



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

RIESGO HIDROLÓGICO EN CUENCAS CONTROLADAS.
CASO RÍO PAPALOAPAN

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
EDITH BONILLA LÓPEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. FRANCISCO JAVIER APARICIO MIJARES
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. NOVIEMBRE 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. Mejia Zermeño Roberto
Secretario: M.I. Gómez Martínez Juan Fco.
Vocal: Dr. Aparicio Mijares Francisco Javier
1^{er.} Suplente: M.I. Lafragua Contreras Jaqueline
2^{do.} Suplente: Dr. Alcocer Yamanaka Víctor Hugo

Lugar donde se realizó la tesis:

Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería UNAM
Campus Morelos.
Jiutepec, Morelos.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares

FIRMA

*El hidráulico ha de ser ante todo algo así
como un psicólogo del agua, un conocedor
profundo de su naturaleza. No es con violencia
como se pueden hurtar sus secretos,
sino con amor; con esa comprensión que se
deriva de una larga convivencia con ella.*

Enzo Levi

(1914-1993)

EL AGUA SEGÚN LA CIENCIA

Dedicatorias

Cada uno de los logros alcanzados a lo largo de esta etapa se los dedico a mi *familia*, quienes incondicionalmente me han brindado su apoyo, paciencia y amor. Por creer en mí y acompañarme en la realización de otro de mis sueños.

Por cada uno de sus consejos, regaños, palabras de aliento, desvelos y preocupaciones, por alentarme a ser una mejor persona cada día y por ser el mejor ejemplo a seguir...este trabajo se lo dedico a mis *padres*.

A mi *hermana* y *hermano*, para los que busco ser un buen ejemplo a seguir y sin darse cuenta me alientan a seguir adelante.

Agradecimientos

Aunque no existen palabras que puedan expresar correctamente mi agradecimiento...de nuevo le doy las gracias a mi *familia* por apoyarme y ser mi motivación durante esta etapa.

Le agradezco al *Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares* por permitirme trabajar bajo su tutela, por creer en mi capacidad y por los conocimientos compartidos a lo largo de la realización de este trabajo, así como durante su clase. Siempre contará con mi respeto y admiración.

A cada uno de los *profesores* que estuvieron al frente de mi formación académica durante la Maestría en el Campus Morelos les doy las gracias por compartir sus conocimientos, experiencias y consejos en el ámbito académico y profesional, además de la dedicación y paciencia que tuvieron no solo conmigo, sino con cada uno de mis compañeros.

Al personal administrativo del Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería UNAM Campus Morelos, en especial al *Dr. Ariosto Aguilar* y a la *Lic. Olga María Guzmán*, quienes siempre nos guiaron y acompañaron a lo largo de esta etapa con la mejor disposición, buscando mejores condiciones para nosotros los estudiantes.

Mi profundo agradecimiento a la *Universidad Nacional Autónoma de México* y al *CONACyT* por todo el apoyo brindado a lo largo de mis estudios de maestría, lo cual me permitió mejorar a nivel profesional y personal.

A mi segunda familia...mis *amigos*. No solo a ustedes, quienes siempre han estado presentes en mi vida a lo largo de los años y a pesar de la distancia, sino también a todos aquellos con los que compartí esta etapa llena de alegrías, desvelos, risas, stress, llantos, clases, trabajos, temblores, spinning...a quienes me soportaron de buenas y malas. En especial a ustedes: Oscar, Marvin, Eduardo, Cristy, Mariana, Tere, Omar, Carlos, Olga, Héctor, Javier, Mirce, Joyce...muchas gracias por estar a mi lado siempre.

No solo a ellos, sino a cada una de las personas que se cruzaron por mi camino y me acompañaron a lo largo de este viaje...*GRACIAS!*

Contenido

1.	Introducción	1
1.1.	Problemática.....	5
1.2.	Objetivo	7
1.3.	Justificación.....	7
2.	Estado del Arte.....	8
3.	Revisión de conceptos	16
3.1.	Conceptos básicos de probabilidad	16
3.2.	Funciones de distribución univariadas	20
3.3.	Funciones de distribución bivariadas	23
3.3.1.	Diferentes funciones de distribución bivariadas.	26
4.	Metodología	29
4.1.	Análisis de los hidrogramas máximos anuales.....	30
4.2.	Análisis de frecuencias bivariado (Q, V).....	31
4.3.	Parametrización de hidrogramas	33
4.4.	Análisis de elevaciones en vasos	35
4.5.	Tránsito de avenidas en vasos	35
4.6.	Análisis de frecuencias en redes de ríos.....	38
4.7.	Análisis de riesgo hidrológico	39
5.	Aplicación al caso de estudio: Cuenca río Papalaoapan	42
5.1.	Descripción general.....	42
5.1.1.	Hidrografía.....	47
5.1.2.	Obras hidráulicas.....	48

5.1.2.1.	Presa Miguel Alemán Valdez “El Temascal”	48
5.1.2.2.	Presa Miguel de la Madrid “Cerro de Oro”	51
5.1.2.3.	Canal Pescaditos	54
5.1.3.	Situación actual de la cuenca	54
5.1.4.	Información hidrométrica	56
5.2.	Obtención de las funciones de distribución marginales.....	59
5.3.	Análisis de frecuencias bivariado (Q, V).....	62
5.4.	Parametrización de hidrogramas de entrada al vaso conjunto	64
5.5.	Análisis de elevaciones en vaso conjunto.....	67
5.6.	Tránsito de avenidas en vaso conjunto.....	69
5.7.	Análisis de frecuencias bivariado en redes de ríos	71
5.8.	Análisis de riesgo hidrológico	74
6.	Resultados	78
6.1.	Validación del valor de gasto crítico.....	86
6.1.1.	Modelación hidrodinámica	87
6.1.1.	Calibración del modelo utilizando Percepción Remota	87
6.1.2.	Evaluación del funcionamiento del modelo	87
6.1.3.	Aplicación del modelo hidrodinámico.....	88
6.1.4.	Validación del análisis probabilístico del riesgo hidrológico	100
7.	Conclusiones.....	103
8.	Bibliografía	106

1. Introducción

La ubicación de los asentamientos humanos y algunas actividades económicas aguas abajo de las presas aunado a la creciente presencia de fenómenos hidrometeorológicos de gran magnitud han propiciado la necesidad de evaluar los riesgos a los que se encuentra esta zona.

Por lo general, el término riesgo se relaciona con el grado de seguridad al que se encuentra una estructura analizando las condiciones de diseño. Diferentes aspectos se analizan al diseñar una estructura hidráulica, basados en estudios hidrológicos previamente realizados, ciertas condiciones climatológicas, hidrológicas e información obtenida con sistemas de medición disponibles en su momento (Kwon & Moon, 2005). A lo largo de la vida útil de la estructura, estas condiciones se modifican provocando que el valor de riesgo sea diferente, inclusive mayor. Por otro lado, el desarrollo poblacional, económico y la propia presencia de la presa generan la ocupación de las zonas ribereñas aguas abajo, limitando las posibilidades de descargas de su vertedor a niveles exentos de riesgo. Además de las limitaciones en la capacidad real del río aguas abajo, entra en juego la variable de la elevación de la superficie del agua en el embalse al momento de presentarse una avenida, que en general será diferente del Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO).

El riesgo hidrológico se origina con la conjunción de la vulnerabilidad de la zona, la severidad de los fenómenos meteorológicos extremos y la exposición a ellos (Skakun, Kussul, Shelestov, & Kussul, 2013); a lo largo de la historia se han presentado casos en los que las precipitaciones ocasionadas por fenómenos meteorológicos generan escurrimientos que son incapaces de ser contenidos por el cauce, provocando problemas de inundación en las zonas aledañas. Aunado a esto, el cauce podría contar con alguna estructura hidráulica, como puede ser una presa. Una de las posibles consecuencias de la presencia de descargas por la obra de excedencias de esta estructura sería que el escurrimiento que transita por el cauce incrementaría el nivel del agua, provocando incluso mayores problemas de desbordamiento en la planicie de inundación. Las descargas provenientes de la obra de excedencias están relacionadas con la elevación de la superficie libre del agua al instante de la entrada de una avenida al embalse, mientras la elevación sea menor el embalse será capaz de contener una avenida de mayor volumen. En lo anterior, la vulnerabilidad queda definida por la capacidad del cauce, la magnitud del escurrimiento se considera como la severidad del fenómeno y la exposición se ve reflejada en la ubicación de la zona de estudio. Esta es una de las razones por las que se vuelve necesario analizar el riesgo hidrológico al que se encuentra la zona aguas abajo de la presa.

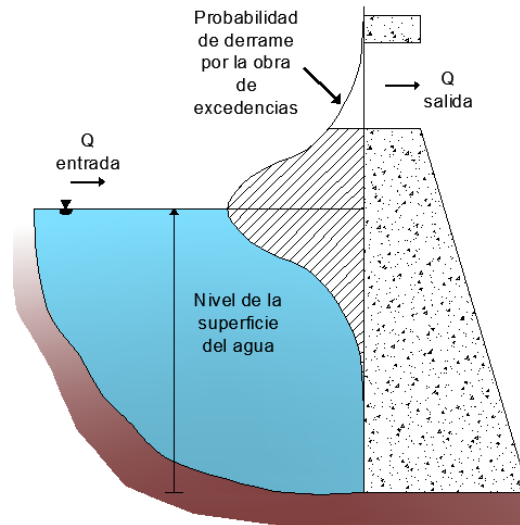


Ilustración 1.1. Análisis de riesgo hidrológico. Fuente: Adaptado de Kwon & Moon, 2005.

Aunque nuestro país cuenta con una amplia red hidrográfica, dos tercios del escurrimiento superficial observado se concentran en siete ríos. Uno de estos es el río Papaloapan, ubicado en la Región Hidrológico Administrativa X Golfo Centro (CONAGUA, 2012), cuya cuenca comprende parte de los estados de Veracruz, Oaxaca y Puebla. Las zonas aledañas a este río han sufrido problemas de inundaciones importantes en los últimos 40 años debido a fenómenos meteorológicos de gran magnitud, como lo fue la tormenta tropical Hermine, el huracán categoría III Karl y la depresión tropical Matthew, observadas en el año 2010.



Ilustración 1.2. Localización de la cuenca del río Papaloapan y sus subcuencas (Consejo de Desarrollo del Papaloapan, 2014)

Dentro de esta cuenca se ubican las presas Temascal y Cerro de Oro, las cuales están destinadas a la generación de energía eléctrica y al control de inundaciones. Una característica destacable de este sistema de presas es que los embalses trabajan en conjunto a partir de la elevación 58.00 m a través del canal Pescaditos (ver Ilustración 1.3). Además, a lo largo del cauce del río Papaloapan se cuenta con bordos de protección contra inundaciones en ambas márgenes.

Aguas abajo de la descarga de las presas confluyen las aportaciones del río Valle Nacional. Esta conjunción de escurrimientos ha provocado importantes inundaciones en la zona ya que el río Papaloapan no cuenta con capacidad suficiente para contener las avenidas. Se tiene registro de que a partir de gastos observados de 1,850 m³/s en la EH Papaloapan comienzan a registrarse problemas por inundación (De Luna, 2010) aguas abajo de la confluencia de los escurrimientos provenientes de la descarga de la presas y el río Valle Nacional.

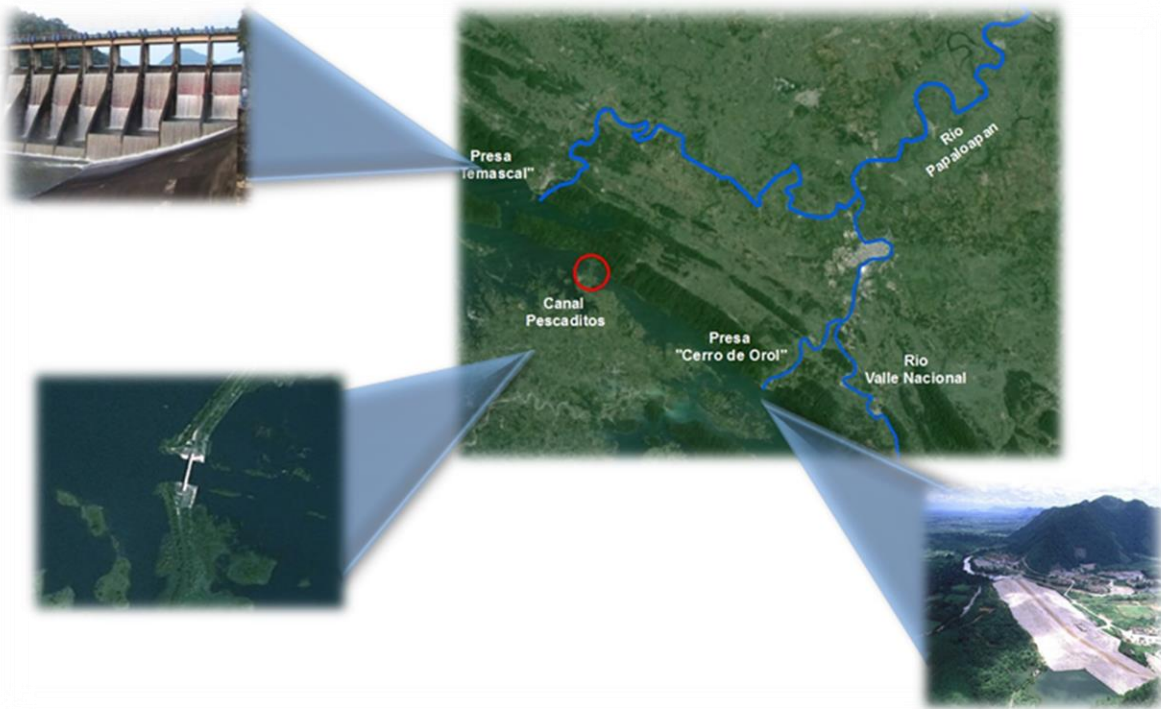


Ilustración 1.3. Esquema del sistema.

Existe una variedad muy amplia de metodologías para el análisis del riesgo hidrológico; diversas instituciones como la Oficina de Recuperación de Estados Unidos (USBR por sus siglas en inglés), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés) e investigadores alrededor del mundo, England (2011), Kuo (2007), Kwon (2005), Thompson (1997), entre otros, han planteado procedimientos para la cuantificación y evaluación del riesgo que difieren en los requerimientos de información,

sistemas de análisis de datos, capacidad de equipo de cómputo y la forma de presentar los resultados, ya sea en forma numérica o gráfica.

En este trabajo se propone una metodología para determinar el riesgo hidrológico en cuencas controladas con aplicación al caso del río Papaloapan. Se hace uso del análisis de frecuencias multivariado sobre los hidrogramas de entrada al embalse con el fin de obtener pares de valores gasto pico-volumen de avenidas para diferentes periodos de retorno, con los cuales se generan Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos (Aldama Á. A., 2000). Mediante el tránsito de avenidas en vasos, se obtienen las elevaciones máximas en el embalse y los respectivos gastos derramados para cada uno de los hidrogramas generados con la técnica de los HTH y los resultados del análisis multivariado partiendo de distintas elevaciones iniciales de la superficie libre del agua en el sistema de presas al momento de la simulación, caracterizadas mediante una función de probabilidad discreta empírica.

Para el caso de estudio se tiene la particularidad de que los gastos proveniente de la descarga de las presas se unen a los escurrimientos del río Valle Nacional justo en la formación del río Papaloapan, por lo que se debe de tomar la combinación más desfavorable de los hidrogramas observados en las corrientes individuales. Esto se analiza utilizando la metodología propuesta por Ramírez (1995), basada en el análisis de frecuencias bivariado para múltiples tributarios.

El riesgo hidrológico global se definirá como:

$$R_H = \sum Q_{ab} \cdot P(Q_{ab})$$

Ecuación 1.1

R_H Riesgo hidrológico

Q_{ab} Gasto pico de la avenida conjunto

P(Q_{ab}) Probabilidad de que se presente ese gasto relacionado con una elevación

de la superficie de agua en el embalse en un mes t con una posible confluencia con tributarios aguas abajo.

El riesgo hidrológico específico depende de la capacidad del cauce aguas abajo de la presa, expresada en función de un gasto crítico como sigue:

$$R_{He} = \begin{cases} R_{Hg}; & Q_{ab} > Q_{crítico} \\ 0; & \text{de otra manera} \end{cases}$$

Ecuación 1.2

Donde el gasto crítico es aquel valor a partir del cual los problemas por inundación comienzan a ser presentes en la planicie de inundación. Las funciones de riesgo que se obtengan serán de utilidad para futuras inversiones en el mantenimiento de la infraestructura hidráulica, tales como presas y bordos de protección y además permiten a las instituciones correspondientes crear programas de prevención o control de inundaciones y de regularización de asentamientos humanos. Además la metodología auxiliará en la toma de decisiones en la temporada de lluvias tomando en cuenta las descargas provenientes de las presas en conjunto con las aportaciones de tributarios presentes en la red hidrográfica.

1.1. Problemática

Debido a la reciente variabilidad que presentan las condiciones hidrológicas y climatológicas, la ubicación de asentamientos humanos en las márgenes de los ríos, así como la morfología dinámica de los ríos, es indispensable conocer las condiciones del funcionamiento de las presas para garantizar su óptimo funcionamiento y así salvaguardar el bienestar de la población que puede afectarse por dicho funcionamiento ante los posibles embates de fenómenos meteorológicos de gran magnitud. Por esta razón es importante tener en cuenta los posibles daños a los que se puedan ver sometidas las obras hidráulicas y conocer la probabilidad de ocurrencia de los eventos que ocasionan estos daños.

Al tratar el tema de riesgo hidrológico se incluyen los conceptos de vulnerabilidad, amenaza de fenómenos meteorológicos extremos, grado de exposición y estado de las obras hidráulicas, pérdidas económicas y de vidas humanas, así como los daños al medio ambiente. Ya sea para el diseño o revisión de una obra hidráulica, es necesario que estos conceptos sean evaluados debidamente para así saber los riesgos a los que estará expuesta y buscar acciones adecuadas para su mitigación.

La estructura hidráulica en la que se enfocará este trabajo es la presa, cuya cortina funciona como un obstáculo que permite el almacenamiento de una corriente de agua y cuyas funciones pueden ser aprovechamiento o defensa (Arreguin & Vega, 1992). Este tipo de obra puede presentar problemas por: desbordamiento, erosión, tubificación, debilitamiento de la cimentación, agrietamiento de la cortina e, infiltraciones, entre otras (Marengo Mogollón, 2011).

Es de gran importancia conocer el riesgo hidrológico al que se encuentran expuestas las zonas aguas abajo de las presas. Al presentarse un derrame, aguas abajo de la presa se pueden generar problemas de inundación, afectando a la población asentada en la zona y causando daños en cultivos, caminos y diversas actividades comerciales. Los principales daños por la inundación son: afectación a viviendas cercanas, daños a estructuras, azolve por arrastre de sedimentos y posibles pérdidas humanas. En este trabajo se analizarán los casos en que se produzcan derrames por la obra de excedencias, analizando la

probabilidad de que el nivel de agua sea tal que las poblaciones, zonas de cultivo o negocios aguas abajo se inunden, produciendo pérdidas humanas y económicas.

Debido a que en este estudio el interés se centra al inicio del río Papaloapan, se presenta la Ilustración 1.5 con un esquema completo de la cuenca del río Papaloapan, resaltando las aportaciones a las presas y la unión del río Valle Nacional con las descargas de las presas.

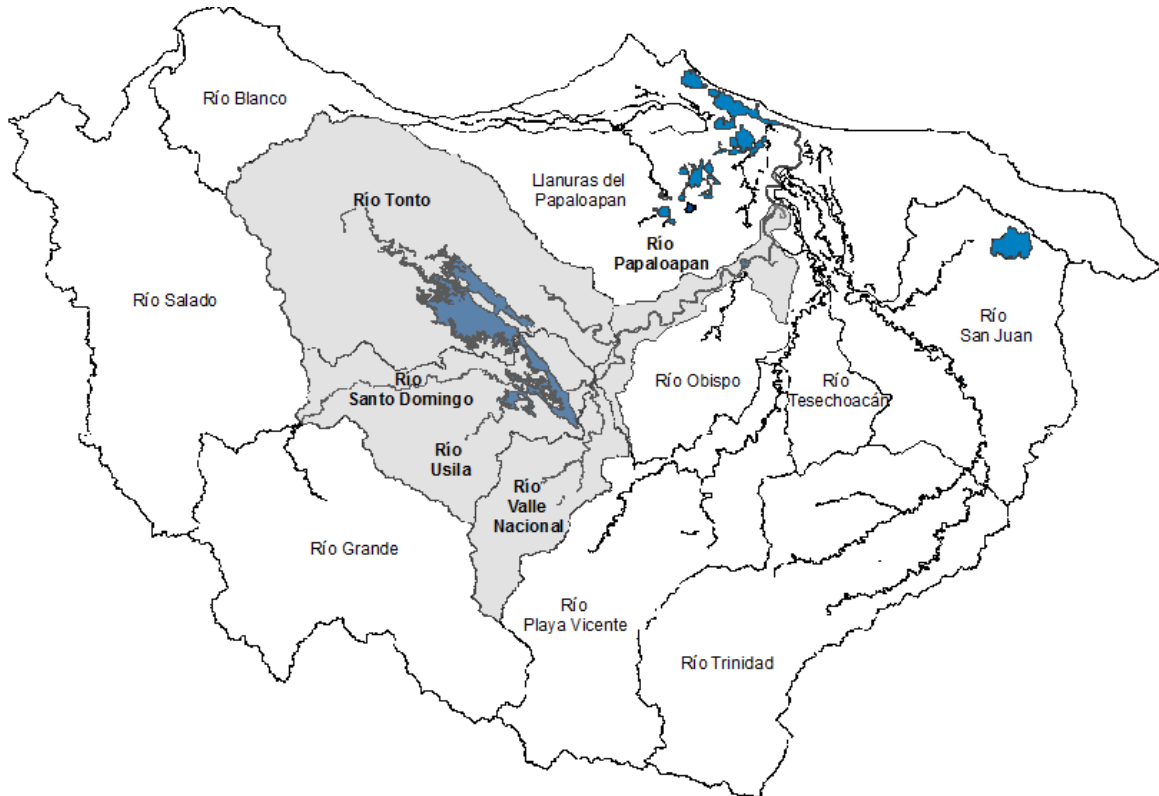


Ilustración 1.4. Esquema completo de la cuenca del Río Papaloapan.

Dentro de la cuenca se han construido presas, bordos o encauzamientos que han modificado la condición hidráulica del río Papaloapan. Además, la zona presenta problemas de azolvamiento debido a la deforestación y a la presencia de las presas, lo que también reduce la capacidad del cauce. Acerca del azolve, en la cuenca se producen al año 14 hm³ (IMTA, 1993). Además, se tiene registro de un gasto con valor crítico de 1,850 m³/s (De Luna, 2010) aguas abajo de la confluencia de los escurrimientos provenientes del río Valle Nacional y las descargas de las presas.

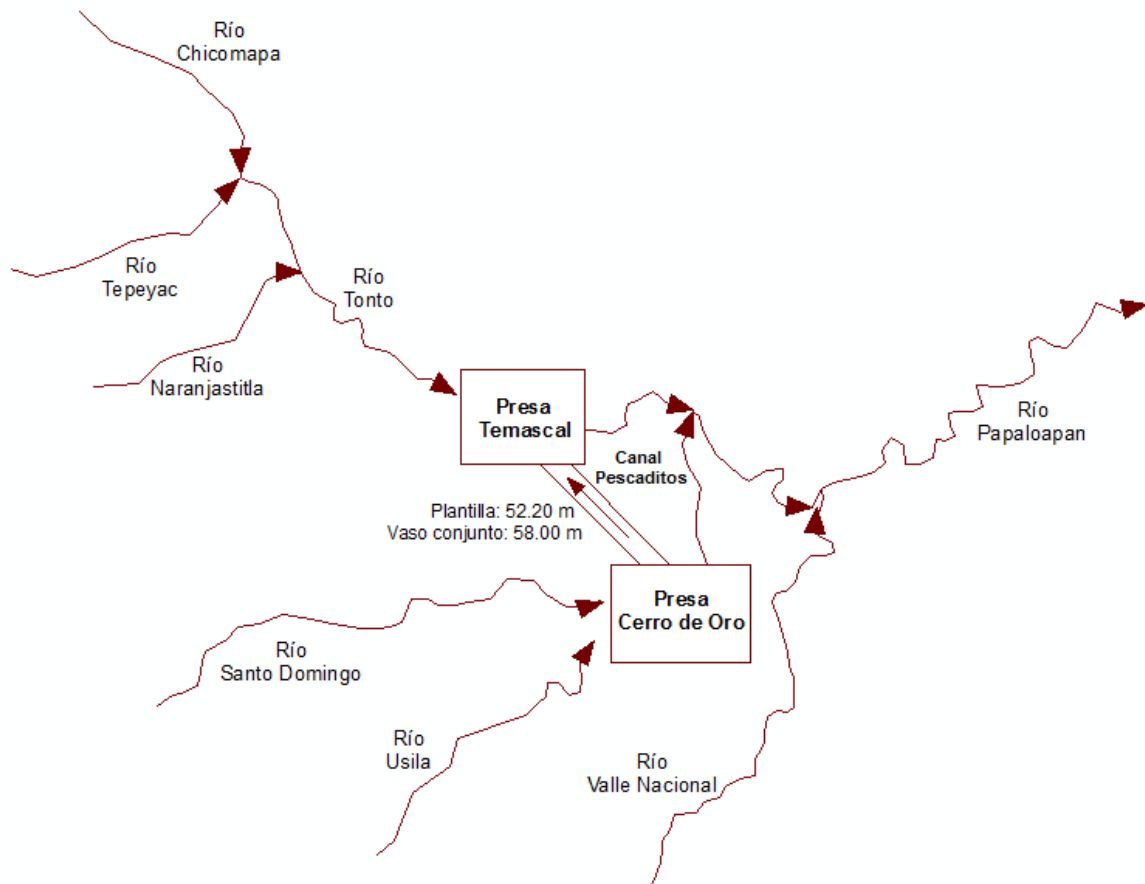


Ilustración 1.5. Esquema del sistema de presas Temascal-Cerro de Oro.

Diversos estudios se han llevado a cabo acerca de la problemática de la zona, algunos para definir zonas propensas a inundaciones (Instituto de Ingeniería UNAM, 2013), para optimizar la política de operación de las presas (De Luna, 2010) o para proponer obras de infraestructura que contengan los escurrimientos generados por eventos meteorológicos extremos (IMTA, 1993).

1.2. Objetivo

Desarrollar una metodología para evaluar el riesgo hidrológico en una cuenca controlada por una o más presas de control de avenidas y con población aguas abajo, aplicándola a la cuenca del río Papaloapan.

1.3. Justificación

Es de gran necesidad conocer el riesgo en el que se encuentran los asentamientos, cultivos y actividades económicas ubicadas aguas abajo de una presa existente al ocurrir un aumento en la elevación del nivel de agua en el embalse que produzca un derrame por la obra de excedencias.

Además, es importante analizar el impacto de un evento natural sobre la infraestructura hidráulica para estimar los posibles costos por los daños, así como la propuesta de acciones y políticas por parte de organizaciones o tomadores de decisiones, encaminadas a la mitigación del riesgo hidrológico. Las implicaciones de seguridad que conlleva este tipo de análisis permiten establecer las bases para una mejor operación de las presas, la revisión periódica del estado de las mismas y la garantía de que las poblaciones aguas abajo de la presa se encuentran dentro de límites de seguridad adecuados.

2. Estado del Arte

Los avances en la ingeniería cada vez son mayores y más recurrentes; algunos problemas que no podían solucionarse adecuadamente en el pasado se pueden enfrentar ahora utilizando tecnologías de reciente aparición. Tal es el caso del análisis de riesgos en presas, que con la ayuda de la instrumentación actual como las estaciones hidrométricas automáticas, se ha convertido en una herramienta adecuada y precisa.

Las diferencias entre la seguridad de una presa al momento del diseño y el análisis del riesgo hidrológico de una presa ya construida y en operación son significativas. En el diseño de una presa, se toma en cuenta una avenida de diseño y su tránsito se hace a partir del NAMO, considerando que no existen problemas de azolvamiento en el cauce agua abajo, lo cual disminuiría su capacidad, todo esto basado en estudios hidrológicos, también se consideran ciertas condiciones climatológicas, hidrológicas e información obtenida con sistemas de medición disponibles en su momento (Kwon & Moon, 2005).

Por otro lado, en el análisis de riesgo, se analizan las condiciones de una presa ya construida y en operación, en la cual las consideraciones para el diseño han ido variando con el paso del tiempo, ya sea por cambios climatológicos, modificación en la configuración de la cuenca e incluso la actualización de los equipos de medición. Adicionalmente, el desarrollo económico y poblacional y la propia presencia de la presa que regula los escurrimientos en el río hacen que se generen asentamientos humanos e infraestructura en las zonas que pueden tener riesgos significativos. Por esta razón, se debe revisar la situación de la presa bajo las nuevas condiciones.

Dentro las múltiples definiciones que se tienen actualmente sobre riesgo, se tomará para este estudio aquella que lo reconoce como la “medida de la probabilidad y severidad de un evento que tiene efectos adversos sobre la vida humana, la salud, la propiedad o el medio ambiente, siendo estimado mediante la combinación de las esperanzas matemáticas de los escenarios, probabilidades de ocurrencia y sus consecuencias” (de Membrillera et al., 2005).

La necesidad de aumentar la seguridad de los asentamientos y las actividades económicas ubicadas aguas abajo de una presa existente, así como optimizar la gestión de los recursos hídricos de la región por el incremento de los eventos meteorológicos

extremos, ha hecho del análisis del riesgo una herramienta para la toma de decisiones acerca de la seguridad de las presas ya construidas, así como para su protección ante los embates de los fenómenos meteorológicos de gran magnitud y la mitigación de riesgos por inundación.

A las acciones y políticas tomadas en función del riesgo hidrológico al que se encuentre sometida una zona se le conoce como manejo o gestión del riesgo. Este busca mitigar los daños ocasionados por los eventos que provocan los derrames de las presas y es llevado a cabo por las instituciones y autoridades competentes una vez conocido el riesgo. Algunas de las acciones consideradas por los organismos son el aumento de la capacidad de la obra de excedencias, elevación de la cortina, revisión de la operación y en el peor de los casos, cierre de la presa (USBR, 2009).

Tanto en el diseño como en la determinación del riesgo, el nivel inicial de la superficie del agua en el embalse es fundamental, ya que este determinará el nivel de la superficie máxima que alcanzará el agua; por lo regular para fines de diseño se considera el NAMO pero la presa en operación no siempre presenta este nivel, e incluso en ocasiones el embalse trabaja con un nivel dentro del volumen de superalmacenamiento (USBR, 2009).

El análisis de riesgo utiliza la información disponible (hidrometría, políticas de operación, censos, encuestas, geometría del cauce, etc) para cuantificar al riesgo al que se encontrarían sometidas las personas, propiedades o actividades aguas abajo de una presa en el caso de que se presentara algún evento que provocara derrames (Membrillera et al., 2005); además requiere del conocimiento de la estimación de las probabilidades de eventos hidrológicos extremos y de los posibles daños causados (Thompson, Stedinger, & Heath, 1997).

Una de las ventajas del análisis de riesgo es que se puede utilizar para estudiar sistemas de presas que trabajen en conjunto, hacer comparaciones entre los criterios utilizados internacionalmente en cuanto al riesgo en presas (Fluixá Sanmartín, 2012) y una vez con la información acerca de la respuesta de la presa a distintos eventos, se puede tener conocimiento sobre su estado y los organismos encargados pueden proponer diferentes acciones encaminadas a un mejor aprovechamiento.

Los principales problemas que se encuentran en el análisis de riesgo hidrológico son los enfoques paramétricos de variables hidrológicas aleatorias, un gran número de repeticiones es requerido para estimar las probabilidades de desbordamiento y se tiene la dificultad de conocer el nivel inicial de la superficie libre del agua al inicio de la simulación (Kwon & Moon, 2005). Lo anterior consiste en procesos probabilísticos complejos y requerimientos de información específica. Además de estos problemas, se llegan a encontrar incertidumbres en cuanto al conocimiento de las magnitudes de las avenidas, la operación de la presa y la descarga por el vertedor. Otro punto de especial atención es que la forma, magnitud y la frecuencia de una avenida puede variar, dependiendo de las consideraciones hechas sobre el volumen y el gasto pico (USBR, 2009).

En ocasiones los resultados del análisis de riesgo presentan valores de probabilidades que no coinciden con los rangos comunes debido a la elección de la función de distribución que siguen las diferentes variables analizadas, además pueden o no ajustarse correctamente a estas (Kwon & Moon, 2005).

Sobresalen dos enfoques para el análisis de riesgos: el enfoque *determinista* basado en la precipitación máxima probable que en ocasiones no resulta ser lo suficientemente estable y requiere información meteorológica histórica que no siempre está disponible y el enfoque *probabilístico* que incluye la distribución de probabilidad de tormentas que pueden provocar inundaciones y como su nombre lo indica requiere información de probabilidad de eventos extremos (Jery, Heath, & Thompson, 1996).

La estimación de avenidas extremas alrededor del mundo se ha basado en la utilización de técnicas las cuales ahora se complementan con técnicas fundamentadas en el riesgo para cerciorarse de la seguridad de presas. En Estados Unidos básicamente se llevan a cabo dos tipos de técnicas, las que utilizan un análisis de frecuencia de gastos picos y las que necesitan conocimiento de la avenida máxima probable. Las mencionadas en primer lugar son las requeridas cuando se trata de infraestructura pequeña, manejo de planicies de inundación o diseño de bordos; mientras que la avenida máxima probable se usa si las estructuras involucradas son grandes presas o centrales nucleares (England J. , 2011).

El USBR, a partir de 1995, comenzó a utilizar técnicas basadas en el riesgo para determinar el peligro hidrológico al que se encontraban las presas existentes como alternativa al uso de la avenida máxima probable, sin embargo este método no permite priorizar las modificaciones a la infraestructura ni estudiar los diferentes modos de falla (England J. , 2011).

En cuanto a la estimación de las avenidas extremas y sus probabilidades, el USBR ha desarrollado algunas metodologías encaminadas a la generación de curvas de riesgo hidrológico tomando en cuenta la elevación en el embalse con el valor del NAMO, a diferencia de estas, en este trabajo se desarrollará el análisis del riesgo hidrológico tomando en cuenta las elevaciones a las que se puede encontrar la superficie del agua en el embalse en cada uno de los meses del año. La información necesaria para aplicar estas metodologías es un análisis de frecuencias de avenidas y sus hidrogramas para ciertas probabilidades anuales de excedencia (England & Swain, 2008).

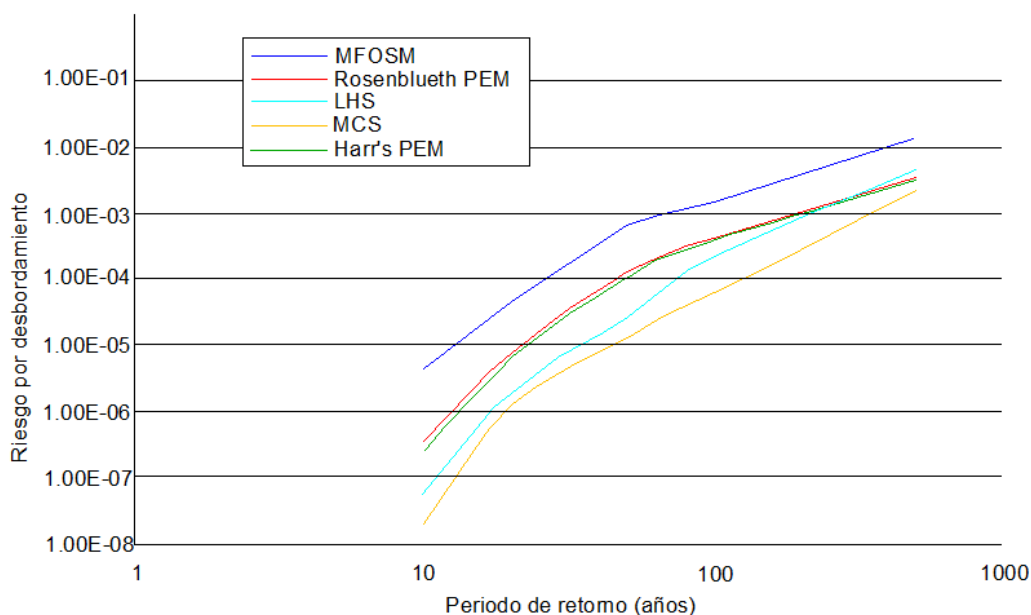


Ilustración 2.1. Ejemplo de curva de riesgo hidrológico según Kuo, Ye, Hsu y Kin (2007).

