



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

## MODELACIÓN Y ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL CAUCE DE ALIVIO LOS ZAPOTES DON JULIÁN BAJO DIFERENTES ESCENARIOS DE VEGETACIÓN

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

OLBIA CAROLINA VALDEZ MENESES

TUTOR:

Mtro. JUAN JAVIER CARRILLO SOSA

México DF, 2015





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/068/15

Señorita  
OLBIA CAROLINA VALDEZ MENESES  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. JUAN JAVIER CARRILLO SOSA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"MODELACIÓN Y ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL CAUCE DE ALIVIO LOS ZAPOTES DON JULIÁN  
BAJO DIFERENTES ESCENARIOS DE VEGETACIÓN"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. ASPECTOS TEÓRICOS
- III. CASO DE APLICACIÓN
- IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 30 de julio de 2015.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.

Enterado

Alba B. Vázquez  
6 nov 2015.

Auto  
Manos Trijo.

Nikte Norma  
Ocampo  
Guerrero.

## CONTENIDO

<b>Objetivo:</b> .....	7
<b>Introducción:</b> .....	7
<b>Capítulo 1: Antecedentes</b> .....	14
<b>1.1 ¿Qué es una inundación?, ¿qué es riesgo?, ¿a qué se llama gestión de riesgo por inundaciones?</b> .....	14
1.1.1 ¿Qué es una inundación?.....	14
1.1.2 ¿Qué es riesgo? .....	15
1.1.3 ¿A qué se llama gestión de riesgo por inundaciones? .....	18
<b>1.2 ¿Cómo se controla una inundación?</b> .....	19
1.2.1 Bordos perimetrales:.....	19
1.2.2 Bordos perimetrales con llanura de inundación: .....	19
1.2.3 Presas rompe pico:.....	20
1.2.4 Presas de almacenamiento o de regulación:.....	20
1.2.5 Cauces de alivio y canales de desvío:.....	20
1.2.6 Corte de meandros de las secciones del río: .....	21
1.2.7 Dragado de la sección o desazolve:.....	21
1.2.8 Utilización de las lagunas existentes: .....	21
1.2.9 Planes de protección civil: .....	22
1.2.10 Políticas de operación de la infraestructura hidráulica: .....	22
1.2.11 Sistemas de alerta: .....	22
1.2.12 Organización y ejecución de la evacuación de las personas:.....	22
1.2.13 Normatividad del uso de suelo y planes de desarrollo urbano: .....	23
1.2.14 Mapas de riesgo y peligro:.....	23
<b>Capítulo 2: Aspectos teóricos:</b> .....	24
<b>2.1 ¿Cómo se estudia el flujo en ríos y llanuras?</b> .....	24
2.1.1 ¿Cómo se estudia el flujo en ríos y llanuras? .....	24
2.1.2 Tipos de flujo en cauces: .....	26
2.1.3 Tipos de flujo en llanuras o planicies:.....	26
<b>2.2 Ecuaciones de Navier-Stokes, ecuaciones de Reynolds</b> .....	27
<b>2.3 Flujo unidimensional en cauce</b> .....	29
2.3.1 Ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales:.....	29

2.3.2 Modelos unidimensionales:.....	29
2.4 Flujo bidimensional en llanuras .....	33
2.4.1 Ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales: .....	33
2.4.2 Modelos bidimensionales: .....	34
2.4.3 Mallas auxiliares:.....	35
2.5 Modelos comerciales:.....	36
2.6 Funcionamiento de un vaso regulador:.....	37
Capítulo 3: Caso de aplicación.....	38
3.1 Recopilación de la información .....	38
3.1.1 Zona de estudio .....	38
3.1.2 Modelos digitales de elevación: .....	44
3.2 Modelo utilizado .....	46
3.3 Escenarios analizados.....	47
3.3.1 Análisis bidimensional (Iber): .....	51
Capítulo 4: Presentación y discusión de resultados .....	55
Capítulo 5: Conclusiones .....	72
Bibliografía: .....	75

**Índice de tablas, figuras y gráficas:**

**Figura 1** Localidades inundadas en Tabasco 2007 (Fuente: CEDUA 2008 Dirección General de Desarrollo Territorial SEDESOL) ..... 8

**Figura 2** Inundación en Tabasco 2007 ..... 8

**Figura 3** Inundación en Tabasco 2007 ..... 8

**Figura 4** Sistema de ríos en Tabasco (Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM) ..... 9

**Tabla 1** Costo de los daños ocasionados en Tabasco CEPAL, 2007 ..... 10

**Gráfica 1** Daños-pérdidas en %..... 11

**Gráfica 2** Daños ocasionados en %..... 11

**Figura 1.1.1** mapa de peligro de inundaciones (Fuente: CENAPRED) ..... 17

**Figura 1.1.2** Índice de inundaciones (Fuente: CONAGUA) ..... 17

**Figura 2.1.1.1** Tipos de Flujo..... 25

**Figura 2.3.2.1** Modelos unidimensionales..... 32

**Figura 2.3.1** ejemplos de mallado..... 35

**Tabla 2.3.1** Software comercial para la simulación de diferentes tipos de flujo ..... 36

**Figura 3.1.1.1** Mapa de la ubicación de Tabasco..... 38

**Tabla 3.1.1.1** Localización de las obras del proyecto “cauce de alivio Zapotes-Don Julián” (Fuente: proyecto cauce de alivio los Zapotes-Don Julián, SEMARNAT, CONAGUA, Dirección local de Tabasco, Coordinación del PHIT)..... 39

**Figura 3.1.1.2** Localización de la zona de estudio, Tabasco (Fuente: proyecto cauce de alivio los Zapotes-Don Julián, SEMARNAT, CONAGUA, Dirección local de Tabasco, Coordinación del PHIT). ..... 40

**Figura 3.1.1.3** Localización de las obras del proyecto del cauce de alivio laguna Los Zapotes-Don Julián. (Fuente, proyecto cauce de alivio los Zapotes-Don Julián, SEMARNAT, CONAGUA, Dirección local de Tabasco, Coordinación del PHIT)..... 40

**Figura 3.1.1.4** Vista aérea de la estructura vertedora (Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM)... 41

**Figura 3.1.1.5** vista aérea del vertedor y la zona con vegetación densa (Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM)..... 41

**Figura 3.1.1.6** Vista aérea del vertedor lado este (Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM) ..... 42

**Figura 3.1.1.7** vista del vertedor en operación ..... 43

**Figura 3.1.1.8** vista del cauce en operación y zona densamente arbolada ..... 43

**Figura 3.1.2.1** MDS Distrito Federal ..... 44

**Figura 3.1.2.2** MDT Distrito Federal ..... 44

**Figura 3.1.2.3** Modelo digital de terreno empleado ..... 45

**Figura 3.1.2.4** Vista 3D del modelo digital del terreno ..... 45

**Figura 3.2.1** ventana principal de Iber..... 46

**Figura 3.3.1** MDT utilizado para la representación del escenario A (100% de vegetación aguas abajo del vertedor) ..... 48

**Figura 3.3.2** MDT utilizado para la representación del escenario B (85% de vegetación aguas abajo del vertedor) ..... 48

**Figura 3.3.3** MDT utilizado para la representación del escenario C (80% de vegetación aguas abajo del vertedor) ..... 49

**Figura 3.3.4** MDT utilizado para la representación del escenario D (75% de vegetación aguas abajo del vertedor) ..... 49

Figura 3.3.5 MDT utilizado para la representación del escenario E (0% de vegetación aguas abajo del vertedor) ..... 50

Figura 3.3.1.1 Malla utilizada para el análisis del canal de alivio Zapotes-Don Julián ..... 51

Figura 3.3.1.2 Condiciones iniciales en la zona de estudio ..... 51

Figura 3.3.1.3 Condiciones de contorno del modelo ..... 52

Gráfica 3.3.1.1 Hidrograma de entrada Tintillo I y II y Laguna Los Zapotes ..... 53

Figura 3.3.1.4 Representación gráfica de las zonas de análisis ..... 54

Figura 3.3.1.5 Representación del perfil de análisis ..... 54

Tabla 4.1 Tirante promedio [m] ..... 55

Tabla 4.2 Decrementos en el Tirante con los escenarios propuestos respecto a la condición con 100% árboles [m] ..... 55

Gráfica 4.1 Comparación del tirante de agua en la entrada del vertedor con los diferentes escenarios simulados respecto a la longitud del vertedor. .... 56

Gráfica 4.2 Comparación del tirante de agua en el vertedor con los diferentes escenarios simulados respecto a la longitud del vertedor. .... 56

Gráfica 4.3 Comparación del tirante de agua en la zona arbolada con los diferentes escenarios simulados como corte transversal a la malla utilizada. .... 57

Gráfica 4.4 Comparación de los perfiles del tirante de agua a lo largo de la entrada del vertedor, el vertedor y la salida del vertedor con los diferentes escenarios simulados como corte longitudinal al flujo de agua. .... 58

Figura 4.1 Resultados del tirante con cada uno de los escenarios simulados. .... 59

Tabla 4.3 Nivel promedio [m] ..... 60

Tabla 4.4 Decrementos en el nivel con los escenarios propuestos respecto a la condición con 100% árboles [m] ..... 60

Gráfica 4.5 Comparación del nivel de agua en la entrada con los diferentes escenarios simulados respecto a la longitud del vertedor ..... 61

Gráfica 4.6 Comparación del nivel de agua en el vertedor con los diferentes escenarios simulados respecto a la longitud del vertedor ..... 61

Gráfica 4.7 Comparación del nivel de agua en la zona arbolada con los diferentes escenarios simulados como corte transversal a la malla utilizada. .... 62

Gráfica 4.8 Comparación de los perfiles del nivel de agua a lo largo de la entrada del vertedor, el vertedor y la salida del vertedor con los diferentes escenarios simulados como corte longitudinal al flujo de agua. .... 62

Figura 4.2 Resultados del nivel con cada uno de los escenarios simulados. .... 63

Tabla 4.5 Velocidad máxima [m/s] ..... 64

Tabla 4.6 Incrementos en la velocidad con los escenarios propuestos respecto a la condición con 100% árboles [m/s] ..... 64

Gráfica 4.9 Comparación la velocidad del agua en la entrada del vertedor con los diferentes escenarios respecto al tiempo de simulación. .... 64

Gráfica 4.10 Comparación de la velocidad del agua en el vertedor con los diferentes escenarios respecto al tiempo de simulación ..... 65

Gráfica 4.11 Comparación de la velocidad del agua en la salida del vertedor con los diferentes escenarios respecto al tiempo de simulación. .... 66

Figura 4.3 Resultados de la velocidad con cada uno de los escenarios simulados. .... 67

**Tabla 4.7 Volúmenes de agua medidos en cada sección [m<sup>3</sup>]..... 68**

**Tabla 4.8 Volúmenes de agua regulados por la laguna Zapotes [m<sup>3</sup>]..... 68**

**Gráfica 4.12 Comparación de los hidrogramas en la entrada del vertedor con los diferentes escenarios de simulación. .... 69**

**Gráfica 4.13 Comparación de los hidrogramas en el vertedor con los diferentes escenarios de simulación..... 69**

**Gráfica 4.14 Comparación de los hidrogramas en la zona arbolada con los diferentes escenarios de simulación. .... 70**

**Gráfica 4.15 Volúmenes de agua medidos en las secciones analizadas..... 70**

**Gráfica 4.16 Volúmenes de agua regulados por la laguna Zapotes antes de la zona de análisis.. 71**

**Tabla 5.1 Resumen de resultados de cada uno de los escenarios simulados..... 72**

## Objetivo:

Establecer los riesgos que representan las obstrucciones del cauce de alivio Zapotes-Don Julián (Zapotes III) mediante la simulación del flujo bajo diferentes escenarios con ayuda de un esquema numérico bidimensional, el cual requiere una discretización espacial que se logra con una malla no estructurada y descompone el dominio físico en polígonos.

## Introducción:

### Caso Tabasco, Inundación 2007

El estado de Tabasco está ubicado en una zona tropical, tiene poca elevación con respecto al nivel del mar y grandes cantidades de humedales. Se estima que una tercera parte del agua dulce en México se encuentra en este estado. Asimismo, cuenta con el río Usumacinta, el río Grijalva y el sistema de ríos de la Sierra.

Se ha demostrado a lo largo de la historia, que Tabasco ha sufrido los efectos adversos de muchos fenómenos hidrometeorológicos extremos que tienen como consecuencia numerosas inundaciones, una de las más importantes y recientes fue la que ocurrió en el año 2007.

En el mes de Octubre de 2007, en el estado de Tabasco se registraron lluvias intensas y constantes que rebasaron las medias históricas observadas debido a la combinación del frente frío número cuatro, el frente frío número cinco y una baja presión ocasionada por la Tormenta Tropical "Noel".

Las lluvias más intensas, se presentaron durante el 22 y 29 de Octubre de 2007, causando estragos en el territorio y desbordamientos de ríos que ocasionaron inundaciones severas.

Se ha estimado que en el momento más crítico de la inundación ocasionada por estos fenómenos, el 62% de la superficie estatal estaba cubierto de agua destacando que el 90% de las comunidades afectadas fueron de tipo rural.

El 75% de la población del estado se consideraba damnificada y el 73% de la red carretera y de caminos del estado se vio dañada.

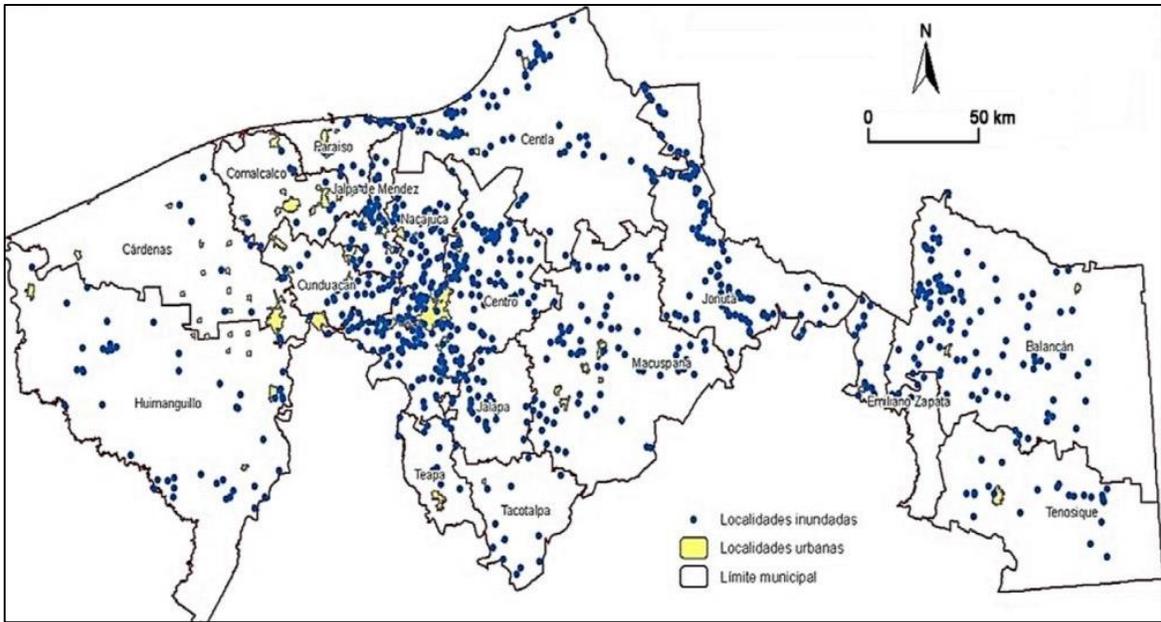


FIGURA 1 LOCALIDADES INUNDADAS EN TABASCO 2007 (FUENTE: CEDUA 2008 DIRECCIÓN GENERAL DE DESARROLLO TERRITORIAL SEDESOL)



FIGURA 2 INUNDACIÓN EN TABASCO 2007



FIGURA 3 INUNDACIÓN EN TABASCO 2007

(Fuente: periódico El Universal)



FIGURA 4 SISTEMA DE RÍOS EN TABASCO (FUENTE: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM)

Según un estudio publicado por el Centro de Estudios Demográficos, Urbanos y Ambientales y el Colegio de México, las causas principales de la inundación fueron las avenidas y los escurrimientos así como las condiciones de vulnerabilidad y susceptibilidad de Tabasco frente a estos fenómenos.

La presencia de los frentes fríos número cuatro y cinco favoreció que se originaran lluvias extraordinarias, las cuales fueron mayores a 400 mm en 24 horas y 1000 mm en el periodo del 28 al 30 de Octubre de 2007 en la cuenca media del río Grijalva, donde se encuentran la presa Peñitas y los ríos de la Sierra.

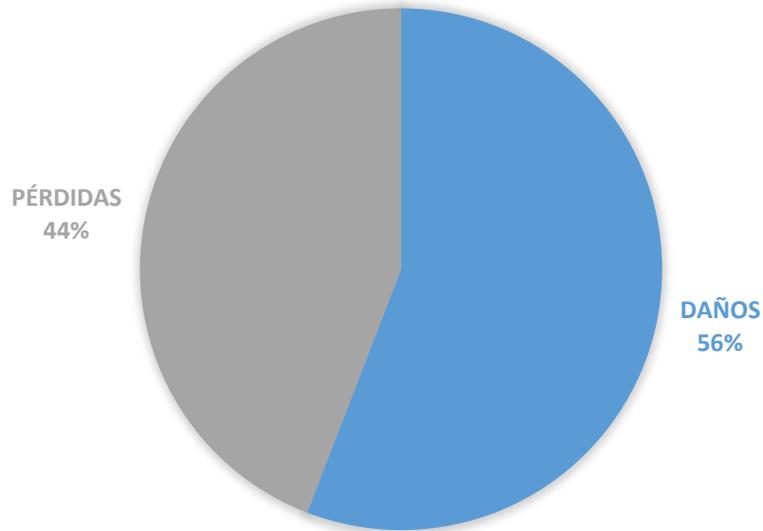
Entre algunos otros de los factores que contribuyeron a la inundación del estado destacan:

La vulnerabilidad a las inundaciones ocasionada por la presencia de asentamientos humanos en zonas de alto riesgo, la falta de infraestructura hidráulica de control en los ríos de la Sierra y Usumacinta, obras que no se habían completado desde la inundación de 1999, así como en algunos casos la infraestructura sin mantenimiento, la falta de un sistema de pronóstico y alerta temprana y la falta de un plan integral de manejo de cuencas y control de sedimentos.

## Daños por sectores cifras (MDP)

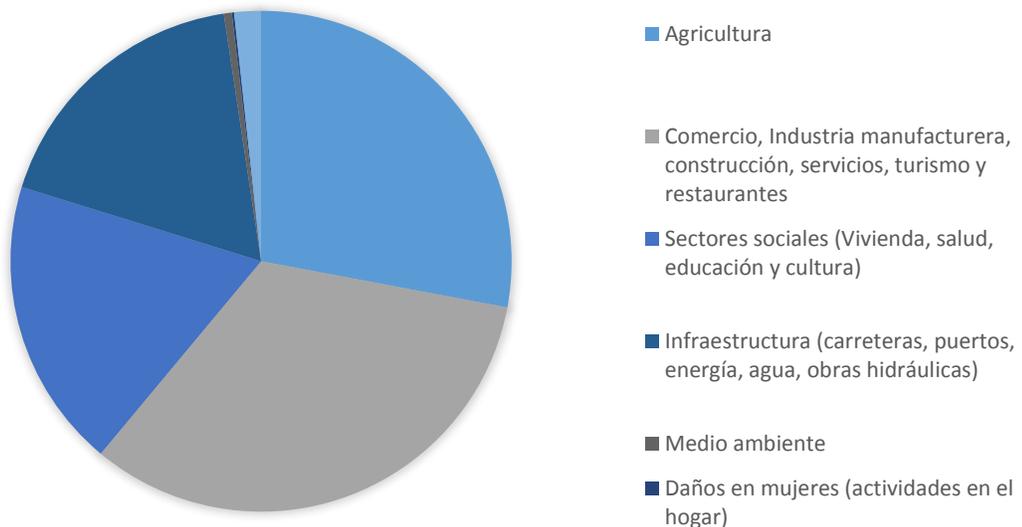
TABLA 1 COSTO DE LOS DAÑOS OCASIONADOS EN TABASCO CEPAL, 2007				
	DAÑOS (mdp)	PÉRDIDAS (mdp)	TOTAL (mdp)	PROPORCIÓN (%)
<b>Total general</b>	17,803.46	14,067.8	31,871.26	
<b>Clasificación por sectores</b>				
<b>Agricultura</b>	950.3	7,962.2	8,912.5	27.96%
<b>Comercio, Industria manufacturera, construcción, servicios, turismo y restaurantes</b>	7,195.8	3,350.8	10,546.6	33.09%
<b>Sectores sociales (Vivienda, salud, educación y cultura)</b>	4,050.36	1,923.2	5,973.56	18.74%
<b>Infraestructura (carreteras, puertos, energía, agua, obras hidráulicas)</b>	5,522.7	159.2	5,681.9	17.83%
<b>Medio ambiente</b>	63.8	98.7	162.5	.51%
<b>Daños en mujeres (actividades en el hogar)</b>	20.5	26.3	46.8	.15%
<b>Atención de la emergencia</b>	-	547.4	547.4	1.72%

### PORCENTAJE DE DAÑOS Y PÉRDIDAS EN TABASCO OCASIONADOS POR LA INUNDACIÓN DE 2007



GRÁFICA 1 DAÑOS-PÉRDIDAS EN %

### DAÑOS POR SECTOR EN TABASCO OCASIONADOS POR LA INUNDACIÓN DE 2007



GRÁFICA 2 DAÑOS OCASIONADOS EN %

Si consideramos que la estimación del PIB de Tabasco realizada por la Secretaría de Planeación Económica es de 108, 737 millones de pesos para 2007, el desastre representa el 29.31% del PIB estatal. En este sentido, el costo de los daños y las pérdidas materiales representó casi la tercera parte del valor de los bienes y servicios producidos en 2007 en el estado.

En México no había existido un desastre que causara tal efecto a la economía local. Estas cifras sólo han sido superadas por los daños ocasionados por el sismo de 1985 en la Ciudad de México y los efectos de los huracanes Wilma y Stan en 2005 que afectaron a 7 estados del sureste del país.

Por tal situación, el gobierno federal y el gobierno de Tabasco realizaron una propuesta para la recuperación estratégica del estado y la disminución de las condiciones de riesgo y vulnerabilidad ante la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos de la que se derivan dos planes PHIT y PROHTAB.

El Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT) consistió en una estrategia de solución que se divide en dos planes, el Plan de Acciones Urgentes o PAU y el Plan de Acción Inmediata o PAI. El primero se llevaría a cabo de forma urgente de Enero a Diciembre de 2008 y el segundo de Enero de 2009 a Diciembre de 2010 incluyendo estudios y acciones a mediano y largo plazo que abarcarían el periodo de Enero de 2011 a Diciembre de 2012.

De estos planes surgieron acciones importantes y se pueden clasificar en estructurales y no estructurales:

Dentro de las acciones estructurales podemos encontrar obras como la construcción de bordos de terracería, la construcción de estructuras de control, la terminación de obras de restitución de bordos en los sitios afectados, la rehabilitación de cárcamos de bombeo, la rehabilitación de compuertas de comunicación entre lagunas y ríos, la ampliación de capacidad hidráulica de ríos y lagunas mediante dragado, la construcción de drenes, el desazolve en zonas de bifurcación en ríos y la construcción canales de derivación hacia zonas lagunares. Un ejemplo de estas obras, es el Canal de Alivio Zapotes- Don Julián (Zapotes III), la cual consiste en un canal de alivio que deriva de la laguna de alivio Zapotes hacia la laguna Don Julián y es el objeto de estudio de este trabajo.

Entre las acciones no estructurales destacan, programas y sistemas de alerta, el diseño del sistema de información geográfica del PHIT, el diseño de redes de monitoreo y un programa de ordenamiento de desarrollo urbano.

El Proyecto Hidrológico para Proteger a la Población de Inundaciones y Aprovechar Mejor el Agua (PROHTAB) surge en 2013, en este sentido, el PROHTAB tiene como objetivo mitigar los efectos del riesgo por inundaciones que se ocasionan en el estado mediante el mantenimiento de las obras estructurales construidas durante el periodo de ejecución del PHIT así como un sistema integral de monitoreo que permita mantener los cauces de los ríos en condiciones óptimas para las avenidas, esto incluye el desazolve de los ríos para que no disminuyan su capacidad hidráulica, la instalación de estaciones climatológicas e hidrométricas y los sistemas y planes de alerta.

