



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA CHAPINGO

POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA

MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RÍO ACAPONETA, NAYARIT, MÉXICO

TESIS DE GRADO

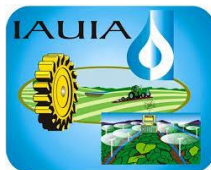
QUE COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA

PRESENTA:

MIGUEL ÁNGEL BOCANEGRA MORALES

BAJO LA SUPERVISIÓN DE:

DRA. LAURA ALICIA IBÁÑEZ CASTILLO



APROBADA



Chapingo, Estado de México, Noviembre de 2021

MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RÍO
ACAPONETA, NAYARIT, MÉXICO

Tesis realizada por **Miguel Ángel Bocanegra Morales** bajo la supervisión del comité asesor indicado, aprobada por el mismo y aceptada como requisito parcial para obtener el grado de:

**MAESTRO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL
AGUA**

DIRECTOR:



DRA. LAURÁ ALICIA IBÁÑEZ CASTILLO

ASESOR:



DR. RAMON ARTEAGA RAMIREZ

ASESOR:



DR. MARIO ALBERTO VÁZQUEZ PEÑA

CONTENIDO

ÍNDICE DE CUADROS	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
DEDICATORIAS	vii
AGRADECIMIENTOS	viii
DATOS BIOGRÁFICOS	ix
1. INTRODUCCIÓN GENERAL	1
1.1 Literatura citada	4
2. REVISIÓN DE LITERATURA	6
2.1 Modelación hidrológica	6
2.1.1 Cuenca hidrográfica	8
2.1.2 Información hidrometeorológica	8
2.1.3 Precipitación.....	9
2.1.4 Polígonos de Thiessen.....	10
2.1.5 Isoyetas.....	12
2.1.6 Número de curva de escurrimiento	12
2.1.7 Hidrograma unitario.....	16
2.1.8 Hidrograma adimensional SCS	17
2.1.9 Tiempo de respuesta de una cuenca hidrográfica.....	19
2.1.10 Método de Muskingum	21
2.1.11 Tormenta sintética.....	23
2.1.12 HEC-HMS.....	24
2.1.13 Calibración del modelo HEC HMS (lluvia-escurrimiento)	26
2.2 Modelación hidráulica	28
2.2.1 Coeficiente de rugosidad de Manning	30
2.2.2 HEC-RAS	31
2.2.3 Modelo Unidimensional 1D.....	32

2.2.4	Modelo Bidimensional 2D.....	34
2.3	Literatura citada	36
3.	MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RÍO ACAPONETA, NAYARIT, MÉXICO	41
3.1	Resumen	41
3.2	Abstract.....	42
3.3	Introducción	43
3.4	Materiales y métodos.....	44
3.4.1	Zona de estudio.....	44
3.4.2	Información hidrometeorológica	45
3.4.3	Modelación hidrológica.....	47
3.4.4	Modelación hidráulica.....	52
3.5	Resultados y discusión	53
3.5.1	Modelación hidrológica.....	53
3.5.2	Modelación hidráulica.....	62
3.6	Conclusiones	66
3.7	Agradecimientos	67
3.8	Literatura citada	67
4.	ANEXOS	71
4.1	Claves de unidades de suelos de cartas edafológicas de INEGI y su equivalencia con el grupo hidrológico de suelo	71
4.2	Número de curva de escurrimiento para áreas agrícolas cultivadas....	72
4.3	Número de curva de escurrimiento para otras áreas agrícolas	73
4.4	Número de curva de escurrimiento para zonas áridas y semiáridas....	74
4.5	Número de curva de escurrimiento para áreas urbanas	75
4.6	Coeficiente de rugosidad de Manning.....	76
4.7	Modelo lluvia-escurrimiento 2018	77

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Corrección del CN por humedad antecedente.	14
Cuadro 2. Clasificación de humedad antecedente para el método del SCS.....	15
Cuadro 3. Tipo hidrológico de suelo.	15
Cuadro 4. NSE recomendado para un periodo de tiempo mensual.....	28
Cuadro 1. Estaciones meteorológicas del SMN en zona de estudio.....	46
Cuadro 2. Características de las subcuencas del modelo de cuenca.	54
Cuadro 3. Características del cauce principal del modelo de cuenca.....	55
Cuadro 4. Número de curva de escurrimiento optimizado.	57
Cuadro 5. Pruebas de bondad de ajuste.	58
Cuadro 6. Elementos del hidrograma observado, simulado y calibrado.	58
Cuadro 7. Precipitación máxima en 24 horas (mm) para $T_r = 5, 20$ y 100 años.	60
Cuadro 8. Precipitación máxima promedio en 24 horas (mm) por subcuenca..	60
Cuadro 9. Claves de las unidades de suelos y su equivalencia con grupo hidrológico de suelo.	71
Cuadro 10. Número de curva de escurrimiento para áreas agrícolas cultivadas.	72
Cuadro 11. Número de curva de escurrimiento para otras áreas agrícolas.	73
Cuadro 12. Número de curva de escurrimiento para zonas áridas y semiáridas.	74
Cuadro 13. Número de curva de escurrimiento para áreas urbanas.	75
Cuadro 14. Coeficiente de rugosidad de Manning para corrientes naturales....	76
Cuadro 15. Número de curva de escurrimiento optimizado, evento 2018.....	79
Cuadro 16. Parámetros de Muskingum optimizados, evento 2018.....	79
Cuadro 17. Elementos del hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2018.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Polígonos de Thiessen e Isoyetas en un modelo de cuenca.	11
Figura 2. Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service (SCS).	18
Figura 3. Tiempo de respuesta de una cuenca rural.....	20
Figura 4. Almacenamiento durante el paso de una avenida en un cauce.....	22
Figura 5. Distribución de la lluvia de 24 horas del SCS en los Estados Unidos.	24
Figura 6. Hietogramas de lluvia de 24 horas del SCS.	24
Figura 1. Zona de estudio: Cuenca río Acaponeta.....	45
Figura 2. Zona de estudio para el modelo hidráulico.	52
Figura 3. Modelo de cuenca: río Acaponeta.	54
Figura 4. Hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2006.	56
Figura 5. Hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2013.	57
Figura 6. Curva masa por subcuenca para $T_r = 100$ Años.	61
Figura 7. Hidrograma de la tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima.	61
Figura 8. Simulación hidráulica para los 5 años de periodo de retorno.	63
Figura 9. Simulación hidráulica para los 20 años de periodo de retorno.	64
Figura 10. Simulación hidráulica para los 100 años de periodo de retorno.....	65
Figura 11. Isoyetas para el evento de octubre 2018.	78
Figura 12. Hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2018.	79
Figura 13. Diagrama de dispersión: hidrograma observado y calibrado y pruebas de bondad de ajuste, evento 2018.....	80

DEDICATORIAS

A mi madre (Yolanda), a mi padre (Juan Diego), mi ejemplo de vida.

A mis hermanos y hermanas.

A mis Abuelos y tíos, personas grandes de espíritu y lucha.

A mis sobrinos y sobrinas.

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico brindado para la culminación de mis estudios de maestría.

A la Universidad Autónoma Chapingo y al Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, por permitirme ser parte de su historia como alumno de posgrado.

A la Dra. Laura A. Ibáñez Castillo, al Dr. Ramón Arteaga Ramírez y al Dr. Mario Alberto Vázquez Peña, por todo el conocimiento brindado, por la dedicación, por el apoyo, por el tiempo, por la revisión cuidadosa que han realizado de este documento, por sus valiosas sugerencias en momentos de duda y también por su amabilidad y dirección para que fuera posible la realización de esta investigación. Gracias por su confianza.

A Adilene Ávila García por su apoyo técnico en momentos de duda durante la redacción de este documento de tesis.

DATOS BIOGRÁFICOS



FOTO

Datos personales

Nombre: Miguel Ángel Bocanegra Morales

Fecha de nacimiento: 21 de abril de 1994

Lugar de nacimiento: El Refugio, Dolores Hidalgo, Guanajuato

No. de Cartilla militar: D-3927408

CURP: BOMM940421HGTCRG06

Profesión: Ingeniero en Irrigación

Cédula profesional: 11495275

Desarrollo Académico

Licenciatura: Ingeniería en Irrigación, Universidad Autónoma Chapingo, generación 2012-2017.

1. INTRODUCCIÓN GENERAL

Dentro de los recursos naturales más importantes en cualquier región según Zucarelli (2013) citado por Reyes y Gutiérrez (2016) se encuentra el agua que trae consigo múltiples beneficios, tanto sociales como económicos, resultado de una consciente explotación, sin embargo, también se derivan desventajas como inundaciones y sequías producto de situaciones extremas.

De acuerdo con el IPCC (2014), en las últimas décadas en cualquier océano o continente los cambios globales en el clima han causado impactos en los sistemas naturales y humanos. En muchas zonas las variaciones en la precipitación y la temperatura han alterado los sistemas hidrológicos afectando los recursos hídricos en términos de cantidad y calidad. En el caso de México prevalecen condiciones de alta vulnerabilidad ante el cambio climático (INECC, 2019).

Las inundaciones se encuentran entre los desastres naturales más devastadores del mundo, cobran más de 20000 vidas al año, lo que deriva que exista una creciente preocupación mundial sobre la necesidad de reducir las muertes relacionadas con este fenómeno y las pérdidas económicas asociadas (Sarhadi, Soltani y Modarres, 2012; Papaioannou, Vasiliades, Loukas y Aronika, 2017).

Nuestro país es vulnerable a la presencia de eventos hidrometeorológicos extremos generados en el Golfo de México y en el océano Pacífico (Jáuregui, 2003; Arreguín, López, y Marengo, 2016), asimismo, la ubicación geográfica de México permite el desarrollo de una amplia variedad de climas y condiciones hidrometeorológicas que permiten la ocurrencia de tormentas extremas que dan lugar a inundaciones en muchas ocasiones (Arellano y Escalante, 2014).

Las inundaciones en México son un tema de fondo, son uno de los desastres naturales con mayor frecuencia y los que provocan importantes pérdidas tanto económicas como humanas (Díaz y Vega, 2001; Ellis, Romero, Hernández, Gallo y Alanís, 2012), alrededor del 41% del territorio nacional y 31 millones de

personas están expuestas a fenómenos hidrometeorológicos según información del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) (Cervantes et al., 2012 citados por Hernández, Barrios y Ramírez, 2017), se ha estimado que 162000 km² del territorio nacional son susceptibles de inundarse (Arreguín et al., 2016), de manera general, las regiones costeras son las más afectadas por esta clase de fenómenos (Arellano y Escalante, 2014).

Las inundaciones por lo regular se producen en áreas planas, donde se ubican asentamientos humanos con una marcada actividad económica (industrial, agropecuaria, de servicios). Por lo tanto, las pérdidas humanas, socioeconómicas y ambientales son muy elevadas al desarrollarse un evento de este tipo (Baró, Díaz, Calderón, Esteller y Cadena, 2011).

Para mitigar y prevenir las consecuencias asociadas a inundaciones de acuerdo con Torres, Nikolskii, Martínez y Martínez (2018) es indispensable calcular la probabilidad y la cantidad de los caudales máximos que fluyen en el cauce, asimismo, es importante contar con información referente a clima, edafología, cobertura vegetal, topografía y red hidrográfica de manera que en conjunto permitan comprender el comportamiento del ciclo del agua en la cuenca hidrológica.

López et al. (2012) explican que evidentemente antes de determinar las zonas inundables mediante una simulación hidráulica, es necesario implementar una herramienta computacional que permita estimar el gasto que estaría fluyendo por los diferentes tramos de cauce involucrados tomando en cuenta diferentes escenarios globales e hipótesis de diseño. Así pues, un modelo hidrológico lluvia-escurrimiento puede ser eficaz para estimar estos caudales mencionados, partiendo de la información pluviométrica disponible en la zona de estudio.

Larios, Torres, Quevedo, Martínez y Salgado (2015) explican que la delimitación de las zonas inundables es una medida no estructural que permite minimizar el daño causado por inundación, esta medida forma parte de un estudio integral para zonas con alto riesgo a inundación, en el cual se busca proponer una serie

de estrategias que permitan atender, reducir, prevenir y mitigar los daños ocasionados por estas catástrofes.

Así pues, una región debe de contar con un mapa de la planicie de inundación según Díaz y Vega (2001) antes y durante su crecimiento poblacional, en el cual se muestre la delimitación de las áreas inundadas por una avenida de un cierto periodo de retorno, ya que ello ayudará a prevenir o mitigar los impactos por inundación, sentar las bases para el futuro desarrollo, el uso de la tierra y otras regulaciones.

Derivado de lo anterior, la presente investigación consiste en realizar la modelación hidrológica e hidráulica del río Acaponeta, Nayarit, México con el objetivo específico de determinar las áreas vulnerables a inundaciones en la parte baja del cauce. La simulación y calibración del modelo hidrológico (lluvia-escorrentamiento) se realizó con el software HEC-HMS utilizando el método del número de curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) para el cálculo de la lámina escurrida, el método del hidrograma unitario del SCS para la obtención del hidrograma total y el método de Muskingum para el tránsito de la avenida en el cauce. El modelo se calibró en la estación hidrométrica 11014 Acaponeta para los eventos máximos del año 2006, 2013 y 2018. El modelo hidráulico se realizó en el software HEC-RAS, utilizando un modelo unidimensional para la parte alta y un modelo bidimensional para la parte baja y simulando los hidrogramas obtenidos del modelo lluvia-escorrentamiento calibrado correspondiente a una tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima para 5, 20 y 100 años de periodo de retorno.

La presente investigación está organizada en tres capítulos: 1) introducción general, en la cual se describe la importancia, los antecedentes, justificación, problema y objetivo del estudio, 2) revisión de literatura, en donde se incluyen los diferentes conceptos y métodos utilizados en la modelación hidrológica de cuencas y en la modelación hidráulica de cauces, 3) artículo científico del tema de investigación, el cual lleva por nombre modelación hidráulica de la parte baja del río Acaponeta, Nayarit, México.

1.1 Literatura citada

- Arellano, L. F., & Escalante, S. C. (2014). Estimación del potencial de tormentas vía la combinación de imágenes satelitales e información meteorológica: caso de estudio al noroeste de México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(5), 39-61.
- Arreguín, C. F., López, P. M., & Marengo, M. H. (2016). Las inundaciones en un marco de incertidumbre climática. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(5), 5-13.
- Baró, S. J., Díaz, D. C., Calderón, A. G., Esteller, A. M., & Cadena, V. E. (2011). Costo más probable de daños por inundación en zonas habitacionales de México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 2(3), 201-218.
- Díaz, D. C., & Vega, I. G. (2001). Análisis de gran visión de las inundaciones en la cuenca alta del río Lerma: caso de la subcuenca del río Tejalpa, Estado de México, México. *Ingeniería hidráulica en México*, 16(1), 73-86.
- Ellis, E. A., Romero, J. A., Hernández, I. U., Gallo, C. A., & Alanís, J. L. (2012). Evaluación geográfica de áreas susceptibles a inundación en la cuenca del río Tuxpan, Veracruz. *Avances en Investigación Agropecuaria*, 16(1), 7-28.
- Hernández, U. R., Barrios, P., H., & Ramírez, A. I. (2017). Análisis de riesgo por inundación: metodología y aplicación a la cuenca Atemajac. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 8(3), 5-25.
- Instituto Nacional de Ecología y Cambio Climático (INECC). (2019). *Atlas Nacional de Vulnerabilidad al Cambio Climático México*. (1ra ed.). México: Instituto Nacional de Ecología y Cambio Climático.
- Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2014). *Cambio climático 2014: Informe de síntesis. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*. [Equipo principal de redacción, R.K. Pachauri y L.A. Meyer (eds.)]. Ginebra, Suiza: IPCC.
- Jáuregui, E. (2003). Climatology of Land Falling Hurricanes and Tropical Storms in Mexico. *Atmósfera*, 16(4), 193-204.
- Larios, T. H., Torres, B. E., Quevedo, N. A., Martínez, M. M., & Salgado, T. J. (2015). Riesgo de inundación en la subcuenca del río La Antigua, Veracruz, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(3), 39-56.
- López, J. J., González, M., Scaini, A., Goñi, M., Valdenebro, J. & Gimena, F. (2012). Caracterización del modelo HEC-HMS en la cuenca de río Arga en Pamplona y su aplicación a cinco avenidas significativas. *Obras y Proyectos*, 12, 15-30.
- Papaioannou, G., Vasiliades, L., Loukas, A., & Aronica, G. T. (2017). Probabilistic flood inundation mapping at ungauged streams due to roughness

coefficient uncertainty in hydraulic modelling. *Advances in Geosciences*, 44, 23-34.

Reyes, O. A., & Gutiérrez, G. E. (2016). Modelación del riesgo de inundaciones en el estado de Tabasco en el periodo 1961-2007. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(2), 99-114.

Sarhadi, A., Soltani, S., & Modarres, R. (2012). Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 458(459), 68-86.

Torres, M. A., Nikolskii, I., Martínez, M. M., & Martínez, M. R. (2018). Evaluación hidrológica de la cuenca del río Teapa, utilizando el modelo MIKE-SHE. *Tecnología y ciencias del agua*, 130-146. DOI:10.24850/j-tyca-2018-04-06.

2. REVISIÓN DE LITERATURA

La presencia de desastres naturales en el mundo según Singh y Woolhiser (2002) citados por Vargas y Monroy (2011) está profundamente relacionada con el comportamiento del agua dentro de una cuenca hidrográfica. El agua pasa por diferentes procesos hasta que una parte de ella llega a las cuencas por la precipitación y sale en forma de escurrimiento superficial. Por lo tanto, es muy importante saber comprender los efectos que generan las avenidas en las zonas donde pueden afectar a la población y sus bienes.

Una cuenca junto con sus modelos es un sistema real que guardan una estrecha relación. Los modelos analizados en hidrología poseen una gran cantidad de aplicaciones según Aparicio (1990), por ejemplo: estimar avenidas para el diseño, realizar pronósticos en un corto plazo, estimar el comportamiento de una cuenca, predecir frecuencias de eventos, extender mediciones, generar secuencias sintéticas, predecir los cambios físicos en las cuencas, optimizar el diseño y los procedimientos de operación de proyectos hidráulicos.

La creación de mapas de inundaciones generalmente se realiza utilizando una combinación de modelos hidrológicos e hidráulicos (Vojtek, Petroselli, Vojteková y Asgharinia, 2019) como los desarrollados recientemente en investigaciones sobre la estimación de áreas vulnerables a inundaciones aplicados a zonas urbanas en México presentados por Salazar et al. (2018) y Alarcón, Chávez, Palacios, Ibáñez (2020).

2.1 Modelación hidrológica

La función de los modelos de acuerdo con diversos autores que conocen el campo de aplicación de los modelos hidrológicos coinciden en que, estos permiten comprender y predecir cómo funciona el comportamiento de un sistema en particular (Vargas-Castañeda, Ibáñez-Castillo y Arteaga-Ramírez, 2015).

Los modelos hidrológicos se pueden clasificar como de capa o agrupados, distribuidos, estocásticos y determinísticos. Los primeros de ellos son aquellos

que consideran la cuenca como una unidad y las variables involucradas son representadas por el valor medio de la zona de influencia. Por su parte, los modelos distribuidos representan a la cuenca como una cuadrícula conformada por celdas individuales con una misma resolución, cada una de las celdas contiene características únicas e incluso diferentes entre sí, permitiendo que en cada celda se desarrollen las ecuaciones del modelo (Torres et al., 2018).

El modelamiento hidrológico en la actualidad es una herramienta muy utilizada para la planificación del uso de la tierra y el ordenamiento territorial (Bueno, Sánchez, Esquivel, Velásquez y Inzunza, 2013). De esta forma, conocer el comportamiento del caudal en diferentes puntos de río a través del tiempo es crucial para la planeación, diseño y gestión de los recursos hídricos en una cuenca, el diseño de infraestructura hidráulica y el pronóstico de inundaciones (Magaña, Muñoz, Mora, Quiroga y Guerra, 2021).

Los hidrólogos se ven obligados a utilizar métodos indirectos para calcular el escurrimiento superficial en una cuenca hidrológica derivado de la ausencia de estaciones hidrométricas y el alto costo que implican. En este sentido, los modelos hidrológicos son una opción rápida y de bajo costo sin embargo estos modelos deben ser evaluados (Montiel, Prado, Vázquez, Ibáñez y Pascual, 2019).

Por otro lado, Magaña, Bâ y Guerra (2013) mencionan que la escasez de datos de lluvia es una problemática que enfrentan los hidrólogos, esencialmente en la modelación hidrológica de una cuenca. La confianza de los resultados en la modelación está en función de la disponibilidad de la información hidrometeorológica, que en conjunto permite la calibración y la validación del respectivo modelo hidrológico.

El software Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) es un modelo hidrológico dentro de muchas herramientas que se utilizan en la modelación del proceso lluvia-escurrimiento (Alarcón et al, 2020).

2.1.1 Cuenca hidrográfica

Aparicio-Mijares (1992) establece que la cuenca superficial es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por la red hidrográfica hacia el mismo punto de salida.

La cuenca hidrográfica es el espacio formado por el escurrimiento de un conjunto de ríos, que se encuentra determinado por elevaciones que funcionan como parteaguas; forma parte de la compleja y vasta biodiversidad con la que México cuenta y es prioritaria de los programas hídricos, así como de las estrategias sustentables enfocadas al manejo de los recursos hídricos (ATL, 2010 citado por Bueno et al., 2013).

Para Torres, Mejía, Cortes, Palacios y Exebio (2005) las cuencas hidrográficas son unidades territoriales en donde se produce toda clase de bienes y servicios (forestales, pecuarios, agrícolas y recreativos) demandados por los asentamientos humanos localizados en la parte baja, en donde la cuenca funciona principalmente por la relación simultánea entre el sistema hídrico y el sistema económico y social impulsado por las actividades humanas, el recurso financiero y la tecnología.

2.1.2 Información hidrometeorológica

En cuanto a información hidrométrica, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), opera y administra casi en su totalidad todas las estaciones de aforo y contiene una base de datos con toda la información referente a las mediciones que se han realizado en el pasado a través de la Subdirección General Técnica (SGT) y la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) (CONAGUA, 2011).

Este mismo autor menciona que esta base de datos lleva el nombre de Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS). Asimismo, esta información, además de contener información registrada en el pasado, también

se compone con aquellos datos medidos que no han sido publicados y calculados y que se ubican en los archivos resguardados por las áreas técnicas de los Organismo de Cuencas o de las Direcciones Locales correspondientes.

Siguiendo con CONAGUA (2011) explica que en cuanto a información climatológica se encuentra disponible la base de datos que opera y administra el servicio meteorológico nacional (SMN). Esta información es bastante amplia, sin embargo, está incompleta y en ocasiones los eventos de precipitación no se pueden captar en su totalidad por las interrupciones que existen en las mediciones registradas.