En la ilustración anterior, se muestran curvas de riesgo hidrológico elaboradas por Kun et al. (2007) para analizar el riesgo al presentarse el desbordamiento de una presa. Se grafican los valores del riesgo calculados a partir de una función de desbordamiento y tomando en cuenta el análisis de la incertidumbre de los parámetros incluidos. Para el análisis de incertidumbre elaborado por estos autores, se utilizaron los métodos de la Estimación del punto de Rosenblueth (PEM), Estimación del punto de Harr (PEM), Muestreo del Hipercubo Latino (LHS), Simulación de Monte Carlo (MCS) y el método del Valor Medio de Primer Orden del Segundo Momento (MFOSM).

Algunas curvas de riesgo hidrológico relacionan un gasto pico y volumen para ciertas duraciones con su probabilidad anual de excedencia. Para desarrollar las curvas de riesgo hidrológico es necesario contar con un registro adecuado que permita definir los límites de extrapolación para el análisis de frecuencia de avenidas. Los registros necesarios serán los de precipitación y escurrimiento, éstos tomados de las estaciones climatológicas e hidrométricas, incluyendo datos sobre el gasto pico y medio para ciertos periodos. Los límites de extrapolación se deben determinar evaluando la cantidad de registros, la homogeneidad entre las estaciones de la zona y su correlación (USBR, 2004).

Las metodologías utilizadas por el USBR se pueden dividir en dos grupos: las técnicas estadísticas basadas en gastos y las basadas en precipitación-escurrecimiento. Además del USBR, el USACE también cuenta con algunos procedimientos para el análisis de riesgo hidrológico, de los cuales algunos están basados en las técnicas del USBR; por mencionar algunos se tiene: extensión de curvas de frecuencia calibradas con información histórica, modelación hidrológica usando frecuencia de eventos de tormentas, etc. Los métodos empleados por el USBR para generar las curvas de riesgo hidrológico se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Métodos de análisis utilizados por el USBR. Fuente: Obtenido a partir de England, 2011.

Tipo	Método de análisis	Curva de riesgos presentada
Estadístico basado en el gasto	Análisis de frecuencia de avenidas con datos históricos	Frecuencia de avenidas.
	Método gráfico	
	EMA (Algoritmo de Momentos Esperados)	
	FLDFRQ3 (Software para análisis de frecuencias)	
	Escalamiento de hidrogramas y volúmenes	Hidrogramas y volúmenes, basados en frecuencias de avenidas.
Estadístico basado en precipitación y escurrimiento	GRADEX	Frecuencia de volúmenes, hidrogramas.
	Lluvia-Escurrecimiento Australiano	Frecuencia de avenidas e hidrogramas basado en frecuencias de precipitación y PMP (precipitación máxima probable).
	Modelación de lluvia-escurrecimiento basado en eventos estocásticos	Frecuencia de avenidas, hidrogramas, frecuencia de volúmenes, frecuencia de elevación del embalse.
	Avenida máxima probable	Hidrogramas de frecuencia de avenidas máximas probables.

Como se mencionó al principio de este apartado, el impacto a que está sometida una presa se considerará como la magnitud de la avenida, representada por la máxima elevación del nivel del agua en el embalse durante la misma. Esta elevación depende del nivel inicial del agua en el embalse, de su geometría y del periodo de retorno (Kuo, Yen, Hsu, & Kin, 2007). En esta referencia, los autores se refieren al riesgo hidrológico como:

$$P(OT|l, Q_T) = P[Z(l, Q_T) < 0] = P[H_C - H_{max}(l, Q_T) < 0] \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde

$P(OT|l, Q_T)$ Probabilidad de desbordamiento de la presa

Q_T Gasto pico

l Compuertas con mal funcionamiento

Z Función para evaluar desbordamiento

$$Z = R - L \text{ ó } \left(\frac{R}{L}\right) - 1 \text{ ó } \ln(R/L) \quad \text{Ecuación 2.2}$$

R Resistencia del sistema, representada por la elevación a partir de la cual se produce desbordamiento de la presa

L Carga al sistema, avenida de diseño

H_c Altura de la cresta

H_{max} Nivel máximo del agua durante la avenida

A partir de estas funciones, se realiza un análisis de la incertidumbre para determinar las características estadísticas de las variables del estudio. Los métodos más utilizados en el análisis de incertidumbre para modelos hidráulicos e hidrológicos son el método de la estimación puntual de Rosenblueth o Harr, simulaciones de Monte Carlo y muestreo del Hipercubo Latino. La elección de alguno de estos métodos va de la mano de la información disponible para la determinación de los parámetros en cada caso (Kuo, Yen, Hsu, & Kin, 2007).

Existen otros métodos que se encargan de transformar el nivel de la superficie del agua en probabilidad de desbordamiento. (Kwon & Moon, 2005). Esta metodología utiliza la simulación de Monte Carlo y la función queda expresada como sigue:

$$WS_1 + WS_2 + WS_3 > BT \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Dónde:

WS Niveles de la superficie del agua (inicial, en la avenida y por viento)

La probabilidad de desbordamiento tomando en cuenta lo anterior, queda:

$$P_T = P(W_{S_1} + W_{S_2} + W_{S_3} > \text{Elevación de la cresta}) \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$= \iiint_{BT}^{\infty} f(W_{S_1} + W_{S_2} + W_{S_3}) \cdot dW_{S_1} \cdot dW_{S_2} \cdot dW_{S_3}$$

Dónde:

$f(.)$ Función de distribución de probabilidad de cada variable

BT Elevación de la cresta

Siguiendo con esta metodología, se calibra un modelo de lluvia-escorrentamiento y se generan las variables hidrológicas utilizando el método de estimación de densidad no paramétricas de Kernel, las cuales se aplican al modelo para calcular gastos que son transformados a niveles de la superficie del agua a través del tránsito de avenidas. Las probabilidades de desbordamiento se calculan utilizando una función de riesgo (Kwon & Moon, 2005)

$$g_F = H_C - H_0 - h_F \quad \text{Ecuación 2.5}$$

h_F Incremento del nivel provocado por la avenida

H_C Altura de la cresta

H_0 Nivel del agua sin disturbios

Estos autores consideran como variables hidrológicas a la precipitación, nivel inicial del agua en el embalse, número de escurrimiento, tiempo de concentración y la constante de almacenamiento. Otra forma de expresar el riesgo hidrológico pero esta ocasión en el caso en que los escurrimientos no estén controlados por alguna obra hidráulica, en particular por una presa, es la siguiente (Aparicio F. J., 2008):

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \text{Ecuación 2.6}$$

T Periodo de retorno

n Vida útil de la presa en años

De acuerdo con el estado del arte anteriormente expuesto, hasta el momento no se encuentran disponibles metodologías que analicen el riesgo a partir de elevaciones de la superficie del agua que no sea el NAM o consideran lleno el embalse, suponiendo un desbordamiento por la cortina de la presa. Aunado a esto, a pesar de que existen técnicas para el análisis y cuantificación del riesgo hidrológico, en México algunas de ellas no han sido aplicadas por la complejidad de los requerimientos para su desarrollo y las distintas condiciones hidrológicas con las que cuenta nuestro país en comparación con los lugares donde se crearon estas metodologías.

Por lo tanto, es importante mencionar que este trabajo se enfocará en analizar el riesgo hidrológico considerando la probabilidad de que se presenten derrames por el vertedor de la presa y partiendo de una elevación diferente al NAMO, dada por los registros históricos. De acuerdo a esto, las metodologías revisadas en este apartado brindan solo una idea de cómo abordar el tema, ya que algunas remarcan la probabilidad de desbordamiento y no solo el derrame por el vertedor.

3. Revisión de conceptos

3.1. Conceptos básicos de probabilidad

Debido a que en hidrología se estudian diferentes fenómenos a través de la observación de variables aleatorias continuas, la teoría de la probabilidad resulta de gran utilidad (Yevjevich, 1997). Los principales procesos hidrológicos son variantes en tiempo y espacio y presentan un comportamiento estocástico, es decir, parcialmente aleatorio o determinista. Ejemplos de estos procesos son los eventos extremos, crecientes, sequías y series de tiempo de precipitación anual, entre otras (Chow, 1994).

Los fenómenos de la naturaleza comúnmente son representados a través de modelos matemáticos tomando en cuenta algunas consideraciones para idealizarlos y permitir su procesamiento. Este tipo de modelos pueden ser determinísticos o probabilísticos (Benjamin & Cornell, 1970). En el primero, un número define una variable independiente y una fórmula determina su valor; mientras que cuando se trata de un modelo probabilista, los valores de la variable independiente no se conocen, por lo que el comportamiento de la variable no puede ser predicho. Una desventaja de los modelos deterministas es que los distintos factores tomados en cuenta dentro de las formulaciones matemáticas pueden no ser los adecuados o que existan más, lo cual no describiría adecuadamente el fenómeno (Yevjevich, 1997).

Un concepto relacionado con la observación y análisis de los eventos que ocurren en la naturaleza es la incertidumbre debida al cambio constante en la naturaleza, el desconocimiento de las causas que provocan los fenómenos y la falta de información acerca de éstos. Debido a esto, no se puede definir con certeza la ocurrencia de cierto evento, por lo que solamente se conoce su probabilidad de ocurrencia.

Dentro de la teoría de la probabilidad es necesario definir los siguientes términos:

Experimento.

Acción a partir de la cual se obtiene un resultado. El resultado de un experimento puede ser de tipo determinista o aleatorio. (Escalante & Reyes, 2008).

Espacio muestral.

Conjunto de resultados posibles de un experimento (Benjamin & Cornell, 1970). Dependiendo del número de resultados que conformen el espacio muestral se definirá como finito o infinito, e independientemente de esta clasificación, si el número de elementos del espacio muestral es contable se caracteriza como discreto, de otra forma se le conoce como continuo (Aparicio, Gómez, & Patiño, 2010).

Evento (A).

Subconjunto del espacio muestral. Cada uno de los elementos conformadores del espacio muestral, relacionado únicamente con uno de los resultados del experimento.

Probabilidad P(A).

Si dentro de un espacio muestral, los eventos que lo conforman son mutuamente excluyentes, la probabilidad se define como el número de eventos con algún atributo entre el número total de eventos existentes en el espacio muestral. Lo anterior es una medida de la ocurrencia del evento en cuestión.

Si la muestra cuenta con n observaciones, dentro de las cuales n_A valores que se encuentren dentro de un intervalo de un evento A , la frecuencia relativa será n_A/n . Esta frecuencia se acercará más al valor de la probabilidad mientras mayor sea el tamaño de la muestra.

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{n_A}{n} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Axiomas de la teoría de probabilidad.

Un evento aleatorio A con una probabilidad $P(A)$ cuenta con las siguientes propiedades:

a) $0 \leq P(A) \leq 1$

El valor de la probabilidad de ocurra un evento A se encontrará entre 0 y 1.

b) $P(S) = 1$

La probabilidad de que se presente todo el conjunto de eventos del espacio muestral (S) es 1, ya que es la suma de las probabilidades individuales de todos los eventos que conforman el espacio muestral.

c) $P(A \cup B) = P(A) + P(B)$

Lo anterior se cumple si los eventos A y B son mutuamente excluyentes.

Independencia estadística.

Se presenta cuando dos eventos A y B no están relacionados uno con otro, la ocurrencia de uno no afecta la ocurrencia del otro. La independencia de los eventos se definirá como:

$$P(B|A) = P(B) \quad \text{Ecuación 3.2}$$

E implica que

$$P(A \cap B) = P(A)P(B) \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Ley de multiplicación de probabilidades.

Derivada del concepto anterior:

$$P(A \cap B) = P(A)P(B|A) \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde sí los eventos son independientes:

$$P(A \cap B) = P(A)P(B) \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Variable aleatoria.

Aquella variable numérica cuyo valor no se puede predecir con certidumbre. Se considera que X es una variable aleatoria de valores x cuando:

- Se lleva a cabo una función sobre los eventos del espacio muestral S .
- La probabilidad de que $X \leq x$ es igual a la probabilidad de que se cumpla que uno de los eventos simples w dentro del espacio muestral sea menor o igual que x .

$$P(X \leq x) = P\{w|X(w) \leq x\} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

De acuerdo a sus características, puede ser discreta o continua. Se representan con letra mayúscula X las variables aleatorias discretas, las cuales solamente pueden tomar un número infinito o finito contable de valores.

Por otro lado, las variables aleatorias continuas se representan también con la letra X y pueden tomar un número infinito pero no contable de valores, como es el caso de las variables utilizadas en hidrología.

Algunos ejemplos de variables aleatorias continuas son las descargas por ríos, el nivel de agua subterránea, humedad del aire, materia disuelta en agua subterránea, entre otras. El número de tormentas en un cierto intervalo de tiempo, número de días lluviosos por año, número de gastos picos arriba de una cierta descarga por año, etc., se consideran como

ejemplos de variables aleatorias discretas (Yevjevich, 1997). En hidrología, la mayoría de las variables empleadas en los análisis son del tipo continuas y asumen valores positivos.

Esperanza matemática

Conocida también como la media de una variable aleatoria X o la media de la distribución de probabilidad de X . De acuerdo a una función de densidad $f(x)$, la esperanza de la variable aleatoria continua X se define como:

$$\mu = E[X] = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Función de densidad de probabilidad.

En el caso de que se trate de una variable aleatoria continua X , su valor x tendrá una densidad de probabilidad tal que solo un intervalo definido de x contará con una probabilidad finita. La función de densidad de probabilidad (*f.d.p*) será entonces la repartición de las densidades de probabilidad por encima de algún valor x y se representa con $f(x)$. Debido a que la ocurrencia de eventos en diferentes intervalos es mutuamente excluyente, el área debajo de la función de densidad de probabilidad en un intervalo representa la probabilidad de que una variable aleatoria tome un valor en ese intervalo.

De lo anterior, se debe cumplir:

$$f(x) \geq 0 \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx = 1 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

En ocasiones, se da el caso de que la curva de densidad de probabilidad se sustituye por un histograma de frecuencias relativas o absolutas para algunos intervalos de clase.

Función de distribución de probabilidad

La función de distribución de probabilidad acumulada (*f.d.a*) de variables aleatorias continuas se define de la siguiente manera.

$$F(x) = P[X \leq x] = P[-\infty \leq X \leq x] = \int_{-\infty}^x f(x)dx \quad \text{Ecuación 3.10}$$

La relación entre la función de densidad y de distribución de probabilidad según el teorema fundamental del cálculo es la siguiente:

$$\frac{dF(x)}{dx} = f(x) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

$F(x)$ es la función que representa la probabilidad del evento donde la variable aleatoria continua toma cualquier valor igual o menor que x , tiene la característica de ser monótonamente no decreciente y sus valores van desde 0 hasta la unidad.

En la Ilustración 3.1 se observa la forma de la función de densidad y distribución de probabilidad.

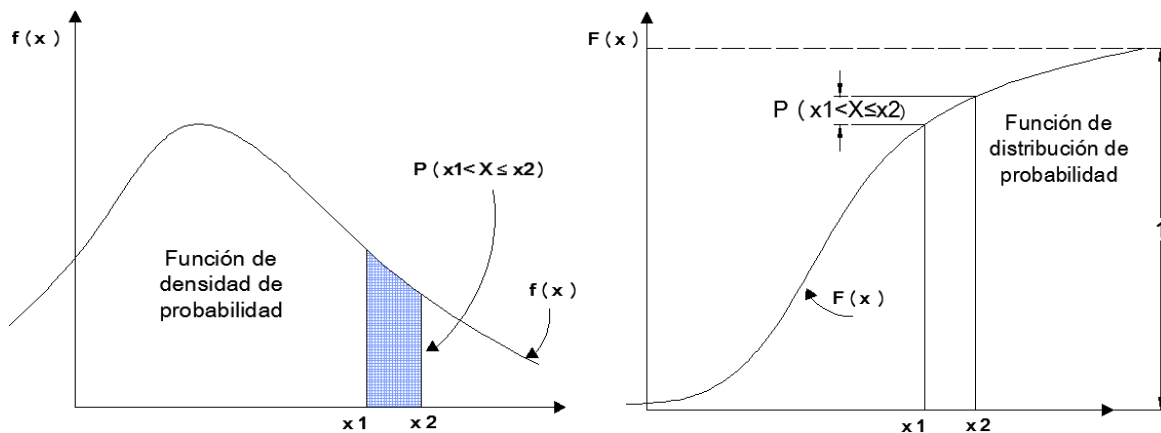


Ilustración 3.1. Representación de la función de densidad y distribución de probabilidad, tomada de Yevjevich (1997)

3.2. Funciones de distribución univariadas

Al representar la probabilidad de ocurrencia de las variables hidrológicas se recurre al ajuste a alguna función de distribución de probabilidad. Para realizar el ajuste de las funciones de distribución se requieren ciertos parámetros que definan sus características principales, como la localización, escala, forma, asimetría, entre otras. La variación de estos parámetros permite analizar el comportamiento de la función de distribución. Es conveniente mencionar que no todas las funciones de distribución reflejan el comportamiento de las variables aleatorias, como la precipitación y el escurrimiento.

Dos de los métodos más usuales para el cálculo de los parámetros de las distintas funciones de distribución son, momentos o máxima verosimilitud. Estos difieren en la

forma de calcular los parámetros característicos de cada función de probabilidad; en general se considera que el método de momentos tiene mayor aplicabilidad en los análisis hidrológicos (Chow, 1994).

Existe una clasificación de las funciones de distribución de acuerdo a ciertas consideraciones, desde el punto de vista estadístico y de las características físicas, las funciones pueden ser teóricas, semi-teóricas, empíricas o una combinación de ellas (Yevjevich, 1997).

Aunque la mayoría de las funciones de distribución son aplicables a las variables hidrológicas, existen algunas que a través de la experiencia han demostrado representar adecuadamente su comportamiento, como lo son la distribución normal, lognormal, gamma, exponencial y doble exponencial.

Las funciones de distribución de mayor aplicación en la hidrología han sido definidas, estudiadas y aplicadas por Gumbel (1958), Aldama y Ramírez Orozco (2000), Gómez, Aparicio y Patiño (2010), Haan (1977), Chow (1994), Yevjevich (1997), Escalante y Reyes (2008), entre otros autores y a continuación se mencionan sus principales características. Para ahondar en su aplicación se pueden consultar las referencias ya mencionadas.

Distribución Normal

También conocida con el nombre de Gaussiana o Gauss-Laplaciana, es una de las más utilizadas en hidrología debido a la estrecha relación con la experimentación y observación de fenómenos hidrológicos, los cuales tienen un comportamiento normalizado o aproximado a este. En el caso de que la variable no estuviera distribuida normalmente, se le puede aplicar el proceso de normalización.

En el campo de la hidrología la función de distribución normal es utilizada principalmente en el ajuste de frecuencias de distribución empíricas de variables aleatorias, como herramienta para el análisis de errores, permite realizar un comparativo entre otras funciones de distribución y tiene la ventaja de que debido al comportamiento normal o aproximadamente normal de las variables hidrológicas es posible aplicarse en inferencias estadísticas y en la generación de datos (Yevjevich, 1997).

Para la obtención de los parámetros característicos de esta función de distribución, se suelen aplicar los métodos de Momentos así como el de Máxima Verosimilitud. Para el caso de la función Normal coinciden que se estiman de la misma manera, tal como se puede corroborar en las referencias.

Distribución Lognormal 2 parámetros

Se trata de aquella distribución en la que los logaritmos de la variable x presentan una distribución normal. Debido a que los valores de x deben ser mayores que cero y esta

función presenta ventajas sobre la de distribución normal al minimizar la asimetría en el rango positivo de los datos provenientes de la observación de las variables hidrológicas.

Un ejemplo de fenómeno que se ajusta a esta función es la distribución de la conductividad hidráulica en un medio poroso y la distribución del tamaño de las gotas de lluvia (Chow, 1994).

Distribución Lognormal 3 parámetros

Los eventos que analiza pueden tener valores tanto negativos como positivos, presentando un mejor ajuste que otras funciones para valores extremos presentes en fenómenos hidrológicos debido a su asimetría. Las variables que siguen este tipo de distribución son la precipitación, diámetro de sedimentos, entre otros (Yevjevich, 1997).

Distribución Exponencial

La presencia de la precipitación es independiente del tiempo y su recurrencia en el tiempo, y puede ser representada a través de una distribución exponencial, o también llamada función exponencial negativa.

La ventaja de esta función es la facilidad para el cálculo de su parámetro característico a partir de la información de la serie de datos, además la función exponencial se adapta a análisis teóricos.

Distribución Exponencial 2 parámetros

Conocida también como distribución de Laplace, recibe el nombre por su representación gráfica, simétrica y parecida a las distribuciones exponenciales.

Distribución Gamma 2 parámetros

Las distribuciones Gamma, como su nombre lo indica, están basadas en la función Gamma. Este tipo de función resulta útil para variables hidrológicas asimétricas como la distribución de alturas de precipitación. Al tener cero como límite inferior, presenta la desventaja de limitar a valores superiores a cero (Chow, 1994).

Distribución Gamma 3 parámetros

Las funciones Gamma son aplicables en hidrología cuando se trata de las variables de precipitación mensual o máxima (Haan, 1977), gastos máximos y mínimos mensuales o anuales, entre otras (Martínez, 2002). Además, se ha demostrado que no existe diferencia significativa entre el ajuste de funciones Gamma y Lognormales de 3 parámetros contra funciones Gamma y Lognormales de 2 parámetros (Yevjevich, 1997).

Distribución Log Pearson III

Esta función generalmente utilizada para analizar inundaciones. Su aplicación en la hidrología es el ajuste a distribuciones de picos de avenidas máximas (Chow, 1994).

Distribución General de Valores Extremos

Variables relacionadas con eventos extremos como gastos mínimos o máximos anuales; se consideran como variables aleatorias y su distribución de probabilidad dependerá del tamaño de la muestra. Presentan una conexión entre los eventos extremos observados y los modelos que describirán las probabilidades de futuros eventos extremos (Haan, 1977).

Existen tres tipos de distribuciones de valores extremos estudiadas por Gumbel (1941), Frechet (1927), Weibull (1939) y Jenkinson (1955), las cuales provienen de una función General de Valores Extremos (Chow, 1994).

Distribución de Valores Extremos Tipo I (Gumbel)

Conocida también como Gumbel, distribución Fisher-Typpett tipo I o doble exponencial, ha sido utilizada para estudios de intensidad, duración y frecuencia de precipitación o escurrimientos máximos diarios (Haan, 1977). Además sus propiedades se han aplicado en el caso de análisis bivariados de gastos máximos (Escalante & Reyes, Ramírez, entre otros), así como para estimar la precipitación máxima probable.

Distribución Gumbel para dos poblaciones

Debido a los diferentes tipos de origen de la precipitación, fenómenos regionales o de naturaleza ciclónica, es necesario ajustar la función de distribución considerando las causas de los gastos máximos registrados. Se establece que las dos series de datos, generados por eventos ciclónicos o no ciclónicos, son mutuamente excluyentes, de tal forma que es posible aplicar la función de distribución Gumbel para dos poblaciones.

Por lo general, los parámetros de esta distribución se calculan como si fuera una función de distribución Gumbel.

3.3. Funciones de distribución bivariadas

Las funciones de distribución multivariadas tienen la particularidad de permitir el análisis del comportamiento de dos variables aleatorias que se presentan simultáneamente. Un ejemplo es el análisis de los escurrimientos de dos ríos que confluyen, buscando la probabilidad de que los gastos que circulan por ellos excedan cierto valor (Haan, 1977). La complejidad de las distribuciones multivariadas ha direccionado su aplicación a las distribuciones marginales de varias variables, basándose en la independencia estadística (Martínez, 2002).

De manera general, se mencionan a continuación los principios en los cuales se basan estas funciones de distribución. Si X y Y son variables aleatorias continuas, su función de densidad conjunta es $p_{X,Y}(x, y)$ y su función de distribución acumulada $P_{X,Y}(x, y)$. (Haan, 1977).

Las dos se relacionan de la siguiente manera:

$$p_{X,Y}(x, y) = \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} P_{X,Y}(x, y) \quad \text{Ecuación 3.12}$$

$$P_{X,Y}(x, y) = \text{prob}(X \leq x ; Y \leq y) \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Las propiedades principales de estas funciones son:

1) $P_{X,Y}(x, \infty)$ es una función de probabilidad univariada acumulada solo de X , es decir, la función de distribución marginal acumulada de X .

2) $P_{X,Y}(\infty, y)$ es una función de probabilidad univariada acumulada solo de Y , es decir, la función de distribución marginal acumulada de Y .

3)

$$P_{X,Y}(x, y) \geq 0 \quad \text{Ecuación 3.14}$$

4)

$$P_{X,Y}(\infty, \infty) = 1 \quad \text{Ecuación 3.15}$$

5)

$$P_{X,Y}(-\infty, y) = P_{X,Y}(x, -\infty) = 0 \quad \text{Ecuación 3.16}$$

En el análisis bivariado se requiere conocer las funciones marginales de cada una de las variables aleatorias a estudiar, las cuales no dependen una de la otra y se definen como sigue:

$$P_X(x) = P_{X,Y}(x, \infty) = \text{prob}(X \leq x \text{ y } Y \leq \infty) = \text{prob}(X \leq x) \quad \text{Ecuación 3.17}$$

$$P_Y(y) = P_{Y,X}(y, \infty) = \text{prob}(Y \leq y \text{ y } X \leq \infty) = \text{prob}(Y \leq y) \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Si las variables aleatorias estudiadas cumplen con el criterio de independencia entre ellas, su función de densidad de probabilidad será igual al producto de densidades marginales.

Así como en el análisis de frecuencia univariado, es necesario conocer el periodo de retorno, es decir, el número de años en que, en promedio y a la larga se presenta un evento (Aparicio F. J., 2008), pero en este caso se trata del periodo de retorno conjunto que representa el comportamiento de más de una variable aleatoria involucrada en un evento. El periodo de retorno conjunto a partir de la probabilidad de excedencia conjunta se define como:

$$T_{X,Y} = \frac{1}{P(x \geq X, y \geq Y)} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Siendo $P(x \geq X, y \geq Y)$ la probabilidad de no excedencia. La Ecuación 3.19 se puede expresar en función de las distribuciones marginales de las variables aleatorias (Aldama & Ramírez, 2000).

$$T_{X,Y} = \frac{1}{1 - F(x) - F(y) + F_{XY}(x, y)} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

$F(x), F(y)$ distribuciones marginales

$F_{XY}(x, y)$ distribución conjunta bivariada

$T_{X,Y}$ periodo de retorno conjunto

En la realidad, existirá una infinidad de pares de valores X, Y que satisfagan las condiciones dadas por el periodo de retorno conjunto. Una de las aplicaciones que se le ha dado a las funciones de distribución bivariadas en la hidrología es para el cálculo de los parámetros, gasto pico y volumen, de avenidas ocurridas en algunos cauces o para analizar la confluencia de dos ríos.

3.3.1. Diferentes funciones de distribución bivariadas.

Según Yevjevich (1997) las funciones de distribución bivariadas con mayor uso son la función Normal y Lognormal, las cuales se pueden expresar como se muestra a continuación.

Distribución Normal bivariada

Si ρ es el coeficiente de correlación del conjunto de variables (x, y) , la función de densidad de probabilidad normal bivariada es:

$$f(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)}\left[\frac{(x-\mu_x)^2}{\sigma_x^2} + \frac{(y-\mu_y)^2}{\sigma_y^2} - 2\rho\frac{(x-\mu_x)(y-\mu_y)}{\sigma_x\sigma_y}\right]\right\} = \frac{e^{-\frac{Q}{2(1-\rho^2)}}}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}}$$

Ecuación 3.21

En la que μ_x y σ_x son la media y la desviación estándar respectivamente, lo mismo aplica para la variable "y". Además, el parámetro Q representa a los términos contenidos entre los paréntesis.

Las distribuciones son las siguientes.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_x\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu_x)^2}{2\sigma_x^2}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

$$f(y) = \frac{1}{\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Distribución LogNormal bivariada

$$f(x, y) = \frac{1}{2\pi xy\sigma_n(x)\sigma_n(y)\sqrt{1-\rho_n^2}} e^{-\frac{Q_n}{2(1-\rho_n^2)}} \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Los parámetros $\sigma_n(x)$ y $\sigma_n(y)$ corresponderán a la media y desviación estándar de la aplicación del logaritmo a las variables x y y . Además, el subíndice n denota la aplicación de logaritmos.

Por otro lado, Ramírez (1995) menciona las siguientes distribuciones:

Función multivariada de valores extremos

Introducidas por Gumbel (1958) para analizar eventos hidrológicos extremos como los gastos máximos de un río. En este tipo de distribuciones bivariadas, las marginales correspondientes deben ser de alguno de los tres tipos existentes de distribuciones de valores extremos (Tipo I, II o III). Dentro de las cuales la Tipo III presenta mejor comportamiento con eventos de magnitudes mínimas, así como la Tipo I se acopla a la distribución de valores máximos, como gastos, precipitaciones y otros fenómenos meteorológicos (Aldama & Ramírez, 2000).

Para el caso de la utilización de una función multivariada de valores extremos, se debe cumplir con que las marginales correspondientes también sean de valores extremos Galambos (1978). Dentro de las funciones de valores extremos se consideran las del tipo diferenciable y no diferenciable, de las tipo diferenciable, destacan el modelo mixto y logístico, los cuales se definen a continuación.

Modelo mixto:

Ecuación 3.25

$$F(x, y) = F_x(x)F_y(y)\exp\left\{-\theta\left[\frac{1}{\ln F_x(x)} + \frac{1}{\ln F_y(y)}\right]^{-1}\right\}$$

$$0 \leq \theta \leq 1$$

$$\rho = \frac{6}{\pi^2} \left[\arccos \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \right]^2$$

Modelo logístico:

Ecuación 3.26

$$F(x, y) = \exp\left(-\left\{[-\ln F_x(x)]^m + [-\ln F_y(y)]^m\right\}^{\frac{1}{m}}\right)$$

$$\rho = 1 - \frac{1}{m^2}$$

$$m \geq 1$$

En la Ecuación 3.25 y 2.26, los parámetros θ y m son de asociación; si las variables son independientes entre sí, $\theta = 0$ y $m = 1$. Por el contrario, si el valor de θ es 1 y m tiende a infinito, las variables resultan ser dependientes entre sí.

De acuerdo a la aplicación de los modelos anteriores en diferentes estudios (Marengo, Morales & Aldama, 2012) se ha notado que el modelo que más se acopla al análisis de frecuencias es el logístico ya que presenta una mayor flexibilidad.

El modelo logístico propuesto por Gumbel tiene la forma siguiente para el caso bivariado:

$$F(x, y) = \exp\left(-\left(\exp\left(-m\frac{x-u_x}{\alpha_x}\right) + \exp\left(-m\frac{y-u_y}{\alpha_y}\right)\right)^{\frac{1}{m}}\right) \quad \text{Ecuación 3.27}$$

Donde u y α son los parámetros de ubicación y escala de las variables aleatorias. La función de densidad es:

$$f(x, y) = \frac{1}{\alpha_x \alpha_y} \exp\left(-m\frac{x-u_x}{\alpha_x}\right) \exp\left(-m\frac{y-u_y}{\alpha_y}\right) \left[\exp\left(-m\frac{x-u_x}{\alpha_x}\right) + \exp\left(-m\frac{y-u_y}{\alpha_y}\right) \right]^{\frac{1}{m}-2} \left\{ \exp\left(-m\frac{x-u_x}{\alpha_x}\right) + \exp\left(-m\frac{y-u_y}{\alpha_y}\right) \right\} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

4. Metodología

Este trabajo busca refinar los métodos existentes para el análisis del riesgo hidrológico tratados en la **sección 2** al tomar en cuenta la existencia de riesgo hidrológico a cualquier nivel de agua en el embalse y descargas por el vertedor. Se considera la existencia de una presa en operación sobre el cauce y se toman en cuenta la elevación de la superficie libre del agua en el embalse, relacionada con su probabilidad de ocurrencia en un cierto mes, la cual define si a la entrada de una avenida al embalse se producirán descargas por el vertedor de la presa; así como la capacidad del cauce aguas abajo, que determina si las descargas de las presas pueden ser contenidas o la posibilidad de provocar inundaciones, pérdida de vidas y afectaciones económicas en la zona. Por otro lado, esta metodología puede adaptarse al caso de que existiese otra aportación de escurrimiento aguas abajo de la presa por parte de un tributario.

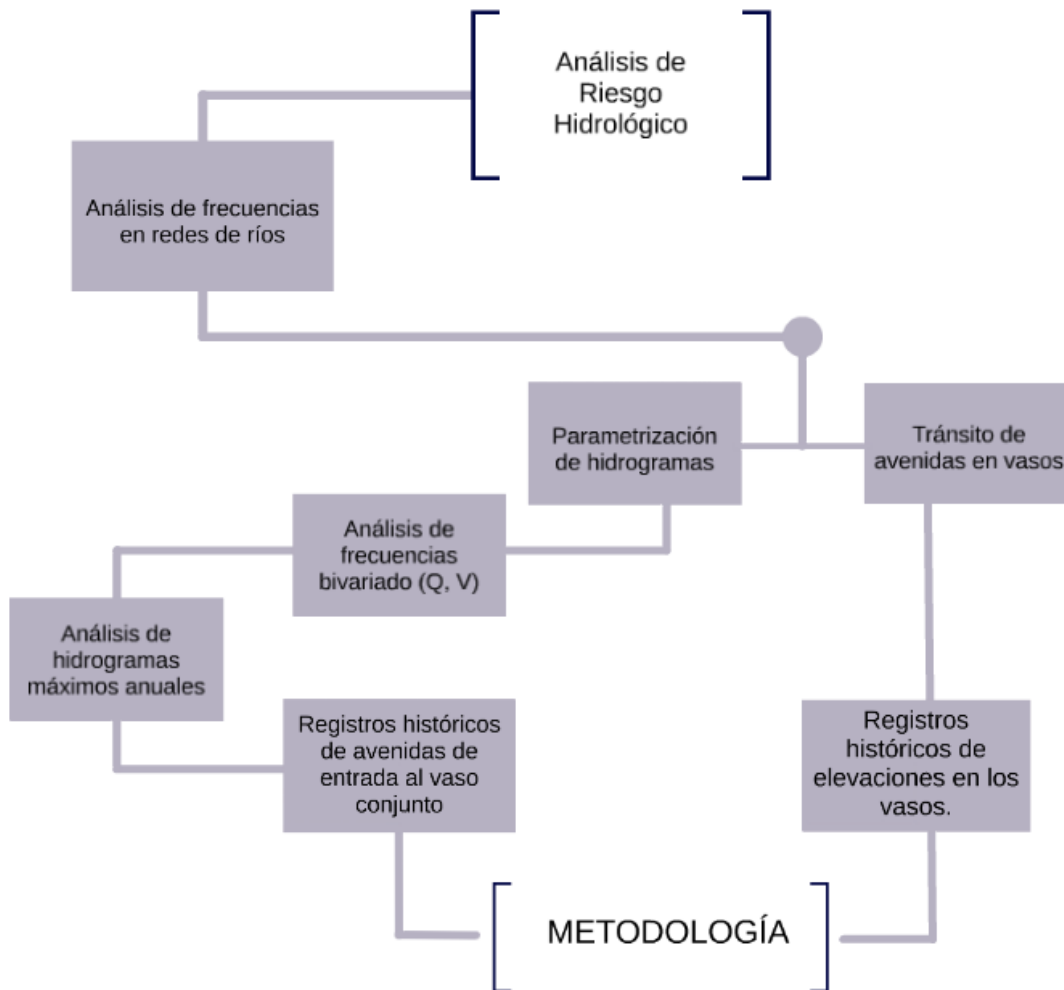


Ilustración 4.1. Diagrama de flujo de la metodología.