En el presente trabajo, se realizará un análisis del funcionamiento de una de las obras más importantes del sistema de protección conocida como cauce de alivio Zapotes-Don Julián, estudiando y comparando los niveles de agua que se presenten principalmente en el área lagunar, en la zona aguas arriba del vertedor y en el vertedor bajo distintos escenarios de obstáculos (árboles) en la zona de descarga. Esto con el fin de garantizar la seguridad de la población aguas arriba de esta estructura de forma que los niveles de agua no rebasen la altura máxima de los bordos de protección y generen una inundación.

# Capítulo 1: Antecedentes

## 1.1 ¿Qué es una inundación?, ¿qué es riesgo?, ¿a qué se llama gestión de riesgo por inundaciones?

### 1.1.1 ¿QUÉ ES UNA INUNDACIÓN?

Las lluvias de invierno y verano provocadas por frentes fríos y ciclones tropicales, las lluvias convectivas que son tormentas muy intensas con poca duración, la falla de obras hidráulicas y la acción conjunta de estos fenómenos, son las principales causas de inundación en México.

Una inundación es un evento causado por algún fenómeno meteorológico o hidrológico que causa un incremento en el nivel del caudal de agua de algún río, lago o laguna, o la acumulación de agua de lluvia, provocando que se desborde ocupando espacios en donde normalmente no hay y en algunos casos daños materiales a la población y a la infraestructura así como la pérdida de vidas humanas.

Pueden ser causadas por un exceso de precipitación pluvial, oleaje alto, marea de tormenta o falla de alguna estructura. Este fenómeno puede llegar a dejar inundadas a poblaciones enteras así como zonas productivas, generando pérdidas económicas de gran magnitud.

Los cambios de uso de suelo que ha causado la actividad humana agravan estos fenómenos, ya que la urbanización, deforestación y la erosión de terrenos como zonas boscosas; producen cambios en el ciclo hidrológico y en el comportamiento de las cuencas, además de disminuir el volumen de agua retenido, lo que genera avenidas y crecientes mayores de menor tiempo de concentración a las históricamente registradas, así como un mayor arrastre de sedimentos que termina azolvando los cauces.

Pueden clasificarse por la duración de la inundación como súbitas o lentas y por el mecanismo que las genera como pluviales, fluviales, costeras o por falla de obras hidráulicas.

Por la duración del evento, el factor más importante a considerar es el tiempo de respuesta de la cuenca hidrológica, la cual está en función de su fisiografía.

Las inundaciones súbitas ocurren en cuencas con respuesta rápida, son originadas por intensas precipitaciones que ocasionan grandes corrientes destructivas, los cauces generalmente tienen una pendiente pronunciada por donde escurre el agua con gran velocidad, generando pérdida de vidas humanas si la zona es poblada y grandes daños. Esto puede ocurrir en cuencas urbanizadas, pues no existen infiltraciones lo que da lugar a grandes escurrimientos.

Las inundaciones lentas ocurren en cuencas con respuesta hidrológica lenta, las lluvias en exceso que saturan el terreno van escurriendo poco a poco e incrementándose aguas abajo del río con las demás aportaciones de la cuenca, lo que genera que se desborde el agua que excede el área hidráulica en esas secciones del cauce. En estas cuencas la pendiente es pequeña y ocurren daños materiales por los tiempos prolongados que permanecen bajo el agua grandes extensiones de tierra.

Este tipo de clasificación resulta importante pues marca la diferencia de tiempo entre que ocurren las lluvias y se presenta una inundación. Se ha determinado este tiempo, como “tiempo

de concentración”, el cual es una característica relevante de cada cuenca y marca el tiempo que tarda una gota de agua en llegar de un lado de la cuenca al otro.

Las inundaciones pluviales son causadas por la precipitación, las cuales ocurren cuando el suelo del terreno se satura y el agua se acumula por la falta o deficiencia de infraestructura para drenarla. Esta acumulación es exclusivamente provocada por la lluvia.

Las inundaciones fluviales son las que se producen cuando el nivel de agua en el caudal de los ríos aumenta, haciendo que estos se desborden y el excedente de agua ocupe superficies donde normalmente no existe agua. En este tipo de inundaciones, el agua puede provenir de lluvias registradas en cualquier parte de la cuenca, incrementa el gasto del cauce conforme la cuenca aporta escurrimientos.

Las inundaciones costeras son generadas por la marea de tormenta, la cual provoca un aumento en el nivel medio del mar ocasionando que llegue adentro de la superficie y cubra extensiones de tierra. Esta marea surge cuando existen eventos meteorológicos como los ciclones tropicales con grandes cantidades de viento y disminución de la presión atmosférica.

Otro tipo de inundaciones, son las causadas por la falla de alguna estructura como presas, bordos o embalses, que aumentan el tamaño de los daños pues el agua almacenada sale con gran velocidad en un espacio corto de tiempo y con mayor la velocidad de arrastre. Pueden suceder por mal diseño, falta de mantenimiento ya sea que se termine el tiempo de vida útil de la presa o que los azolves provoquen una disminución en su capacidad o por la mala operación de la cortina como apertura excesiva o nula de las compuertas. Asimismo, puede suceder que la acumulación del líquido en el vaso de almacenamiento llegue a rebasar la cortina provocando la falla o que la estructura no esté diseñada para avenidas extraordinarias y se rebase su capacidad dando lugar a la falla o ruptura.

El periodo de retorno, es un parámetro bastante importante a considerar en el diseño de una obra hidráulica que deba controlar inundaciones o soportar avenidas. Es el intervalo de tiempo entre la ocurrencia de un evento que sea igual o mayor a una magnitud determinada medido generalmente en años. El periodo de retorno que se considera en cada obra hidráulica, depende del tamaño e importancia de la misma así como del aspecto social, económico y del riesgo asociado que se tenga previsto.

Es por ello que las estructuras hidráulicas deben ser diseñadas con periodos de retorno muy altos y adecuados para evitar catástrofes por inundaciones de este tipo.

### 1.1.2 ¿QUÉ ES RIESGO?

Riesgo es la probabilidad de que ocurra alguna magnitud de daño de presentarse una amenaza o un peligro dado un grado de vulnerabilidad y exposición de bienes, infraestructura y personas.

La vulnerabilidad, es una medida del daño que le puede ocurrir a algún bien o persona cuando se expone a un peligro. Esta vulnerabilidad puede ser disminuida por el hombre, aumentando algunos factores de seguridad y distinguiéndose así del peligro que sólo depende de los fenómenos de la naturaleza. Ordaz la define en 1966 como la medida de la susceptibilidad de un bien expuesto a algún fenómeno perturbador, de tal forma que de dos bienes expuestos, uno

es más vulnerable si ante la ocurrencia de fenómenos de la misma intensidad, sufre mayores daños.

En una inundación, la vulnerabilidad mayor la tendrán las comunidades que tengan viviendas débiles o menos resistentes, es decir, aquellas que ante la presencia de este fenómeno sufran mayores daños a sus bienes y habitantes o bien, aquellas ubicadas en áreas con mayor susceptibilidad a que se presente una amenaza.

El factor de seguridad es un indicador de la capacidad en exceso que tiene un sistema ante las solicitudes o requerimientos a los que esté destinado, se calcula como el cociente entre la capacidad máxima y la capacidad que requiere.

El peligro es la cuantificación de forma probabilística de la ocurrencia en un lapso determinado de un fenómeno potencialmente dañino para los bienes y vidas humanas expuestas. Su principal característica es la severidad de los daños causados por su magnitud. En el caso de las inundaciones, el periodo de retorno resulta fundamental, pues entre mayor es el periodo de retorno, son mayores los niveles que el agua alcanza en la zona susceptible de inundación.

De tal forma, el riesgo resulta ser la combinación de tres factores principales; los bienes expuestos y su valor, la vulnerabilidad y la probabilidad de que ocurra un fenómeno dañino (peligro).

$$\text{Riesgo} = \text{Exposición} * \text{vulnerabilidad} * \text{peligro}$$

Para estimar el riesgo, es útil caracterizar los tipos y características de las casas mediante censos a nivel vivienda para que este se pueda estimar de vivienda en vivienda. Con estas estimaciones, al sumar los riesgos de comunidades se obtiene el riesgo de un municipio y si se acumula a nivel estado y país.

Además, para crear un modelo de riesgo, es necesario obtener las características del medio físico, el entorno socio-económico, las características de la infraestructura, conocer el peligro, el sistema expuesto y la vulnerabilidad.

El objetivo de estas estimaciones, es crear un mapa de riesgo, vulnerabilidad y peligro, mediante el cual se facilite la rápida distinción de las zonas con mayor riesgo, vulnerabilidad y peligro, y así poder alertar a la población en caso de la presencia de algún fenómeno que pueda causar daños significativos.



FIGURA 1.1.1 MAPA DE PELIGRO DE INUNDACIONES (FUENTE: CENAPRED)

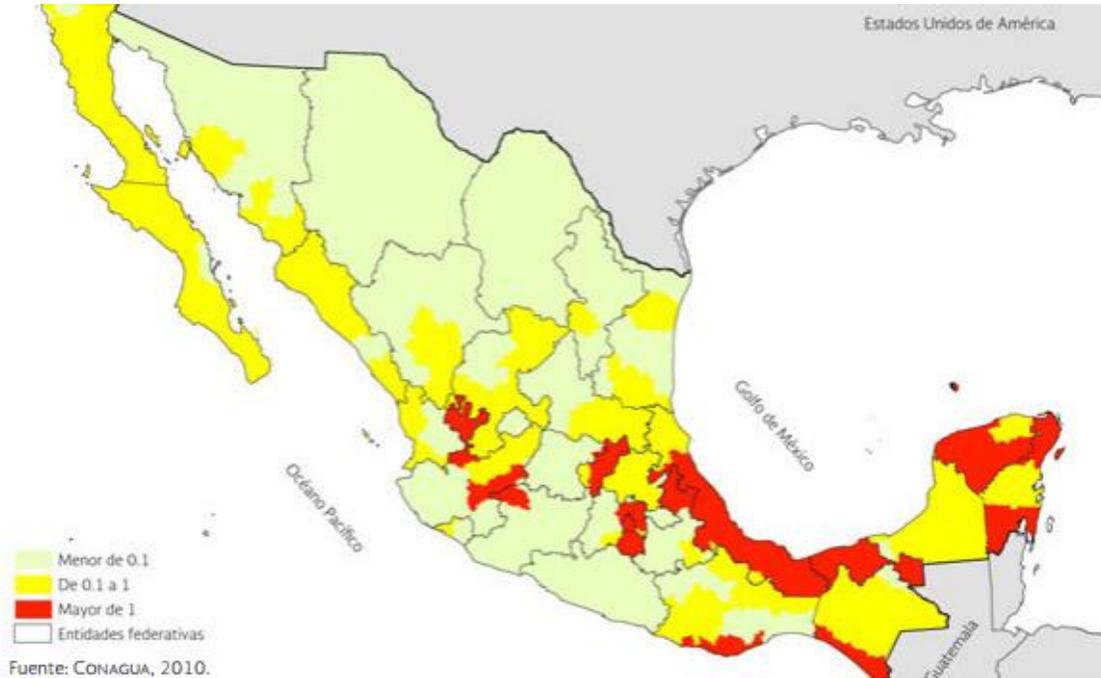


FIGURA 1.1.2 ÍNDICE DE INUNDACIONES (FUENTE: CONAGUA)

### 1.1.3 ¿A QUÉ SE LLAMA GESTIÓN DE RIESGO POR INUNDACIONES?

La gestión de riesgo por inundaciones consiste en encontrar medidas estructurales o institucionales que reduzcan al máximo posible el riesgo, tomando en cuenta que siempre existirá un riesgo residual para el cual deben planificarse diferentes tipos de acciones. Esto se logra a través de programas de medidas que deben tener en cuenta la prevención, protección y adaptación para este tipo de contingencia.

Las inundaciones en la actualidad son un desafío a resolver para el desarrollo y la vida de los habitantes de las comunidades. El crecimiento demográfico da como resultado la urbanización de las cuencas lo que aunado al cambio climático, son factores que están cambiando la forma en que ocurren las inundaciones y acelerando sus impactos, por esta razón los tomadores de decisiones de las áreas correspondientes, deben conocer el constante riesgo que tienen las poblaciones y crear políticas para el manejo del mismo en ciudades.

Se debe tener una visión a futuro para planificar las medidas o acciones a tomar, pues es importante que las políticas respecto a inundaciones estén actualizadas, así como los mapas de peligro, riesgo y vulnerabilidad.

La gestión integrada del riesgo por inundaciones debe ser multidisciplinaria y multisectorial, entendiendo que se deben estudiar las amenazas para poder diseñar medidas y soluciones que prevengan o limiten los daños que generan estos fenómenos. Asimismo, una gestión integrada que realice acciones como la combinación de medidas de manejo de riesgo puede reducir los daños que ocasionan las inundaciones, el desarrollo de una estrategia que pueda vincularse con la planificación urbana y las políticas de la actualidad así como la evaluación de medidas para el control de inundaciones son acciones fundamentales para la gestión del riesgo por este tipo de fenómenos.

Se deben tomar acciones como la mejora de la capacidad de predicción ante situaciones de peligro que puedan causar daños a la población, delimitar las zonas donde pueda haber una posible inundación mediante reglamentos y normas sobre el uso del suelo, la restauración de zonas boscosas para el mejoramiento de las cuencas y la disminución de la vulnerabilidad de las zonas susceptibles.

Una adecuada divulgación de las posibles inundaciones y de la percepción de riesgo a través de sistemas de alerta temprana, las estrategias y los planes de protección civil además de mejorar la formación de la sociedad sobre las inundaciones a nivel general y local, permite reducir los daños causados durante la presentación de este fenómeno.

Como pequeñas medidas estructurales en las cuencas urbanas se pueden implementar la mejora del drenaje y la ordenación territorial así como las medidas estructurales y no estructurales que se describen a continuación para el control de inundaciones.

Es importante integrar la gestión del riesgo por inundaciones en la planificación así como combinar las medidas estructurales con las no estructurales con el fin de minimizar el riesgo y poder manejar los impactos que produzcan. La planificación puede frenar o evitar el crecimiento de comunidades en llanuras de inundación y generar un costo potencialmente menor y con menos impactos ante un fenómeno como este, en lugar de adaptar un diseño ingenieril posterior a los primeros eventos del fenómeno.

## 1.2 ¿Cómo se controla una inundación?

Controlar una inundación es mitigar sus efectos. Para ello se realizan obras estructurales que deben ser viables tanto económica como social e ingenierilmente. Estas obras de protección deben sustentarse y en las áreas poco desarrolladas deberá analizarse si es más fácil reubicar a la comunidad o aplicar medidas de adaptación contra este fenómeno.

La construcción de este tipo de obras trata de impedir el paso del agua, evitar que se desborde el agua que escurre por los ríos, almacenarla o cambiar su velocidad de desplazamiento y gasto y pueden ser:

### 1.2.1 BORDOS PERIMETRALES:

Consisten en construir uno o dos bordos en las márgenes del río para incrementar su capacidad hidráulica, tienen un corazón impermeable y generalmente son terraplenes de arcilla o arena que pueden proteger de una creciente o el remanso del agua.

Estos bordos son una forma económica y sencilla de proteger a la población de inundaciones constantes pero su construcción depende de la topografía de la zona, en algunas ocasiones resulta demasiado costoso cimentarlos o levantarlos por lo que se debe estudiar el río aguas abajo para verificar la viabilidad de construir este tipo de estructuras.

Para su diseño debe considerarse el tirante de agua más alto que se presenta con mayor frecuencia, de tal manera que la altura de los bordos será el tirante de agua de la avenida de diseño más altura para oleaje y un bordo libre además de una altura adicional que tome en cuenta que la estructura podría tener asentamientos.

### 1.2.2 BORDOS PERIMETRALES CON LLANURA DE INUNDACIÓN:

Estos bordos son similares a los bordos perimetrales, se construyen a lo largo de las márgenes del río y confinan el agua entre ellos. La construcción de los bordos en una o las dos márgenes dependerá de los asentamientos de población cercanos al cauce.

Trasladan avenidas hacia aguas abajo y están separados de las orillas del cauce del río, disponiendo de esta manera de un área hidráulica adicional que se puede inundar favoreciendo que se minimice la altura de los mismos.

Tanto en este método como en el anterior, se debe tener en cuenta que durante algunas avenidas modifican los escurrimientos, pues al encausar el río entre los bordos el caudal pasa por secciones de menor anchura y se alteran las zonas aguas arriba y aguas abajo.

### **1.2.3 PRESAS ROMPE PICO:**

Son presas pequeñas con capacidad reguladora que permiten reducir el gasto pico del hidrograma. Su función es únicamente abatir el gasto máximo en una proporción equivalente a su capacidad de almacenamiento.

Están formadas en su mayoría por una cortina baja, una obra de excedencia y un desagüe. Normalmente se instalan en ríos juveniles o de montaña que transportan mucho material de arrastre y necesitan ser desazolvadas, tienen un vaso de almacenamiento relativamente pequeño y la altura de la presa no sobrepasa los 20 metros.

Resulta una opción económica cuando existen condiciones geológicas y topográficas propicias para su construcción. Se pueden colocar varias presas rompe pico a lo largo del río hasta lograr abatir el gasto máximo de las avenidas que puedan provocar una inundación aguas abajo.

### **1.2.4 PRESAS DE ALMACENAMIENTO O DE REGULACIÓN:**

Estas presas tienen como propósito principal almacenar el agua en exceso generada por las precipitaciones de la época de lluvias para utilizarla en el estiaje y tener suficiente agua para actividades como generación de energía, suministro de agua potable a poblaciones, distritos de riego y control de avenidas, también pueden utilizarse como zonas de esparcimiento para deportes acuáticos y actividades de pesca.

Están formadas por una cortina que cierra o reduce el paso del agua del río y permite almacenarla, una obra de excedencias por donde se evacua el agua que no puede ser aprovechada y una obra de toma que sirve para la generación de energía eléctrica, el abastecimiento de agua o la conducción a distritos de riego.

Estas presas resuelven el problema de las inundaciones debido a que además de abatir la avenida, la desfasan en el tiempo, lo cual permite evitar la inundación y que el gasto máximo de salida de la presa tenga un periodo de alertamiento a la población y se presente en distinto momento al gasto máximo de entrada del hidrograma.

### **1.2.5 CAUCES DE ALIVIO Y CANALES DE DESVÍO:**

Consisten en desviar agua de un río y conducirla ya sea hacia otro cauce, el mar o alguna laguna aledaña que permita regular el flujo de agua aguas abajo en el río y de esta forma reducir el volumen de agua del caudal a partir de donde inicie el desvío. Estos cauces, también pueden ser paralelos al río para proteger una población y aguas abajo donde no existan comunidades integrarse de nuevo al mismo río.

Este tipo de obras, generalmente son bordos o canales que deben ser calculados con la cantidad de agua de exceso que lleve el río tanto normalmente como en avenidas extraordinarias. Para llevar a cabo su construcción, se deben dragar las secciones donde se va a construir el cauce de alivio o canal de desvío lo cual puede llegar a ser costoso dependiendo del tipo de suelo y la longitud del dragado.

### 1.2.6 CORTE DE MEANDROS DE LAS SECCIONES DEL RÍO:

Los ríos juveniles o de montaña son aquellos que nacen en partes muy altas sobre el nivel medio del mar, son muy rápidos debido a sus fuertes pendientes y tienen en el fondo cantos rodados, grava y muy poco de materiales finos además de que en planta no tienen meandros (curvas o quiebres).

El río con el tiempo, forma curvas o meandros que le ayudan a tener menor pendiente y por lo tanto menor velocidad. Estas curvas son características de los ríos de planicie o ríos viejos, que generalmente tienen en el fondo materiales finos y presentan una gran cantidad de meandros.

Para reducir los desbordamientos se puede aumentar la capacidad hidráulica del cauce principal por medio del aumento artificial de la pendiente que se logra con la rectificación del río. Esta rectificación consiste en cortar los meandros mediante un dragado que permita reducir la longitud del río.

De tal forma, si la pendiente hidráulica consiste en un desnivel entre una longitud, al disminuir la longitud aumentará la pendiente y por lo tanto la velocidad.

$$s = \frac{\Delta h}{L}$$

S: pendiente  
Δh: desnivel  
L: longitud

Este método es sencillo de realizar, sin embargo, el desestabilizar el equilibrio del río provoca mayor erosión y este tiende a suavizar la pendiente formando nuevos meandros para lograr su estabilidad, por lo que si existen poblados aguas abajo del mismo, se debe revisar el sistema y reforzar las secciones adelante para que no erosione e inunde otros poblados.

### 1.2.7 DRAGADO DE LA SECCIÓN O DESAZOLVE:

Consiste en incrementar la sección transversal del río mediante retiro de material sedimentado para aumentar su capacidad hidráulica. Este método puede resultar costoso, pues si el poblado es muy grande la longitud del dragado deberá ser en toda su extensión.

### 1.2.8 UTILIZACIÓN DE LAS LAGUNAS EXISTENTES:

Se utiliza cuando existen lagunas cerca de las márgenes del río. Es económico, sin embargo, está limitado a la capacidad que tienen las lagunas y en algunos casos no se puede aplicar si no existen estas depresiones.

Consiste en construir canales de desvío desde la margen del río hasta la entrada de la laguna y de la salida de la laguna hacia el río aguas abajo, al mar, a otro sistema de lagunas o a algún otro sistema hidrológico que ayude a transportar el caudal. Al comenzar la avenida, es decir al subir el gasto en el hidrograma, las lagunas se van llenando abatiendo el gasto máximo que lleva el cauce y cuando el gasto del hidrograma comienza a descender, las lagunas deben ser vaciadas de tal forma que se pueda abatir la siguiente avenida.

También existe otro tipo de medidas denominado **no estructurales o institucionales** que consisten en acciones distintas a las obras de ingeniería para la planeación, organización, coordinación y ejecución de planes, reglamentos, códigos, normas y reglas, cuyo objetivo sea disminuir las afectaciones que causan las inundaciones. Pueden ser permanentes o aplicables sólo al momento de la inundación y son:

### **1.2.9 PLANES DE PROTECCIÓN CIVIL:**

Entre los objetivos de los planes de protección civil, está el crear estrategias para disminuir o evitar el riesgo al que están expuestos individuos y bienes que forman parte de una población y tomar medidas especiales durante el periodo de lluvias y ciclones así como en el caso de que se presente algún fenómeno hidrometeorológico. Para ello resulta fundamental la comunicación y coordinación interinstitucional, pues de ello depende el conocimiento de las comunidades del posible riesgo de contingencia. Estos planes toman en cuenta la organización de albergues y la evacuación de personas.

### **1.2.10 POLÍTICAS DE OPERACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA:**

El establecimiento de reglas y políticas para la operación de la infraestructura hidráulica en caso de alguna posible inundación, tiene como principal objetivo controlar la operación de las presas que almacenan el agua y controlan las avenidas, combinando óptimamente los factores de aseguramiento de agua y el desalojo de la misma mediante la obra de excedencias. Asimismo estas reglas de operación permiten homogeneizar el criterio de los operadores en la toma de decisiones para mejorar la eficiencia del uso del agua y disminuir las afectaciones aguas abajo de la presa.

Los operadores de este tipo de infraestructura deben estar coordinados con las estaciones hidrométricas de aguas arriba para que al presentarse una avenida se tenga el espacio disponible para almacenar su volumen de agua en la presa e ir amortiguando los efectos aguas abajo.

### **1.2.11 SISTEMAS DE ALERTA:**

El encargado de los sistemas de alerta hacia la población es el gobierno federal que emite alertas de prevención y protección hacia la población con ayuda del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) que tiene como misión prevenir, alertar y fomentar una cultura de autoprotección para reducir el riesgo de la población ante fenómenos naturales y antropogénicos que amenacen sus vidas, bienes y entorno a través de la investigación, monitoreo, capacitación y difusión.

### **1.2.12 ORGANIZACIÓN Y EJECUCIÓN DE LA EVACUACIÓN DE LAS PERSONAS:**

Para organizar y ejecutar la evacuación de los habitantes de alguna comunidad, el gobierno municipal mediante los cuerpos de emergencia y protección civil realiza el desalojo de las personas ante alguna alerta emitida de peligro para su integridad física y sus bienes. Asimismo, el CENAPRED difunde información sobre cómo actuar ante la presentación de una contingencia para que la población esté preparada y de esta manera el riesgo se reduzca mediante la disminución del intervalo de tiempo de la evacuación. En estos planes participan diversas instancias de los tres órganos de gobierno.