2.1.3 Precipitación

El vapor de agua se condensa o cristaliza de diferentes formas, la lluvia, la nieve, el granizo y la aguanieve son las que precipitan. La precipitación se forma generalmente por el levantamiento de una masa de aire húmedo en la zona de la atmósfera y para que esto suceda se deben presentar las siguientes condiciones: (1) debe existir un enfriamiento de una masa de aire, (2) debe haber núcleos de soporte para la condensación de las gotas de agua, (3) debe existir un crecimiento de las gotas de agua y finalmente (4) debe haber un mecanismo encargado de originar la densidad suficiente de las gotas de agua (Campos-Aranda, 2010).

La precipitación y la temperatura son dos elementos del clima que influyen marcadamente en la configuración de la naturaleza (Pizarro, Ramírez y Flores, 2003). La precipitación es la entrada principal de un modelo hidrológico y los pluviómetros son los instrumentos que se usan de manera tradicional para medirla. Sin embargo, estos proporcionan información puntual y tienen una cobertura muy limitada sobre varias cuencas del mundo y particularmente en los países en desarrollo (Vilchis, Bâ, Franco y Díaz, 2015).

La medición de la precipitación que se lleva a cabo mediante pluviómetros y pluviógrafos, muchas de las veces, no existe o su distribución espacial y temporal es escasa. Esta problemática dificulta la implementación de acciones en torno a

la administración de los recursos hídricos como es la prevención de inundaciones a través de un sistema de alerta temprana o en su caso el diseño de obras hidráulicas (Magaña et al., 2013).

Sin embargo, trabajos de investigación han reflejado los buenos resultados que se obtienen al utilizar la precipitación registrada de manera puntual en estaciones meteorológicas automáticas (EMA), como los obtenidos por Espinosa, Ibáñez, Arteaga y Galeana (2020).

Pizarro et al. (2003) mencionan que, la precipitación es un elemento muy importante dentro del balance hídrico, sin embargo, su estimación no puede ser exacta. El conocimiento de las cantidades precipitadas y su análisis espacial es de inmensa importancia y normalmente se utilizan métodos de distribución espacial, los cuales permiten realizar la extrapolación de la información de una estación meteorológica a una superficie mayor obteniendo un valor representativo.

Derivado de esto, Aragón, Aguilar, Velázquez, Jiménez y Maya (2019) confirman que efectivamente se requiere contar con un valor representativo del área de estudio, la cual, regularmente es una cuenca hidrológica, para utilizar la información en estudios relacionados con modelos lluvia-escurrimiento, diseño de obras hidráulicas, balances hídricos, pronósticos, entre otros.

2.1.4 Polígonos de Thiessen

El análisis de la precipitación como una variable hidrológica, se ha estudiado utilizando valores promedio, en ese sentido, el método de los polígonos de Thiessen es uno de los más usados junto con el método de las isoyetas (Figura 1), donde este último es considerado el más exacto y preciso (Aragón et al., 2019).

Aparicio-Mijares (1992) menciona que los polígonos de Thiessen son uno de los tres métodos de uso generalizado para calcular la lluvia media. Una vez que se

tracen los polígonos, el área encerrada por estos será el área de influencia de la estación correspondiente.

Aparicio continúa explicando que para calcular la lluvia media se realiza un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada una de las estaciones analizadas, utilizando como peso la correspondiente área de influencia con la siguiente expresión:

$$\overline{h_p} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad (1)$$

Donde “ A_i ” es el área de influencia de la estación “ i ” y “ A_T ” es el área total de la zona de estudio.

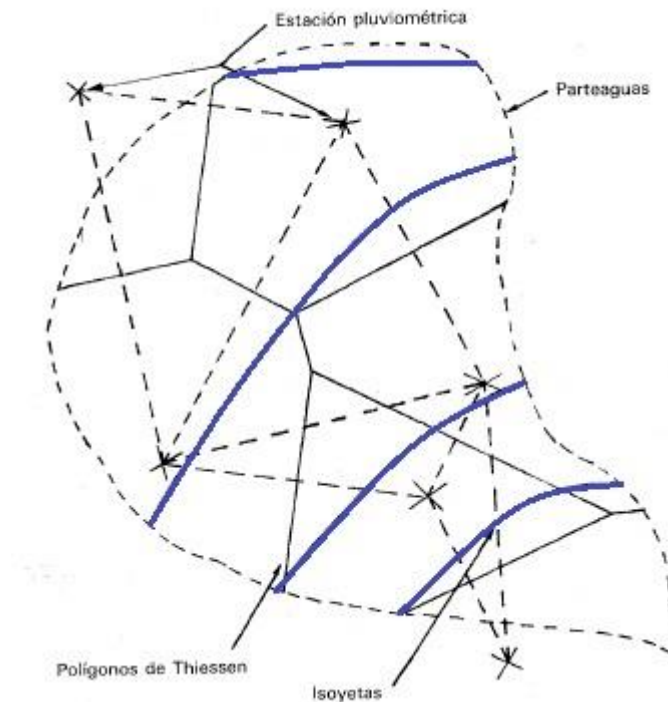


Figura 1. Polígonos de Thiessen e Isoyetas en un modelo de cuenca.

Nota: Tomado de *Fundamentos de hidrología de la superficie* (p. 141), por Aparicio-Mijares (1992), México: LIMUSA.

Hämmerly, Paris y Paz (2019) señalan perfectamente que en cada uno de los polígonos generados a partir de las estaciones correspondientes se asume que se presenta la misma cantidad de lámina precipitada.

2.1.5 Isoyetas

Aparicio-mijares (1992) explica que el método de las isoyetas para calcular la lluvia media de una tormenta dada consiste en unir mediante líneas los puntos que presentan el mismo valor de precipitación, utilizando como base los datos de las estaciones meteorológicas analizadas, este método es el mismo que se utiliza para calcular curvas de nivel.

Según Pizarro et al. (2003) este método es uno de los mejores porque toma en cuenta los factores del área de estudio y los factores de la lluvia, sin embargo, es un método subjetivo porque está ligado fuertemente a la experiencia del analista encargado de desarrollar el método y por supuesto a la calidad y disponibilidad de la información.

2.1.6 Número de curva de escurrimiento

Uno de los métodos cada vez más aceptado y utilizado en Ingeniería hidrológica para determinar la lámina escurrida y para evaluar los efectos del uso del suelo sobre el escurrimiento en una cuenca de acuerdo con Pérez et al. (2014) es el basado en el concepto de número de curva de escurrimiento (CN). Este método fue desarrollado con base en datos de lluvia de 24 horas; sin embargo, en sus principios fue planteado para medir el antes y después de un evento de lluvia.

Campos-Aranda (2010) explica que los hidrólogos del Soil Conservation Service (SCS) desarrollaron en la década de los años setentas el método para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta, el cual se basa en el parámetro hidrológico “CN” que describe numéricamente una combinación específica de tipo y uso de suelo y su tratamiento, al que le llaman: complejo hidrológico suelo-cobertura.

Por su parte, USDA (1986) especifica que los principales factores que determinan el CN son el grupo hidrológico de suelo, la cobertura vegetal, el tratamiento, la condición hidrológica y la humedad antecedente.

Ahora bien, Mockus (1972) menciona que el método del CN se realizó para que se pueda utilizar con datos en cuencas hidrográficas que normalmente están disponibles o que se pueden obtener con cierta facilidad, debido a que gran parte del trabajo del SCS se desarrolló en cuencas no calibradas de escorrentía.

De acuerdo con el USDA (1986), la Ecuación (2) expresa el número de curva de escurrimiento del SCS:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (2)$$

Donde “Q” es el escurrimiento (in), “P” es la lluvia (in), “S” es la retención máxima potencial después del comienzo del escurrimiento (in) y “I_a” es la abstracción inicial.

El USDA (1986) explica que la abstracción inicial son todas las pérdidas que ocurren antes de producirse la escorrentía, estas se componen del agua retenida en depresiones superficiales, el agua interceptada por la vegetación, la evaporación y la infiltración, además menciona que es un parámetro muy variable que está relacionado con los parámetros del suelo y la cobertura. Asimismo, mediante el estudio de muchas cuencas agrícolas pequeñas, encontraron la siguiente expresión referente a la abstracción inicial:

$$I_a = 0.2 S \quad (3)$$

Este mismo autor combina la Ecuación (2) y (3) y obtiene lo siguiente:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (4)$$

Ahora bien, Francisco, Turrent, Flores, Martínez y Enríquez (2010) mencionan que para poder aplicar la ecuación anterior se debe cumplir que “Q > 0” cuando “P > 0.2 S” o de lo contrario “Q = 0”.

De acuerdo con Chow, Maidment y Mays (1994), la variable “S” está relacionada con las condiciones del suelo y la cobertura de la cuenca hidrográfica a través del CN (Adimensional). La relación entre ambas variables la definen como:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (5)$$

Por su parte, Francisco et al. (2010) obtienen la retención máxima potencial mediante la Ecuación (6), la cual es homóloga a la Ecuación (5), pero en unidades del sistema internacional, específicamente al utilizar la precipitación y obtener el escurrimiento en milímetros:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (6)$$

Chow et al. (1994) continúan refiriéndose que el CN tiene un rango de 0 a 100, donde las superficies impermeables y superficies de agua adquieren el valor de 100 y las superficies naturales tienen un número de curva menor a 100.

Por otro lado, Aparicio-Mijares (1992) menciona que es importante considerar la humedad inicial del suelo, para ello, se de hacer una corrección al parámetro hidrológico CN según la altura de la precipitación acumulada (h_{p5}) cinco días antes del evento correspondiente y de acuerdo a los siguientes criterios:

a) Si $h_{p5} < 2.5$ cm, hacer corrección A. (7)

b) Si $2.5 < h_{p5} < 5$ cm, no hacer corrección. (8)

c) Si $h_{p5} > 5$ cm, hacer la corrección B (9)

De esta manera, las correcciones A y B expuestas por este autor se muestran a continuación:

Cuadro 1. Corrección del CN por humedad antecedente.

CN sin corrección	CN con corrección A	CN con corrección B
0	0	0
10	4	22
20	9	37
30	15	50
40	22	60
50	31	70
60	40	78
70	51	85

CN sin corrección	CN con corrección A	CN con corrección B
80	63	91
90	78	96
100	100	100

Nota: Tomado de *Fundamentos de hidrología de la superficie* (p. 190), por Aparicio-Mijares (1992), México: LIMUSA.

Por su parte, Chow et al. (1994) presentan su rango para las condiciones de humedad antecedente (AMC) en el Cuadro 2. El grupo II, se refiere a las condiciones normales, el grupo I, para condiciones secas y finalmente el grupo III, para condiciones húmedas.

Cuadro 2. Clasificación de humedad antecedente para el método del SCS.

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulgadas)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor a 0.5	Menor a 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Mayor a 1.1	Mayor a 2.1

Nota: Tomado y adaptado de *Hidrología Aplicada* (p. 153), por Chow et al. (1994), México: McGraw-Hill.

Los autores mencionan que la corrección del número de curva por la condición de humedad antecedente, tomando en cuenta el Cuadro 2 se calcula con base en las siguientes expresiones:

$$CN(I) = \frac{3.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad (10)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad (11)$$

Los valores de CN para varios tipos de uso tierra, tipos de suelo y condición hidrológica se presentan en los Anexos, en el caso del tipo de suelo (Cuadro 3) se puede estimar tomando como guía el instructivo de hidrología para determinar la avenida máxima publicado por CNA (1987).

Cuadro 3. Tipo hidrológico de suelo.

Tipo de suelo	Descripción del suelo
A	Suelos con gravas y arenas de grosor medio, limpias y mezclas de ambas. Generan el menor escurrimiento.
B	Suelos de arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo. Generan escurrimiento inferior al medio.
C	Suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla. Generan escurrimiento superior al medio.
D	Arcilla en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; son suelos muy impermeables.

Nota: Tomado y adaptado del *Instructivo de hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria asociada a la delimitación de la zona federal* (p. 61), por CNA (1987), México.

Además, la CNA (1987) indica que, para interpretar las unidades de los suelos proporcionadas en las cartas edafológicas del INEGI para definir el tipo de suelo, presenta un resumen de las claves de las unidades de suelos y su clasificación hidrológica orientada a la obtención del CN, estas se presentan en los anexos.

2.1.7 Hidrograma unitario

Una herramienta metodológica muy usada para modelar el proceso lluvia-escurrimiento se basa en la teoría del hidrograma unitario. Un hidrograma es un gráfico que representa el caudal a través del tiempo, asimismo, se puede interpretar como la respuesta de una cuenca al tiempo de duración de una tormenta (Juárez, Ibáñez, Pérez y Arellano, 2009).

En este sentido, Martínez (2006) explica que un hidrograma producido por una determinada lluvia sobre una cuenca se pueden emplear numerosas técnicas, pero la mayor parte de ellas se basan en el hidrograma unitario (HU), la cual es una teoría que permite transformar el hietograma de lluvia neta en hidrograma de escorrentía superficial de la cuenca.

El hidrograma unitario según Chow et al. (1994) fue propuesto por primera vez por Sherman en 1932 y se define como el hidrograma de escorrentía directa resultado de 1 cm (tomado usualmente en el SI) de exceso de lluvia generado

uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva.

Para estos mismos autores el hidrograma unitario generado con los datos de la precipitación y los caudales de una cuenca solamente es válido para el punto en el cauce donde se extrajeron los caudales para tal propósito. Por otro lado, cuando se necesita obtener hidrogramas en otro tramo de cauce, ubicado en el interior de la misma cuenca o para cuencas con características morfológicas semejantes se pueden desarrollar los llamados hidrogramas unitarios sintéticos.

Martínez (2006) afirma que es más frecuente recurrir al empleo de hidrogramas unitarios sintéticos obtenidos de forma experimental, los cuales, generalmente se asocian con la estimación de ciertos parámetros temporales a partir de propiedades geomorfológicas de la cuenca, siendo el tiempo de concentración el parámetro más empleado.

2.1.8 Hidrograma adimensional SCS

El hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en donde el caudal se expresa por la relación de caudal " q " con respecto al caudal pico " q_p " y el tiempo por la relación del tiempo " t " con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario " T_p ". Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de la precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. La Figura 2a muestra uno de estos hidrogramas adimensionales, preparado utilizando los hidrogramas unitarios para una variedad de cuencas. Los valores de " q_p " y " T_p " pueden estimarse usando los hidrogramas unitarios de un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular como el mostrado en la Figura 2b, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en metros cúbicos por segundo (SCS, 1972 citado por Chow et al., 1994).

Siguiendo a estos mismos autores explican que el SCS sugiere que el tiempo de recesión puede estimarse como " $1.67T_p$ " y teniendo en cuenta que el área bajo

el hidrograma unitario debe ser igual a una escorrentía directa de 1 cm (o 1 pulgada), se puede demostrar que:

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \quad (12)$$

Donde “C = 2.08” (483.4 en el sistema ingles de unidades) y “A” es el área de la cuenca en kilómetros cuadrados (millas cuadradas). Además, mencionan que adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indican que el tiempo de retardo “ $t_p \approx 0.6T_c$ ”, donde “ T_c ” es el tiempo de concentración de la cuenca. Por su parte, el tiempo de ocurrencia del pico “ T_p ” se puede expresar en términos del tiempo de retardo “ t_p ” y de la duración de la lluvia efectiva “ t_r ” mediante la siguiente expresión:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (13)$$

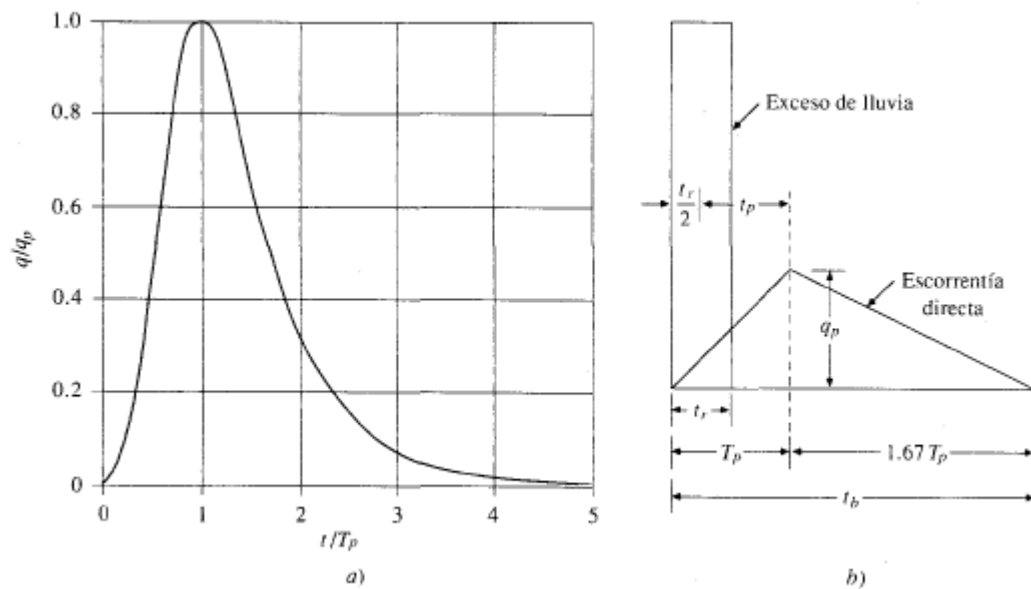


Figura 2. Hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service (SCS).
Nota: a) Hidrograma adimensional, b) Hidrograma unitario triangular, Tomado de *Hidrología Aplicada* (p. 237), por Chow et al. (1994), México: McGraw-Hill.

2.1.9 Tiempo de respuesta de una cuenca hidrográfica

De manera general, el hidrograma de escurrimiento directo de una cuenca como resultado de un hietograma de lluvia en exceso presenta siempre un cierto retraso con respecto al inicio de tal tormenta, debido al tiempo invertido en su recorrido sobre el terreno y en la red de cauces (Campos-Aranda, 2010).

De acuerdo con Vélez y Botero (2011) el tiempo de concentración y el tiempo de retraso son dos variables que se utilizan ampliamente para el diseño hidrológico, especialmente para estimar la capacidad hidráulica máxima de diferentes estructuras, en resumen, los autores explican que estas variables están en función de las características geomorfológicas de cada cuenca y su ciclo hidrológico y son únicas para cada zona de estudio.

Para Campos-Aranda (2010) el tiempo de concentración (T_c) lo define como el tiempo que tarda el escurrimiento de una tormenta en viajar desde el punto hidráulicamente más distante hasta la salida de la cuenca o sitio del proyecto, o bien el lapso transcurrido desde el final de la tormenta hasta el término de su hidrograma de escurrimiento superficial. En cambio, el tiempo de retraso (T_L) es el lapso entre el centro de masa de la lluvia en exceso y el del hidrograma de escurrimiento directo (Figura 3).

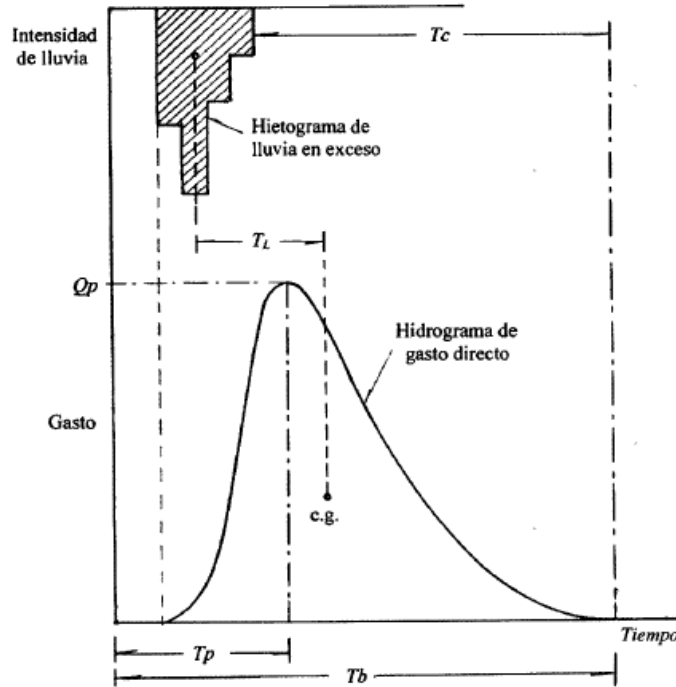


Figura 3. Tiempo de respuesta de una cuenca rural.

Nota: Tomado de *Introducción a la hidrología urbana* (p. 83), por Campos-Aranda (2010), México: Printego.

Siguiendo con Campos-Aranda, menciona que la ecuación de Kirpich (Ecuación 14) es una de las fórmulas empíricas que se tienen para calcular el tiempo de concentración, donde “ L_c ” es la longitud total del cauce en km y “ H ” es el desnivel total en km.

$$T_c = 0.0663 \left(\frac{L_c}{\sqrt{H}} \right)^{0.77} \quad (14)$$

Vélez y Botero (2011) plantean que para estimar el tiempo de concentración normalmente se recomienda usar un promedio calculado a partir de las ecuaciones empíricas reportadas en la literatura científica, porque el resultado de la estimación del tiempo de concentración es diferente para cada autor ya que la ecuación que desarrollaron fue en condiciones particulares, lo que hace sumamente importante tener cuidado a la hora de seleccionar el método de cálculo.

Por otro lado, el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA, 2010) confirma que para condiciones de cuencas naturales promedio y una distribución aproximadamente uniforme de la esorrentía el tiempo de retraso es igual al sesenta por ciento del tiempo de concentración.

2.1.10 Método de Muskingum

El tránsito de avenidas en cauces se la llama a la variación de un hidrograma a su paso por un tramo de cauce. Se utilizan métodos hidráulicos e hidrológicos para llevar a cabo un tránsito de una avenida, los primeros de ellos solucionan la ecuación de conservación de masa y cantidad de movimiento para el caso de escurrimiento no permanente. Por otro lado, los métodos hidrológicos usan simplificaciones de las ecuaciones mencionadas anteriormente con el objetivo de llegar a soluciones más simples, pero a su vez menos aproximadas que los métodos hidráulicos, el método de Muskingum es uno de ellos (Aparicio-Mijares, 1992).

Este mismo autor afirma que este método utiliza la ecuación de continuidad en su forma discreta:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} \Delta t = \Delta V \quad (15)$$

Y una relación algebraica entre el almacenamiento en el tramo “V” y las entradas “I” y salidas “O” de la forma:

$$V = KO + Kx(I - O) = K[xI + (1 - x)O] \quad (16)$$

Donde “K” es una constante llamada parámetro de almacenamiento y “x” es un factor de peso que expresa la influencia relativa de las entradas y las salidas del almacenamiento en el tramo.

