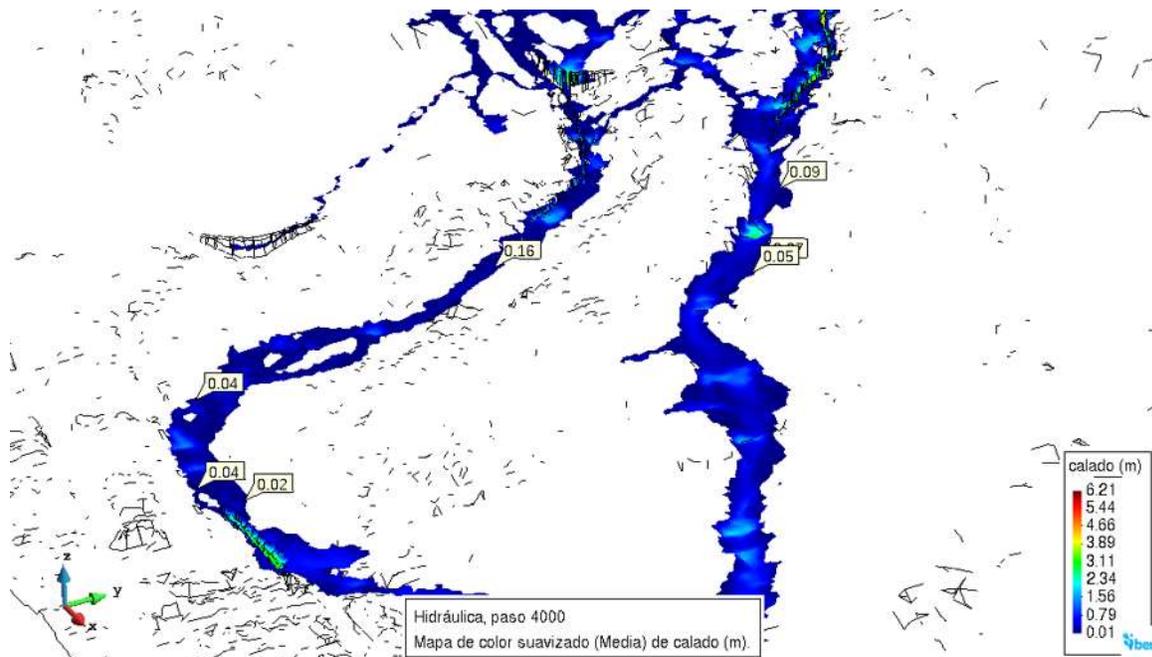


Figura A2- 9 Tirantes máximos alcanzados en la zona urbana considerando la remodelación del sistema de drenaje pluvial y la construcción de 3 embalses para un Tr 50.

Como se aprecia en las figuras anteriores, con la implementación de las estructuras para la reducción del riesgo de inundación disminuyen tanto las superficies afectadas (área inundada) así como la magnitud de la inundación (reducción de tirantes máximos) lo que repercute directamente en la reducción de los daños socioeconómicos.