### **1.2.13 NORMATIVIDAD DEL USO DE SUELO Y PLANES DE DESARROLLO URBANO:**

La normatividad del uso de suelo es otra medida fundamental para prevenir desastres. La autoridad municipal es la encargada de emitir normas y reglas para el uso de suelo, las cuales deben ser planificadas y delimitadas analizando las zonas que podrían inundarse bajo diferentes escenarios y periodos de retorno. Así, la población no se establecerá en llanuras de inundación con periodos de retorno altos, pues sucede que al no haber flujo de agua cerca de las márgenes del río, se forman asentamientos poblacionales en el área de la llanura de inundación para avenidas de este tipo.

### **1.2.14 MAPAS DE RIESGO Y PELIGRO:**

Son representaciones gráficas y geográficamente referenciadas que contienen información de riesgo y peligro de las poblaciones sujetas a ello derivada de diversos estudios y análisis. Para la elaboración de los mismos, se hacen censos poblacionales y la información se almacena en bases de datos. Los mapas de riesgo y peligro deben actualizarse constantemente y ser accesibles a todo público, para que los planes gubernamentales de protección a las poblaciones puedan ser aplicables en caso de alguna contingencia.

## Capítulo 2: Aspectos teóricos:

### 2.1 ¿Cómo se estudia el flujo en ríos y llanuras?

#### 2.1.1 ¿CÓMO SE ESTUDIA EL FLUJO EN RÍOS Y LLANURAS?

Para estudiar el flujo de agua en un río, se necesitan conocer o determinar las variables hidráulicas que intervienen en él. Estas variables como el caudal, la velocidad del agua, la altura del tirante, la velocidad del viento, la altura de precipitación etc. pueden ser datos que se obtienen en una estación hidrométrica y están en función de los fenómenos hidrometeorológicos anteriormente mencionados.

En el análisis realizado en este trabajo se estudia el flujo en una llanura de inundación, donde al rebasar cierta capacidad el agua pasa por un vertedor para después transitar por un cauce que representa una interconexión lagunar. El cauce de aproximadamente 500 metros de ancho, está compuesto por una zona rocosa de 30 metros, una franja de tapete articulado y 90 metros de reductores de velocidad de agua.

El flujo de agua se puede clasificar de acuerdo con el tiempo y el espacio.

Al clasificarlo de acuerdo al tiempo se distinguen dos tipos de flujo. El flujo permanente o estacionario, que considera que sus características de velocidad de escurrimiento en cualquier punto no cambian con el tiempo o son tan pequeñas con respecto a los valores medios que se pueden despreciar y el flujo no permanente o no estacionario, que supone que las características mecánicas del fluido variarán de un punto a otro así como de un instante a otro.

Si se clasifica de acuerdo al espacio se puede distinguir; flujo uniforme o flujo no uniforme o variado.

El flujo uniforme supone que la velocidad en todos los puntos del escurrimiento es igual tanto en magnitud como en dirección para un instante, esto sólo se utiliza como teoría ya que no existe en la práctica. Sin embargo, cuando la pendiente de un cauce es suave, es decir menor a  $8^\circ$  de inclinación respecto a la horizontal, el flujo es muy semejante al uniforme, por lo que suele analizarse como tal.

El flujo no uniforme o variado se refiere a que puede variar con el espacio de forma que puede ir aumentando o disminuyendo la cantidad de acuerdo al espacio, por ejemplo cuando hay salidas o ingresos laterales a un cauce.

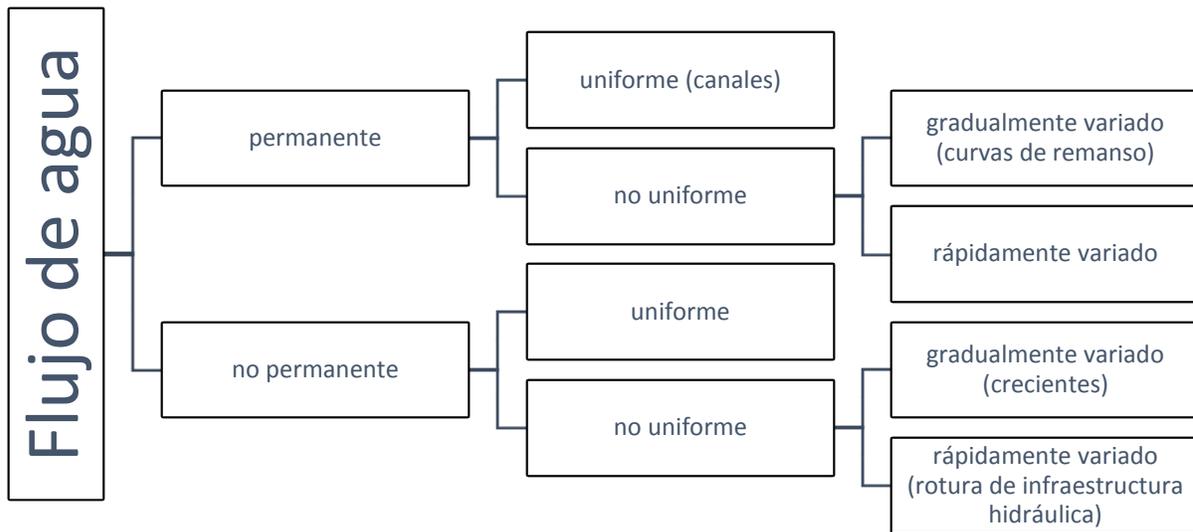


FIGURA 2.1.1.1 TIPOS DE FLUJO

También se puede adoptar una distinción para el estudio de los flujos de acuerdo a su dirección en unidimensional, bidimensional y tridimensional.

El flujo unidimensional es cuando el sentido del flujo predomina en una sola dirección (por ejemplo dentro de un tubo), con lo que se toma en cuenta el vector de velocidad en una sola dirección y se desprecian los cambios de la velocidad transversales al sentido principal del mismo.

En el flujo bidimensional, el vector de velocidad es igualmente importante de dos variables de espacio, supone que las partículas fluyen en planos que son paralelos durante las trayectorias. Son iguales si se comparan los planos uno con otro sin existir cambio en dirección perpendicular a los mismos, como ocurre en el flujo en llanuras y planicies.

En el flujo tridimensional se consideran tres coordenadas espaciales y es el caso en que las componentes de la velocidad en tres direcciones son perpendiculares entre sí, están en función de coordenadas espaciales y del tiempo. Este tipo de flujo es complejo de manejar matemáticamente y solamente pueden expresarse fácilmente los escurrimientos que tienen fronteras con geometría sencilla.

En los ríos puede existir flujo permanente no uniforme durante las curvas de remanso o periodos de estiaje. El flujo permanente uniforme es clásico en canales, sin embargo, la mayoría de los problemas hidrológicos entran en la categoría de flujo no permanente.

El flujo no permanente uniforme es parte de la teoría, ya que no se emplea en la práctica. El flujo no permanente no uniforme gradualmente variado, puede ser un ejemplo del flujo durante las

avenidas o crecientes en los ríos, mientras que el caso del flujo rápidamente variado puede emplearse para la falla de estructuras hidráulicas.

La modelación matemática del flujo de agua de un río, sirve para conocer los valores de algunas variables hidráulicas (gasto, velocidad, tirante), utilizando métodos numéricos para resolver las ecuaciones planteadas a partir de hipótesis.

### **2.1.2 TIPOS DE FLUJO EN CAUCES:**

En un cauce, el flujo que se estudia normalmente es en la dirección principal del movimiento, es decir, el flujo unidimensional donde solo se toman en cuenta las variaciones de las magnitudes hidráulicas en la dirección principal del flujo.

Es importante tomar en cuenta que como el flujo de un río puede cambiar con el tiempo y el espacio, para el estudio del mismo deben delimitarse una zona y un tiempo de estudio. En este sentido pueden existir varios tipos de flujo dependiendo de los límites de tiempo de evaluación del cauce así como de la longitud determinada que se haya fijado.

El flujo más general en ríos es el flujo no permanente, ya que en cualquier sección las variables de tirante y velocidad cambian en el tiempo así como a lo largo de su longitud, es por ello que este tipo de flujo se aproxima más al que ocurre realmente en un cauce cuando existe un evento de precipitación. No obstante, el considerar flujo no permanente durante la evaluación de un cauce resulta un problema complejo, que en ocasiones se resuelve haciendo hipótesis con flujo permanente.

### **2.1.3 TIPOS DE FLUJO EN LLANURAS O PLANICIES:**

Cuando se evalúa un problema fluvial en llanuras, el flujo que más se asemeja a la realidad es el bidimensional, ya que existen dimensiones horizontales sobre la vertical y se deben tomar en cuenta las fuerzas del movimiento del agua.

Las áreas inundables o llanuras, son determinantes debido a su efecto de almacenamiento de agua y deben considerar factores del hidrograma para determinar el efecto real que exista sobre el área inundable a evaluar, como la pendiente en la dirección lateral, el factor de resistencia de la vegetación y el ancho del área.

Cuando se estudian ríos que escurren en planicies muy extensas con pendiente pequeña o ríos sinuosos, los modelos unidimensionales no son útiles, pues existen flujos y velocidades laterales que forman un patrón y se pueden encontrar velocidades a través del río (laterales o transversales) que podrían ser predominantes sobre las longitudinales en la dirección del río, es por ello que se utilizan modelos bidimensionales. Sin embargo, pueden utilizarse modelos unidimensionales donde se evalúe cuidadosamente la variación de la capacidad de conducción del canal principal y la de las áreas inundables, lo cual se puede lograr separando los cálculos de las condiciones hidráulicas del canal principal y la de las áreas marginales inundables.

## 2.2 Ecuaciones de Navier-Stokes, ecuaciones de Reynolds

Para poder realizar modelos de las avenidas en los cauces, es necesario resolver las ecuaciones de Saint-Venant que describen el flujo variable en cauces o canales abiertos.

Para deducir estas ecuaciones, se utilizan las leyes de conservación de masa y de cantidad de movimiento, de las cuales se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes para el movimiento instantáneo y haciendo un promedio temporal, las ecuaciones de Reynolds. Es a partir de la simplificación de las ecuaciones de Reynolds, integrando en la profundidad para eliminar la dimensión vertical que surgen las ecuaciones de Saint-Venant.

### Ecuaciones de Navier-Stokes:

Las ecuaciones de Navier-Stokes, se obtienen de la particularización hacia el agua mediante la afirmación de que es un fluido isótropo (su comportamiento es igual en todas direcciones) e incompresible a partir de las leyes físicas de conservación del flujo de un fluido general, que provienen de la ley de conservación de la masa o continuidad y de la ley de conservación de la cantidad de movimiento o segunda ley de Newton.

De esta forma, las ecuaciones de Navier-Stokes son deducidas de las ecuaciones de continuidad y del movimiento que para un fluido incompresible y simplificándolas para el flujo en canales abiertos de geometría irregular se enuncian como sigue:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{ECUACIÓN 2.2.1}$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial u_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_j} + b_i + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad \text{ECUACIÓN 2.2.2}$$

Donde:

$u_{i,j,k}$  : Componentes del vector de velocidad

$b_i$  : componente del vector de fuerza por unidad b de masa

$\nu$ : coeficiente de viscosidad cinemática =  $\frac{\mu}{\rho}$

### Ecuaciones de Reynolds:

Para flujos incompresibles haciendo un promedio en el tiempo y partiendo de las ecuaciones de Navier-Stokes, se pueden obtener las ecuaciones de Reynolds que sirven tanto para flujo laminar como para flujo turbulento que se expresan en componentes como:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{ECUACIÓN 2.2.3}$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + b_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \mu \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - \rho \bar{u}'_i u'_j \right) \quad \text{ECUACIÓN 2.2.4}$$

Donde:

$$u = \bar{u} + u'$$

$$\bar{u} = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} u dt$$

t= tiempo

$$\mu \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = \text{tensiones laminares}$$

$$-\rho \bar{u}'_i u'_j = \text{tensiones turbulentas}$$

$\bar{u}_{i,j,k}$  y  $u'_{i,j,k}$  son el promedio temporal y las fluctuaciones turbulentas de las componentes de la velocidad  $u_{i,j,k}$ .

Sin las componentes de tensiones turbulentas, estas ecuaciones serían iguales para las variables promediadas a las ecuaciones de Navier-Stokes para las variables instantáneas. Estas ecuaciones de Reynolds son útiles para cauces o problemas que presenten turbulencias.

## 2.3 Flujo unidimensional en cauce

### 2.3.1 ECUACIONES DE SAINT-VENANT UNIDIMENSIONALES:

El modelo numérico que permite resolver las ecuaciones de Reynolds es complejo y requiere de mucho tiempo. Sin embargo, el agua en los ríos tiene características que permiten simplificar estas ecuaciones y obtener resultados precisos debido a que el valor de las variables cambia poco en la vertical. Para realizar esta simplificación, se integra la profundidad de la dimensión vertical y se obtienen las ecuaciones en dos dimensiones de Saint-Venant enlistadas en este trabajo. Posteriormente pueden hacerse otras simplificaciones para obtener las ecuaciones que deben resolverse para los modelos de una dimensión.

Las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales, se enuncian de la siguiente forma:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{ECUACIÓN 2.3.1.1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad \text{ECUACIÓN 2.3.1.2}$$

A: Área hidráulica [m<sup>2</sup>]

Q: gasto [m<sup>3</sup>/s]

h: tirante [m]

g: aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

s<sub>0</sub>: pendiente del fondo [m/m]

s<sub>f</sub>: pendiente de la línea de energía [m/m]

x: distancia [m]

t: tiempo [s]

Al analizar algebraicamente las ecuaciones de Saint-Venant en los casos unidimensional y bidimensional resolviendo la ecuación característica correspondiente, los valores propios que resultan son siempre reales y distintos y los vectores propios independientes, por ello los sistemas son siempre hiperbólicos y deben resolverse como tales.

### 2.3.2 MODELOS UNIDIMENSIONALES:

Para el estudio de los problemas fluviales, la aproximación más utilizada, se caracteriza por considerar flujo unidimensional, régimen permanente gradualmente variado y fondo fijo donde la ecuación fundamental es la de conservación de la energía entre dos secciones de río y conservación de la cantidad de movimiento para algunos fenómenos locales.

Si en el proceso estudiado, el régimen es no permanente, se utilizan las ecuaciones unidimensionales del régimen gradualmente variado (Saint Venant), que se resuelven con métodos numéricos algunos con las ecuaciones completas y otros haciendo simplificaciones para reducir el tiempo de cálculo.

Para resolver los modelos matemáticos se utilizan modelos computacionales que forman parte del estudio de la dinámica de fluidos computacional. Para la adaptación de un modelo matemático a un modelo computacional de resolución, se debe discretizar el dominio espacial del problema correspondiente en una malla; que consiste en adaptar el modelo de tal forma que pueda representar adecuadamente las condiciones reales del sistema en estudio, es decir, se esquematiza el medio continuo (sistema real de la naturaleza) en un arreglo regular de elementos (sistema discreto) para posteriormente con una aproximación numérica estudiar el comportamiento del flujo. A continuación se describen algunos métodos para la discretización matemática (métodos numéricos para la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant) de las ecuaciones que simulan el comportamiento del fluido, todos estos métodos requieren una previa discretización geométrica o espacial.

Los modelos unidimensionales clásicos que resuelven las ecuaciones de Saint Venant (métodos de onda dinámica), se pueden clasificar en tres: el método de las características, los métodos de diferencias finitas y los métodos de elementos finitos.

El método de las características necesita incrementos de tiempo de cálculo reducido y discretizaciones de espacio pequeñas ya que está basado en las propiedades de transmisión de la información tanto en el tiempo como en el espacio. Este método funciona para canales de forma prismática, sin embargo, para cauces con geometría irregular resulta complejo y con resultados poco cercanos a la realidad.

El método de diferencias finitas se divide en dos, el método de diferencias finitas implícitas y el método de diferencias finitas explícitas. El método de diferencias finitas implícitas depende de la resolución conjunta de los puntos de la malla auxiliar en cada instante, a diferencia del de diferencias finitas explícitas que lo hace punto por punto en la malla de discretización espacial del dominio a lo largo del tiempo.

Es importante definir para este método (diferencias finitas) el número de Courant o CFL (Courant Friedrichs-Lewy), el cual se determina como  $\sigma = \frac{\alpha \Delta t}{\Delta x}$  donde  $\Delta t$  y  $\Delta x$  representan los incrementos o variaciones de tiempo y espacio y  $\alpha$  la velocidad. Si una onda se mueve a través de una malla en el espacio y se quiere simular computacionalmente su amplitud en intervalos iguales de longitud, esta longitud debe ser menor que el tiempo que la onda tarda en viajar a los puntos adyacentes de la malla. El principio es que el dominio físico de la dependencia debe estar contenido en el dominio numérico de la misma.

En los modelos explícitos, para que se cumpla la condición de estabilidad,  $\sigma$  debe ser menor o igual a la unidad, pues el modelo numérico tiene que incluir toda la información física que influye en el comportamiento del sistema del punto  $i$  siendo la aproximación  $u_i^{n+1}$ . Si esto no sucede, la diferencia entre la solución analítica y la solución numérica será muy grande y puede distar de la realidad haciendo que el modelo sea inestable (Hirsch, 2007). La solución cambia con cada paso o intervalo temporal y si es muy abrupto no es posible asegurar que la solución de las sucesivas iteraciones llegue a converger.

Los métodos explícitos más usados son el modelo difusivo, el modelo Leap-Frog y el modelo de McCormack, estos métodos requieren de incrementos temporales demasiado reducidos lo que hace que el cálculo sea más lento, sin embargo permiten estudiar el flujo rápidamente variado.

Entre los métodos implícitos se encuentra el modelo de Preissmann y el modelo de Beam and Warming, este tipo de modelos se pueden utilizar para el flujo rápidamente variado si se reduce el tiempo para representar las partes discontinuas.

El método de elementos finitos se utiliza principalmente para evaluar situaciones estructurales ya que necesita un tiempo muy amplio para su cálculo, además de que también utiliza diferencias finitas para la integración del tiempo y en el caso del flujo unidimensional no aporta ventajas respecto del de diferencias finitas pero si mayor nivel de complejidad lo que lo hace poco utilizado.

Asimismo, existen métodos que utilizan las ecuaciones simplificadas, los cuales reducen el tiempo de cálculo mediante la simplificación de la ecuación del movimiento, de forma que eliminan algún término de la misma. Entre ellos se encuentran los métodos hidrológicos como el de Muskingum, el método de la onda dinámica cuasi-permanente que despreja la aceleración local, el método de la onda cinemática que en la ecuación del movimiento únicamente toma en cuenta la fricción y la pendiente y el método de la onda difusiva que considera la presión.

En la actualidad de los métodos simplificados, sólo se emplean los métodos de Muskingum y el método de la onda cinemática ya que gracias al avance computacional y a la programación de los modelos matemáticos que se han desarrollado a lo largo del siglo ha sido posible emplear métodos con mayor exactitud.

También existen modelos de alta resolución desarrollados a partir de la solución aproximada al problema de Riemann a raíz del cual se construyó la solución a una ecuación hiperbólica. El uso de este tipo de métodos para canales no prismáticos es complejo y conlleva el uso de mucho tiempo para su resolución.

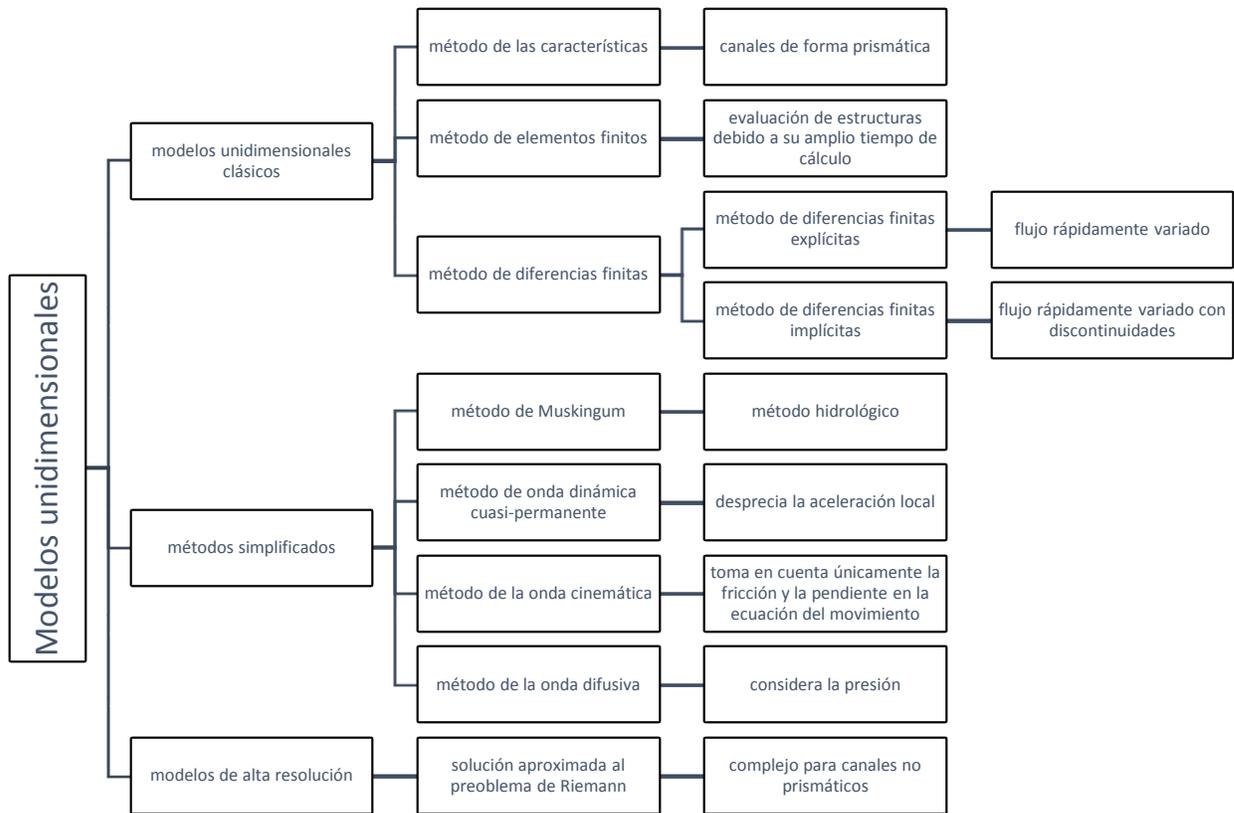


FIGURA2.3.2.1 MODELOS UNIDIMENSIONALES

## 2.4 Flujo bidimensional en llanuras

### 2.4.1 ECUACIONES DE SAINT-VENANT BIDIMENSIONALES:

Las ecuaciones de Reynolds como se mencionó anteriormente, se pueden simplificar a dos dimensiones haciendo un promedio vertical de las ecuaciones en tres dimensiones para obtenerlas en dos dimensiones. Esto es útil para avenidas en cauces, pues las variables sólo tienen pequeños cambios en dirección vertical, pero se debe tomar en cuenta que para utilizarlas debe cumplirse lo siguiente: la profundidad del agua debe ser pequeña con relación a las demás dimensiones, debe existir una distribución de presiones hidrostática en la dimensión vertical y tener pendiente pequeña.

Al introducir en las ecuaciones de movimiento la ecuación de continuidad, se forman las ecuaciones de Saint-Venant en su forma no conservativa.

Si despreciamos la fuerza de Coriolis, las tensiones efectivas y las tensiones producidas por el viento en la superficie, que por lo general para ríos no son realmente significativas, las ecuaciones se pueden simplificar así:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad \text{ECUACIÓN 2.3.1.3}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(s_{ox} - s_{fx}) \quad \text{ECUACIÓN 2.3.1.4}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = g(s_{oy} - s_{fy}) \quad \text{ECUACIÓN 2.3.1.5}$$

u, v: velocidad promediada [m/s]

h: profundidad del agua [m]

g: aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

S<sub>f</sub>= pendiente de la línea de energía [m/m]

## 2.4.2 MODELOS BIDIMENSIONALES:

En el pasado se utilizaron esquemas cuasibidimensionales para representar desbordamientos de ríos en llanuras de inundación cuando se disponía de poca información topográfica mediante la modelación unidimensional en el cauce y la representación de la llanura de inundación por medio de celdas de almacenamiento.