Continuando con Aparicio-Mijares, señala que la Ecuación (16) fue diseñada pensando en que el almacenamiento en un tramo de río se puede dividir en dos partes, el primero es un almacenamiento en prisma, “KO”, que depende solamente de las salidas y sería el único si el nivel de la superficie libre del agua

fuera paralelo al fondo del río y el otro tipo el almacenamiento en cuña que se debe al efecto de la pendiente de la superficie libre del agua en el gasto (Figura 4).

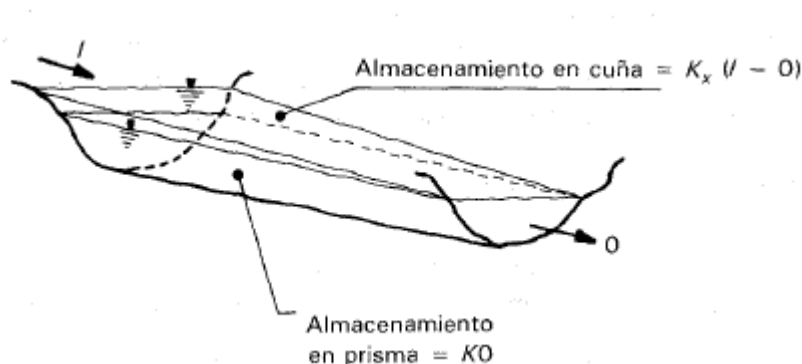


Figura 4. Almacenamiento durante el paso de una avenida en un cauce.

Nota: Tomado de *Fundamentos de hidrología de la superficie* (p. 104), por Aparicio-Mijares (1992), México: LIMUSA.

Aparicio-Mijares continúa explicando que el parámetro “x” toma valores de 0 a 0.5. Si “x = 0”, el volumen almacenado en el tramo es solo función de la salida “O”, es decir, no existe almacenamiento en cuña y el tramo se comporta como un vaso. Si “x = 0.5” las entradas y salidas tienen la misma importancia y no habría ningún abatimiento del pico. En términos muy generales, se puede decir que “x” se aproxima a 0 en cauces muy caudalosos y de pendiente pequeña, y a 0.5 en caso contrario. Sin embargo, a falta de datos en campo, se recomienda usar “x = 0.2” como un valor medio.

Para el parámetro “K” este autor menciona que tiene unidades de tiempo y su valor es aproximadamente igual al tiempo de viaje del pico de la avenida a lo largo del tramo y se puede calcular como:

$$K = \frac{L}{w} \quad (17)$$

Donde “L” es la longitud del tramo y “w” es la velocidad promedio del pico de la avenida y se puede estimar en relación con la velocidad media de agua.

2.1.11 Tormenta sintética

Una tormenta sintética de acuerdo con Chow et al. (1994) se utiliza para alimentar un modelo y como resultado de este se obtienen diferentes caudales calculados mediante algoritmos basados en el proceso lluvia-escurremiento y en el tránsito de la avenida. En términos generales, al patrón de distribución de la lluvia se le conoce como tormenta sintética.

De acuerdo con McCuen (1998), el SCS desarrolló cuatro distribuciones de lluvia adimensionales (Figura 5), las distribuciones se basan en el volumen, la duración y la frecuencia de la lluvia. Se utilizaron los datos de la frecuencia de la lluvia para áreas de menos de 400 millas cuadradas, para duraciones de hasta 24 horas y para frecuencias de 1 año a 100 años.

El resultado de la investigación según Chow et al. (1994) originó los hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en los Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Donde se desarrollaron cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas tipo I, IA, II y III (Figura 5). En la Figura 6 se presenta la distribución de la lluvia acumulada en 24 horas para las tormentas señaladas.

De acuerdo con Morales et al. (2014) conociendo el tipo de tormenta para una zona de estudio y la lámina total para una tormenta sintética de 24 horas (P_{24}) y periodo de retorno conocido, se distribuye esa lámina de lluvia, de acuerdo, a la curva tipo elegida, multiplicando la lámina total de la tormenta por el valor leído en el eje de las ordenadas (P/P_{24}) para cada tiempo (eje de las abscisas) (Figura 6).

Estos mismos autores mencionan que según los trabajos de investigación del SCS, la tormenta tipo III es típica de zonas expuestas a huracanes. La zona de la Florida (al Norte del Golfo de México) y el Atlántico Norte son lugares donde se desarrolla la tormenta tipo III. La tormenta tipo I que se desarrolla en el Océano Pacífico de Estados Unidos, no aplica para México, ya que el Pacífico Mexicano, a diferencia del Pacífico de Estados Unidos, es una zona con abundante presencia de huracanes.

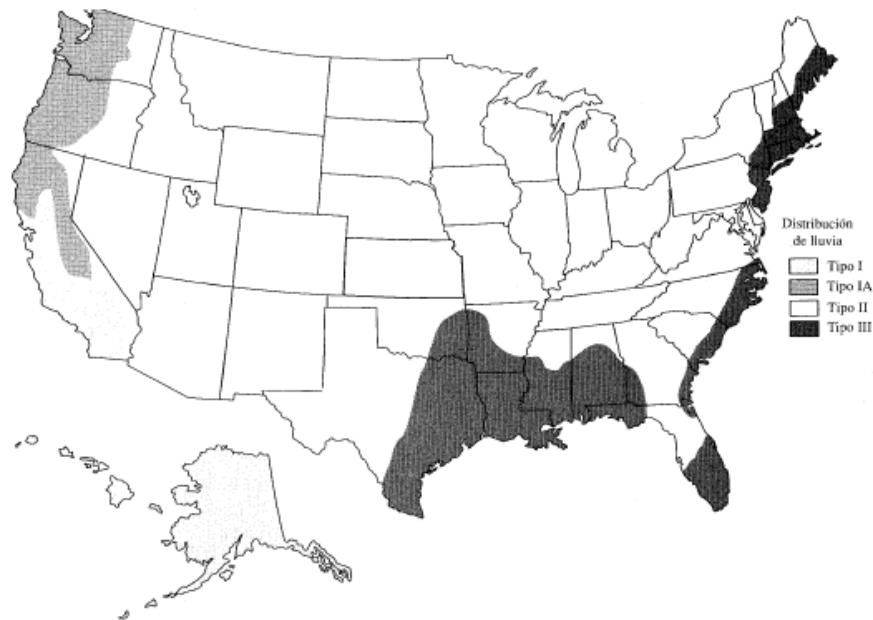


Figura 5. Distribución de la lluvia de 24 horas del SCS en los Estados Unidos.
Nota: Tomado de *Hidrología Aplicada* (p. 475), por Chow et al. (1994), México: McGraw-Hill.

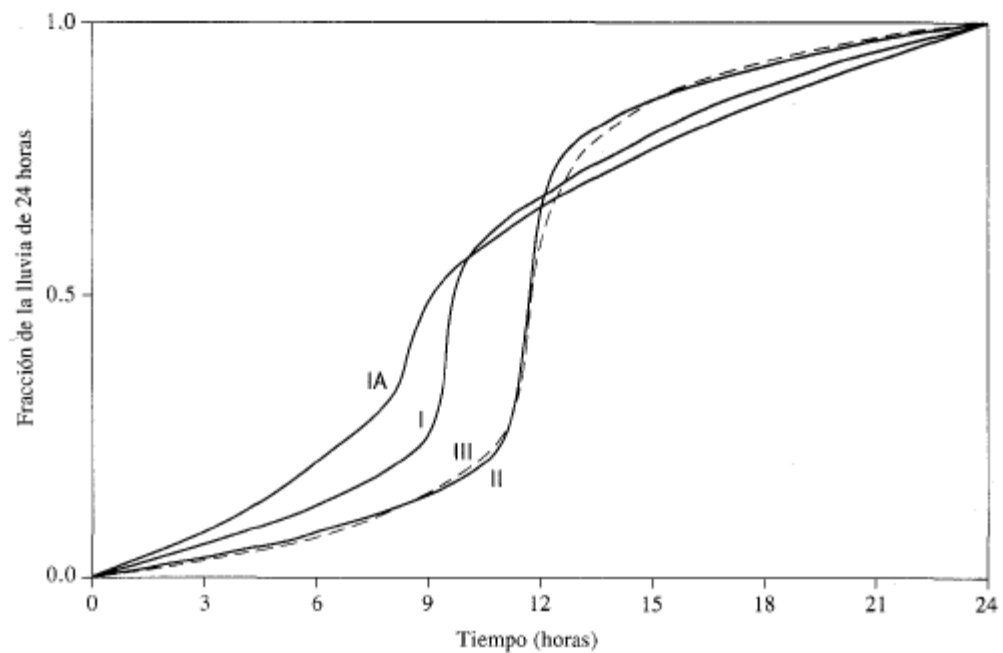


Figura 6. Hietogramas de lluvia de 24 horas del SCS.
Nota: Tomado de *Hidrología Aplicada* (p. 474), por Chow et al. (1994), México: McGraw-Hill.

2.1.12 HEC-HMS

Uno de los modelos lluvia-escurrimiento que más se han aplicado y de los que menos ha presentado problemas en cuencas de México es el HEC-HMS, el cual,

de la manera más usada en México, es por evento meteorológico extremo (Vargas-Castañeda, Ibáñez-Castillo & Arteaga-Ramírez, 2015).

En los últimos años según Pérez et al. (2014) una cuenca hidrológica junto a sus parámetros como el número de curva, se utilizan comúnmente incrementos de tiempo del tamaño de minutos y a su vez se puede analizar como un modelo distribuido o como un modelo agregado.

El programa HEC-HMS es desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) como producto del programa de investigación del US Army Corps of Engineers. Este sistema de modelación hidrológica está diseñado para simular los procesos lluvia-escurrimiento de sistemas de cuencas hidrográficas. Resuelve la mayor variedad posible de problemas, esto incluye el abastecimiento de agua de las grandes cuencas fluviales, la hidrología de inundaciones y la escorrentía de cuencas hidrográficas urbanas o naturales pequeñas. Los hidrogramas producidos por el sistema se utilizan directamente o en conjunto con otro software para estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, pronóstico de flujo, impacto de urbanización futura, diseño de aliviadero de embalses, reducción de daños por inundaciones, regulación de llanuras aluviales y operación de sistemas (USACE, 2021).

Estrada y Pacheco (2012) explica que el modelo HEC-HMS contiene en su interior métodos lluvia-escurrimiento para realizar el cálculo de los hidrogramas producto del escurrimiento generado por un evento de precipitación en una cuenca o región durante un lapso determinado. Además de ser un software bastante sencillo y flexible al permitir seleccionar en su contenido diferentes herramientas y métodos para el cálculo del hidrograma total, el caudal base, las pérdidas y el tránsito del hidrograma a lo largo del cauce, asimismo, permite llevar a cabo modelaciones hidrológicas de forma continua o en forma de eventos.

Siguiendo con este mismo autor, menciona que este software es utilizado internacionalmente y de forma gratuita para el estudio de crecidas a nivel cuenca, lo cual tiene la bondad de poder utilizar los resultados para llevar a cabo un

análisis completo sobre la prevención de inundaciones, además de que permite utilizar hipótesis reales las cuales ofrecen un alto grado de confiabilidad de los modelos desarrollados enfocados en la toma de decisiones, ya sea para el ordenamiento territorial o para obtener la seguridad de las obras hidráulicas para que sean capaces de desarrollarse adecuadamente en situaciones de emergencia.

El HEC-HMS según Miranda, Ibáñez, Valdez y Hernández (2009) divide a la cuenca principal como un conjunto de subcuencas, definiéndolas con base en los tributarios del cauce principal. Asimismo, las subcuencas se pueden integrar mediante áreas con características homogéneas en cuanto a cobertura vegetal, uso y tipo de suelo y la condición hidrológica.

McColl y Agget, (2007); Jenièek (2007) citados por Miranda et al. (2009) describen que el software se compone de tres elementos indispensables: el primero de ellos el modelo de cuenca, el segundo la información climática específicamente la precipitación y por último el control, los cuales deben ser desarrollados plenamente para poder llevar acabo la simulación. Además, al modelo se le debe introducir principalmente información referente a la precipitación, información de los parámetros hidrológicos a nivel subcuenca, información para el cálculo de la lámina escurrida e información para el cálculo y el transito del hidrograma total dentro del sistema de corrientes.

2.1.13 Calibración del modelo HEC HMS (lluvia-escurrimiento)

La calibración es la etapa más importante en la modelación hidrológica (Magaña et al., 2021), es esencial porque permite optimizar los parámetros de un modelo, de tal forma que el hidrograma simulado explique satisfactoriamente el hidrograma medido en la cuenca (Magaña et al., 2013).

El proceso de optimización en HEC-HMS de acuerdo con Espinosa et al. (2020) comienza con los valores estimados de los parámetros del modelo de cuenca y estos se modifican gradualmente para que el hidrograma simulado se comporte de manera similar al hidrograma observado y el modelo sea lo más confiable

posible. El objetivo del procedimiento de optimización consiste en minimizar el error entre valores simulados y observados de manera que ambos hidrogramas resulten lo más idénticos posibles, un error de cero indica un ajuste perfecto.

Siguiendo con estos autores, mencionan que el software HEC-HMS versión 4.2 utiliza el algoritmo del gradiente univariado y el método de Nelder y Mead en el proceso de optimización, el primero de ellos evalúa y ajusta un parámetro y el resto los deja constantes, el segundo usa un algoritmo simplex y evalúa todos los parámetros de manera simultánea y determina qué parámetro ajustar. También, el software contiene ocho funciones diferentes que miden la bondad de ajuste entre los caudales, llamada función objetivo, entre ellas está la función del error RMSE, la cual calcula la raíz del cuadrado medio del error y la función de porcentaje de error en el caudal máximo (dando énfasis a ese valor), por mencionar algunas.

Existen muchos indicadores para la evaluación de los modelos hidrológicos, sin embargo, los que más se utilizan son el índice de Nash-Sutcliffe (NSE), el coeficiente de determinación (R^2), el error cuadrático medio (MSE) y la raíz del cuadrado medio del error (RMSE), para el cálculo de las pruebas de bondad de ajuste señaladas se usan las siguientes ecuaciones (Vargas-Castañeda, Ibáñez-Castillo & Arteaga-Ramírez, 2015):

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - Q_t^{sim})^2}{\sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - \bar{Q}^{sim})^2} \quad (18)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - Q_t^{sim})^2} \quad (19)$$

$$R^2 = \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^{sim} - \bar{Q}^{obs})^2}{\sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - \bar{Q}^{obs})^2} \quad (20)$$

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - Q_t^{sim})^2 \quad (21)$$

Estos mismos autores continúan explicando que “ Q^{sim} ” y “ Q^{obs} ” son los caudales simulados y observados en el tiempo “ t ” y “ n ” es el número de observaciones en

el periodo considerado. Cuando el índice de Nash (NSE) es igual a uno, el modelo muestra un ajuste perfecto, cuando se obtiene cero indica que el modelo es tan bueno como predecir con la media aritmética y abajo de cero es indicador de un mal modelo. Cuando el coeficiente de determinación es igual a uno el modelo muestra un ajuste perfecto, el RMSE indica el error en unidades que tenga la variable analizada y puede dar una idea del error al compararlo con la media muestral.

Moriasi et al. (2007) basados en una extensa revisión de literatura establecieron pautas para evaluar un modelo que aplican al caso típico de una simulación continua a largo plazo para un intervalo de tiempo mensual. Para NSE los autores propusieron los siguientes criterios:

Cuadro 4. NSE recomendado para un periodo de tiempo mensual.

Clasificación	NSE
Muy bueno	$0.75 < \text{NSE} \leq 1.00$
Bueno	$0.65 < \text{NSE} \leq 0.75$
Satisfactorio	$0.50 < \text{NSE} \leq 0.65$
Insuficiente	$\text{NSE} \leq 0.50$

Nota: Tomado y adaptado de *Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed* (p. 891), por Moriasi et al. (2007), Transactions of the ASABE.

2.2 Modelación hidráulica

Analizar las áreas vulnerables a inundaciones y evaluar su riesgo potencial es primordial para llevar a cabo acciones relacionadas con la mitigación y protección de los efectos relacionados con las inundaciones, buscando de esta manera resultados orientados a la planeación territorial eficiente y en contra de los riesgos originados por dichos eventos meteorológicos (Ellis et al., 2012).

Una forma en la que se hace pronóstico de inundaciones según Agudelo, Moscoso, Paipa y Mesa (2018) es mediante el uso de modelos físicos fundamentados en principios hidráulicos, los cuales utilizan leyes físicas junto a ecuaciones diferenciales como las de Saint-Venant para explicar el comportamiento de los cauces.

Una de las herramientas que se han vuelto muy importantes para analizar las inundaciones son los llamados modelos hidráulicos (Alcocer, Rodríguez, Bourguett, Llaguno y Albornoz, 2016). El desarrollo de estos modelos hidrodinámicos y matemáticos se basan en diferentes variables hidrológicas e hidráulicas, las primeras de ellas son la lluvia, el escurrimiento y el caudal, las ultimas involucran el tirante del agua y la geometría del río (Ellis et al., 2012).

De acuerdo con Sarhadi et al. (2012) para identificar áreas propensas a inundaciones, se requiere un modelo para predecir estimaciones distribuidas espacialmente de las variables hidráulicas tales como extensión y profundidad de la inundación. Los modelos hidráulicos dimensionales 1D y 2D ahora se utilizan ampliamente para este propósito. Estos modelos pueden calcular rápidamente los perfiles de la superficie del agua en varias caracterizaciones diferentes del sistema.

En la opinión de Vojtek et al. (2019) los modelos hidráulicos unidimensionales (1D) y bidimensionales (2D) son comúnmente utilizados en la simulación de flujo estable o inestable. Los modelos 1D consideran una sección de corte transversal para definir el canal y la forma de llanura y asumen que el agua se mueve solo longitudinalmente a lo largo de la dirección del flujo. Por otro lado, los modelos 2D utilizan una malla continua para definir la llanura y el canal y el agua se mueve a lo largo de todas las direcciones, sin embargo, son bastantes exigentes en cuanto al tiempo de ejecución computacional, pero su desarrollo según Alcocer et al. (2016) permite que se vuelvan una herramienta en el cálculo de rutas de evacuación para la población hacia lugares seguros dentro de la ciudad.

El coeficiente de rugosidad de Manning según Fernández, León y Martínez (2018) es indispensable en cualquier modelación hidráulica, por ello, debe ser estimado apropiadamente porque los resultados arrojados por el modelo dependen totalmente de este parámetro.

2.2.1 Coeficiente de rugosidad de Manning

Chow (1959) especifica que en 1889 el ingeniero irlandés Robert Manning presentó una ecuación que modificaría más adelante hasta llegar a la conocida ecuación de Manning:

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (22)$$

Donde “V” es la velocidad media en pies/s, “R” es el radio hidráulico en pies, “S” es la pendiente de la línea de energía y “n” es el coeficiente de rugosidad, llamado como “n de Manning”.

El autor explica que la mayor dificultad de la ecuación es la estimación del coeficiente de rugosidad, ya que no hay un método bien definido para la selección de este valor porque es muy variable y depende de factores como la vegetación, la rugosidad superficial, la irregularidad del canal, el alineamiento del canal, la sedimentación y socavación, la obstrucción, el tamaño y forma del canal, el nivel y caudal, el cambio estacional y el material de suspensión y la carga de lecho.

Fernández et al. (2018) mencionan que este coeficiente expresa la cantidad de resistencia al movimiento del agua en los cauces naturales o artificiales y Colmenárez, Pardo, Ruiz y Segura (2010) confirman que la estimación del coeficiente implica estimar la resistencia al escurrimiento que posee un canal y este coeficiente expresa la rugosidad total del canal.

Para la determinación del coeficiente de rugosidad “n” de Manning de acuerdo con Osío, Valencia, Guevara y Cartaya (2000) se pueden encontrar en la literatura cuatro procedimientos: el primero consiste en la estimación de un valor representativo de acuerdo a la zona de estudio, el segundo es seleccionar de tablas un valor típico, el tercero estimar el coeficiente con base en casos similares y por último realizar la estimación de acuerdo a la distribución de velocidades en una sección transversal de canal.

El nivel y caudal que circula por un cauce según Fernández et al. (2018) es un factor importante que afecta al coeficiente de rugosidad, estas variables están relacionadas indirectamente, mientras el nivel aumenta el coeficiente de Manning disminuye. Sin embargo, hay que analizar a fondo las condiciones de la zona, ya que si la avenida se desplaza hasta la llanura de inundación donde puede haber presencia de vegetación dicho coeficiente puede aumentar, por lo tanto, es necesario llevar a cabo un análisis completo entre el caudal y su comportamiento en la sección completa del cauce.

Este mismo autor explica que, cuando se presentan avenidas históricas o de importancia en la zona, es normal que la velocidad del agua sea grande y el caudal alcance las llanuras de inundación, en ese sentido, estimar el coeficiente de rugosidad se vuelve primordial porque un error en su estimación puede conllevar un riesgo muy grande generalmente para los asentamientos humanos localizados en la parte baja. En este sentido la estimación de este parámetro en cauces naturales se torna más compleja y requiere de mayor cuidado.

2.2.2 HEC-RAS

Los modelos hidráulicos de acuerdo con Ellis et al. (2012) permiten analizar el flujo en los cauces y canales por secciones transversales, de acuerdo con el escurrimiento y el gasto de la red hídrica. El modelo HEC-RAS es uno de los modelos que más se usa en el mundo y requiere de información sobre la fisiografía y los caudales del sistema fluvial, que son sistematizados en el modelo como datos geométricos (secciones transversales del cauce), flujos de agua o aforos, así como las especificaciones para la simulación de escurrimiento superficial y áreas inundadas, relacionados con los periodos de retorno de precipitación.

Para Patel (2009) HEC-RAS es un modelo de simulación hidráulica que permite calcular los perfiles de la superficie del agua para canales naturales y artificiales, puede modelar perfiles de superficie de agua en régimen de flujo mixto, subcrítico y supercrítico. También puede modelar estructuras hidráulicas como puentes,

alcantarillas, presas y aliviaderos. Debido a sus amplias capacidades de modelado, HEC-RAS se utiliza ampliamente para la gestión de canales y llanuras de inundación y estudios de seguros contra inundaciones.

El software según el USACE (2016) fue desarrollado en el Hydrologic Engineering Center (HEC), el cual es una división del Institute for Water Resources (IWR), del US Army Corps of Engineers. La primera versión del software fue liberada en julio de 1995 y permite entre otras cosas modelar flujo permanente unidimensional (1D), flujo no permanente unidimensional y bidimensional (2D).