A continuación se presentan las actividades que conforman esta metodología.

4.1. Análisis de los hidrogramas máximos anuales

Algunos análisis hidrológicos están relacionados con variables aleatorias continuas como se mencionó en la **sección 2.1**, por lo que se les debe dar tratamiento probabilístico de acuerdo con sus características. Un ejemplo de variable aleatoria continua es el escurrimiento observado a lo largo de un año (Haan, 1977).

Se requiere un registro histórico de información hidrométrica para caracterizar los escurrimientos de entrada al embalse a analizar. Este registro debe contener datos instantáneos o, en su defecto, medios diarios, dependiendo de la disponibilidad de información. En el caso de contar únicamente con información sobre gastos medios diarios, se debe satisfacer la condición propuesta por Langbein (Campos, 1992), en la cual se relacionan los gastos medios diarios del día anterior y posterior al día en que sea desea conocer el gasto máximo para conocer su relación (Ilustración 4.2). Si la relación entre los gastos es cercana a la unidad, se considera adecuado utilizar la información de los escurrimientos medios diarios en lugar de los instantáneos, cumpliendo además con la condición de que el tamaño de la cuenca y la longitud del cauce sean grandes.

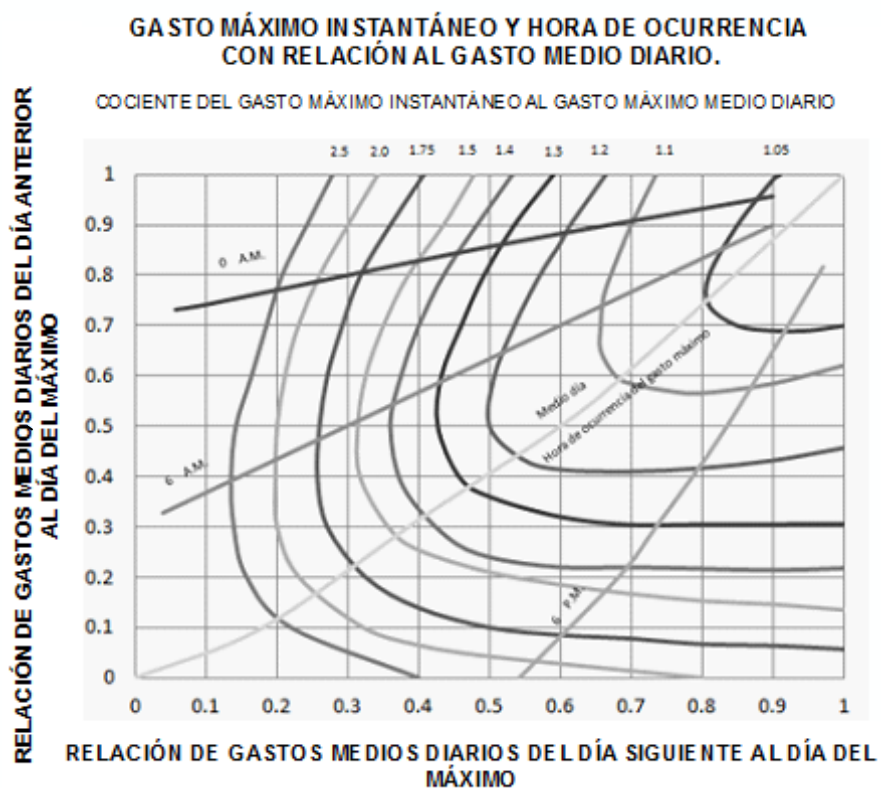


Ilustración 4.2. Gasto máximo instantáneo con relación al gasto medio diario (Tomado de Campos, 1992).

A partir de la información hidrométrica de cada uno de los años de registro, se obtienen los hidrogramas máximos anuales para definir sus parámetros característicos, gasto pico y volumen de la avenida.

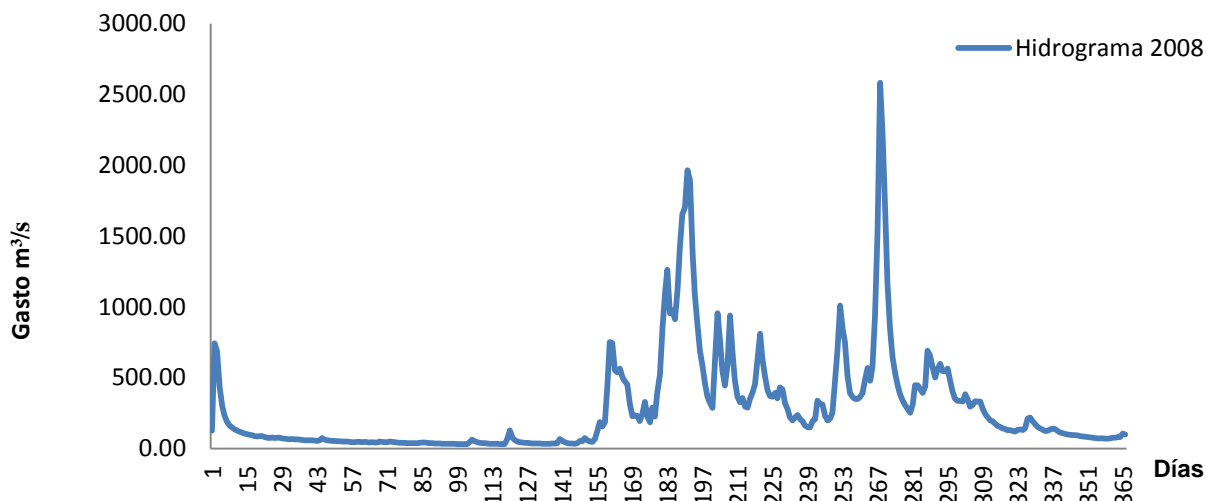


Ilustración 4.3. Ejemplo de hidrograma anual.

Además de las características del hidrograma antes mencionadas, se obtiene el gasto base utilizando uno de los diferentes métodos existentes: línea recta horizontal desde el inicio de la rama ascendente hasta cruzar con la curva de recesión, línea recta desde el inicio del hidrograma hasta la vertical del gasto pico y de este punto hacia la curva de recesión a N días, donde $N = 0.84 A^{0.18}$ y A es el área de la cuenca en km^2 , entre otros (Campos, 1992).

Si las características estadísticas de los registros de gastos base para cada uno de los hidrogramas máximos muestra que dichos gastos base son independientes entre sí, se utiliza el valor medio del gasto base como parámetro característico para los cálculos posteriores.

Para cada uno de los años de registro se buscan tanto los hidrogramas máximos anuales, es decir, con mayor gasto pico, así como aquellos que cuenten con mayor volumen con el fin de realizar una comparación para definir el hidrograma de mayor magnitud de entrada al embalse. El análisis anterior se debe a que la elevación máxima que puede alcanzar el agua en el vaso de una presa y el volumen de almacenamiento máximo presentan sensibilidad a las características de gasto pico y volumen de las avenidas de entrada (Aldama Á. A., 2000).

4.2. Análisis de frecuencias bivariado (Q, V)

Como se mencionó en el apartado anterior, cuando se estudian los escurrimientos de entrada a un embalse, se debe tomar en cuenta no sólo el parámetro del gasto pico de las

avenidas, sino también su volumen, ya que estas dos características definirán el funcionamiento del vaso.

Una manera de estudiar el comportamiento natural de un hidrograma con gasto pico Q y volumen V , es a través de análisis de frecuencias bivariado. En la **sección 3.3** se mencionaron las características y principales funciones de distribución bivariadas utilizadas en este tipo de análisis.

Para su aplicación, es necesario contar con un registro de gastos pico y volúmenes correspondientes a cada uno de los hidrogramas máximos anuales obtenidos de acuerdo a la sección anterior. Ramírez (1995) menciona que este registro debe ser de al menos 10 años para poder aplicar el análisis de frecuencias.

De acuerdo con análisis realizados por Raynal (1985) y Tiago de Oliveira (1982), la función de distribución que mejor se ajusta a los eventos de valores extremos por su flexibilidad es el modelo logístico de Gumbel mostrado en la Ecuación 3.26, misma que para su aplicación requiere de la obtención de las distribuciones marginales de ambas variables involucradas, en este caso gasto Q y volumen V , así como la obtención de parámetros a partir del análisis estadístico de los registros. En la **sección 3.3.1** se hace hincapié en el cálculo de las distribuciones marginales con el mismo tipo de distribución con la que se llevará a cabo el análisis bivariado.

En el caso del análisis de frecuencias multivariado, el concepto de periodo de retorno está en función de las múltiples variables que intervengan, por lo que se debe considerar el término de periodo de retorno conjunto para contemplar el comportamiento simultáneo de las variables aleatorias (Aldama & Ramírez, 2000). Para su estimación, se recurre a la Ecuación 3.20, conociendo previamente las distribuciones marginales y su correspondiente distribución bivariada. Con los valores de las distribuciones marginales y el parámetro de asociación, se obtienen las distribuciones bivariadas para los pares de datos (Q, V) , así como los respectivos periodos de retorno conjunto.

De manera inversa a la que a partir de las variables de gasto y volumen se obtuvieron los periodos de retorno conjunto, considerando ciertos periodos de retorno de interés, se pueden obtener los pares de valores que satisfagan la relación plasmada en la Ecuación 3.20. Existirá un número infinito de pares de valores (Q, V) que cumplan con la ecuación para un cierto periodo de retorno conjunto dado. Dentro de las posibles soluciones debe existir alguna que propicie la condición más desfavorable al momento del tránsito de avenida en el vaso, reflejándose en la máxima elevación de la superficie libre del agua en el embalse que en consecuencia provoque derrames máximos por la obra de excedencia.

Una vez elegidos los pares de valores (Q, V) , se procede a la construcción de los hidrogramas de entrada al embalse para los distintos periodos de retorno elegidos, utilizando la técnica de parametrización de hidrogramas, la cual se detalla en la sección siguiente.

4.3. Parametrización de hidrogramas

Es posible caracterizar un hidrograma a partir de sus parámetros principales: gasto pico Q , volumen V y tiempo pico t_p . Actualmente existen métodos que permiten la construcción del hidrograma completo, pero no todos logran representar un comportamiento realista de las avenidas. A continuación se resumen los principales procedimientos para la parametrización de los hidrogramas:

- **USSCS (United States Soil Conservation Service).** Se basa en la utilización de los parámetros del tiempo y gasto pico, y a pesar de ser uno de los más utilizados no toma en cuenta al volumen de escurrimiento.
- **Senoidales.** No preserva el volumen en la triada de parámetros (Q_p, t_p, V) . Sólo utiliza el gasto y tiempo pico. Por otro lado, al ser simétricos no muestran las características reales de las avenidas.
- **Pearson.** Utiliza la función Gamma con los parámetros del gasto base, gasto pico, tiempo pico y tiempo al centroide del hidrograma y además toma en cuenta el volumen de la avenida, pero su aplicación resulta tediosa.
- **Unitario triangular.** Se relaciona con las características de la cuenca, tiempo y gasto pico. No representa adecuadamente las características de los hidrogramas naturales.
- **Mayoración.** Aunque su aplicación es sencilla, imprime mayor importancia al gasto pico de la avenida y a partir de este se define el volumen (Ramírez, 2011).

De lo anterior resulta beneficioso el uso de otra de las técnicas propuesta por Aldama y Ramírez (2000) que define a los Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos con un volumen de escurrimiento constante, pudiendo ser de diferentes grados (1° , 3° , 5°) y añadiéndole la ventaja de ser fáciles de manejar. Se consideran como parámetros representativos de estos hidrogramas al gasto pico Q_p , volumen de escurrimiento directo V y tiempo pico t_p . Estos hidrogramas están dados por las expresiones siguientes:

$$Q_1(t; Q_p, t_p, t_b) = \begin{cases} Q_p \frac{t}{t_p}; t \in [0, t_p] \\ Q_p \left(1 - \frac{t - t_p}{t_b - t_p}\right) & ; t \in [t_p, t_b] \\ 0; t \in (-\infty, 0) \cup (t_b, \infty) \end{cases} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

$$Q_3(t; Q_p, t_p, t_b) = \begin{cases} Q_p \left[3 \left(\frac{t}{t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{t}{t_p} \right)^3 \right]; t \in [0, t_p] \\ Q_p \left[1 - 3 \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right)^2 + 2 \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right)^3 \right]; t \in [t_p, t_b] \\ 0; t \in (-\infty, 0) \cup (t_b, \infty) \end{cases} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

$$Q_5(t; Q_p, t_p, t_b) = \begin{cases} Q_p \left[10 \left(\frac{t}{t_p} \right)^3 - 15 \left(\frac{t}{t_p} \right)^4 + 6 \left(\frac{t}{t_p} \right)^5 \right]; t \in [0, t_p] \\ Q_p \left[1 - 10 \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right)^3 + 15 \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right)^4 - 6 \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right)^5 \right]; t \in [t_p, t_b] \\ 0; t \in (-\infty, 0) \cup (t_b, \infty) \end{cases} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

$$V_{2n+1} = \frac{Q_p t_b}{2} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

$$t_b = 2 \frac{V}{Q_p} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Donde V es el volumen del hidrograma, Q_p es el gasto pico, t_b y t_p es el tiempo base y pico respectivamente, además se satisface para todo $n = 1, 2, \dots$

Cuando se trata del primer orden, resulta que el Hidrograma Triparamétrico Hermitiano coincide con el Hidrograma Unitario Triangular. Otra característica de estos hidrogramas es que si cuentan con el mismo gasto pico y tiempo base, poseerán el mismo volumen. Además si no se cuenta con información hidrométrica histórica de la zona de estudio se recomienda la utilización del Hidrograma Triparamétrico Hermitiano de tercer orden (Aldama & Ramírez, 2000).

4.4. Análisis de elevaciones en vasos

Uno de los enfoques para la obtención de las probabilidades a partir de la observación de eventos, debido a que no siempre son conocidas, es la aproximación mediante el cálculo de las frecuencias relativas de los diferentes eventos observados (Yevjevich, 1997).

A lo largo de una serie de observaciones, es común localizar algunas regularidades. Si durante un periodo de N días se desarrolla un evento a lo largo de m días, siendo $m < N$, se presenta una relación m/N , la expresión anterior es la frecuencia relativa de ese evento. Si las condicionantes de los eventos permanecen y N tiende a infinito, la relación m/N es la probabilidad de ocurrencia del evento.

Además de analizar la ocurrencia de las avenidas, en este trabajo se propone la revisión de los registros históricos de la elevación de la superficie del agua en el embalse, definiendo para cada mes la frecuencia relativa de elevaciones, la cual representa la probabilidad de que las diferentes marcas de clase de elevación de la superficie libre del agua en el embalse se presenten en determinado mes. Esto representa, en términos estadísticos, la política de operación del embalse.

4.5. Tránsito de avenidas en vasos

Este proceso se refiere al análisis del comportamiento de una avenida de entrada a un embalse, donde en términos generales, se acepta que la velocidad de la avenida de entrada será baja y la superficie libre del agua se mantiene horizontal. Los embalses pueden estar controlados. En este caso al variar la posición de las compuertas la elevación de la superficie del agua cambia incrementando o disminuyendo el almacenamiento hasta regresar a una nueva elevación de equilibrio en el embalse; el gasto de salida por la obra de excedencias estará en función también de la elevación (Chow, 1994). Se satisface la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

Donde

I gasto de entrada al vaso

O gasto de salida del vaso

$\frac{dV}{dt}$ variación del volumen almacenado en el tiempo

La aplicación de este procedimiento busca conocer la evolución de los niveles en el vaso y gasto de salida por la obra de excedencias, para analizar si al presentarse una avenida,

no se pondrán en peligro la estructura, bienes materiales o poblaciones aguas abajo (Aparicio F. J., 2008).

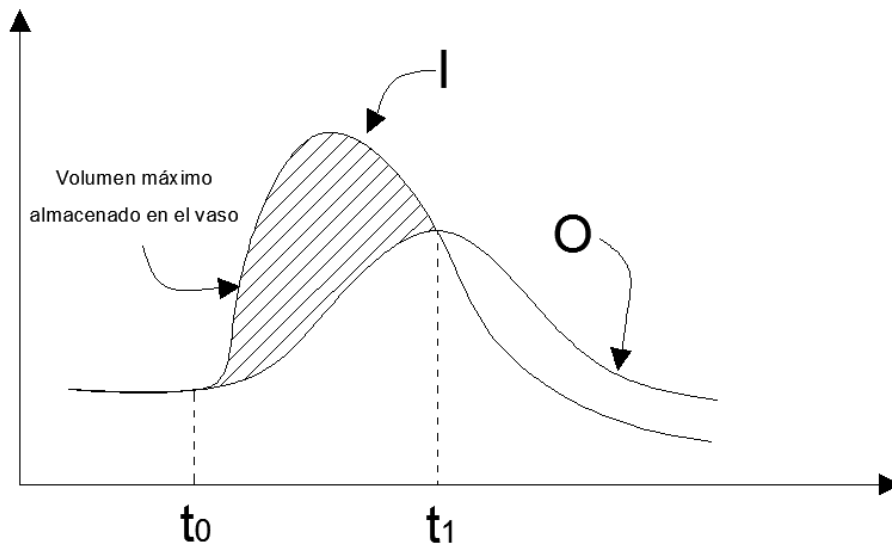


Ilustración 4.4. Hidrograma de entrada y salida en tránsito de avenida en vaso, tomado de Aparicio (2008)

Se requiere contar con un hidrograma de entrada I , características de elevación-almacenamiento y elevación-descarga del vaso, geometría de la estructura de excedencias y, si ésta estuviera controlada, se necesita la política de operación de las compuertas.

Conociendo los hidrogramas de entrada al vaso generados como se menciona en la **sección 4.3** y la elevación a la que se encuentra la superficie libre del agua, se debe llevar a cabo el tránsito de las avenidas para cada uno de los periodos de retorno elegidos y para cada una de las elevaciones, con el fin de obtener la elevación que provoque la descarga máxima hacia aguas abajo de la presa.

Para efectuar el tránsito de avenidas se hará uso del software HEC-HMS (Hydrologic Modeling System por sus siglas en inglés) generado por el USACE. Para su utilización se debe contar con información detallada de la presa, como lo son las características generales de la cortina, datos del vertedor, tipo de estructuras de excedencias, curva elevación-almacenamiento, curva elevación-descarga, y si existe, la política de operación de las compuertas.

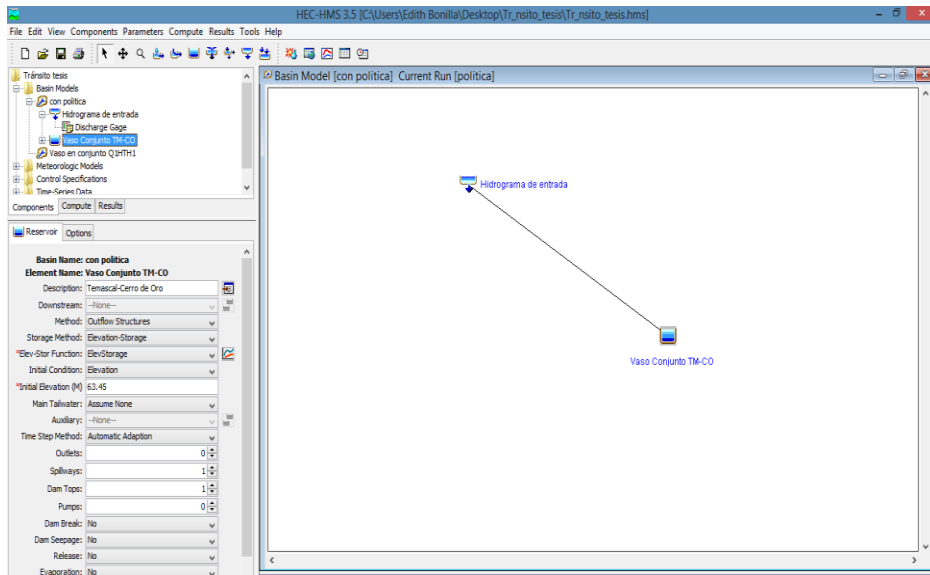


Ilustración 4.5. Interfaz del software HEC-HMS para el tránsito de avenidas.

Time-Series Results for Reservoir "Vaso Conjunto TM-CO"

Project: Tránsito tesis
Simulation Run: politica Reservoir: Vaso Conjunto TM-CO

Start of Run: 01ene2013, 00:00 Basin Model: con politica
End of Run: 11ene2013, 16:00 Meteorologic Model: Precipitación
Compute Time: 18nov2013, 22:24:35 Control Specifications: Q1

Date	Time	Inflow (M3/S)	Stor... (100...)	Elev... (M)	Outflow (M3/S)	Stage (M)
08ene2013	06:00	5074....	1279...	69.12	3158.821	69.61
08ene2013	07:00	4924....	1279...	69.13	3162.411	69.61
08ene2013	08:00	4776....	1280...	69.14	3165.727	69.61
08ene2013	09:00	4629....	1280...	69.14	3168.766	69.61
08ene2013	10:00	4483....	1281...	69.15	3171.525	69.61
08ene2013	11:00	4339....	1281...	69.16	3174.004	69.61
08ene2013	12:00	4197....	1282...	69.16	3176.201	69.61
08ene2013	13:00	4056....	1282...	69.17	3178.117	69.61
08ene2013	14:00	3917....	1282...	69.17	3179.753	69.61
08ene2013	15:00	3780....	1283...	69.18	3181.110	69.61
08ene2013	16:00	3645....	1283...	69.18	3182.191	69.61
08ene2013	17:00	3513....	1283...	69.18	3183.000	69.61
08ene2013	18:00	3382....	1283...	69.18	3183.539	69.61
08ene2013	19:00	3253....	1283...	69.18	3183.814	69.61
08ene2013	20:00	3127....	1283...	69.18	3183.828	69.61
08ene2013	21:00	3004....	1283...	69.18	3183.588	69.61
08ene2013	22:00	2883....	1283...	69.18	3183.099	69.61
08ene2013	23:00	2764....	1283...	69.18	3182.368	69.61
09ene2013	00:00	2648....	1283...	69.18	3181.401	69.61
09ene2013	01:00	2535....	1282...	69.17	3180.206	69.61
09ene2013	02:00	2425....	1282...	69.17	3178.790	69.61
09ene2013	03:00	2317....	1282...	69.17	3177.161	69.61
09ene2013	04:00	2213....	1282...	69.16	3175.327	69.61
09ene2013	05:00	2111....	1281...	69.16	3173.296	69.61
09ene2013	06:00	2012....	1281...	69.15	3171.078	69.61
09ene2013	07:00	1916....	1280...	69.14	3168.681	69.61
09ene2013	08:00	1824....	1280...	69.14	3166.114	69.61
09ene2013	09:00	1734....	1279...	69.13	3163.387	69.61

Ilustración 4.6. Ejemplo de tránsito de avenida utilizando HEC-HMS.

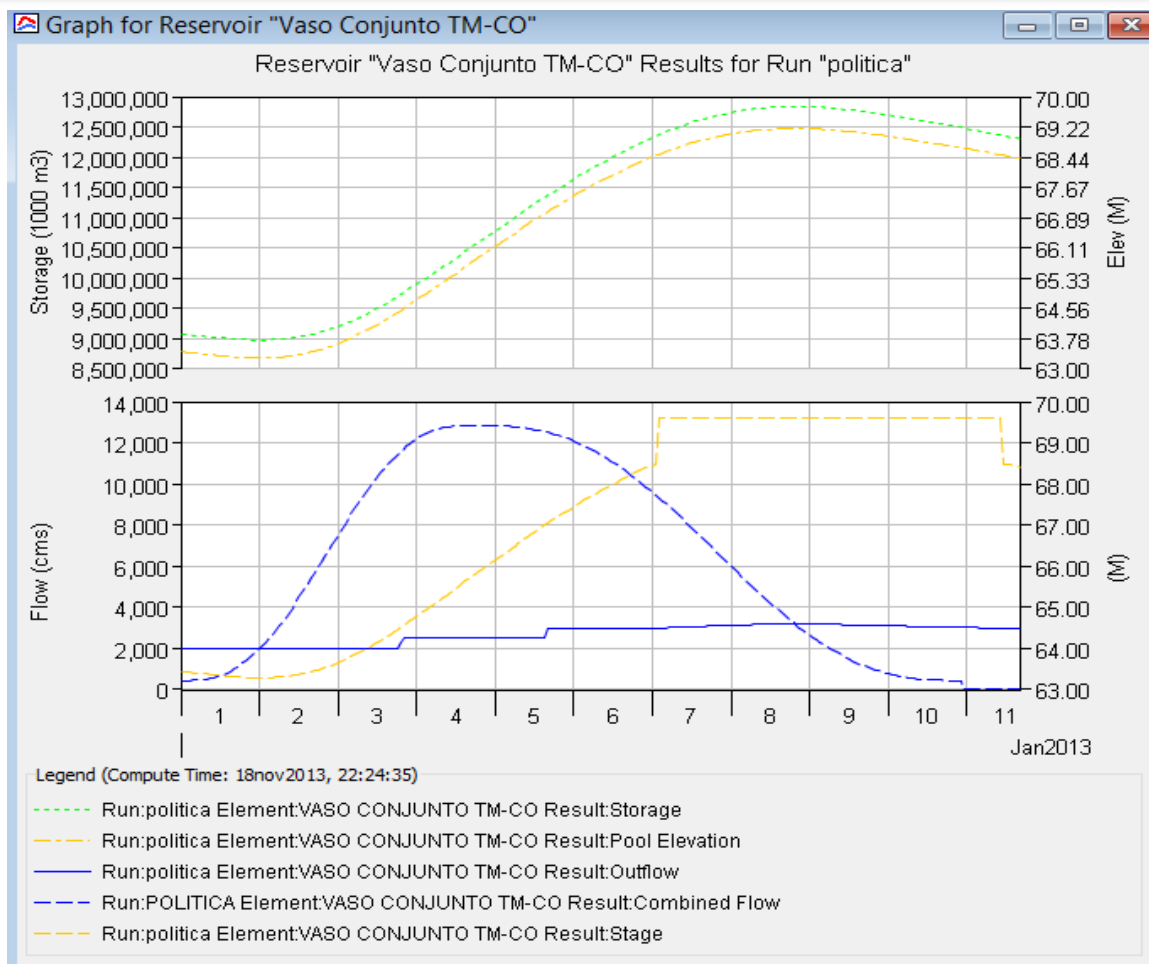


Ilustración 4.7. Ejemplo del tránsito de avenida utilizando HEC-HMS.

En la Ilustración 4.5, 3.6 y 3.7 se puede observar el procedimiento del tránsito de avenida obtenido para un hidrograma de entrada y un cierto periodo de retorno. En este caso la elevación al inicio de la simulación es requerida y a partir de los resultados se define el gasto máximo derramado por la obra de excedencias correspondiente.

4.6. Análisis de frecuencias en redes de ríos

Nuestro país cuenta con una compleja red hidrográfica, por lo que para diseñar obras sobre algún cauce es necesario definir si los escurrimientos provienen de un solo río o son producto de la conjunción de varios tributarios. En este último caso, para tomar en cuenta la combinación más desfavorable de los escurrimientos observados en los ríos que conforman un sistema de red de corrientes (Ramirez Orozco, 1995), se recurre al análisis de frecuencias multivariado visto en la **sección 3.3**, en el cual se relacionan los gastos observados en cada uno de los ríos confluyentes, tal como se observa en la Ilustración 4.8.

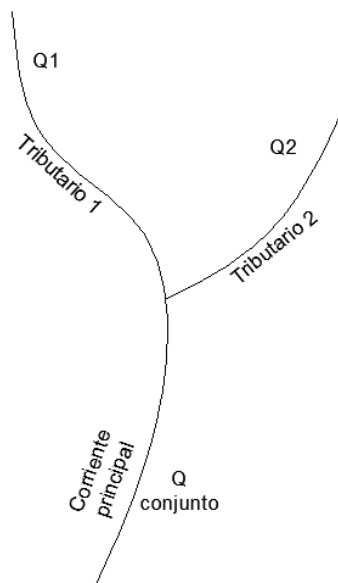


Ilustración 4.8. Red de corrientes.

La importancia que tiene el estudio de redes de ríos se debe a que el cauce aguas abajo de la confluencia de dos o más corrientes pudiera no contener los gastos conjuntos, provocando su desbordamiento y por consecuencia, problemas de inundaciones de las zonas aledañas.

El análisis de frecuencia multivariado es de gran ayuda para afrontar esta temática, en especial en el caso bivariado, el cual ya fue aplicado por Ramírez (1995). Para el caso de analizar la probabilidad de que el cauce presente desbordamientos, será necesario conocer el gasto conjunto de los tributarios que resulte mayor a un cierto gasto crítico a partir del cual se presenten problemas de inundación para un periodo de retorno conjunto.

Las consideraciones estadísticas para la aplicación del análisis de frecuencias multivariado fueron detalladas por Ramírez (1995) y los aspectos a utilizar en este trabajo se exponen en la **sección 3.3**.

4.7. Análisis de riesgo hidrológico

Ante la construcción de una estructura hidráulica, en especial una presa, en las cercanías se observa aumento poblacional y desarrollo económico; la ubicación de asentamientos humanos en las márgenes de los ríos aguas abajo de una presa, limitan en la práctica las descargas por el vertedor, considerando que el cauce aguas abajo podría no contar con la capacidad para contener los gastos descargados por la presa. Las consecuencias del desbordamiento del río debido al posible derrame por la obra de excedencias de una presa son principalmente pérdidas económicas y de vidas humanas en poblaciones ubicadas aguas abajo, lo cual le imprime mayor importancia a este tipo de análisis.

En este trabajo se definirá al riesgo hidrológico como la probabilidad de que se presente un gasto derramado por la obra de excedencias de una presa para cierto periodo de retorno y a su vez asociado a una cierta elevación de la superficie libre del agua en el embalse, siendo este gasto mayor que un cierto gasto crítico, lo cual resulta en inundaciones en las zonas ubicadas aguas abajo, en la cercanía de los márgenes del río.

De acuerdo con lo mencionado en la **sección 1.1**, el riesgo hidrológico involucra la vulnerabilidad de la zona a afectaciones por la presencia de algún evento. La vulnerabilidad estará definida por la capacidad del cauce para contener los escurrimientos provenientes de los derrames por la obra de excedencias de una presa o, en su caso los escurrimientos de la confluencia de los gastos de salida de una presa y algún tributario.

La capacidad del cauce se verá reflejada en un gasto crítico como el mencionado al principio de esta sección, a partir del cual se presentan daños por inundación en las zonas cercanas al río, además de que esta capacidad puede disminuir debido al azolvamiento provocado por la erosión, deforestación y la presencia de la misma presa. Todas estas características afectan el volumen y regularidad del flujo, incluso pueden modificar la trayectoria del río. Aunado a esto, el análisis de riesgo hidrológico puede estar relacionado no solo con la capacidad del cauce aguas abajo del derrame de una presa, sino también incluye la probabilidad de la elevación de la superficie libre del agua en el embalse al momento de entrada de una avenida, la cual se determina tal como se presentó en la **sección 4.4**.

Considerando la independendencia entre la presencia de las elevaciones del agua en el embalse y los gastos de entrada al embalse, la probabilidad de que se presente un gasto proveniente de la obra de excedencias de la presa observándose cierta elevación de la superficie del agua en el embalse en cierto mes del año es el producto de las probabilidades, como se muestra a continuación:

$$P(Q, V, E, t) = \frac{P_E}{T} = P(Q_p) \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Q *gasto pico de la avenida de entrada al embalse*

V *volumen de la avenida de entrada al embalse*

E *Elevación de la superficie del agua en el embalse*

t *mes de análisis*

P_E *probabilidad de que se presente esa elevación en el mes t*

$\frac{1}{T}$ *probabilidad de que se presente Q y V en un año cualquiera, siendo T el periodo de retorno*

$P(Q_p)$ probabilidad de que se presente gasto Q_p por la obra de excedencias en

un mes t , con un periodo de retorno T

En el caso de que el punto de análisis solo reciba escurrimiento proveniente de la presa, el análisis de riesgo se realiza comparando la probabilidad de Q_p con el gasto crítico del cauce aguas debajo de los escurrimientos de la presa. Si no fuera de esta manera, y existieran una o más corrientes que aportan escurrimiento al punto de estudio, se procede a la aplicación del análisis bivariado para múltiples tributarios, propuesto por Ramírez (1995) y planteado en la sección anterior. En este se toma en cuenta la combinación más desfavorable de los hidrogramas de las dos o más corrientes.

El riesgo hidrológico para una avenida específica j depende de la capacidad del cauce aguas abajo de la presa, relacionado con un gasto crítico. Su relación será expresada como sigue.

$$R_{He} = \begin{cases} P(Q_j); & Q_j > Q_{crítico} \\ 0; & Q_j < Q_{crítico} \end{cases} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

Q_j se refiere al gasto pico de la avenida específica; siendo Q_p o Q_{ab} ,

dependiendo si existen corrientes tributarias en el sistema.

El riesgo hidrológico global se definirá como la esperanza matemática de los gastos pico:

$$R_H = \sum Q_j \cdot P(Q_j) \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Donde

R_H Riesgo hidrológico global

Q_j Gasto pico de una avenida específica

$P(Q_j)$ Probabilidad de que se presente ese gasto relacionado con una elevación

de la superficie de agua en el embalse en un mes t y para un periodo de retorno T .

Los resultados del análisis de riesgo hidrológico se suelen presentar en forma de curvas de riesgo, las cuales relacionan por mes la elevación de la superficie libre del agua en el embalse con el respectivo riesgo hidrológico, para cada uno de los periodos de retorno de interés. Estas pueden ser utilizadas como una herramienta para la toma de decisiones

acerca de la seguridad de las presas ya construidas y en operación, así como también, permite la planeación de acciones encaminadas a la mitigación del riesgo por inundación aguas debajo de una presa, buscando la protección a la población asentada en la zona.

Una vez realizado el análisis del riesgo hidrológico se procede a hacer uso del llamado Manejo del riesgo, a través del cual se realiza la planeación de acciones y creación de políticas para la mitigación del riesgo. La aplicación de esta etapa le corresponderá a las diversas instituciones encargadas de la toma de decisiones de la región a estudiar.

5. Aplicación al caso de estudio: Cuenca río Papaloapan

5.1. Descripción general

Una de las principales cuencas que drenan al país es la cuenca del río Papaloapan. Ésta se encuentra ubicada en las coordenadas 16° 55' y 19°03' latitud norte y, 94°40' y 97°48' longitud oeste. (CONAGUA, 2012). La distribución del área total de la cuenca del río Papaloapan está de la siguiente manera: de los 46,517 km², el 51% le corresponden al estado de Oaxaca, el 37% a Veracruz y el 12% Puebla. (Ver Ilustración 5.1)



Ilustración 5.1. Conformación de la cuenca del río Papaloapan (Consejo de Desarrollo del Papaloapan, 2014).

Dentro de los 46,517 km² que conforman la cuenca, el 45% corresponden a terrenos planos y ondulados de la planicie costera, y el resto (55%) están constituidos por la zona montañosa y quebradas de las sierras, con excepción de los pequeños valles de la Cañada y la Mixteca, que apenas representan el 1% de la superficie total (Comisión del Papaloapan, 1976). En la ilustración siguiente se observan las elevaciones de las distintas zonas de la cuenca.