En la actualidad existen los modelos bidimensionales que resuelven las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones y se clasifican de manera similar a los métodos de resolución en una dimensión destacando el método de las características, el método de diferencias finitas, el método de elementos finitos y la discretización de volúmenes finitos.

El método de las características bidimensional resulta complejo debido a los incrementos pequeños de tiempo que requiere y se utiliza como herramienta para incorporar condiciones delimitativas.

El método de diferencias finitas resulta muy útil para el flujo gradualmente variado bidimensional y se divide en diferencias finitas explícitas y diferencias finitas implícitas. El método de diferencias finitas explícitas más empleado es el de McCormack que es útil para flujo gradualmente variado y rápidamente variado. Los métodos de diferencias finitas implícitas más destacados son los métodos ADI (Alternating Direction Implicit) o de direcciones alternadas, los cuales son los primeros que se usaron para resolver las ecuaciones de forma bidimensional entre los cuales destacan el modelo de Beam and Warning y Lendertsee en 1967.

Para la resolución de las ecuaciones en dos dimensiones, el método de elementos finitos no es frecuentemente muy utilizado debido a su complejidad y la única ventaja de que se pueden considerar mallas irregulares que se adapten a los contornos de delimitación. Uno de ellos es el de Katopodes en 1984.

Al igual que en el caso de los métodos de resolución de las ecuaciones en una sola dimensión, para el caso bidimensional existen modelos de alta resolución que resultan útiles fundamentalmente para las discontinuidades como los saltos hidráulicos o los frentes de onda.

El método de volúmenes finitos, es uno de los métodos de alta resolución más usados para resolver los modelos matemáticos con ecuaciones hiperbólicas. Este método descompone el dominio físico en polígonos formando volúmenes de control o volúmenes finitos, donde cada uno tiene una superficie definida que puede formar mallas estructuradas o mallas no estructuradas. En el análisis bidimensional, los volúmenes finitos forman un área y sus superficies son curvas cerradas. Este método tiene la ventaja de que la discretización espacial se adapta a dominios con formas irregulares fácilmente.

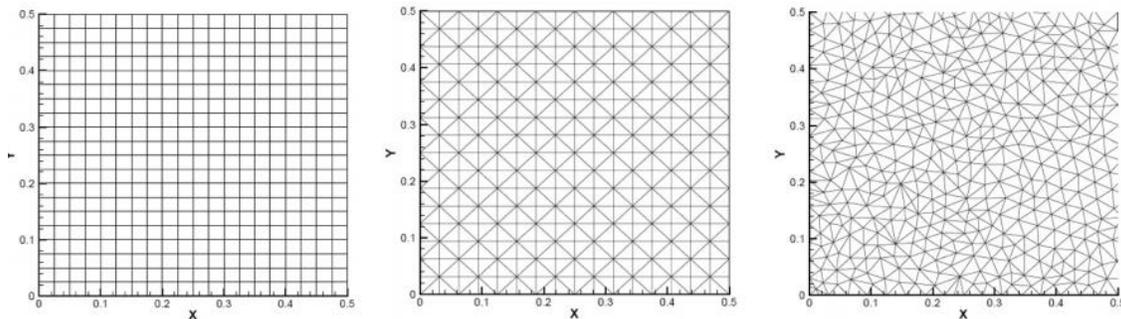
### 2.4.3 MALLAS AUXILIARES:

Es importante aclarar que para resolver las ecuaciones de flujo, independientemente del modelo numérico de discretización que se utilice, es necesario discretizarlas en una malla (aproximación de una variable continua en un número finito de puntos) que entre más pequeños sean los elementos de la malla, mayor precisión aportará el método; estas mallas se pueden clasificar en estructuradas y no estructuradas.

Las mallas estructuradas están formadas por elementos cuadrangulares ordenados en filas y columnas, no obstante, resulta complejo adaptarlas a geometrías irregulares.

Las mallas no estructuradas están formadas por elementos de cualquier forma. Es común la utilización de elementos triangulares y se adaptan a cualquier geometría, es por ello que se utilizan en la simulación de ríos y llanuras.

El tipo de discretización espacial que se emplee, dependerá del tipo de modelo que se utilice para las ecuaciones así como de la estructura de los datos que se empleen para la simulación de flujo. Por ejemplo en el método de las diferencias finitas que discretiza las ecuaciones del flujo en forma diferencial, se requiere de una malla estructurada de puntos en los cuales se almacenan las variables de flujo, a diferencia del método de volúmenes finitos en el cual se deben definir unos puntos de control en cada uno de los volúmenes generados y es en esos vértices donde están almacenadas las variables. Los lugares donde se guardan las variables, serán establecidos en el centro de los elementos o en los vértices de cada celda dependiendo del método empleado.



Malla estructurada cuadrangular

Malla estructurada triangular

Malla no estructurada

FIGURA 2.3.1 EJEMPLOS DE MALLADO

## 2.5 Modelos comerciales:

Existen programas comerciales computarizados para la solución de estos problemas, los softwares comerciales que mantienen la hipótesis de flujo permanente en una dimensión más destacados son los modelos del Hydraulic Engineering Center o HEC que desarrolló HEC-2 y HEC-RAS y el modelo WSPRO del U.S. Federal Highway Administration.

Posteriormente se desarrolló software que permite resolver las ecuaciones de flujo no permanente en una dimensión, entre el que se encuentra el modelo MIKE-11 el modelo DAMBRK de BOSS international y el modelo SWMM.

Para modelos bidimensionales existe el BOSS SMS, FESWMS, HIVEL2D, MIKE-21 TASE/SWAN, SOBEK y el modelo Iber.

Estos modelos han ido evolucionando a lo largo del tiempo, mejorando su capacidad y precisión en los resultados y resultan de gran utilidad debido al ahorro de tiempo que representan en la resolución de los modelos matemáticos que nos ayudan a resolver las ecuaciones del flujo de Saint-Venant.

En resumen:

TABLA 2.3.1 SOFTWARE COMERCIAL PARA LA SIMULACIÓN DE DIFERENTES TIPOS DE FLUJO			
Tipos de flujo	Modelo	Software	
<b>Permanente</b>	Unidimensional	HEC-2	
		HEC-RAS	
		WSPRO	
		ISIS	
<b>No permanente</b>	Unidimensional	MIKE-11	
		DAMBRK	
		SWMM	
		Bidimensional	BOSS SMS
			FESWMS
			HIVEL 2D
	Iber		
	MIKE21	TASE/SWAN	
		SOBEK	

## 2.6 Funcionamiento de un vaso regulador:

Un vaso de almacenamiento, es la parte de la topografía del terreno que se puede inundar durante la época de avenidas, puede formar parte de una presa donde se almacene el agua en la época de lluvias y se utilice en temporada de sequías o pueden ser cuerpos lagunares que se inundan en caso de avenidas para regular y controlar el agua.

Cuando un vaso se utiliza para control de avenidas, recibe el nombre de vaso regulador. Un vaso regulador, es una de las obras hidráulicas que mejor controla las inundaciones pues además de abatir la avenida, la desfasa en el tiempo.

## Capítulo 3: Caso de aplicación

### 3.1 Recopilación de la información

El cauce de alivio Laguna los Zapotes-Laguna Don Julián del estado de Tabasco, es un proyecto que forma parte de las acciones propuestas en el PHIT, diseñado con un tiempo de vida útil de 20 años y con el objetivo de encausar los excedentes de agua del río Grijalva y del arroyo Zapote II, mediante la utilización de estructuras de control que interconectan los sistemas lagunares los Zapotes y Don Julián, los micos y la laguna Vigía para evitar que el río Grijalva rebase los niveles máximos que puede llevar su cauce y se desborde de forma que provoque graves inundaciones en zonas pobladas.

En temporada de estiaje el río funcionará de manera habitual, estas obras funcionarán en temporada de lluvias cuando el río Grijalva rebase el nivel de agua que pueda llevar su cauce, de tal forma que vierta el excedente de caudal proveniente de las escotaduras Censo y Sabanilla que desvían agua de los ríos de la Sierra hacia el sistema de lagunas Zapotes-Don Julián.

#### 3.1.1 ZONA DE ESTUDIO

Zona de estudio:

El cauce de alivio se encuentra en el estado de Tabasco, entre las poblaciones de Barranca y Guanal 1ª y 2ª que pertenecen al municipio Centro. Cuenta con una longitud de 1400 m y un ancho de 660 m. Sus coordenadas geográficas iniciales son N18°00'50.8"-W92°49'55.4" y las coordenadas finales N18°01'29.4"-W92°49'28.4".



FIGURA 3.1.1.1 MAPA DE LA UBICACIÓN DE TABASCO

El proyecto además del cauce de alivio, se vio complementado con obras auxiliares con las siguientes coordenadas:

TABLA 3.1.1.1 LOCALIZACIÓN DE LAS OBRAS DEL PROYECTO "CAUCE DE ALIVIO ZAPOTES-DON JULIÁN" FUENTE: PROYECTO CAUCE DE ALIVIO LOS ZAPOTES-DON JULIÁN, SEMARNAT, CONAGUA, DIRECCIÓN LOCAL DE TABASCO, COORDINACIÓN DEL PHIT			
Estructura	Longitud	Ancho	Coordenadas geográficas
<b>Cauce de alivio</b>	1400m	660m	Iniciales: N18°00'50.8"-W92°49'55.4" Finales: N18°01'29.4"-W92°49'28.4"
<b>Estructura de control sobre el camino Barranca y Guanaj 2ª secc.</b>	30 m	100 m	Iniciales: N18°00'56.6"-W92°50'41.4" Finales: N18°01'06.4"-W92°50'36.8"
<b>Puente vehicular</b>	70 m	8 m	Iniciales: N18°01'03.9"-W92°49'26.9" Finales: N18°01'00.9"-W92°49'22.2"
<b>Bordo derecho</b>	2,100 m	17 m	Iniciales: N17°59'28.2"-W92°50'17" Finales: N17°59'57.1"-W92°49'19.9"
<b>Bordo izquierdo</b>	3,638.5 m	17 m	Iniciales: N17°59'48.0"-W92°50'35.4" Finales: N18°01'03.9"-W92°49'26.9"
<b>Desazolve del dren</b>	1,000 m	18 m	Iniciales: N17°59'33.8"-W92°50'31.7" Finales: N17°59'52.9"-W92°50'31.7"
<b>Estructura de control tipo compuerta</b>	19.5 m	13.5 m	Iniciales: N17°59'36.1"-W92°50'29.2" Finales: N17°59'35.1"-W92°50'27.9"
<b>Estructura de control tipo charnela</b>	10 m	10 m	Iniciales: N17°59'33.8"-W92°50'05.6" Finales: N17°59'36.3"-W92°50'12.4"
<b>Construcción de puente vehicular carretera Federal 186, 1.</b>	500 m	14 m	Iniciales: N17°59'29.4"-W92°50'19.4" Finales: N17°59'39"-W92°50'33.3"
<b>Construcción de puente vehicular carretera Federal 186, 2</b>	500 m	14 m	Iniciales: N17°59'29.4"-W92°50'19.4" Finales: N17°59'39"-W92°50'33.3"



FIGURA 3.1.1.2 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO, TABASCO (FUENTE: PROYECTO CAUCE DE ALIVIO LOS ZAPOTES-DON JULIÁN, SEMARNAT, CONAGUA, DIRECCIÓN LOCAL DE TABASCO, COORDINACIÓN DEL PHIT).



FIGURA 3.1.1.3 LOCALIZACIÓN DE LAS OBRAS DEL PROYECTO DEL CAUCE DE ALIVIO LAGUNA LOS ZAPOTES-DON JULIÁN. (FUENTE, PROYECTO CAUCE DE ALIVIO LOS ZAPOTES-DON JULIÁN, SEMARNAT, CONAGUA, DIRECCIÓN LOCAL DE TABASCO, COORDINACIÓN DEL PHIT).

Bordos perimetrales ● Estructura de control ● Flujo de agua ●



FIGURA 3.1.1.4 VISTA AÉREA DE LA ESTRUCTURA VERTEDORA (FUENTE: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM)



FIGURA 3.1.1.5 VISTA AÉREA DEL VERTEDOR Y LA ZONA CON VEGETACIÓN DENSA (FUENTE: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM)



FIGURA 3.1.1.6 VISTA AÉREA DEL VERTEDOR LADO ESTE (FUENTE: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM)



FIGURA 3.1.1.7 VISTA DEL VERTEDOR EN OPERACIÓN

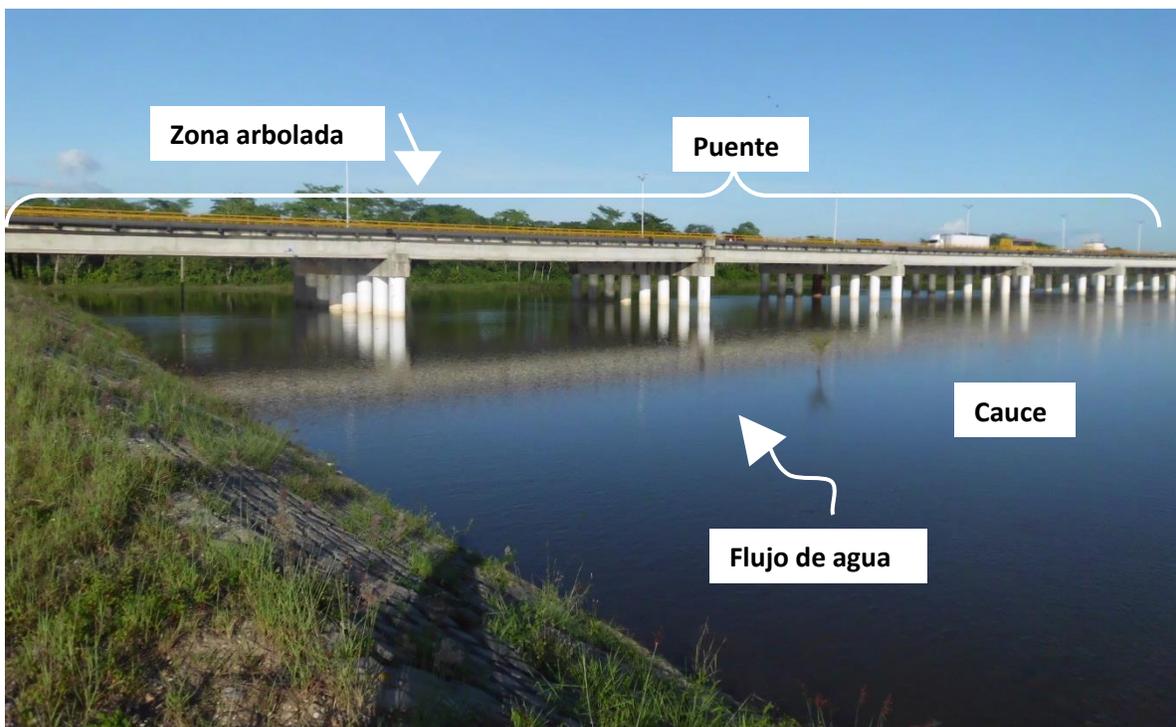


FIGURA 3.1.1.8 VISTA DEL CAUCE EN OPERACIÓN Y ZONA DENSAMENTE ARBOLADA

### 3.1.2 MODELOS DIGITALES DE ELEVACIÓN:

Modelos digitales de la elevación:

Un modelo digital de elevación (MDE) es la representación de los valores de la altura del relieve respecto del nivel medio del mar, que se realiza de forma matemática y visual y permite representar distintas características de las formas del relieve así como de sus elementos. Los valores se encuentran en un archivo con una estructura regularmente de tipo raster, que se genera mediante la ayuda de software.

En México, estos modelos son generados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) y son de dos tipos, de superficie y de terreno. En este sentido, además de conocer la morfología del terreno con los modelos digitales del terreno (MDT) que se obtienen a partir de los (MDE), también se pueden conocer los elementos creados por el hombre y la vegetación con los modelos digitales de superficie (MDS), ver los ejemplos de las figuras 3.1.2.1 y 3.1.2.2.

El modelo digital de superficie además del terreno, representa todos los elementos que existen en la superficie terrestre, incluyendo la vegetación y la infraestructura. A diferencia del modelo digital del terreno que representa el terreno sin los elementos que no forman parte del mismo.

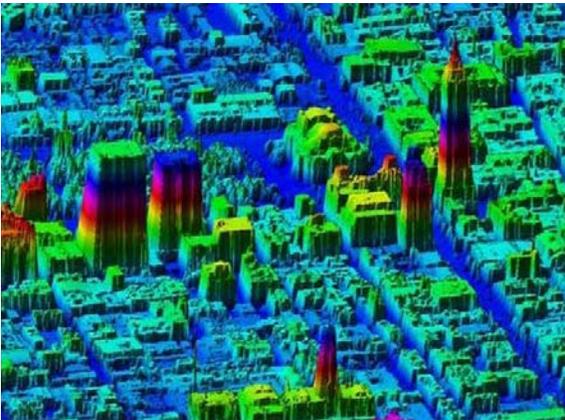


FIGURA 3.1.2.1 MDS DISTRITO FEDERAL

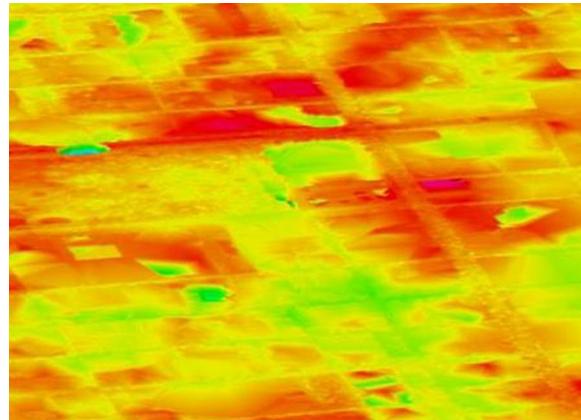


FIGURA 3.1.2.2 MDT DISTRITO FEDERAL

(Fuente: Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.)

Para su elaboración, el INEGI utiliza tecnología LiDAR, Light Detection and Ranging, con este método se obtienen las coordenadas tridimensionales mediante la ayuda de un telémetro láser instalado en un avión, el cual emite una luz láser y contiene un espejo que desvía el haz de forma perpendicular a la trayectoria del avión, de esta forma, se generan una serie de pulsos de luz que cuando entran en contacto con los objetos o el terreno se refleja al sensor la parte correspondiente de la energía del pulso emitido. Con esta información, se elaboran modelos digitales de alta resolución MDT y MDS.

En este trabajo se utilizará un modelo digital de terreno (MDT) LiDAR con una resolución de 5X5 m, perteneciente al municipio Centro del estado de Tabasco y acotado a los límites determinados por los bordos del sistema analizado.

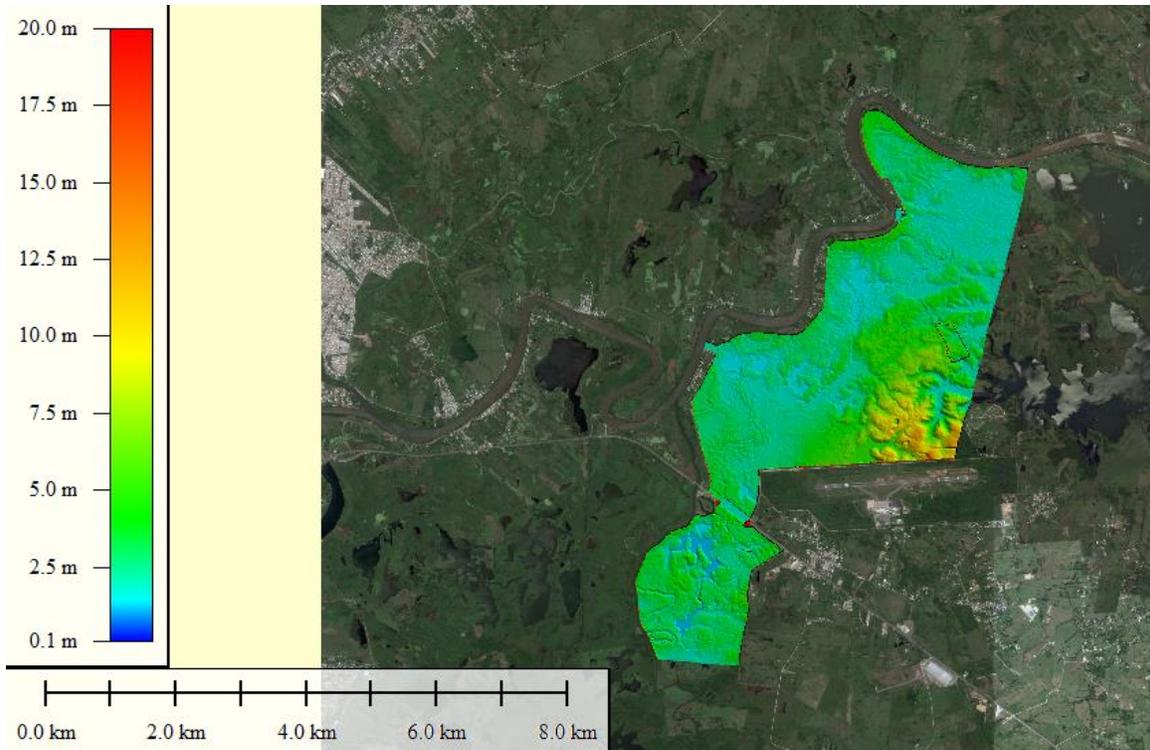


FIGURA 3.1.2.3 MODELO DIGITAL DE TERRENO EMPLEADO

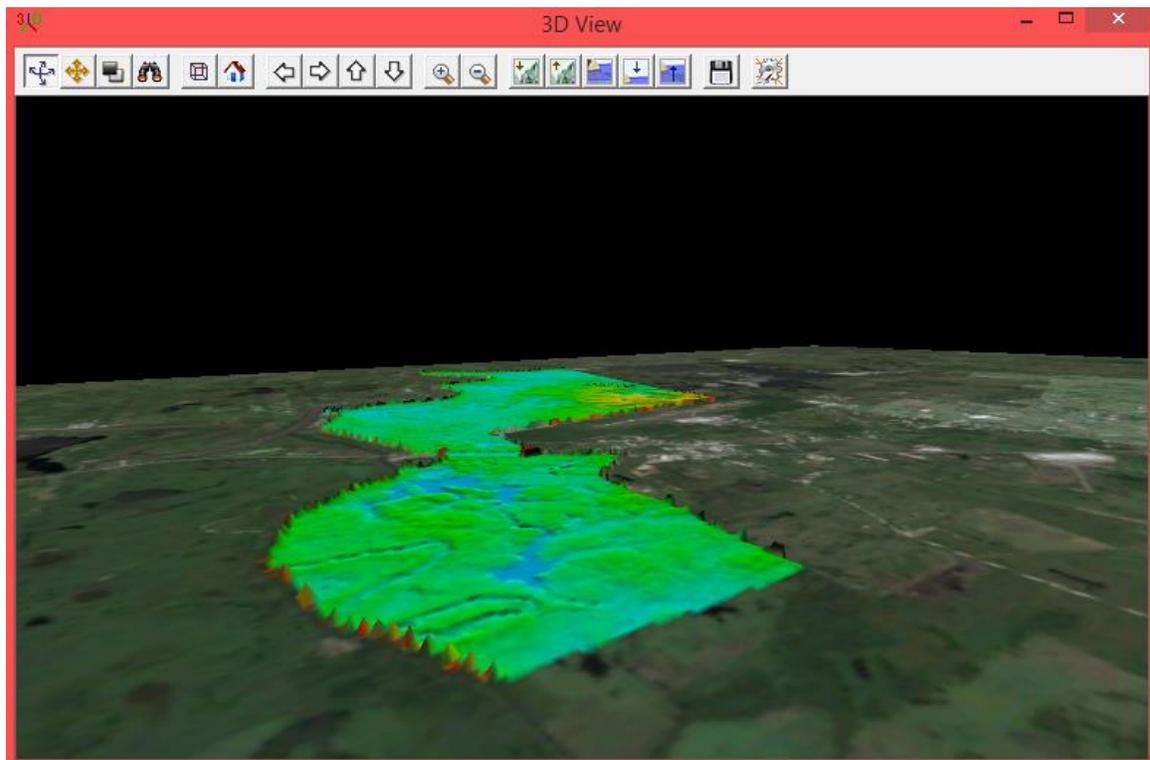


FIGURA 3.1.2.4 VISTA 3D DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO

## 3.2 Modelo utilizado

### Modelo Iber:

Es un modelo matemático de uso libre para la simulación del flujo en dos dimensiones desarrollado por la Universidad de A Coruña, el Instituto FLUMEN de la Universidad Politécnica de Cataluña y el Centro Internacional de Métodos numéricos en Ingeniería. Este modelo utiliza el método numérico de alta resolución de volúmenes finitos descrito anteriormente, integrando el modelo CARPA de la universidad Politécnica de Cataluña y el modelo TURBILLON de la universidad de Coruña. Tiene un módulo hidrodinámico para la simulación bidimensional de cauces que permite definir las zonas inundables y la delimitación de vías de desagüe, un módulo de turbulencia y otro de transporte sólido de arrastre de fondo y en suspensión para analizar la erosión y la sedimentación. Estos módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones bidimensionales de Saint Venant (Iber 2010).