2.2.3 Modelo Unidimensional 1D

El modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS de acuerdo con Santos, Cubilos y Vargas (2008) es aplicable a ríos de gran tamaño con flujos difluentes, confluencias, derivaciones, de baja pendiente, ya que permite representar con suficiente precisión la distribución de caudales en los diversos tramos, bajo condiciones de flujo permanente y no permanente.

El principio básico del modelo HEC-RAS 1D según Vojtek et al. (2019) es la determinación de un conjunto de perfiles transversales, que deben ser perpendiculares a la dirección del flujo, mientras que el cálculo del nivel del agua en un perfil se basa en el nivel del agua en el perfil anterior. Los puntos de extensión de la superficie del agua en cada sección transversal se unen luego linealmente para producir la extensión de la inundación.

Para conocer el nivel de agua en una sección transversal, el programa HEC-RAS utiliza la ecuación de la energía mediante un procedimiento iterativo llamado método estándar por pasos según Díaz y Vega (2001).

Dimitriadis et al. (2016) explican que la simulación de flujo permanente/estable se basa en la solución de la ecuación de energía 1D (Ecuación 23) (para condiciones de variación gradual) o la ecuación de momento (Ecuación 24) (para

condiciones de variación rápida) entre dos secciones transversales sucesivas (1 y 2):

$$\Delta Y + a_2 \frac{V_2^2}{2g} - a_1 \frac{V_1^2}{2g} = L\bar{S}_e + C \left| a_2 \frac{V_2^2}{2g} - a_1 \frac{V_1^2}{2g} \right| \quad (23)$$

$$b_2 \frac{Q_2}{A_2} - b_1 \frac{Q_1}{A_1} + g \frac{(A_2 \bar{Y}_2 - A_1 \bar{Y}_1)}{AL} = g(S_o - \bar{S}_e) \quad (24)$$

Donde “Y” es la elevación de la superficie del agua, ΔY es la diferencia de la elevación del agua entre las dos secciones s, “Q” es el caudal, y “A” es el área mojada, “a” y “b” son los coeficientes de corrección (para una distribución no uniforme), “L” es la longitud del tramo ponderada por el flujo, $\bar{S}_e$ es la pendiente de energía, “S_o” es la pendiente del terreno” y “C” es el coeficiente de expansión o contracción.

Los autores señalan que en el caso de condiciones de flujo inestable/no permanente, el modelo resuelve el conjunto de ecuaciones de Saint-Venant 1D:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial \varphi Q}{\partial x_c} + \frac{\partial ((1 - \varphi)Q)}{\partial x_f} = 0 \quad (25)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\varphi^2 Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial ((1 - \varphi)^2 Q^2 / A_f)}{\partial x_f} + g \left(A_c \left(\frac{\partial Y_c}{\partial x_c} + S_{ec} \right) + A_f \left(\frac{\partial Y_f}{\partial x_f} + S_{ef} \right) \right) = 0 \quad (26)$$

Donde los subíndices “c” y “f” se refieren al canal y la llanura aluvial. “ φ ” es una variable que especifica cómo se divide el flujo entre el canal y la llanura aluvial.

$$\varphi = 1 / \left(1 + \frac{(A_f / A_c)^{5/3}}{(n_f / n_c)(P_f / P_c)^{2/3}} \right) \quad (27)$$

Donde “A” y “P” son el área y el perímetro mojado relacionados al canal y la llanura de inundación respectivamente.

Como se mencionó anteriormente, el coeficiente de rugosidad de Manning es el parámetro principal en el modelo hidráulico, sin embargo, a pesar de esto no se cuenta con un método automático dentro del modelo para ser calibrado, por lo tanto, este parámetro debe calibrarse manualmente comparando los niveles de

agua simulados y registrados (Rodríguez, González, Medina, Pardo y Santos, 2007), lo cual se vuelve una limitación del modelo según Santos et al. (2008).

Ahora bien, Rodríguez et al. (2007) mencionan que la aplicación del modelo 1D es limitada para las zonas donde se ubican grandes llanuras de inundación específicamente porque el modelo no contempla interacción de la masa de agua con zonas de almacenamiento lateral. Asimismo, el autor menciona que el modelo restringe lateralmente el flujo a partir de la información topográfica disponible (puntos extremos de cada sección transversal), y en este sentido los perfiles de flujo obtenidos con el modelo, resultan normalmente sobreestimados con respecto a valores observados.

Los modelos hidráulicos unidimensionales (1D) de acuerdo con Papaioannou et al. (2017) son el método más común para la simulación de inundaciones y el mapeo de inundaciones debido a su simplicidad, menor cantidad de datos de entrada y bajo poder computacional, sin embargo, en paisajes con una geometría de canales complicada y una red fluvial, el enfoque de modelado 1D puede ser inadecuado y producir importantes errores.

Por otro lado, estos mismos autores señalan que los modelos hidráulicos 1D tienen un rendimiento similar a los modelos 2D cuando se utilizan datos de alta calidad para la configuración del modelo hidráulico. Por lo tanto, en áreas de terreno complejo, se deben investigar diferentes enfoques de modelado y se debe seleccionar el más adecuado para el modelado y mapeo de inundaciones.

2.2.4 Modelo Bidimensional 2D

Teng et al. (2017) explican que las versiones 1D son eficientes desde el punto de vista computacional, pero adolecen de una serie de inconvenientes que incluyen la incapacidad de simular la difusión lateral de la onda de inundación, la discretización de la topografía como secciones transversales en lugar de una superficie continua y la subjetividad de la ubicación y orientación de la sección transversal.

Estos mismos autores informan que las versiones 2D que resuelven las ecuaciones completas de aguas poco profundas, pueden simular el tiempo y la duración de la inundación con alta precisión, sin embargo, son computacionalmente intensivas, lo que hace que los modelos 2D y 3D generalmente se consideran inviables para áreas mayores de 1000 km² cuando la resolución requerida es inferior a 10 metros debido al tiempo de ejecución del modelo.

Para Shen, Wang, Cheng, Rui, y Ye (2015) los datos del modelo de elevación digital (DEM) son el recurso de datos más importante para los modelos de flujo de llanuras de inundación. Su resolución horizontal y precisión de elevación vertical tienen mucho que ver con los resultados calculados por modelado hidráulico 2D, afortunadamente, la creciente madurez de la tecnología de detección y rango de luz en el aire (LIDAR) ha hecho que la adquisición e implementación de datos DEM de alta resolución sea mucho más fácil en los últimos años.

Continuando con estos autores, señalan que en los modelos hidráulicos 2D, la topografía a menudo se representa mediante una malla estructurada o no estructurada. Cuanto más densa es la malla de un modelo hidráulico, más tiempo se debe dedicar al proceso de cálculo.

Los modelos 2D según Teng et al. (2017) representan el flujo de la llanura aluvial como un campo con el supuesto de que la profundidad del agua de la tercera dimensión es poco profunda en comparación con las otras dos dimensiones, la mayoría de los enfoques resuelven las ecuaciones bidimensionales de aguas poco profundas también conocidas como ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant.

Derivado de esto, el Hydrologic Engineering Center (2016) citado por Toapaxi y Acero (2021) señalan que HEC-RAS utiliza las ecuaciones de Saint Venant, las cuales se derivan de la ecuación de Navier Stokes. El software utiliza dos esquemas para la resolución de las ecuaciones, el primero de ellos es “Full

Momentum” que resuelve las ecuaciones de cantidad de Momentum sin omitir ningún término, el segundo, corresponde al Método de la Onda Difusa o “Difussion Wave”, éste omite los términos de aceleración local y convectiva.

Estos mismos autores, explican que, en problemas relativamente simples, el modelo de onda difusa presenta tiempos de cómputo menores y resultados similares al método de Full Momentum, sin embargo, en problemas que presenten cambios bruscos en la geometría, se recomienda Full Momentum.

Por otro lado, según Toapaxi y Acero (2021) HEC-RAS permite obtener resultados similares con diferentes tamaños de celda en el mallado, la base fundamental para obtener un modelo hidráulico confiable es la calidad y confiabilidad de información topográfica a utilizar. El hecho de realizar un mallado fino en un MED de baja calidad, será contraproducente para el estudio.

Finalmente, Sarhadi et al. (2012) permiten concluir perfectamente que, en el modelado hidráulico de inundaciones, la resolución de los datos topográficos es un elemento clave por lo que pequeños errores en la topografía afectan la precisión de la predicción.

2.3 Literatura citada

- Agudelo, O. L., Moscoso, B. W., Paipa, G. L., & Mesa, S. C. (2018). Comparación de modelos físicos y de inteligencia artificial para predicción de niveles de inundación. *Tecnología y ciencias del agua*, 209-236. DOI:10.24850/j-tyca-2018-04-09.
- Alarcón, N. A., Chávez, M. J., Palacios, V. O., & Ibáñez, C. L. (2020). Estimación de áreas vulnerables a inundaciones en zonas urbanas: Morelia, Michoacán, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 11(3), 1-26.
- Alcocer Y. V., Rodríguez V. J., Bourguett, O. V., Llaguno, G. O., & Albornoz, G. P. (2016). Metodología para la generación de mapas de riesgo por inundación en zonas urbanas. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(5), 33-55.
- Aparicio, M. F. (1990). Modelación hidrológica. *Ingeniería hidráulica en México, número especial*, 54-61.
- Aparicio-Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de la superficie* (1ra ed.). México: LIMUSA.

- Aragón, H. J., Aguilar, M. G., Velázquez, R. U., Jiménez, M. M., & Maya, F. A. (2019). Distribución espacial de variables hidrológicas. Implementación y evaluación de métodos de interpolación. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 20(2), 1-15.
- Bueno, H. P., Sánchez, C. I., Esquivel, A. G., Velásquez, V. M., & Inzunza, I. M. (2013). Caracterización hidrológica para cuencas en zonas áridas en México. *Agrofaz*, 13(2), 125-132.
- Campos-Aranda, D. F. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana* (1ra ed.). Recuperado de <http://www.revista.unam.mx/vol.7/num7/art55/int55.htm>
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia: McGraw-Hill.
- Chow, V., Maidment, D., y Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada* (1ra ed.). Bogotá: Mc Graw Hill.
- Colmenárez, G., Pardo, P. J., Ruiz, L. A., & Segura, B. F. (2010). Estudio de la relación de la rugosidad topográfica obtenida a partir de datos LIDAR y GPS con el coeficiente de rugosidad N de Manning. *Revista C&G*, 24(1-2), 143-159.
- Comisión Nacional del Agua (CNA). (1987). *Instructivo de Hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria asociada a la delimitación de la zona federal*. Distrito Federal, México: Comisión Nacional del Agua.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2011). *Manual para el control de inundaciones*. México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Díaz, D. C., & Vega, I. G. (2001). Análisis de gran visión de las inundaciones en la cuenca alta del río Lerma: caso de la subcuenca del río Tejalpa, Estado de México, México. *Ingeniería hidráulica en México*, 16(1), 73-86.
- Dimitriadis, P., Tegos, A., Oikonomou, A., Pagana, V., Koukouvinos, A., Mamassis, N., & Efstratiadis, A. (2016). Comparative evaluation of 1D and quasi-2D hydraulic models based on benchmark and realworld applications for uncertainty assessment in flood mapping. *Journal of Hydrology*, 534, 478-492.
- Ellis, E. A., Romero, J. A., Hernández, I. U., Gallo, C. A., & Alanís, J. L. (2012). Evaluación geográfica de áreas susceptibles a inundación en la cuenca del río Tuxpan, Veracruz. *Avances en Investigación Agropecuaria*, 16(1), 7-28.
- Espinosa, L. J., Ibáñez, C. L., Arteaga, R. R., & Galeana, P. J. (2020). Modelo hidrológico distribuido con imágenes GPM-IMERG en la cuenca río Huaynamota, Nayarit, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 11(5), 276-302.
- Estrada, S. V., & Pacheco, M. R. (2012). Modelación hidrológica con HEC-HMS en cuencas montañosas de la región oriental de Cuba. *Ingeniería hidráulica y ambiental*, 33(1), 94-105.

- Fernández, C. W., León, M. A., & Martínez, R. P. (2018). Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales. *Ingeniería hidráulica y ambiental*, 39(1), 17-31.
- Francisco, N. N., Turrent, F. A., Flores, L. H., Martínez, M. M., & Enríquez, Q. J. (2010). Estimación del escurrimiento superficial con el método SCS-CN en el trópico subhúmedo de México. *Terra latinoamericana*, 28(1), 71-78.
- Hämmerly, R. C., Paris, R. C., & Paz, G. A. (2019). Determinación de campos areales de precipitación y evapotranspiración en la margen izquierda de la Cuenca del Paraná en territorio argentino. Polígonos de Thiessen y kriging. *Cadernos Lab. Xeolóxico de Laxe*, 41, 75-98.
- Juárez, M. J., Ibáñez, C. L., Pérez, N. S., & Arellano, M. J. (2009). Uso de suelo y su efecto sobre los escurrimientos en la cuenca del río Huehuetán. *Ingeniería agrícola y biosistemas*, 1(2), 69-76.
- Magaña, H. F., Bâ, K. M., & Guerra, C. V. (2013). Estimación del hidrograma de crecientes con modelación determinística y precipitación derivada de radar. *Agrociencia*, 47, 739-752.
- Magaña, H. F., Muñoz, G. A., Mora, O. R., Quiroga, L. A., & Guerra, C. V. (2021). Estimación de caudales en cuencas no aforadas por el modelo hidrológico CEQUEAU. *Agrociencia*, 55(2), 1-17.
- Martínez, A. V. (2006). Determinación del tiempo de concentración con sistemas de información geográfica. *Ingeniería del agua*, 13(4), 303-309.
- McCuen, R. H. (1998). *Hydrologic Analysis and Design* (2da ed.). Pearson Education.
- Miranda, A. L., Ibáñez, C. L., Valdez, L. J., & Hernández, D. P. (2009). Modelación hidrológica empírica del gasto de 100 años de periodo de retorno del río grande, Tlalchapa, Guerrero en dos escenarios de uso de suelo. *Agrociencia*, 43(4), 333-344.
- Mockus, V. (1972). *Estimation of direct runoff from storm rainfall, in national engineering handbook, section 4*, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, DC.
- Montiel, G. R., Prado, H. J., Vázquez, P. M., Ibáñez, C. L., & Pascual, R. F. (2019). Evaluación del escurrimiento superficial de los modelos de Curva Numérica y Green-Ampt en la cuenca río Chapingo, México. *Terra Latinoamericana*, 37, 291-301.
- Morales, H. J., Ibáñez, C. L., Reyes, S. J., Arteaga, R. R., Vázquez, P. M., & López, P. A. (2014). ¿Son aceptables en la costa de Chiapas, México, las tormentas sintéticas del SCS de 24 y 6 horas de duración? *INAGBI*, 45-53. DOI: 10.5154/r.inagbi.2014.04.001.
- Moriasi, D., Arnold, J., Van-Liew, M. W., Bingner, R., Harmel, R., & Veith, T. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of

- accuracy in watershed simulation. *Transactions of the ASABE*, 50(3), 885-900.
- Osío, Y. M., Valencia, V. F., Guevara, E., & Cartaya, H. (2000). Cálculo del coeficiente de rugosidad "n" de Manning en los grandes ríos de Venezuela. *Revista INGENIERÍA UC*, 7(2).
- Papaioannou, G., Vasiliades, L., Loukas, A., & Aronica, G. T. (2017). Probabilistic flood inundation mapping at ungauged streams due to roughness coefficient uncertainty in hydraulic modelling. *Advances in Geosciences*, 44, 23-34.
- Patel, K. (2009). *Watershed modeling using HEC-RAS, HEC-HMS, and GIS models-A*. New Jersey, USA: Rutgers, The State University of New Jersey.
- Pérez, N. S., Ibáñez, C. L., Arellano, M. J., Oropeza, M. J., Fernández, R. D., & Chávez, M. J. (2014). Determinación del escurrimiento en la cuenca Huixtla, Chiapas, por el método de NC y usando SIG, TAM y N10. *Revista mexicana de ciencias agrícolas*, 5(6), 979-990.
- Pizarro, T. B., Ramírez, B. C., & Flores, V. J. (2003). Análisis comparativo de cinco métodos para la estimación de precipitaciones areales anuales en periodos extremos. *Bosque*, 24(3), 31-38.
- Rodríguez, S. E., González, P. R., Medina, N. M., Pardo, C. Y., & Santos, R. A. (2007). Propuesta metodológica para la generación de mapas de inundación y clasificación de zonas de amenaza. Caso de estudio en la parte baja del Río Las Ceibas (Neiva-Huila). *Avances en Recursos Hidráulicos*, 16, 65-78.
- Salazar, B. C., Hallack, A. M., Mungaray, M. A., Lomelí, M. A., López, L. A., & Salcedo, P. A. (2018). Modelación hidrológica e hidráulica de un río intraurbano en una cuenca transfronteriza con el apoyo del análisis regional de frecuencias. *Tecnología y ciencias del agua*, 48-74. DOI:10.24850/j-tyca-2018-04-03
- Santos, R. A., Cubilos, P. C., & Vargas, L. A. (2008). Modelación hidráulica de un sector de río caudaloso con derivaciones empleando HEC-RAS. *Avances en Recursos Hidráulicos*, 17, 45-54.
- Sarhadi, A., Soltani, S., & Modarres, R. (2012). Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 458(459), 68-86.
- Shen, D., Wang, J., Cheng, X., Rui, Y., & Ye, S. (2015). Integration of 2-D hydraulic model and high-resolution LiDAR-derived DEM for floodplain flow modeling. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 12, 2011-2046.
- Teng, J., Jakeman, A. J., Vaze, J., Croke, B. F., Dutta, D., & Kim, S. (2017). Flood inundation modelling: A review of methods, recent advances and uncertainty analysis. *Environmental Modelling & Software*, 90, 201-216.

- Toapaxi, A. J., & Acero, Q. A. (2021). Análisis de Inundación por Rotura de Presa Utilizando el Modelo HEC-RAS 2D: Caso de Estudio de la Presa Mulacorral, Provincia de Tungurahua, Ecuador. *Revista politécnica*, 48(1), 54-64.
- Torres, B. E., Mejía, S. E., Cortes, B. J., Palacios, V. E., & Exebio, G. A. (2005). Adaptación de un modelo de simulación hidrológica a la cuenca del río Iaja, Guanajuato, México. *Agrociencia*, 39, 481-490.
- Torres, M. A., Nikolskii, I., Martínez, M. M., & Martínez, M. R. (2018). Evaluación hidrológica de la cuenca del río Teapa, utilizando el modelo MIKE-SHE. *Tecnología y ciencias del agua*, 130-146. doi:10.24850/j-tyca-2018-04-06
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2016). *HEC-RAS River Analysis System, User's Manual, Versión 5.0*. Davis, California: Hydrologic Engineering Center (HEC).
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2021). *HEC-HMS User's Manual, Versión 4.7*. Davis, California: Hydrologic Engineering Center (HEC).
- USDA. (1986). *Urban hydrology for small watersheds TR-55* (2da ed.). United States Department of Agriculture, USDA.
- USDA. (2010). *Part 630 Hydrology National Engineering Handbook. Chapter 15, Time of concentration*. United States Department of Agriculture, USDA.
- Vargas, A., & Monroy, J. C. (2011). Estudio del comportamiento de modelos hidrológicos bajo un análisis de sensibilidad e incertidumbre. *Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente*, 10, pp. 65-77.
- Vargas-Castañeda, G., Ibáñez-Castillo, L. A., & Arteaga-Ramírez, R. (2015). Development, classification and trends in rainfall-runoff modeling. *Ingeniería Agrícola y Biosistemas*, 7(1), 5-21. DOI: 10.5154/r.inagbi.2015.03.002
- Vélez, U. J., & Botero, G. A. (2011). Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales. *DYNA*, 78(165), 58-71.
- Vilchis, M, I., Bâ, K. M., Franco, P. R., & Díaz, D. C. (2015). Modelación hidrológica con base en estimaciones de precipitación con sensores hidrometeorológicos. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(4), 45-60.
- Vojtek, M., Petroselli, A., Vojteková, J., & Asgharinia, S. (2019). Flood inundation mapping in small and ungauged basins: sensitivity analysis using the EBA4SUB and HEC-RAS modeling approach. *Hydrology Research*, 50(4), 1002-1019.

3. MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RÍO ACAPONETA, NAYARIT, MÉXICO

3.1 Resumen

En la presente investigación se realizó la modelación hidrológica e hidráulica del río Acaponeta, Nayarit, México con el objetivo de estimar las áreas vulnerables a inundaciones en 40 kilómetros de la parte baja del cauce aproximadamente, como producto del hidrograma generado a partir de un modelo hidrológico calibrado hasta la estación hidrométrica Acaponeta y derivado de una tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima de 5, 20 y 100 años de periodo de retorno. El modelo hidrológico se realizó en HEC-HMS utilizando el método de número de curva del servicio de conservación de suelos (SCS) para el cálculo de la lámina escurrida, el método del hidrograma unitario del SCS para el cálculo del hidrograma total y el método de Muskingum para el tránsito del hidrograma en el cauce. El modelo se calibró para la avenida máxima del año 2006 y 2013 obteniendo valores de Nash de 0.65 y 0.68 respectivamente, logrando de esta manera un modelo bastante aceptable. La modelación hidráulica se realizó con el software HEC-RAS calibrando el coeficiente de rugosidad de Manning manualmente mediante una imagen de satélite Sentinel-2 y se obtuvo que las localidades de nombre Tecuala y San Felipe Aztatán son zonas vulnerables a inundaciones incluso para el hidrograma de 5 años de periodo de retorno derivado de que se ubican topográficamente en una llanura de inundación.

Palabras clave: Inundaciones, modelo hidrológico, modelo hidráulico, periodo de retorno, HEC-HMS, HEC-RAS.

Tesis de Maestría en Ingeniería, Posgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, Universidad Autónoma Chapingo.

Autor: Miguel Ángel Bocanegra Morales

Director de Tesis: Dra. Laura Alicia Ibáñez Castillo

HYDROLOGICAL AND HYDRAULIC MODELING OF THE ACAPONETA RIVER, NAYARIT, MEXICO

3.2 Abstract

Hydrologic and hydraulic modeling of the Acaponeta River, Nayarit, Mexico was carried out in this research with the objective of estimating the areas vulnerable to flooding in approximately 40 kilometers of the lower part of the riverbed, as a product of the hydrograph generated from a hydrologic model calibrated to the Acaponeta hydrometric station and derived from a 24-hour synthetic storm and maximum precipitation of 5, 20 and 100-year return period. The hydrologic model was performed in HEC-HMS using the Soil Conservation Service (SCS) curve number method for the calculation of the runoff sheet, the SCS unit hydrograph method for the calculation of the total hydrograph, and the Muskingum method for the in-channel hydrograph transit. The model was calibrated for the maximum flood of 2006 and 2013 obtaining Nash values of 0.65 and 0.68 respectively, thus achieving a quite acceptable model. The hydraulic modeling was performed with the HEC-RAS software, calibrating the Manning's roughness coefficient manually using a Sentinel-2 satellite image, and it was obtained that the towns of Tecuala and San Felipe Aztatán are areas vulnerable to flooding even for the 5-year return period hydrograph, since they are topographically located in a flood plain.