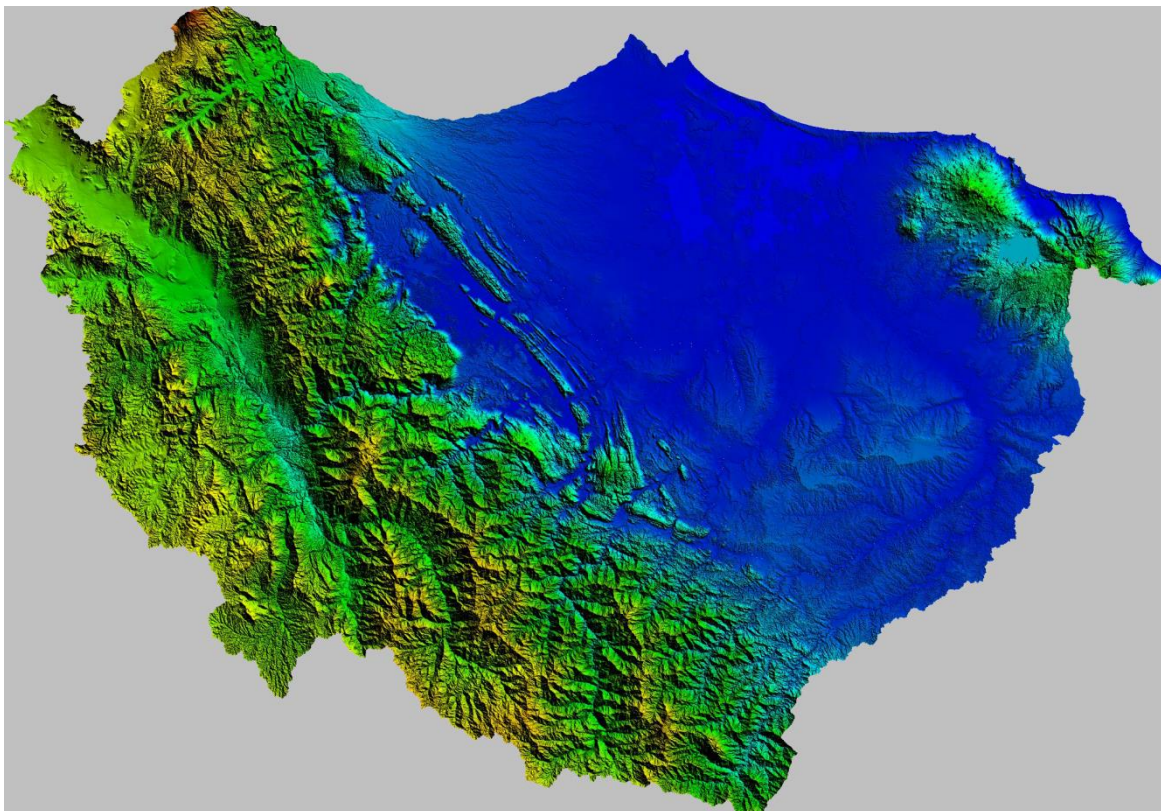


Ilustración 5.2. Modelo digital de elevación de la cuenca del río Papaloapan (INEGI, 2014).

Clasificando el tipo de terreno que se encuentra en la cuenca, se tienen aproximadamente:

- 2,300 km² de lagunas, ríos y pantanos
- 18,300 km² de la planicie con pendientes menores del 10%
- 10,600 km² de ladera (con pendiente entre 10% y 25%)
- 15,300 km² de montaña (con pendiente mayor a 25%)

La laguna de Alvarado representa la superficie de inundación costera más grande, aunque dentro de la superficie de esta cuenca se encuentran otras lagunas de no menor importancia, a ella son descargados un promedio de 47, 000 hm³ anuales. Esta región también se caracteriza por ser la segunda a nivel nacional en superficie de manglar, con 169.47 km² (Florescano & Ortiz, 2010). Las actividades económicas que se desarrollan en la región son la ganadería; agricultura con cultivos de caña, piña, café, arroz, frijol, chile verde, sandía, maíz, jitomate, coco, hule, mango, plátano y nanche, entre otros productos.

La cuenca del río Papaloapan se encuentra dentro de la Región Hidrológico Administrativa X-Golfo Centro, cuyas principales características se enumeran a continuación.

Tabla 5.1. Características de la Región Hidrológico Administrativa X (CONAGUA, 2012).

Región Hidrológico Administrativa X Golfo Centro	
Características	hm³/año
Precipitación media anual	162,751.00
Escorrentamiento medio anual	89,832.00
Recarga media anual	4,258.00
Evaporación	68,662.00
Infiltración	42,58.00
Usos del agua	
Agrícola	3,010.00
Abastecimiento público	714.00
Industria autoabastecida	725.00
Termoeléctrica	377.00
No consuntivos	3,258.00

La ubicación de esta zona propicia la presencia de sistemas tropicales durante el verano y extratropicales durante el invierno (López & Acevedo, 1995). Los primeros son los causantes de precipitaciones de grandes magnitudes durante el verano, presentándose en forma de depresiones, tormenta o huracanes tropicales.

La cuenca del río Papalaoapan posee un clima cálido sub-húmedo. Suele recibir ciertos tipos de masas de aire como las tropicales y las polares. Las primeras se producen por los vientos alisios, generan inestabilidad atmosférica y nubes de desarrollo vertical que resultan en depresiones, tormentas y ciclones. El segundo tipo de masa se caracteriza por aparecer en el semestre de secas. La precipitación media anual varía de 1,200 mm a 3,000 mm y su temperatura media se encuentra entre los 25 y 26°C, pero el rango se encuentra entre los 10° en invierno hasta los 40°C en primavera y verano, especialmente en las zonas cañeras y ganaderas (Gómezjara, 1998). Las lluvias de junio a septiembre propician la agricultura y aumentan el caudal de los ríos, arroyos y lagunas.

Las inundaciones observadas hasta el día (Tabla 5.2) de hoy generalmente producidas por sistemas tropicales convectivos como ondas tropicales cuyas lluvias se presentan de manera constante, con huracanes o tormentas con lluvias de corta duración pero de magnitud importante.

Tabla 5.2. Inundaciones importantes en la Cuenca del Río Papaloapan (BANDAS)

Año	Gasto (m ³ /s)				Superficie inundada (has)
	Papaloapan (Río Papaloapan)	Jacatepec (Río Valle Nacional)	Azueta (Río Tesechoacán)	Cuatotolapan (Río San Juan Evangelista)	
1944	11,000	ND	ND	ND	470,000
1958	6,825	1,748	975	925	195,000
1969	6,850	1,531	1,404	4,165	340,000
1975	4,630	1,478	1,952	1,907	162,000
1980	3,512	353	1,805	1,523	205,000
1981	5,275	715	1,738	1,264	210,000
2010	3,962	2,007	879	1,557	300,000

En la ilustración siguiente se presenta un ejemplo de las magnitudes de precipitación observadas en la cuenca del Papaloapan durante eventos meteorológicos en 2010, cuantificados en las estaciones señaladas.

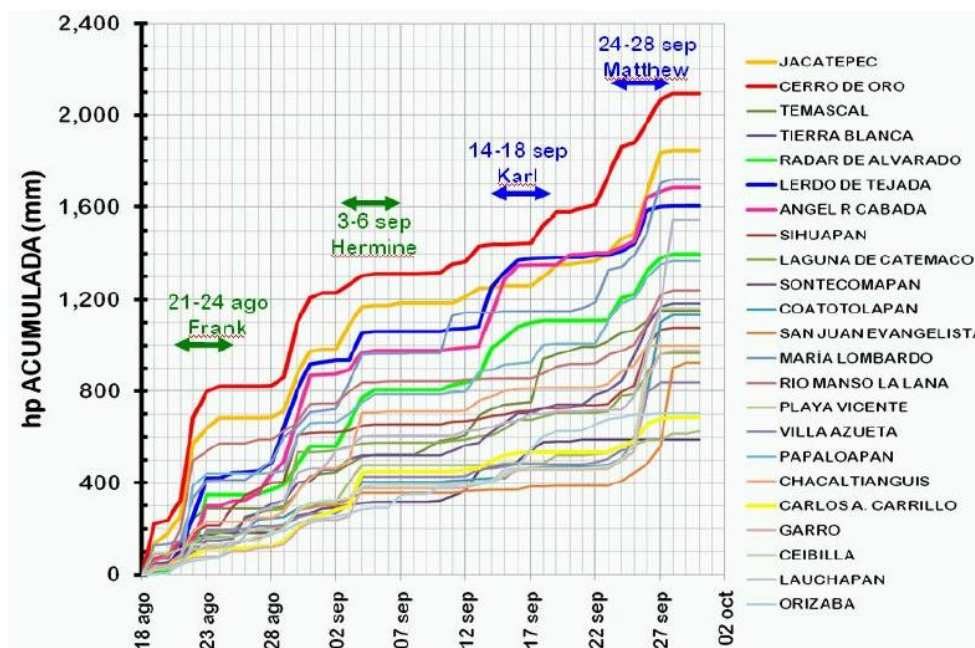


Ilustración 5.3. Precipitaciones acumuladas durante los eventos meteorológicos observados en 2010 en la Cuenca del Río Papaloapan (Instituto de Ingeniería UNAM., 2013).

En cuanto a los tipos de suelo que se encuentran por cada subcuenca se presenta la Ilustración 5.4 donde se aprecia el predominio de suelo tipo andosol, regosol, y feozem con una cobertura del 19%, seguidos del tipo vertisol (13%) y litosol (10%), entre otros.

guachinango, camarón azul, sierra, mojarra, atún aleta amarilla, pargo, angelito, zapatero. En dunas costeras, humedales y manglares hay nutrias, sapo común, lagarto, tilcampo, jicotea, tortuga, iguana, galambao, garza real, espátula o cuchareta, canate, aura, alcaraván, matraca, paloma de alas blancas, paloma rastrojera, murciélago vampiro, brazo fuerte, lajartijón, culebra corredora, pelícano blanco, halcón peregrino, tortuga blanca, pelícano café, pichichi o pijije, águila pescadora, gavilán caracolero, salamanquesa, tijereta, coco, cigüeña, zopilote o nopo, esmerejón, gaviota y mapache.

De acuerdo al uso de suelo, el 88.8% se ocupa para las actividades agrícolas (principalmente para la siembra de la caña de azúcar y de maíz). Del total de la superficie de la cuenca baja del Papaloapan, el 96% corresponde a asentamientos humanos, 4% para uso común (Gobierno del Estado de Veracruz, 2011).

5.1.1. Hidrografía

La cuenca del río Papaloapan recibe su nombre debido a que la conforma el río Papaloapan, éste es uno de los más importantes en el país después del sistema Grijalva-Usumacinta, además es uno de los siete ríos en los que transitan dos terceras partes del escurrimiento superficial del país. Su escurrimiento medio anual es aproximadamente de 44,662 hm³, aproximadamente el 12% del escurrimiento medio anual del país, y es transitado a lo largo de sus 354 km de longitud (CONAGUA, 2012).

Debido a que esta cuenca es drenada por doce diferentes corrientes de gran magnitud, comúnmente es dividida en subcuencas para su mejor análisis, como se aprecia en la Ilustración 1.4, los escurrimientos de las subcuencas Grande y Salado confluyen para formar el río Santo Domingo, el cual es controlado por la presa Cerro de Oro. Por otro lado, el río Tonto vierte hacia el vaso de la presa Temascal. Las descargas de estas dos presas, en conjunto con los escurrimientos provenientes del río Valle Nacional conforman al río Papaloapan.

La subcuenca del río Salado, que se origina en el valle poblano-oaxaqueño y la alta Mixteca es la más árida y deforestada del sistema fluvial, produciendo por esta razón más del 60% de los azolves que llegan al río Papaloapan y que desembocan en la zona lagunar de Alvarado además de otros afluentes. En Quiotepec se une al río Grande que proviene de la Sierra de Juárez y las estribaciones de la sierra oaxaqueña, formando entre los dos al río Santo Domingo. Cerca de la desembocadura, por la margen derecha, el río Papaloapan recibe las aportaciones de otros tres afluentes importantes: el río Obispo, Tesechoacán y el río San Juan Evangelista (Gómezjara, 1998).

El río Blanco descarga sus escurrimientos directo a la Laguna de Alvarado, mientras que parte del volumen generado en la subcuenca conocida con el nombre de Llanuras del Papaloapan aporta directamente al cauce principal. La Ilustración 1.4 también permite observar que los ríos Playa Vicente y Trinidad alimentan a los ríos Tesechoacán y San Juan respectivamente.

Este trabajo se centrará en los escurrimientos a través de la subcuenca del río Papaloapan, debido a que se analizarán los riesgos de que las descargas de las presas Temascal y Cerro de Oro en conjunto con los escurrimientos del río Valle Nacional (Ver Ilustración 1.3) sean tales que la capacidad del cauce del río Papaloapan no sea capaz de contenerlos.

5.1.2. Obras hidráulicas.

Como parte del programa de desarrollo integral de la cuenca del río Papaloapan, la Comisión del Papaloapan, en el periodo del 26 de febrero de 1947 al 4 de noviembre de 1986, realizó distintas obras, entre las que sobresale la presa Miguel Alemán, inaugurada en 1958, y en la década de los ochenta se construyó la presa Miguel de la Madrid.

La construcción de estas presas no solo ha modificado el régimen de escurrimiento en la cuenca, sino que ha propiciado el asentamiento de poblaciones cerca de las márgenes del río debido al desarrollo económico que representa la ubicación de la presa en el sitio. Además, la sola presencia de este tipo de obras hidráulicas le confiere características diferentes al comportamiento del escurrimiento y es una de las causas de que se presente azolvamiento aguas abajo de la estructura hidráulica, lo que disminuye la capacidad del cauce.

5.1.2.1. Presa Miguel Alemán Valdez “El Temascal”.

Esta presa está situada en la planicie costera del Golfo de México, a unos 40 km, aproximadamente, al noroeste de Ciudad Alemán en el municipio de San Miguel Soyaltepec, Oaxaca, sobre la corriente del río Tonto, uno de los tributarios del río Papaloapan. Sus coordenadas son 18° 13' 58.00" latitud norte y 96° 24' 45.00" longitud oeste.



Ilustración 5.5. Presa Miguel Alemán Valdez “El Temascal”

Sus propósitos son el control de avenidas, desarrollo de energía eléctrica, riego, navegación, retención de azolves y otros usos secundarios. Su construcción se desarrolló entre los años 1949-1955 por la Compañía Constructora El Águila S.A. y su diseño estuvo

a cargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Cuenta con una central hidroeléctrica operada por la Comisión Federal de Electricidad (CONAGUA, 2011).



Ilustración 5.6. Vista de la parte posterior de la obra de excedencias de la Presa "Temascal".

De manera general, la presa está formada por una cortina de roca con corazón impermeable, una obra de excedencias y 4 túneles de obra de desvío que son utilizados como obra de toma para la central hidroeléctrica ubicada al pie de la cortina. Tiene una altura de 76.00 m, 830.00 m de longitud de corona y un ancho de 10.00 m, así como una base de 350.00 m y un bordo libre de 3.50 m.



Ilustración 5.7. Cortina de la Presa "El Temascal".

El área de captación de esta presa es aproximadamente 3,286 km² y su almacenamiento máximo de 8,000 hm³. Esta presa cuenta con un escurrimiento anual máximo a lo largo de la cuenca del río Tonto de 11,402 millones de m³ y un registro de avenida máxima de entrada al vaso de 5,100 m³/s, estas cuantificadas en las diferentes estaciones hidrométricas ubicadas en los tributarios que alimentan al río Tonto (Tepeyac y Chicomapa) y a la entrada de la presa. El gasto de diseño fue de 13, 000 m³/s para un periodo de retorno de 10,000 años y cuenta con una capacidad máxima de descarga de 5,500 m³/s a lo largo de una longitud de cresta libre de 110.00m. En promedio, la extracción media anual es de 6,250 millones de m³, para generación de energía eléctrica

y además cuenta con un volumen para control de avenidas de 986.45 hm³ (CONAGUA, 2011).

En cuanto a la obra de excedencias, tiene una estructura de gravedad de 200m de longitud y 27 m de altura con 11 compuertas radiales de 4.63m de altura por 10.00m de ancho, cuya parte superior forma una cresta vertedora (ver Ilustración 5.8). El vertedor está dividido en 11 secciones de 10.0 0m cada una, separadas con pilas de 1.00m de espesor. La cresta vertedora se encuentra en dos elevaciones, en las 7 secciones centrales se encuentra a la elevación 56.60m, mientras que para los extremos está en 59.25 m. Las descargas por el vertedor son dirigidas a un tanque amortiguador que posteriormente son vertidas al cauce del río Tonto aguas abajo (CONAGUA, 2011).



Ilustración 5.8. Compuerta radial de la Presa "Temascal"

La central hidroeléctrica ubicada en la presa es alimentada a través de la obra de toma inferior, la cual consta de 4 túneles circulares de 8.25 m de diámetro y 425.00 m de longitud. Está compuesta por turbinas tipo Francis, las cuales fueron puestas en operación en 1959 y cuenta con una capacidad instalada de 184,000 KW.

En la Tabla 5.3 se presentan los niveles característicos de la presa y su volumen correspondiente.

Tabla 5.3. Niveles de la Presa "El Temascal"

Nivel	Elevación (m)	Volumen (hm³)
NAMO	71.29	9,105.54
NAME	69.29	8,119.09
NAMINO	46.99	1,220.90

De acuerdo al Censo de Población y Vivienda (INEGI, 2010), aguas abajo de esta presa se ubican los siguientes núcleos de población, Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Poblaciones ubicadas aguas debajo de la Presa “El Temascal”

Municipio	Población (hab)	Distancia a la presa (m)
Temascal	6,566	0.00
Nuevo Soyaltepec	599	10.00
Las Margaritas	1,925	22.30
Gabino Barreda	4,726	48.40
Otatitlán	5,250	56.50
Tlacojalpan	4,632	73.60
Chacaltianguis	4,133	91.00
Cosamaloapan	30,577	104.60
Carlos A. Carrillo	17,989	110.30

5.1.2.2. Presa Miguel de la Madrid “Cerro de Oro”.

La presa Cerro de Oro se construyó sobre el río Santo Domingo, en el municipio de San Lucas Ojitlán, con coordenadas geográficas de: 7° 59' 56.04" latitud norte y 96° 15' 47.16" longitud oeste, aguas abajo de su confluencia con el río Usila y cuenta con un área de captación de 14,038 km² (CONAGUA, 2011).



Ilustración 5.9. Construcción de la Presa Miguel de la Madrid “Cerro de Oro”.

Esta presa fue construida para generar energía eléctrica, controlar avenidas y el azolve que arrastra el río Santo Domingo, el cual representa el 60% del total que transporta el río Papalaoapan, así como recuperar 300,000 ha propensas a inundaciones en la parte baja de la cuenca y aprovecharlas para agricultura.



Ilustración 5.10. Vista superior de la Presa “Cerro de Oro”

Su construcción estuvo a cargo de la Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el año de 1988 con base en el diseño propuesto por la Secretaria de Recursos Hidráulicos. En conjunto con la presa Temascal aumenta la capacidad instalada en la planta hidroeléctrica a 33,400 KW.

La cortina es de materiales graduados con una altura de 70.00 m y 1,670.00 m de longitud, tiene un ancho de va desde los 400.00 m en la base a los 10.00m en la corona. Los niveles de la presa y sus volúmenes correspondientes se presentan en la Tabla 5.5 presentada a continuación.

Tabla 5.5. Niveles de la Presa “Cerro de Oro”

Nivel	Elevación (m)	Volumen (hm ³)
NAMO	72.80	3,547.16
NAME	67.65	2,599.51
NAMINO	55.00	959.32

La capacidad de almacenamiento de esta presa es de 4,000 hm³. La presa Cerro de Oro cuenta con un escurrimiento anual máximo de 10,181 hm³ y una avenida máxima registrada de 6,850 m³/s (CONAGUA, 2011). No cuenta con obra de toma ya que el

volumen de almacenamiento se comparte con la presa Temascal a través del canal Pescaditos para la producción de energía eléctrica.

Su obra de excedencias consta de un vertedor tipo Creager de 53.10m de longitud a una elevación de 57.60m, cuenta con 9 compuertas de dimensiones 5.90 x 15.20m y 5.90 x 12.58m. La descarga máxima total es de 6,000 m³/s.

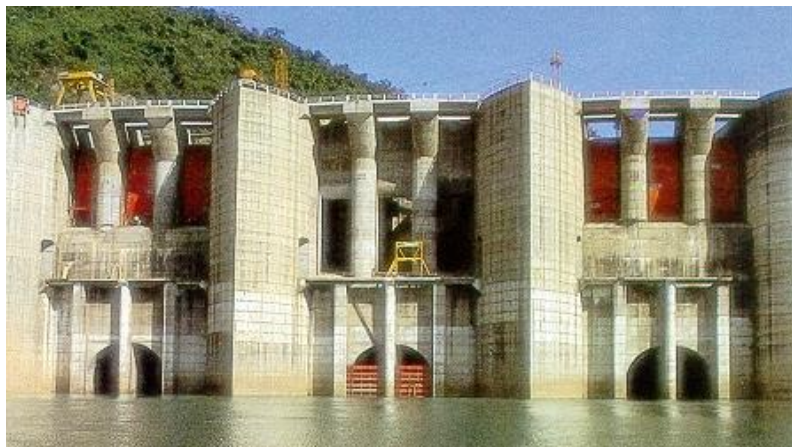


Ilustración 5.11. Presa “Cerro de Oro”

De acuerdo con la política operación de esta presa, se debe mantener un gasto mínimo de 50.00 m³/s en el río Santo Domingo en época de estiaje y en temporada de lluvias mantener el embalse a un nivel el cual pueda contener los escurrimientos de entrada que pudieren presentarse en ese periodo pero permitiendo la operación óptima de la central hidroeléctrica (CONAGUA, 2011).

Tabla 5.6. Poblaciones aguas abajo de la Presa Cerro de Oro

Municipio	Población (hab)	Distancia a la presa (m)
San Juan Bautista Tuxtepec	101,810	20.30
Otatitlán	5,250	47.53
Chacaltianguis	4,133	85.03
Cosamaloapan	30,577	79.83
Carlos A. Carrillo	17,989	85.43
Tlacojalpan	4,632	59.63
Nopaltepec	3,127	53.53
Amatitlán	1,251	95.13
Tlacotalpan	7,600	123.03

En la Tabla 5.6 (INEGI, 2010) se muestran los municipios que se encuentran ubicados aguas abajo de la presa y que se podrían encontrar en riesgo si se presentaran descargas por el vertedor que no pudiesen ser contenidas por el cauce.

5.1.2.3. Canal Pescaditos

Con el fin de intercomunicar los vasos de las presas Temascal y Cerro de Oro, así como también mejorar el manejo de las avenidas que ingresan al río Santo Domingo aprovechando la capacidad de regulación de la presa Temascal, fue construido en el año 1995 esta estructura hidráulica. (Esquivias, Rubio, Martínez, & Romano, 2012)

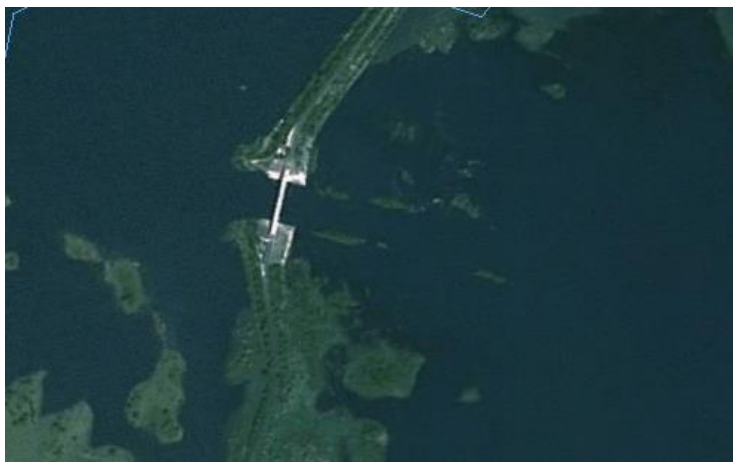


Ilustración 5.12. Vista canal Pescaditos.

Se ubica a 12 km al sur de la cortina de Temascal, con coordenadas $18^{\circ}09'14.46''N$, $96^{\circ}23'14.82''W$ (CONAGUA, 2011). Su composición es de tierra con corazón impermeable y respaldos de enrocamiento. Sus dimensiones son: altura de 17.00 m, longitud de corona de 2,260.00m, corona de 5.00m de ancho, taludes 1.5:1 aguas arriba y abajo. La plantilla del canal Pescaditos se encuentra en la elevación 52.20 m.

5.1.3. Situación actual de la cuenca

Las poblaciones ubicadas en las márgenes del cauce del río Papaloapan, en la parte baja de la cuenca, comúnmente se ven afectadas por inundaciones provocadas por el aumento del nivel en el río, que dejan a su paso cuantiosas pérdidas económicas, así como pérdidas humanas y daños importantes en las zonas de cultivo y ganadería.

La población que habita dentro de la cuenca es de aproximadamente 3.3 millones de habitantes, distribuidos en 244 municipios. En la Tabla 5.7 se presentan los municipios que generalmente sufren afectaciones por inundaciones sobre el cauce del río Papaloapan.

Tabla 5.7. Municipios afectados por inundaciones sobre el cauce del río Papaloapan.

Ubicación	
Corriente	Municipio
Río Papaloapan	Cosamaloapan
	Chacaltianguis
	Tlacotalpan
	Tlacojalpan
	Amatitlán
	Alvarado



Ilustración 5.13. Inundaciones en el municipio de Tlacotalpan, 1950 a la izquierda y 2010 a la derecha.

La región contenida en la cuenca del río Papaloapan se ha visto afectada por más de 32 fenómenos meteorológicos extremos en los últimos 40 años que han causado graves daños a la infraestructura de las poblaciones, monumentos históricos, pérdidas humanas y económicas importantes. Por este motivo surge la necesidad de crear herramientas que permitan la toma de decisiones para la prevención y control de inundaciones. El impacto, los daños y las pérdidas causadas por huracanes y otros fenómenos hidrometeorológicos recientes sobre el territorio y, los sectores económicos y sociales de Veracruz y Oaxaca principalmente, han puesto de manifiesto la vulnerabilidad y el deterioro de la zona.

Durante la temporada de lluvias del año 2010 se presentaron en la zona cuatro eventos hidrometeorológicos de gran magnitud (Karl, Hermine, Frank y Matthew) que provocaron problemas de inundaciones en la parte baja de la cuenca. Debido a la presencia del huracán Karl y la tormenta tropical Matthew se vieron afectadas alrededor de 300,000 personas distribuidas en 48 municipios, entre ellos, Otatitlán, Tlacojalpan, Paraiso Novillero, Nopaltepec, Chacaltianguis, Cosamaloapan, Carlos A. Carrillo, Amatitlán, Tlacotalpan. En esa ocasión los afectados reportaban niveles de inundación de hasta 1.2

m en las zonas habitacionales y 2.0 m en la zona agrícola (Instituto de Ingeniería UNAM, 2013).

Como se menciona en la **sección 5.1.2**, los vasos de las presas Temascal y Cerro de Oro entran en comunicación a partir de la elevación 58.00 m. El funcionamiento de ambos vasos está regulado por una política de operación, la cual debe de tomar en cuenta los ingresos a los vasos y las descargas hacia aguas abajo, que pueden resultar en afectaciones si el cauce sobre el que vierten no cuenta con la capacidad para contener esas descargas.

Los problemas de inundación que afectaron la parte baja de la cuenca del Papaloapan en el año 2010 se vieron acentuados por las descargas del sistema de presas conformado por Temascal y Cerro de Oro debidas a la elevación del agua en el embalse, misma que fue provocada por las intensas precipitaciones observadas al inicio de la temporada de lluvias de ese año sobre el área de aportación a las presas.

Aunado a las descargas provenientes de las presas en esta red hidrográfica, aguas abajo confluyen los escurrimientos del río Valle Nacional y es en esta confluencia donde nace el río Papaloapan. Esta característica le aporta mayor complejidad al estudio ya que el riesgo hidrológico estará relacionado al gasto conjunto entre las descargas de las presas y los escurrimientos de un tributario.

Durante los principales eventos hidrometeorológicos presentados en la región, diversas instituciones han establecido como límite de seguridad un gasto de 1,850 m³/s (De Luna, 2010), observado en la estación hidrométrica Papaloapan, a partir del cual se comienzan a observar daños por inundaciones en zonas ubicadas en las márgenes del cauce, así como afectaciones a las vías de comunicación. Este valor es el correspondiente al punto de confluencia de las descargas de las presas Temascal y Cerro de Oro con los escurrimientos del río Valle Nacional (Ilustración 1.5), conformando el inicio del río Papaloapan, mientras que en la parte baja de la cuenca (Ver Ilustración 1.4, a partir de las aportaciones al río Papaloapan por los ríos Tesechoacán y San Juan) se definió un valor de 2,400 m³/s como gasto crítico relacionado con el inicio de problemas de inundación en las poblaciones cercanas al río. En este trabajo el punto de análisis es aquel donde se conforman los escurrimientos del río Papaloapan a través de la confluencia de las descargas de las presas y el río Valle Nacional.

5.1.4. Información hidrométrica

De acuerdo con lo planteado anteriormente, se analizarán los escurrimientos de entrada al sistema de las presas Temascal y Cerro de Oro. En cuanto a la primera, las avenidas de entrada al vaso son registradas a través de las estaciones hidrométricas ubicadas sobre las corrientes tributarias del río Tonto, las cuales están a cargo de la C.F.E. La Tabla 5.8 presenta los periodos de registro con los que cuentan estas estaciones.

Los escurrimientos de entrada a la presa Cerro de Oro son los provenientes de los ríos Santo Domingo y Usila, los cuales cuentan con estaciones hidrométricas funcionando a cargo de la CONAGUA.

Tabla 5.8. Estaciones hidrométricas de entra al sistema de presas.

Presa	Estación	Clave	Periodo (CONAGUA)	Periodo Generados por de Luna (2010)	Periodo (CFE)
Cerro de Oro	Usila	28198	2002-2012	1949-1987	1999-2012
	Santo Domingo	28064	2001-2012		
Temascal	Chicomapa	28201	2005-2012		
	Tepeyac	28197	2006-2012		
	Naranjastitla	28202	2005-2012		

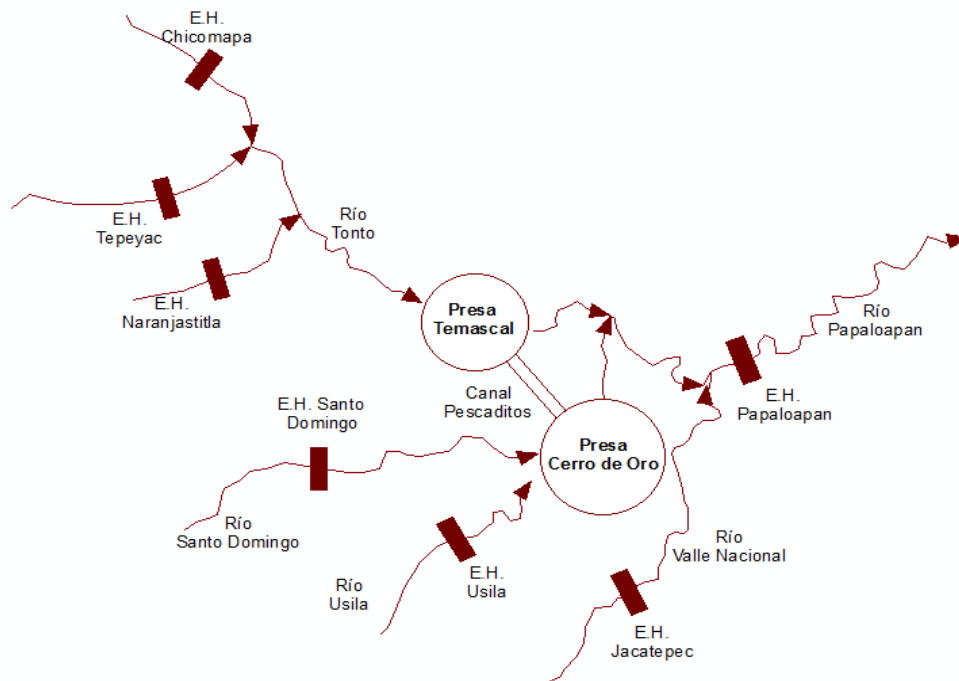


Ilustración 5.14. Ubicación de estaciones hidrométricas.

A partir de los registros de las estaciones hidrométricas a cargo de CONAGUA y CFE se obtuvieron los gastos de entrada a los vasos de ambas presas. Debido a la intercomunicación de los vasos a través del canal Pescaditos construido en 1995, las presas funcionan en conjunto al sobrepasar la elevación 58.00 m (De Luna, 2010), por lo que el análisis se hará considerando la entrada al conjunto de presas.

Se recabó información hidrométrica media diaria, gastos medios diarios, de entrada al vaso conjunto en el periodo de 1949 al 2012, entre los años 1949 a 1987 los datos de escurrimientos se tomaron de acuerdo con la generación de registros de entrada conjunta

realizados por De Luna (2010) mientras que para el periodo de 1999 al 2012 los registros hidrométricos fueron proporcionados por la División de Hidrometría Golfo Centro de CFE. El periodo total de registro fue de 52 años, que resulta ser un registro de buen tamaño para realizar el análisis.

A partir de esta información se realizó el análisis de las avenidas máximas anuales de entrada al vaso conjunto, las cuales pudieran ser las que cuentan con mayor gasto pico o volumen; se obtuvieron sus parámetros principales de gasto base, gasto pico y volumen de escurrimiento directo. Las estaciones hidrométricas que cuantificaron estas avenidas son las mencionadas en la Tabla 5.8.

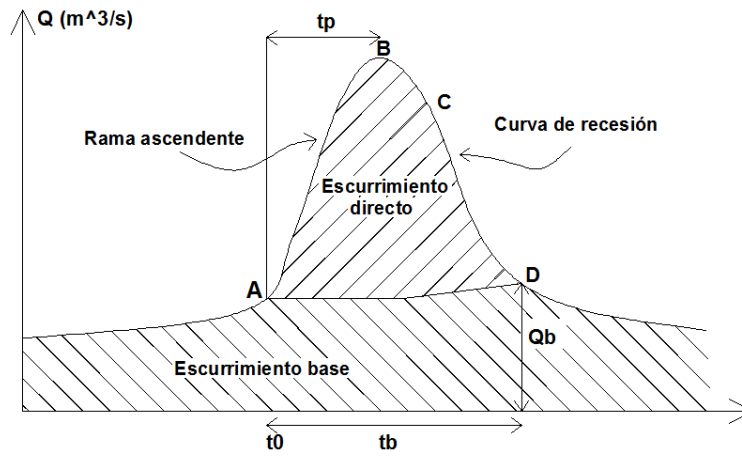


Ilustración 5.15. Hidrograma A: punto de levantamiento, B: gasto pico, C: punto de inflexión, D: final del escurrimiento directo, tp: tiempo pico, tb: tiempo base. Tomado de Aparicio (2008).

En el **Anexo** se presentan los distintos hidrogramas máximos anuales para los 52 años de registro mientras que la Ilustración 5.16 se muestra un ejemplo de un hidrograma máximo de entrada al vaso conjunto para el año 2011.