En el esquema bidimensional de los volúmenes finitos, el dominio físico se descompone en polígonos que se denominan volúmenes de control o volúmenes finitos. Cada volumen tiene una superficie formada por los lados del polígono definido por sus vértices. La distribución de los vértices puede ser irregular y formar una malla no estructurada o regular formando una malla estructurada.

Para un análisis bidimensional los volúmenes finitos no forman un volumen sino un área y sus superficies son curvas cerradas. El uso de volúmenes finitos permite considerar soluciones discontinuas de manera inmediata (FLUMEN, 2015)

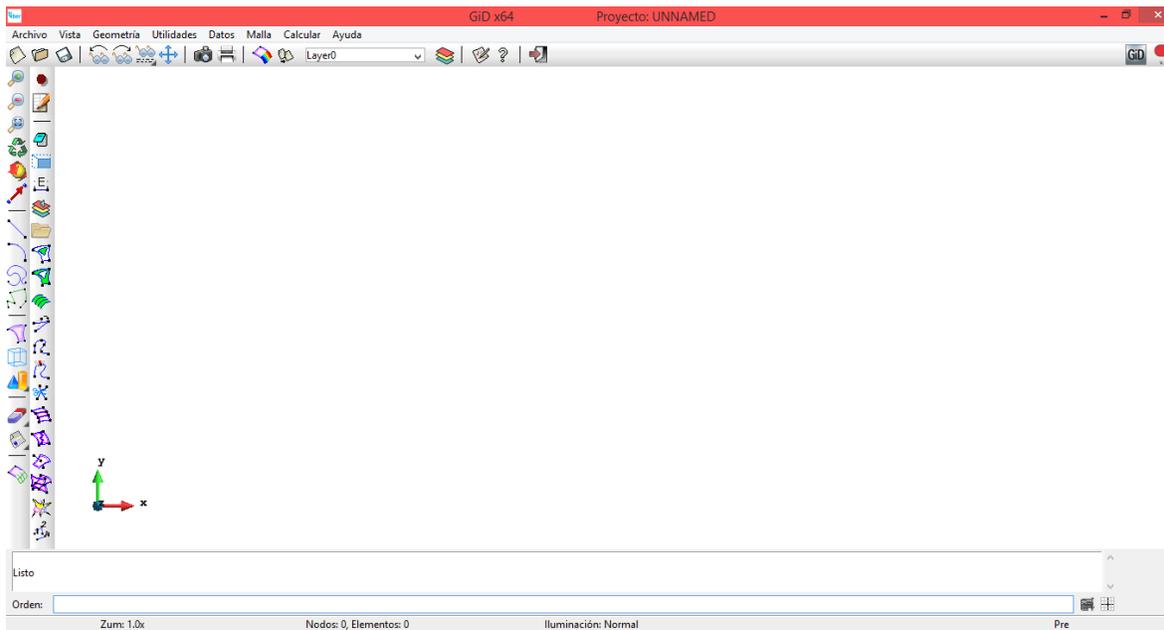


FIGURA 3.2.1 VENTANA PRINCIPAL DE IBER

### 3.3 Escenarios analizados

En este trabajo se analizará el tirante, el nivel, la distribución y la velocidad del flujo de agua a través de la estructura vertedora del sistema cauce de alivio Zapotes-Don Julián así como aguas abajo y aguas arriba de la misma considerando cinco diferentes escenarios de vegetación (proceso de ensayo y error) mediante su modelación bidimensional optando por la modelación que reduzca el riesgo a la población aguas arriba de la estructura.

El proceso de ensayo y error es un método orientado a la búsqueda de soluciones que consiste en la realización proposicional de pruebas hasta encontrar una solución. Para el cauce de alivio Los Zapotes-Don Julián, este proceso consistirá en encontrar mediante modelaciones hidráulicas con diferentes esquemas de vegetación el funcionamiento más adecuado para la reducción de riesgo.

#### Escenarios analizados:

- **Condiciones actuales:**
  - A. 100% de árboles (condiciones actuales, vegetación completa)
  
- **Condiciones modificadas:**
  - Retirando sólo una parte de los árboles:
    - B. 85% de árboles (reducción del 15% de la vegetación actual)
    - C. 80% de árboles (reducción del 20% de la vegetación actual)
    - D. 75% de árboles (reducción del 25% de la vegetación actual)
  
  - Retirando 100% de árboles:
    - E. 0% de árboles (remoción total de la vegetación actual)

El MDT original se modificó para representar los escenarios descritos anteriormente como puede observarse en las figuras 3.3.1 a 3.3.5.

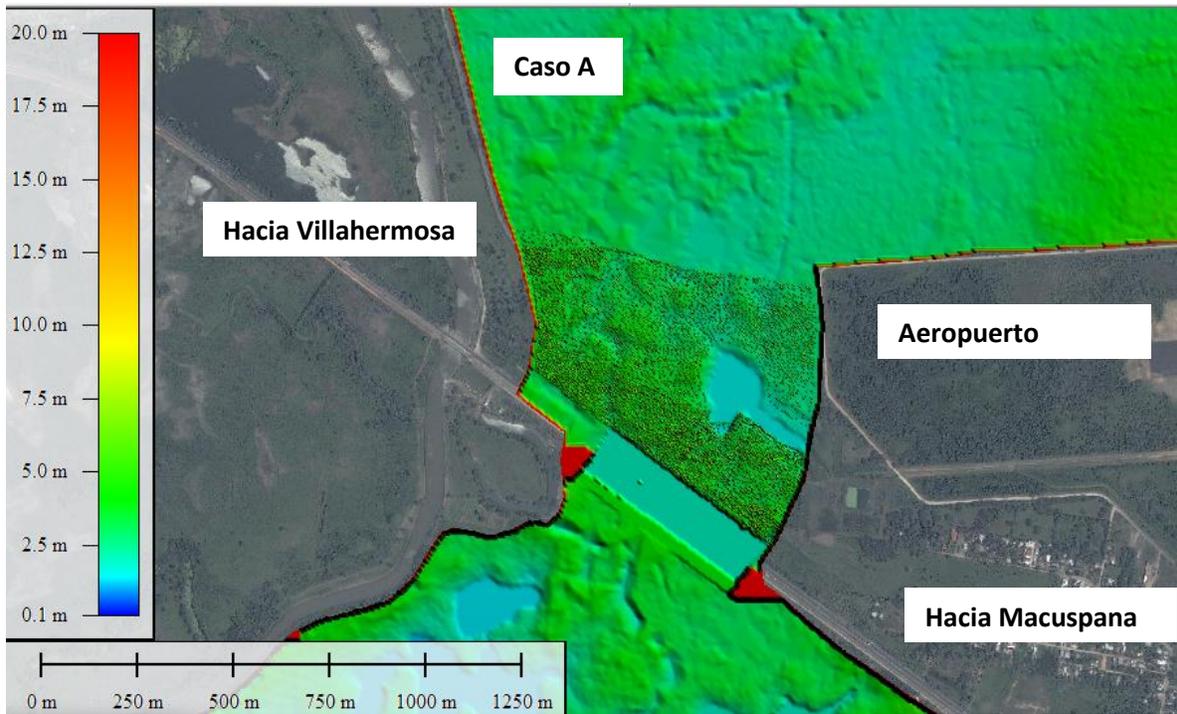


FIGURA 3.3.1 MDT UTILIZADO PARA LA REPRESENTACIÓN DEL ESCENARIO A (100% DE VEGETACIÓN AGUAS ABAJO DEL VERTEDOR)

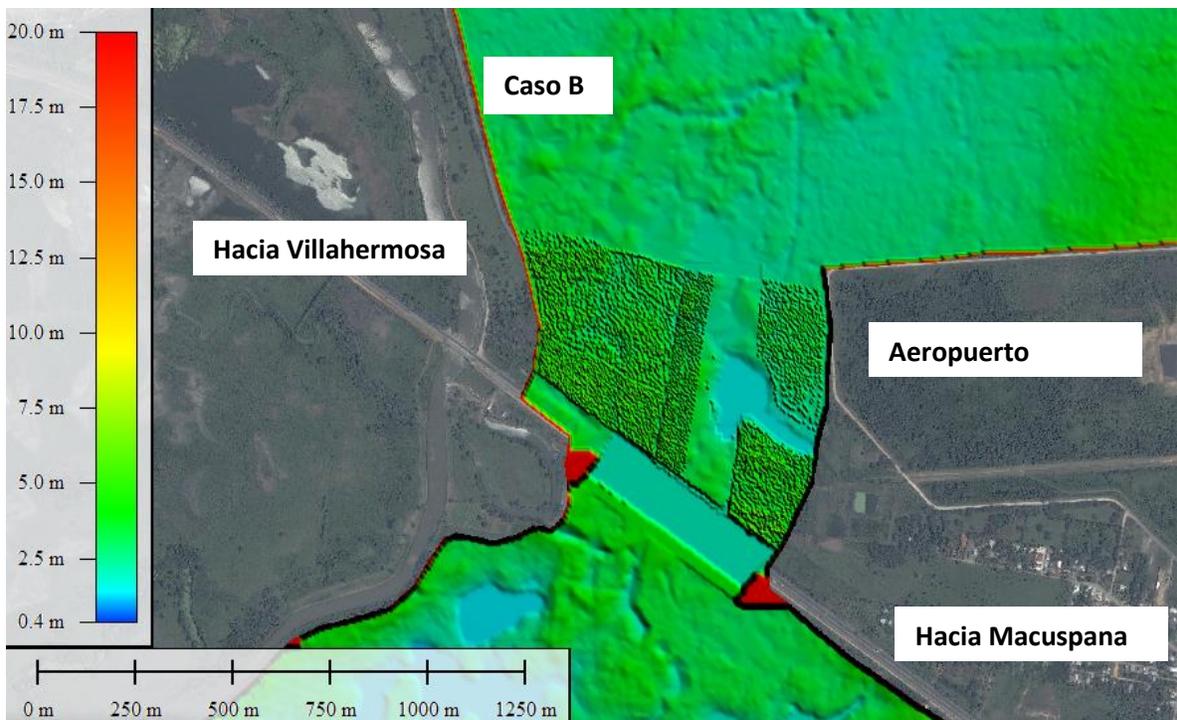


FIGURA 3.3.2 MDT UTILIZADO PARA LA REPRESENTACIÓN DEL ESCENARIO B (85% DE VEGETACIÓN AGUAS ABAJO DEL VERTEDOR)

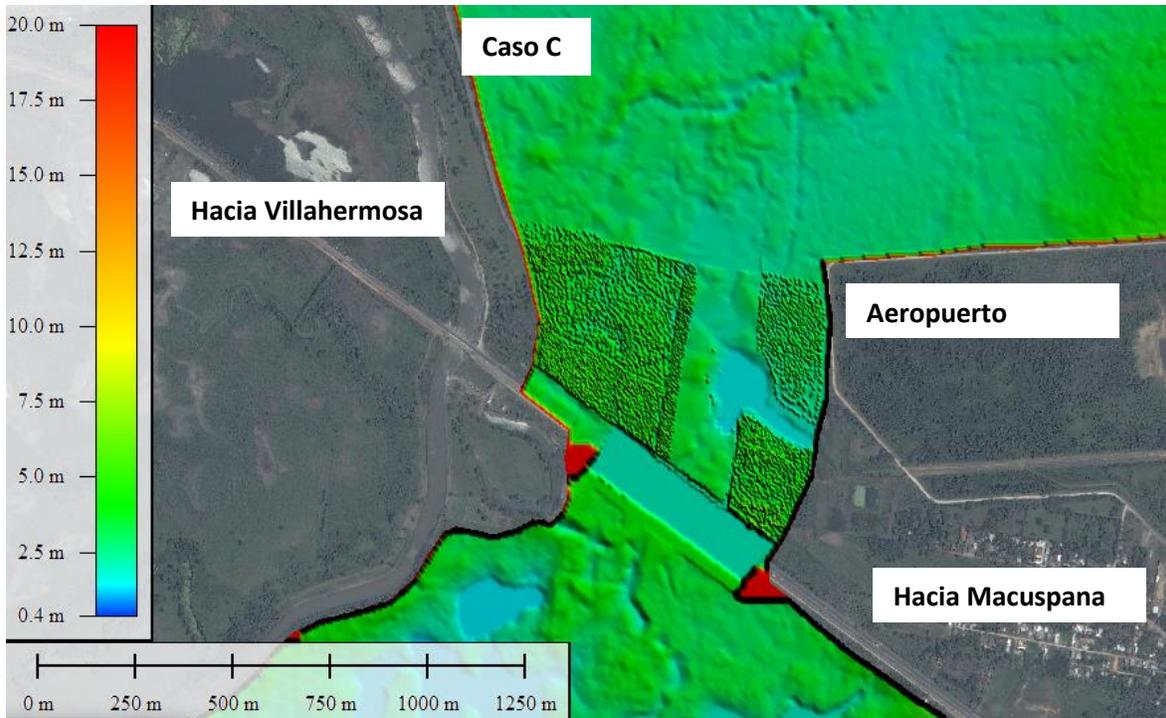


FIGURA 3.3.3 MDT UTILIZADO PARA LA REPRESENTACIÓN DEL ESCENARIO C (80% DE VEGETACIÓN AGUAS ABAJO DEL VERTEDOR)

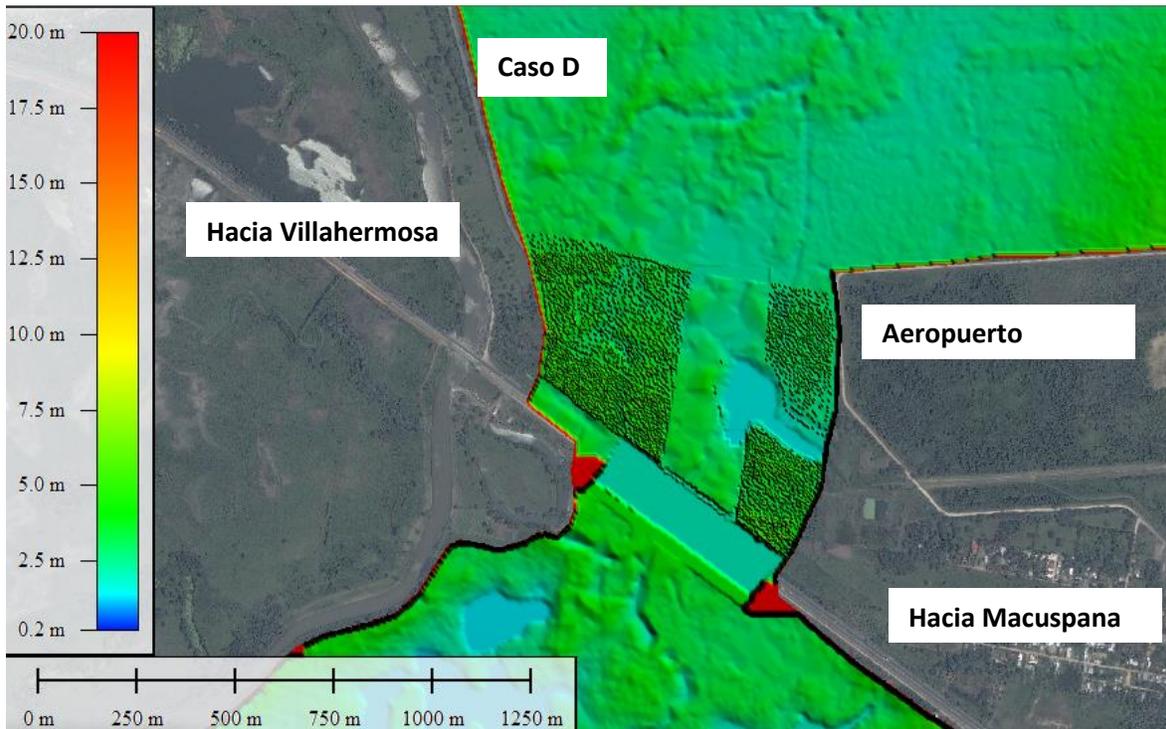


FIGURA 3.3.4 MDT UTILIZADO PARA LA REPRESENTACIÓN DEL ESCENARIO D (75% DE VEGETACIÓN AGUAS ABAJO DEL VERTEDOR)

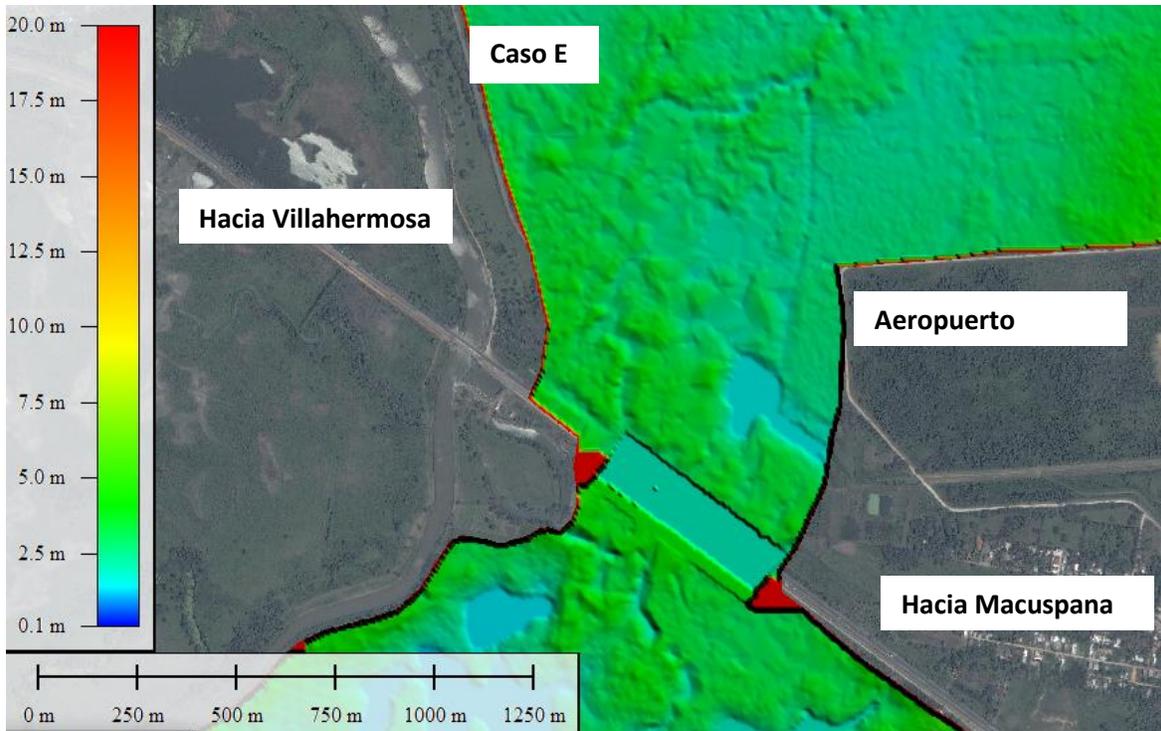


FIGURA 3.3.5 MDT UTILIZADO PARA LA REPRESENTACIÓN DEL ESCENARIO E (0% DE VEGETACIÓN AGUAS ABAJO DEL VERTEDOR)

### 3.3.1 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL (IBER):

El análisis bidimensional se realizó con Iber a partir del modelo digital de terreno (MDT) del municipio centro del estado de Tabasco, discretizándolo en una malla no estructurada con geometría irregular de tres y cuatro elementos (la malla cuenta con 87,407 nodos y 171,868 elementos).

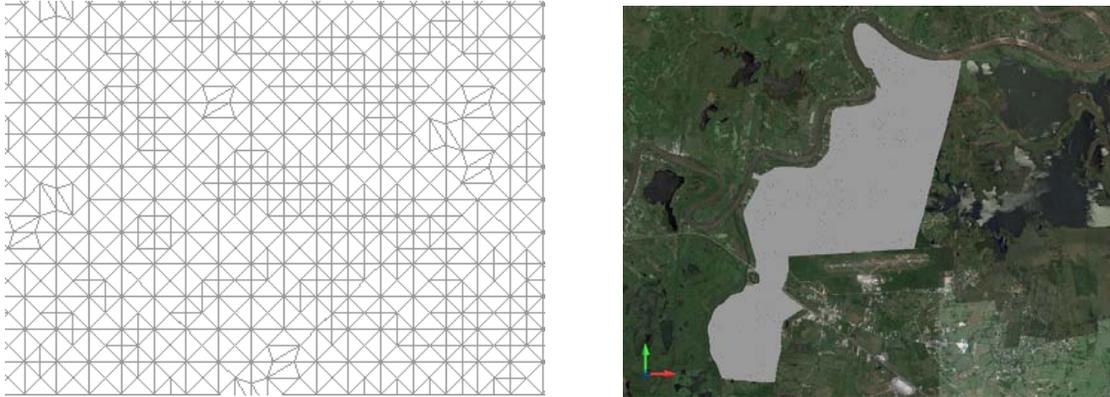


FIGURA 3.3.1.1 MALLA UTILIZADA PARA EL ANÁLISIS DEL CANAL DE ALIVIO ZAPOTES-DON JULIÁN

Las **condiciones iniciales** en cada elemento de la malla (tirante de agua y velocidad), fueron de 2 metros de tirante de agua y velocidad nula en los cuerpos de agua que permanecen en la zona de estudio durante todo el año, mientras que el resto del terreno se consideró en condiciones secas.



FIGURA 3.3.1.2 CONDICIONES INICIALES EN LA ZONA DE ESTUDIO

Las **condiciones de contorno** (entrada y salida de agua) en este análisis fueron principalmente cuatro. Se tomaron en cuenta tres entradas de agua, las correspondientes a los canales o escotaduras Tintillo I y II y la entrada de agua de la laguna Zapotes. Asimismo se consideró una salida la cual corresponde a la conexión del sistema lagunar de regulación.



FIGURA 3.3.1.3 CONDICIONES DE CONTORNO DEL MODELO

Para el establecimiento de los **hidrogramas** de entrada, se tomó en cuenta el gasto de diseño de las estructuras, es decir, el gasto de diseño de las escotaduras Tintillo I y II de  $250 \text{ m}^3/\text{s}$  y el gasto de diseño de la estructura vertedora de  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$  ya que en este análisis se considera la condición más desfavorable, que es cuando las estructuras operen con el gasto mencionado (gráfica 3.3.1.1).



GRÁFICA 3.3.1.1 HIDROGRAMA DE ENTRADA TINTILLO I Y II Y LAGUNA LOS ZAPOTES

Los volúmenes iniciales de entrada durante los cinco días que representará la simulación son:

Por la entrada de la laguna Los Zapotes: **622, 512, 000 m<sup>3</sup>**

Por la entrada de las escotaduras el Tintillo I y II: **68, 256, 000 m<sup>3</sup>**

Total del volumen de entrada por laguna Los Zapotes y escotaduras El Tintillo I y II:  
**759, 024, 000 m<sup>3</sup>**

Para tomar en cuenta la **rugosidad** de las superficies, se utiliza el coeficiente  $n$  de rugosidad de la fórmula de Manning. Debido a las condiciones del terreno donde se modeló el flujo de agua, se adoptaron diferentes valores de  $n$  dependiendo de la rugosidad de la superficie. Para superficies con árboles o vegetación densa se adoptó  $n$  de 0.18, mientras que para arbustos y pastizales se usó  $n$  de 0.05, en los cuerpos lagunares  $n$  fue considerada 0.025 y en las partes recubiertas con concreto  $n$  fue de 0.018.

En el análisis con vegetación densa y menor cantidad de vegetación se modificó el modelo digital del terreno de tal forma que represente la zona densamente arbolada o con menor vegetación lo más apegado posible a la realidad.