Key words: Floods, hydrologic model, hydraulic model, return period, HEC-HMS, HEC-RAS.

Master's Thesis in Engineering, Graduate Program in Agricultural and Water Engineering, Universidad Autonoma Chapingo.

Author: Miguel Ángel Bocanegra Morales

Advisor: Dra. Laura Alicia Ibáñez Castillo

3.3 Introducción

El agua es uno de los recursos naturales más valiosos de cualquier país debido a los beneficios sociales y económicos (Zucarelli, 2013, citado por Reyes y Gutiérrez, 2016), sin embargo, de acuerdo con el IPCC (2014), en los últimos decenios en muchas regiones las variaciones en la precipitación y la temperatura están alterando los sistemas hidrológicos.

En el caso de México el INECC (2019) señala que existen condiciones de alta vulnerabilidad ante el cambio climático y aunado a que la ubicación geográfica de nuestro país permite el desarrollo de una amplia variedad de climas y condiciones hidrometeorológicas, estas condiciones dan lugar a la ocurrencia de tormentas extremas y a su vez a inundaciones en muchas ocasiones (Arellano y Escalante, 2014).

Las inundaciones en México son un tema de fondo, son uno de los desastres naturales con mayor frecuencia y los que provocan importantes pérdidas tanto económicas como humanas (Ellis et al., 2012), se ha estimado que 162000 km² del territorio nacional son susceptibles de inundarse (Arreguín et al., 2016) y de manera general, las regiones costeras son las más afectadas por esta clase de fenómenos (Arellano y Escalante, 2014).

Torres et al. (2018) señalan que para prevenir inundaciones y mitigar sus efectos es necesario estimar la probabilidad y magnitud de los gastos máximos en los cauces, además de analizar las condiciones que influyen y determinan la esorrentía de agua en la cuenca hidrológica, en este sentido López et al. (2012) afirman que como paso previo a la simulación hidráulica que permita estimar las manchas o zonas inundables, es importante poner a punto un modelo hidrológico lluvia-escurrimiento que permita determinar los caudales que circularían por los distintos tramos de ríos ante diferentes hipótesis de diseño.

Por su parte, Larios et al. (2015) explican que la delimitación de áreas inundables es una medida no estructural que permite minimizar el daño causado por inundación, esta medida forma parte de un estudio integral para zonas con alto

riesgo, en el cual se busca proponer una serie de estrategias que permitan atender, reducir, prevenir y mitigar los daños ocasionados por estas catástrofes.

El trabajo de investigación tiene el objetivo de estimar las áreas vulnerables a inundaciones en la parte baja del río Acaponeta, Nayarit, México, mediante el desarrollo de un modelo hidrológico calibrado hasta la estación hidrométrica 11014 Acaponeta para los eventos máximos del año 2006 y 2013, seguido por un modelo hidráulico que permita determinar la cartografía de las zonas inundadas producto de los hidrogramas de 5, 20 y 100 años de periodo de retorno derivados de una tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima y obtenidos mediante el modelo lluvia-escorrentía previamente calibrado.

3.4 Materiales y métodos

3.4.1 Zona de estudio

El río Acaponeta es uno de los más importantes de la región hidrológica RH11, Presidio-San Pedro. Esta cuenca es la segunda en importancia dentro del área de Marismas Nacionales considerada como Sitio RAMSAR y Área Natural Protegida (De la lanza, Carbajal, Salinas y Barrios, 2012).

De acuerdo con estos mismos autores el río Acaponeta comienza su desarrollo en una elevación de 1 600 msnm con el nombre de Quebrada de San Bartolo cerca del poblado de Ciénega de los Caballos, en el estado de Durango, se dirige hacia el sur y se conoce con el nombre de río San Diego hasta los límites de Durango y Nayarit y en el estado de Nayarit se llama Acaponeta. La longitud del río es aproximadamente de 233 kilómetros hasta la barra El Novillero, donde los últimos 40 km presentan una pendiente escasa, creando una extensa área sujeta a inundación.

La parte baja del río Acaponeta ha presentado diferentes eventos extremos referente a inundaciones, una de ellas ocurrió en octubre 2018 por el impacto del huracán Willa. De acuerdo con Mendoza (2019) Willa tocó tierra el 23 de octubre entre las costas de Nayarit y Sinaloa hasta degradarse a depresión tropical el 24

de octubre en Chihuahua, dejando a su paso múltiples inundaciones por el desbordamiento de los ríos Acaponeta y San Pedro en el estado de Nayarit.

La Figura 1 muestra la cuenca río Acaponeta delimitada hasta la estación de aforo 11014 Acaponeta, la cual es objeto de estudio de esta investigación. Está distribuida en 4 subcuencas que en conjunto abarcan un área de 5106.6 km².

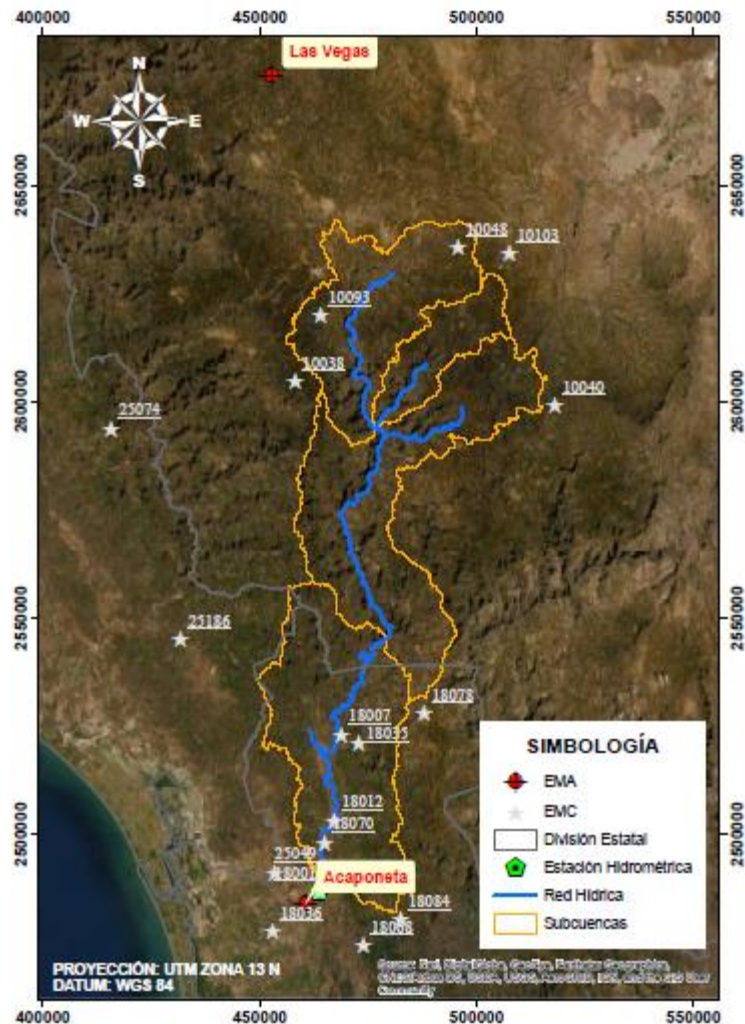


Figura 1. Zona de estudio: Cuenca río Acaponeta.

Nota: Elaboración propia con datos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), Servicio Meteorológico Nacional (SMN) y Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

3.4.2 Información hidrometeorológica

La información hidrométrica se obtuvo del banco nacional de datos de aguas superficiales (BANDAS) (CONAGUA, 2016), para la estación ya mencionada,

donde los caudales observados se ubican del año 1946 al año 2014. Esta información no se encuentra disponible a nivel horario, solamente se tienen mediciones a ciertas horas del día y en el mejor de los casos algunas horas seguidas durante el día de la avenida máxima, por ello, para homogenizar la información se realizó la interpolación lineal con la información disponible.

La información referente a la precipitación, se obtuvo de las estaciones meteorológicas convencionales (EMC) (SMN, 2020a) y de las estaciones meteorológicas automáticas (EMA) (SMN, 2020b) ambas del servicio meteorológico nacional (SMN) que se encuentran en la zona de influencia de la cuenca. En el Cuadro 1 se detallan las estaciones de donde se obtuvo la información.

Cuadro 1. Estaciones meteorológicas del SMN en zona de estudio.

Estación	Municipio	Estado	Longitud	Latitud	Altitud (msnm)	Escala
10048 Navíos Viejos	Durango	Durango	-105.042	23.834	2581	Diaria
10103 Santa Bárbara (DGE)	Durango	Durango	-104.926	23.822	2260	Diaria
10093 El Salto (DGE)	Pueblo Nuevo	Durango	-105.353	23.690	2538	Diaria
10038 La Peña	Pueblo Nuevo	Durango	-105.411	23.554	2756	Diaria
10040 Las Bayas	Durango	Durango	-104.824	23.504	2643	Diaria
25074 Potrerillos	Concordia	Sinaloa	-105.826	23.454	1572	Diaria
25186 Otatitán	Rosario	Sinaloa	-105.667	23.014	93	Diaria
18078 San Andrés Milpillas	Huajicori	Nayarit	-105.118	22.863	1400	Diaria
18007 Cucharas	Huajicori	Nayarit	-105.305	22.818	134	Diaria
18035 Tachichilpa	Huajicori	Nayarit	-105.265	22.798	377	Diaria
18012 Huajicori	Huajicori	Nayarit	-105.321	22.638	72	Diaria
18070 La Estancia	Huajicori	Nayarit	-105.342	22.592	68	Diaria
25049 La Concha	Escuinapa	Sinaloa	-105.453	22.529	16	Diaria
18001 Acaponeta	Acaponeta	Nayarit	-105.354	22.490	24	Diaria
18036 Tecuala	Tecuala	Nayarit	-105.458	22.406	10	Diaria
18068 Pajaritos	Acaponeta	Nayarit	-105.254	22.378	76	Diaria
18084 Mesa de Pedro y Pablo	Acaponeta	Nayarit	-105.171	22.433	806	Diaria
EMA Las Vegas	San Dimas	Durango	-105.466	24.185	2398	Horaria
EMA Acaponeta	Acaponeta	Nayarit	-105.385	22.466	29	Horaria

Nota: Elaboración propia con datos del Servicio Meteorológico Nacional (SMN).

Se realizó un análisis de la información hidrometeorológica para desarrollar la simulación y calibración del modelo hidrológico y se seleccionó un primer evento del 10 al 25 de septiembre de 2006 y un segundo evento del 01 al 19 de noviembre de 2013 con caudales máximos de 1717.5 y 1267.0 m³ s⁻¹ respectivamente.

3.4.3 Modelación hidrológica

Se generó el modelo de cuenca con sus características respectivas: área de la cuenca, tiempo de retraso, el número de curva a nivel subcuenca y longitud del cauce. Se delimitó hasta la estación de Aforo Acaponeta partiendo del Modelo Digital de Elevación (MED) con una resolución de 15 metros descargado del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2017a) mediante el software HEC-GeoHMS desarrollado por el US Army Corps of Engineers (USACE, 2013a).

El número de curva (NC) se obtuvo a partir de los datos vectoriales de uso de suelo y vegetación (INEGI, 2017b) y tipo de suelo (INEGI, 2017c) obtenidos de INEGI, cruzando la información en ambiente GIS y realizando la revisión de los números de curva en la literatura. El grupo hidrológico de suelo se seleccionó con base en el instructivo de la CNA (1987), en donde presenta una relación entre las claves de las unidades de suelos y su clasificación hidrológica. El modelo de cuenca y el número de curva a nivel subcuenca se realizó siguiendo el manual del USACE (2013b).

En cuanto a la lámina precipitada, para cada evento simulado: se obtuvo el hietograma horario de las EMA y se hizo adimensional dividiendo la precipitación horaria entre el total del periodo, se obtuvo la precipitación media diaria para cada subcuenca mediante polígonos de Thiessen con la información de las EMC y finalmente el hietograma horario para cada subcuenca se obtuvo multiplicando el hietograma adimensional y la precipitación media diaria.

El manejo de la información anterior fue similar al utilizado por Alarcón, Chávez, Palacios y Ibáñez (2020), considerando que el patrón de distribución de la lluvia

fue igual en la EMA Acaponeta y las subcuencas W140 y W170 e igual para la EMA Las Vegas y las microcuencas W80 y W90.

La modelación hidrológica se realizó en HEC-HMS (USACE, 2020) con un intervalo de tiempo de una hora, usando el modelo de cuenca, los hietogramas de cada subcuenca y utilizando el número de curva de escurrimiento del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) para convertir la lámina precipitada en escurrimiento, el método del hidrograma unitario (SCS) para obtener el hidrograma total y el método de Muskingum para el tránsito de la avenida en el cauce.

De acuerdo con el USDA (1986), la ecuación del número de curva de escurrimiento del SCS es:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (28)$$

Donde “Q” es el escurrimiento, “P” es la lluvia, “S” es la retención máxima potencial después del comienzo del escurrimiento y “I_a” es la abstracción inicial.

Este mismo autor señala que mediante el estudio de cuencas agrícolas pequeñas, encontraron que la abstracción inicial se relacionó mediante la siguiente expresión:

$$I_a = 0.2 S \quad (29)$$

Combinando las dos expresiones anteriores se deriva la siguiente expresión:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (30)$$

De acuerdo con Francisco et al. (2010) para poder aplicar la ecuación anterior se debe cumplir que “Q > 0” cuando “P > 0.2 S” o de lo contrario “Q = 0”.

Francisco et al. (2010) obtienen la retención máxima potencial en función del número de curva (CN), al utilizar la precipitación y obtener el escurrimiento en milímetros:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (31)$$

Chow et al. (1994) señalan que el CN tiene un rango de 0 a 100, donde las superficies impermeables y superficies de agua adquieren el valor de 100 y las superficies naturales tienen un número de curva menor a 100.

El método del hidrograma unitario (HU) del SCS según el USACE (2021) se basa en un hidrograma unitario sin dimensiones y de un solo pico. El hidrograma adimensional expresa la descarga del HU (U_t) como una relación con el gasto al pico del HU (U_p), para cualquier tiempo (t), como una fracción del tiempo al pico del HU (T_p). EL SCS sugiere que el gasto al pico y el tiempo al pico del HU están relacionados mediante la siguiente expresión:

$$U_p = \frac{CA}{T_p} \quad (32)$$

Donde “C = 2.08 en el SI o 483.4 en el sistema inglés” y “A” es el área de la cuenca.

Este mismo autor señala que el tiempo al pico “ T_p ” puede expresarse en términos del tiempo de retardo de la cuenca “ t_{lag} ” y de la duración de la lluvia efectiva “ Δt ” mediante la siguiente expresión:

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \quad (33)$$

Además, el autor continúa señalando que el SCS señala que el tiempo de retraso puede estar relacionado con el tiempo de concentración (t_c) mediante la siguiente expresión:

$$t_{lag} = 0.6 t_c \quad (34)$$

El método de Muskingum según Aparicio-Mijares (1992) es un método hidrológico que utiliza simplificaciones de las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento para llegar a soluciones más simples, pero menos aproximadas. Este método utiliza la ecuación de continuidad en su forma discreta:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} \Delta t = \Delta V \quad (35)$$

Y una relación algebraica entre el almacenamiento en el tramo “V” y las entradas “I” y salidas “O” de la forma:

$$V = KO + Kx(I - O) = K[xI + (1 - x)O] \quad (36)$$

Donde “K” es una constante llamada parámetro de almacenamiento y “x” es un factor de peso que expresa la influencia relativa de las entradas y las salidas del almacenamiento en el tramo.

Este mismo autor continúa explicando que el parámetro “x” toma valores de 0 a 0.5, si “x = 0”, significa que no ocurre el almacenamiento en cuña, el cauce se comporta como un vaso y el volumen almacenado en el tramo está en función de la salida. Si “x = 0.5” las entradas y salidas tienen la misma importancia y no habría ningún abatimiento del pico. En términos muy generales, se puede decir que “x” se aproxima a 0 en cauces muy caudalosos y de pendiente pequeña, y a 0.5 en caso contrario. Sin embargo, a falta de datos en campo, el autor menciona que es recomendable tomar “x = 0.2” como un valor medio.

La calibración del modelo lluvia-escorrentía se realizó mediante el hidrograma observado en la estación de aforo para cada evento, tomando como elementos sensibles el número de curva y los parámetros de Muskingum, variando su valor inicial no más del 20%. Se seleccionó “Peak-Weighted RMSE” como función objetivo, la cual, minimiza la distancia promedio entre lo observado y lo simulado, dando mayor peso a los gastos mayores a la media.

Los indicadores más utilizados para la evaluación de modelos según Vargas-Castañeda, Ibáñez-Castillo & Arteaga-Ramírez (2015) son: el índice de Nash-Sutcliffe, la raíz del cuadrado medio del error (RMSE), el coeficiente de determinación (R^2) y el error cuadrático medio (MSE). En la presente investigación se utilizaron los tres primeros indicadores, los cuales se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - Q_t^{sim})^2}{\sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - \bar{Q}^{sim})^2} \quad (37)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - Q_t^{sim})^2} \quad (38)$$

$$R^2 = \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^{sim} - \bar{Q}^{obs})^2}{\sum_{t=1}^n (Q_t^{obs} - \bar{Q}^{obs})^2} \quad (39)$$

Estos mismos autores continúan explicando que “ Q^{sim} ” y “ Q^{obs} ” son los caudales simulados y observados en el tiempo “ t ”, y “ n ” es el número de observaciones en el periodo considerado. Cuando el índice de Nash (NSE) es igual a uno, el modelo muestra un ajuste perfecto, cuando se obtiene cero indica que el modelo es tan bueno como predecir con la media aritmética y abajo de cero es indicador de un mal modelo. Cuando el coeficiente de determinación es igual a uno el modelo muestra un ajuste perfecto, el RMSE indica el error en unidades que tenga la variable analizada.

Con el modelo hidrológico calibrado se obtuvieron los hidrogramas a la salida de la cuenca, producto de una tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima, para 5, 20 y 100 años de periodo de retorno, los cuales fueron el caudal de entrada para el modelo hidráulico.

Para el diseño de la tormenta sintética, con los datos históricos de precipitación máxima en 24 horas y tomando en cuenta años completos de información de las EMC se estimaron los cuantiles para los periodos de retorno (Tr) de 5, 20 y 100 años, realizando previamente un análisis de frecuencia a los datos mediante el software Ax desarrollado por el CENAPRED (1997).

Con los cuantiles se obtuvo la precipitación máxima promedio en 24 horas para cada una de las subcuencas mediante polígonos de Thiessen y con esto finalmente se obtuvo la tormenta sintética de acuerdo a los criterios del servicio de conservación de suelos, donde se seleccionó la tormenta tipo III para la distribución de la lluvia considerando que la zona se encuentra en una zona expuesta a huracanes (Chow et al., 1994).

3.4.4 Modelación hidráulica

El modelo se desarrolló a lo largo de 40 kilómetros de cauce, abarcando desde el poblado de Tecuala hacia aguas arriba, pasando por la ciudad de Acaponeta e incluyendo en la parte alta la localidad La Estancia (Figura 2). La modelación hidráulica se realizó en el software HEC-RAS (USACE, 2016a). La parte alta del modelo se desarrolló como un modelo unidimensional (1D) y la parte baja, la cual puede considerarse como una llanura de inundación, se ejecutó como un modelo bidimensional (2D).

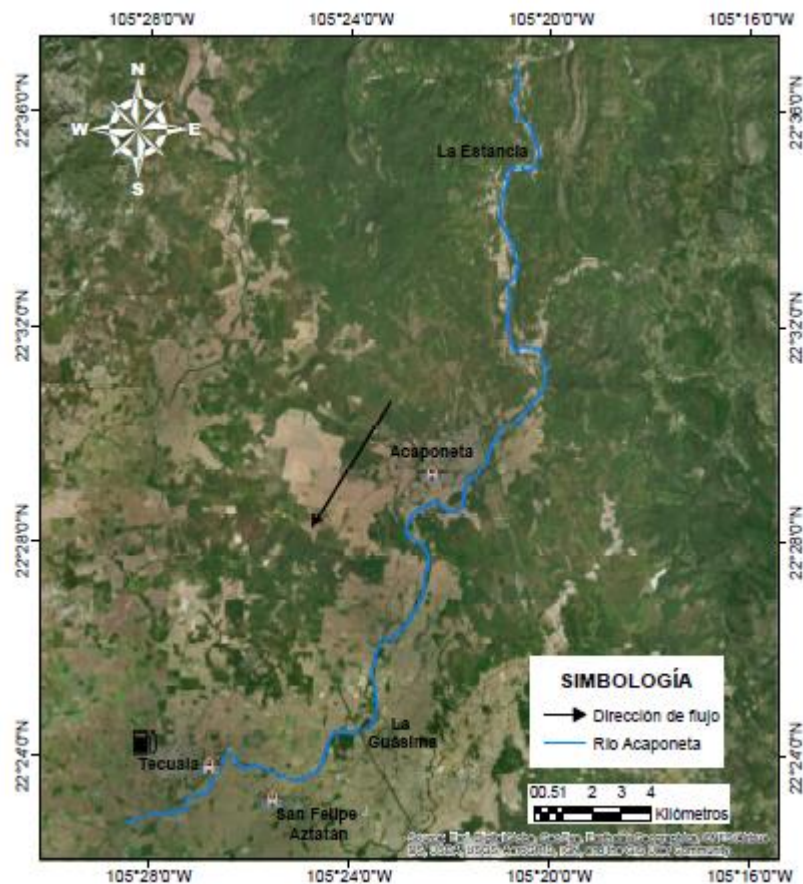


Figura 2. Zona de estudio para el modelo hidráulico.

Nota: Elaboración propia

Para la topografía se utilizaron los modelos de elevación digital de alta resolución LIDAR tipo terreno con una resolución horizontal de cinco metros y una resolución vertical de un metro obtenidos del portal INEGI (2016). La geometría del cauce y los márgenes del modelo 1D se obtuvo mediante la extensión HEC-GeoRAS

(USACE, 2012a) siguiendo el manual desarrollado por el USACE (2012b). En el caso del modelo 2D se utilizó una malla de cinco metros a lo largo y ancho del cauce y una malla de 15 metros para la llanura de inundación, refinando el modelo LIDAR con base al manual del USACE (2016b).

El coeficiente de rugosidad de Manning se calibró con la avenida del 24 de octubre de 2018, la cual registró en la estación de aforo un caudal pico de $17\,576\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ y una imagen de satélite Sentinel-2 de 10 metros de resolución espacial del día 28 de octubre de 2018, en donde aún se observan las zonas afectadas por la avenida. La información de la misión sentinel-2 es adquirida, generada y distribuida por la European Space Agency (ESA) y disponible de forma gratuita en el portal del US Geological Survey (USGS, 2021).

Se realizó la simulación del modelo hidráulico 1D para el gasto pico mencionado anteriormente con diferentes coeficientes de rugosidad obtenidos a partir del rango de coeficientes para cauces naturales publicados por Chow (1994) y USACE (2016b).

Se compararon las áreas inundadas del modelo generado con las áreas inundadas de la imagen de satélite Sentinel-2 y se seleccionó el coeficiente de rugosidad que mejor reflejó el comportamiento de la avenida a lo largo del cauce. Esto se realizó desde la parte alta hasta el poblado Acaponeta, ya que, por la topografía, las zonas afectadas por la inundación son más visibles.

Finalmente, la modelación se realizó recapitulando la geometría del cauce, el coeficiente de rugosidad de Manning y los hidrogramas obtenidos para cada tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima en los 5, 20 y 100 años de periodo de retorno, obteniendo las áreas inundadas con su tirante respectivo.

3.5 Resultados y discusión

3.5.1 Modelación hidrológica

Las características de las subcuencas que conforman el modelo de cuenca se presentan en el Cuadro 2 y las características de las corrientes principales se

muestran en el Cuadro 3. El tiempo de concentración para la cuenca fue de 27.92 horas obtenido mediante la ecuación de Kirpich. El esquema del modelo de cuenca conformado por las subcuencas y el cauce principal se muestra en la Figura 3.

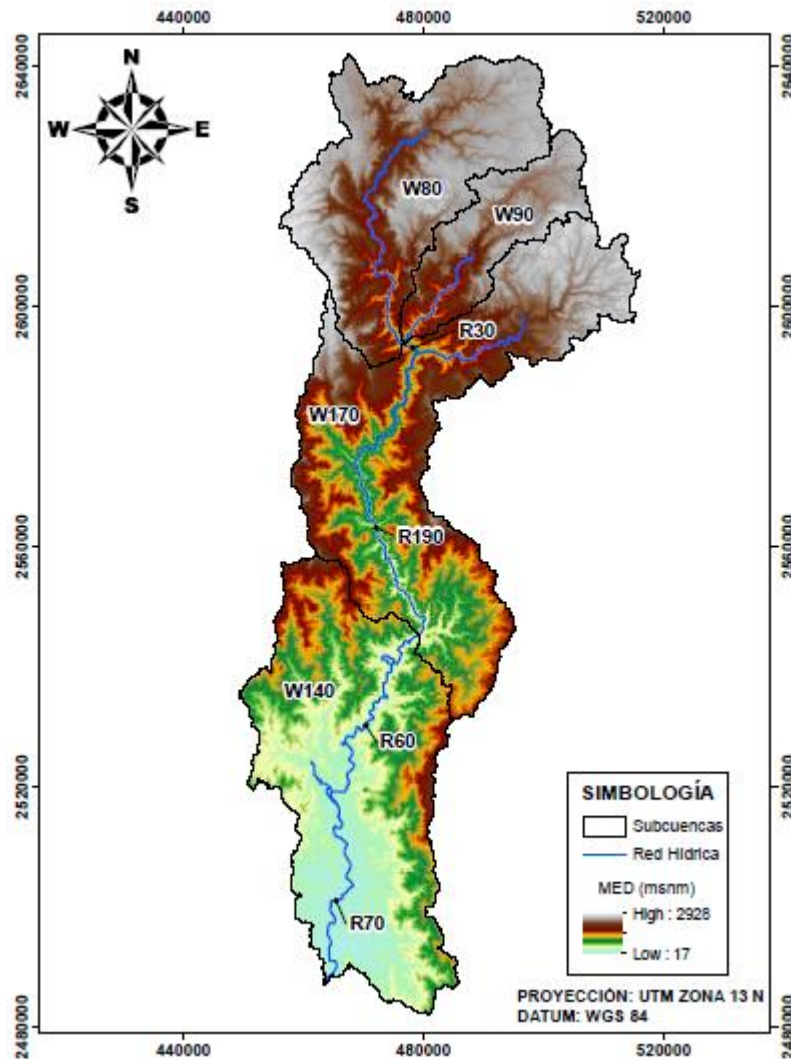


Figura 3. Modelo de cuenca: río Acaponeta.

Nota: Elaboración propia con datos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).

Cuadro 2. Características de las subcuencas del modelo de cuenca.

Subcuenca	Área (km)	Número de curva estimado	Tiempo de retraso (min)	Tiempo de concentración (min)
W80	1171.80	73.28	348.66	581.10
W90	446.46	65.73	325.87	543.12
W140	1710.90	63.90	554.77	924.62

Subcuenca	Área (km)	Número de curva estimado	Tiempo de retraso (min)	Tiempo de concentración (min)
W170	1777.50	65.01	517.88	863.13

Nota: Elaboración propia.

Cuadro 3. Características del cauce principal del modelo de cuenca.

Tramo de cauce	Longitud (km)	Pendiente (m/m)	Parámetros Muskingum	
			K (h)	X
R30	3.6	0.021	0.70	0.2
R60	59.2	0.003	18.30	0.2
R70	43.7	0.001	13.50	0.2
R190	70.1	0.008	21.60	0.2

Nota: Elaboración propia.

El primer evento lluvia-escorrentía simulado fue del 10 al 25 de septiembre de 2006 con un intervalo de tiempo de una hora. El gasto pico del hidrograma simulado coincide con el gasto observado sin embargo el modelo subestimó al gasto aforado (Figura 4).

El segundo pico del hidrograma simulado es debido a que la lluvia en ese lapso se presentó de manera puntual en la EMA Acaponeta y en consecuencia el patrón de distribución de la lluvia no fue igual a como se supuso.

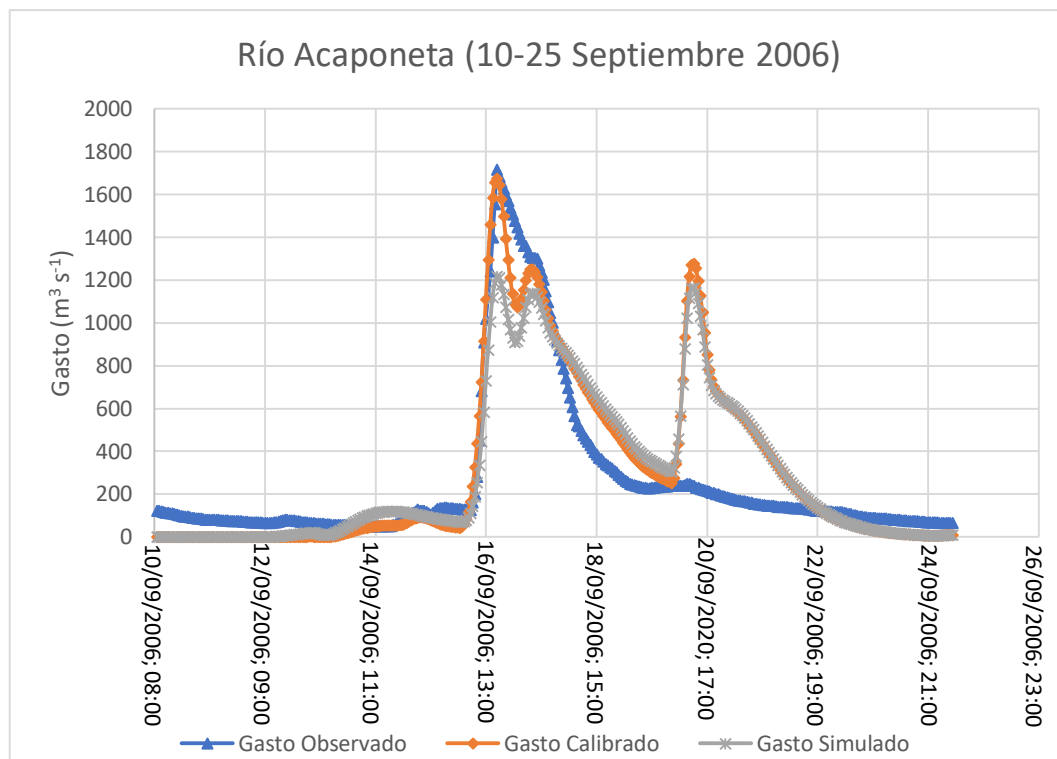


Figura 4. Hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2006.

Nota: Elaboración propia.

El segundo evento simulado fue del 01 al 29 de noviembre de 2013. El comportamiento de los hidrogramas fue similar, el gasto pico simulado subestimo el gasto observado, sin embargo, el tiempo al pico simulado se desplazó por un día (Figura 5).

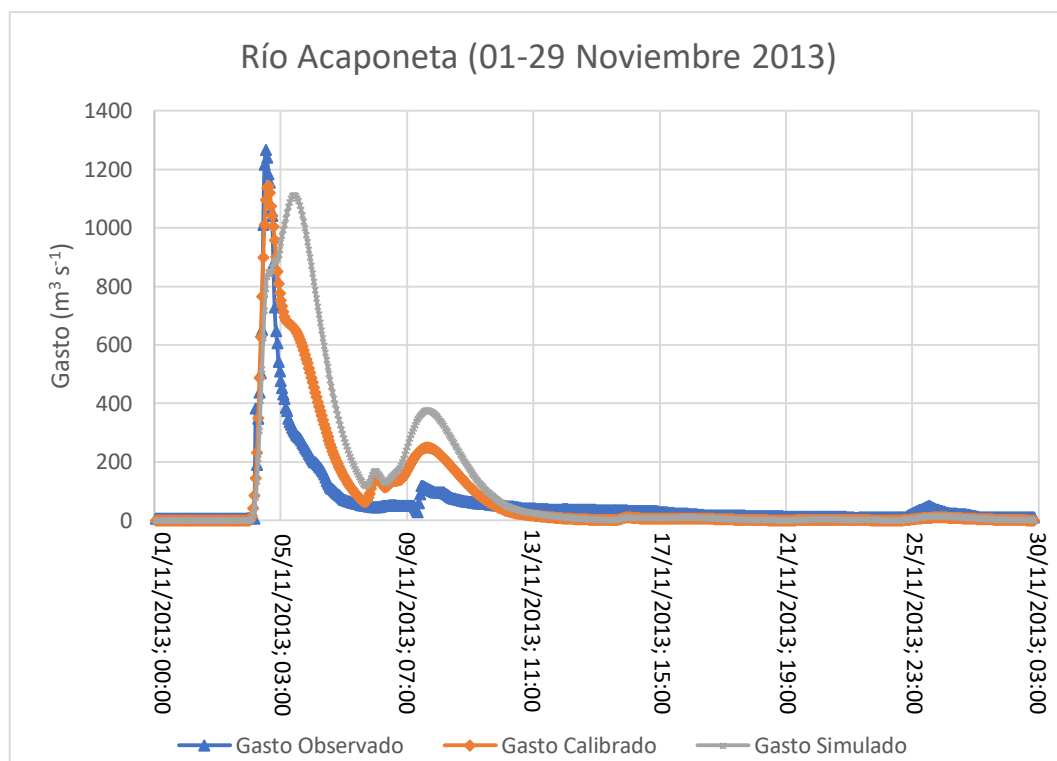


Figura 5. Hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2013.

Nota: Elaboración propia.

En la calibración de los modelos únicamente se ajustó el número de curva para las cuatro subcuencas considerando una variación del valor inicial no más del 20 por ciento. El Cuadro 4 muestra los valores optimizados obtenidos para cada modelo.

Cuadro 4. Número de curva de escurrimiento optimizado.

Modelo	Subcuenca	Número de curva		Diferencia (%)
		Estimado	Optimizado	
2006	W80	73.28	63.1	14.0
	W90	65.73	55.1	16.2
	W140	63.90	73.4	14.8
	W170	65.01	66.6	2.4
2013	W80	73.28	59.0	19.5
	W90	65.73	55.6	15.4
	W140	63.90	70.1	9.7
	W170	65.01	52.0	20.0

Nota: Elaboración propia.

La variación promedio del número curva para el evento 2006 fue de 11.9%, mientras que para el evento 2013 alcanzó el 16.2%.

El nivel de ajuste entre el hidrograma observado y calibrado se calculó mediante el índice de Nash-Sutcliffe (NSE), la raíz del cuadrado medio del error (RMSE) y el coeficiente de determinación (R^2). En el Cuadro 5 se presentan las estadísticas obtenidas para cada modelo.

Cuadro 5. Pruebas de bondad de ajuste.

Modelo	NSE	RMSE ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	R^2
2006	0.65	219.33	0.73
2013	0.68	84.80	0.84

Nota: Elaboración propia.

Las estadísticas revelan que el modelo 2013 presenta un mejor ajuste entre los datos observados y simulados, sin embargo, la variación promedio del número de curva en la calibración fue menor en el modelo 2006. De acuerdo con la clasificación del índice de Nash-Sutcliffe de Moriasi et al. (2007) el modelo 2006 se ubica como un modelo satisfactorio y el modelo 2013 como un modelo bueno.

Los elementos más importantes del hidrograma observado, simulado y calibrado para ambos modelos se presentan en el Cuadro 6. El software HEC-HMS normalmente reporta el volumen mediante una lámina, sin embargo, al multiplicar este valor por el área de la cuenca se obtiene el volumen en metros cúbicos (m^3).

Cuadro 6. Elementos del hidrograma observado, simulado y calibrado.

Modelo	Hidrograma	Gasto pico ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	Lámina (mm)	Tiempo pico
2006	Observado	1717.50	67.13	16 septiembre 2006; 18:00 horas
	Simulado	1217.90	76.37	16 septiembre 2006; 18:00 horas
	Calibrado	1674.80	79.23	

Modelo	Hidrograma	Gasto pico (m ³ s ⁻¹)	Lámina (mm)	Tiempo pico
2013	Observado	1267.00	31.91	16 septiembre 2006; 18:00 horas
				04 noviembre 2013; 15:00 horas
	Simulado	1112.40	58.23	05 noviembre 2013; 14:00 horas
	Calibrado	1144.20	42.31	04 noviembre 2013; 17:00 horas

Nota: Elaboración propia.

El modelo 2006 presentó una diferencia del 2.5% entre el gasto pico observado y calibrado, en cuanto al modelo 2013 la diferencia entre ambos hidrogramas se elevó al 9.7%.

Los modelos lluvia-escorrentía generados son aceptables de acuerdo con las pruebas de bondad de ajuste calculadas, además, de manera general el comportamiento de los hidrogramas (observado, simulado y calibrado) presentan una tendencia similar a través del tiempo.

Derivado de lo anterior, se seleccionó el modelo 2006 para obtener los hidrogramas producto de la tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima de 5, 20 y 100 años de periodo de retorno, considerando que fue el evento calibrado con el mayor gasto pico.

La avenida histórica registrada en octubre 2018 se simuló y calibró al igual que las anteriores, los resultados obtenidos se presentan en los anexos de este documento.

Los cuantiles de las EMC referentes a la precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno señalados obtenidos del análisis de frecuencia ejecutado mediante el software Ax se presentan en el Cuadro 7.

Cuadro 7. Precipitación máxima en 24 horas (mm) para Tr = 5, 20 y 100 años.

Estación	*No.	Función de Ajuste	Error Estándar	5 Años	20 Años	100 Años
10048	46	Exponencial (Momentos)	5.89	79.92	119.31	165.04
10103	45	Doble Gumbel	4.26	67.87	100.12	130.41
10093	48	Gamma ¹	2.73	84.41	114.50	145.82
10040	35	Doble Gumbel	5.20	82.12	129.12	170.77
18035	19	Doble Gumbel	13.61	170.50	262.94	345.55
18007	32	Doble Gumbel	12.02	148.13	219.41	289.69
18012	26	Gamma ²	6.45	137.78	176.86	215.24
18070	23	Normal	4.77	126.73	149.13	168.14
18001	50	Doble Gumbel	4.22	157.74	178.83	197.35
18084	18	Gamma ²	9.84	155.63	196.02	233.00
25049	50	Gamma ¹	6.57	136.82	185.70	237.02
18068	24	Normal	3.96	115.85	131.09	144.02
18036	22	Gamma ¹	8.69	133.89	178.04	224.04
25186	24	Doble Gumbel	7.61	116.80	184.12	242.86
25074	36	Doble Gumbel	13.57	132.44	203.02	276.00
10038	26	Doble Gumbel	6.56	140.98	182.91	214.68

Nota: Elaboración propia. *Número de años de información, ¹Máxima verosimilitud (3 parámetros), ²Momentos (3 parámetros).

La precipitación máxima promedio en 24 horas obtenida mediante polígonos de Thiessen para cada subcuenca se ubican en el Cuadro 8. Las subcuencas de la parte baja, presentan la mayor lámina precipitada.

Cuadro 8. Precipitación máxima promedio en 24 horas (mm) por subcuenca.

Tr (años)	W80	W90	W140	W170
5	93.9	89.4	148.2	128.9
20	129.3	126.3	210.2	184.7
100	165.4	163.1	269.1	233.7

Nota: Elaboración propia.

Para la distribución de la lluvia en las 24 horas se realizó la tormenta sintética tipo III para cada subcuenca y para cada periodo de retorno. La curva masa correspondiente a los 100 años se muestra en la Figura 6.

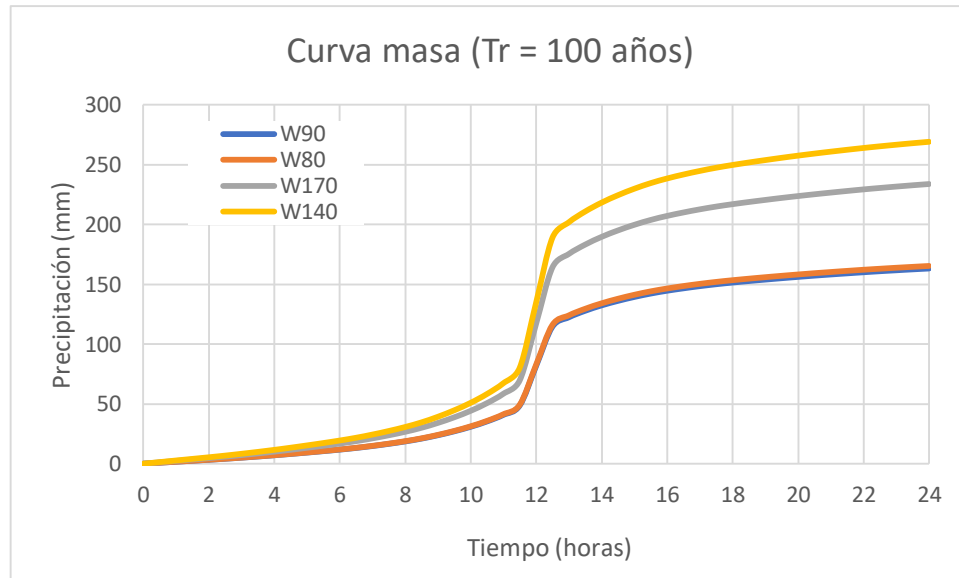


Figura 6. Curva masa por subcuenca para Tr = 100 Años.

Nota: Elaboración propia.

Finalmente, los hidrogramas obtenidos a la salida de la cuenca que alimentaron el modelo hidráulico se presentan en la Figura 7. El gasto obtenido para los 5, 20 y 100 años fue de 2431.4, 4171.7 y 5910.7 $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ respectivamente.

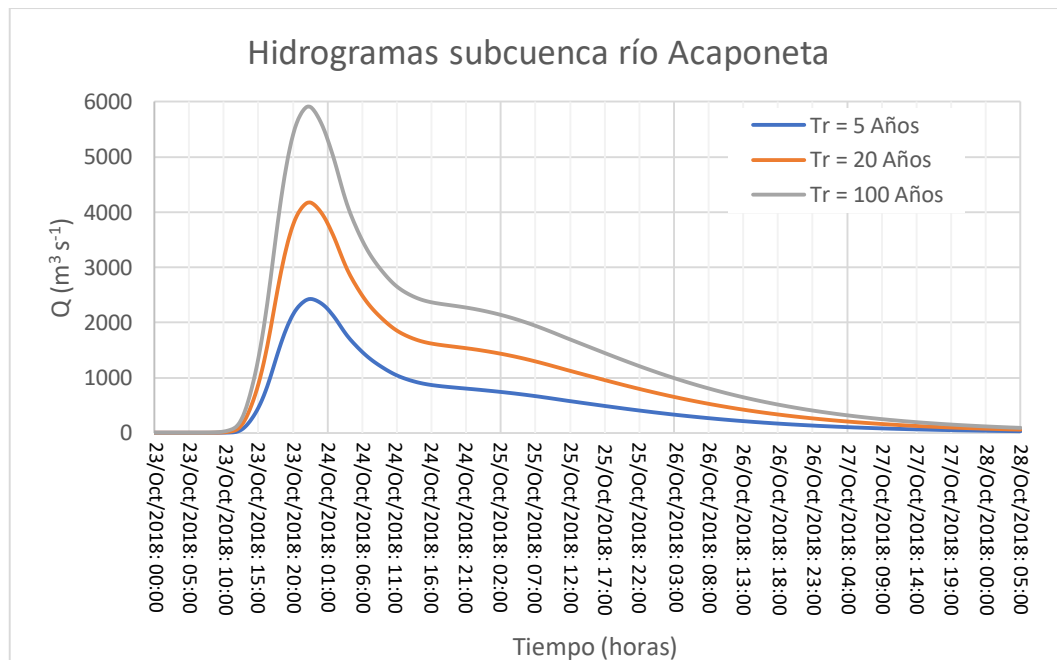


Figura 7. Hidrograma de la tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima.

Nota: Elaboración propia.

3.5.2 Modelación hidráulica

El principal parámetro del modelo hidráulico según Rodríguez (2007) es el coeficiente de rugosidad de Manning, a falta de una calibración automática en el modelo HEC-RAS, debe ser calibrado manualmente.

En este sentido, el coeficiente de rugosidad obtenido mediante la imagen de satélite Sentinel-2 arrojó para la parte alta el valor de 0.035 y para la parte media 0.033, en la parte baja el coeficiente se dividió para la cubeta con el valor de 0.033 y en los márgenes 0.030 derivado que en su gran mayoría es zona agrícola.

Los modelos hidráulicos unidimensionales de acuerdo con Papaioannou, et al. (2017) son el método más común para la simulación de inundaciones, sin embargo, Teng et al. (2017) señalan que las versiones 2D pueden simular con alta precisión, pero son computacionalmente intensivas.

Rodríguez et al. (2007) mencionan que el modelo 1D no contempla interacción de la masa de agua con zonas de almacenamiento lateral, y en este sentido su aplicación resulta limitada para casos en los que existan grandes llanuras de inundación. Por otro lado, Papaioannou et al. (2017) afirman que los modelos hidráulicos 1D tienen un rendimiento similar a los modelos 2D cuando se utilizan datos de alta calidad para la configuración del modelo hidráulico.

Derivado de lo anterior, la modelación hidráulica se realizó en HEC-RAS y se seleccionó el modelo unidimensional para la parte alta del cauce analizado y el modelo bidimensional para la parte baja donde se ubica la llanura de inundación. Se obtuvieron las áreas inundadas con su respectivo tirante. La Figura 8 muestra la simulación obtenida para los 5 años de periodo de retorno, tiempo referido para delimitar la zona federal del cauce.

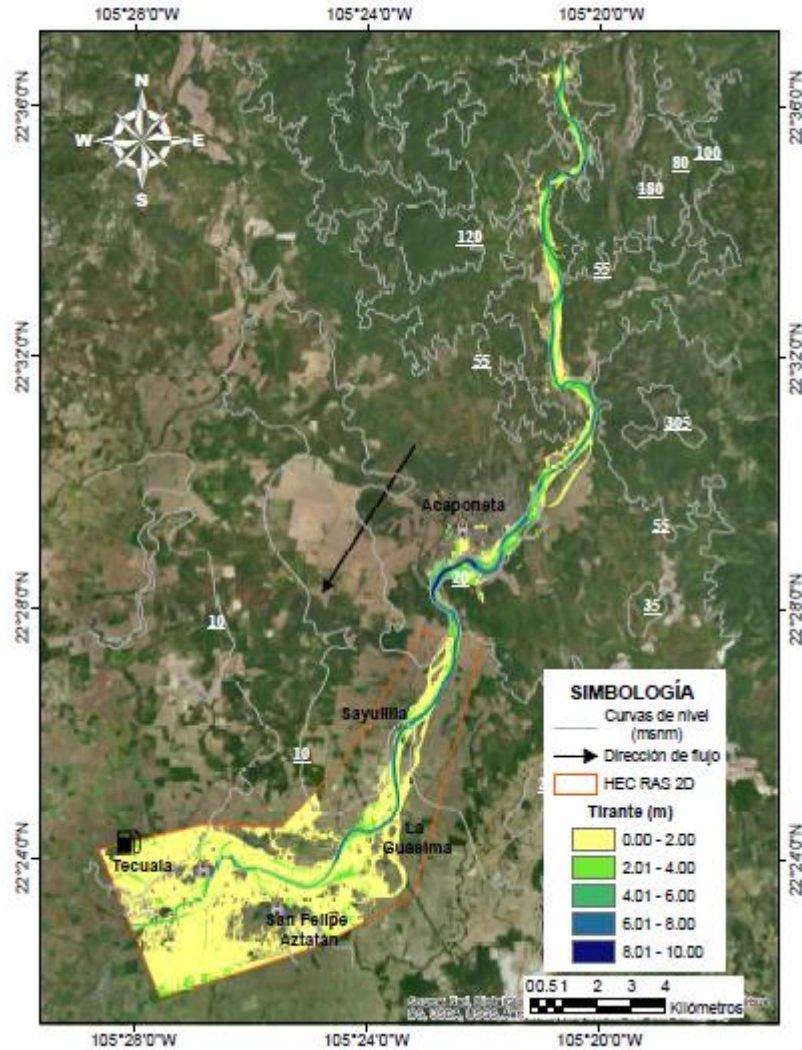


Figura 8. Simulación hidráulica para los 5 años de periodo de retorno.
Nota: Elaboración propia.

El modelo arrojó que las localidades de nombre Tecuala, San Felipe Aztatán y El filo, poblados aledaños al cauce, son vulnerables a inundarse incluso con esta avenida, siendo Tecuala el poblado más afectado.

El modelo obtenido para los 20 años, periodo establecido para el trazo de bordos de protección se muestra en la Figura 9. En este modelo, en el poblado Acaponeta, las zonas ubicadas a las orillas del centro de la ciudad son zonas susceptibles a inundarse ante esta avenida.

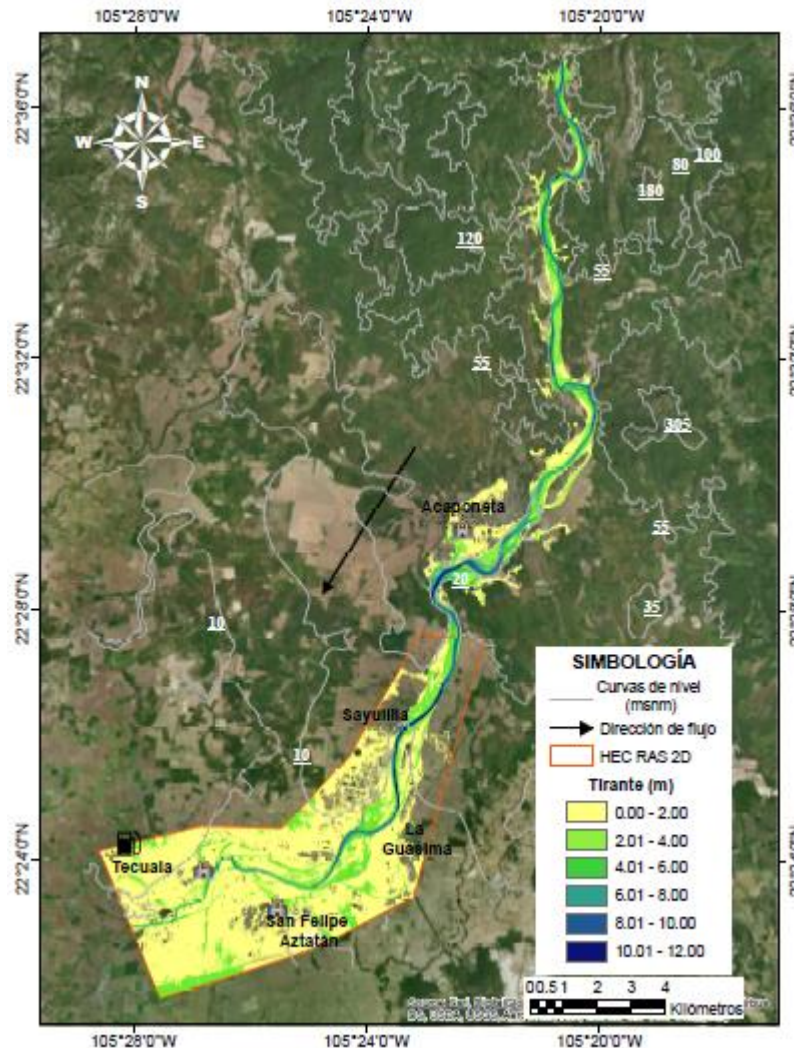


Figura 9. Simulación hidráulica para los 20 años de periodo de retorno.
Nota: Elaboración propia.

En la zona baja las inundaciones son más severas y en este caso a los poblados ya mencionados anteriormente se les sumo La Guásima con inundaciones leves. El modelo también mostró dos puntos específicos en donde se presentó un desbordamiento del cauce, estos se pueden observar antes y después del ejido Sayulilla, desbordamientos que por la topografía de la zona se incorporan a otra red hidrográfica.

El modelo correspondiente al nivel de agua máximas extraordinarias del cauce ($Tr = 100$ años) se muestra en la Figura 10. La parte alta, definida después del poblado de Acaponeta hacia aguas arriba no presentó afectaciones a asentamientos humanos.

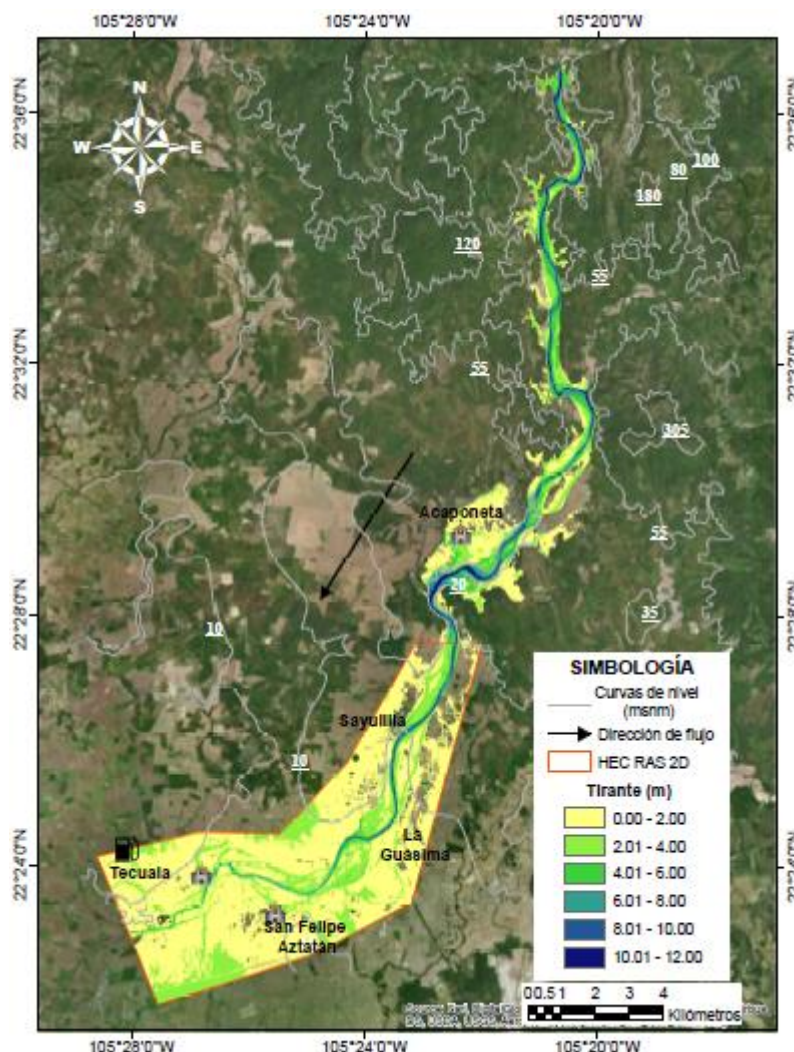


Figura 10. Simulación hidráulica para los 100 años de periodo de retorno.
Nota: Elaboración propia.

En gran parte de Acaponeta se presentaron zonas susceptibles a la avenida, exceptuando una pequeña parte ubicada en el lado noreste de la ciudad. Los poblados ubicados en la parte baja son inminentemente zonas vulnerables a inundaciones para esta avenida. Sayulilla y Llano de la cruz se suman con afectaciones leves.

Resulta evidente que la parte baja es donde existe el mayor riesgo. En esta zona, una vez que el tirante rebasa la parte más alta de los márgenes, el agua fluye hacia las corrientes vecinas para ser desalojada en conjunto, presentándose a lo largo de la llanura una importante inundación.

La resolución de la información topográfica según Shen et al. (2015) es el recurso más importante para la predicción de los modelos de flujo, afortunadamente, la tecnología Lidar permite obtener información de alta resolución. A pesar de esto, la parte baja, presentó un mayor grado de incertidumbre y requiere de información detallada, sin embargo, los resultados obtenidos son buenos.

A lo largo de la historia el río Acaponeta ha dejado múltiples inundaciones en su parte baja, eventos de este tipo cuestionan la integridad de la población y requieren de acciones que permitan comprender y mitigar los efectos producidos por este tipo de fenómenos hidrometeorológicos. El modelo hidrológico puede ser una primera herramienta para la implementación de un sistema de alerta temprana para inundaciones.

Por su parte el modelo hidráulico generado para $Tr = 20$ años, permite implementar bordos de protección en zonas estratégicas como en Acaponeta. En el caso de Tecuala es necesario plantear un drenaje eficiente que permita el desagüe de las zonas urbanas y minimizar los daños.

Ya ubicadas las zonas vulnerables a inundaciones será necesario realizar una gestión de la llanura de inundación teniendo en cuenta los daños potenciales a la población y los servicios ambientales de la zona (Guida, Swanson, Remo y Kiss, 2015), buscando así escenarios estratégicos de la llanura para una protección sostenible contra inundaciones.

3.6 Conclusiones

El modelo hidrológico lluvia-escurrimiento obtenido para la cuenca río Acaponeta para los eventos máximos de 2006 y 2013 fue aceptable y permitió obtener los hidrogramas producidos por la tormenta sintética de 24 horas y precipitación máxima de 5, 20 y 100 años de periodo de retorno de manera confiable, sin embargo, es necesario contar con acceso a información hidrometeorológica para modelar eventos lo más recientes posible.

La delimitación de zonas vulnerables a inundaciones es una de las medidas no estructurales para la mitigación de inundaciones, en ese sentido, los modelos hidráulicos desarrollados permitieron confirmar que los asentamientos de la parte baja son los más vulnerables, siendo Tecuala y San Felipe Aztatán los más afectados y los que a su vez tienen mayor población.

El modelo hidrológico de la cuenca río Acaponeta y el modelo hidráulico obtenido para la parte baja del cauce son un primer acercamiento y abren la pauta para tomar decisiones e implementar acciones eficientes en cuanto al manejo de avenidas futuras.

3.7 Agradecimientos

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por el apoyo económico otorgado para realizar esta investigación; al Servicio Meteorológico Nacional por proporcionar información hidrometeorológica de su base de datos.

3.8 Literatura citada

- Alarcón, N. A., Chávez, M. J., Palacios, V. O., & Ibáñez, C. L. (2020). Estimación de áreas vulnerables a inundaciones en zonas urbanas: Morelia, Michoacán, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 11(3), 1-26.
- Aparicio, M. F. (1992). *Fundamentos de hidrología de la superficie* (1ra ed.). México: LIMUSA.
- Arellano, L. F., & Escalante, S. C. (2014). Estimación del potencial de tormentas vía la combinación de imágenes satelitales e información meteorológica: caso de estudio al noroeste de México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(5), 39-61.
- Arreguín, C, F., López, P. M., & Marengo, M, H. (2016). Las inundaciones en un marco de incertidumbre climática. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(5), 5-13.
- Centro nacional de prevención de desastres (CENAPRED). (1997). *Manual de operación de los programas AX. EXE y CARACHID. EXE. (Para hidrología)*. México: Área de riesgos hidrometeorológicos.
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia: McGraw-Hill.
- Chow, V., Maidment, D., y Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada* (1ra ed.). Bogotá: Mc Graw Hill.

- Comisión Nacional del Agua (CNA). (1987). *Instructivo de Hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria asociada a la delimitación de la zona federal*. Distrito Federal, México: Comisión Nacional del Agua.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2016). *Banco nacional de datos de aguas superficiales (BANDAS)*. Recuperado de <https://app.conagua.gob.mx/bandas/>
- De la Lanza, E., Carbajal, P., Salinas, R., & Barrios, O. (2012). Medición del caudal ecológico del río Acaponeta, Nayarit, comparando distintos intervalos de tiempo. *Investigaciones Geográficas, Boletín del Instituto de Geografía, UNAM*, 78, 62-74.
- Ellis, E. A., Romero, J. A., Hernández, I. U., Gallo, C. A., & Alanís, J. L. (2012). Evaluación geográfica de áreas susceptibles a inundación en la cuenca del río Tuxpan, Veracruz. *Avances en Investigación Agropecuaria*, 16(1), 7-28.
- Francisco, N. N., Turrent, F. A., Flores, L. H., Martínez, M. M., & Enríquez, Q. J. (2010). Estimación del escurrimiento superficial con el método SCS-CN en el trópico subhúmedo de México. *Terra latinoamericana*, 28(1), 71-78.
- Guida, R. J., Swanson, T. L., Remo, J. W., & Kiss, T. (2015). Strategic floodplain reconnection for the Lower Tisza River, Hungary: Opportunities for flood-height reduction and floodplain-wetland reconnection. *Journal of Hydrology*, 521, 274-285.
- Instituto Nacional de Ecología y Cambio Climático (INECC). (2019). *Atlas Nacional de Vulnerabilidad al Cambio Climático México*. (1ra ed.). México: Instituto Nacional de Ecología y Cambio Climático.
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). (2016). *Relieve continental*. Recuperado de <https://www.inegi.org.mx/temas/relieve/continental/#Descargas>
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). (2017a). *Continuo de Elevaciones Mexicano 3.0 (CEM 3.0)*. Recuperado de http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/continental/continuo_elevaciones.aspx
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). (2017b). *Conjunto de datos vectoriales de Uso de suelo y vegetación serie V*. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/recnat/usosuelo/default.aspx>
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). (2017c). *Conjunto de datos vectoriales Edafológico Serie II*. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/recnat/edafologia/default.aspx>
- Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2014). *Cambio climático 2014: Informe de síntesis. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*. [Equipo principal de redacción, R.K. Pachauri y L.A. Meyer (eds.)]. Ginebra, Suiza: IPCC.

- Larios, T. H., Torres, B. E., Quevedo, N. A., Martínez, M. M., & Salgado, T. J. A. (2015). Riesgo de inundación en la subcuenca del río La Antigua, Veracruz, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 6(3), 39-56.
- López, J. J., González, M., Scaini, A., Goñi, M., Valdenebro, J. & Gimena, F. (2012). Caracterización del modelo HEC-HMS en la cuenca de río Arga en Pamplona y su aplicación a cinco avenidas significativas. *Obras y Proyectos*, 12, 15-30.
- Mendoza, U. (2019). Desempeño del algoritmo RRQPE del satélite GOES 16 para la estimación de lluvia en el estado de Nayarit tras el paso del huracán Willa. *Ingeniería*, 23(2), 37-51.
- Moriasi, D., Arnold, J., Van-Liew, M. W., Bingner, R., Harmel, R., & Veith, T. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulation. *Transactions of the ASABE*, 50(3), 885-900.
- Papaioannou, G., Vasiliades, L., Loukas, A., & Aronica, G. T. (2017). Probabilistic flood inundation mapping at ungauged streams due to roughness coefficient uncertainty in hydraulic modelling. *Advances in Geosciences*, 44, 23-34.
- Reyes, O. A., & Gutiérrez, G. E. (2016). Modelación del riesgo de inundaciones en el estado de Tabasco en el periodo 1961-2007. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 7(2), 99-114.
- Rodríguez, S. E., González, P. R., Medina, N. M., Pardo, C. Y., & Santos, R. A. (2007). Propuesta metodológica para la generación de mapas de inundación y clasificación de zonas de amenaza. Caso de estudio en la parte baja del Río Las Ceibas (Neiva- Huila). *Avances en Recursos Hidráulicos*, 16, 65-78.
- Servicio Meteorológico Nacional (SMN). (2020a). *Información de estaciones climatológicas*. Recuperado de <https://smn.conagua.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica/informacion-estadistica-climatologica>
- Servicio Meteorológico Nacional (SMN). (2020b). *Información meteorológica*. Comunicación directa.
- Shen, D., Wang, J., Cheng, X., Rui, Y., & Ye, S. (2015). Integration of 2-D hydraulic model and high-resolution LiDAR-derived DEM for floodplain flow modeling. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 12, 2011-2046.
- Teng, J., Jakeman, A. J., Vaze, J., Croke, B. F., Dutta, D., & Kim, S. (2017). Flood inundation modelling: A review of methods, recent advances and uncertainty analysis. *Environmental Modelling & Software*, 90, 201-216.
- Torres, M. A., Nikolskii, I., Martínez, M. M., & Martínez, M. R. (2018). Evaluación hidrológica de la cuenca del río Teapa, utilizando el modelo MIKE-SHE.

Tecnología y ciencias del agua, 130-146. DOI:10.24850/j-tyca-2018-04-06.

- US Army Corps of Engineers (USACE). (2012a). HEC-GeoRAS. *Extensión para el software ArcGis, Versión 10.2*. Recuperado de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hecgeoras/downloads.aspx>
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2012b). *HEC-GeoRAS, GIS Tools for support of HEC-RAS using ArcGIS 10*. User's Manual Versión 10. Davis, California: Hydrologic Engineering Center (HEC).
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2013a). HEC-GeoHMS. *Extensión para el software ArcGis, versión 10.2*. Recuperado de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hecgeohms/downloads.aspx>
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2013b). *HEC-GeoHMS, Geospatial Hydrologic Modeling Extension*. User's Manual, Versión 10.1. Davis, California: Hydrologic Engineering Center (HEC).
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2016a). HEC-RAS. *Software para la modelación hidráulica, versión 5.0.7*. Recuperado de: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/download.aspx>
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2016b). *HEC-RAS, River Analysis System. 2D Modeling*. User's Manual, Versión 5.0. Davis, California: Hydrologic Engineering Center (HEC).
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2020). HEC-HMS. *Software para la modelación hidrológica, versión 4.7*. Recuperado de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/downloads.aspx>
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2021). *HEC-HMS Technical reference manual*. Versión 4.7. Davis, California: Hydrologic Engineering Center (HEC).
- USDA. (1986). *Urban hydrology for small wathersheds TR-55*. (2da ed.). United States Department of Agriculture, USDA.
- US Geological Survey (USGS). (2021). EarthExplorer. Recuperado de <https://earthexplorer.usgs.gov/>
- Vargas-Castañeda, G., Ibáñez-Castillo, L. A., & Arteaga-Ramírez, R. (2015). Development, classification and trends in rainfall-runoff modeling. *Ingeniería Agrícola y Biosistemas*, 7(1), 5-21. DOI: 10.5154/r.inagbi.2015.03.002.

4. ANEXOS

4.1 Claves de unidades de suelos de cartas edafológicas de INEGI y su equivalencia con el grupo hidrológico de suelo

Cuadro 9. Claves de las unidades de suelos y su equivalencia con grupo hidrológico de suelo.

Claves de las unidades de suelos					
Clave	Unidad	Tipo	Clave	Unidad	Tipo
Ao	Acrisoles órticos	C	Ox	Histosoles gélicos	D
Af	Acrisoles férricos	D	L	Litosoles	D
Ah	Acrisoles húmicos	C	Lo	Luvisoles órticos	C-D
Ap	Acrisoles plínticos	C	Lc	Luvisoles crómicos	C-D
Ag	Acrisolas gléicos	D	Lk	Luvisoles cálcicos	C-D
To	Andasoles ócricos	A-B	Lv	Luvisoles vérticos	C-D
Tm	Andasoles mólicos	A-B	Lf	Luvisoles férricos	C-D
Th	Andasoles húmicos	A-B	La	Luvisoles álbicos	C-D
Tr	Andasoles vítricos	A-B	Lp	Luvisoles plínticos	C-D
Qf	Arenosoles ferrálicos	A-B	Lg	Luvisoles gléicos	C-D
Ql	Arenosoles lúvicos	A-B	Ne	Nitosoles eútricos	C
Qc	Arenosoles cámbicos	B	Nd	Nitosoles dístricos	C
Qa	Arenosoles álbicos	A-B	Nh	Nitosoles húmicos	C
Bd	Cambisoles dístricos	D	Po	Podzoles órticos	A-B
Be	Cambisoles eútricos	C	Ph	Podzoles húmicos	A-B
Bh	Cambisoles húmicos	C	Pp	Podzoles plácicos	A-B
Bg	Cambisoles gléicos	D	Pg	Podzoles gléicos	A-B
Bx	Cambisoles gélicos	D	We	Planosoles eútricos	D
Bk	Cambisoles cálcicos	C	Wd	Planosoles dístricos	D
Bc	Cambisoles crómicos	C	Wm	Planosoles mólicos	D
Bv	Cambisoles vérticos	D	Wh	Planosoles húmicos	D
Bf	Cambisoles ferrálicos	C	Ws	Planosoles solódicos	D
Kh	Kastanozems háplicos	C-D	Wx	Planosoles gélicos	D
Kk	Kastanozems cálcicos	C-D	Dg	Podzoluvisol gléico	B
Kl	Kastanozems lúvicos	C-D	Dd	Podzoluvisol dístrico	B
Cl	Chermozen lúvico	C	De	Podzoluvisol eútrico	B
Ck	Chermozen cálcico	B	LL	Rankor	C
Ch	Chermozen háplico	B	Re	Regosoles eútricos	B
Hh	Phaeozems háplicos	C	Rc	Regosoles calcáreos	B
Hc	Phaeozems calcáreos	C	Rd	Regosoles dístricos	B
HI	Phaeozems lúvicos	C	Rx	Regosoles gélicos	D
Hg	Phaeozems gléicos	D	E	Rendzinas	C
Fo	Ferrasoles órticos	D	Zo	Solochaks órticos	D

Claves de las unidades de suelos					
Clave	Unidad	Tipo	Clave	Unidad	Tipo
Fx	Ferrasoles xánticos	D	Zm	Solochaks mólicos	D
Fr	Ferrasoles ródicos	D	Zt	Solochaks taquíricos	D
Fh	Ferrasoles húmicos	D	Zg	Solochaks gléicos	D
Fa	Ferrasoles acrícos	D	So	Solonetz órticos	D
Fp	Ferrasoles plínticos	D	Sm	Solonetz mólicos	D
Je	Fluvisoles eútricos	B	Sg	Solonetz gléicos	D
Jc	Fluvisoles calcáreos	B	Sa	Solonetz álbico	D
Jd	Fluvisoles dístricos	B	Vp	Vertisoles pélicos	C-D
Jt	Fluvisoles tiónicos	B	Vc	Vertisoles crómicos	C-D
Jg	Fluvisoles gléyicos	C	Xh	Xerosoles háplicos	B-C
Ge	Gleysoles eútricos	D	Xk	Xerosoles cálcicos	B-C
Gc	Gleysoles calcáreos	D	Xo	Xerosoles gípsicos	B-C
Gd	Gleysoles dístricos	D	Xl	Xerosoles lúvicos	D
Gm	Gleysoles mólicos	D	Yh	Yermosoles háplicos	C
Gh	Gleysoles húmicos	D	Yk	Yermosoles cálcicos	C
Gp	Gleysoles plínticos	D	Yg	Yermosoles gípsicos	C
Oe	Histosoles eútricos	D	Yl	Yermosoles lúvicos	C
Od	Histosoles dístricos	D	Yt	Yermosoles taquíricos	C

Nota: Tomado del *Instructivo de Hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria asociada a la delimitación de la zona federal* (pp. 64-66), por Comisión Nacional del Agua (1987).

4.2 Número de curva de escurrimiento para áreas agrícolas cultivadas

Cuadro 10. Número de curva de escurrimiento para áreas agrícolas cultivadas.

Cover description			Curve numbers for hydrologic soil group ¹			
Cover type	Treatment	Hydrologic condition	A	B	C	D
Fallow	Bare soil	-	77	86	91	94
	Crop residue cover (CR)	Poor	76	85	90	93
		Good	74	83	88	90
	Straight row (SR)	Poor	72	81	88	91
		Good	67	78	85	89
	SR + CR	Poor	71	80	87	90
		Good	64	75	82	85
	Row crops	Contoured (C)	Poor	70	79	84
Good			65	75	82	86
C+ CR		Poor	69	78	83	87
		Good	64	74	81	85
Contoured & terraced (C&T)		Poor	66	74	80	82
		Good	62	71	78	81
C&T+CR		Poor	65	73	79	81

Cover description			Curve numbers for hydrologic soil group ¹			
Cover type	Treatment	Hydrologic condition	A	B	C	D
Small grain	SR	Good	61	70	77	80
		Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	SR + CR	Poor	64	75	83	86
		Good	60	72	80	84
	C	Poor	63	74	82	85
		Good	61	73	81	84
		Poor	62	73	81	84
	C+CR	Good	60	72	80	83
		Poor	61	72	79	82
	C&T	Good	59	70	78	81
		Poor	60	71	78	81
	C&T+CR	Good	58	69	77	80
		Poor	66	77	85	89
	SR	Good	58	72	81	85
		Poor	64	75	83	85
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	C	Good	55	69	78	83
		Poor	63	73	80	83
	C&T	Good	51	67	76	80

Nota: Tomado del *Urban Hydrology for Small Watersheds, Technical Release 55 (TR-55)* (pp. 2.6), por USDA (1986), Natural Resources Conservation Service: Conservation Engineering Division. ¹Average runoff condition and $I_a = 0.2$ S.

4.3 Número de curva de escurrimiento para otras áreas agrícolas

Cuadro 11. Número de curva de escurrimiento para otras áreas agrícolas.

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group ¹			
Cover type	Hydrologic condition	A	B	C	D
Pasture, grassland, or range-continuous forage for grazing. 2	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
Meadow-continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay.	—	30	58	71	78
Brush brush-weed-grass mixture with brush the major element. 2	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group ¹			
Cover type	Hydrologic condition	A	B	C	D
Woods-grass combination (orchard or tree farm).	Good	30	48	65	73
	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
Woods.	Good	32	58	72	79
	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
Farmsteads-buildings, lanes, driveways, and surrounding lots..	Good	30	55	70	77
	—	59	74	82	86

Nota: Tomado del *Urban Hydrology for Small Watersheds, Technical Release 55 (TR-55)* (pp. 2.7), por USDA (1986), Natural Resources Conservation Service: Conservation Engineering Division. ¹Average runoff condition and $I_a = 0.2$ S.

4.4 Número de curva de escurrimiento para zonas áridas y semiáridas

Cuadro 12. Número de curva de escurrimiento para zonas áridas y semiáridas.

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group ¹			
Cover type	Hydrologic condition	A	B	C	D
Herbaceous mixture of grass, weeds, and low-growing brush, with brush the minor element.	Poor		80	87	93
	Fair		71	81	89
	Good		62	74	85
Oak-aspen-mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush.	Poor		66	74	79
	Fair		48	57	63
	Good		30	41	48
Pinyon-juniper-pinyon, juniper, or both; grass understory.	Poor		75	85	89
	Fair		58	73	80
	Good		41	61	71
Sagebrush with grass understory.	Poor		67	80	85
	Fair		51	63	70
	Good		35	47	55
Desert shrub major plants include saltbush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, palo verde, mesquite, and cactus.	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

Nota: Tomado del *Urban Hydrology for Small Watersheds, Technical Release 55 (TR-55)* (pp. 2.8), por USDA (1986), Natural Resources Conservation Service: Conservation Engineering Division. ¹Average runoff condition and $I_a = 0.2$ S.

4.5 Número de curva de escurrimiento para áreas urbanas

Cuadro 13. Número de curva de escurrimiento para áreas urbanas.

Cover type hydrologic condition	Average percent impervious area	A ¹	B ¹	C ¹	D ¹
Fully developed urban areas (vegetation established)					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc):					
Poor condition (grass cover <50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover >75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc: (excluding right-of-ways)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (Including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (Including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only)		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	91	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acre	12	46	65	77	82
Developing urban areas					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation)		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table for other agricultural lands)					

Nota: Tomado del *Urban Hydrology for Small Watersheds, Technical Release 55 (TR-55)* (pp. 2.5), por USDA (1986), Natural Resources Conservation Service: Conservation Engineering Division. ¹Average runoff condition and $I_a = 0.2$ S.

4.6 Coeficiente de rugosidad de Manning

Cuadro 14. Coeficiente de rugosidad de Manning para corrientes naturales.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
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	0.03	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas.	0.03	0.035	0.04
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena.	0.033	0.04	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras.	0.035	0.045	0.05
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0.04	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras.	0.045	0.05	0.06
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos.	0.05	0.07	0.08
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos Accesibilidad es necesario investigar.	0.075	0.1	0.15
b. 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.	0.03	0.04	0.05
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes.	0.04	0.05	0.07
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto.	0.025	0.03	0.035
2. Pasto alto.	0.03	0.035	0.05
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo.	0.02	0.03	0.04
2. Cultivos en línea maduros.	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros.	0.03	0.04	0.05
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza.	0.035	0.05	0.07
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno.	0.035	0.05	0.06
3. Pocos matorrales y árboles, en verano.	0.04	0.06	0.08
4. Matorrales medios a densos, en invierno.	0.045	0.070	0.11
5. Matorrales medios a densos, en verano.	0.07	0.1	0.16
d. Árboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano.	0.11	0.15	0.2
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños.	0.03	0.04	0.05
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños.	0.05	0.06	0.08

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas.	0.08	0.1	0.12
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas.	0.1	0.12	0.16
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales.	0.025		0.06
b. Sección irregular y rugosa.	0.035		0.1

Nota: Tomado del *Hidráulica de canales abiertos* (pp. 110-111), por Chow (1994), Colombia: McGraw-Hill.

4.7 Modelo lluvia-escurrencimiento 2018

Se simuló un tercer evento lluvia-escurrencimiento ocurrido del 22 al 26 de octubre de 2018, se decidió incluir como anexo y no en el artículo porque la calibración del evento se generó a partir de algunos supuestos que más adelante se exponen, lo cual hizo ver que el modelo presentó una menor confiabilidad para la toma de decisiones.

El evento hidrometeorológico presentó la avenida histórica registrada más importante en la cuenca ya que superó los 10000 años de periodo de retorno, situación que generó inundaciones muy importantes en la parte baja del río Acaponeta.

La primera interrogante de la simulación del evento fue el patrón de distribución de la lluvia, este se presentó con mayor intensidad en la parte media de la cuenca y es precisamente en esta zona donde se cuenta con muy poco registro de estaciones meteorológicas, en la Figura 11 se muestran las isoyetas del evento. En ese sentido, la lámina precipitada que alimentó al modelo en la subcuenca de la parte baja (W140) y media (W170) fue la estación que registró la mayor cantidad precipitada y para el caso de las subcuencas de la parte alta la distribución de la lluvia se obtuvo a través de polígonos de Thiessen.

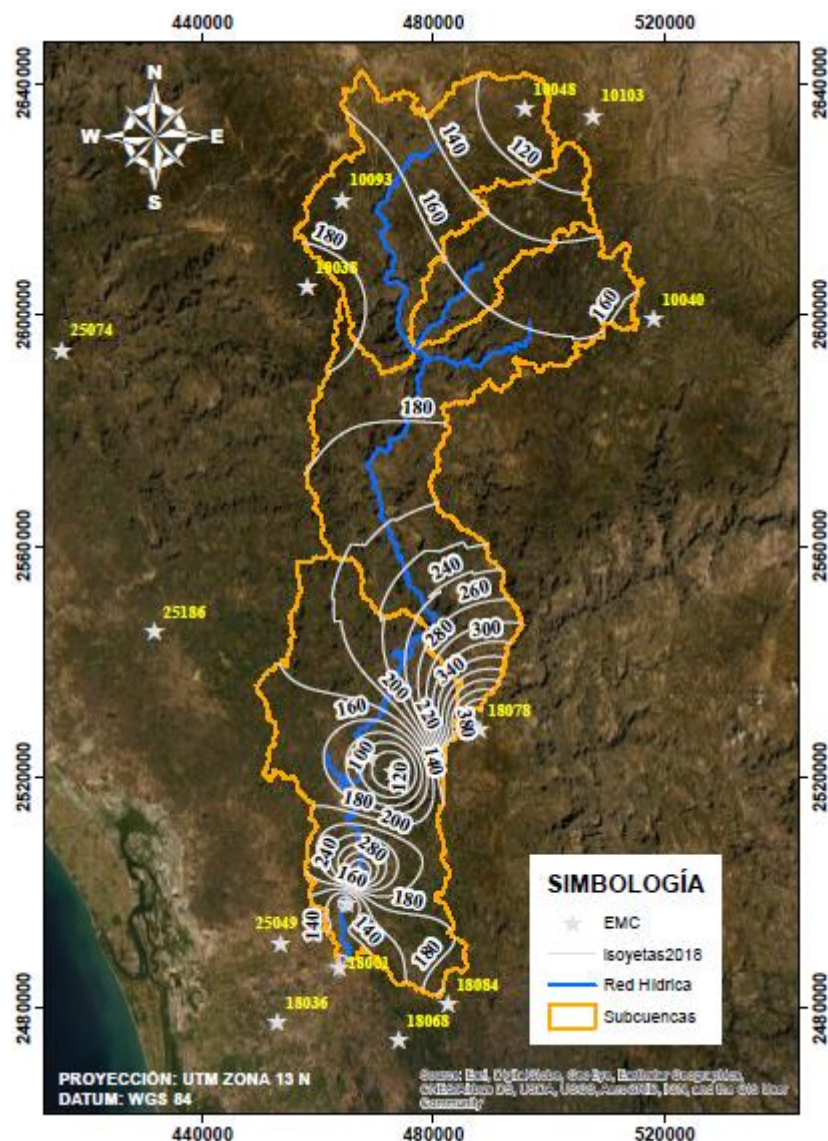


Figura 11. Isoyetas para el evento de octubre 2018.

Nota: Elaboración propia con información del servicio meteorológico nacional (SMN).

En la Figura 12 se presenta el hidrograma simulado y calibrado obtenido del modelo lluvia-escorrentía. El gasto simulado quedó muy por debajo del gasto observado, sin embargo, en la calibración se logró optimizar modificando el número de curva de las subcuencas y los parámetros de Muskingum de los tramos de cauce de la parte baja.

La subcuenca media (W170) fue la que presentó una mayor sensibilidad, por ello, el número de curva se varió no más del 30% de su valor inicial, recordando que en este lugar fue donde tuvo mayor intensidad la lluvia, para el resto de las

microcuencas la variación se mantuvo no más del 20%. El valor del número de curva optimizado se presenta en el Cuadro 15.

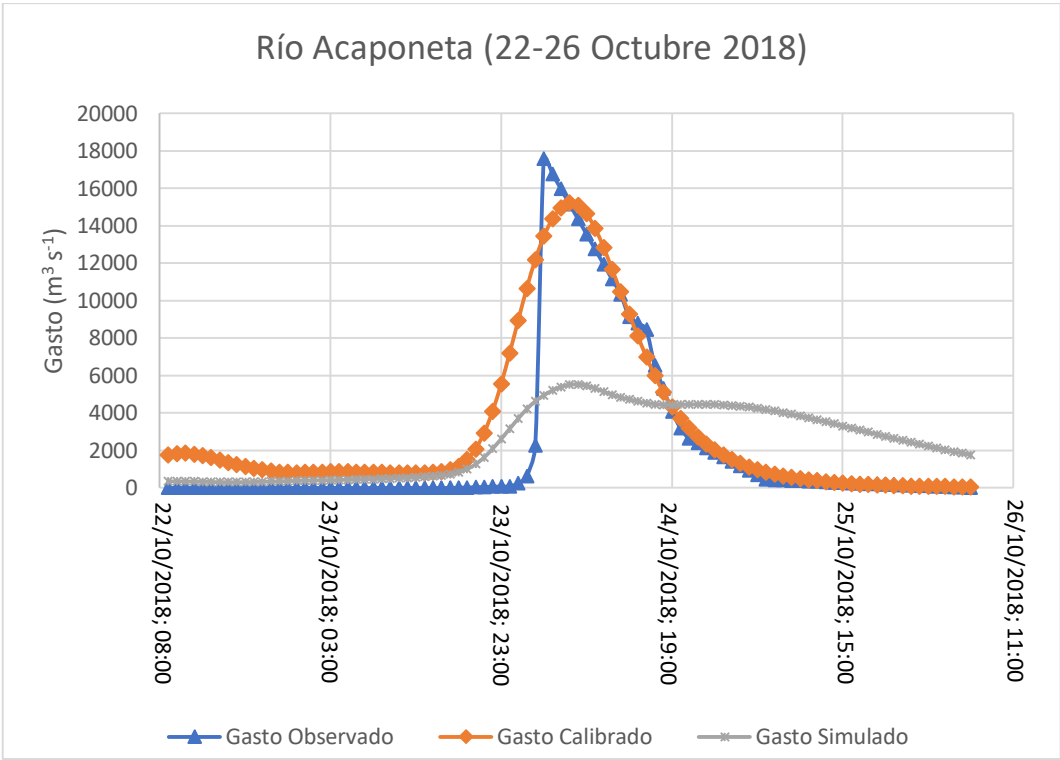


Figura 12. Hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2018.
 Nota: Elaboración propia.

Cuadro 15. Número de curva de escurrimiento optimizado, evento 2018.

Subcuenca	Número de curva		Diferencia (%)
	Estimada	Optimizada	
W80	73.28	73.28	0.0
W90	65.73	65.73	0.0
W140	63.90	67.83	6.1
W170	65.01	83.70	28.7
Promedio	67.00	72.63	8.7

Nota: Elaboración propia.

Los parámetros de Muskingum se calibraron en los tramos de cauce R60 y R70, los cuales se ubican en la subcuenca W140 (Cuadro 16).

Cuadro 16. Parámetros de Muskingum optimizados, evento 2018.

Tramo de cauce	Parámetro	Estimado	Optimizado
R70	K (h)	13.50	1.15

Tramo de cauce	Parámetro	Estimado	Optimizado
R70	X	0.20	0.09
R60	K (h)	18.30	0.98
R60	X	0.20	0.15

Nota: Elaboración propia.

El parámetro “X” de acuerdo con la literatura menciona que puede aproximarse a cero en cauces de pendiente pequeña y caudalosos, en este caso al tratarse de una avenida histórica es muy posible que los valores optimizados estén dentro del rango y puedan justificarse. Por otro lado, “K” es un parámetro de almacenamiento y su valor disminuyó considerablemente, lo cual puede deberse al aumento de la velocidad del flujo, sin embargo, existe mayor incertidumbre en este parámetro.

Las pruebas de bondad de ajuste (Figura 13) al final establecen que el modelo obtenido de acuerdo con la clasificación del índice de Nash-Sutcliffe de Moriasi et al. (2007) se encuentra entre un modelo muy bueno, el coeficiente de determinación establece que el 80% de la variable independiente es capaz de explicar el comportamiento de la variable dependiente.

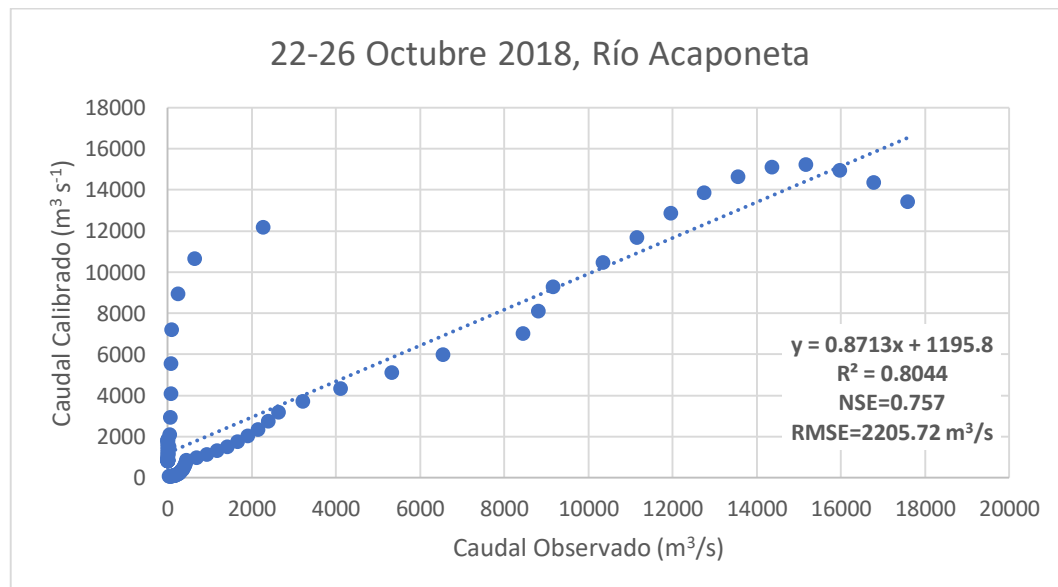


Figura 13. Diagrama de dispersión: hidrograma observado y calibrado y pruebas de bondad de ajuste, evento 2018.

Nota: Elaboración propia.

En cuanto a la diferencia entre el caudal pico observado y calibrado fue del 13.5%, quedando por debajo el modelo como en el resto de los eventos (Cuadro 17).

Cuadro 17. Elementos del hidrograma observado, simulado y calibrado, evento 2018.

Hidrograma	Gasto pico (m³/s)	Lámina (mm)	Tiempo pico
Observado	17,576.00	147.77	24 octubre 2018; 04:00 horas
Simulado	5,523.30	191.30	24 octubre 2018; 08:00 horas
Calibrado	15,209.30	223.98	24 octubre 2018; 07:00 horas

Nota: Elaboración propia.

De acuerdo con las pruebas de bondad de ajuste el modelo lluvia-escurrimiento es aceptable, sin embargo, la calibración se forzó más de lo normal, al permitir que los parámetros de Muskingum optimizados alcanzaran valores sin ninguna restricción, lo cual hizo ver que estos valores posiblemente no tengan una interpretación real dentro del modelo.

Por otro lado, es bien sabido que la calibración de los modelos depende en gran parte de la información hidrométrica, en ese sentido, la información de caudales aforados en la estación 11014 Acaponeta presentan un cierto grado de incertidumbre y en especial para el evento 2018 ya que no se ha actualizado la curva elevación-gasto en la estación desde el año 2003.

Derivado de lo anterior, es importante tomar el modelo con reserva y meramente académico.