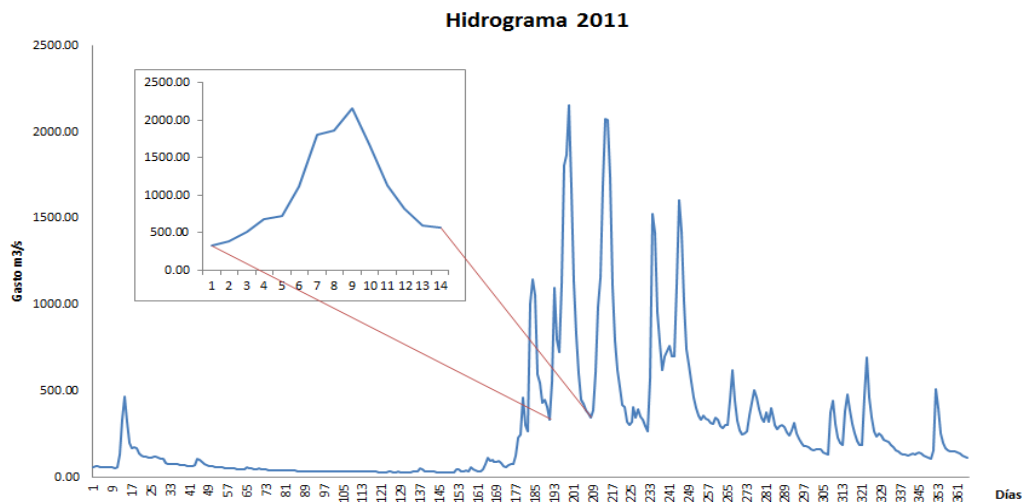


Ilustración 5.16. Hidrograma máximo anual para el año 2011.

Para distinguir el volumen de escurrimiento base proveniente de fuentes subterráneas del generado por la lluvia en exceso, se calcula el gasto base para cada uno de los hidrogramas máximos anuales. Al relacionar los gastos pico con sus correspondientes gastos base para todos los años de registro, se encontró una correlación baja ($\rho = 0.32$) por lo que para futuros cálculos se utiliza la media de los gastos base con un valor de 444.75 m³/s (ver Ilustración 5.17 y revisar el **Anexo** ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.).

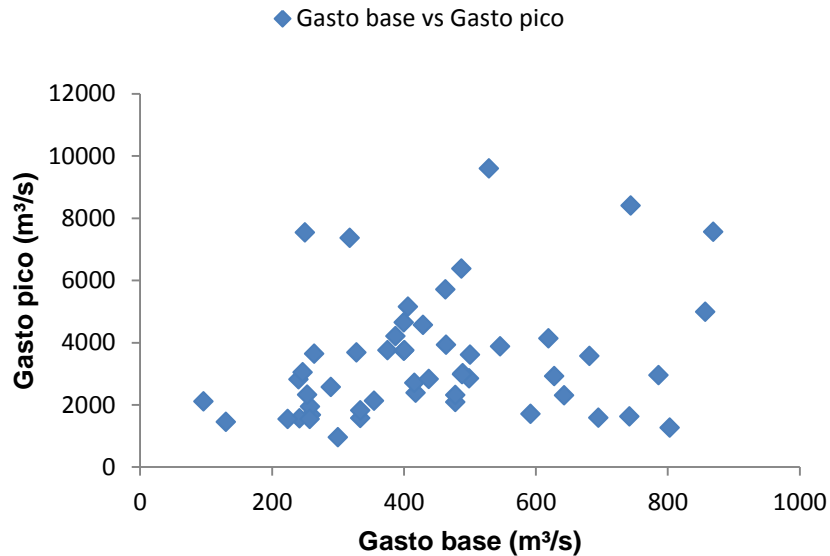


Ilustración 5.17. Relación entre gasto base y pico de los hidrogramas máximos anuales.

Por otro lado, al tomarse en cuenta las aportaciones del río Valle Nacional aguas abajo de las descargas de las presas, es necesario analizar los escurrimientos que transitan por el cauce. Para esto, se cuenta con los registros hidrométricos históricos observados en la estación Jacatepec para el periodo 1952-2012, proporcionados por C.F.E.

Tabla 5.9. Estación hidrométrica Jacatepec

Estación	Clave	Coordenadas		Periodo de registros
		Latitud	Longitud	
Jacatepec	28056	17.866667	-96.2	1952-2012

5.2. Obtención de las funciones de distribución marginales

Al estudiar el comportamiento de las avenidas de entrada a un vaso, es importante no solo tomar en cuenta el gasto pico, debido a que el funcionamiento de un almacenamiento también es susceptible a la variación del volumen de la avenida. Por esta razón, se aplica la teoría del análisis de frecuencias bivariado a estas dos variables (Q, V).

Siguiendo con la metodología propuesta, para realizar el análisis de frecuencias bivariado entre los gastos pico de los hidrogramas máximos anuales y sus respectivos volúmenes de escurrimiento directo, es necesario obtener las funciones marginales de cada una de estas variables. Las funciones de valores extremos bivariadas y trivariadas han sido utilizadas con resultados satisfactorios en hidrología (Ramírez Orozco, 1995), principalmente las pertenecientes al modelo logístico de Gumbel ya que presenta mayor flexibilidad en problemas de análisis de frecuencias. Debido a esto, las dos funciones marginales para las variables de gasto pico y volumen deben ser del mismo tipo (Galambos, 1978). Según Raynal (1985) y Tiago de Oliveira (1982), la función que mejor comportamiento tiene en los análisis hidrológicos univariados es la propuesta por Gumbel que se detalló en la **sección 3.2**.

La ubicación de la zona de estudio es determinante para la elección del tipo de función de distribución para el cálculo de las distribuciones marginales. La cuenca del río Papalaoapan está ubicada cerca de la costa del Golfo de México donde las precipitaciones pueden ser originadas tanto por eventos meteorológicos propios de la zona como por ciclones tropicales. Es por esto que se elige la función de distribución Gumbel mezclada (Aparicio, Gómez & Patiño, 2010).

La función de distribución para dos poblaciones es la siguiente:

$$F(x) = P \exp \left\{ - \exp \left(- \frac{x - \beta_1}{\alpha_1} \right) \right\} + (1 - P) \exp \left\{ - \exp \left(- \frac{x - \beta_2}{\alpha_2} \right) \right\} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde

P *Probabilidad de tener eventos no ciclónicos*

x *Variable aleatoria para la que se estima la probabilidad de no excedencia*

α *Parámetro de escala*

β *Parámetro de ubicación*

Los parámetros estadísticos de las muestras de gastos pico y de volúmenes de las avenidas de entrada al vaso conjunto son los siguientes (Tabla 5.10).

Tabla 5.10. Parámetros estadísticos de las muestras.

Parámetro estadístico	Gasto pico (m³/s)	Volumen (m³)
Máximo	9601.00	3843072000.00
Mínimo	952.00	263245215.24
Media	3430.70	1307020618.57
Coefficiente de Asimetría	1.37	1.23
Desviación estandar	1960.22	868943321.95

Se obtuvieron las funciones de distribución marginales para las variables de gasto pico y volumen de acuerdo a los registros de avenidas máximas anuales; los parámetros para cada una de ellas se muestran en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11. Parámetros de la función de distribución Gumbel-Gumbel para las variables Q y V .

Variable: Gasto pico (m³/s)			
ρ		0.88	
\bar{x}_1	7806.83	\bar{x}_2	2859.90
S_1	1091.21	S_2	1155.86
β_1	7315.74	β_2	2339.72
α_1	850.81	α_2	901.22

Variable: Volumen (m³)			
ρ		0.83	
\bar{x}_1	2,852,541,902.92	\bar{x}_2	983,539,419.52
S_1	587,481,960.23	S_2	481,808,567.96
β_1	2,588,150,937.77	β_2	766,705,812.84
α_1	458,057,805.17	α_2	375,664,599.24

Con estos parámetros y aplicando la Ecuación 5.1 se calculan las distribuciones marginales $F(x_1) = F(Q)$ y $F(x_2) = F(V)$ (ver **Anexo** ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.) para obtener la función de distribución bivariada expresada en la Ecuación 3.27.

5.3. Análisis de frecuencias bivariado (Q, V).

Una vez contando con las distribuciones marginales de las variables Gasto Pico y Volumen, se aplica el modelo logístico de Gumbel definido en la Ecuación 3.27.

El parámetro de asociación m se calcula de acuerdo con el coeficiente de correlación entre las dos variables aplicando la Ecuación 3.26, en este caso Q y V . Para el caso de aplicación, la Tabla 5.12 muestra el valor de los parámetros anteriores para los registro de Gasto pico y Volumen de los hidrográmas máximos anuales.

Tabla 5.12. Parámetro de asociación m .

ρ	0.987
m	8.860

Conociendo la relación existente entre el gasto pico y volumen de las avenidas de entrada y haciendo uso del concepto de periodo de retorno conjunto dado por la Ecuación 3.19, se buscaron los parámetros característicos, gasto pico, volumen y tiempo pico, de las avenidas para periodos de retorno conjunto de 10, 100, 500, 1,000 y 10,000 años.

Como lo mencionan Aldama y Ramírez (2000), existen un número infinito de pares de datos de las variables de gasto pico y volumen que pueden satisfacer la Ecuación 3.19 para cada uno de los periodos de retorno establecidos. Utilizando una función objetivo, se encuentran los pares de valores que muestren la avenida con mayor magnitud, tanto en gasto pico como volumen. Para cada uno de los periodos de retorno conjunto en el **Anexo** ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. se muestran los parámetros característicos obtenidos para las avenidas de mayor magnitud que satisfacen la ecuación del periodo de retorno conjunto. En la siguiente tabla se muestra un ejemplo de las combinaciones obtenidas para cada periodo de retorno conjunto, así como sus periodos de retorno individuales, sus distribuciones marginales y los valores de la función de distribución bivariada entre gasto y volumen.

Tabla 5.13. Combinaciones de Gasto pico-Volumen para el periodo de retorno conjunto de 10 años.

$Gasto (m^3/s)$	$Volumen (m^3)$	$F(Q)$	$T(Q) (años)$	$F(V)$	$T(V) (años)$	$F(Q, V)$	$T(Q, V)$
8700.00	3,526,055,104.77	0.84207	6.33	0.89977	9.98	0.84185	10.00
8800.00	3,524,427,728.18	0.85809	7.05	0.89944	9.94	0.85753	10.00
8900.00	3,519,887,972.42	0.87264	7.85	0.89850	9.85	0.87113	10.00
9000.00	3,506,003,503.60	0.88580	8.76	0.89558	9.58	0.88138	10.00
9100.00	3,430,111,341.55	0.89770	9.78	0.87821	8.21	0.87591	10.00

Tabla 5.14. Combinaciones de Gasto pico-Volumen para el periodo de retorno conjunto de 100 años.

<i>Gasto (m³/s)</i>	<i>Volumen (m³)</i>	<i>F(Q)</i>	<i>T(Q) (años)</i>	<i>F(V)</i>	<i>T(V) (años)</i>	<i>F(Q, V)</i>	<i>T(Q, V)</i>
10000.00	4,608,037,979.80	0.96305	27.06	0.99000	100.00	0.96305	100.00
10500.00	4,607,880,111.40	0.97927	48.25	0.99000	99.97	0.97927	100.00
10750.00	4,606,395,537.98	0.98450	64.53	0.98996	99.64	0.98447	100.00
11000.00	4,587,954,126.95	0.98842	86.38	0.98955	95.74	0.98798	100.00
11100.00	4,521,639,585.49	0.98970	97.09	0.98794	82.91	0.98764	100.00

Tabla 5.15. Combinaciones de Gasto pico-Volumen para el periodo de retorno conjunto de 500 años.

<i>Gasto (m³/s)</i>	<i>Volumen (m³)</i>	<i>F(Q)</i>	<i>T(Q) (años)</i>	<i>F(V)</i>	<i>T(V) (años)</i>	<i>F(Q, V)</i>	<i>T(Q, V)</i>
12000.00	5,346,876,324.214	0.99641	278.54	0.99800	499.43	0.99641	500.00
12100.00	5,346,073,069.171	0.99681	313.21	0.99799	498.56	0.99680	500.00
12200.00	5,343,980,218.122	0.99716	352.20	0.99799	496.29	0.99715	500.00
12300.00	5,338,236,248.584	0.99748	396.05	0.99796	490.11	0.99743	500.00
12400.00	5,319,809,820.871	0.99775	445.37	0.99788	470.81	0.99763	500.00

Tabla 5.16. Combinaciones de Gasto pico-Volumen para el periodo de retorno conjunto de 1000 años.

<i>Gasto (m³/s)</i>	<i>Volumen (m³)</i>	<i>F(Q)</i>	<i>T(Q) (años)</i>	<i>F(V)</i>	<i>T(V) (años)</i>	<i>F(Q, V)</i>	<i>T(Q, V)</i>
12600.00	5,664,577,094.94	0.99822	563.24	0.99900	998.7583	0.99822	1000.00
12700.00	5,663,696,244.784	0.99842	633.42	0.99900	996.84	0.99842	1000.00
12800.00	5,661,393,559.731	0.99860	712.34	0.99899	991.84	0.99859	1000.00
12900.00	5,655,020,726.096	0.99875	801.11	0.99898	978.15	0.99873	1000.00
13000.00	5,633,963,104.533	0.99889	900.95	0.99893	934.22	0.99882	1000.00

Tabla 5.17. Combinaciones de Gasto pico-Volumen para el periodo de retorno conjunto de 10000 años.

Gasto (m^3/s)	Volumen (m^3)	$F(Q)$	$T(Q)$ (años)	$F(V)$	$T(V)$ (años)	$F(Q,V)$	$T(Q,V)$
14600.00	6,719,214,339.44	0.99983	5904.05	0.99990	9981.8928	0.99983	10000.00
14700.00	6,717,920,245.98	0.99985	6640.30	0.99990	9953.73	0.99985	10000.00
14800.00	6,714,481,099.33	0.99987	7468.37	0.99990	9879.28	0.99986	10000.00
14900.00	6,704,509,554.60	0.99988	8399.71	0.99990	9666.54	0.99988	10000.00
15000.00	6,664,461,074.20	0.99989	9447.21	0.99989	8857.29	0.99988	10000.00

5.4. Parametrización de hidrogramas de entrada al vaso conjunto

De acuerdo a la **sección 4.3** los Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos de cualquier orden mantienen el volumen de la avenida y relacionan de una forma sencilla los parámetros de gasto pico, volumen de escurrimiento directo, tiempo base, además de que representan el comportamiento de las avenidas, siendo esta la razón por la que se eligen dentro de las distintas opciones que se encuentran en la literatura, una de estas últimas es la técnica propuesta por la USSCS. A continuación se hace la comparación entre un hidrograma generado con esta técnica y otro con la utilización de los HTH.

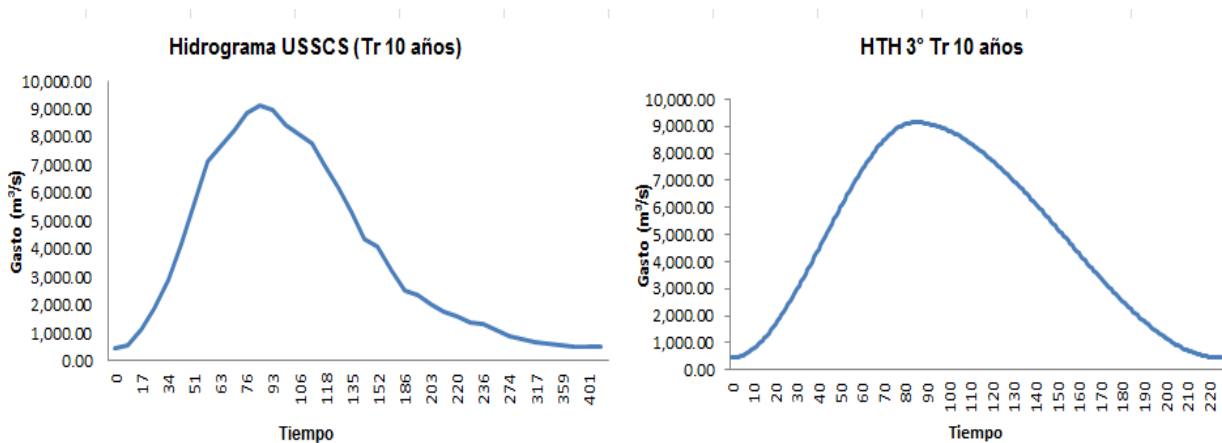


Ilustración 5.18. Comparación de hidrogramas USSCS y HTH.

Ambos hidrogramas fueron generados con los mismos datos: $Q_p = 8,700 m^3/s$, $V = 3,526,055,104.77157 m^3$, $tp = 84.43 hr$. Se observa que la principal diferencia es de forma ya que ambas metodologías mantienen el gasto pico y volumen. Para corroborar las ventajas de su aplicación, en este trabajo se eligió la metodología de los Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos.

Para la conformación de estos hidrogramas se debe contar con los principales parámetros, los cuales son el Gasto pico y Volumen. Estos fueron previamente obtenidos de los análisis de frecuencias bivariados para los diferentes periodos de retorno conjunto establecidos y presentados como pares de valores (Q, V) en la sección anterior. Partiendo de estos valores se calcula el tiempo base recurriendo a la Ecuación 4.5.

Aplicando las Ecuación 4.1 a 3.3 se obtienen los hidrogramas para cada orden. Por ejemplo, en las

Ilustración 5.19 a 20 se presentan los Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos obtenidos para uno de los pares de valores Gasto pico -Volumen $(12,000 \text{ m}^3/\text{s}; 5,346,876,324.21 \text{ m}^3)$ que satisfacen la Ecuación 3.19 para un periodo de retorno conjunto de 500 años.

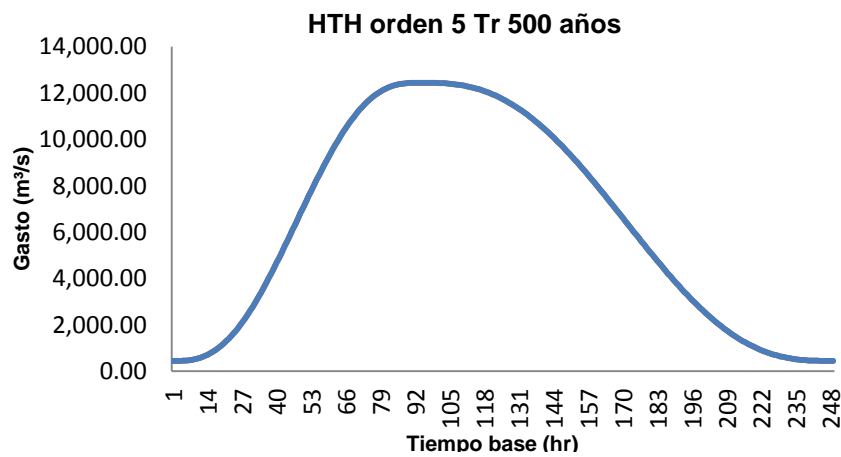


Ilustración 5.19. Hidrograma Triparamétrico Hermitiano de orden 5° para un Tr de 500 años.

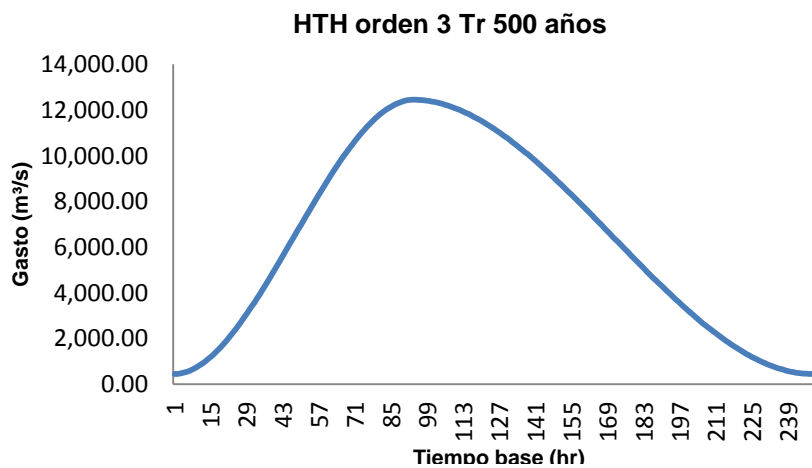


Ilustración 5.20. Hidrograma Triparamétrico Hermitiano de orden 3° para un Tr de 500 años.

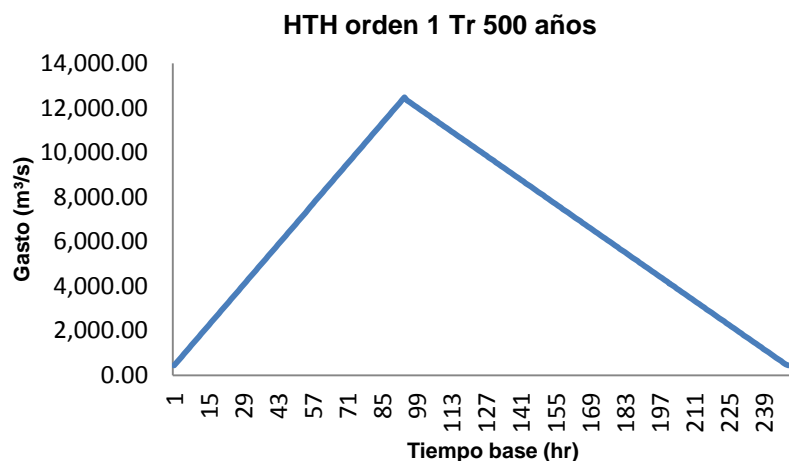


Ilustración 5.21. Hidrograma Triparamétrico Hermitiano de orden 1° para un Tr de 500 años

En el **Anexo** se encontrarán los Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos de primer, tercer y quinto orden, generados para cada uno de los pares de datos que satisfacen la Ecuación 3.19 para cada uno de los periodos de retorno conjunto elegidos.

Una vez analizados todos los hidrogramas, se observa que los de quinto orden presentan un comportamiento con mayor similitud a la forma natural de una avenida, por lo que de aquí en adelante, estos son los que se utilizarán para continuar aplicando la metodología.

Como la información con la que se cuenta son gastos medios diarios, así como por la longitud del cauce y el tamaño de la cuenca, se aplicó la técnica propuesta por Langbein (Campos, 1992) para argumentar que su uso es posible en este tipo de análisis en lugar de gastos instantáneos, tal como se muestra en la Tabla 5.18 siguiente.

Tabla 5.18. Relación entre gastos medios diarios y gastos instantáneos para un periodo de retorno de 10 años.

Tr (años)	Q_{max}	$\frac{Q_{max+1}}{Q_{max}}$	$\frac{Q_{max-1}}{Q_{max}}$	$\frac{Q_{instantáneo}}{Q_{medio\ diario}}$
10	9,444.75	1.04	0.96	≈ 1
	9,144.80	0.99	0.96	≈ 1
	9,244.80	0.99	0.96	≈ 1
	9,344.75	0.99	0.96	≈ 1
	9,544.79	0.99	0.96	≈ 1

Tabla 5.19. Relación entre gastos medios diarios y gastos instantáneos para un periodo de retorno de 100, 500, 1000 y 10000 años.

Tr (años)	Q_{max}	$\frac{Q_{max+1}}{Q_{max}}$	$\frac{Q_{max-1}}{Q_{max}}$	$\frac{Q_{instantáneo}}{Q_{medio\ diario}}$
100	10,444.75	1.05	0.95	≈ 1
	11,194.75	1.05	0.95	≈ 1
	11,444.75	1.05	0.95	≈ 1
	11,544.76	1.05	0.95	≈ 1
	10,944.75	1.05	0.95	≈ 1
500	11,944.75	1.05	0.95	≈ 1
	12,444.76	1.05	0.95	≈ 1
	12,544.75	1.05	0.95	≈ 1
	12,644.75	1.04	0.96	≈ 1
	12,744.75	1.04	0.96	≈ 1
1000	13,044.77	1.04	0.96	≈ 1
	13,144.75	1.04	0.96	≈ 1
	13,244.75	1.04	0.96	≈ 1
	13,344.75	1.04	0.96	≈ 1
	13,444.75	1.03	0.97	≈ 1
10000	15,044.76	1.03	0.97	≈ 1
	15,144.75	1.03	0.97	≈ 1
	15,244.79	1.03	0.97	≈ 1
	15,344.76	1.03	0.97	≈ 1
	15,444.79	1.03	0.97	≈ 1

Los gastos máximos que se tienen corresponden a los gastos pico de las avenidas de entrada obtenidas utilizando los Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos a partir de los registros de gastos medios diarios para cada periodo de retorno establecido, en la tabla anterior se presentan las relaciones entre cada uno de los gastos del día anterior y posterior al gasto máximo. De acuerdo a la técnica de Lagnbein, si el cociente es cercano a la unidad, se acepta la utilización de gastos medios diarios en lugar de gastos instantáneos; en este caso así es.

5.5. Análisis de elevaciones en vaso conjunto

Cuando se analiza el funcionamiento de una presa, un parámetro importante es la elevación de la superficie libre del agua en el embalse al momento del tránsito de una avenida por el vaso. A través de las frecuencias de las elevaciones en cada uno de los meses del año se analiza el comportamiento estadístico de este parámetro.

El registro diario de las elevaciones de la superficie libre del embalse Temascal-Cerro de Oro se obtuvo de acuerdo a información obtenida en los boletines hidrométricos (Boletín Hidrológico No. 13 al 25) y los funcionamientos realizados por la División de Hidrometría-Golfo Centro (C.F.E., 2012) para cada uno de los años desde 1953 a 2012, los cuales fueron proporcionados para este estudio.

Una vez contando con esta información, se analizaron los registros históricos de las elevaciones por mes partiendo de marcas de clase elegidas y se calcularon las frecuencias relativas correspondientes. Se toma como primer intervalo de clase a la elevación 58.00 m ya que a partir de esta la presa Temascal y Cerro de Oro comienzan a trabajar en conjunto. Las frecuencias relativas, siguiendo lo enunciado por Yevjevich (1997) se refieren a las probabilidades de ocurrencia de las elevaciones elegidas como marca de clase para cada mes.

En la siguiente tabla se engloban las probabilidades de ocurrencia de las distintas elevaciones para los diferentes meses del año, observándose que de Marzo a Julio no han llegado a presentarse las mayores elevaciones con una probabilidad nula. Además se observa que en general, los valores de probabilidad son inversamente proporcionales al incremento de la elevación de la superficie libre del agua en el embalse. Otra observación que se hace de esta tabla es que para elevaciones pequeñas la probabilidad es mayor entre los meses de Abril a Agosto, mientras que para elevaciones mayores, en los mismos meses presentan su valor más bajo de probabilidad. Lo anterior se pudiera relacionar con la operación de la presa y la presencia de algún evento meteorológico.

Tabla 5.20. Probabilidad de ocurrencia de las elevaciones en el embalse para cada mes.

Elevación (m)	Mes											
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
58.00	0.29545	0.40909	0.45455	0.69767	0.76190	0.73810	0.73810	0.60465	0.39535	0.16667	0.18605	0.21429
59.45	0.18182	0.11364	0.31818	0.20930	0.19048	0.21429	0.21429	0.06977	0.18605	0.14286	0.16279	0.14286
61.45	0.20455	0.36364	0.18182	0.06977	0.04762	0.04762	0.04762	0.13953	0.11628	0.26190	0.20930	0.14286
63.45	0.29545	0.09091	0.04545	0.02326	0.00000	0.00000	0.00000	0.16279	0.25581	0.30952	0.34884	0.45238
66.45	0.02273	0.02273	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.02326	0.04651	0.11905	0.09302	0.04762

5.6. Tránsito de avenidas en vaso conjunto

Como está expuesto en la **sección 4.5**, el tránsito de avenidas en el vaso conjunto se lleva a cabo aprovechando las ventajas que ofrece el software HEC-HMS (U.S.A.C.E., 2010). La información necesaria es la siguiente:

- Hidrograma de entrada. Siendo este cada uno de los HTH (Hidrogramas Triparamétricos Hermitianos) generados en la **sección 0**.
- Curva Elevación-Almacenamiento, proporcionada por la División de Hidrometría-Golfo Centro (C.F.E., 2012).

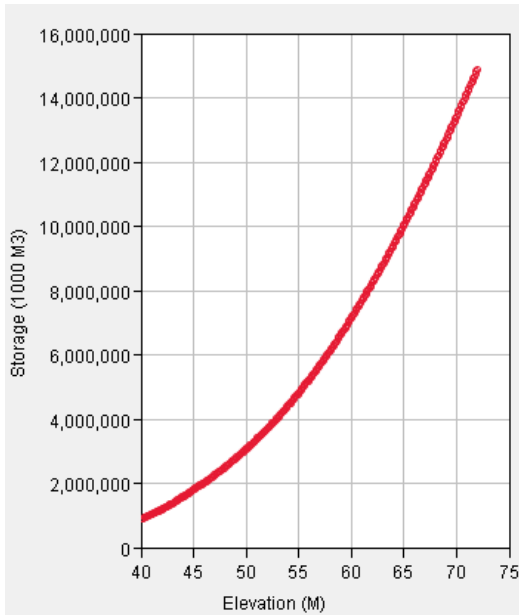


Ilustración 5.22. Curva Elevación-Almacenamiento Temascal-Cerro de Oro.

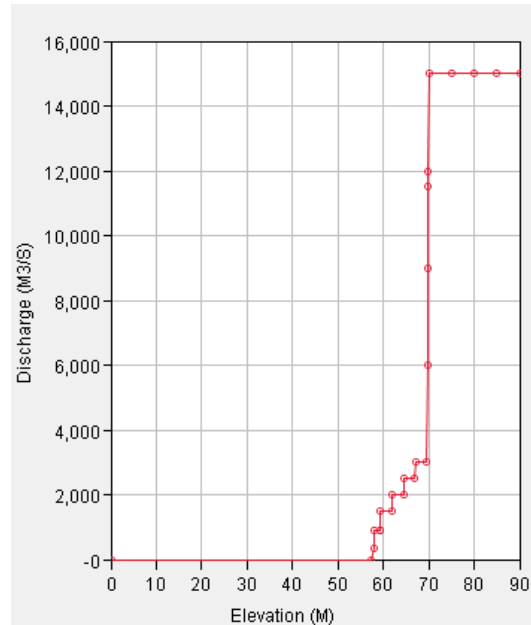


Ilustración 5.23. Política de Operación de compuertas Temascal-Cerro de Oro.

- Curva Elevación-Descarga o Política de Operación de las compuertas si es el caso (C.F.E., 2012).
- Elevación de la superficie del agua al inicio del cálculo. Determinada de acuerdo a la **sección 5.5**.

Se llevaron a cabo los tránsitos de avenidas en el vaso conjunto para cada HTH de quinto orden generados relacionados con los periodos de retorno conjunto establecidos, para cada mes e iniciando el tránsito con cada una de las marcas de clase de las elevaciones.

La Tabla 5.21 muestra como ejemplo ilustrativo los gastos máximos derramados por la obra de excedencias obtenidos para cada condición de elevación inicial en el embalse en un mes dado y para un periodo de retorno conjunto definido.

Tabla 5.21. Gastos de salida para cada periodo de retorno a partir de las elevaciones mostradas en el mes de Noviembre.

Mes	Elevación (m)	Qp (m ³ /s)	Tr (años)
Noviembre	58.00	3000.00	10000
		2500.01	1000
		2500.01	500
		2500.00	100
		2000.05	10
	59.45	3000.01	10000
		2500.01	1000
		2500.01	500
		2500.00	100
		2000.00	10
	61.45	3342.28	10000
		3000.01	1000
		3000.00	500
		2500.01	100
		2500.00	10
	63.45	10226.83	10000
		3350.72	1000
		3184.15	500
		3000.01	100
		3000.00	10
66.45	14457.96	10000	
	12054.62	1000	
	12104.08	500	
	8435.19	100	
	3233.28	10	

En el **Anexo F** se muestran los gastos derramados por la obra de excedencias para cada una de las elevaciones iniciales en el embalse de acuerdo a cada mes de análisis y para los periodos de retorno conjunto elegidos.

De esta información se extrae que cuando la superficie libre del agua en el embalse se encuentra entre la elevación 58.00 y 61.45 m, los valores de los gastos derramados por la obra de excedencia no distan entre ellos. Por otro lado, utilizando el ejemplo ilustrativo del mes de Noviembre se observa que debido a la operación de la presa, a mayor elevación, mayores gastos derramados por la obra de excedencias.

5.7. Análisis de frecuencias bivariado en redes de ríos

En la Ilustración 1.5 se observa la situación de la red de ríos aguas abajo del vaso Temascal-Cerro de Oro. Se observa que las descargas provenientes de las presas se unen con los escurrimientos del río Valle Nacional. Según Ramírez (1995) se debe contar con la combinación más desfavorable de las avenidas provenientes de cada corriente considerando una dependencia parcial entre los eventos, analizando la probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno de eventos presentados en las corrientes individuales aplicando distribuciones de probabilidad de valores extremos univariadas y multivariadas.

Haciendo uso del análisis bivariado visto en la **sección 3.30**, en esta ocasión las variables a analizar son el Gasto de salida de las presas (Q_p) y el Gasto observado en el río Valle Nacional (Q_v). De acuerdo a la Ecuación 3.26 se requieren conocer las funciones de distribución marginales de cada variable; para el caso de los gasto de salida de las presas Temascal-Cerro de Oro, $F(Q_p)$ es la probabilidad de que se presente el gasto i en el mes j partiendo de una cierta elevación inicial al momento del tránsito de la avenida, quedará definida como indica la Ecuación 4.7.

La distribución marginal de los gastos del río Valle Nacional (Q_v) se obtiene a partir del análisis de los registros históricos medios diarios observados en la estación hidrométrica Jacatepec. Se obtienen los gastos para los mismos periodos de retorno (10, 100, 500, 1,000, 10,000 años) aplicando el ajuste de una función de distribución univariada a los registros históricos de la estación hidrométrica Jacatepec analizados por mes (ver Tabla 5.22).

Tabla 5.22. Gastos (m³/s) para los diferentes periodos de retorno para cada mes del río Valle Nacional

Mes	Periodo de retorno (años)				
	10	100	500	1000	10000
Enero	27.95	34.17	38.45	40.28	46.38
Febrero	19.22	21.53	23.12	23.80	26.06
Marzo	16.74	18.80	20.21	20.82	22.84
Abril	14.79	17.01	18.54	19.19	21.37
Mayo	20.41	30.59	37.71	40.78	50.96
Junio	18.82	25.12	29.32	31.12	37.10
Julio	143.42	317.51	514.09	623.27	1121.56
Agosto	265.59	488.74	636.22	701.88	920.03
Septiembre	237.90	368.63	457.94	496.33	623.80
Octubre	490.08	1308.81	2015.66	2347.39	3551.17
Noviembre	191.58	608.70	1195.90	1559.44	3463.58
Diciembre	54.10	90.82	107.43	114.29	136.84

Se puede observar que los gastos con mayor valor que escurren por el cauce del río Valle Nacional se presentan durante los meses de Julio a Noviembre, coincidiendo con la temporada de lluvias.

La función marginal de la variable del gasto observado en el río Valle Nacional está definida por la siguiente ecuación:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Con los gastos obtenidos para cada mes y relacionados con los diferentes periodos de retorno se procede a la aplicación de la Ecuación 3.26, en la siguiente tabla se muestran los resultados del análisis bivariado para las descargas de las presas y los escurrimientos del río Valle Nacional para el mes de Noviembre, siendo este presentado como ejemplo ilustrativo. Los resultados de este análisis para los meses restantes pueden ser consultados en el **Anexo G**.

Tabla 5.23. Análisis de frecuencias bivariado para los pares de datos Gasto de salida de las presas-Gasto del río Valle Nacional (Noviembre).

Mes	Elevación (m)	Qp (m ³ /s)	Tr (años)	Qv (m ³ /s)	Tr (años)	F(Qp)	F(Qv)	F(Qp, Qv)	T(Qp, Qv)
Noviembre	58.00	3000.00	10000	3463.58	10000	0.000019	0.999900	0.000019	10000
		2500.01	1000	1559.44	1000	0.000186	0.999000	0.000186	1000
		2500.01	500	1195.90	500	0.000372	0.998000	0.000372	500
		2500.00	100	608.70	100	0.001860	0.990000	0.001860	100
		2000.05	10	191.58	10	0.018605	0.900000	0.018605	10
	59.45	3000.01	10000	3463.58	10000	0.000016	0.999900	0.000016	10000
		2500.01	1000	1559.44	1000	0.000163	0.999000	0.000163	1000
		2500.01	500	1195.90	500	0.000326	0.998000	0.000326	500
		2500.00	100	608.70	100	0.001628	0.990000	0.001628	100
		2000.00	10	191.58	10	0.006977	0.900000	0.006977	10
	61.45	3342.28	10000	3463.58	10000	0.000021	0.999900	0.000021	10000
		3000.01	1000	1559.44	1000	0.000209	0.999000	0.000209	1000
		3000.00	500	1195.90	500	0.000419	0.998000	0.000419	500
		2500.01	100	608.70	100	0.002093	0.990000	0.002093	100
		2500.00	10	191.58	10	0.020930	0.900000	0.020930	10
	63.45	10226.83	10000	3463.58	10000	0.000035	0.999900	0.000035	10000
		3350.72	1000	1559.44	1000	0.000349	0.999000	0.000349	1000
		3184.15	500	1195.90	500	0.000698	0.998000	0.000698	500
		3000.01	100	608.70	100	0.003488	0.990000	0.003488	100
		3000.00	10	191.58	10	0.034884	0.900000	0.034884	10
	66.45	14457.96	10000	3463.58	10000	0.000009	0.999900	0.000009	10000
		12054.62	1000	1559.44	1000	0.000093	0.999000	0.000093	1000
		12104.08	500	1195.90	500	0.000186	0.998000	0.000186	500
		8435.19	100	608.70	100	0.000930	0.990000	0.000930	100
		3233.28	10	191.58	10	0.018605	0.900000	0.018601	10

De los resultados de este apartado se puede comentar que el mayor valor de la probabilidad conjunta se observa para un periodo de retorno de 10 años y el menor para 10,000 años, debido a que la probabilidad conjunta de los gastos derramados por la obra de excedencia y los escurrimientos del río Valle Nacional, está dada mayormente por la probabilidad del gasto derramado y esta a su vez de la probabilidad de ocurrencia de las elevaciones en el embalse, mientras que la frecuencia de los escurrimientos del río Valle Nacional no tienen influencia significativa.

5.8. Análisis de riesgo hidrológico

El riesgo hidrológico para un mes dado quedó definido mediante la Ecuación 4.8. Siguiendo esta, cuando el gasto conjunto, (Q_{ab}), proveniente de las presas y el río Valle Nacional es mayor al gasto crítico aguas abajo, el cual tiene un valor de 1,850 m³/s, el riesgo hidrológico coincide con la probabilidad de que se presente ese gasto conjunto relacionado con una elevación determinada de la superficie libre del agua y un mes.

Tabla 5.24. Riesgo hidrológico para el mes de Noviembre

Elevación (m)	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Q_{ab}	Riesgo	Q_{ab}	Riesgo	Q_{ab}	Riesgo	Q_{ab}	Riesgo	Q_{ab}	Riesgo
58.00	2191.63	0.018605	3108.70	0.001860	3695.91	0.000372	4059.45	0.000186	6463.59	0.000019
59.45	2191.58	0.006977	3108.70	0.001628	3695.91	0.000326	4059.45	0.000163	3463.58	0.000016
61.45	2691.58	0.020930	3108.71	0.002093	4380.05	0.000419	3114.29	0.000209	6805.86	0.000021
63.45	3191.58	0.034884	3608.71	0.003488	4380.05	0.000698	3114.29	0.000349	13690.41	0.000035
66.45	3424.86	0.018601	9043.89	0.000930	13299.98	0.000186	13614.06	0.000093	17921.54	0.000009

La Tabla 5.24 muestra los cálculos del riesgo hidrológico para el mes de noviembre, como ejemplo ilustrativo, en función de la elevación de la superficie del agua en el embalse. En la **sección 5** se presentan los resultados del riesgo hidrológico específico por mes, elevación y periodo de retorno dados.

Como se mencionó anteriormente, al depender la probabilidad conjunta de la probabilidad de gasto derramado por la obra de excedencia y esta a su vez de la frecuencia relativa de las elevaciones en el embalse conjunto, el valor de la probabilidad conjunta está supeditado al valor de la probabilidad de ocurrencia de la elevación en un mes dado. Para el caso del mes de Noviembre, los mayores valores de probabilidad de ocurrencia se presentaron con la elevación 61.45 y 63.45 m (Ver Tabla 5.20), lo cual se ve reflejado en la tabla anterior, donde los mayores valores de la probabilidad conjunta coinciden en los valores de las elevaciones. Por lo tanto, a partir de las consideraciones tomadas en cuenta en este trabajo, el valor del riesgo está determinado principalmente por la probabilidad de ocurrencia de la elevación correspondiente para un mes dado, a mayor probabilidad de ocurrencia de la elevación, mayor valor del riesgo debido a derrames por la obra de excedencia y por lo tanto, posiblemente, un mayor escurrimiento aguas abajo.

En cuanto al riesgo hidrológico global, tal como lo establece la Ecuación 4.9, se refiere a la definición del estado de riesgo al que se encuentra la zona obtenido mediante el cálculo del gasto esperado para un cierto periodo de retorno, a lo largo de un mes y una elevación en la superficie del agua en el embalse, y su comparación con el gasto crítico. Este gasto esperado será la sumatoria del producto de los gastos observados en el mes y su probabilidad de ocurrencia.

Una vez conocidos los valores del riesgo hidrológico global, estos se pueden traducir en umbrales de bajo, medio y alto riesgo a través del análisis de las frecuencias de los gastos esperados para cada mes y periodo de retorno. El umbral de Bajo Riesgo está delimitado por valores de gasto conjunto (Q_{ab}) menores a 1,850 m³/s a partir del cual no existen problemas de inundación.

Para la delimitación del umbral medio y alto, se utilizó el valor del percentil 50 para cada periodo de retorno. Los valores de gasto conjunto ubicados entre 1,850 m³/s y este valor, definen al umbral de Riesgo Medio; mientras que para valores mayores que este, se tratará de Riesgo Alto. En la tabla siguiente se presentan los umbrales de riesgo obtenidos para cada periodo de retorno y de acuerdo al gasto conjunto.

Tabla 5.25. Umbrales de Riesgo Hidrológico según el gasto conjunto Q_{ab} .

Riesgo	Periodo de Retorno (años)				
	10	100	500	1000	10000
Bajo	$0 < Q_{ab} < 1,850$	$0 < Q_{ab} < 1,850$	$0 < Q_{ab} < 1,850$	$0 < Q_{ab} < 1,850$	$0 < Q_{ab} < 1,850$
Medio	$1,850 < Q_{ab} < 2,400$	$1,850 < Q_{ab} < 2,800$	$1,850 < Q_{ab} < 3,100$	$1,850 < Q_{ab} < 3,100$	$1,850 < Q_{ab} < 4,700$
Alto	$Q_{ab} > 2,400$	$Q_{ab} > 2,800$	$Q_{ab} > 3,100$	$Q_{ab} > 3,100$	$Q_{ab} > 4,700$

A partir de estas definiciones, se presenta el riesgo global para cada uno de los meses y un periodo de retorno de 10 años. Donde Q_{ab} se refiere al gasto conjunto, descarga de las presas y río Valle Nacional, y F_{ab} la correspondiente probabilidad conjunta calculada con el análisis de frecuencias en redes de ríos mostrada en la **sección 4.7**.

Riesgo hidrológico en cuencas controladas. Caso río Papaloapan.

5.26. Riesgo global para un Tr de 10 años.

Tr 10 años

Mes	Elevación (m)	Qab (m3/s)	Fab	Q esperado (m3/s)	Q crítico (m3/s)	Estado	Q esperado por año	Q critico	Riesgo anual
Enero	58.00	2028.00	0.295589	2453.46	1850.00	Riesgo Alto	29335.64	1850.00	Riesgo Alto
	59.45	2027.96	0.181901						
	61.45	2527.96	0.204638						
	63.45	3027.95	0.295135						
	66.45	3261.23	0.022738						
Febrero	58.00	2019.27	0.409134	2319.93	1850.00	Riesgo Medio			
	59.45	2019.23	0.113648						
	61.45	2519.23	0.363674						
	63.45	3019.22	0.090814						
	66.45	3252.50	0.022730						
Marzo	58.00	2016.79	0.454566	2153.09	1850.00	Riesgo Medio			
	59.45	2016.75	0.318196						
	61.45	2516.75	0.181826						
	63.45	3016.74	0.045411						
	66.45	3250.02	0.000000						
Abril	58.00	2014.84	0.697689	2072.95	1850.00	Riesgo Medio			
	59.45	2014.80	0.209307						
	61.45	2514.79	0.069769						
	63.45	3014.79	0.023236						
	66.45	3248.07	0.000000						
Mayo	58.00	2020.46	0.761905	2044.26	1850.00	Riesgo Medio			
	59.45	2020.42	0.190476						
	61.45	2520.41	0.047619						
	63.45	3020.41	0.000000						
	66.45	3253.69	0.000000						
Junio	58.00	2020.46	0.738095	2044.26	1850.00	Riesgo Medio			
	59.45	2020.42	0.214286						
	61.45	2520.41	0.047619						
	63.45	3020.41	0.000000						
	66.45	3253.69	0.000000						
Julio	58.00	2143.47	0.592592	2180.49	1850.00	Riesgo Medio			
	59.45	2143.43	0.333333						
	61.45	2643.43	0.074074						
	63.45	3143.42	0.000000						
	66.45	3376.70	0.000000						
Agosto	58.00	2265.64	0.604791	2526.69	1850.00	Riesgo Alto			
	59.45	2265.60	0.069784						
	61.45	2765.60	0.139567						
	63.45	3265.59	0.162596						
	66.45	3498.87	0.023261						
Septiembre	58.00	2237.95	0.395500	2608.99	1850.00	Riesgo Alto			
	59.45	2237.91	0.186118						
	61.45	2737.90	0.116323						
	63.45	3237.90	0.255530						
	66.45	3471.18	0.046529						
Octubre	58.00	2490.13	0.166693	3077.32	1850.00	Riesgo Alto			
	59.45	2490.09	0.142880						
	61.45	2990.08	0.261947						
	63.45	3490.08	0.309413						
	66.45	3723.36	0.119067						
Noviembre	58.00	2191.63	0.000000	3030.60	1850.00	Riesgo Alto			
	59.45	2191.58	0.085718						
	61.45	2691.58	0.257155						
	63.45	3191.58	0.428592						
	66.45	3424.86	0.228534						
Diciembre	58.00	1554.10	0.114292	2823.60	1850.00	Riesgo Alto			
	59.45	2054.10	0.085720						
	61.45	3054.10	0.257144						
	63.45	3054.10	0.428551						
	66.45	3287.38	0.114292						

En la Tabla 5.26 se muestra el estado de riesgo para la zona aguas abajo de las descargas de Temascal-Cerro de Oro y el río Valle Nacional para cada mes para un periodo de retorno de 10 años, observando que la zona se encuentra en estado de Riesgo Medio y Alto todo el año debido a que el gasto esperado por mes resulta mayor que el crítico. Estos resultados siguen la tendencia de inversa proporcionalidad entre las elevaciones y los valores del riesgo, relacionado con la ocurrencia de las elevaciones en los diferentes meses del año y la operación de las presas.

Siguiendo la definición de la Ecuación 4.9, el riesgo global es definido como el valor del gasto esperado, el cual, es mayor que el valor del gasto crítico durante todos los meses del año y resulta en un valor de riesgo hidrológico aguas debajo de la confluencia de las descargas de las presas y los escurrimientos del río Valle Nacional. Además de calcular el riesgo global por mes, se analiza su valor anual, siendo de la misma manera mayor que el gasto crítico y por lo tanto, expresa también un valor de riesgo hidrológico.

El valor esperado se refiere al valor promedio del gasto que se pueda presentar en un cierto mes, tomando en cuenta los posibles gastos derramados con las correspondientes elevaciones en el embalse. De acuerdo a los datos mostrados en la tabla anterior, el mayor valor del gasto se espera para el mes de Octubre, coincidiendo con el mes en que se presenta un mayor gasto a lo largo del río Valle Nacional y por lo tanto un mayor gasto conjunto.

En el **Anexo H** se encuentran los resultados restantes del riesgo global para los periodos de retorno (10, 100, 500, 1000 y 10000 años) para la zona de estudio, así como el análisis de frecuencias de los gastos conjuntos para la obtención de los umbrales de riesgo hidrológico, relacionados con el valor de gasto crítico establecido (De Luna, 2010), 1.850 m³/s aguas abajo de las descargas de las presas y la unión con el río Valle Nacional.

6. Resultados

En la **sección 2** se presentaron las diferentes formas de expresar los resultados del análisis de riesgo hidrológico. En este trabajo se eligió la utilización de tablas y gráficas con los diferentes valores del riesgo hidrológico, por periodo de retorno y por mes.

A continuación se presentan para cada uno de los meses, los resultados del riesgo hidrológico al que se encuentra la zona aguas abajo de las descargas de las presas Temascal y Cerro de Oro por la obra de excedencias en conjunto con los escurrimientos transitados por el río Valle Nacional, a partir de cierta elevación de la superficie del agua en el embalse conjunto en un mes y al inicio de un evento hidrometeorológico relacionado a un periodo de retorno.

Tabla 6.1. Riesgo hidrológico para el mes de Enero.

Enero										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2028.00	0.029545	2534.18	0.002955	2538.45	0.000591	2540.29	0.000295	3046.39	0.000030
59.45	2027.96	0.018182	2534.18	0.001818	2538.46	0.000364	2540.29	0.000182	3046.39	0.000018
61.45	2527.96	0.020455	2534.18	0.002045	3038.45	0.000409	3040.29	0.000205	3388.66	0.000020
63.45	3027.95	0.029500	3034.18	0.002955	3222.60	0.000591	3391.00	0.000295	10273.21	0.000030
66.45	3261.23	0.002273	8469.36	0.000227	12142.52	0.000045	12094.90	0.000023	14504.34	0.000002

Tabla 6.2. Riesgo hidrológico para el mes de Febrero.

Febrero										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2019.27	0.040909	2521.53	0.004091	2523.12	0.000818	2523.80	0.000409	3026.06	0.000041
59.45	2019.23	0.011364	2521.53	0.001136	2523.12	0.000227	2523.81	0.000114	3026.07	0.000011
61.45	2519.23	0.036364	2521.54	0.003636	3023.12	0.000727	3023.80	0.000364	3368.34	0.000036
63.45	3019.22	0.009080	3021.54	0.000909	3207.27	0.000182	3374.52	0.000091	10252.89	0.000009
66.45	3252.50	0.002273	8456.72	0.000227	12127.19	0.000045	12078.42	0.000023	14411.64	0.000002

Riesgo hidrológico en cuencas controladas. Caso río Papalaoapan.

Tabla 6.3. Riesgo hidrológico para el mes de Marzo.

Marzo										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
(m)	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2016.79	0.045455	2518.80	0.004545	2520.22	0.000909	2520.83	0.000455	3022.84	0.000045
59.45	2016.75	0.031818	200.00	0.003182	2520.22	0.000636	2520.83	0.000318	3022.84	0.000032
61.45	2516.75	0.018182	2518.81	0.001818	3020.22	0.000364	3020.83	0.000182	3365.11	0.000018
63.45	3016.74	0.004541	3018.81	0.000455	3204.36	0.000091	3371.54	0.000045	10249.66	0.000005
66.45	3250.02	0.000000	8453.99	0.000000	12124.29	0.000000	12075.44	0.000000	14480.80	0.000000

Tabla 6.4. Riesgo hidrológico para el mes de Abril.

Abril										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
(m)	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2014.84	0.069767	2517.01	0.006977	2518.54	0.001395	2519.20	0.000698	3021.37	0.000070
59.45	2014.80	0.020930	2517.02	0.002093	2518.55	0.002093	2519.20	0.000209	3021.38	0.000021
61.45	2514.79	0.006977	2517.02	0.000698	3018.54	0.000698	3019.20	0.000070	3363.65	0.000007
63.45	3014.79	0.002324	3017.02	0.000233	3202.69	0.000233	3369.91	0.000023	10248.20	0.000002
66.45	3248.07	0.000000	8452.20	0.000000	12122.61	0.000000	12073.81	0.000000	14479.33	0.000000

Tabla 6.5. Riesgo hidrológico para el mes de Mayo

Mayo										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
(m)	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2020.46	0.076190	2530.59	0.007619	2537.71	0.001524	2540.78	0.000762	3050.96	0.000076
59.45	2020.42	0.019048	2530.60	0.001905	2537.72	0.000381	2540.79	0.000190	3050.96	0.000019
61.45	2520.41	0.004762	2530.60	0.000476	3037.71	0.000095	3040.78	0.000048	3393.23	0.000005
63.45	3020.41	0.000000	3030.60	0.000000	3221.86	0.000000	3391.50	0.000000	10277.78	0.000000
66.45	3253.69	0.000000	8465.78	0.000000	12141.78	0.000000	12095.39	0.000000	14508.92	0.000000

Tabla 6.6. Riesgo hidrológico para el mes de Junio.

Junio										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2020.46	0.073809	2530.59	0.007381	2537.71	0.001476	2540.78	0.000738	3050.96	0.000074
59.45	2020.42	0.021429	2530.60	0.002143	2537.72	0.000429	2540.79	0.000214	3050.96	0.000021
61.45	2520.41	0.004762	2530.60	0.000476	3037.71	0.000095	3040.78	0.000048	3393.23	0.000005
63.45	3020.41	0.000000	3030.60	0.000000	3221.86	0.000000	3391.50	0.000000	10277.78	0.000000
66.45	3253.69	0.000000	8465.78	0.000000	12141.78	0.000000	12095.39	0.000000	14508.92	0.000000

Tabla 6.7. Riesgo hidrológico para el mes de Julio.

Julio										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2143.47	0.038095	2817.51	0.003810	3014.09	0.001476	3123.28	0.000738	4121.56	0.000074
59.45	2143.43	0.021429	2817.51	0.002143	3014.10	0.000429	3123.28	0.000214	4121.57	0.000021
61.45	2643.43	0.004762	2817.52	0.000476	3514.09	0.000095	3623.28	0.000048	4463.84	0.000005
63.45	3143.42	0.000000	3317.51	0.000000	3698.24	0.000000	3973.99	0.000000	11348.39	0.000000
66.45	3376.70	0.000000	8752.69	0.000000	12618.16	0.000000	12677.89	0.000000	15579.52	0.000000

Tabla 6.8. Riesgo hidrológico para el mes de Agosto.

Agosto										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2265.64	0.060465	2988.74	0.006047	3136.22	0.001209	3201.89	0.000605	3920.03	0.000060
59.45	2265.60	0.006977	2988.74	0.000698	3136.22	0.000140	3201.89	0.000070	3920.03	0.000007
61.45	2765.60	0.013953	2988.75	0.001395	3636.22	0.000279	3701.89	0.000140	4262.30	0.000014
63.45	3265.59	0.016256	3636.22	0.001628	3636.22	0.000326	4052.60	0.000163	11146.85	0.000016
66.45	3498.87	0.002326	8923.93	0.000233	12740.29	0.000047	12756.50	0.000023	15377.99	0.000002

Tabla 6.9. Riesgo hidrológico para el mes de Septiembre.

Septiembre										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2237.95	0.039535	2868.63	0.003953	2957.95	0.000791	2996.34	0.000395	3623.80	0.000040
59.45	2237.91	0.018605	2868.63	0.001860	2957.95	0.000372	2996.34	0.000186	3623.80	0.000019
61.45	2737.90	0.011628	2868.64	0.001163	3457.95	0.000233	3496.34	0.000116	3966.07	0.000012
63.45	3237.90	0.025543	3368.63	0.002558	3642.09	0.000512	3847.05	0.000256	10850.62	0.000026
66.45	3471.18	0.004651	8803.82	0.000465	12562.02	0.000093	12550.95	0.000047	15081.76	0.000005

Tabla 6.10. Riesgo hidrológico para el mes de Octubre.

Octubre										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2490.13	0.016667	3808.81	0.001667	4515.67	0.000333	4847.40	0.000167	6551.18	0.000017
59.45	2490.09	0.014286	3808.81	0.001429	4515.67	0.000286	4847.40	0.000143	6551.18	0.000014
61.45	2990.08	0.026190	3808.82	0.002619	5015.66	0.000524	5347.40	0.000262	6893.45	0.000026
63.45	3490.08	0.030936	4308.81	0.003095	5199.81	0.000619	5698.11	0.000310	13778.00	0.000031
66.45	3723.36	0.011905	9744.00	0.001190	14119.74	0.000238	14402.01	0.000119	18009.13	0.000012

Tabla 6.11. Riesgo hidrológico para el mes de Noviembre.

Noviembre										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	2191.63	0.000019	3108.70	0.001860	3695.91	0.000372	4059.45	0.000186	6463.59	0.000019
59.45	2191.58	0.006977	3108.70	0.001628	3695.91	0.000326	4059.45	0.000163	3463.58	0.000016
61.45	2691.58	0.020930	3108.71	0.002093	4380.05	0.000419	3114.29	0.000209	6805.86	0.000021
63.45	3191.58	0.034884	3608.71	0.003488	4380.05	0.000698	3114.29	0.000349	13690.41	0.000035
66.45	3424.86	0.018601	9043.89	0.000930	13299.98	0.000186	13614.06	0.000093	17921.54	0.000009

Tabla 6.12. Riesgo hidrológico para el mes de Diciembre.

Diciembre										
Elevación	Tr 10 años		Tr 100 años		Tr 500 años		Tr 1000 años		Tr 10000 años	
	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo	Qab	Riesgo
58.00	1554.10	0.021424	2590.82	0.000952	2607.44	0.000190	2614.30	0.000095	3136.84	0.000010
59.45	2054.10	0.006976	2590.82	0.001429	2607.44	0.000286	2614.30	0.000143	3136.84	0.000014
61.45	2554.10	0.020926	2590.83	0.001429	3107.43	0.000286	3114.29	0.000143	3479.11	0.000014
63.45	3054.10	0.034874	3090.82	0.004524	3291.58	0.000905	3465.01	0.000452	10363.66	0.000045
66.45	3287.38	0.009301	8526.00	0.000476	12211.51	0.000095	12168.91	0.000048	14594.80	0.000005

En el caso de las gráficas de riesgo hidrológico, los valores del riesgo se observan para cada periodo de retorno de la avenida de entrada al embalse conjunto, de acuerdo al rango de elevaciones en el que se encuentre el agua en el embalse y según el mes en que se pueda presentar dicha avenida. Por ejemplo, al presentarse una avenida con un periodo de retorno de 500 años, el mes de Enero y si la elevación en el embalse es de 61.45 m, el valor del riesgo hidrológico aguas abajo de la confluencia de los escurrimientos del río Valle Nacional sería de 0.000409.

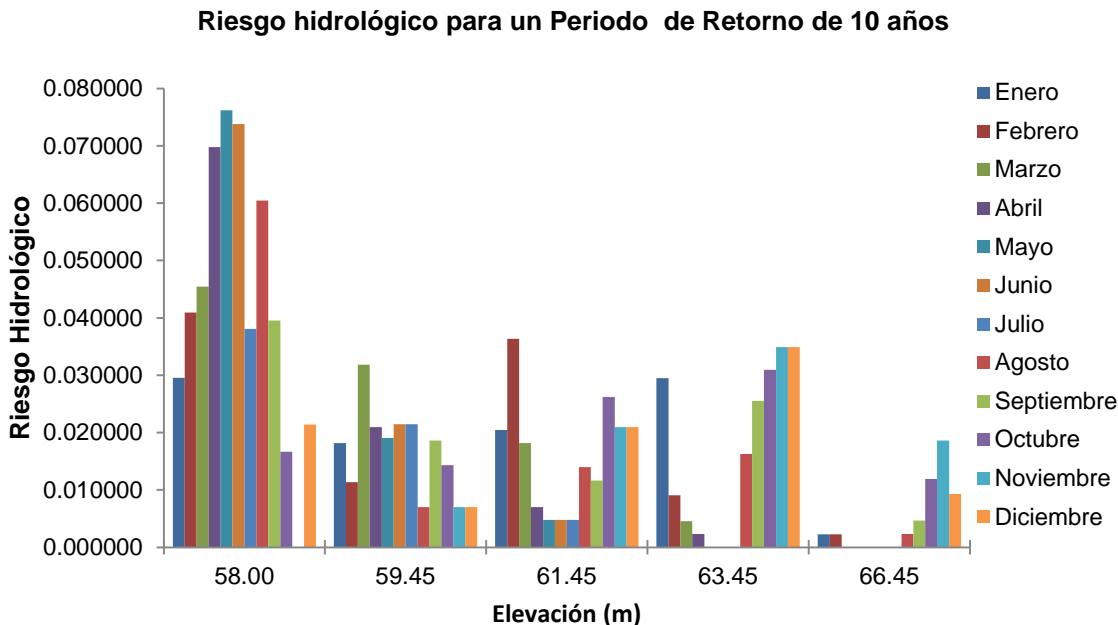


Ilustración 6.1. Riesgo Hidrológico para un Periodo de Retorno de 10 años.

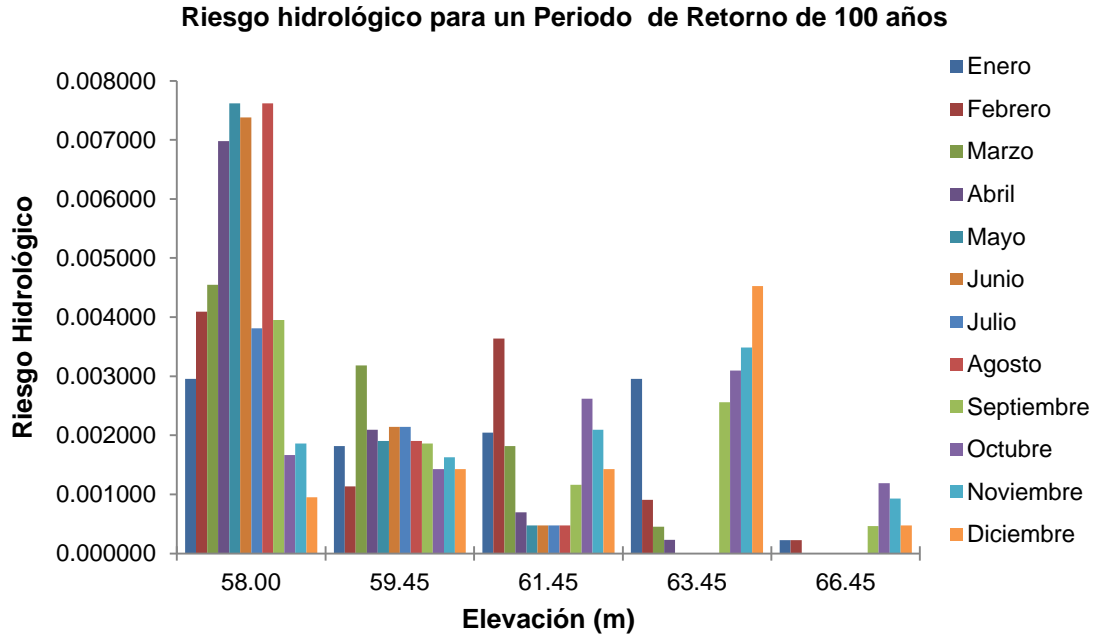


Ilustración 6.2. Riesgo Hidrológico para un Periodo de Retorno de 100 años.

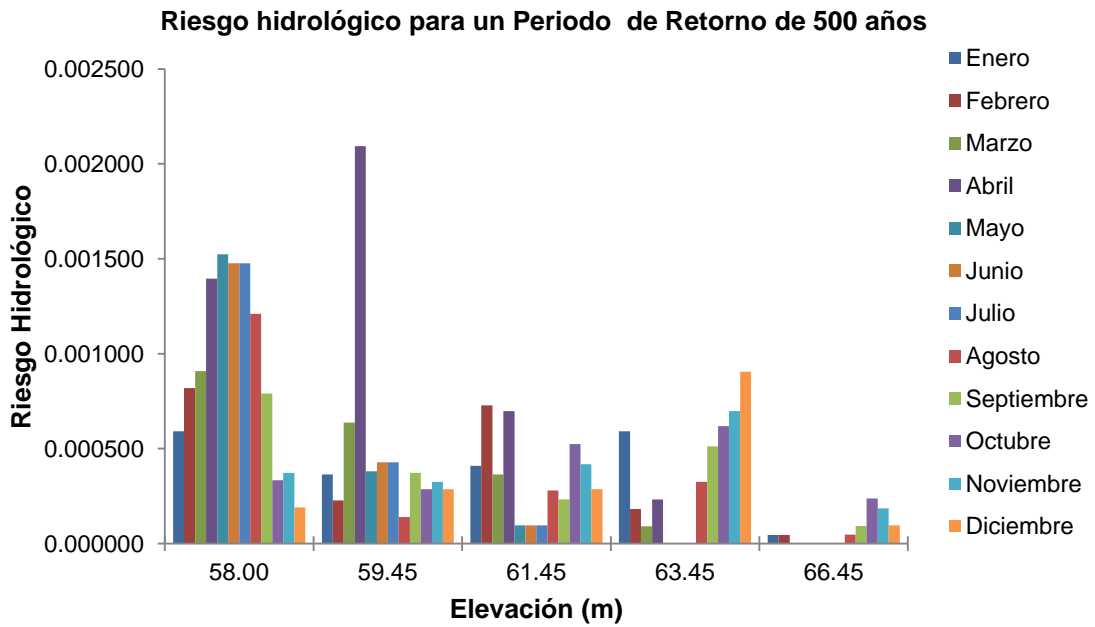


Ilustración 6.3. Riesgo Hidrológico para un Periodo de Retorno de 500 años.

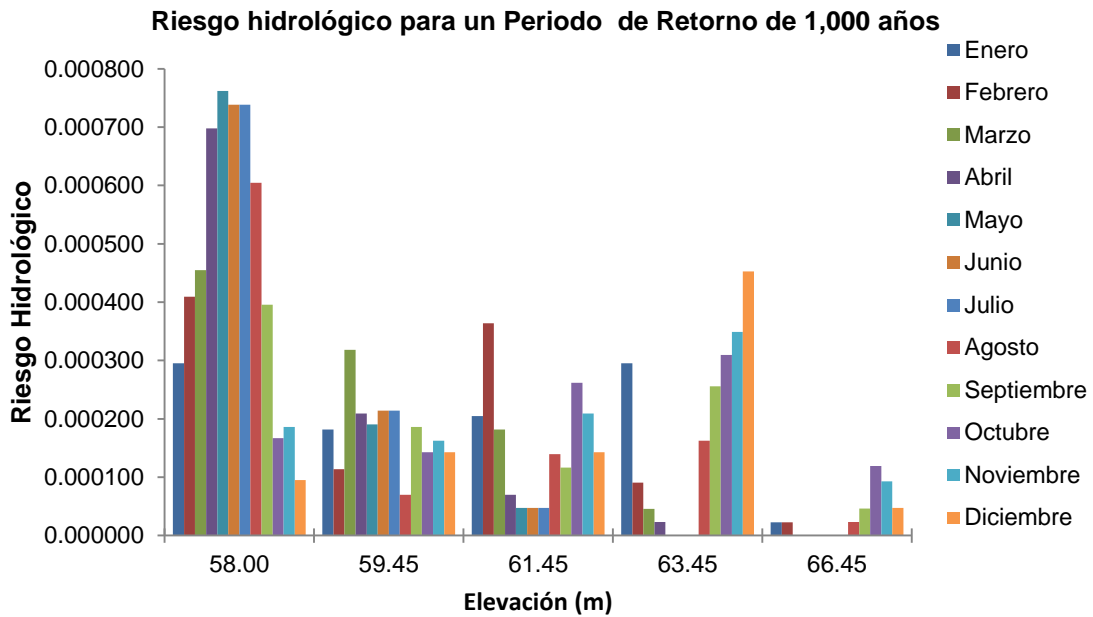


Ilustración 6.4. Riesgo Hidrológico para un Periodo de Retorno de 1,000 años.

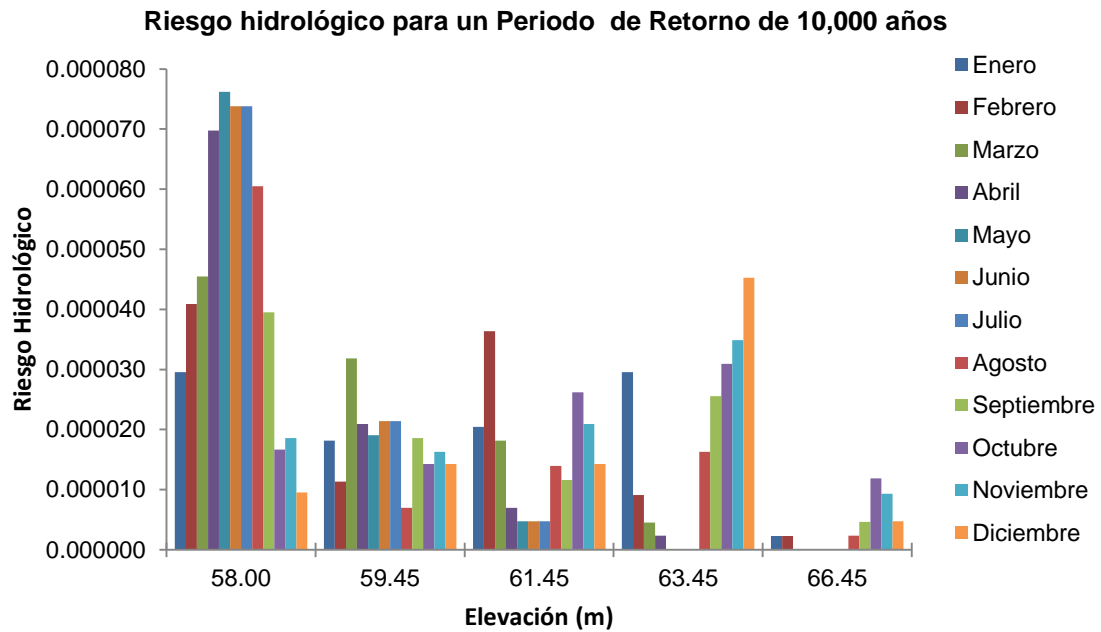


Ilustración 6.5. Riesgo Hidrológico para un Periodo de Retorno de 10,000 años

De las ilustraciones anteriores se pueden hacer algunos comentarios:

Al incrementarse el periodo de retorno de las avenidas de entrada al embalse conjunto, el valor del riesgo decrece. Esto está relacionado, como se ha venido comentando, a los valores de las probabilidades de ocurrencia de las elevaciones en el embalse para los diferentes meses analizados. Además de que dichas probabilidades son afectadas por la probabilidad misma de las avenidas de entrada, la cual está definida por el inverso del periodo de retorno, lo cual reduce su valor al ir aumentando este último.

Los valores máximos de riesgo hidrológico se observan cuando la elevación del agua en el embalse se encuentra en el intervalo de clase de 58.00 m en la mayoría de los meses, mientras que para los meses de octubre a diciembre, el valor mayor de riesgo hidrológico se ubicó en la elevación 63.45 m. Esto último asociado a los valores significativos de la probabilidad de ocurrencia de esa elevación de la superficie libre del agua en el embalse conjunto en esos meses. Por otro lado, los valores mínimos de riesgo se observaron en la mayor elevación para todos los meses, esto debido no solo a la operación de las presas, sino también a que en todos los meses la probabilidad de que el agua se encontrara en ese nivel es nula.

De acuerdo con la información mostrada, a lo largo de todo el año, es en el mes de abril y mayo cuando se tiene el mayor valor de riesgo hidrológico, a partir de una elevación de 59.45 y 58.00 m respectivamente. Por otro lado, los menores valores de riesgo durante los meses de abril a junio se presentan a partir de la elevación 66.45m debido a que en este periodo la probabilidad de que el nivel del agua se encuentre en esta elevación es nula. En los demás meses, no se observa una tendencia a cierta elevación para el valor mínimo de riesgo.

En elevaciones entre 61.45 a 63.45 m, los mayores valores de riesgo se presentan durante la temporada de lluvia, entre los meses de Septiembre a Diciembre. Además, para un periodo de retorno de 500, 1000 y 10000 años en el mes de Enero, Febrero y Abril también se presenta un valor de riesgo hidrológico alto a partir de estas elevaciones.

Analizando estos valores de riesgo, se puede observar que en la temporada de Agosto a Enero el mayor riesgo se presenta principalmente a partir de la elevación 63.45 m, lo cual indica que de acuerdo con los registros de elevaciones en el vaso, durante estos meses el nivel del agua tiene amplias posibilidades de encontrarse a esa elevación (C.F.E., 2012) por lo que al llegar una avenida, el vaso pudiera no tener la capacidad de contenerla, que resultando en una descarga por la obra de excedencias. En cambio, para los meses de Febrero a Julio, se observan valores altos de riesgo a partir de las marcas de clase de menor elevación, pudiendo relacionarse el alto valor del riesgo a la magnitud de la avenida de entrada, así como a la probabilidad de ocurrencia de esas elevaciones.

6.1. Validación del valor de gasto crítico

A manera de complemento del análisis probabilístico del riesgo hidrológico, se llevó a cabo la aplicación de un modelo hidrodinámico para poder analizar la dinámica de la inundación en el área de estudio y así poder evaluar el valor de gasto conjunto a partir del cual se observan daños por inundación. Esta sección se presenta solo como el resultado de un enfoque diferente cuyo planteamiento aún debe ser analizado con mayor detalle.

Una manera de analizar las áreas que son propensas a sufrir problemas de inundación es a través de mapas de inundación generados con modelos hidrodinámicos. Los últimos permiten representar diferentes escenarios y determinar la extensión de inundación debida a fenómenos hidrometeorológicos extremos.

En general, la naturaleza de los ríos y la intrínseca caracterización de sus procesos, provocan que los modelos contengan cierto grado de incertidumbre al representar cierto evento. Para contrarrestar esto, recientemente las técnicas de Percepción Remota han comenzado a ser utilizadas para la calibración y validación de modelos hidrodinámicos, presentando en primera instancia resultados satisfactorios y mostrando un elemento innovador en el área de la modelación hidrodinámica.

Los análisis preliminares sobre la región, mostrados en los apartados anteriores, se han utilizado como base para el análisis del riesgo hidrológico mensual. La evaluación del riesgo se realizó de manera probabilística con un análisis bivariado de frecuencias en redes de ríos. Mientras que en esta etapa, se generó un modelo hidrodinámico en 1D2D calibrado con la técnica de Percepción Remota utilizando imágenes satelitales del tipo ENVISAT-ASARW con una resolución de 150m obtenidas de ESA (European Space Agency) para uno de los días dentro del periodo de simulación. En esta etapa, los resultados del análisis probabilístico serán evaluados a partir de la validación del valor del gasto crítico a partir del cual se estimó el riesgo hidrológico en la primera etapa del estudio.

Últimamente, las técnicas de percepción remota han sido utilizadas para la calibración de modelos hidrodinámicos. En esta línea, las imágenes de radar presentan ciertas ventajas en la modelación de inundaciones ya que traspasan las capas de nubes. Schumann y Bates (2009) presentan productos SAR (Radares de Apertura Sintética por sus siglas en inglés) que pueden ser utilizados para estudios sobre inundaciones. Dentro de los productos más conocidos se encuentran los de ENVISAT, ERS-2, RADARSAT, ALOS y TerraSAR.

Además, una variedad de técnicas para procesamiento de imágenes satelitales se puede aplicar para definir el área de inundación incluyendo la interpretación visual, algoritmos automáticos de clasificación para la delineación de imágenes y métodos para la detección de cambios multi temporales, entre otros. Los errores más comunes están relacionados con la resolución espacial de las imágenes, el ángulo del radar y algunas características de las imágenes.

6.1.1. Modelación hidrodinámica

Para los propósitos del análisis de riesgo, algunas metodologías desarrollan mapas que muestran el área de inundación generados a través de modelos hidrodinámicos. Para aplicar esta técnica, se requiere contar con información topográfica para construir la malla del modelo, hidrometría para definir las condiciones de frontera a la entrada y salida, una fuente de validación del modelo (Bates, 2004), modelos de elevación digital, registros históricos de escurrimientos, probabilidad de ocurrencia de avenidas, información sobre el uso del suelo, así como sobre aspectos sociales y ambientales, entre otros.

Para analizar la respuesta del área propensa a inundarse ante un evento meteorológico, se deben determinar variables como la velocidad del flujo, el tirante y la extensión de la inundación utilizando las ventajas que ofrece la modelación numérica. Este tipo de software puede ser aplicado a problemas de 1 o 2 dimensiones, incluso acoplándolos. Algunos ejemplos de este tipo de software son MIKE11, MIKE21 y MIKEFLOOD y SOBEK 231 (Asselman, 2009). Por otro lado, a través del análisis de la comparación de los resultados con datos observados se puede determinar la precisión del modelo hidrodinámico empleado.

6.1.1. Calibración del modelo utilizando Percepción Remota

La calibración de un modelo con percepción remota se realiza a través del ajuste de los parámetros del modelo como la rugosidad de la superficie, modificando el valor del número de Manning dentro de un rango de valores definido. Los pasos básicos para este tipo de calibración son: definición del área inundada a partir de la imagen satelital y la comparación de esta con los resultados obtenidos del modelo hidrodinámico, utilizando una medida del funcionamiento de este último (Schuman, Bates, Horritt, Matgen, & Pappenberger, 2009).

6.1.2. Evaluación del funcionamiento del modelo

Uno de los problemas al realizar una modelación hidrodinámica es la confiabilidad e incertidumbre de los resultados, lo que hace necesario evaluar del funcionamiento del modelo. La incertidumbre en los modelos se relaciona con la incertidumbre en la estimación de los parámetros, como los valores adecuados de la rugosidad, además también pueden influir las incertidumbres relativas a los datos de entrada, salida y a la estructura del modelo (Mason, Bates, & Dall'Amico, 2009). Para analizar el funcionamiento del modelo lo ideal sería contar con una cantidad importante de observaciones de escurrimientos, además de imágenes satelitales disponibles para el área de estudio en el mismo periodo.

Así como las predicciones de los modelos se utilizan para la toma de decisiones, el problema de la falta de información para realizar la calibración debe ser atacado. Utilizando los beneficios que proporciona la percepción remota, los modelos serán calibrados para los instantes de tiempo en los que se tengan imágenes satelitales

disponibles como lo menciona Patro et al. (2009), Mason (2009), Schumann (2009), (Di Baldassarre, Schumann, & Bates, 2009), entre otros. Aunque la manera más común de medir el funcionamiento de un modelo es a través de una comparación visual, las medidas cuantitativas tienden a ser más precisas al comparar el área de inundación.

Esto último se logra mediante la comparación de las áreas inundadas, estimadas por el modelo y observadas en la imagen satelital, a través de algunas ecuaciones donde el área predicha como mojada o seca se relaciona con la sobre o sub predicción, Schumann (2009). Por ejemplo, para medir la incertidumbre y evaluar el funcionamiento del modelo, se han desarrollado varias técnicas, como las propuestas por Horrit (2006) que utiliza la siguiente medida de funcionamiento:

$$F = \frac{A}{A + B + C} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Donde A es el área mojada correctamente predicha por el modelo, B es el área sobreestimada y C es el área subestimada por el modelo, todo esto comparado con el área inundada observada en la imagen satelital. El valor máximo del valor de F ocurrirá con el valor de rugosidad para el cual la suma de B+C es la mínima. Esta ecuación se recomienda para la calibración determinística y de incertidumbre (Schuman, Bates, Horritt, Matgen, & Pappenberger, 2009).

Conociendo los parámetros de rugosidad con los que se observó el mejor funcionamiento del modelo, teniendo el modelo calibrado, se procede a comparar los niveles a los cuales los problemas de inundación comienzan a observarse en la modelación con aquellos a partir de los cuales se analizó el riesgo hidrológico en los apartados anteriores para validar los valores del gasto crítico.

6.1.3. Aplicación del modelo hidrodinámico

6.1.3.1. Información utilizada

La simulación se llevó a cabo para el periodo del 24 al 29 de septiembre del 2010, durante el cual se observó el huracán Matthew causando fuertes problemas de inundación en la región. Las descargas diarias y el nivel de agua en el cauce se obtuvieron de la información recolectada en la estación hidrométrica Papaloapan (BANDAS, 2010), ubicada en la unión de los escurrimientos provenientes de las descargas de las presas Temascal-Cerro de Oro y el río Valle Nacional.

Aunque se cuenta con información topográfica de diferentes resoluciones, debido a la escasa capacidad del sistema de cómputo disponible utilizado se usó el Modelo de Elevación Digital con una resolución de 60 m (INEGI, 2014) para la construcción del

modelo de la llanura de inundación. Para las secciones transversales del cauce, la información fue extraída de un levantamiento LIDAR proporcionado por la CONAGUA.

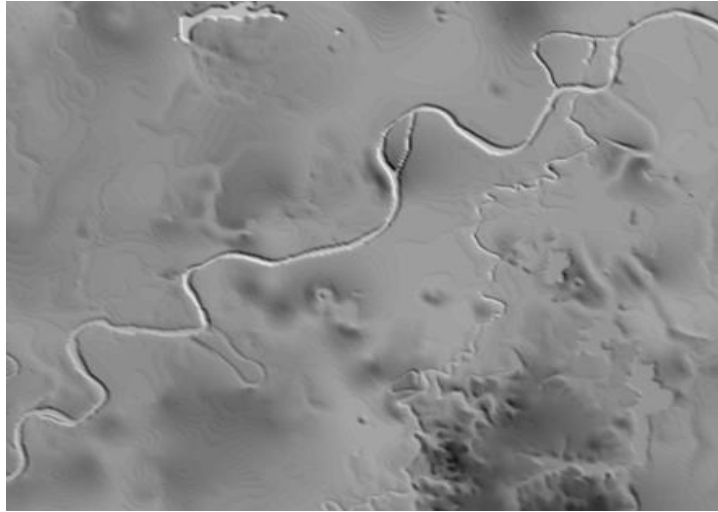


Ilustración 6.6. DEM con resolución de 60 m para un tramo del cauce del río Papaloapan.

Algunas imágenes satelitales de libre acceso fueron obtenidas para la región de estudio de la base de datos de la ESA (Agencia Espacial Europea por sus siglas en inglés) con una resolución espacial de 150 m. Una de estas imágenes se obtuvo para el día 25 de septiembre del 2010 a las 16:26 horas, la cual coincide con el evento observado.

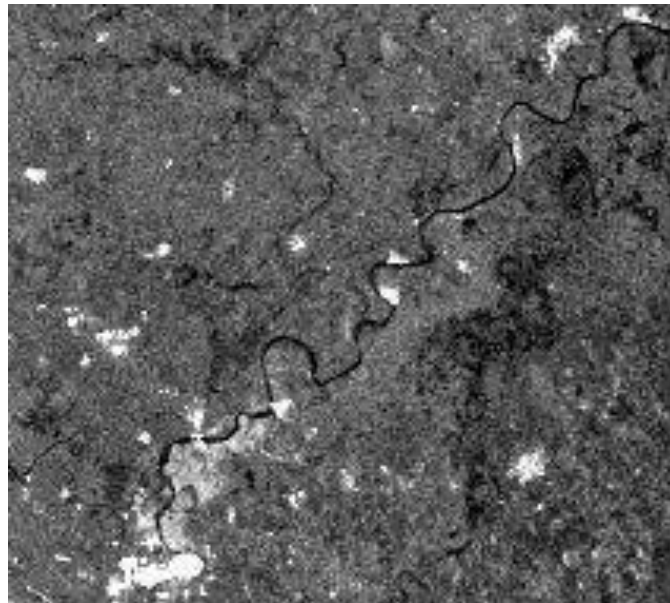


Ilustración 6.7. Imagen Satelital ENVIAT-ASARWS para el 25 de septiembre del 2010.

El análisis de las diferencias entre el área de inundación extraída de esta imagen y los resultados del modelo hidrodinámico representa el funcionamiento del software utilizado.

6.1.3.2. Definición del coeficiente de rugosidad

El modelo hidrodinámico fue creado en la plataforma de MIKEFLOOD (DHI, 2012). Se exploró el uso de diferentes valores de rugosidad a lo largo del cauce y la planicie de inundación para analizar el funcionamiento del modelo. La tabla siguiente muestra los valores de rugosidad utilizados en los modelos.

Tabla 6.13. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

Valores del coeficiente de rugosidad de Manning	
Cauce	Llanura de inundación
$0.02 < n < 0.07$	$0.05 < n < 0.11$ <i>Prueba extra $n = 2$</i>

6.1.3.3. MIKE FLOOD

Este software combina modelos 1D y 2D a través de una liga entre las simulaciones de MIKE11 y MIKE21. Por esta razón, MIKEFLOOD cuenta con las propiedades numéricas de ambos; para MIKE11 las ecuaciones de Saint-Venant son resueltas con un esquema de diferencias finitas; en MIKE21 las variaciones en los tirantes son calculadas al resolver las ecuaciones de momento y conservación de masa integradas en la vertical (DHI, 2012).

MIKEFLOOD combina los modelos de MIKE11 y MIKE21 mediante una liga entre la información sobre el modelo 1D del cauce principal y 2D de la llanura de inundación.

MIKE11

En el software MIKE11 se requiere la creación de archivos que contengan información de la red del río, secciones transversales, condiciones de frontera y los parámetros hidrodinámicos. Los archivos de la red y las secciones transversales fueron extraídos del LIDAR híbrido utilizando la herramienta MikeGIS ubicada en ArcGis 10.1.

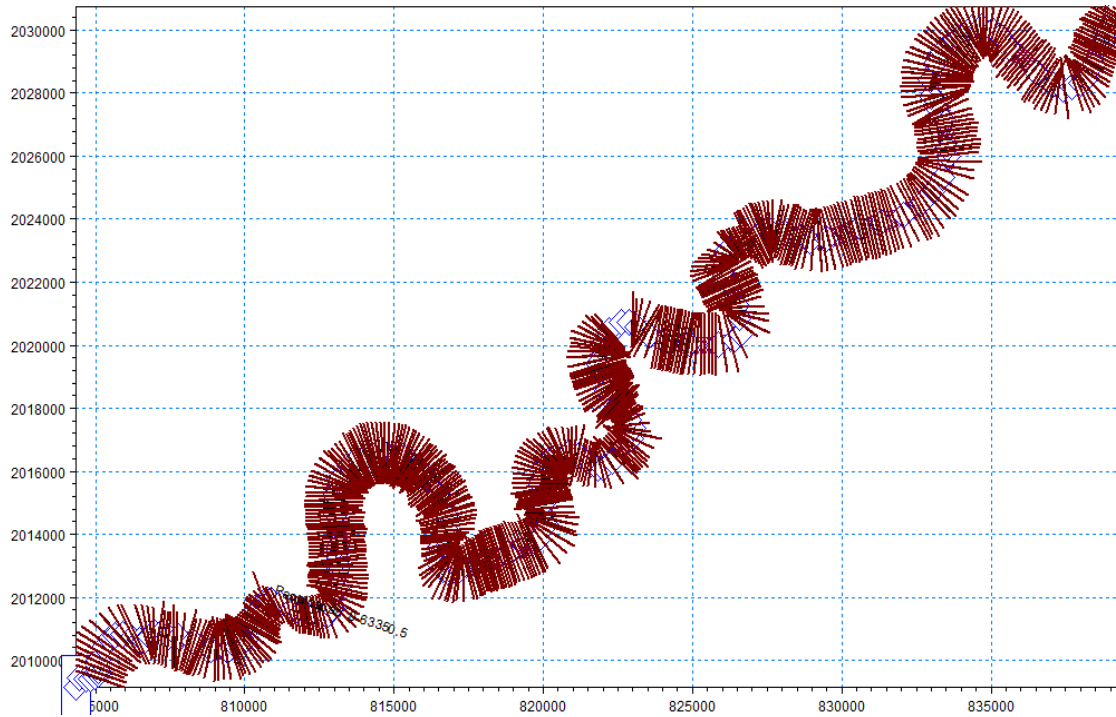


Ilustración 6.8. Tramo del Río Papaloapan.

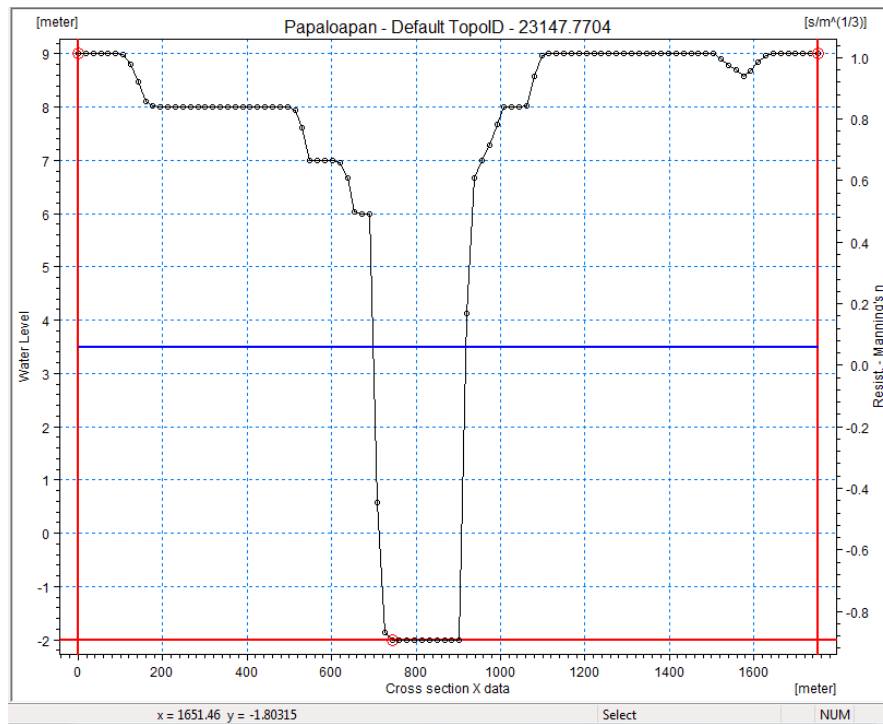


Ilustración 6.9. Ejemplo de una sección transversal de Río Papaloapan.

En total, se simularon 63.35 km del río con 137 cadenamientos a diferentes distancias entre ellos dependiendo de los requerimientos de la morfología del río. En esta etapa, los

escurrimientos observados en la estación hidrométrica Papaloapan fueron utilizados como condición de frontera aguas arriba (Ver Ilustración 6.10).

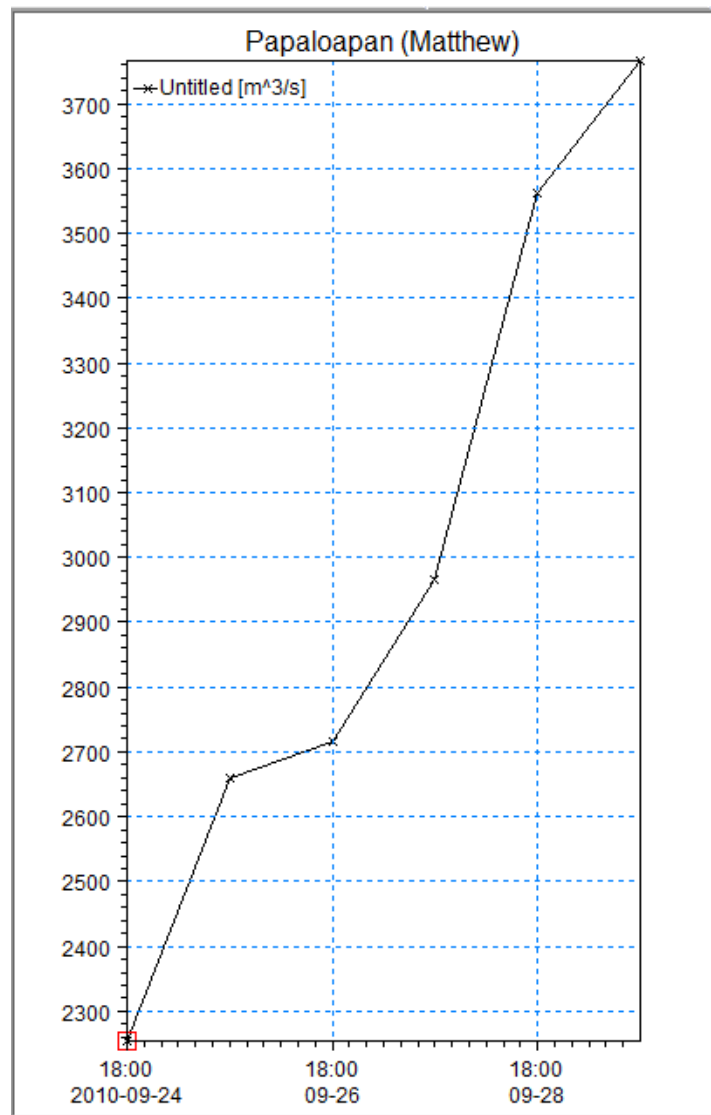


Ilustración 6.10. Descargas en la E.H. Papaloapan.

El cambio de tiempo, Δt , fue definido como 1 segundo y los resultados se presentaron por hora. En la siguiente ilustración se presenta un ejemplo de los resultados para el máximo nivel del agua en el cauce presentado por MIKE11.

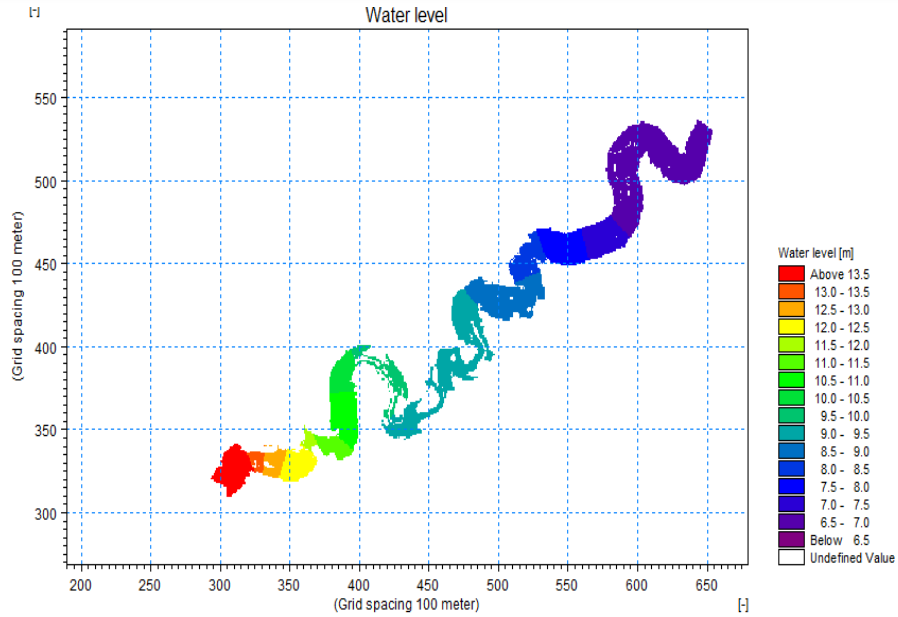


Ilustración 6.11. Ejemplo del nivel máximo de agua presentado por MIKE11.

MIKE21

Para definir el modelo de la llanura de inundación, una malla flexible fue creada (ver) a partir del DEM (Ilustración 6.6), al final se obtuvo una malla refinada y suavizada que contiene 2174 nodos y 3760 elementos en el archivo (Ilustración 6.12), con un tamaño de celda de 60.882 m.

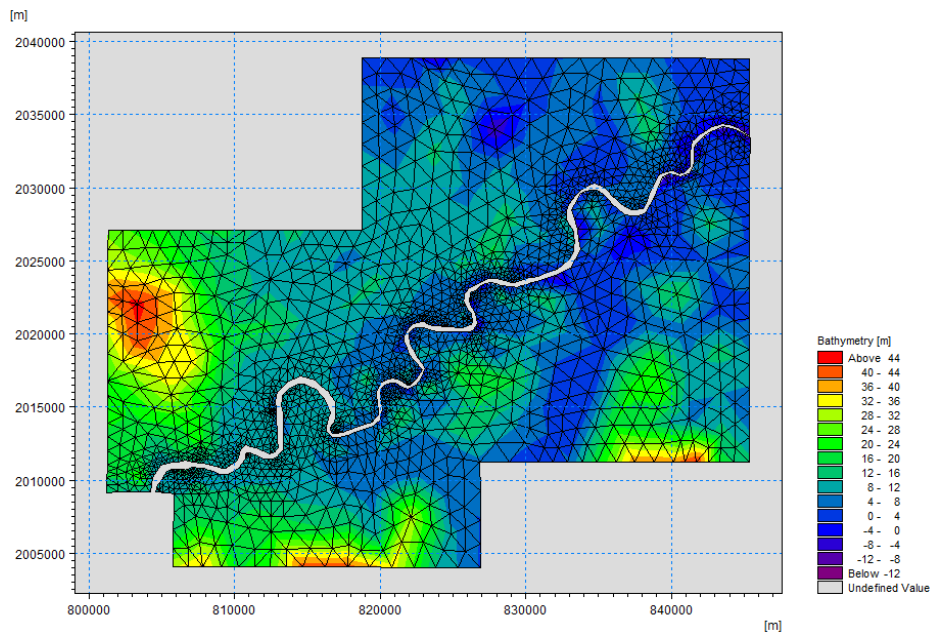


Ilustración 6.12. Malla refinada de la llanura de inundación del río Papalaoapan.

Las especificaciones del periodo de simulación fueron las mismas que en MIKE11, un Δt de 1 segundo y una configuración para un modelo hidrodinámico. Dentro de las opciones que tiene el módulo hidrodinámico, se eligieron las siguientes: solución técnica de alto orden, inclusión de zonas mojadas y secas y condiciones iniciales constantes para la elevación de la superficie, mientras que para el proceso de calibración se eligió el coeficiente de Manning para definir la rugosidad.

MIKEFLOOD

Una vez listos los modelos en 1 y 2 dimensiones, se combinan mediante el software MIKEFLOOD, el cual cuenta con varias formas de realizar esa combinación. Para este ejercicio se utilizó la unión Lateral por la derecha e izquierda como se observa en la Ilustración 6.13.

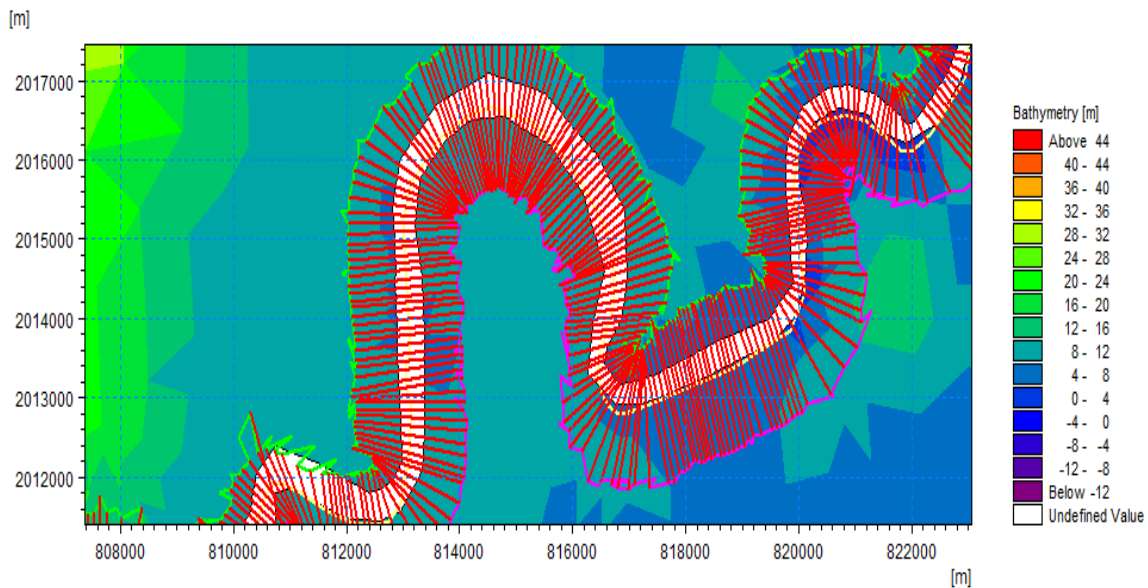


Ilustración 6.13. Vista de las uniones laterales en MIKEFLOOD.

Los resultados del modelo se obtuvieron en función del área de inundación, incluyendo los resultados de nivel máximo, tiempo del máximo nivel, profundidad total, elevación de la superficie libre del agua y velocidades para cada instante de la simulación.

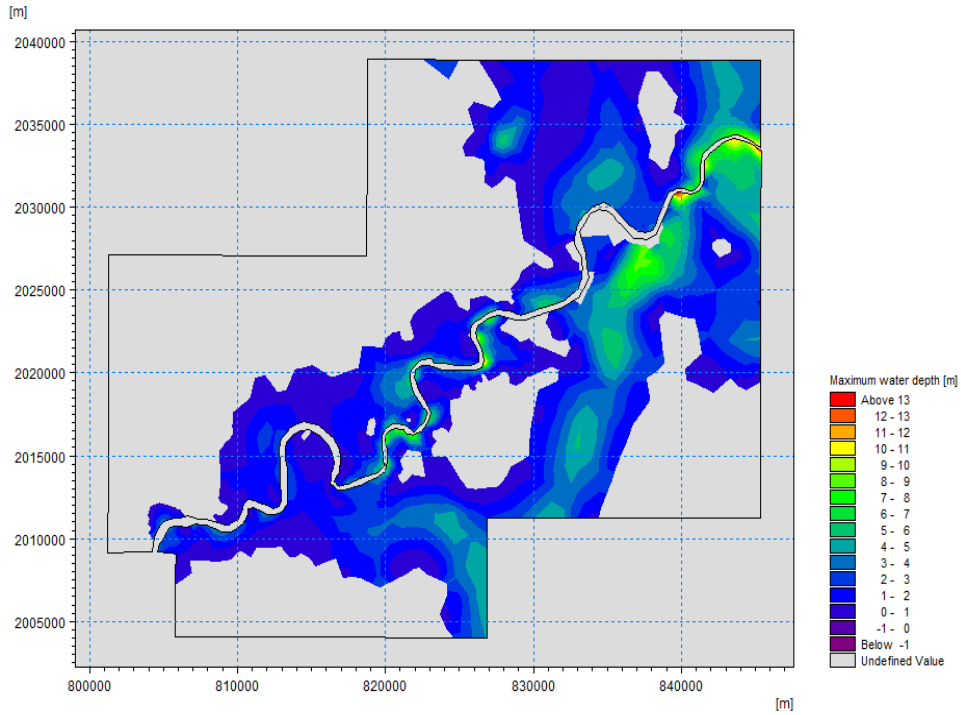


Ilustración 6.14. Ejemplo del nivel máximo de agua en MIKE21.

La Ilustración 6.14 muestra los resultados para el nivel máximo de agua en la simulación acoplada utilizando valores de rugosidad de 0.03 y 0.05 en el cauce y llanura de inundación respectivamente. Se extrajeron archivos del tipo ASCII para el instante en el que se cuenta la imagen satelital y para cada una de las combinaciones de los valores de rugosidad en el cauce y llanura de inundación. Se crearon un total de 48 archivos.

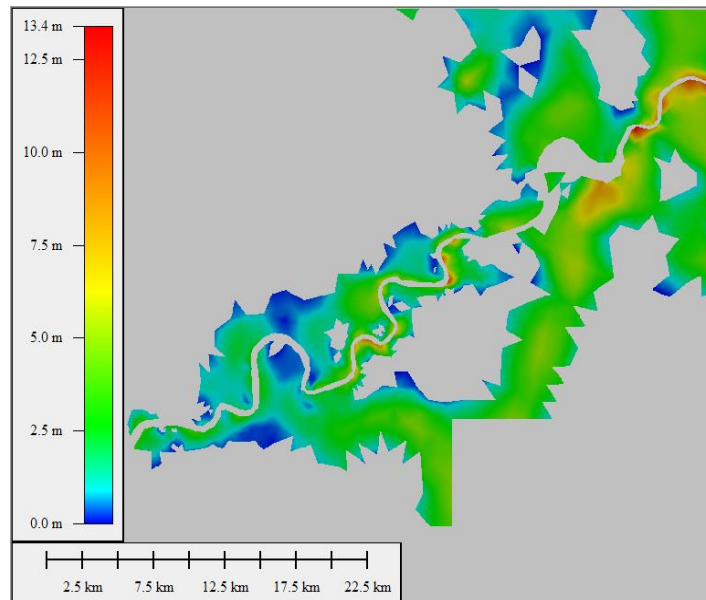


Ilustración 6.15. Archivo tipo ASCII para un instante.

6.1.3.4. Calibración del modelo en MIKEFLOOD

Se llevaron a cabo varias simulaciones basadas en las combinaciones de los parámetros de rugosidad en el cauce y la llanura de inundación (Tabla 6.13) para conocer la combinación que representara de mejor manera el área de inundación observada. Se compararon los resultados del área de inundación con el área extraída de la imagen satelital del 25 de septiembre de 2010. El área de inundación fue generada mediante la delineación de las zonas más oscuras que representan agua debido a sus propiedades de reflexión en la imagen de satélite (Mason, Bates, & Dall'Amico, 2009).



Ilustración 6.16. Área de inundación obtenida de imagen satelital.

En la Ilustración 6.17 se muestra la comparación entre el área de inundación modelada y la obtenida a partir de la imagen satelital. La relación entre ambas regiones es similar en aproximadamente 70%. El color verde oscuro representa las zonas donde tanto el modelo y lo observado coinciden, el verde olivo es el área que el modelo no estimó como inundada y el color verde agua corresponde a la sobre estimación del modelo.

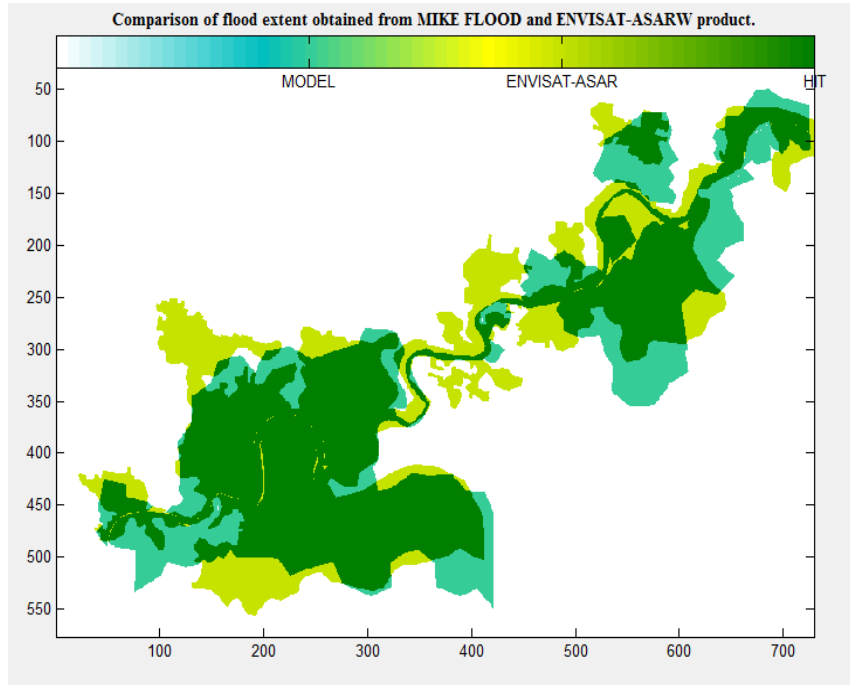


Ilustración 6.17. Comparación de áreas inundadas obtenidas con MIKEFLOOD y una imagen ENVISAT-ASARW.

Analizando la comparación de las áreas correctamente estimadas con las sub y sobre estimadas, se calculó la medida del comportamiento del modelo tal como se presentó en la **Ecuación 6.1**. En la Ilustración 6.18 se muestran las variaciones de los valores de la medida del comportamiento del modelo de acuerdo a las combinaciones de los parámetros de rugosidad en el cauce y llanura de inundación.

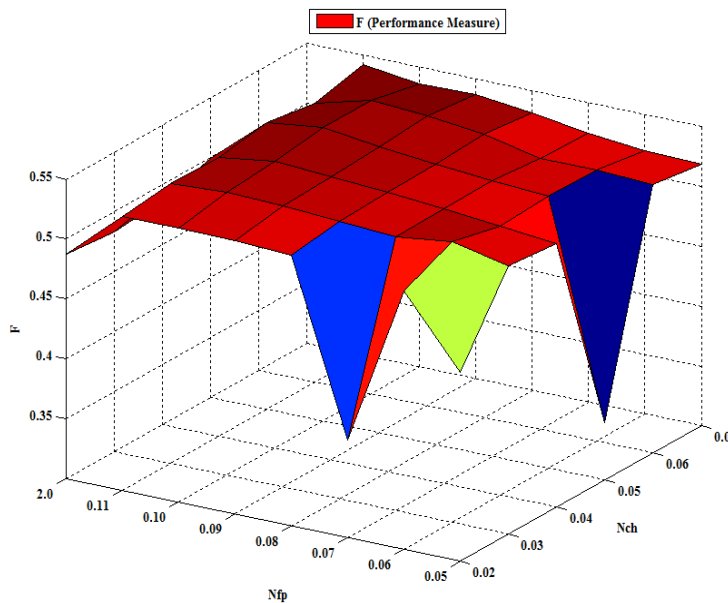


Ilustración 6.18. Comportamiento del modelo relacionado con el coeficiente de Manning en el cauce y llanura de inundación.

En general, se observó un mejor comportamiento con valores elevados del coeficiente de Manning. Además, la correlación entre la rugosidad del cauce y la llanura de inundación con el comportamiento del modelo se presenta en la Ilustración 6.19 y 5.20. Se aprecia que la mayoría de los valores se encuentran ubicados dentro de un mismo rango (0.45-0.55), de esto se puede decir que la incertidumbre del modelo es baja relacionada con el coeficiente de rugosidad en el cauce y llanura de inundación.

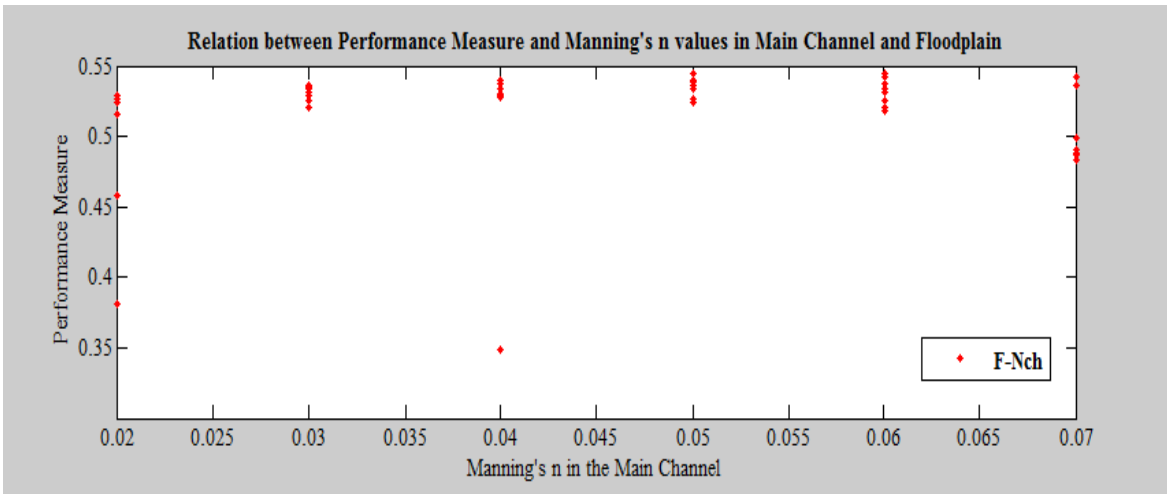


Ilustración 6.19. Relación entre el comportamiento y los valores del coeficiente de Manning en el cauce.

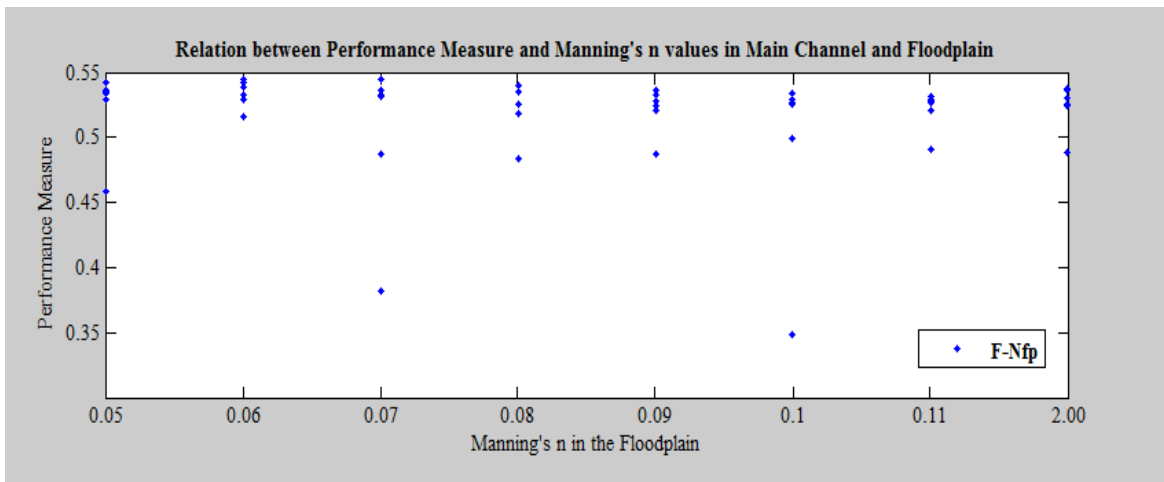


Ilustración 6.20. Relación entre el comportamiento del modelo y los valores del coeficiente de Manning en la llanura de inundación.

A partir de este análisis se concluye que el mejor comportamiento del modelo realizado con MIKEFLOOD se obtuvo con una combinación de valores de rugosidad de Manning de 0.06 y 0.10 para el cauce y la llanura de inundación respectivamente. De aquí en adelante, el análisis se realizó con los resultados de esta simulación.

6.1.3.5. Incertidumbre del modelo

Puede ser estimada observando los cambios en el tiempo del área inundada. Para esto, el área inundada fue extraída de los archivos de los resultados para cada instante de todas las simulaciones. Se calculó la variación del área de inundación para cada instante y la diferencia entre cada una de las simulaciones, relacionándose esta con la incertidumbre del modelo.

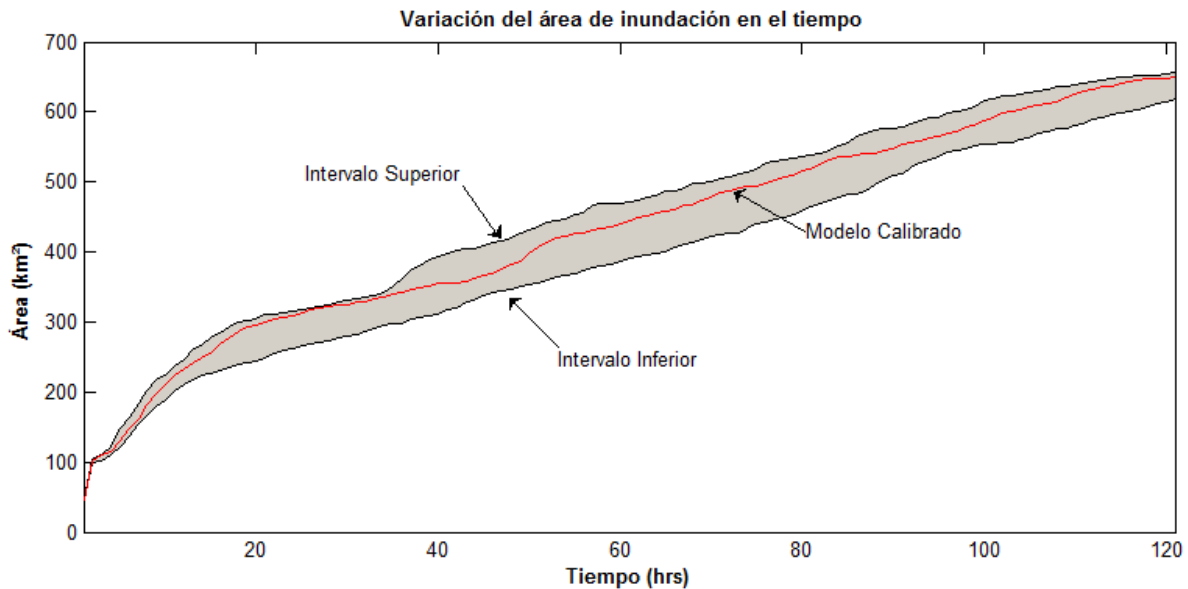


Ilustración 6.21. Variación del área de inundación en el tiempo

En la Ilustración 6.21 se presentan intervalos relacionados con el área de inundación generada con el modelo hidrodinámico 1D2D calibrado con percepción remota, se graficó la variación del área inundada para cada instante de la simulación. Entre estos intervalos se encuentra la variación del área de inundación observada en los resultados del modelo calibrado ($N_{ch}=0.06$ y $N_{fp}=0.10$), la mayor diferencia se encuentra aproximadamente a la mitad de la simulación. Además, al inicio y final de la simulación los resultados tienden al intervalo superior.

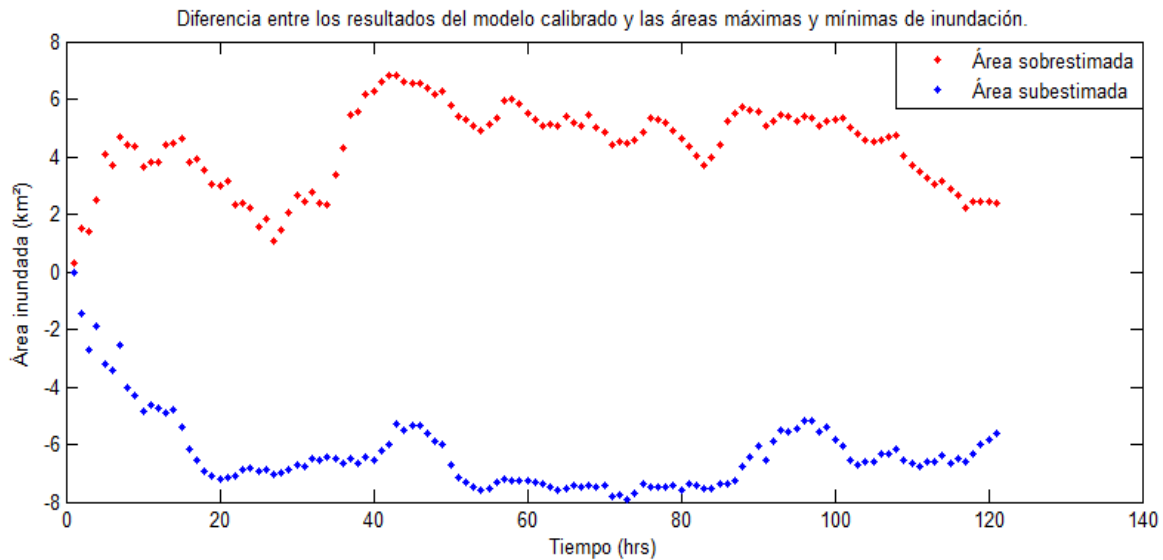


Ilustración 6.22. Diferencia entre los resultados del modelo calibrado y las áreas de inundación máximas y mínimas calculadas.

Las diferencias en término de área de inundación entre el modelo calibrado y los intervalos se muestran en la Ilustración 6.22 . A partir de esta ilustración se infiere que las diferencias entre el intervalo superior y el modelo calibrado representan los valores de las celdas sobrestimadas en el tiempo entre las simulaciones debido a la variación de la rugosidad en el cauce y la llanura de inundación. Por otro lado, las diferencias entre el intervalo inferior y el modelo calibrado se refieren a la subestimadas del área inundada en las simulaciones.

6.1.4. Validación del análisis probabilístico del riesgo hidrológico

Una vez que los parámetros que resultaron en un mejor comportamiento del modelo fueron definidos, se llevó a cabo la simulación para un periodo donde se presentaron los valores del gasto crítico a partir de los cuales los problemas de inundación son observados. Este periodo fue del 13 al 29 de septiembre del 2010 (ver Ilustración 6.23).

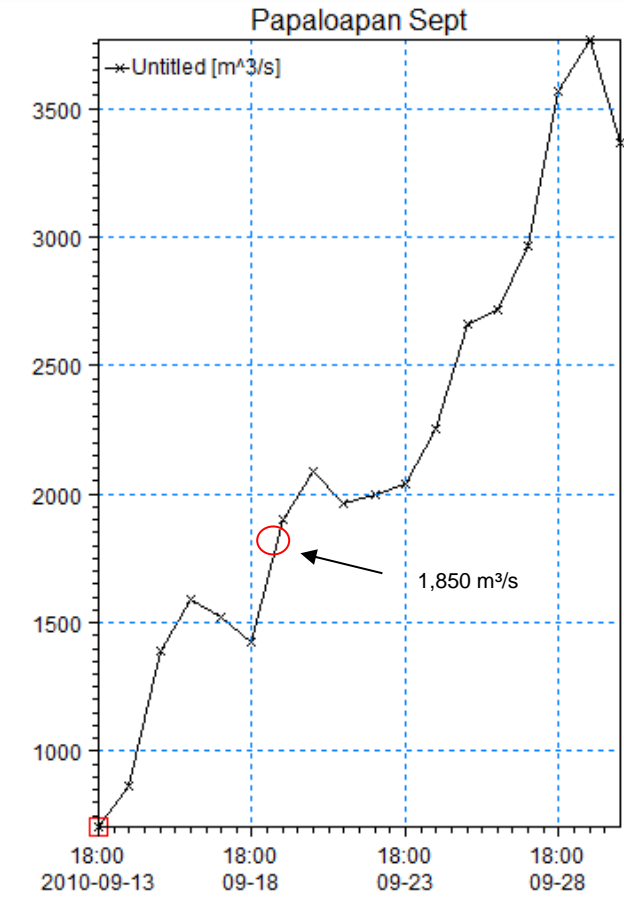


Ilustración 6.23. Gastos observados en la E.H. Papaloapan (13-30 de septiembre)

Los resultados de la simulación se exportaron a formato kmz para poder analizar la variación del área de inundación con respecto al tiempo utilizando información acerca de caminos y asentamientos humanos localizados a lo largo de la llanura de inundación. En la simulación, los problemas de inundación comenzaron a partir de un valor de gasto de 863 m³/s, siendo este valor menor que el crítico (1,850 m³/s) a partir del cual se desarrolló el análisis de riesgo hidrológico. Esta diferencia entre ambos valores puede estar relacionada con inconsistencias en los parámetros del modelo, como la batimetría de la llanura de inundación, secciones transversales y las condiciones de frontera utilizadas.

Uno de los factores a partir de los cuales se definió el valor del gasto crítico fue el estado de los caminos que interconectan a las diferentes localidades ubicadas dentro de la llanura de inundación. En el caso de estudio, a lo largo del margen del río se encuentra la carretera federal No. 175 que conecta a las ciudades de Tuxtepec, Oaxaca con Cosamaloapan, Veracruz.

Información disponible para este periodo en el estado muestra que algunas secciones de esta carretera fueron dañadas por las inundaciones ocasionadas por los eventos meteorológicos que se presentaron en septiembre del 2010, por lo que tuvo que ser cerrada a la circulación, dejando incomunicadas a las poblaciones.

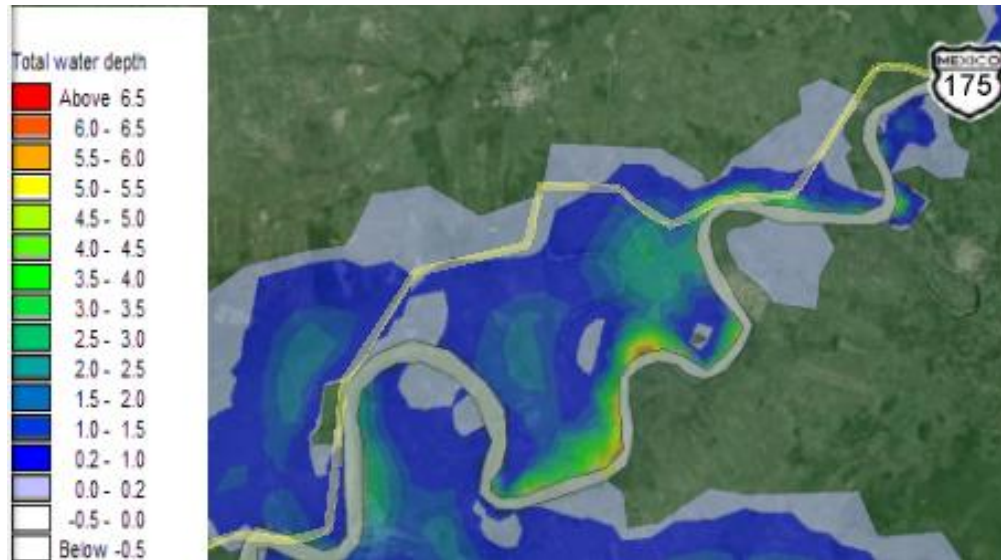


Ilustración 6.24. Carreteras alcanzadas por el área inundada.

Como muestra la ilustración anterior, la simulación del periodo donde se presentó el valor del gasto crítico permite observar que la carretera y algunas localidades fueron alcanzadas por la inundación con niveles de agua entre 0.20 y 1.50 m en algunas secciones. Las ciudades que fueron dañadas por los efectos de la inundación en el modelo fueron Papaloapan, Otatitlán, Tlacojalpan, Paraiso Novillero, Chacaltianguis y Cosamaloapan, coincidiendo con los efectos de los eventos del mes de septiembre del 2010.

7. Conclusiones

En este trabajo, se cumplió el objetivo al desarrollar una metodología para evaluar el riesgo hidrológico en una cuenca controlada por una o más presas de control de avenidas y con población aguas abajo, dentro de los límites del periodo de retorno de diseño, aplicándolo a una cuenca específica, en este caso la cuenca del río Papalaoapan.

La forma tradicional para la evaluación del riesgo hidrológico aguas abajo de una presa se basa en las condiciones de diseño, suponiendo que el nivel del agua en el embalse coincide con el NAMO o en su caso que el embalse se encuentre a su máxima capacidad cuando se presente una avenida y con esto se sobrepase la corona de la cortina. A diferencia de esto, en este estudio se refinaron los análisis tomando en cuenta la existencia de riesgo hidrológico a partir de cualquier elevación y solo cuando se observen descargas por el vertedor. Además, la metodología propuesta toma en cuenta la probabilidad de que el evento de entrada ocurra en cierto mes del año y en función de las elevaciones obtenidas con los registros históricos del embalse conjunto.

Se debe poner especial atención al análisis de las diferentes condiciones que intervienen para que aguas abajo de una presa o conjunto de presas se presenten daños por inundaciones provocados por el derrame en la obra de excedencias de estructuras hidráulicas, por las implicaciones sociales y económicas.

El sitio de estudio que se mencionó en la sección 4.1.3 está expuesto a los embates de fenómenos meteorológicos que aunados a las condiciones topográficas, geológicas y sociales, han provocado problemas de inundaciones en la zona. Aunque dos de sus principales ríos se encuentran controlados por las presas Temascal y Cerro de Oro, cuyos vasos están comunicados por el canal Pescaditos, los gastos derramados por éstas y los escurrimientos del río Valle Nacional no debieran sobrepasar el gasto crítico de 1,850 m³/s ya que comienzan a presentarse problemas de inundación. En la tabla Tabla 5.22 se mostraron las aportaciones del río Valle Nacional al escurrimiento del río Papalaoapan, haciéndose notar que en los meses de julio a noviembre es cuando transitan mayores gastos, coincidiendo con el periodo donde se presentan las mayores descargas por el vertedor de las presas; a lo largo de este periodo se debe prestar mayor atención y realizar un análisis más detallado.

Durante los eventos hidrometeorológicos que se presentaron en la temporada de lluvias en 2010, las descargas por el vertedor del sistema de presas incrementaron los escurrimientos sobre el cauce, aumentando los daños por inundaciones en la zona. Por esta razón, la importancia de desarrollar esta metodología con el fin de permitir el conocimiento de valores de riesgo hidrológico a los que se encuentra propensa la zona tomando en cuenta posibles descargas por la obra de excedencia del conjunto de presas.

La metodología incluyó el estudio del caso en que los gastos derramados por las presas confluyan aguas abajo con algún tributario, aumentando así el escurrimiento sobre el

cauce y la probabilidad de que la capacidad del río no sea suficiente para contener los volúmenes de la avenida conjunto, provocando inundaciones en las poblaciones ubicadas en las márgenes del río.

Una de las conclusiones de este trabajo es que el mayor valor de riesgo hidrológico aguas abajo se presenta en los meses de abril y mayo, no coincidiendo con la temporada de lluvias, ya que la probabilidad de ocurrencia de la elevación 58.00 m es mayor en esos meses, además se relaciona de igual manera con la magnitud de la avenida de entrada al embalse. Se observó que existe una proporcionalidad inversa entre el valor del riesgo hidrológico y las elevaciones analizadas, a mayor elevación se presenta un menor valor de riesgo hidrológico; lo anterior determinado por la dependencia de las descargas por el vertedor con la probabilidad de ocurrencia de dichas elevaciones en los diferentes meses, así como la operación de las presas.

La aplicación de la teoría de distribuciones multivariadas, periodo de retorno conjunto, así como la parametrización de hidrogramas permiten un análisis detallado de los procesos hidrológicos ocurridos en sistemas de presas y redes de ríos debido a que considera los parámetros más importantes de las avenidas como lo son el gasto pico y volumen, reproduciendo su comportamiento y tomando en cuenta la sensibilidad tanto de los vasos como de los cauces a las variaciones de éstos. Al realizar un análisis multivariado se pueden estudiar pares de variables aleatorias que representen el paso de una avenida tomando en cuenta dos de sus parámetros o la confluencia de escurrimientos en una red de río, sin admitir la subestimación de los eventos e incrementando la seguridad de las estructuras hidráulicas.

La metodología propuesta permite su aplicación en diferentes sistemas de presas en operación o redes de ríos existentes, presentando como resultados gráficas de riesgo hidrológico relacionando las distintas elevaciones del nivel de agua en un embalse y su riesgo correspondiente, relacionados con avenidas que tengan cierto periodo de retorno.

Las ventajas de contar con gráficas de riesgo hidrológico es que al considerar el mes en que se requiera conocer la situación del sistema, es posible relacionar la elevación en el embalse y así determinar la magnitud del riesgo que generaría una avenida obtenida para alguno de los periodos de retorno establecidos. Con este dato será posible generar planes y acciones encaminadas a salvaguardar a las poblaciones y actividades económicas ubicadas aguas abajo.

Los resultados de este trabajo serán de utilidad para la planeación y mejora de los planes contra inundaciones en la cuenca del río Papaloapan, tomando en cuenta los posibles derrames de las presas. Estas últimas, aunque controlan los escurrimientos de los ríos Tonto y Santo Domingo, pudieran derramar gastos de magnitud considerable en función de la elevación de la superficie del agua en el embalse conjunto, los cuales confluyen aguas abajo con el río Valle Nacional, incluso ocasionando inundaciones.

Se aplicó la modelación hidrodinámica como complemento del análisis del riesgo hidrológico desde un enfoque probabilístico, validando el valor del gasto crítico utilizado en este último. Se simuló el desarrollo de la inundación ante los escurrimientos conjuntos, derrames por el vertedor y río Valle Nacional, en la planicie de inundación para poder validar a partir de que gastos comienzan a ocurrir daños a las poblaciones y vías de comunicación. Se observó que los problemas de inundación se presentaron a partir de un gasto de 863 m³/s, siendo este menor que el gasto crítico utilizado en el análisis de riesgo hidrológico, pudiéndose deber a la definición de las diferentes variables que intervinieron en el modelo. La ventaja que se obtuvo de la forma en que se presentan los resultados de las simulaciones fue que se pueden localizar las ciudades y caminos que se vieron afectados, con lo cual se puede reafirmar el comportamiento del modelo al comparar las zonas inundadas con información acerca de las afectaciones durante los eventos hidrometeorológicos. De esta manera se da seguimiento a la problemática de la zona y se replantean los análisis de riesgo hidrológico, lo cual es importante debido a los posibles cambios en la morfología del río, crecimiento poblacional, cambios de usos de suelo, entre otros factores. Se reitera que lo anterior se realizó con el fin de comenzar a explorar los beneficios que pudiera aportar al análisis de riesgo hidrológico, por lo que se puede continuar refinando su aplicación en esta línea de investigación.

Por otro lado, se recalca la necesidad de contar con registros hidrométricos de longitud tal que permita realizar análisis más certeros para las corrientes que conforman la red hidrográfica del país, incluyendo su actualización periódica. Así como la revisión de las políticas de operación de las presas que existen en nuestro país para que consideren la vulnerabilidad de la zona ubicada aguas abajo. La variabilidad de las condiciones climatológicas y la vulnerabilidad a la que se encuentran expuestos los asentamientos humanos en las márgenes de los ríos y cerca de estructuras hidráulicas, además de la creciente frecuencia de los eventos meteorológicos es motivo para que se analicen los riesgos hidrológicos a los que se encuentran expuestas las zonas aguas abajo de la infraestructura hidráulica del país para prevenir los daños por inundación y propiciar su mantenimiento o modificación en el caso de que no se encuentren en condiciones de contener avenidas de gran magnitud, así como la construcción de nuevas obras de infraestructura para control de inundaciones.

Como recomendación se propone aplicar la metodología no solo a la zona aguas abajo de la confluencia de las descargas de las presas y el río Valle Nacional, sino a toda la cuenca, tomando en cuenta las aportaciones de los demás tributarios para obtener un análisis completo de la cuenca del río Papalaoapan, incluso considerando las obras de protección contra inundaciones existentes, así como analizar la respuesta de la cuenca en términos de riesgo hidrológico al añadir nuevas obras de protección en las zonas más propensas a las inundaciones.

8. Bibliografía

- Aldama, Á. A. (2000). *Hidrología de avenidas. Conferencia Enzo Levi*. Ingeniería Hidráulica en México.
- Aldama, Á., & Ramírez, A. (2000). *Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño*. Asociación Mexicana de Hidráulica.
- Aparicio, F. J. (2008). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. LIMUSA.
- Aparicio, F., Gómez, J. F., & Patiño, C. (2010). *Manual de análisis de frecuencias en Hidrología*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Arreguin, F., & Vega, O. (1992). *Presas de almacenamiento y derivación*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Asselman, N. (2009). *Flood Inundation Modelling-Model Choice and Proper Application*. Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies.
- Bates, P. B. (2004). Remote sensing and flood inundation modelling. *Hydrological processes*, 2593-2597.
- Benjamin, J., & Cornell, A. (1970). *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*. USA: McGraw-Hill.
- C.F.E. (2012). *Funcionamiento Presas Temascal-Cerro de Oro*. Comisión Federal de Electricidad.
- Campos, D. F. (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada*. Colombia: McGraw-Hill.
- Comisión del Estado de Veracruz para la Conmemoración de la Independencia Nacional y de la Revolución Mexicana. (2010). *Atlas del Patrimonio Natural, Histórico y Cultural de Veracruz*. México: Gobierno del Estado de Veracruz.
- Comisión del Papaloapan. (1976). *Cuenca del río Papaloapan. Boletín Hidrométrico No. 23*. Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- Comisión del Papaloapan. (s.f.). *Boletín Hidrológico No. 13 al 25*.
- CONAGUA. (2008). *Inventario nacional de obras de protección contra inundaciones en cauces naturales*. Comisión Nacional del Agua.

- CONAGUA. (2011). *Base de Datos del Sistema de Seguridad de Presas*. Recuperado el Enero de 2014, de Sistema de Seguridad de Presas:
<http://201.116.60.136/inventario/hinicio.aspx>
- CONAGUA. (2012). *Estadísticas del Agua en México*.
- Consejo de Desarrollo del Papaloapan. (2014). *Marco Institucional y Operativo para el Desarrollo Sustentable de la Cuenca del Papaloapan, Veracruz, México*. Xalapa, Veracruz: Gobierno del Estado de Veracruz.
- De Luna, F. (2010). *Política de operación en condiciones de excedente del sistema de presas de la cuenca del río Papaloapan*.
- de Membrillera et al. (2005). *Aplicación del análisis de riesgos a la seguridad de presas*. Universidad Politécnica de Valencia.
- DHI. (2012). *MIKE*. Denmark: Danish Hydraulic Institute.
- Di Baldassarre, G., Schumann, G., & Bates, P. D. (2009). A technique for the calibration of hydraulic models using uncertain satellite observations of flood extent. *Journal of Hydrology*, 276-282.
- England, J. (2011). *Flood frequency and desing flood estimation procedures in the United States: progress and challengues*. Australian journal of water resources.
- England, J. F., & Swain, R. E. (2008). *Extreme flood probability estimation methods for dam safety risk analysis*.
- Escalante, C., & Reyes, L. (2008). *Técnicas estadísticas en hidrología*. México, D.F.: Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Esquivias, O., Rubio, H., Martínez, E., & Romano, J. D. (2012). Determinación de la ley de descarga que comunica dos vasos de almacenamiento. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica*.
- Florescano, E., & Ortiz, J. (2010). *Atlas del Patrimonio Natural, Histórico y Cultural de Veracruz*. México: Comisión del Estado de Veracruz para la Conmemoración de la Independencia Nacional y la Revolución Mexicana.
- Fluixá Sanmartin, J. (2012). *Desarrollo de una herramienta de estimación de probabilidades de sobrevertido en presas en el contexto del análisis de riesgo*. Universitat Politècnica de Valencia.
- Galambos, J. (1978). *The asymptotic theory of extreme order Statistics*. Wiley&Sons.
- Gobierno del Estado de Veracruz. (2011). *Estudios regionales para la planeación: Región Papaloapan* . Gobierno del Estado de Veracruz.

- Gómezjara, F. (1998). *Enciclopedia municipal veracruzana*. Gobierno del Estado de Veracruz.
- Gumbel, E. J. (1958). *Statistics of extremes*. Columbia University Press.
- Haan, C. T. (1977). *Statistical Methods in Hydrology*. The Iowa State University Press.
- Horrit, M. (2006). A methodology for the validation of uncertain flood inundation models. *Journal of Hydrology*, 153-165.
- IMTA. (1993). *Control de inundaciones en el río Papaloapan*. Jiutepec, Morelos, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- INEGI. (2010). *Censo de Población y Vivienda*. Instituto Nacional de Estadística y Geografía.
- INEGI. (2014). *Digital Elevation Model*. México: Instituto Nacional de Estadística y Geografía.
- INEGI. (2014). Modelos digitales de elevación. Instituto Nacional de Estadística y Geografía.
- Instituto de Ingeniería UNAM. (2013). *Actualización del estudio y de las propuestas de solución para el control de inundaciones en la cuenca baja del Río Papaloapan, en el estado de Veracruz*. México, D.F.: CONAGUA.
- Instituto de Ingeniería UNAM. (2013). *Actualización del estudio y de las propuestas de solución para el control de inundaciones en la cuenca baja del Río Papaloapan, en el estado de Veracruz*. México, D.F.: CONAGUA.
- J. S., Heath, D., & Thompson, K. (1996). *Risk Analysis for Safety Evaluation: Hydrologic Risk*. New York: U.S.Army Corps of Engineers.
- Kuo, J.-T., Yen, B.-C., Hsu, Y.-C., & Kin, H.-F. (2007). *Risk analysis for dam overtopping-Feitsui Reservoir as a Case Study*. *Journal of Hydraulic Engineering*.
- Kwon, H.-H., & Moon, Y.-I. (2005). *Improvement of overtopping risk evaluations using probabilistic concepts for existing dams*.
- López, R., & Acevedo, F. (1995). Zonas con riesgo de inundaciones en el Estado de Veracruz. *La Ciencia y el Hombre*, 121-224.
- Marengo Mogollón, H. (2011). *Análisis de riesgo de falla en presas*. México.

- Marengo, H., Morales, V., & Aldama, Á. (2012). Método bivariado para la estimación de avenidas de diseño en un sistema de presas. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica*.
- Martínez, V. M. (2002). *Seguridad hidrológica de presas con múltiples tributarios*. Jiutepec, Morelos: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Mason, D., Bates, P., & Dall'Amico, J. (2009). Calibration of uncertain flood inundation models using remotely sensed water levels. *Journal of Hydrology*, 224-236.
- Morales, V., Marengo, H., & Aldama, Á. (2012). Método bivariado para la estimación de avenidas de diseño en un sistema de presas. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica*.
- Patro, S., Chatterjee, C., Mohanty, S., Singh, R., & Raghuwanshi, N. (2009). Flood inundation modeling using MIKE FLOOD and Remote Sensing Data. *Indian Society of Remote Sensing*, 107-118.
- Pereyra, D., & Pérez, A. (2005). *Hidrología de superficie y precipitaciones intensas 2005 en el estado de Veracruz*.
- Ramírez Orozco, A. I. (1995). *Estimación de avenidas de diseño en redes de ríos*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ramírez, A. (1995). *Estimación de avenidas de diseño en redes de ríos*. México, D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ramírez, A. (2011). La seguridad de presas desde la perspectiva hidrológica. *Tecnología y Ciencias del Agua*.
- Raynal, V. (1985). *Bivariate extreme value distributions applied to flood frequency analysis. Ph.D. Dissertation*. Ft. Collins, Colorado, U.S.A: Colorado State University.
- Ribera, L. (2004). Los mapas de riesgo de inundaciones: representación de la vulnerabilidad y aportación de las innovaciones tecnológicas.
- Schuman, G., Bates, P. D., Horritt, M. S., Matgen, P., & Pappenberger, F. (2009). Progress in integration of remote sensing-derived flood extent and stage data and hydraulic models. *Reviews of Geophysics*.
- Simon, W. (2007). *Evaluation of inundation models*. Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies.
- Skakun, S., Kussul, N., Shelestov, A., & Kussul, O. (2013). Flood hazard and flood risk assessment using a time series of satellite images : A case study in Namibia. *Risk Analysis*.

Thompson, K. D., Stedinger, J. R., & Heath, D. C. (1997). *Evaluation and presentation of dam failure and flood risks*. Journal of Water Resources Planning and Management.

Tiago de Oliveira, J. (1982). *Bivariate extremes: models and statisticc decision*. Technical report No. 14. Department of Statistics, University of North Carolina at Chapel Hill.

U.S.A.C.E. (2010). *U.S. Army Corps of Engineers*.

USBR. (2004). *Hydrologic hazard curve estimating procedures*. Dam Safety Research Program.

USBR. (2009). *Flood overtopping failure of dams. The best practices training manual*.

Yevjevich, V. (1997). *Probability and Statistics in Hydrology*. Water Resources Publications,LLC.