**Zonas analizadas:**

Las zonas analizadas como se puede observar en la figura 3.3.1.4 son la entrada de agua al vertedor, el vertedor y la zona arbolada que se encuentra aguas abajo del vertedor a lo largo de una línea transversal, así como un perfil a lo largo de la entrada, el vertedor y la zona arbolada (figura 3.3.1.5) para los cinco diferentes escenarios de vegetación.



FIGURA 3.3.1.4 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS ZONAS DE ANÁLISIS

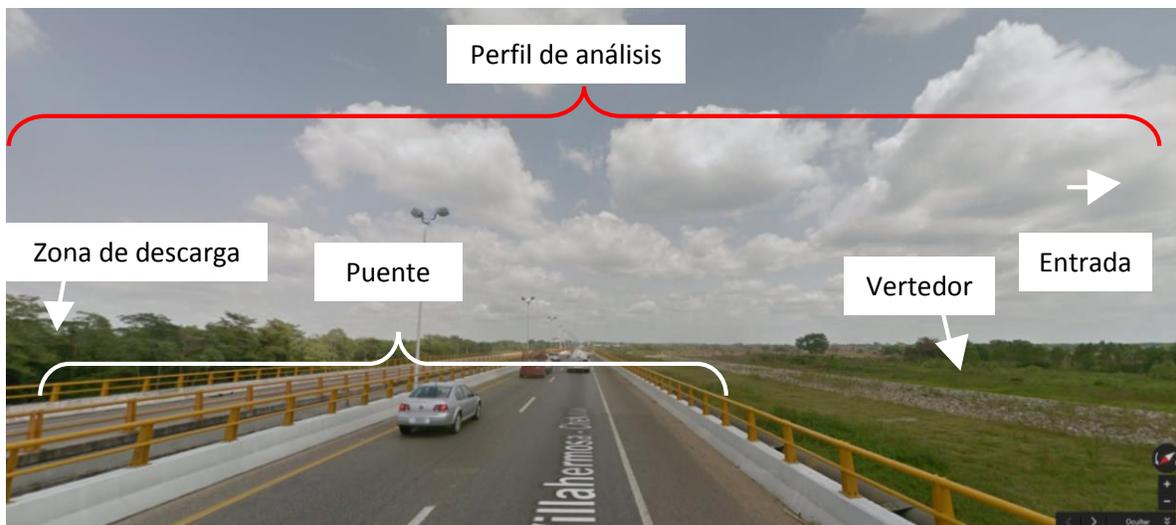


FIGURA 3.3.1.5 REPRESENTACIÓN DEL PERFIL DE ANÁLISIS

## Capítulo 4: Presentación y discusión de resultados

Se analizaron los parámetros de tirante, nivel del agua, los hidrogramas y la velocidad en las zonas de interés encontrando los siguientes resultados:

### Tirante de agua:

Tirante de agua en la entrada, el vertedor y la zona arbolada. Este parámetro se analizó como perfil de agua a lo largo del curso del flujo y también como corte transversal a la geometría de la malla utilizada que representa las condiciones topográficas (Figura 3.3.1.4).

Se encontraron los siguientes resultados:

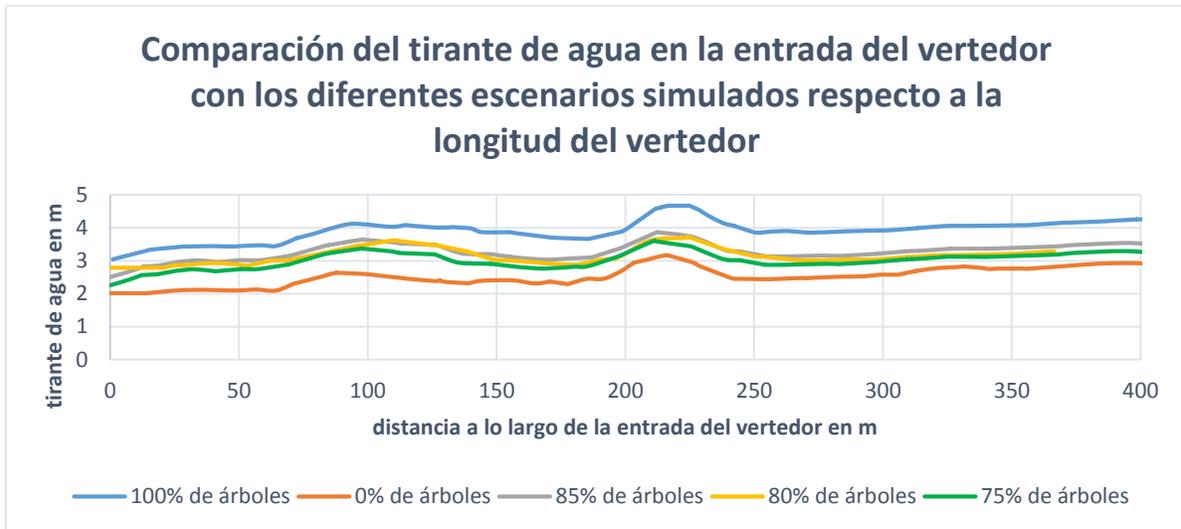
TABLA 4.1 TIRANTE PROMEDIO [M]			
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
100	4.67	3.39	4.2
85	3.85	2.76	3.9
80	3.59	2.46	3.71
75	3.58	2.45	3.38
0	3.12	2.05	2.81

En las zonas analizadas se compararon las alturas del tirante encontrado y se calcularon las diferencias de altura del tirante con respecto a la condición en la que actualmente se encuentra el cauce (con la totalidad de los árboles):

TABLA 4.2 DECREMENTOS EN EL TIRANTE CON LOS ESCENARIOS PROPUESTOS RESPECTO A LA CONDICIÓN CON 100% ÁRBOLES [M]

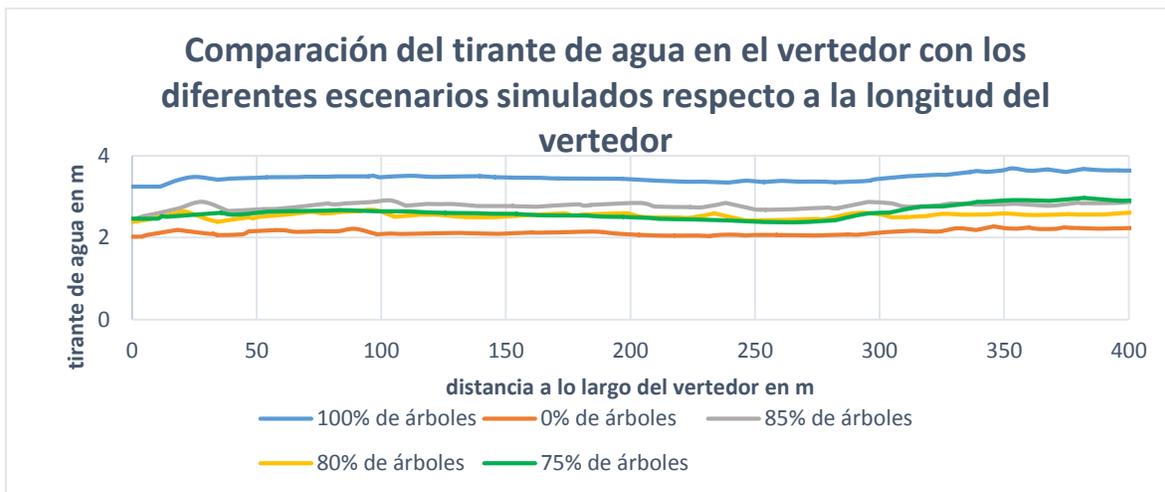
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
100	4.67	3.39	4.2
85	0.82	0.63	0.3
80	1.08	0.93	0.49
75	1.09	0.94	0.82
0	1.55	1.34	1.39

A continuación se muestran las gráficas obtenidas para la medición del tirante en las zonas de la entrada, el vertedor y la zona arbolada como corte transversal a la geometría de la malla (gráficas 4.1 a 4.3) y el corte de perfil del tirante (gráfica 4.4).



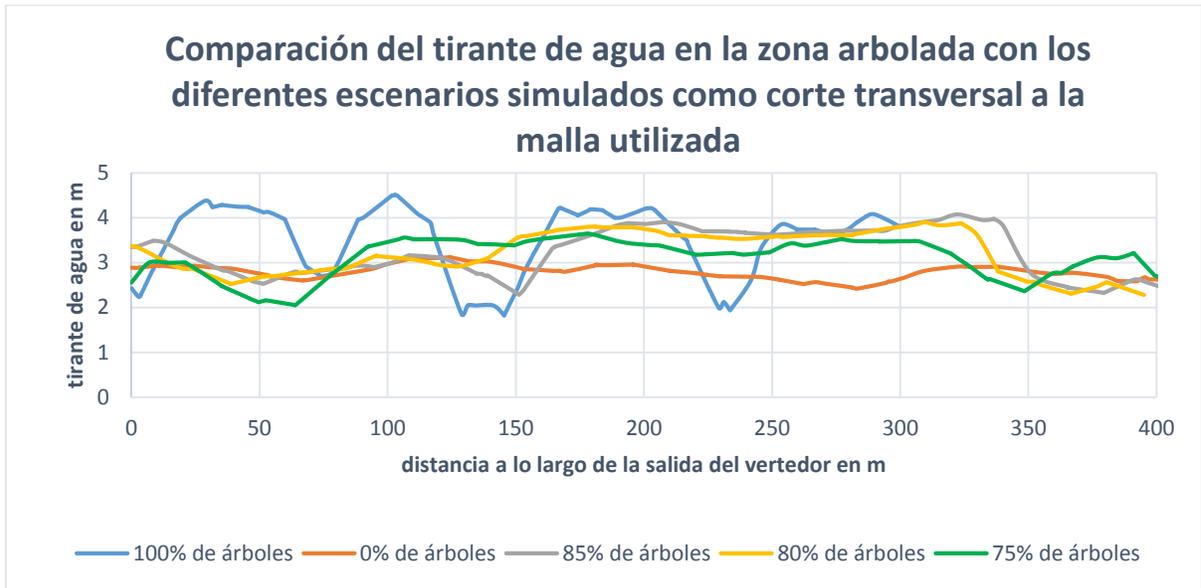
GRÁFICA 4.1 COMPARACIÓN DEL TIRANTE DE AGUA EN LA ENTRADA DEL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS RESPECTO A LA LONGITUD DEL VERTEDOR.

En la Gráfica 4.1 se pueden observar las diferencias en la altura del tirante para cada escenario simulado. Las líneas que representan la altura del tirante tienen una tendencia descendente entre menor sea el porcentaje de árboles en la zona arbolada, es decir, con el 100% de los árboles el tirante es mayor y va disminuyendo conforme el porcentaje es menor 85%, 80%, 75% hasta llegar al tirante más bajo que es el que se presenta cuando se retira la totalidad de los árboles (0% árboles)



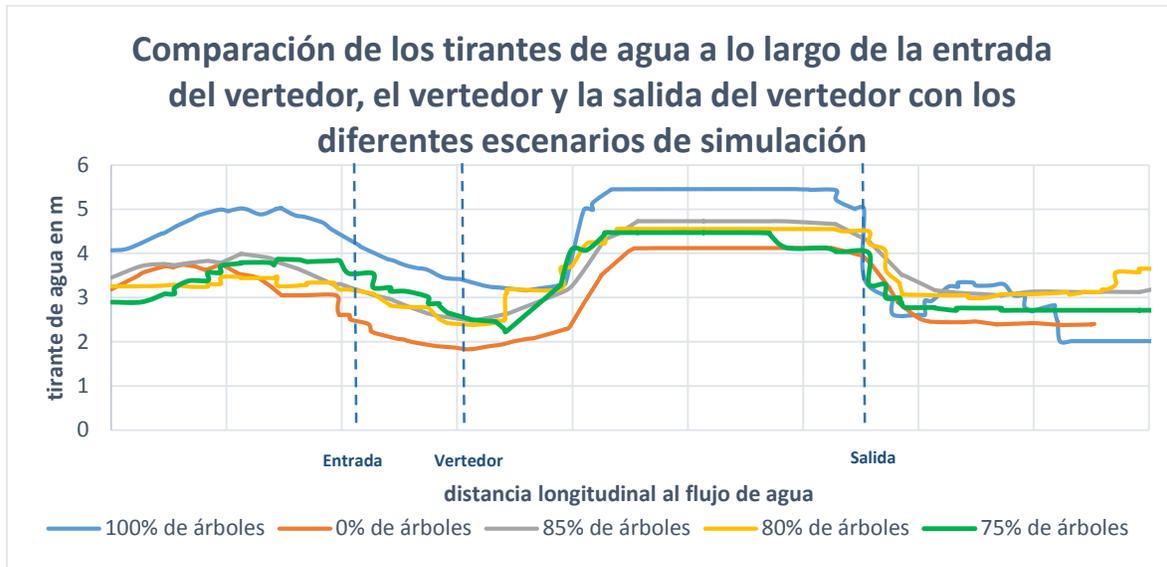
GRÁFICA 4.2 COMPARACIÓN DEL TIRANTE DE AGUA EN EL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS RESPECTO A LA LONGITUD DEL VERTEDOR.

En la Gráfica 4.2 se observan las líneas que representan la altura del tirante para cada escenario simulado. De igual forma en la zona de análisis de la entrada, a lo largo del vertedor tienen una tendencia descendente entre menor sea el porcentaje de árboles en la zona arbolada menor es la altura del tirante.



GRÁFICA 4.3 COMPARACIÓN DEL TIRANTE DE AGUA EN LA ZONA ARBOLADA CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS COMO CORTE TRANSVERSAL A LA MALLA UTILIZADA.

En la gráfica 4.3 se observan las líneas que representan el tirante en la zona arbolada como corte transversal a la geometría de la malla utilizada para la simulación, se puede observar que existen incrementos en distancias cortas, lo cual se debe a la ubicación de los árboles. En los puntos geométricos donde existe vegetación el tirante es mayor que en los puntos donde no hay. Asimismo, se observa que al igual que para la zona de la entrada y el vertedor, la altura mayor del tirante es para la condición que contiene la totalidad de árboles, seguida de la que contiene el 85% de árboles, la simulación realizada con el 80% de vegetación, el escenario con 75% de árboles y posteriormente la condición de completa remoción de la zona arbolada aguas abajo del vertedor.



GRÁFICA 4.4 COMPARACIÓN DE LOS PERFILES DEL TIRANTE DE AGUA A LO LARGO DE LA ENTRADA DEL VERTEDOR, EL VERTEDOR Y LA SALIDA DEL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS COMO CORTE LONGITUDINAL AL FLUJO DE AGUA.

En la gráfica 4.4 se puede observar el perfil longitudinal al flujo de agua del tirante de cada uno de los escenarios simulados, el cual al igual que los tirantes medidos transversalmente a la malla geométrica utilizada para la simulación, mantiene una tendencia decreciente conforme aumenta la remoción de los árboles, presentando menor tirante entre menos árboles existan en la zona arbolada. Este perfil considera parte un cuerpo de agua antes de la entrada que se mantiene constante durante todo el año, lo cual representa un aumento significativo de la altura del mismo. Sin embargo, en las gráficas que se presentan a continuación se ilustra el nivel en la zona para tener una referencia integral que tome en cuenta la topografía de la región analizada.

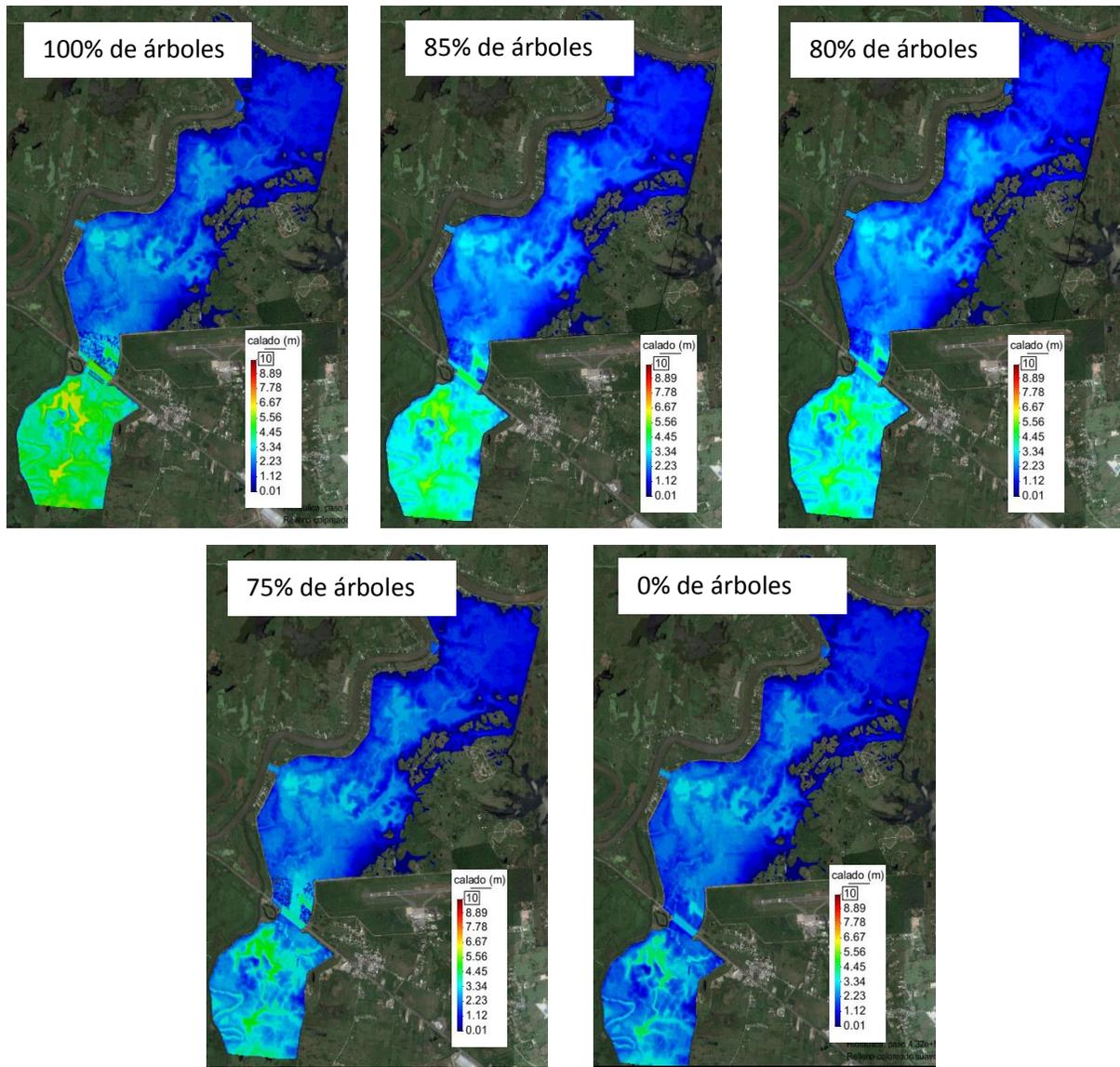


FIGURA 4.1 RESULTADOS DEL TIRANTE CON CADA UNO DE LOS ESCENARIOS SIMULADOS.

En la figura 4.1 se pueden apreciar los diferentes resultados del tirante con cada uno de los escenarios de simulación. En el escenario que contiene la totalidad de los árboles (100% árboles) se puede distinguir la altura del tirante en la laguna Zapotes entre los 5 y 6 m, mientras que en la zona arbolada entre 3 y 4 m. Para los escenarios que contienen 85%, 80% y 75% de árboles, se aprecia una altura del tirante en la laguna Zapotes entre los 3 y 4 m, disminuyendo conforme aumenta la cantidad removida de árboles. Finalmente para la condición simulada con la totalidad de árboles removidos (0% árboles), la altura del tirante se encuentra entre los 2 y 3 m en la laguna Zapotes y entre 0 y 2 m en la zona arbolada.

### Nivel de agua:

Nivel de agua en la entrada, el vertedor y la zona arbolada. Este parámetro se analizó como perfil de agua a lo largo del curso del flujo y también como corte transversal a la geometría de la malla utilizada que representa las condiciones topográficas (Figura 3.3.1.4).

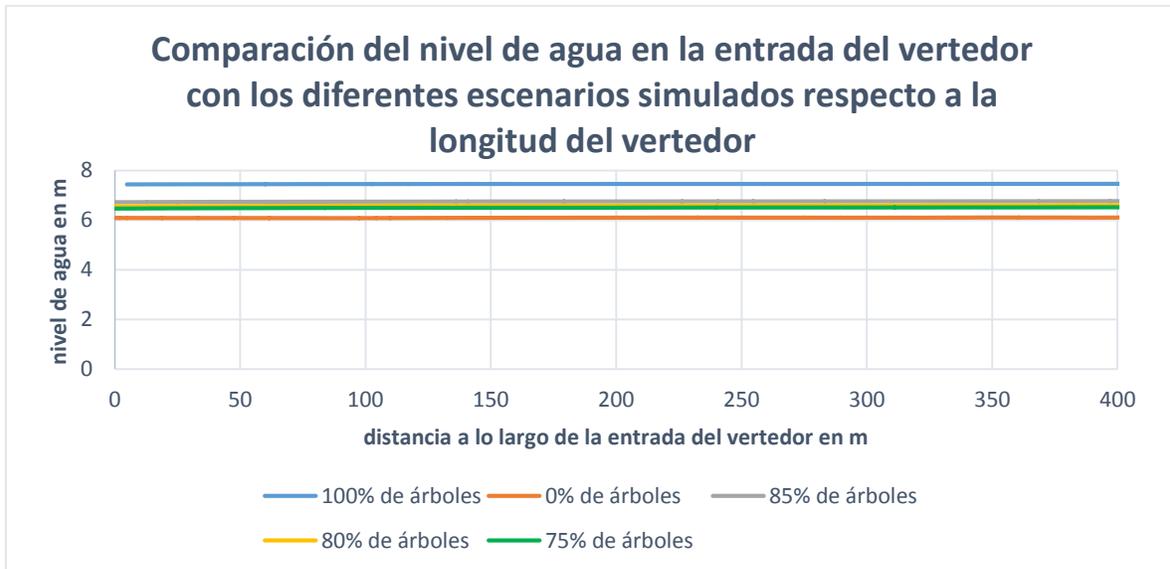
Se encontraron los siguientes resultados:

TABLA 4.3 NIVEL PROMEDIO [M]			
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
100	7.67	7.39	7.2
85	6.85	6.76	6.9
80	6.59	6.46	6.71
75	6.58	6.45	6.38
0	6.12	6.05	5.81

En las zonas analizadas se compararon las alturas del nivel encontrado y se calcularon las diferencias de nivel con respecto a la condición en la que actualmente se encuentra el cauce (con la totalidad de los árboles):

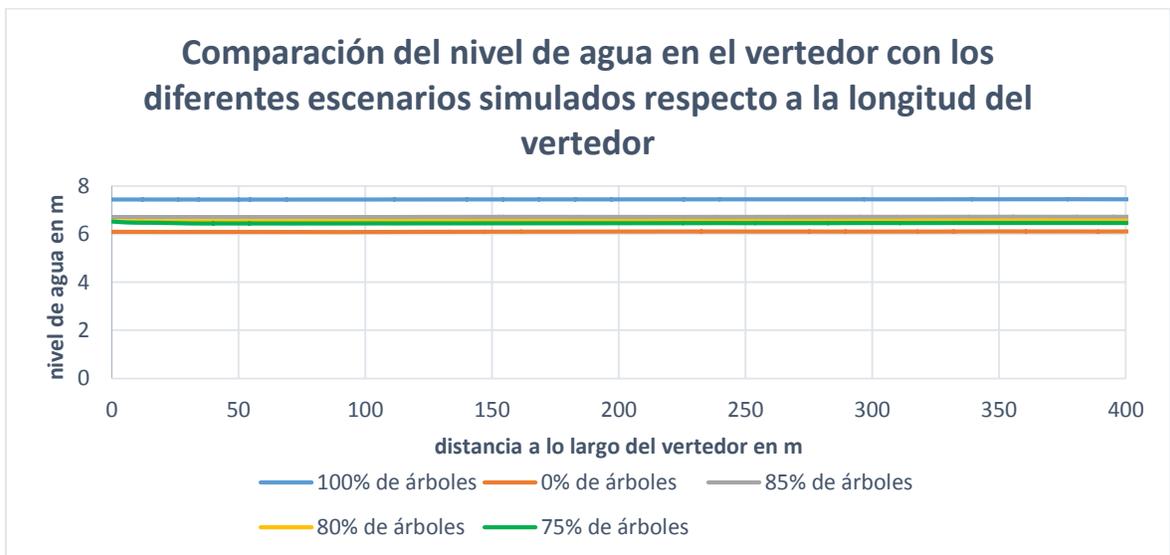
TABLA 4.4 DECREMENTOS EN EL NIVEL CON LOS ESCENARIOS PROPUESTOS RESPECTO A LA CONDICIÓN CON 100% ÁRBOLES [M]			
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
100	7.67	7.39	7.2
85	0.82	0.63	0.3
80	1.08	0.93	0.49
75	1.09	0.94	0.82
0	1.55	1.34	1.39

A continuación se muestran las gráficas obtenidas para la medición de nivel en las zonas de la entrada, el vertedor y la zona arbolada como corte transversal a la geometría de la malla (gráficas 4.5 a 4.7) y el corte de perfil del nivel (gráfica 4.8).



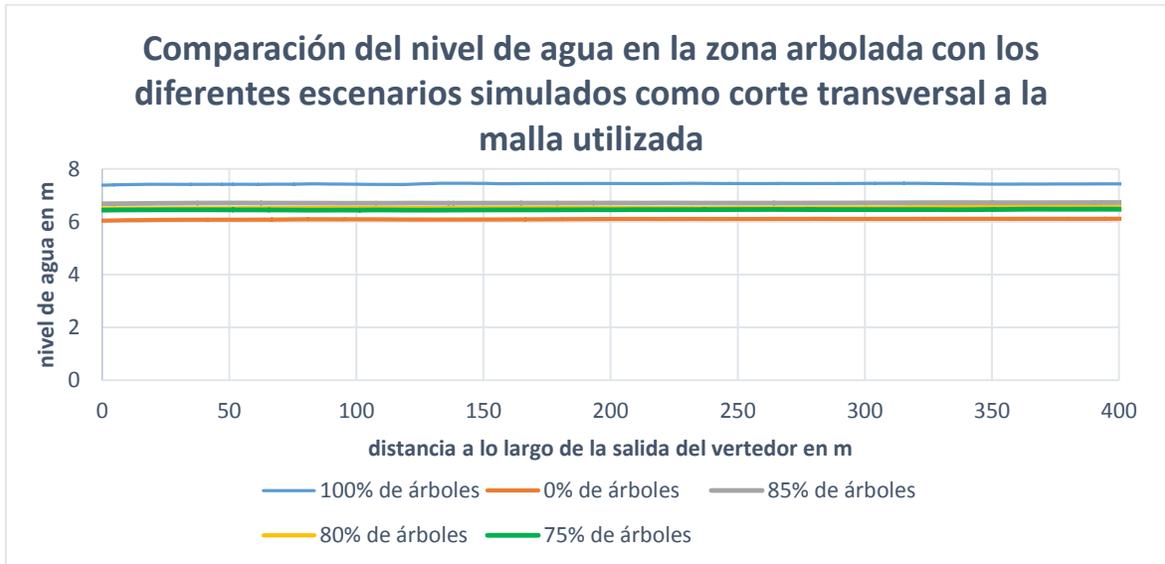
GRÁFICA 4.5 COMPARACIÓN DEL NIVEL DE AGUA EN LA ENTRADA CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS RESPECTO A LA LONGITUD DEL VERTEDOR.

En la Gráfica 4.5 se pueden observar las diferencias en el nivel para cada escenario simulado. Los niveles tienen una tendencia descendente entre menor sea el porcentaje de árboles en la zona arbolada, es decir, con el 100% de los árboles el nivel es mayor y va disminuyendo conforme el porcentaje es menor 85%, 80%, 75% hasta llegar al nivel más bajo que es el que se presenta cuando se retira la totalidad de los árboles (0% árboles). Estos resultados, son similares a los de la medición del tirante, pues el nivel considera la altura topográfica y el tirante sólo la altura de columna de agua.



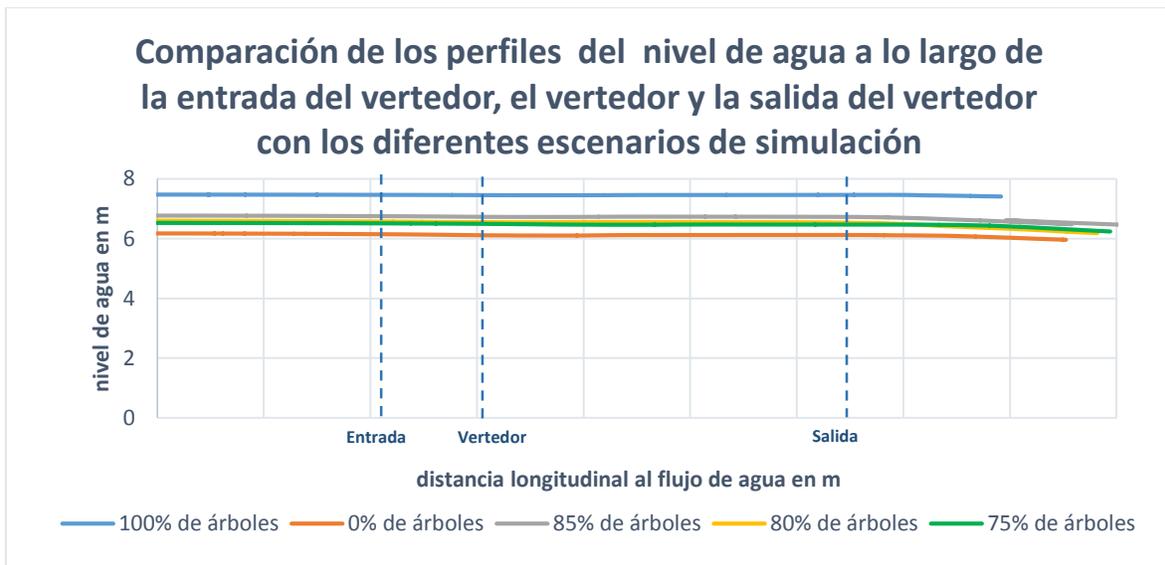
GRÁFICA 4.6 COMPARACIÓN DEL NIVEL DE AGUA EN EL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS RESPECTO A LA LONGITUD DEL VERTEDOR.

En la Gráfica 4.6 se pueden observar las diferencias en el nivel para cada escenario simulado. La altura de los niveles tiene una tendencia descendente entre menor sea el porcentaje de árboles en la zona arbolada al igual que el nivel y los tirantes en la entrada del vertedor.



GRÁFICA 4.7 COMPARACIÓN DEL NIVEL DE AGUA EN LA ZONA ARBOLADA CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS COMO CORTE TRANSVERSAL A LA MALLA UTILIZADA.

En la Gráfica 4.7 se pueden observar las diferencias en el nivel para cada escenario simulado. Al igual que los niveles analizados en la entrada y en el vertedor, en la zona arbolada presentan una tendencia descendente al retirar mayor porcentaje de vegetación.



GRÁFICA 4.8 COMPARACIÓN DE LOS PERFILES DEL NIVEL DE AGUA A LO LARGO DE LA ENTRADA DEL VERTEDOR, EL VERTEDOR Y LA SALIDA DEL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS SIMULADOS COMO CORTE LONGITUDINAL AL FLUJO DE AGUA.

En la gráfica 4.8 se puede observar el perfil longitudinal al flujo de agua del nivel con cada uno de los escenarios simulados, el cual al igual que los niveles medidos transversalmente a la malla geométrica utilizada para la simulación, mantiene una tendencia decreciente conforme aumenta la remoción de los árboles, presentando menor tirante entre menos árboles existan en la zona arbolada.

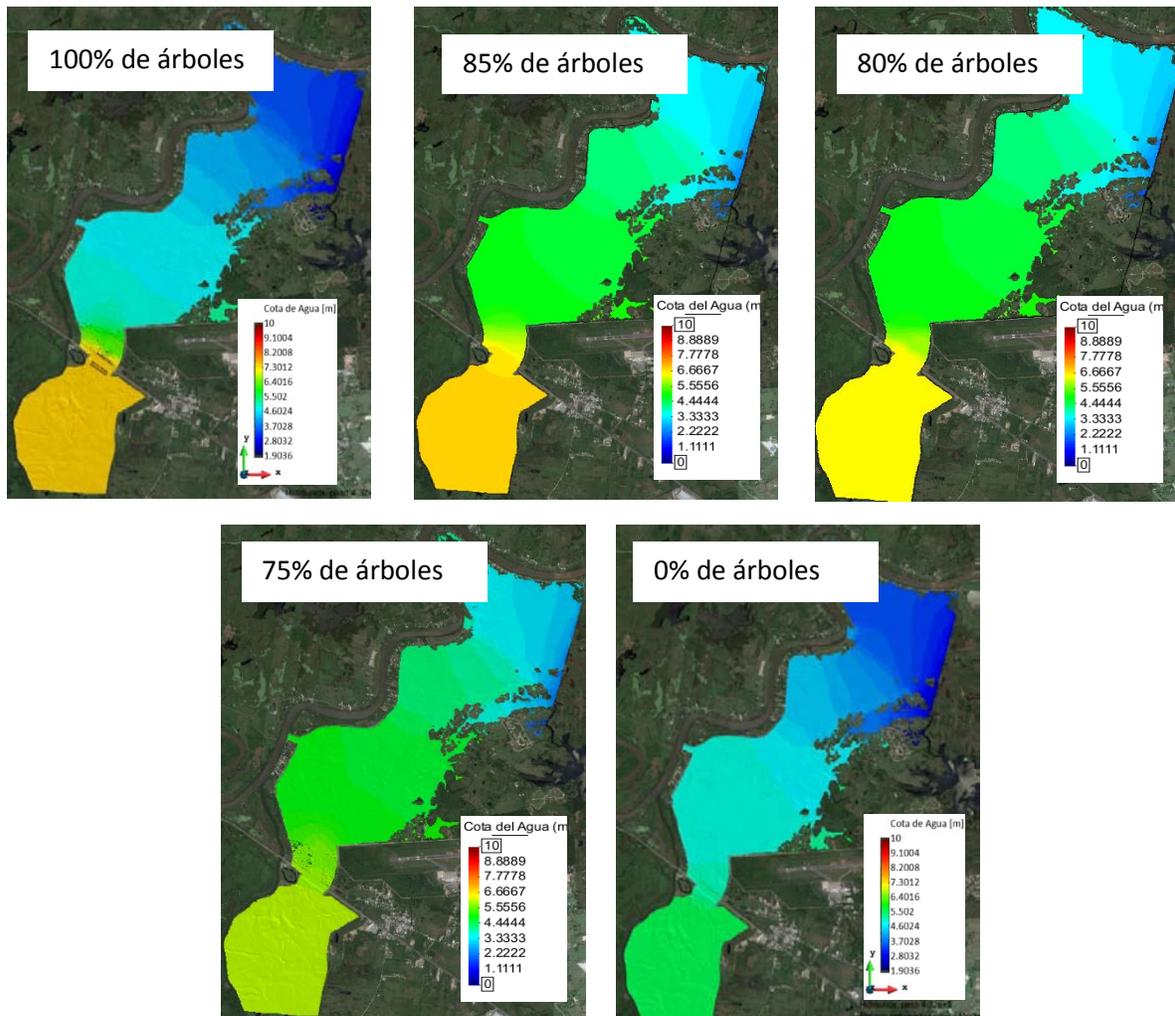


FIGURA 4.2 RESULTADOS DEL NIVEL CON CADA UNO DE LOS ESCENARIOS SIMULADOS.

En la figura 4.2 se representan gráficamente los resultados del nivel con cada uno de los escenarios simulados. Puede observarse que para la condición que contiene 100% de árboles el nivel oscila entre los 6 y 8 m de altura en la laguna Zapotes mientras que en la zona arbolada entre los 4 y los 7 m. Para las condiciones que contienen 85%, 80% y 75% el nivel se encuentra entre los 6 y los 7 m tanto en la laguna Zapotes como en la zona arbolada. Para la simulación sin contenido de árboles (0% de árboles) el nivel se encuentra muy cerca de los 6 m de altura tanto en la laguna Zapotes como en la zona arbolada.

**Velocidad:**

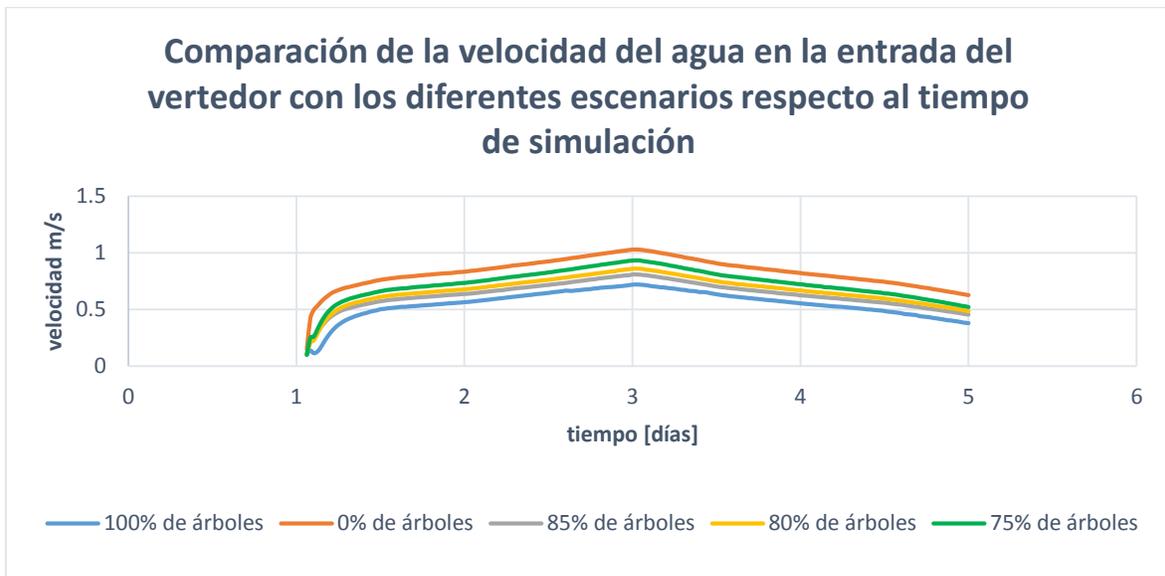
La velocidad de agua se midió puntualmente en la entrada, el vertedor y la zona arbolada (Figura 3.3.1.4).

Se encontraron los siguientes resultados:

TABLA 4.5 VELOCIDAD MÁXIMA [M/S]			
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
100	0.7127	0.87	0.92
85	0.8	1.11	1.03
80	0.85	1.15	1.12
75	0.933	1.24	1.17
0	1.02	1.26	1.19

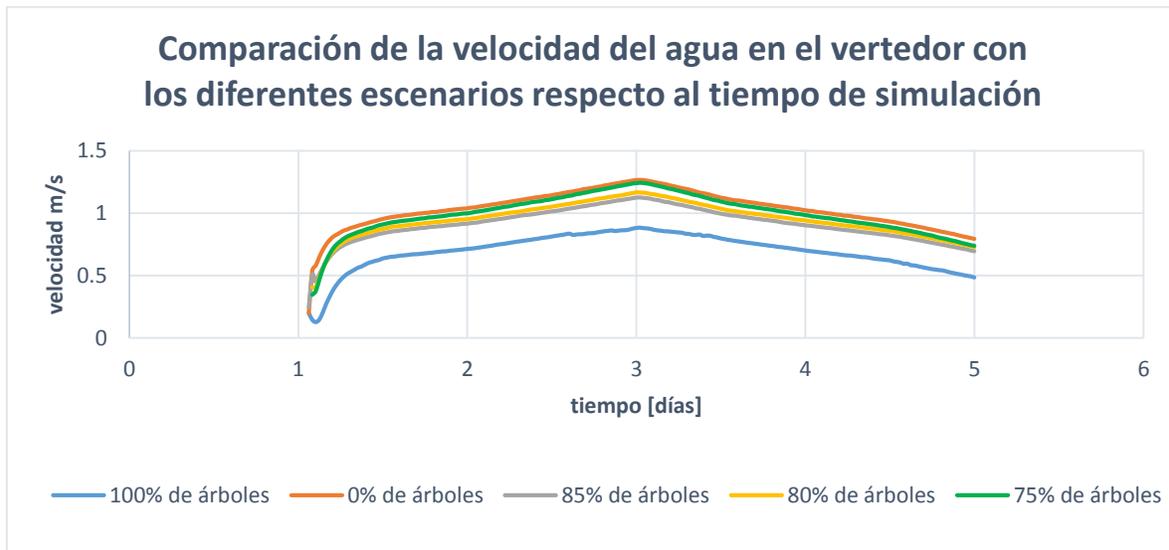
En las zonas analizadas se compararon las velocidades puntuales y se calcularon las diferencias en valor absoluto con cada escenario simulado con respecto a la condición en la que actualmente se encuentra el cauce (con la totalidad de los árboles):

TABLA 4.6 INCREMENTOS EN LA VELOCIDAD CON LOS ESCENARIOS PROPUESTOS RESPECTO A LA CONDICIÓN CON 100% ÁRBOLES [M/S]			
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
100	0.0873	0.24	0.11
85	0.1373	0.28	0.2
80	0.2203	0.37	0.25
75	0.3073	0.39	0.27
0	0.0873	0.24	0.11



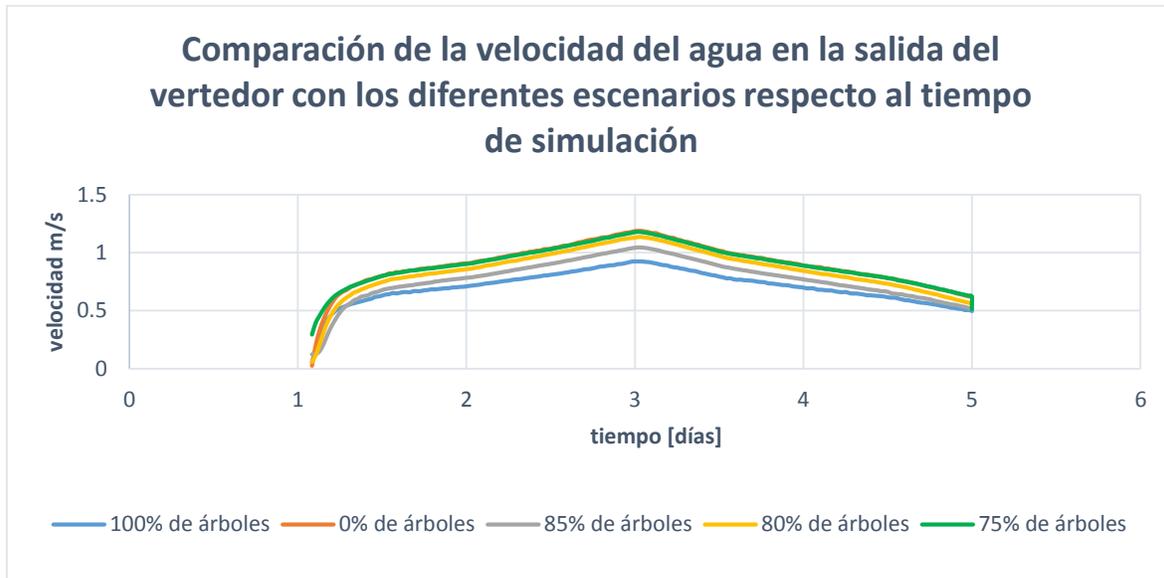
GRÁFICA 4.9 COMPARACIÓN LA VELOCIDAD DEL AGUA EN LA ENTRADA DEL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS RESPECTO AL TIEMPO DE SIMULACIÓN.

En la Gráfica 4.9 se pueden observar las diferencias en la velocidad del agua para cada escenario simulado en la entrada con respecto al tiempo de simulación (5 días). Los resultados muestran una tendencia ascendente entre mayor sea el porcentaje de árboles removido. La velocidad del flujo aumenta conforme se remueve mayor porcentaje de árboles siendo que los árboles representan un obstáculo para el flujo de agua, al existir menor cantidad, el agua fluye con mayor velocidad.



GRÁFICA 4.10 COMPARACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL AGUA EN EL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS RESPECTO AL TIEMPO DE SIMULACIÓN.

En la Gráfica 4.10 se pueden observar las diferencias en la velocidad del agua para cada escenario simulado en el vertedor con respecto al tiempo de simulación (5 días). Los resultados muestran un incremento de la velocidad entre mayor sea el porcentaje de árboles que se remueva, similar a lo que ocurre en la entrada.



GRÁFICA 4.11 COMPARACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL AGUA EN LA SALIDA DEL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS RESPECTO AL TIEMPO DE SIMULACIÓN.

En la Gráfica 4.11 se pueden observar las diferencias en la velocidad del agua para cada escenario simulado en la zona arbolada con respecto al tiempo de simulación (5 días). Se puede apreciar que al igual que en el vertedor y la entrada, la velocidad incrementa conforme aumenta el porcentaje de árboles retirado.

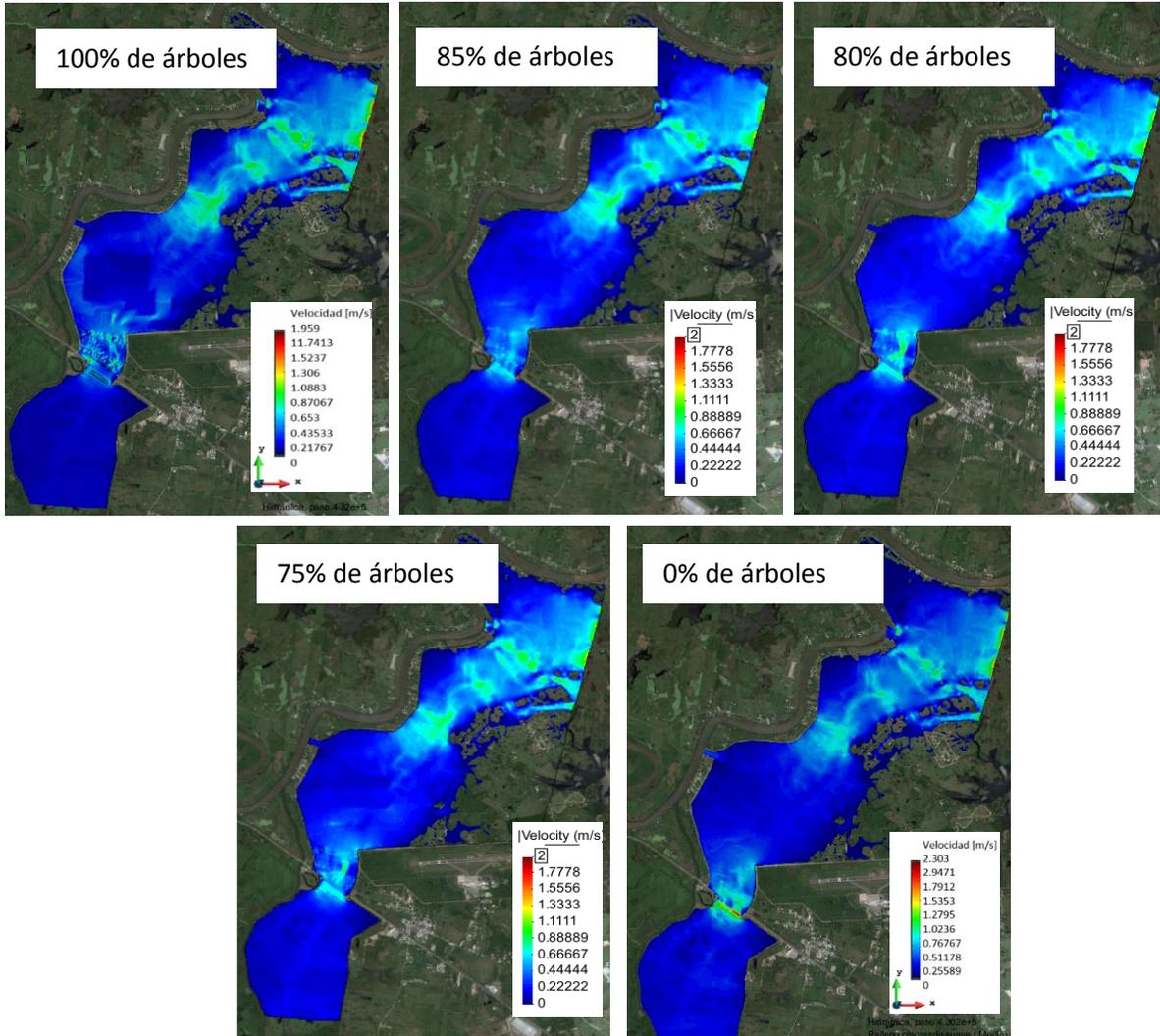


FIGURA 4.3 RESULTADOS DE LA VELOCIDAD CON CADA UNO DE LOS ESCENARIOS SIMULADOS.

En la Figura 4.3 se puede observar el incremento de la velocidad al aumentar la cantidad de árboles removidos en la zona arbolada. Para la simulación con la totalidad de los árboles (100% árboles) la velocidad se encuentra entre 0.653 y 0.9 m/s, mientras que para los escenarios con 85% 80% y 75% de árboles aumenta ubicándose entre los 0.88 y 1.2 m/s. Para la condición simulada con 0% de árboles la velocidad se encuentra entre 1 y 1.4 m/s.

### Hidrogramas:

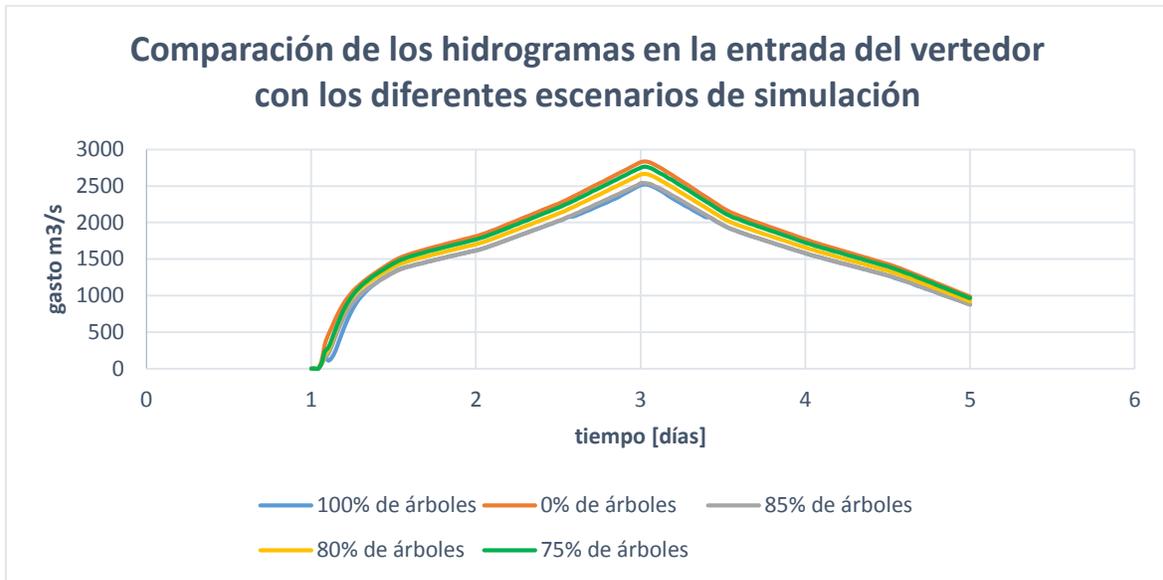
Se midieron los hidrogramas como corte transversal a la geometría de la malla utilizada para la simulación en la entrada, el vertedor y la zona arbolada para poder analizar los volúmenes de agua regulados por la laguna Zapotes con cada uno de los escenarios de simulación (Figura 3.3.1.4).

Se encontraron los siguientes resultados:

TABLA 4.7 VOLÚMENES DE AGUA MEDIDOS EN CADA SECCIÓN [M <sup>3</sup> ]			
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
<b>100</b>	552,555,327	508,903,184	314,382,391
<b>85</b>	557,312,793	525,127,618	381,526,473
<b>80</b>	585,757,625	560,748,715	435,168,114
<b>75</b>	609,251,419	574,389,627	516,925,038
<b>0</b>	625,962,768	581,988,209	568,445,904

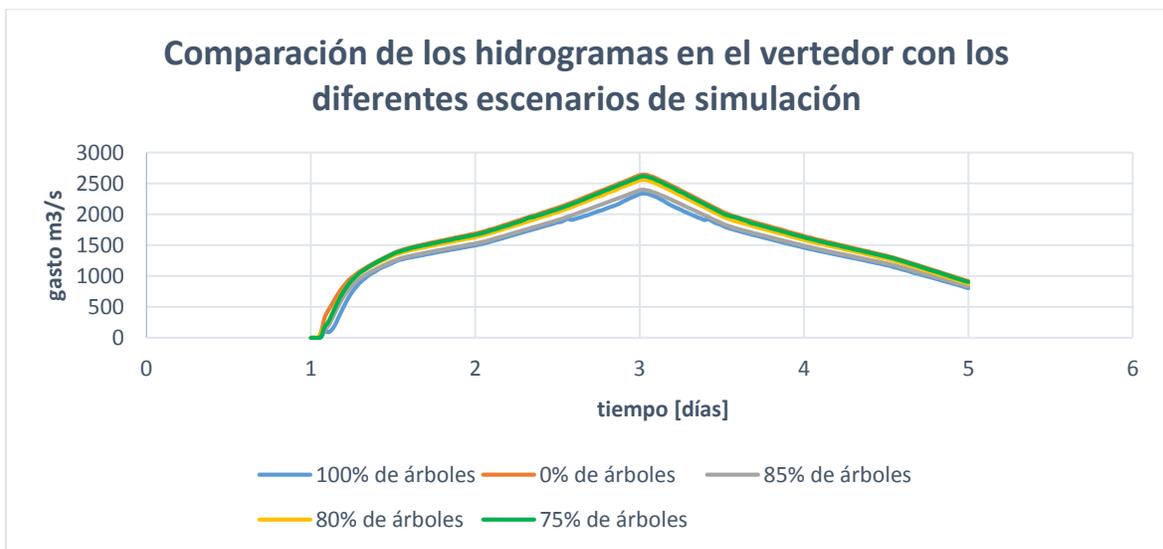
Se calcularon los volúmenes regulados por la laguna Zapotes con cada uno de los escenarios simulados:

TABLA 4.8 VOLÚMENES DE AGUA REGULADOS POR LA LAGUNA ZAPOTES [M <sup>3</sup> ]			
porcentaje de árboles	entrada	vertedor	zona arbolada
<b>100</b>	86,804,673	130,456,816	324,977,609
<b>85</b>	82,047,207	114,232,382	257,833,527
<b>80</b>	53,602,375	78,611,285	204,191,886
<b>75</b>	30,108,581	64,970,373	122,434,962
<b>0</b>	13,397,232	57,371,791	70,914,096



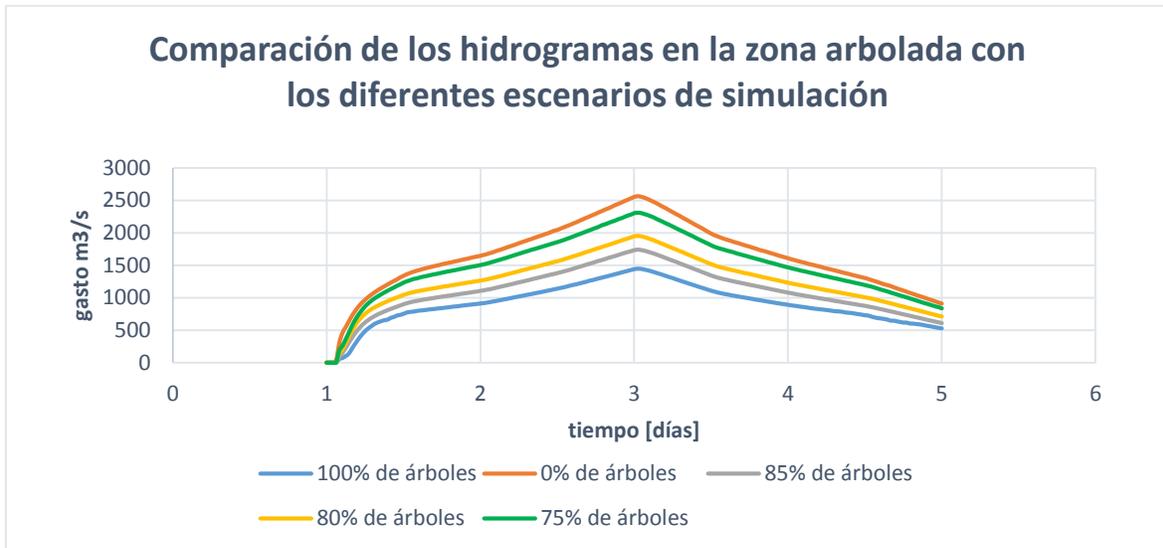
GRÁFICA 4.12 COMPARACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS EN LA ENTRADA DEL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE SIMULACIÓN.

En la Gráfica 4.12 se pueden observar los diferentes hidrogramas en la entrada para cada escenario simulado. Entre mayor sea el porcentaje de árboles removidos, mayor tiende a ser el hidrograma, lo cual representa un mayor flujo de agua que está relacionado con la velocidad presentada en las gráficas anteriores.



GRÁFICA 4.13 COMPARACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS EN EL VERTEDOR CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE SIMULACIÓN.

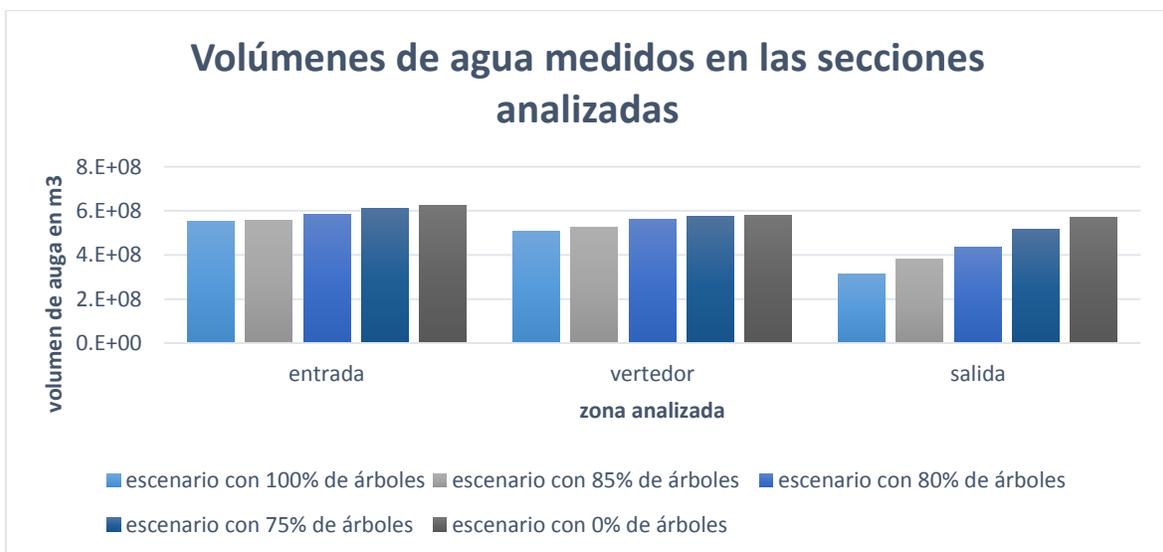
En la Gráfica 4.13 se observan los hidrogramas medidos en el vertedor con cada uno de los escenarios de simulación. En esta zona de análisis, el hidrograma tiende a aumentar entre mayor es el porcentaje de árboles removidos, algo similar a lo que sucede en la zona de entrada.



GRÁFICA 4.14 COMPARACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS EN LA ZONA ARBOLADA CON LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE SIMULACIÓN.

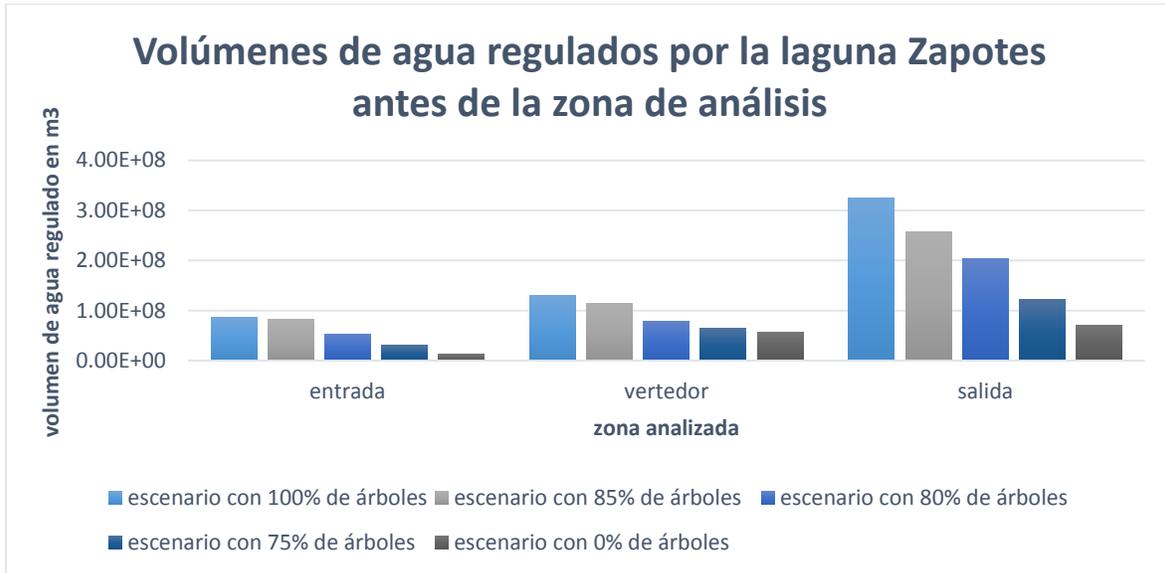
En la Gráfica 4.14 se muestran los hidrogramas obtenidos de la medición en la zona arbolada, en ellos se aprecia que conforme menos árboles existan en la zona arbolada, mayor es el hidrograma, de la misma forma que en la entrada y en el vertedor.

A continuación se presentan las gráficas que representan los resultados del cálculo del volumen realizado a partir de los hidrogramas medidos en cada zona de análisis así como los volúmenes regulados por la laguna Zapotes tomando como volumen de entrada 639, 360, 000 m<sup>3</sup>.



GRÁFICA 4.15 VOLÚMENES DE AGUA MEDIDOS EN LAS SECCIONES ANALIZADAS

En la Gráfica 4.15 se pueden observar los volúmenes calculados a partir de los hidrogramas medidos en cada una de las zonas analizadas con los diferentes escenarios simulados. Entre mayor es el hidrograma, mayor es el volumen, por lo que cuando la remoción de árboles aumenta, también aumenta el volumen del flujo que circula por cada una de las secciones.



GRÁFICA 4.16 VOLÚMENES DE AGUA REGULADOS POR LA LAGUNA ZAPOTES ANTES DE LA ZONA DE ANÁLISIS

En la gráfica 4.16, se ilustran los volúmenes regulados por la laguna Zapotes hasta el punto de la zona de análisis con cada uno de los escenarios de simulación. De la gráfica se puede concluir que entre mayor sea el porcentaje existente de árboles, mayor volumen deberá regular la laguna en cada una de las zonas de análisis. Esto es consecuencia de la velocidad de flujo y del volumen que pasa por cada una de las secciones analizadas.

# Capítulo 5: Conclusiones

Tabla 5.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE CADA UNO DE LOS ESCENARIOS SIMULADOS.

Tabla 5.1 Resumen de resultados de cada uno de los escenarios simulados							
Porcentaje de árboles de cada escenario simulado							
zona de análisis	100	85	80	75	0	Gráfico	
Tirante promedio [m]	entrada	4.67	3.85	3.59	3.58	3.12	
	vertedor	3.39	2.76	2.46	2.45	2.05	
	zona arbolada	4.2	3.9	3.71	3.38	2.81	
Nivel promedio [m]	entrada	7.67	6.85	6.59	6.58	6.12	
	vertedor	7.39	6.76	6.46	6.45	6.05	
	zona arbolada	7.2	6.9	6.71	6.38	5.81	
Velocidad máxima [m/s]	entrada	0.7127	0.8	0.85	0.933	1.02	
	vertedor	0.87	1.11	1.15	1.24	1.26	
	zona arbolada	0.92	1.03	1.12	1.17	1.19	
Volúmenes de agua medidos [m3]	entrada	552,555,327	557,312,793	585,757,625	609,251,419	625,962,768	
	vertedor	508,903,184	525,127,618	560,748,715	574,389,627	581,988,209	
	zona arbolada	314,382,391	381,526,473	435,168,114	516,925,038	568,445,904	

Cabe mencionar que el nivel de protección en Villahermosa (corona de bordos) se encuentra en la cota 6.5 m y se sabe que se ha establecido un libre bordo de 50 cms.

1. Los árboles en la zona de descarga, constituyen un obstáculo para el flujo de agua. Se demostró que el tirante de agua tiende a ser menor conforme se disminuye la cantidad de árboles existente, al igual que el nivel para las 3 zonas analizadas y la totalidad de los escenarios simulados.

En la actualidad, la carretera federal Villahermosa-Escárcega cuenta con un puente vehicular ubicado en la unión de las lagunas Zapotes-Don Julián, que tiene su trayectoria a lo largo del vertedor y cuenta con 530 m de longitud mientras que la ciudad de Villahermosa tiene bordos de protección ubicados en la cota promedio 6.5 m.

El nivel esperado al operar el gasto de diseño del vertedor es de 7.67 m en la entrada, 7.39 m en el vertedor y 7.2 m en la zona arbolada, mientras que el tirante es de 4.67 m, 3.39 m y 4.2 m respectivamente.

Este resultado representa una situación de riesgo al ubicarse el nivel del agua en la zona lagunar más de un metro por encima del nivel de protección (6.5 m), ya que podría desbordarse causando estragos en las zonas pobladas y a la ciudad de Villahermosa.

Para las condiciones actuales de la interconexión lagunar, de presentarse una avenida con magnitud igual o superior al gasto de diseño del vertedor se podría generar una inundación súbita por la falla de las estructuras protectoras.

2. Si se retiran los obstáculos, se genera un drenado más rápido debido a que la velocidad máxima resultante en cada una de las secciones analizadas tiende a aumentar al disminuir el porcentaje de árboles existente en la zona arbolada por la remoción de obstrucciones para el flujo de agua.

La importancia de la medición de la velocidad además de conocer la rapidez con la cual se desalojará el flujo de agua es conocer los límites para evitar la erosión del terreno.

El flujo de agua que sale del vertedor es conducido a una zona rocosa de 30 metros posteriormente circula por un tapete articulado, 50 metros de molduras y una salida de 40 metros de tapetes reductores que ayudan a disipar la energía del flujo para disminuir su velocidad.

Los resultados de la velocidad máxima en la entrada no superan el límite máximo permisible para canales rectos de pendiente pequeña y tierra firme que es de 1.07 m/s (Fortier y Scobey 1926), por lo que se consideran adecuados en cualquiera de los escenarios simulados en este trabajo. Asimismo, los resultados de velocidad máxima para el vertedor son tolerables ya que el valor más alto permisible para materiales con gravas, concreto o tapetes disipadores es de 1.52 m/s (Fortier y Scobey 1926) el cual no es superado en ninguna de las condiciones de vegetación simuladas. Por otra parte, en la zona arbolada, las velocidades resultantes de las diferentes simulaciones son adecuadas para el tipo de suelo

existente, pues el límite máximo permisible es de 5.79 m/s para 2 metros de tirante de agua y canales rectos (Simons y Julien 1993).

3. Almacenar agua en la laguna Zapotes incrementa el nivel y el riesgo. Los volúmenes de agua calculados a partir de los hidrogramas medidos del flujo que transita en cada una de las zonas de análisis, son mayores conforme la cantidad de vegetación en la zona arbolada es menor, este parámetro está directamente relacionado con la velocidad y el tirante ya que al ser menor la cantidad de obstáculos al flujo de agua, transita mayor caudal en menor tiempo y con mayor velocidad.

Aunado a ello, la cantidad de agua que debe regular la laguna Zapotes proveniente de las escotaduras Censo, Sabanilla y los ríos de la Sierra, es menor entre mayor sea el porcentaje de árboles removido, pues se incrementa la cantidad de flujo hacia la laguna Don Julián haciendo que el volumen remanente en la laguna Zapotes sea menor reduciendo el riesgo de desbordamiento.

4. En las condiciones actuales del cauce y al operar el gasto de diseño en la interconexión lagunar transitando flujo por las zonas analizadas, existe riesgo de inundación por desbordamiento de la laguna Zapotes y la zona del vertedor, lo cual podría inundar el puente Zapotes III que representa la conexión de una vía federal de Tabasco y tiene una altura aproximada de 5 m además de la ciudad de Villahermosa.
5. La altura del tirante para el escenario actual de 4.67 m en la entrada, 3.39 m en el vertedor y 4.2 m en la zona arbolada es considerablemente alta y sin margen de seguridad por lo que deben realizarse cambios en la vegetación de forma que el tirante promedio en esa zona no rebase los 3.5 m.
6. El escenario simulado con contenido de 85% de árboles, no es recomendable ya que sólo disminuye la altura del tirante 0.82, 0.63 y 0.3 m en la entrada el vertedor y la zona arbolada respectivamente, manteniendo el tirante en el vertedor con 2.76 m de altura y el nivel por encima del nivel de las estructuras de protección lo cual representa un riesgo alto de inundación en caso presentarse algún fenómeno hidrometeorológico.
7. El escenario que contiene 80 % de árboles mantiene el nivel de agua superior con respecto al nivel en el que se encuentra la cota promedio de las estructuras de protección al operar el gasto de diseño. Asimismo, el escenario que contiene 75% de árboles tampoco se contempla como solución debido a que no aporta una diferencia de reducción significativa respecto de la altura del tirante con contenido de 80% de árboles.
8. Es de suma importancia para no tener riesgos debido al obstáculo al flujo de agua que representan los árboles en la zona de descarga, que se retire el 100 % de obstáculos, con lo cual la cota máxima del agua sería la elevación 6.12 msnm en la zona lagunar y de 5.81 msnm en la zona actualmente ocupada por árboles.

## Bibliografía:

- A. BREÑA, M. JACOBO. Principios y fundamentos de la hidrología superficial.
- A. CUERVO, 2012. Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos.
- C. HIRSCH. Computation of Internal & External Flows, volume 1 Fundamentals of computational Fluid Dynamics.
- CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES, 2004. Inundaciones, serie fascículos.
- CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES, COMISIÓN ECONÓMICA PARA AMÉRICA LATINA, SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN, 2008. Características e impacto socioeconómico de las inundaciones provocadas a finales de octubre y a comienzos de noviembre de 2007 por el frente frío número 4.
- COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES. Vulnerabilidad y riesgo por inundaciones.
- COMISIÓN DE ASUNTOS HIDRÁULICOS, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM, INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA, INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL, COLEGIO DE POSGRADUADOS CHAPINGO, 2008. Informe de las inundaciones de 2007 de estado de Tabasco, diagnóstico preliminar.
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA (CONAGUA), 2011. Manual para el control de inundaciones.
- D. KNIGHT, A. SHAMSELDIN. River Basin Modelling for Flood Risk Mitigation.
- E. BLADÉ, 2005. Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones.
- E. BLADÉ y L. CEA. Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos, modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable.
- E. BLADÉ, M. GÓMEZ. Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales, análisis integrado en una y dos dimensiones.
- F. APARICIO, 1992. Fundamentos de Hidrología de Superficie.
- INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA (INEGI). Información Geoespacial y toma de decisiones: actualidad y retos.
- J. ALAVEZ-RAMÍREZ, J. HERNÁNDEZ, J. LÓPEZ. Solución numérica del modelo de Saint-Venant vía volúmenes finitos.

J. LUEGE, 2011. Actualización del Plan Hídrico Integral de Tabasco.

N. GARCÍA, R. ZAPATA, 2008. Inundaciones en Tabasco, Evaluación socioeconómica coordinada por CEPAL y CENAPRED.

O. FUENTES, F. GARCÍA, M. JIMÉNEZ, M. SALAS, M. VÁZQUEZ, 1996. Esgurrimientos en ríos y volúmenes de inundación por desbordamiento. Cuadernos de Investigación.

P. FERNÁNDEZ y S. FATTORELLI. Diseño hidrológico.

P. GARCÍA. Simulación y prevención de inundaciones.

R. BLOCH, A. JHA, J. LAMOND. Guía para la gestión integrada del riesgo de inundaciones en ciudades en el siglo 21.

SECRETARÍA DE AGRICULTURA, GANADERÍA, DESARROLLO RURAL, PESCA Y ALIMENTACIÓN (SAGARPA). Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas.