

EVALUACIÓN DE LA FACTIBILIDAD EN EL CONTEXTO ACTUAL DE LA CONSTRUCCIÓN DEL DREN SAMARIA-GOLFO DE MÉXICO EN EL ESTADO DE TABASCO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS

Que para obtener el título de:
Ingeniero Civil

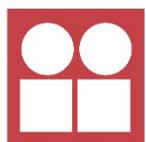
Presenta:

Morales Matuz Jorge Daniel

Director de tesis:

M.I. Juan Javier Carrillo Sosa

2015



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/003/15

Señor
JORGE DANIEL MORALES MATUZ
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.

"EVALUACIÓN DE FACTIBILIDAD EN EL CONTEXTO ACTUAL, DE LA CONSTRUCCIÓN DEL DREN SAMARIA-GOLFO DE MÉXICO EN EL ESTADO DE TABASCO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- III. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL DREN SAMARIA-GOLFO DE MÉXICO
- IV. ADECUACIONES PROPUESTAS AL PROYECTO
- V. ASPECTOS DE LA FACTIBILIDAD ECONÓMICA, TÉCNICA, SOCIAL Y AMBIENTAL DEL PROYECTO
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BLIBLIOGRAFÍA

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 8 de septiembre del 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

17-sep-2015
Vo.Bo.

Juan Javier Camillo Sosa

AGRADECIMIENTOS

A mi Padre que está en el Cielo.

A mi padre Jorge A. Morales y a mi amadísima madre, Maricela Matuz Márquez.

A Claudia Morales Matuz, sangre de mi sangre, quien nunca dejó de confiar en mí y a quien tengo el privilegio de amar y de llamar mi *hermana*.

A mis amigos Fernando Quiroz, Alan Gabriel Méndez y Tule Y. Patoni, por ser mi Familia durante mi estancia en el Distrito Federal

Al M.I. Juan Javier Carrillo Sosa, por orientarme y sugerirme este tema de tesis, así como por confiar en mí como para desarrollarlo.

A mis sinodales, M.I. Oscar Vega Y Roldán, a la M.I. Nikte N. Ocampo Guerrero, al M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega y al M.I. Rodrigo Takashi Sepúlveda Hirose; gracias por haber aceptado revisar este proyecto y ser partícipes de tan importante paso en mi carrera.

A Jaime A. Patiño, *el Sardino*, por tu paciencia y por tus consejos: sin ti, no hubiera podido terminar este proyecto.

A Gabriela, Víctor, Jorge, Joel, Luis, Helenita, y los demás honoristas que conforman mi equipo de trabajo en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por la orientación y el apoyo otorgado durante el desarrollo de este trabajo.

A Leopoldo “Polo” Alaníz y Miguel A. “Mike” Bribiesca, becarios del Instituto, por permitirme amablemente usar sus computadoras para terminar las simulaciones que muestro en esta tesis.

“He aquí el secreto de mi conducta: [...] Sólo el que ha experimentado el colmo del infortunio puede sentir la felicidad suprema. Es preciso haber querido morir, para saber cuán buena y hermosa es la vida. Vivid, pues, y sed dichosos que hasta el día en que Dios se digne descifrar el porvenir al hombre, toda la sabiduría humana estará resumida en dos palabras: ¡Confiar y esperar!”

-Edmundo Dantés, El Conde de Montecristo

ÍNDICE GENERAL

OBJETIVO.....	8
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	8
INTRODUCCIÓN.....	9
1. ANTECEDENTES.....	11
1.1. Zona de estudio y problemática	11
1.1.1. Descripción de la zona de estudio	11
1.1.2. Problemática de las inundaciones en Tabasco.....	17
1.1.3. Estado de la gestión del riesgo por inundaciones en Tabasco.....	26
1.2. Marco conceptual	30
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	37
2.1. Concepto original del proyecto del Dren Samaria-Golfo de México	37
2.2. Descripción del proyecto del dren Samaria-Golfo de México.....	44
2.2.1. Objetivo del proyecto.....	44
2.2.2. Información general del proyecto.....	44
2.2.3. Características geométricas	45
2.3. ¿Por qué no se llevó a cabo la construcción del dren Samaria-Golfo de México?	46
3. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL DREN SAMARIA-GOLFO DE MÉXICO....	49
3.1. Modelación matemática	49
3.2. Información disponible	51
3.2.1. Modelo digital de elevaciones.....	51
3.2.2. Información hidrométrica.....	52
3.3. Calibración del modelo matemático	53
3.3.1. Metodología	53

3.3.2.	Coeficiente de Manning para la llanura de inundación.....	66
3.3.3.	Conclusiones de la calibración del modelo unidimensional del río Samaria.	68
3.4.	Modelación bidimensional del dren Samaria-Golfo de México.....	68
3.4.1.	Condiciones iniciales y de frontera	69
3.4.2.	Resultados de la modelación hidráulica bidimensional.....	73
3.4.3.	Conclusiones de la modelación bidimensional del dren Samaria-Golfo de México	77
4.	ADECUACIONES PROPUESTAS AL PROYECTO.....	79
4.1.	Adecuaciones de diseño.....	80
4.1.1.	Canales de desvío	80
4.1.2.	Resultado de la modelación con los canales de desvío	83
4.1.3.	Incremento de la capacidad de conducción del río González mediante dragado.....	85
4.1.4.	Resultados de la modelación con el dragado.....	87
4.1.5.	Desviación del cauce piloto hacia el Golfo de México (canal de salida siguiendo la trayectoria del dren Victoria).....	89
4.1.6.	Resultados de la modelación con el canal de salida.....	92
4.2.	Comparación de resultados	94
4.3.	Costos.....	95
4.3.1.	Volúmenes de dragado para la construcción del cauce piloto.....	95
4.3.2.	Volúmenes de excavación para el canal de salida.....	97
4.3.3.	Volúmenes de material para los bordos de protección.....	99
4.3.4.	Costos directos por obra	100
5.	ASPECTOS DE LA FACTIBILIDAD TÉCNICA, ECONÓMICA, SOCIAL Y AMBIENTAL DEL PROYECTO.....	102
5.1.	Contexto actual del estado	102
5.2.	Afectaciones	102
5.2.1.	Afectaciones por construcción del dren Samaria-Golfo de México.....	102

5.2.2.	Afectaciones provocadas al estado de Tabasco si se presenta la avenida asociada al TR=100 años.....	107
5.3.	Factibilidad económica, técnica, social y ambiental.....	111
5.3.1.	Aspectos de la factibilidad económica	111
5.3.2.	Aspectos de la factibilidad técnica	117
5.3.3.	Aspectos de la factibilidad ambiental	120
5.3.4.	Aspectos de la factibilidad social.....	121
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	126
6.1.	Conclusiones generales	126
6.2.	¿Es posible en el contexto actual construir el dren Samaria-Golfo de México?	127
6.3.	Implicaciones en la construcción	127
	Bibliografía	129

OBJETIVO

Evaluar la viabilidad de implementar el proyecto denominado “Dren Samaria-Golfo de México” considerando distintos factores como el técnico, económico, social y ambiental.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar las condiciones y contexto actual del espacio geográfico donde se propuso construir el Dren Samaria-Golfo de México.
- Realizar la simulación del funcionamiento hidráulico del Dren Samaria-Golfo de México aplicando el modelo matemático de Iber®.

INTRODUCCIÓN

Durante la década de los setentas el estado de Tabasco se convirtió en un foco económico debido a la presencia de reservas de hidrocarburos que llevaron a su extracción y explotación. Paralelo a este avance de la industria petrolera, la construcción de la presa Nezahualcóyotl (Malpaso) permitió controlar las avenidas extraordinarias del río Grijalva, haciendo que miles de hectáreas de tierras en la planicie tabasqueña fueran aprovechadas como tierras de cultivo mediante la implementación de planes con una visión integral de desarrollo, como lo fue el Plan Chontalpa (1966), desarrollando no solo la actividad agropecuaria, sino también el desarrollo de núcleos urbanos.

Ante este escenario de potencial crecimiento socioeconómico, se planteó la necesidad de proteger dichas tierras de cultivo cuando se presentaran avenidas extraordinarias que obligaran a la (en aquel entonces) recién construida presa Malpaso a desfogar gastos por el vertedor de excedencias; un cauce de avenidas con capacidad suficiente para conducir por arriba de 6 mil metros cúbicos por segundo, suficientes para drenar los escurrimientos extraordinarios de la cuenca alta y la propia cuenca baja. Este cauce de avenidas se denominó Dren Samaria-Golfo de México y se conformaba por un cauce piloto y unos bordos de protección, a lo largo del cauce natural del río Samaria, cuyo propósito no sólo era el de conducir avenidas, sino también serviría como canal de navegación para comunicar a la capital del estado, la ciudad de Villahermosa, con el puerto de Dos Bocas en el municipio de Paraíso y otorgarle una salida directa hacia el mar.

En la actualidad, el dren Samaria-Golfo de México dista de estar construido conforme a la propuesta original; la capacidad del cauce piloto se ha visto mermada debido a las acciones naturales de sedimentación de material, y los bordos han sido construidos con una configuración diferente a la planificada. Además, el cambio climático ha influido en la intensidad de las precipitaciones, de tal manera que las inundaciones se han presentado con más frecuencia y severidad a causa de una mayor magnitud en los gastos que transitan por los ríos, obligando a las dependencias gubernamentales a construir obras de defensa y protección más eficaces.

Por este motivo es que se ha retomado en este proyecto de tesis, el concepto del dren Samaria-Golfo de México para evaluar su implementación considerando el contexto actual del estado de Tabasco: con las medidas estructurales que se han implementado en la entidad, la corriente del río Samaria ha

retomado su protagonismo para desviar todos los gastos de excedencia hacia el mar, debido al control de los gastos del río Carrizal, mediante la estructura de control “Macayo”. Dicho concepto se desarrolla a lo largo de los seis capítulos que integran el presente: En el Capítulo 1 se presenta una breve reseña histórica de las inundaciones que se han presentado en el estado de Tabasco y las medidas que se han tomado para manejarlas. En el Capítulo 2 se describe el proyecto del dren Samaria-Golfo de México y su propuesta original, así como los cambios que se realizaron para adaptarlo a la red de escurrimientos actual del estado. El modelo matemático empleado para la obtención de áreas inundadas para el caso del dren, así como los resultados del mismo, se explican a detalle en el Capítulo 3. El Capítulo 4 versa sobre las modificaciones adicionales y las propuestas de diseño que se consideraron para mejorar el drenaje de los escurrimientos a través del dren Samaria-Golfo de México; de aquellas propuestas analizadas, se realizó un estudio de factibilidad económica, además de un resumen de aspectos involucrados en la construcción de la obra, desde los puntos de vista ambiental, social y técnico, tomando en cuenta el contexto actual del estado; este estudio se muestra a detalle en el Capítulo 5. Por último, el Capítulo 6 emite las conclusiones finales del presente trabajo.

1. ANTECEDENTES

1.1. Zona de estudio y problemática

1.1.1. Descripción de la zona de estudio

El estado de Tabasco es uno de los 31 estados que conforman la República Mexicana. Se encuentra en el sureste mexicano ubicado geográficamente entre las latitudes $18^{\circ}39'$ al norte y $17^{\circ} 19'$ al sur y entre las longitudes $90^{\circ} 57'$ al este y $94^{\circ} 8'$ al oeste. Colinda al norte con el Golfo de México, al oeste con el estado de Veracruz, al sur con el estado de Chiapas y la República de Guatemala, y al poniente con el estado de Campeche y la República de Guatemala. Su territorio abarca una extensión de 24,737.81 kilómetros cuadrados (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI)), y su división política está conformada por 17 municipios. Su capital es la ciudad de Villahermosa. Tiene una población total de 2,238,603 habitantes.

A partir de 1994, el estado de Tabasco se encuentra dividido en dos grandes regiones, de acuerdo con las condiciones hídricas del mismo: la región Grijalva, que abarca aproximadamente el 49% de la superficie del estado, y la región Usumacinta, que abarca el 51% (figura 1.1).



Figura 1.1 Regionalización del estado de Tabasco (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008).

La región Grijalva comprende a su vez las subregiones de la Chontalpa (conformada por los municipios de Cunduacán, Cárdenas, Comalcalco, Huimanguillo y Paraíso), la región de Centro (conformada por los municipios de Centro, Nacajuca y Jalpa de Méndez) y la subregión de la Sierra (conformada por los municipios de Jalapa, Teapa y Tacotalpa). Por otra parte la región Usumacinta, la más grande del estado, esta categorizada en dos subregiones: la de Los Pantanos (conformada por los municipios de Centla, Jonuta y Macuspana) y la subregión de Los Ríos (compuesta por los municipios de Emiliano Zapata, Balancán y Tenosique).

Hidrología

De acuerdo con la regionalización establecida por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), el territorio del estado de Tabasco se encuentra dentro de dos regiones hidrológicas (figura 1.2): la Región 29 “Coatzacoalcos” (RH29), que abarca los municipios de Huimanguillo y parte de Cárdenas, y la Región 30 “Grijalva-Usumacinta” (RH30), cuya extensión abarca el resto del estado y parte de los estados de Chiapas y Campeche. Estas regiones reportan una precipitación normal anual de 1,946 y 1,709 milímetros respectivamente (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2010).

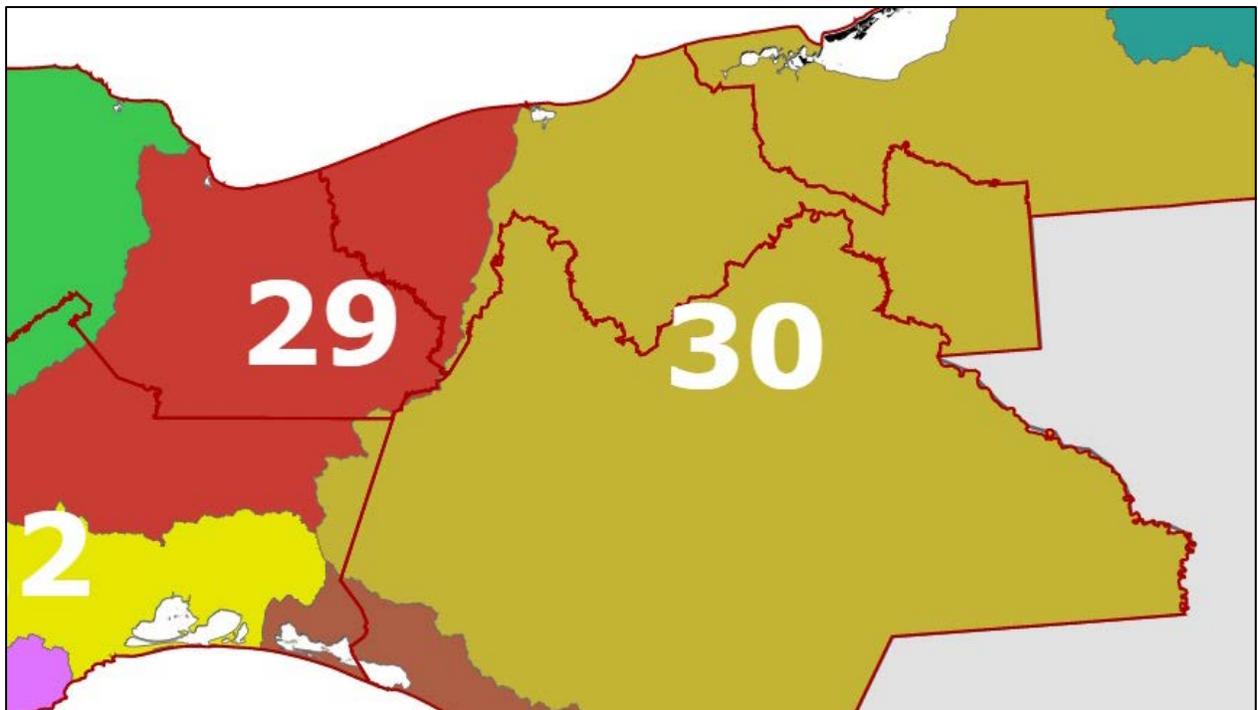


Figura 1.2 Regiones hidrológicas presentes en el territorio del estado de Tabasco (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2012)

La RH29 abarca el 24.8% de la superficie del estado y tiene por corriente principal al río Tonalá, que tiene su origen en la sierra chiapaneca y desemboca en el Golfo de México, sirviendo como límite estatal entre Tabasco y Veracruz. Tiene una longitud de 150 kilómetros. (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008). Por otra parte, la RH30 comprende el 75.2% de la superficie del estado y esta subdividida en tres cuencas: la del Río Usumacinta, la de la Laguna de Términos y la cuenca del Río Grijalva (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008).

Las corrientes superficiales que se encuentran dentro del territorio del estado pueden considerarse agrupadas en tres grandes sistemas: por una parte, el sistema de los ríos de la Sierra, que incluye a los ríos Pichucalco, Puyacatengo, Teapa y Tacotalpa hacia aguas arriba tomando como referencia la ciudad de Villahermosa, y que después de su confluencia forman el río de la Sierra; este sistema pasa a un costado de la ciudad de Villahermosa; por otra, está el sistema del Alto Grijalva, conformado por el río Grijalva, cuya corriente cambia de nombre a río Mezcalapa después de pasar por los embalses del sistema de las presas en el estado de Chiapas¹. Aguas abajo, ya en el territorio tabasqueño, el Mezcalapa se bifurca, formando los ríos Samaria y Carrizal. El tercer sistema se denomina Sistema del río Usumacinta, el cual se conforma por el río San Pedro y San Pablo y por el propio río Usumacinta, el más caudaloso del país y que proviene de la sierra de la República de Guatemala; recorre Tabasco por la parte oriental, pasando por los municipios de Tenosique, Balancán, Emiliano Zapata y Centla. La figura 1.3 muestra la composición de la red hidrográfica del estado.

¹ El sistema de las presas del Alto Grijalva está conformado por las presas (desde aguas arriba hacia aguas abajo) La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas; el cambio de nombre de Grijalva a Mezcalapa ocurre aguas abajo de la presa Peñitas, la última del sistema y que descarga hacia el territorio tabasqueño.

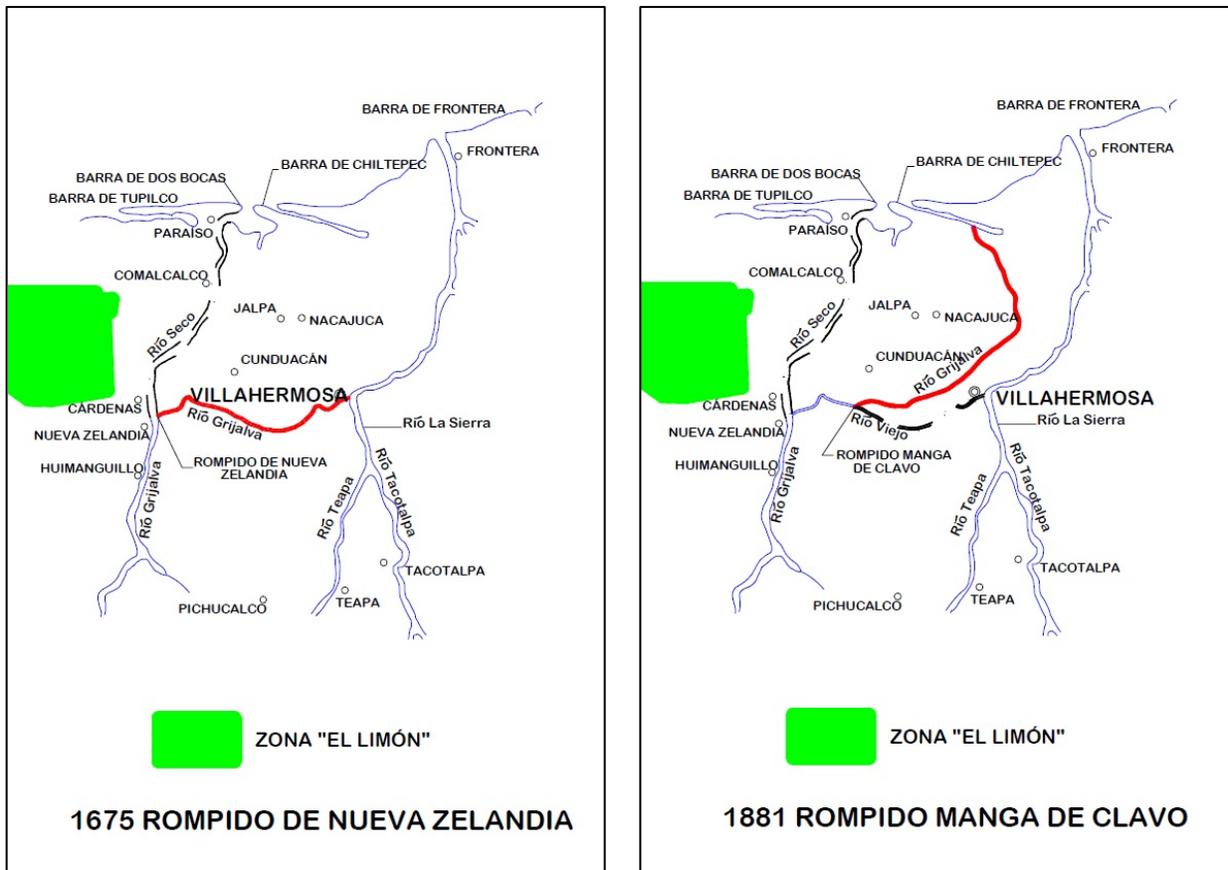


Figura 1.4 Modificaciones antropogénicas y divagaciones naturales del cauce del río Grijalva (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008)

- Rompido de la Pigua (1904). Se generó por acciones antropogénicas al noreste de San Juan Bautista, mediante una ruptura de la margen derecha del cauce del río Carrizal, con dirección hacia el río Grijalva, hasta Frontera. Debido a este rompido, aumentaron los riesgos por inundación en San Juan Bautista.
- Rompido de Samaria (1932). Se formó en 1932 debido a la falla en la margen izquierda del río Mezcalapa, a 10 kilómetros al noreste de Nueva Zelandia, dirigiéndose hacia Cunduacán. Este rompido dio origen al río Samaria y ocasionó inundaciones en ese año a 40,000 hectáreas en la zona conocida como la “Olla de la Chontalpa”.

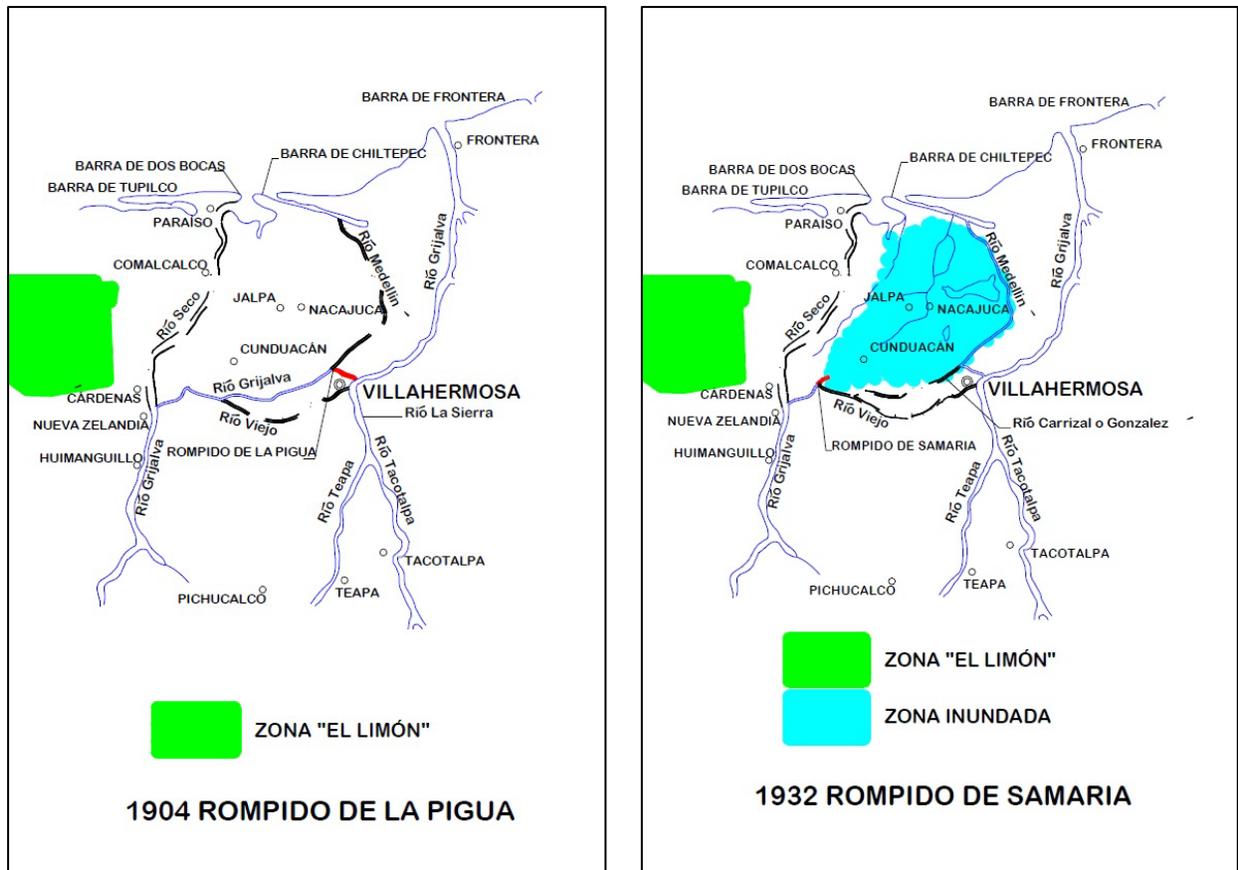


Figura 1.5 Modificaciones antropogénicas y divagaciones naturales del cauce del río Grijalva, continuación (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008).

- Rompido de Cañas (1940). Formado por un desbordamiento hacia la margen derecha del río Samaria, formando el río Cañas. Después de formarse este rompido, en 1947 los escurrimientos del río Mezcalapa causaron erosión por la margen derecha, intentando retornar al cauce del Río Seco; mediante obras de defensa y bordos de protección, esta posible ruptura fue evitada.
- Rompido del Veladero (1952). De origen antropogénico, se generó mediante una ruptura de la margen derecha del río Mezcalapa, ocasionando la reactivación del Río Viejo Mezcalapa y la existencia de escurrimientos en el río hacia la Ciudad de Villahermosa.

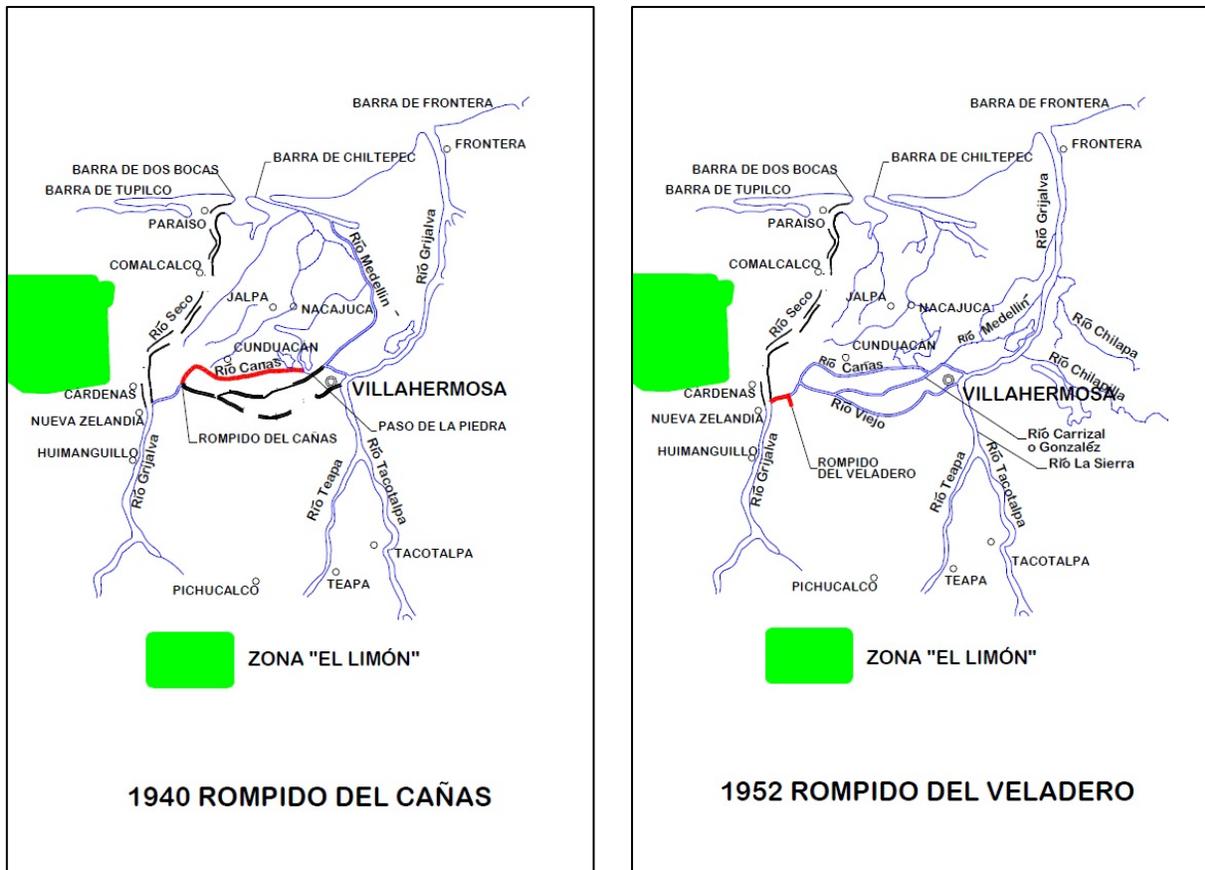


Figura 1.6 Modificaciones antropogénicas y divagaciones naturales del cauce del río Grijalva, continuación (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008).

1.1.2. Problemática de las inundaciones en Tabasco

El Glosario Internacional de Hidrología señala que una inundación es “una elevación generalmente rápida, del nivel de agua de un cauce o cuerpo de agua hasta un máximo, a partir del cual dicho nivel desciende a una velocidad menor”. (Organización Meteorológica Mundial (OMM), 1992). En otras palabras, las inundaciones son eventos que consisten en el incremento de los niveles de agua en los ríos, causados por factores hidrometeorológicos como precipitación, oleaje, marea o bien por falla de estructuras hidráulicas; Cuando ocurre este incremento, el agua invade ciertas zonas llegando a provocar daños a la población, a la infraestructura del lugar y al entorno de la zona en general.

En el caso de Tabasco, estos eventos se presentan comúnmente en el territorio del estado durante la época de lluvias (a principios de septiembre y hasta finales de diciembre), dado que la planicie tabasqueña está expuesta a inundaciones al tratarse de una zona rodeada de ríos y con un relieve

uniforme, presentando elevaciones por debajo del nivel del mar; las inundaciones suelen ser lentas ya que los escurrimientos provenientes de las partes altas llegan a las planicies en varias horas.

Se tienen registros históricos de varios eventos de inundación que causaron daños importantes a la sociedad del estado durante el tiempo en que ocurrieron. La tabla 1.1 es un ejemplo de la frecuencia con la que ocurren estos eventos, y el protagonismo de la ciudad de Villahermosa como principal afectada dentro del estado.

Tabla 1.1 Datos con registros históricos de inundaciones en Tabasco y sus municipios (Gama Campillo, y otros, 2008)

Año	Zonas o municipios	Lugares
1879	Villahermosa	Calle Juárez
1909	Ciudad de San Juan Bautista (Villahermosa)	Calle Doña Marina y Juan Álvarez
1912	Tenosique, Cárdenas, Comalcalco, Cunduacán, Huimanguillo, Jalpa de Méndez y Nacajuca	
1918	Villahermosa	Calle Juárez, Zaragoza, Lerdo y Sáenz
1921	Jonuta, Huimanguillo y Villahermosa	Gran parte del estado se encuentra bajo el agua, así como la ciudad de Villahermosa
1922	Jonuta, Tenosique y Villahermosa	
1927	Tres cuartas partes del estado se encuentran inundada, incluyendo Villahermosa, Huimanguillo, Tacotalpa, Teapa y Jalapa	En Villahermosa: El parque Juárez, las calles de Pino Suárez, Francisco I. Madero, Aldama y parte de Sáenz; la Calle Juárez, 27 de Febrero, las oficinas de Hacienda y de Correos, el Parque de la Paz y la Residencia del Gobernador. Algunas rancherías a lo largo del estado
1929	Villahermosa, Cunduacán, Huimanguillo, Nacajuca, Jalapa de Méndez, y Teapa	Calle de la Libertad, Zaragoza Sur, Avenida Madero y el Teatro Merino.
1930	Jalapa, Balancán, Tenosique, Huimanguillo, Teapa	La mayoría de los vecindarios de Balancán.

Año	Zonas o municipios	Lugares
1932	Trece municipios del estado	
1936	Villahermosa	
1941	Nacajuca	
1942	Cárdenas, Comalcalco, Cunduacán, Huimanguillo, Jalpa y Nacajuca	
1943	Tacotalpa	
1944	Paraíso y Cunduacán	En Paraíso: Puerto Ceiba, Tornolargo, Chiltepec, El Limón y los ejidos de Quintín Arauz, Ceiba, San Cayetano, San Francisco, Las Flores, Tupilco, Unión y el Bellote. En Cunduacán: Rancherías de Pechucalco, Huimango, Anta y Culico (Santa Rita), Ceiba, Cumuapa y Miahuatlán-
1952	Villahermosa	Calle Juárez
1955	Villahermosa	Escala El Muelle

Ante el efecto de las inundaciones descontroladas hacia la planicie tabasqueña, durante la administración del Presidente Miguel Alemán Valdés se iniciaron las gestiones para construir la presa Malpaso (Nezahualcóyotl), ubicada entre los municipios Berriozábal, Tecpatán y Ocozocoautla, en el estado de Chiapas y terminada en 1966. Dicha obra tuvo por objetivo controlar las grandes avenidas del río Grijalva, disponiendo de un embalse de regularización y así reducir los perjuicios a pobladores y áreas rurales de la cuenca baja de dicho río (Velázquez Villegas , 2000). Posteriormente, se terminaron las presas Belisario Domínguez (Chicoasén, 1980) y Ángel Albino Corzo (Peñitas, 1987), ubicadas en la cuenca alta y media, respectivamente, dotando así a río Grijalva de un sistema de regularización de avenidas, en conjunto con la presa Angostura, hacia aguas arriba de la presa Malpaso (figura 1.7). Dicho sistema proporcionó a la planicie tabasqueña la regulación de los escurrimientos necesaria para impulsar el desarrollo agropecuario de la misma.

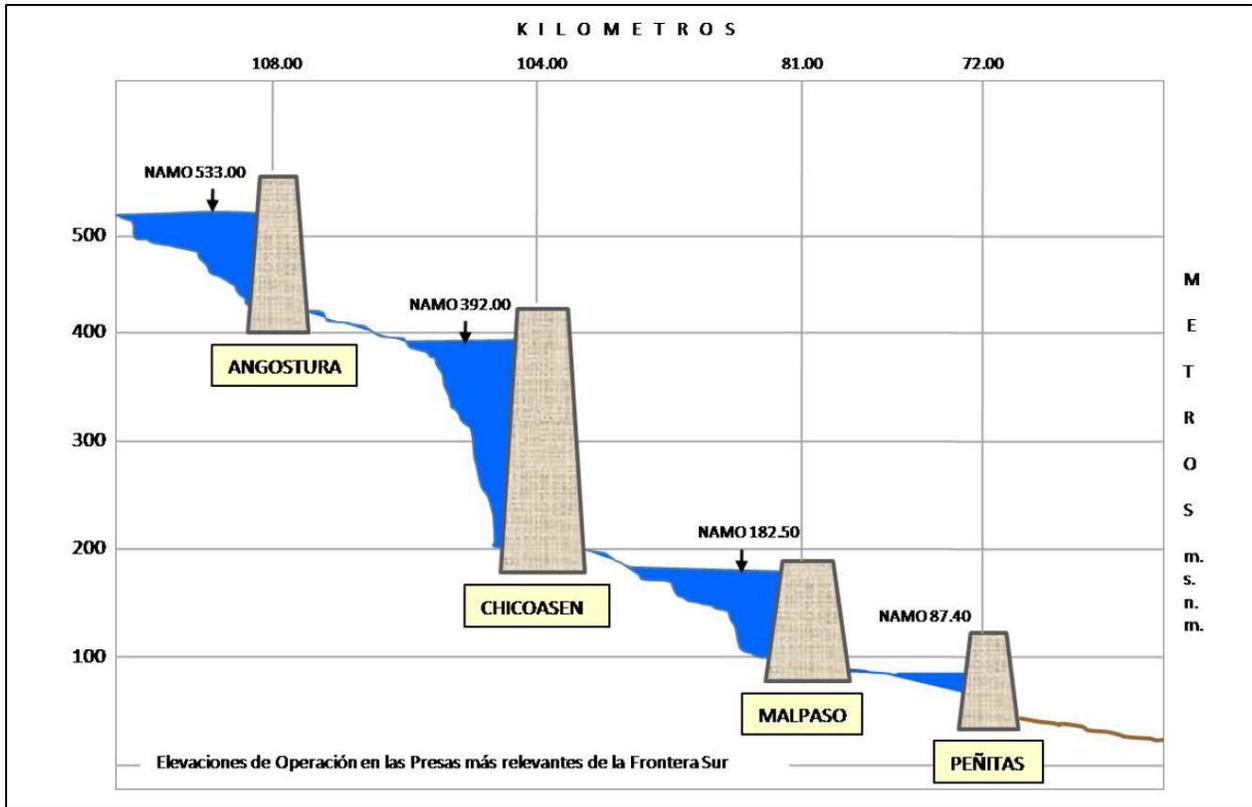


Figura 1.7 Perfil del sistema hidroeléctrico del alto Grijalva (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008)

Recientemente, después de la década de los cincuentas, se han presentado con mayor intensidad estos eventos de inundación, debido entre otras cosas a las modificaciones que ha sufrido la hidrografía del estado y al cambio climático. Las afectaciones también se han intensificado debido al crecimiento de las actividades económicas del estado y al crecimiento de los asentamientos humanos en zonas de riesgo. A continuación se menciona algunos de los últimos años donde se presentaron inundaciones con mayor impacto en el estado:

1980

En este año, la temporada de lluvias abarcó desde finales del mes de octubre hasta mediados del mes de noviembre: el 31 de octubre se obtuvo un registro de 340 mm en 24 horas para la ciudad de Villahermosa, el mayor registrado para la capital del Estado. Se ocasionaron inundaciones severas en la Olla de la Chontalpa y en la capital del estado, específicamente en las zonas bajas, ocasionando que los cárcamos de bombeo no pudieran desalojar el agua pluvial. La tabla 1.2 muestra un registro diario de lluvias que se reportaron en distintas localidades del estado.

Tabla 1.2 Registro diario de lluvia del 29 de octubre al 5 de noviembre de 1980 (Velázquez Villegas , 2000)

Localidad	día 29	día 30	día 31	día 1	día 2	día 3	día 4	día 5	Acumulada
Villahermosa	0.0	148.0	340.0	55.0	10.0	0.0	21.0	59.0	633.0
Pueblo Nuevo	0.0	185.8	202.4	66.1	4.9	0.0	22.5	0.0	481.7
H. Cárdenas	98.7	147.0	300.0	90.5	0.0	0.0	5.6	0.8	642.6
Macuspana	0.0	88.0	215.8	1.3	0.0	0.0	33.4	0.0	338.5
Teapa	0.0	58.0	108.1	11.2	9.5	0.0	70.3	0.0	257.1
Tenosique	0.0	9.0	13.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	25.0

1995

En este año tocaron tierra dos huracanes con trayectorias erráticas (figura 1.8): El huracán Opal se presentó en el litoral tabasqueño en la segunda quincena del mes de octubre; causo en tabasco daños a 30,216 viviendas, 12 muertos, 176 damnificados y daños totales en 14,370 hectáreas de pastizales (Bitrán Bitrán, 2001).

Entre el 8 y 20 de octubre, tocó tierra el huracán Roxanne, descargando alrededor de 204 mm de lámina de lluvia en Tabasco, con vientos máximos de 185 km/h; presentó la peculiaridad de tener trayectoria tan errática que regresó a lugares donde ya había pasado, causando severas inundaciones en el estado y en la zona de la Sonda de Campeche (Bitrán Bitrán, 2001).

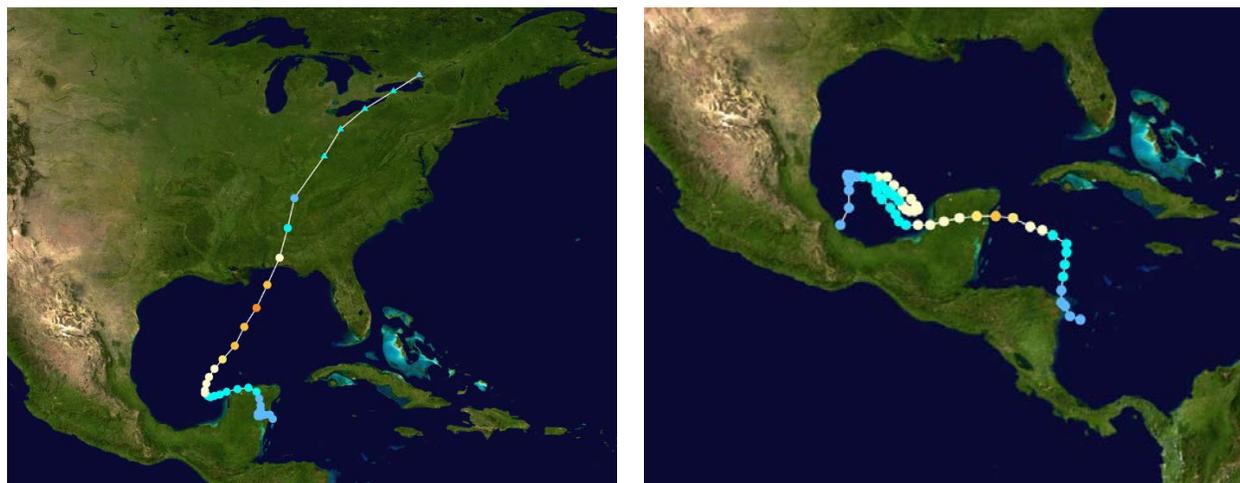


Figura 1.8. Trayectorias de los huracanes que causaron mayor daño en la planicie tabasqueña en 1995. Opal (a la izquierda) y Roxanne (derecha). Fuente: Servicio Meteorológico Nacional (SMN).

Es importante mencionar que las lluvias en exceso se presentaron con mayor intensidad en la planicie tabasqueña que en la cuenca alta del río Grijalva, lo que permitió al sistema de las presas del

Alto Grijalva mantener su operación rutinaria sin aportar gastos excedentes al río Mezcalapa (Velázquez Villegas , 2000). Los escurrimientos de la cuenca baja se registraron mediante las estaciones hidrométricas, reportando los siguientes datos de nivel máximo y gastos (tabla 1.3):

Tabla 1.3 Registro de niveles y gastos máximos en algunas estaciones hidrométricas de los ríos ubicados en la planicie tabasqueña. (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2015)

Estación	Corriente	Nivel Máximo (msnm)	Gasto (m ³ /s)
Pueblo Nuevo	Río de la Sierra	11.69	800
Muelle	Grijalva	13.08	800
Macuspana	Puxcatán	10.06	-
Boca del Cerro	Usumacinta	10.79	5550
Samaria	Samaria	6.6	1200

1999

Las temporadas de lluvias de este año iniciaron a mediados del mes de septiembre y se prolongaron por 77 días como resultado de la presencia de sucesivas ondas tropicales que causaron lluvias en exceso tales que afectaron los niveles de la mayoría de los ríos en la región (principalmente el Carrizal y el Samaria). En la tabla 1.4 se presentan los fenómenos meteorológicos que se presentaron con mayor intensidad en este tiempo.

Tabla 1.4. Fenómenos meteorológicos durante la temporada de lluvias 1999 en el Estado de Tabasco. Fuente: CENAPRED

Fenómeno	Fecha de ocurrencia
Onda tropical número 32	Mediados de septiembre
Frente frío número 4	29 de septiembre al 1 de octubre
Onda tropical número 34	29 de septiembre
Onda tropical número 35	2 octubre
Depresión tropical número 11	4 al 6 de octubre
Frente frío número 7	19 al 21 octubre

A principios de octubre, las aguas de la Presa Peñitas habían sobrepasado el nivel máximo ordinario de la misma, ocasionando que se utilizaran los vertedores de la obra y se descargarán gastos de hasta 2,323 m³/s hacia la cuenca baja. El río Mezcalapa y sus derivaciones, los ríos Samaria y Carrizal se saturaron y se desbordaron (figura 1.9), provocando inundaciones en las áreas urbanas y de uso agropecuario (Bitrán Bitrán, 2001).



Figura 1.9 Inundación en la ribera del río Carrizal, al poniente de Villahermosa. (Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), 2011)

Las pérdidas económicas alcanzaron algo más de 2,500 millones de pesos, monto que equivale a más del 4 % del PIB del estado en aquel tiempo. La tabla 1.5 se muestra un resumen de daños por sector ocasionados por la inundación.

Tabla 1.5 Registro de daños totales causados por las inundaciones de 1999 Cifras en millones de pesos. Fuente: Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

Sector/concepto	Daños directos	Daños Indirectos	Total	Porcentaje
Sectores Sociales	876.3	59.1	935.4	36.6%
Vivienda	708.8	-	708.8	27.7%
Infraestructura urbana	41.2	-	41.2	1.6%
Educación	113.6	1.9	115.5	4.5%
Salud	12.7	57.2	69.9	2.7%
Infraestructura y servicios	784.7	69.3	854	33.4%
Agua y saneamiento	509.5	40	549.5	21.5%
Energía	47.8	24.8	72.6	2.8%
Transporte y comunicaciones	227.4	4.5	231.9	9.1%
Sectores productivos	344.8	358.1	702.9	27.5%
Agropecuario, pesca y forestal	172	228.1	400.1	15.6%

Sector/concepto	Daños directos	Daños Indirectos	Total	Porcentaje
Agricultura	10	131	141	5.5%
Ganadería	158	93.3	251.3	9.8%
Forestal	1	1.3	2.3	0.1%
Pesca	3	2.5	5.5	0.2%
Industria, comercio y turismo	172.8	130	298.8	11.7%
Industria	85	65	150	5.9%
Comercio	55.3	43	98.3	3.8%
Turismo	28.5	22	50.5	2.0%
Medio ambiente	0.4	-	0.4	0.0%
Atención a la emergencia	-	65.6	65.6	2.6%
Total de daños	2,006.20	552.1	2,558.30	100.0%

2007

A finales de mes de octubre y principios de noviembre de 2007 se presentó una concentración inusual de precipitaciones que ocasionaron la inundación del estado de Tabasco en ese año, catalogada como la peor de su historia. Fue provocada debido a distintos eventos desfavorables.

1. Se presentaron precipitaciones previas al período octubre-noviembre que ocasionaron que el sistema de los Ríos de la Sierra mantuviera niveles de agua altos, además de impedir la infiltración de las precipitaciones posteriores al mantener húmedo los suelos del territorio tabasqueño.
2. Existieron condiciones de marea extraordinarias, dado que se sumó a la marea astronómica, la marea de tormenta ocasionada por los frentes fríos que se presentaron desde el 26 de octubre y que impactaron en la costa
3. Hubo una sucesión de frentes fríos desde el 26 de octubre hasta el 2 de noviembre de 2007, ocasionando precipitaciones intensas en la planicie del estado; debido a las condiciones del suelo y a la marea extraordinaria, se formó un “tapón hidráulico” provocando que los niveles de los ríos de la Sierra y los de los ríos Samaria y Carrizal estuvieran muy por arriba de su escala crítica, las cotas de los bordos y diques de protección fueron rebasadas y el agua inundó rápidamente el territorio, específicamente, la ciudad de Villahermosa.
4. Las constantes precipitaciones ocasionaron escurrimientos elevados en el sistema de las presas del alto Grijalva, ocasionando volúmenes de llegada muy altos a las cortinas de las mismas; la presa Peñitas se vio en la necesidad de turbinar gastos por arriba de los 2,000

metros cúbicos por segundo, lo que repercutió en elevaciones en los niveles de los ríos Mezcalapa, Samaria y Carrizal, hacia aguas abajo.

Los daños totales por inundación fueron cuantificados por \$31,871.26 millones de pesos y dejaron al 70% del territorio tabasqueño bajo el agua (ver figura 1.10). La cantidad de afectados por la inundación ascendió a 1.4 millones de personas en todo el estado. (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2012)



Figura 1.10 Zona inundada de la ciudad de Villahermosa en 2007. Fuente: PHIT

Posterior a 2007, se han presentado inundaciones con menos intensidad que han impactado en menor medida. Esto se debe a dos factores: primero, que no se han presentado condiciones tan desfavorables como las de dicho año, y porque ha existido una mejor gestión del riesgo por inundaciones en el estado, poniendo en marcha planes de acción cuya implementación ha sido tan eficiente que ha permitido la disminución de los daños por inundación. La figura 1.11 muestra la tendencia de decrecimiento de los daños totales causados por inundación, del 2007 al 2011.

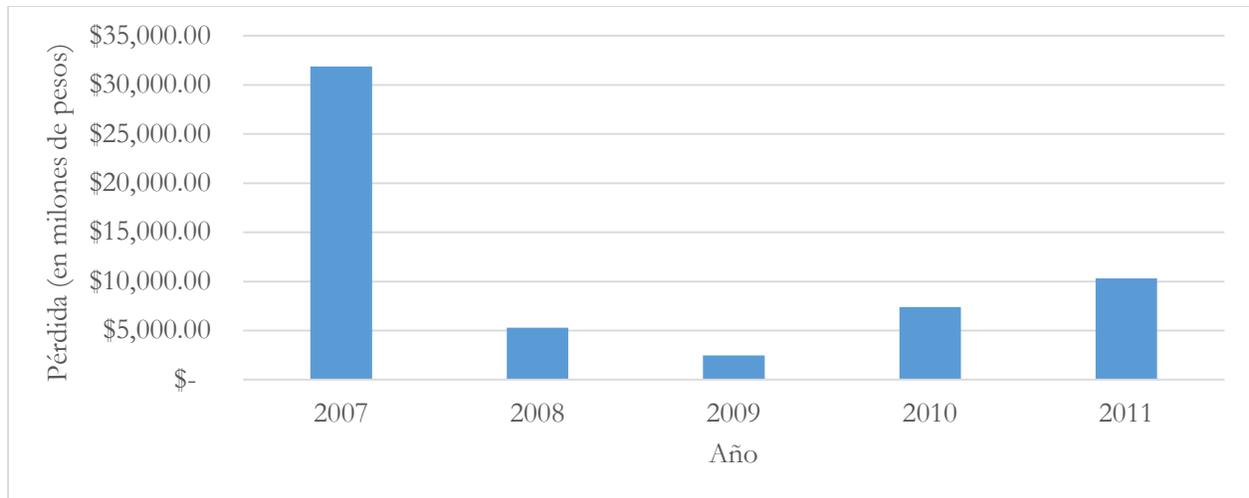


Figura 1.11 Daños totales causados por inundación en los últimos años para el estado de Tabasco (CENAPRED).

1.1.3. Estado de la gestión del riesgo por inundaciones en Tabasco

Como se habrá podido dar cuenta el lector, las inundaciones que se presentan en todos los años impactan de manera negativa en la economía y en la manera de vivir de los tabasqueños, ocasionando el paro de sus actividades cotidianas y el daño parcial o total a sus viviendas. Como una manera de responder ante tales impactos dentro del territorio del estado, se han tomado diferentes medidas estructurales por parte del gobierno estatal y el gobierno federal, mediante acuerdos en donde se realizaron estudios y proyectos ejecutivos para la construcción de infraestructura de protección contra inundaciones.

Durante la segunda mitad del siglo XX, durante y después de la construcción de las presas Nezahualcóyotl, Chicoasén y Peñitas, se construyeron dos bordos de protección a lo largo del río Samaria, creando un cauce de alivio mediante una franja de cuatro kilómetros de ancho. Los bordos se utilizaron también como caminos, utilizando las coronas de los mismos como carreteras, para dotar al estado de una red de interconexión vehicular. La mayoría de los bordos de protección del estado se encuentran en la ciudad de Villahermosa, como una respuesta a la necesidad de protección de esta ciudad debido a que se trata de un núcleo económico importante; destacan los bordos situados a lo largo del río Carrizal.

1.1.3.1. Proyectos recientes para el control de inundaciones

Ante los eventos de inundación de los últimos cincuenta años, que se han presentado con mayor intensidad y frecuencia en el estado, se han puesto en marcha diversos planes que integran no solamente medidas estructurales, sino también medidas de prevención y concientización de la población, para poder aumentar el índice de resiliencia de los habitantes y aminorar el impacto que ocasionan este tipo de contingencias. Destacan los siguientes planes:

Proyecto Integral para la Protección Contra Inundaciones de la Cuenca de los Ríos Grijalva y Usumacinta (PICI)

A raíz de las inundaciones de 1999, se presentó el Proyecto Integral para la Protección Contra Inundaciones de la Cuenca de los ríos Grijalva y Usumacinta (PICI), elaborado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para la Comisión Nacional del Agua, en colaboración con el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). Este proyecto pretendía controlar el drenaje y los desbordamientos de los ríos mediante obras hidráulicas de conducción, protección y rectificación de cauces para disminuir el peligro de inundación ante eventos de precipitaciones extraordinarias. Dentro de sus alcances, consideraba los tres sistemas hidrológicos principales: el Mezcalapa-Samaria, el Carrizal-Medellín y el sistema de los Ríos de la Sierra. El proyecto tomó en cuenta un programa de inversiones para un horizonte de planeación de 12 años y tendría un monto de inversión de 5,367 millones de pesos (Comisión Federal de Electricidad (CFE), 2001).

Proyecto Hídrico Integral de Tabasco (PHIT)

Las fuertes lluvias que dieron lugar a la inundación del 2007 llevaron a la formulación del Proyecto Hídrico Integral de Tabasco (PHIT) en 2008, desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en cuya primera fase, el Plan de Acciones Urgentes (PAU), se definieron las actividades específicas para la reparación y reforzamiento de la infraestructura de protección contra inundaciones existente en la ciudad de Villahermosa a raíz del evento extraordinario de inundación (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2012). Una de las actividades del PHIT fue revisar las obras propuestas en el PICI para los tres sistemas hidrológicos que se encontraban terminadas y en ejecución. Dicha revisión emitió la conclusión que aunque las obras propuestas por el plan anterior (el PICI) estuvieran terminadas, no hubieran podido contener la inundación provocada por los escurrimientos extraordinarios que se presentaron en aquel entonces, además del hecho de que

muchas de las obras propuestas en el mismo no estaban terminadas³. Dentro de las acciones estructurales asociadas al PAU, se incluyeron:

- La terminación de obras de restitución de bordos y márgenes en ríos
- Proyecto de ampliación de la descarga de la laguna Los Zapotes
- Desazolve de drenes
- Rehabilitación de cárcamos de bombeo
- Establecimiento de programas de alerta y protección a civiles en colonias desprotegidas.

Por otra parte, el Plan de Acción Inmediata (PAI) incluía las acciones consideradas a mediano y largo plazo dentro del PHIT, destacando:

- La ampliación de la descarga de la laguna Los Zapotes.
- Construcción del puente Zapotes III.
- Derivaciones del río de la Sierra hacia la zona lagunar de los Zapotes
- Primeras y segundas etapas de desazolve del río Samaria
- La construcción del canal de derivación de la margen derecha de la estructura de control el Macayo.
- Dragado de la zona baja del río Grijalva.
- Proyecto de solución al drenaje pluvial en distintas cabeceras municipales.

Y también las siguientes acciones no estructurales:

- Proyecto de delimitación de zona federal, zona de riesgo, zonas de amortiguamiento y de regulación
- Plan de ordenamiento territorial (principalmente entre bordos del río Samaria)
- Propuesta de delimitación de zonas de humedales.
- Proyecto de ampliación y mejoramiento del sistema de hidrometría.

³ Los escurrimientos que se presentaron durante la inundación del 2007 fueron catalogados por el instituto de Ingeniería de la UNAM como escurrimientos asociados a un período de retorno de 100 años, siendo de mayor magnitud que aquellos medidos hasta la fecha, y por lo tanto, mayores a los que se utilizaron para diseñar las obras del PICI.

Como se puede observar, el PHIT se formuló como un programa con un enfoque multidisciplinar, cuya finalidad era disminuir las condiciones de riesgo y vulnerabilidad a las que está sujeta la población ante la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008).

Proyecto para Proteger a la Población de Inundaciones y Aprovechar Mejor El Agua (PROHTAB)

El 21 de marzo del 2014 el gobernador del estado, Arturo Núñez Jiménez suscribió junto con David Korenfeld Federman, en aquel entonces director de la Comisión Nacional del Agua el Proyecto para Proteger a la Población de Inundaciones y Aprovechar Mejor el Agua (PROHTAB), sustituyendo al PHIT como un instrumento eficaz para la gestión integral de los recursos hídricos (Comisión Estatal de Agua y Saneamiento).

Dentro de los objetivos del PROHTAB se encuentran:

- Establecer las acciones estructurales y no estructurales para proteger a la población contra inundaciones, reduciendo el riesgo y la vulnerabilidad ante las mismas. Dentro de este objetivo se considera un análisis de transporte de sedimentos que servirá como base para proponer acciones de desazolve en el sistema Mezcalapa-Samaria-Río González y aumentar su capacidad de conducción hidráulica (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2014).
- Proponer acciones para aprovechar mejor el agua en el estado. Dentro de este objetivo se incluye la rehabilitación de los Distritos de Temporal Tecnificado (DTI) presentes en la región, así como implementar un parque temático del agua en Tabasco como medida de fomentación a la cultura del agua (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2014).

Actualmente el PROHTAB se ha concluido en su primera etapa y se encuentran realizándose los estudios pertinentes para llevar a cabo la segunda y tercera etapa.

1.2. Marco conceptual

Dentro del contenido de este proyecto de tesis, se mencionan términos y conceptos que resulta importante comprender y tener en cuenta para tener una idea clara de lo que la simulación hidrodinámica representa a través de los modelos matemáticos: términos propios tanto de la hidráulica fluvial como de la hidráulica de canales e hidrología que establecen las bases para definir si una obra hidráulica en general funciona adecuadamente y dentro de los rangos de seguridad establecidos.

A continuación se mencionarán algunos de los conceptos abordados en el transcurso de este trabajo.

- **Canal.** Es un conducto, generalmente al aire libre, que transporta un fluido (frecuentemente, agua). Dependiendo de su origen, pueden ser artificiales (con secciones transversales bien definidas y pendientes uniformes) o naturales (con secciones transversales irregulares y pendientes variables) a estos últimos suele denominar “cauces” y pertenecen a las corrientes y ríos de una cuenca.
- **Geometría en un canal.** De acuerdo con el sentido longitudinal, el atributo principal es la pendiente del canal (S_0) la cual se define como el cociente entre el desnivel que existe entre dos puntos sobre la plantilla (fondo) del canal, y la distancia horizontal que los separa (Sotelo Ávila, 2002). Para el caso de las corrientes naturales, este parámetro se conoce como “pendiente media del cauce”.

De acuerdo con el sentido transversal se distinguen los siguientes parámetros:

- Tirante. Es la distancia que hay desde la superficie libre del agua hasta el punto más bajo de la plantilla del canal.
- Área hidráulica. Es el área que abarca el flujo, dentro de la sección transversal del canal.
- Ancho de superficie libre. Es el ancho de la sección del canal, medido al nivel de la superficie libre.
- Perímetro mojado. Es la longitud de la línea de contacto del fluido con las paredes del canal.
- Radio hidráulico. Es la relación entre el área hidráulica y el ancho de superficie libre.

- Talud. Indica el grado de inclinación de las paredes de la sección transversal del canal. Se representa como $k:1$, y se interpreta como el número “k” unidades desplazadas en la horizontal, por una unidad en la vertical” (Sotelo Ávila, 2002).
- **Flujo en un canal.** El flujo en un canal es el movimiento de un fluido (por lo general, agua) a través de una sección transversal, el cual se produce principalmente por la acción de la gravedad.
- **Tipos de flujo.** Existen diferentes tipos de flujos hidráulicos, tomando en cuenta las variaciones del mismo respecto a parámetros como el tiempo o al espacio. Respecto al tiempo, se tiene la siguiente clasificación:
 - Flujo permanente. Es el flujo cuya variación de la velocidad media V respecto al tiempo, es cero. Es decir, la velocidad se mantiene constante a través del tiempo.
 - Flujo no permanente. En este tipo de flujo, existe una variación de la velocidad respecto al tiempo.

Tomando como criterio al espacio, se obtiene la siguiente clasificación.

- Flujo uniforme. En este tipo de flujo, la velocidad del agua no cambia a lo largo del canal, es decir, permanece constante en cualquier sección del mismo.
- Flujo variado. En este flujo, la velocidad del agua no es constante a lo largo del canal, ocasionando, de acuerdo a la ecuación de continuidad, que existan variaciones en el área hidráulica a lo largo del canal, y por ende, en los tirantes del flujo a lo largo del mismo (Sotelo Ávila, 2002).

Tomando como criterio la interacción entre la viscosidad y la fuerza de gravedad, pueden clasificarse en:

- Subcrítico. Sucede cuando el fluido recorre el canal con muy poca velocidad. En este régimen se dice que la fuerza de gravedad tiene mayor influencia que la de inercia.
- Supercrítico. En este régimen, la fuerza de inercia domina sobre la gravedad, ocasionando que el fluido se desplace a grandes velocidad.
- Crítico. Es un régimen intermedio entre el subcrítico y el supercrítico, en donde se dice que el fluido recorre el canal con la mínima energía disponible.

El parámetro que se utiliza para determinar si un flujo se encuentra en régimen subcrítico o supercrítico es el número de Froude (F) el cual se define de la siguiente manera:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}}$$

Ec. 1

Donde V es la velocidad media de la sección, en m/s, g es la aceleración de la gravedad, en m/s², T es el ancho de superficie libre de la sección en metros, y el A es el área hidráulica de la sección, en m².

Si el número de Froude es menor a 1, se dice que el flujo está en régimen subcrítico. Si es igual a 1, se dice entonces que el fluido está en régimen crítico. Por último, si es mayor a uno, se dice entonces que está en régimen supercrítico.

Por lo general, en los ríos con pendientes pequeñas (ríos de planicie), se presenta el régimen subcrítico, mientras que en los ríos de montaña, con pendientes grandes, es común que se encuentren en régimen supercrítico.

- **Coefficiente de rugosidad de Manning.** Es un número adimensional utilizado para calcular pérdidas de energía en un conducto, causadas principalmente por la fricción entre el fluido y las paredes del mismo. Su magnitud depende de la rugosidad del material del que está compuesto dicho conducto.
- **Fórmula de Manning.** Es una fórmula para calcular perdidas por fricción en canales abiertos propuesta por el ingeniero irlandés Robert Manning en 1889. Es una derivación de la fórmula de Chezy y se expresa de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Ec. 2

Donde V, es la velocidad en metros por segundo, n es el coeficiente de rugosidad de Manning, R_h es el radio hidráulico de la sección, en metros, y S es la pendiente de fricción.

- **Cauce piloto.** El cauce piloto o cauce inicial es un canal de dimensiones relativamente pequeñas que sirve para conducir las aguas del cauce de alivio en épocas de estiaje, cuando el gasto que pasa por él no es lo suficientemente grande como para abarcar el área hidráulica disponible dentro del cauce de alivio.
- **Cauce de alivio.** También conocido como “cauce de avenidas”, es un canal artificial que se construye para conducir las aguas de una corriente y desviarlas hacia un lugar donde puedan

ser descargadas, o para devolverlas a la corriente, después de haberlas enviado fuera de alguna zona urbana vulnerable, o área de cultivo. Como método de control de inundaciones, permite conducir las aguas de una avenida extraordinaria para evitar que ocasionen daños a la población. Estos cauces son diseñados para un gasto dado, asociado a un período de retorno. Está compuesto por un cauce piloto, ampliaciones laterales para aumentar la capacidad hidráulica, y los bordos de protección para delimitar el área del cauce de alivio (ver figura 1.12).

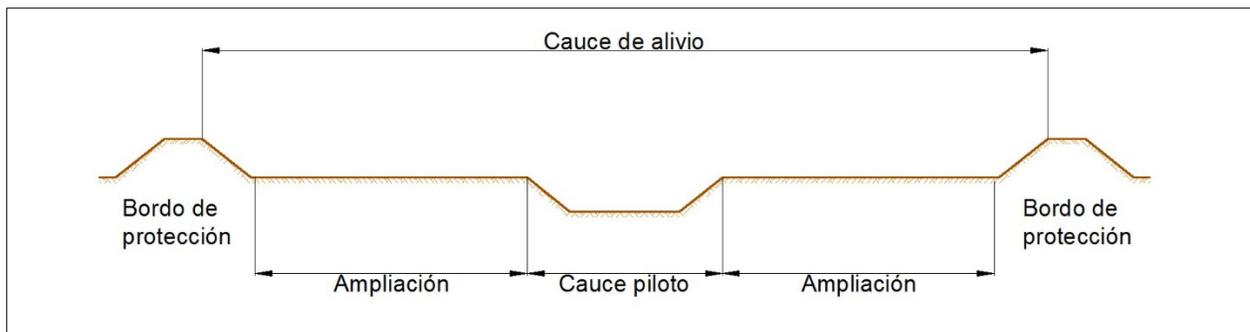


Figura 1.12. Esquema de la composición de un cauce de avenidas ordinario

- **Bordos de protección.** Como método de control de inundaciones, son estructuras construidas a base de terracería para proteger una cierta zona de eventos de inundación. Desde el punto de vista hidráulico, son estructuras cuya función principal es confinar una cierta región para proporcionar mayor capacidad hidráulica a un cauce determinado.
- **Período de retorno.** En ingeniería hidráulica, el período de retorno es el tiempo en que se presenta una avenida con un cierto caudal cuyo valor es igual o mayor a un caudal de la misma magnitud que se haya presentado en el pasado. Se considera como el inverso de la probabilidad del m-ésimo evento de un número “n” de registros (SAGARPA). Se expresa de la siguiente manera:

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad \text{Ec. 3}$$

Donde T es el período de retorno en años, n es el número de años de registro y m es el número de orden (es decir, un número que proviene de una agrupación de datos ordenados de mayor a menor). Las obras se diseñan con base en un caudal asociado a un período de retorno.

- **Mancha de inundación.** Es la superficie territorial que se encuentra invadida por el agua, cuando esta alcanza niveles extraordinarios, a causa del aumento de los niveles fluviales o por un mal funcionamiento del drenaje, en caso de zonas urbanas. Se le denomina también “área inundada”.
- **Ecuaciones del flujo permanente.** La consideración principal en este tipo de ecuaciones es que la velocidad media del flujo no cambia respecto al tiempo; existen tres ecuaciones fundamentales que describen el movimiento de un fluido en este tipo de flujo:
 - **Ecuación de continuidad.** Expresa que el flujo másico no cambia en todo el largo del canal, considerando prismático a este último. Matemáticamente se expresa como:

$$\rho V_1 A_1 = \rho V_2 A_2$$

Donde ρ es la densidad del fluido, V_1 representa la velocidad media en una sección 1 del canal, y A_1 es el área hidráulica de la sección. V_2 es la velocidad media en una sección 2 del canal y A_2 es el área hidráulica de la sección 2. Como se trata de un mismo fluido, se puede despreciar la densidad del mismo, quedando la ecuación de continuidad como sigue:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad \text{Ec. 4}$$

- **Ecuación de la energía.**

La energía total del flujo en una sección “i” cualquiera dentro de un canal, está definida por la expresión:

$$H = z + y \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ec. 5}$$

La forma matemática del principio de la energía⁴ para el flujo unidimensional permanente e incompresible se establece en la forma:

$$\frac{d}{dx} \left(z + y \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \right) = - \frac{dh_r}{dx}$$

Donde

h_r es la pérdida de energía

y , es el tirante

z , es la carga de posición, medida desde el plano de referencia hasta la plantilla de la sección

V , es la velocidad media en la sección

α , es el coeficiente de Coriolis, para considerar el efecto de la distribución irregular de la velocidad en la sección, adimensional

Lo cual, al integrar la ecuación entre dos secciones del canal, queda

$$z_1 + y_1 \cos \theta_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos \theta_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_r \quad \text{Ec. 6}$$

Donde Δh_r es la pérdida de energía entre las dos secciones. A la ecuación anterior se le conoce como la ecuación de la energía entre dos secciones “1” y “2” de un volumen de control del flujo en un canal.

- **Ecuación de la cantidad de movimiento (momentum)**

La ecuación de la cantidad de movimiento relaciona el impulso que recibe el flujo al considerar las fuerzas que actúan sobre él durante su movimiento por el canal; en forma vectorial, se expresa como:

⁴ Se refiere al principio de la energía que establece que la energía no se crea ni se destruye, sino que se transforma de unas formas en otra. En tales transformaciones, la energía total permanece constante.

$$\mathbf{F}_p + \mathbf{F}_\tau + \mathbf{F}_c = \rho Q [(\beta \mathbf{V})_2 - (\beta \mathbf{V})_1] \quad \text{Ec. 7}$$

\mathbf{F}_p , es la fuerza resultante de la presión ejercida sobre las superficies de frontera del volumen de control:

\mathbf{F}_τ es la fuerza resultante producida por el esfuerzo tangencial general sobre el fondo y paredes del volumen de control;

\mathbf{F}_c , fuerza del cuerpo debida al peso del volumen de control;

Q , gasto en la sección

\mathbf{V} , vector velocidad media en la sección

β , es el coeficiente de Boussinesq, para considerar el efecto que tiene la distribución irregular de la velocidad en la sección en el cálculo de la cantidad de movimiento con la velocidad media, adimensional.

Como se menciona previamente, son algunos de los conceptos que se abordarán y mencionaran a lo largo de este trabajo de tesis. Dentro del Capítulo 3 se profundizará sobre las ecuaciones fundamentales que rigen las leyes de la hidráulica, así como las ecuaciones que se derivan de éstas y cuya importancia en esta tesis es muy importante dado que fueron las que se utilizaron como modelo matemático para la obtención de manchas de inundación.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1. Concepto original del proyecto del Dren Samaria-Golfo de México

En el capítulo anterior se mencionó que el estado de Tabasco ha presentado variaciones en la hidrografía de sus corrientes superficiales, cuyos efectos son reflejados en inundaciones que ponen en riesgo a la población y a las actividades productivas del estado; a raíz de éstos eventos y con el fin de aprovechar la capacidad de generación de energía de los escurrimientos en la cuenca del río Grijalva, se crearon organismos a nivel federal cuyo objetivo principal era la gestión de los recursos hidráulicos y la construcción de obras de protección y control en las márgenes de los ríos del estado de Tabasco⁵. Dentro de las soluciones estructurales que surgieron en esa época, existía un cauce de alivio que serviría para conducir gastos excedentes provenientes del alto Grijalva, denominado como “dren Samaria-Golfo de México”.

1979

El dren Samaria-Golfo de México se concibe en 1979, cuando se planteó la idea de construir un gran canal que sirviera como conducto de gastos excedentes y lluvia, además de servir como canal de navegación para barcazas; no se trataba de un proyecto aislado, dado que además de la construcción de un cauce piloto y sus respectivos bordos de protección, también contemplaba dentro de sus obras una estructura de control sobre el río Carrizal (que corresponda actualmente a la estructura de control “Macayo”) y un sistema de canales para barcazas para dotar a la ciudad de Villahermosa (capital del estado) de un sistema fluvial de comunicación que impulsara las actividades comerciales de la zona. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1980). Al mantener controlados los escurrimientos del río Carrizal, el dren Samaria-Golfo de México sería el responsable de conducir todos los gastos excedentes provenientes de la cuenca del Alto Grijalva, donde se ubica el sistema de las presas.

La magnitud de la obra proyectada en aquel entonces obedece a la importancia económica y el potencial petrolero que representaba el estado en la década de los setentas y principios de los ochentas. Además, debido a la implementación del Plan Chontalpa (1966), primer proyecto de

⁵ La más conocida es la Comisión del Río Grijalva, creada por decreto presidencial el 27 de junio de 1951, como organismo descentralizado de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos y cuya influencia abarcaba parte de los territorios de los estados de Chiapas y Tabasco.

desarrollo agropecuario del país, se impulsaron las actividades agrícolas del estado al pretender utilizar alrededor de 270 mil hectáreas de terreno de la región de la Chontalpa. El proyecto se concibió en dos etapas: la primera comprendía las tierras de la margen izquierda del inactivo Río Seco y abarcaba 140,000 hectáreas de terreno destinadas para el cultivo; de acuerdo con la planeación se construiría en 10 años, desde 1966 hasta 1976.

La segunda etapa consideraba la zona de la Olla de la Chontalpa, entre la margen derecha del río Seco y la margen izquierda del río Samaria. Abarcaba una superficie de 130,000 hectáreas distribuidas dentro del territorio de los municipios de Cunduacán, Jalpa de Méndez, Comalcalco, Nacajuca, Paraíso y Centla (Ver figura 2.1).

Además de las implementaciones del Plan Chontalpa, el estado de Tabasco poseía un alto índice de actividad de explotación de hidrocarburos, al presentarse diversos campos de extracción petroleros a lo largo de la Olla de la Chontalpa, así como los complejos petroquímicos de Cactus, Tabasco I y Tabasco II con sus correspondientes oleoductos y gaseoductos de interconexión.

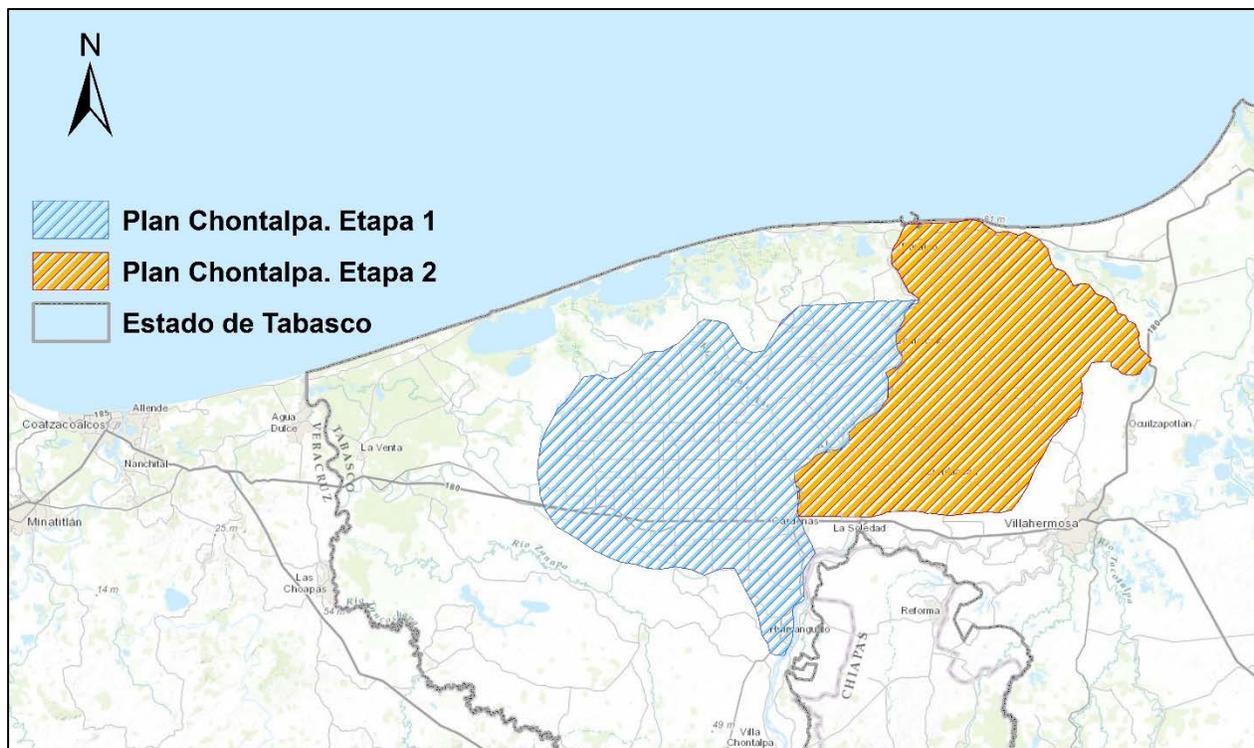


Figura 2.1 Ubicación espacial del alcance del Plan Chontalpa en sus dos etapas. (Arrieta Fernández, 1994)

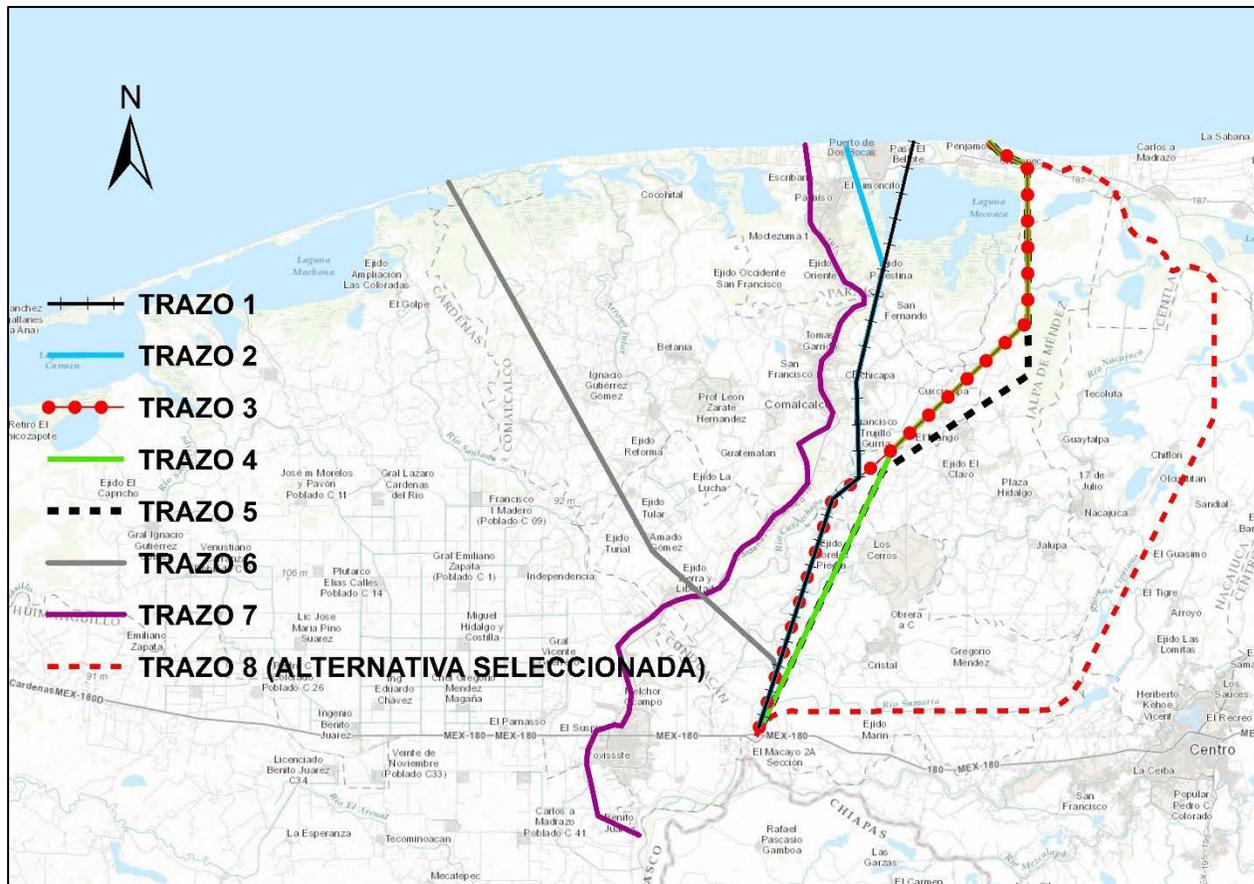


Figura 2.3 Trazos propuestos para el Cauce de Alivio Samaria-Golfo de México en 1979. Fuente: Estudio y Selección de Alternativas para el Cauce de Alivio Samaria-Golfo de México.

- **Trazo 1. Samaria-Mecoacán.**

Es el trazo de menor longitud. Inicia desde el puente Samaria y descarga en la laguna de Mecoacán. Su construcción implicaba la excavación de un canal en zonas con cultivos de tipo perenne y algunos asentamientos urbanos, además de que intervenía con los escurrimientos del río Cuxcuchapa y el dren “El Veladero”, en aquel entonces (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

- **Trazo 2. Samaria-Mecoacán-Dos Bocas.**

Sigue la misma ruta del trazo 1, hasta antes de la laguna de Mecoacán; en este punto, el trazo se desvía para descargar en el puerto de Dos Bocas. Se presentaban los mismos inconvenientes que en el trazo 1, excepto que con esta propuesta no se alteraría el equilibrio ecológico de la laguna de Mecoacán. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

- **Traza 3. Samaria-Cucuchapa-Chiltepec.**

Es una modificación de los trazos uno y dos; Inicia desde el puente Samaria hasta antes de entroncar con el río Cucuchapa donde se desvía el trazo pasando a un costado de la población de Cupilco, para descargar al río González y posteriormente salir al Golfo de México por la Barra de Chiltepec. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

- **Traza 4. Samaria-Dren-Chiltepec.**

Este trazo seguía el cauce del dren Samaria Mecoacán, construido previamente. Antes de llegar a la población de Cupilco, su ruta se integra a la del trazo tres, descargando al mar por el río González, a través de la Barra de Chiltepec. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

- **Traza 5. Samaria-Ayapa-Chiltepec.**

Utiliza la misma ruta que el dren Samaria-Mecoacán hasta antes de la población de Morelos Piedra y pasando entre las poblaciones de Cupilco y Ayapa con la finalidad de mitigar las afectaciones a las áreas de cultivo perennes. Cerca del campo petrolero de Mecoacán, sigue la misma ruta que los trazos 3 y 4, uniéndose al río González para descargar finalmente al mar por la Barra de Chiltepec. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

- **Traza 6. Samaria-Tortuguero.**

Este trazo inicia desde el puente Samaria, pero sigue una trayectoria con dirección al noroeste, pasando por las poblaciones de Miahuatlán, Tulipán y Carlos Greene. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

- **Traza 7. Río Seco.**

En este trazo, el canal ocuparía el cauce de lo que fue el Río Seco. Partía del río Mezcalapa, a seis kilómetros aguas arriba de la bifurcación de este río en los ríos Samaria y Carrizal y pasaba por el poniente de la ciudad de Cárdenas. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

- **Traza 8. Samaria-González-Chiltepec.**

Ocuparía el cauce piloto del río Samaria, hasta la zona donde se encuentran actualmente los puentes El Mango y San Cipriano, para después incorporarse al dren E-0.5 (hoy dren Victoria) hasta el cruce de éste con el río González y finalmente descargando al Golfo de México por la Barra de Chiltepec. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).

El trazo 8 *Samaria-González-Chiltepec* fue la alternativa escogida en el estudio porque era la opción que permitiría construir el cauce sin afectar en mayor grado al drenaje natural de la cuenca del Río Grijalva y a las corrientes naturales, además que se podían aprovechar estructuras ya existentes en aquel entonces, como el cauce piloto del río Samaria, y los bordos de protección en las márgenes del mismo. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1980).

2001

Dentro de las obras hidráulicas que se construirían para el sistema denominado *Mezcalapa-Samaria*, destacaba el *Cauce de Alivio Samaria-Golfo de México*, con un trazo diferente al propuesto en el estudio de 1979 y planificado para construirse en dos etapas⁶ (Figura 2.4):

- Etapa 1. Comprendía la sobre elevación de los bordos izquierdo y derecho, desde los puentes El Mango y San Cipriano hasta Oxiacaque, así como la construcción del cauce piloto entre estos dos sitios;
- Etapa 2. Va desde Oxiacaque hasta la desembocadura al Golfo de México. Para esta etapa se proyectó la construcción de 39 kilómetros de bordo derecho y 28 kilómetros de bordo izquierdo, así como las obras necesarias para la construcción del cauce piloto.

⁶ El proyecto en el que se mencionó esta alternativa es el Proyecto Integral para la Protección Contra Inundaciones de la Cuenca de los Ríos Grijalva y Usumacinta (PICI).

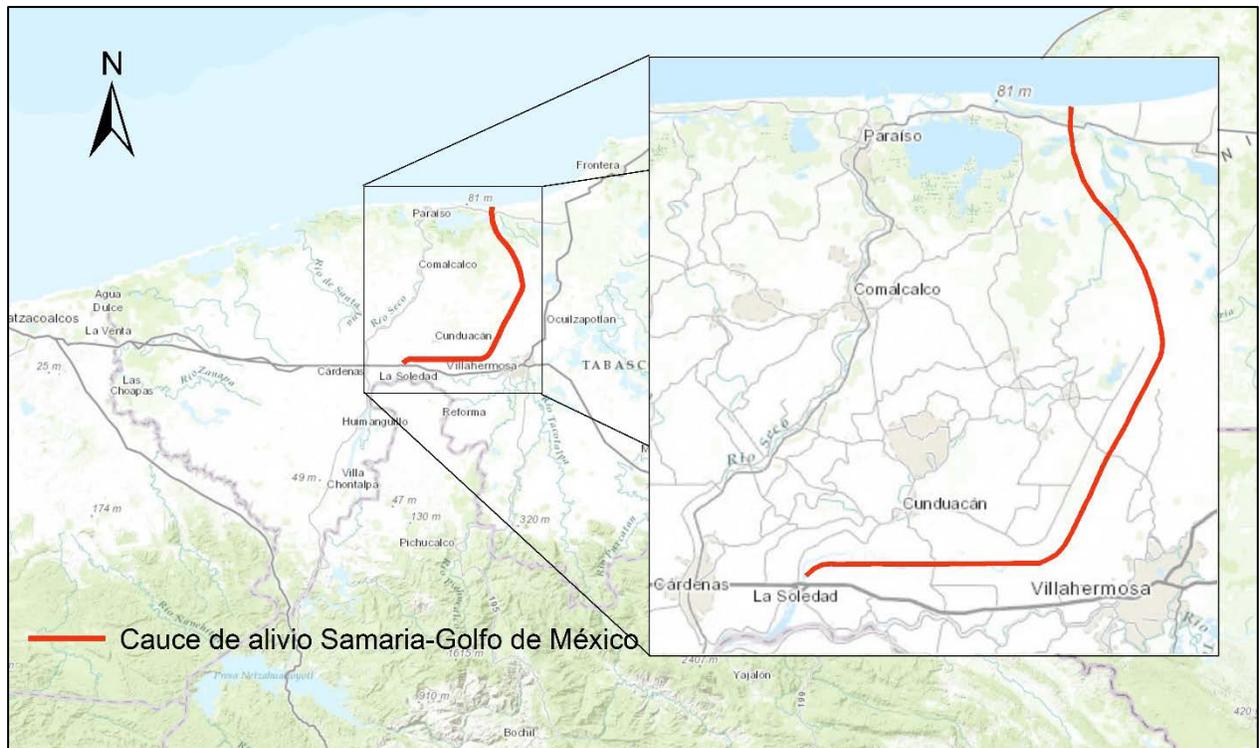


Figura 2.4 Ubicación geográfica del trazo del Cauce de Alivio Samaria-Golfo de México propuesto en el PICI.
Elaboración propia

2007

Durante el desarrollo de la primera etapa del PHIT, se revisaron algunas obras hidráulicas propuestas por el PICI; para el caso del cauce de alivio Samaria-Golfo de México, se revisaron las secciones transversales del tramo que comprende desde el puente Samaria hasta la localidad de Oxiacaque, las cuales fueron obtenidas mediante levantamiento topográfico (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008); el análisis de las secciones llevó a la conclusión que era necesario un programa de dragado para remover el material de fondo del cauce piloto e incrementar las áreas hidráulicas del río Samaria, así como alzar las coronas los bordos para que en combinación con el cauce piloto pudieran conducir un gasto de $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$ en época de avenidas (el gasto pico de una avenida asociada a un período de retorno de 100 años). Una vez emitidas estas conclusiones y el diagnóstico de las obras propuestas por el PICI, no se tocó nuevamente el tema del dren Samaria-Golfo de México ni en el PHIT ni en ningún otro proyecto destinado a la protección contra inundaciones en tabasco.

2.2. Descripción del proyecto del dren Samaria-Golfo de México.

2.2.1. Objetivo del proyecto

El propósito del dren Samaria-Golfo de México es el de conducir los gastos excedentes del río Samaria hacia el golfo de México mediante un sistema de drenaje compuesto por un cauce piloto junto con dos bordos de protección a lo largo de su recorrido.

2.2.2. Información general del proyecto

En la actualidad, la obra de conducción conocida como “dren Samaria-Golfo de México” es la que coincide con el trazo 8 denominado *Samaria-González-Chiltepec* (ver figura 2.5), el cual considera la implementación de un cauce piloto de geometría trapecial en el río Samaria, y diseñado para conducir $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$, así como un cauce de avenidas compuesto por una llanura de inundación y bordos de protección con separación variable, diseñado para conducir un gasto de $5,700 \text{ m}^3/\text{s}$ (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1980)

La obra se encuentra dividida en dos tramos: el primero tiene una longitud de 50 kilómetros e inicia desde el puente Samaria, siguiendo el curso del río Samaria: dicho tramo tendría una pendiente de 0.000206 y un ancho de base de 260 metros. El tramo 2 iría desde el kilómetro 50 hasta el cruce del río Samaria con el río González y tendría una pendiente con un valor de 0.00016. A partir de dicho cruce, se dejarían que los escurrimientos fluyeran por el cauce natural del río González hasta su desembocadura hacia el golfo de México. También se consideraron bordos de protección para conformar el cauce de avenidas.



Figura 2.5 Representación del dren Samaria-Golfo de México con su trazo y bordos de proyecto (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1980)

2.2.3. Características geométricas

A continuación se muestran las características geométricas del dren Samaria-Golfo de México tal cual como fue diseñado:

- **Cauce piloto.** Está diseñado para conducir un gasto de $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$. En sus primeros 50 kilómetros tendría una pendiente de 0.000206 y un ancho de base de 260 metros. Su trazo sigue el recorrido del río Samaria. El segundo tramo tendría una pendiente de 0.00016 y tendría una ampliación en su sección hidráulica, dando lugar a 300 metros de ancho de base (ver Figura 2.6).
- **Bordos de protección.** Los bordos de protección se consideraron para conformar el cauce de alivio en época de avenidas. En el primer tramo, se proyectaron para estar separados por

1.65 kilómetros, mientras que en el segundo tramo, estarían a 1.85 kilómetros separados entre sí. Los taludes son de 2:1 y el ancho de corona de ambos bordos mide 6 metros. En el estudio al que se ha hecho referencia se sugirió dejar un bordo libre de 50 centímetros (ver figura 2.6) entre la cota máxima del agua y la elevación de la corona del bordo.

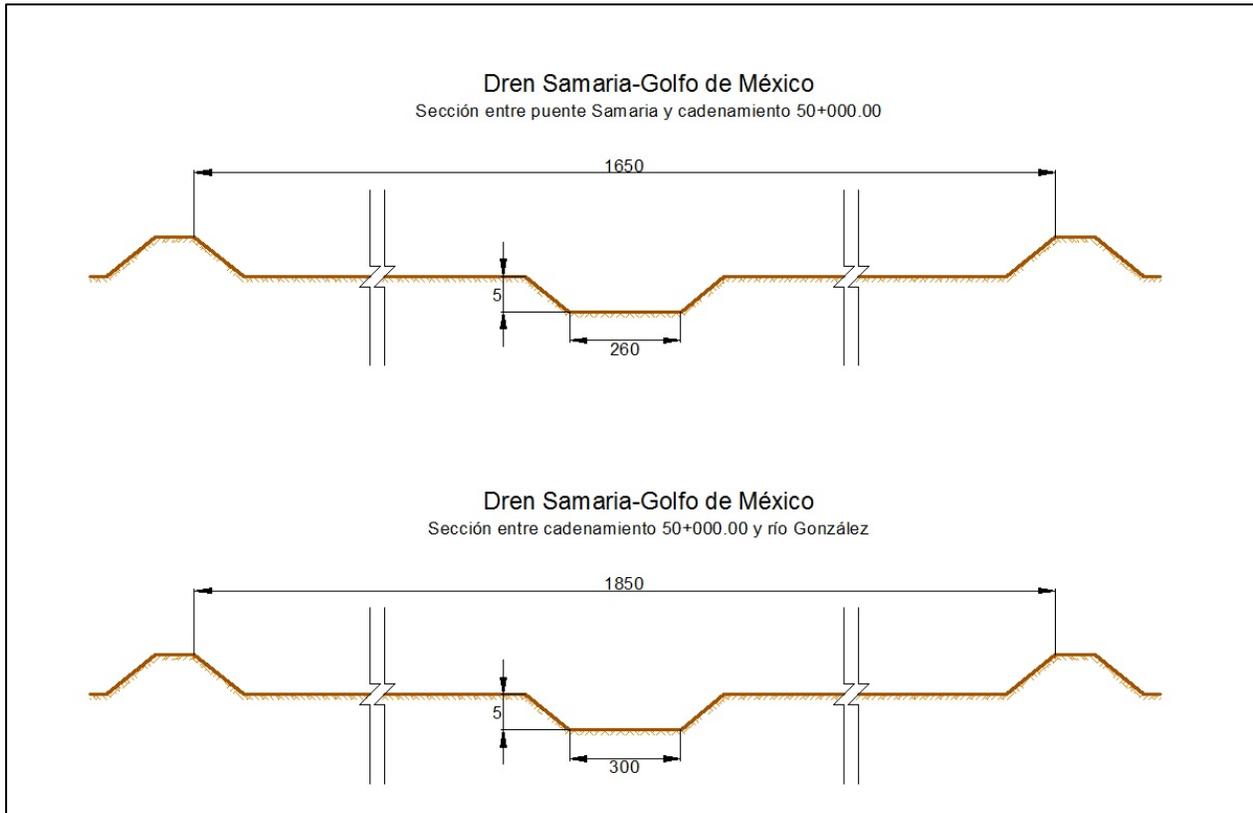


Figura 2.6 Secciones tipo propuestas para el dren Samaria-Golfo de México. Cotas en metros. Fuente: Estudio y Selección de Alternativas para el Cauce de Alivio Samaria-Golfo de México.

2.3. ¿Por qué no se llevó a cabo la construcción del dren Samaria-Golfo de México?

El proyecto del dren Samaria-Golfo de México se llevó a cabo en muchas etapas y a lo largo de los últimos 35 años, aunque con algunas modificaciones; a continuación, en la figura 2.7, se muestra una comparación entre el trazo y los bordos del proyecto original del dren Samaria-Golfo de México con los trazos del cauce y los bordos del río Samaria tal y como se encuentra en la actualidad.

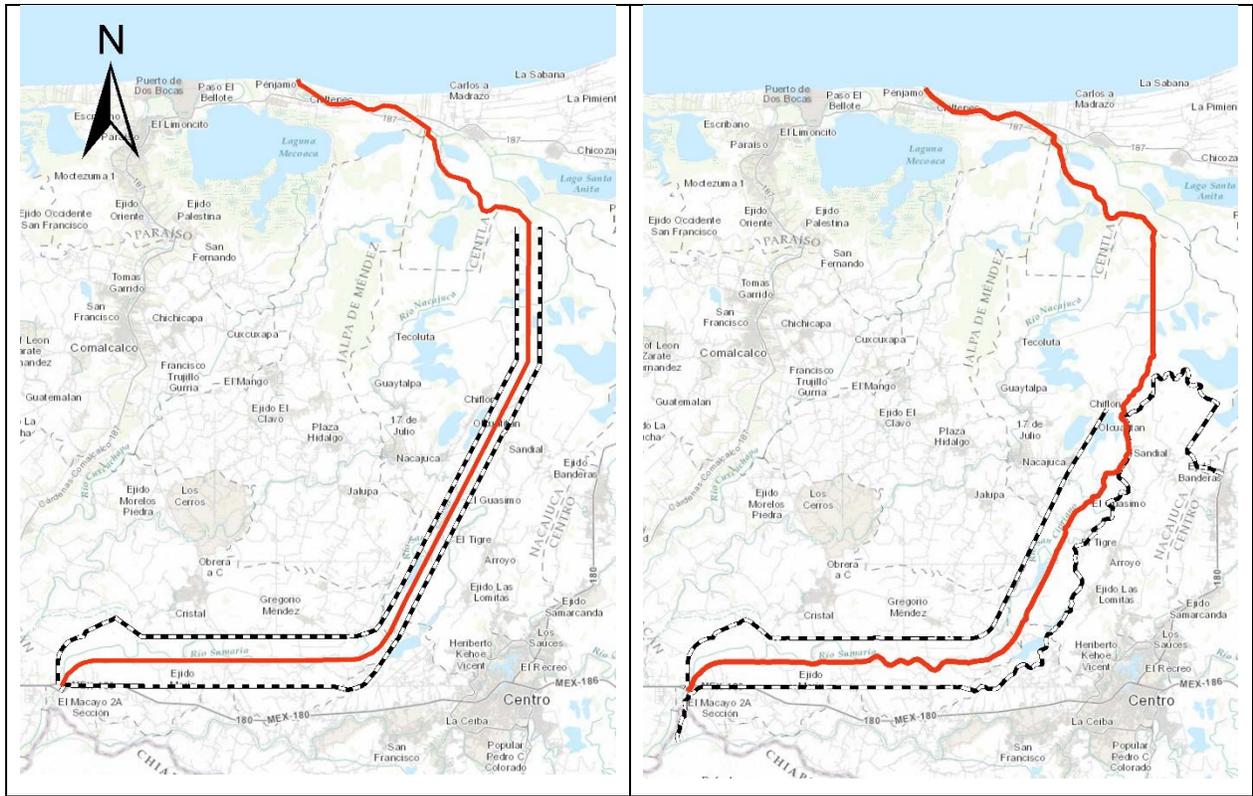


Figura 2.7 A la izquierda: trazo de bordos (línea punteada) y cauce piloto (en rojo) original del dren Samaria-Golfo de México. A la derecha: Trazo actual del cauce del río Samaria y los bordos construidos a la fecha.

Elaboración propia

Si bien es cierto que la configuración del cauce piloto y de los bordos de protección difieren de la proyectada y evaluada en el Estudio y selección de Alternativas para el Cauce de Alivio Samaria-Golfo de México, no se puede decir que el dren Samaria-Golfo de México no se construyó, sino más bien, fue construido en etapas progresivas, donde en cada una de ellas se replanteó la propuesta original.

El bordo de la margen derecha fue terminado considerando la presencia de las localidades rurales encontradas en dicha margen de uno de los brazos del río Samaria, bordeándolo hasta la altura de la localidad de Oxiacaque; posteriormente fue terminado con base en el proyecto ejecutivo del PICI. En cuanto al bordo izquierdo, el trazo se mantuvo recto, pero la separación entre él y el cauce del río Samaria fue ampliada a 2 kilómetros, otorgando más capacidad al cauce de avenidas: el trazo del bordo termina empotrándose al bordo perimetral de la localidad de Oxiacaque.

La administración de aquel entonces, liderada por el Ing. Leandro Rovirosa Wade (1918-2014), Gobernador del estado, apoyaba la idea de la construcción del dren e incluso se cuenta con un antepresupuesto que asciende a 3,076 millones de pesos de 1980 (Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, 1981), el cual consideraba no solo las obras del cauce, sino también las estructuras de navegación fluvial. Mientras avanzaban las obras del dren Samaria-Golfo de México, se puso especial atención en la construcción de los bordos, en vez de la ampliación del cauce piloto, cosa que repercutió en la disminución de la capacidad hidráulica de este al permitir la acumulación periódica de sedimentos dentro del mismo. Por otra parte, la construcción del dren Victoria también se considera parte del dren, dado que en aquel entonces, aguas abajo de la localidad de Oxiacaque, el Samaria se tornaba meándrico.

El objetivo de este proyecto de tesis es evaluar la construcción del dren Samaria-Golfo de México en el contexto actual del estado de Tabasco, y por lo tanto, considerando las obras de protección que se encuentran actualmente construidas, no solamente dentro del sistema hídrico, sino también aquella infraestructura que influya en el funcionamiento hidráulico. Es por esta razón que se tomaron medidas para adaptar al proyecto a la situación actual; se tomó el trazo original del cauce piloto propuesto para el dren para que pasara por el cauce actual que tiene el río Samaria. En cuanto a los bordos de protección, se despreciaron aquellas zonas cuyos trazos estaban dentro de la llanura de inundación entre bordos que existe en la actualidad; a partir del poblado de Oxiacaque, donde no hay bordos de protección que protejan este tramo del cauce del río Samaria (conocido como Dren Victoria), se consideraron los bordos de la propuesta original.

3. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL DREN SAMARIA-GOLFO DE MÉXICO

En este capítulo se abordará todo lo relacionado con la simulación del funcionamiento hidráulico y la determinación de áreas inundables considerando la construcción del dren Samaria-Golfo de México en el estado. Como primera instancia se explicarán las bases teóricas de una modelación matemática, a través de ecuaciones que describen el movimiento de un flujo de tipo no permanente.

3.1. Modelación matemática

Un modelo matemático es una representación de la realidad a través de una abstracción matemática utilizando ecuaciones. Las ecuaciones de la hidráulica en su forma más general son las denominadas ecuaciones de Navier-Stokes, que representan el movimiento de un fluido de carácter newtoniano a través un conducto. Dichas ecuaciones se representan a continuación:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad \text{Ec. 8}$$

$$\text{En dirección x} \quad \rho \frac{Du}{Dt} = -\frac{\partial P}{\partial x} + \rho g_x + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad \text{Ec. 9}$$

$$\text{En dirección y} \quad \rho \frac{Dv}{Dt} = -\frac{\partial P}{\partial y} + \rho g_y + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad \text{Ec. 10}$$

$$\text{En dirección z:} \quad \rho \frac{Dw}{Dt} = -\frac{\partial P}{\partial z} + \rho g_z + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \quad \text{Ec. 11}$$

Donde la primera ecuación corresponde a la ecuación de continuidad y las últimas tres a la ecuación de cantidad de movimiento, en las tres direcciones del movimiento del fluido. La resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes es complicada y es por ello que se recurre a realizar simplificaciones mediante hipótesis y suposiciones, dando lugar a las ecuaciones de la hidráulica de tipo bidimensional y unidimensional.

Las ecuaciones de la hidráulica en 2D, llamadas también ecuaciones de Saint Venant, son un sistema de ecuaciones con derivadas parciales compuesto por tres ecuaciones: la ecuación de conservación de la masa (1) y las ecuaciones de cantidad de movimiento pero considerando solo dos direcciones horizontales principales (ecuaciones 2 y 3); estas ecuaciones asumen que la distribución de presiones

en la dirección vertical es de tipo hidrostática y que la distribución de velocidades es uniforme, también en la dirección vertical. Estas ecuaciones provienen de las ecuaciones de Navier-Stokes, realizando las hipótesis mencionadas previamente y se muestran a continuación:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s \quad \text{Ec. 12}$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \quad \text{Ec. 13}$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \quad \text{Ec. 14}$$

Donde h es el tirante; U_x y U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad en las direcciones principales x e y ; g es la aceleración de la gravedad; Z_s es la elevación de la lámina libre; τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento; τ_b es la fricción debido al rozamiento de fondo; ρ es la densidad del agua; Ω es la velocidad angular de rotación de la Tierra; λ es la latitud del punto considerado; τ_{xx}^e , τ_{xy}^e y τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales efectivas horizontales y M_s , M_x y M_y son la fuente, sumidero de masa y de momento, respectivamente, mediante los cuales se realiza la modelación de precipitación, infiltración y sumideros.

El software utilizado para la modelación matemática fue Iber[®] versión 2.1, el cual cuenta con un módulo hidrodinámico que resuelve las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones mediante el método de volúmenes finitos, usando una malla no estructurada; este método es muy eficiente para la resolución de leyes de conservación. Gracias a este tipo de modelos matemáticos es posible observar áreas inundables, si se presenta el caso.

Por otra parte, los modelos unidimensionales consideran únicamente la ecuación de la conservación de la masa (ecuación de continuidad) y la ecuación de la cantidad de movimiento en una sola dirección (la dirección del flujo). Estos modelos sirven para determinar perfiles hidráulicos y para dar una idea del funcionamiento hidráulico de un prototipo o modelo físico sin la complejidad de un modelo tridimensional o bidimensional. En este proyecto de tesis, también se utilizó un modelo de este tipo para observar el funcionamiento hidráulico del río Samaria y realizar acciones de calibración

como un paso previo a la simulación en 2D, cuya representación fue realizada mediante el software Hec-RAS® (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo Militar de Ingenieros de los Estados Unidos.

3.2. Información disponible

Se contó con información del terreno de la planicie tabasqueña proporcionada por las cartas topográficas del Instituto Nacional de Geografía, Estadística e Informática (INEGI) escala 1:20,000; la topografía del terreno se representa mediante un Modelo Digital de Elevaciones (MDE) en formato ASCII y obtenido mediante tecnología LIDAR (Light Detection and Ranging, *Detección por Luz y Distancia*, por sus siglas en inglés) con resolución de 5x5 metros por pixel; es decir que cada pixel o porción del MDE representa un área de 25 metros cuadrados.

Por otra parte, se contó con información de la batimetría del río Samaria proporcionada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. La batimetría fue obtenida entre los meses de enero y julio de 2014. Se consideraron también los bordos de protección que se encuentran a lo largo del cauce.

3.2.1. Modelo digital de elevaciones

Un modelo digital de elevaciones (MDE) es una superficie en formato raster; en este tipo de formato, la superficie está representada por un conjunto de pixeles o recuadros, donde cada pixel contiene ciertos atributos. Para el caso de un MDE, cada pixel contiene información sobre la elevación del terreno en el área que abarca. Se realizó la conformación del modelo digital de elevaciones (MDE) correspondiente para el dren Samaria-Golfo de México, considerando la siguiente información:

- La batimetría del río Samaria, desde el puente Samaria hasta su cruce con el río González.
- La batimetría del río González, desde la aportación del río Samaria hasta su desembocadura en el Golfo de México.
- El modelo digital de elevaciones (MDE) de INEGI para la zona aledaña al dren Samaria-Golfo de México.
- Los bordos de protección que se encuentran contruidos actualmente en ambas márgenes, a lo largo del río Samaria, así como el bordo de protección en el poblado de Oxiacaque.

- El cauce piloto del dren Samaria-Golfo de México, desde el puente Samaria hasta el cruce con el río González. Se generó el MDE de dicho cauce a partir de la información de las secciones transversales del proyecto original de acuerdo con la fuente citada (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), 1979).
- Los bordos de protección planificados para el dren Samaria-Golfo de México, con sus respectivos trazos, aunque amplificados en su ancho de corona por motivos de resolución del modelo digital de elevaciones.

Integrando los modelos digitales de elevaciones antes mencionados, se obtuvo un MDE como el que se muestra en la figura 3.1, con resolución de 10x10 metros por cada pixel, el cual abarca un área considerable de la planicie tabasqueña que se sabe está expuesta a inundaciones; mediante este modelo digital de elevaciones se generaron los parámetros para la conformación de los modelos unidimensionales y bidimensionales correspondientes

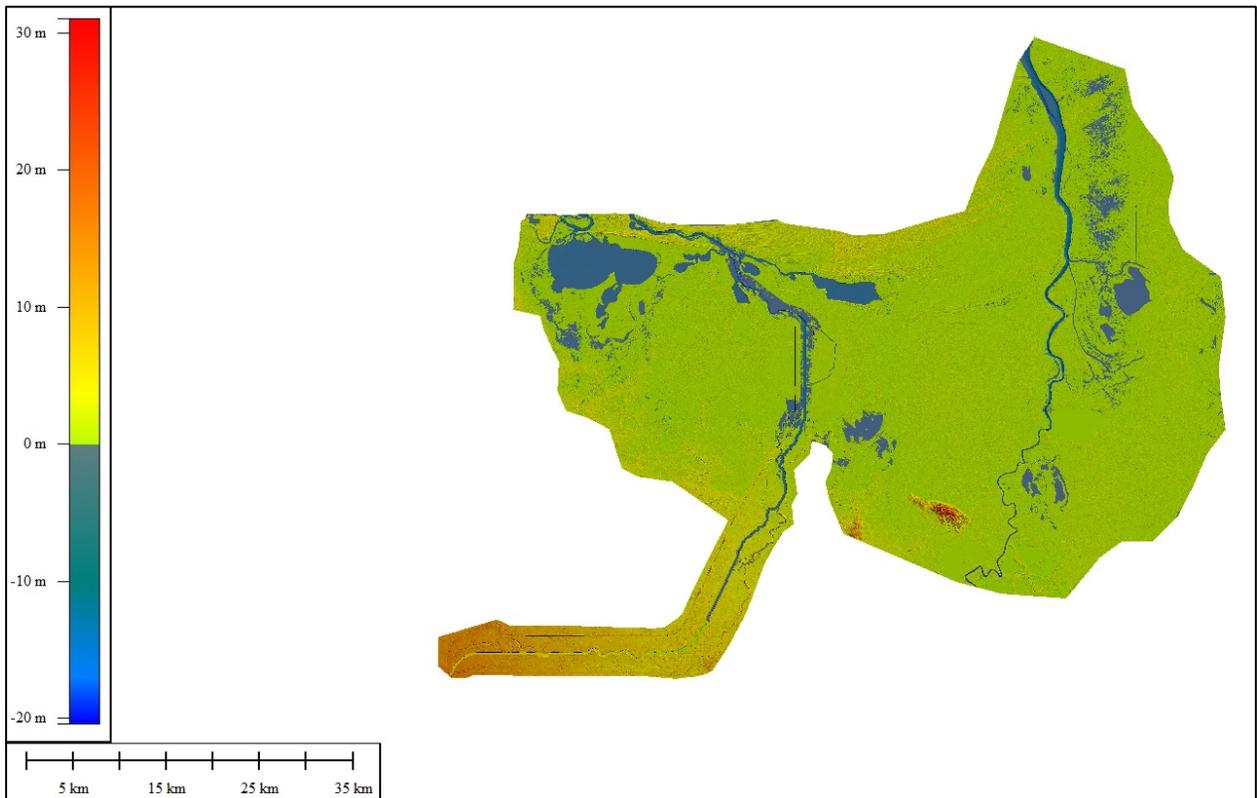


Figura 3.1. Modelo digital de elevaciones obtenido para el dren Samaria-Golfo de México

3.2.2. Información hidrométrica

Se contó con información de la estación hidrométrica Samaria (clave 30005) la cual mide caudal y la elevación de la lámina de agua cada 24 horas a las ocho de la mañana. Aguas abajo del río Samaria, en el poblado de Oxiacaque, se encuentra la estación limnimétrica Oxiacaque, que reporta en forma automática datos de niveles cada 10 minutos; también se tuvo a la mano el registro de los niveles de esta estación para fines de este proyecto de tesis.

Como parte de la simulación del funcionamiento hidráulico, fue necesario comprobar que el modelo se comportara de acuerdo con lo que se observa en el río Samaria en las condiciones hidrológicas actuales.

3.3. Calibración del modelo matemático

3.3.1. Metodología

Calibrar un modelo consiste en reproducir lo más aproximadamente posible (ajustando parámetros como el coeficiente de rugosidad de Manning, los puntos de desbordamiento o *banks*, el coeficiente de estrechamiento, entre otros) un evento hasta obtener resultados similares a los observados. El procedimiento para calibrar un modelo es el que se muestra a continuación:

1. Se establecen las condiciones de frontera del modelo. Como condición de entrada, en este caso, se transita un hidrograma medido, seleccionado cuidadosamente para que corresponda a un caso en el que no se produzcan desbordamientos en las márgenes. La condición de salida es un dato conocido, ya sea un nivel, la condición de energía crítica (tirante crítico) o un limnigrama medido. Para este caso, se utilizó un limnigrama asociado a la avenida transitada.
2. Posteriormente, se realiza el tránsito de la avenida mediante el modelo matemático mencionado anteriormente.
3. Se comparan los resultados obtenidos con los datos hidrométricos medidos y se evalúa la diferencia entre ellos.
4. Si existen diferencias muy grandes entre los datos medidos y los calculados (mayores al 10%), se procede a modificar los parámetros pertinentes, procurando modificar un solo parámetro a la vez para no generar confusión (por lo general, el coeficiente de rugosidad de Manning, n).

5. Una vez ajustados los valores, se repite la simulación del tránsito de la avenida y se extraen los datos para las secciones transversales cuyos datos hidrométricos son conocidos.
6. Se sugiere que después, se transite una avenida diferente, para observar el comportamiento del modelo ante situaciones de escurrimiento diferentes. Se dice que el modelo ya está calibrado cuando no reporta variaciones mayores al 10% entre los resultados calculados y los datos medidos al transitar diferentes avenidas.

El modelo unidimensional utilizado para la calibración aplica a un tramo del río Samaria comprendido desde el puente Samaria hasta su incorporación al río González y termina en la desembocadura de éste al mar por la barra de Chiltepec.

Mediante ArcGIS® y Hec-GeoRAS®, se generaron las secciones transversales a partir del MDE del río Samaria y se exportaron a Hec-RAS para ser procesadas y asignarles los puntos de desbordamiento (Banks) así como el coeficiente de rugosidad de Manning para el cauce; en total, se generaron 187 secciones transversales separadas 500 metros cada una (figura 3.2figura 3.3), dando una longitud de 93,528 metros.

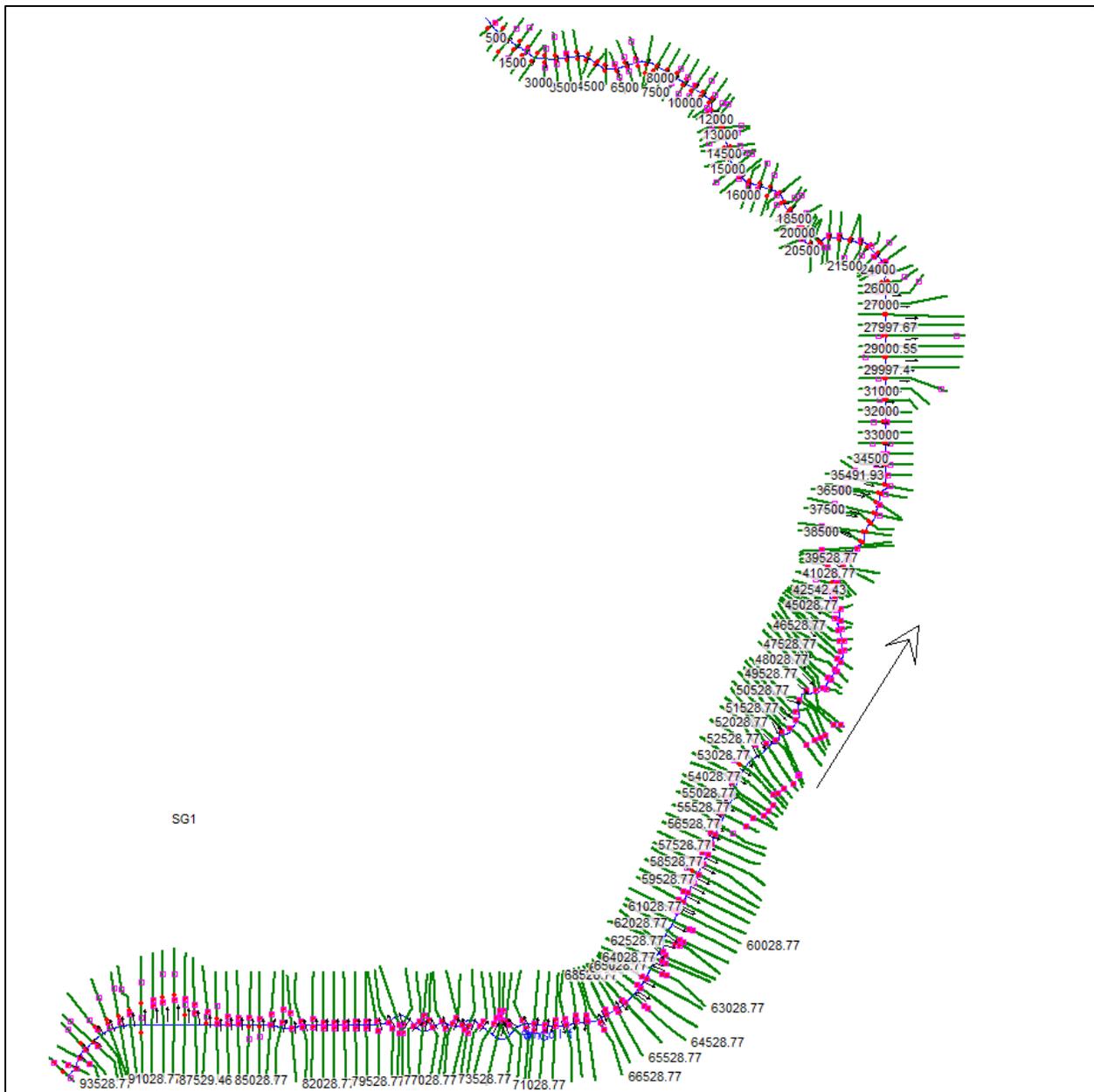


Figura 3.2 Modelo unidimensional del río Samaria generado mediante Hec-RAS®

Como se mencionó en el subcapítulo anterior, se contó con información de caudales y niveles de la estación hidrométrica Samaria, así como de la estación automática de niveles Oxiacaque. Debido a la carencia de más estaciones de medición, **únicamente se realizó la calibración del tramo del río Samaria comprendido entre estas dos estaciones**, el cual se llamará de aquí en adelante, tramo Samaria-Oxiacaque y se muestra en la figura 3.3, quedando como sección de entrada la sección transversal donde se encuentra la estación Samaria, y como sección de salida, la sección donde se

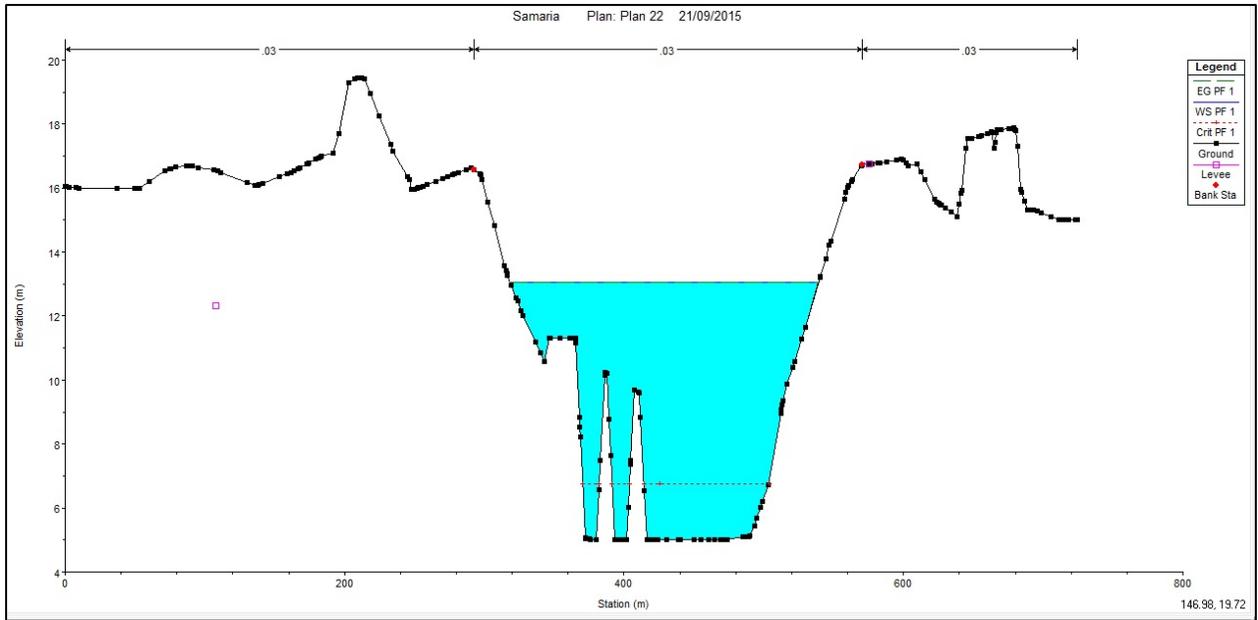


Figura 3.4. Sección de calibración Samaria

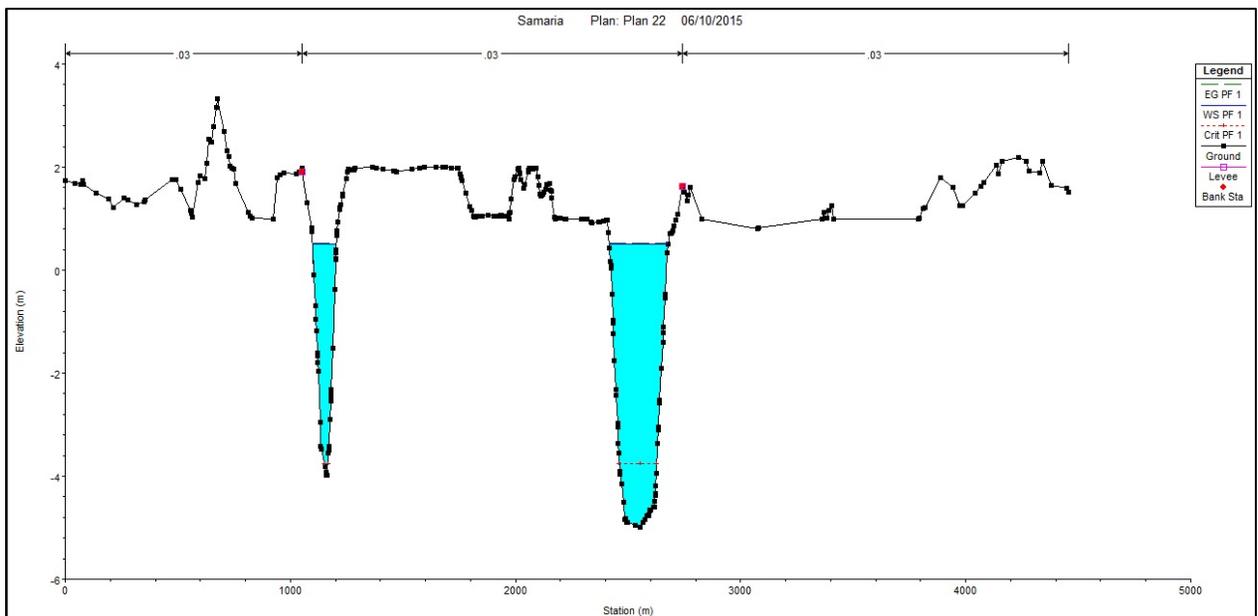


Figura 3.5 Sección de calibración Oxiaque

De acuerdo con un estudio realizado en 2014 por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2014), el río Samaria puede conducir hasta un gasto de $525 \text{ m}^3/\text{s}$ en su tramo más desfavorable (que va desde el poblado de Oxiaque hasta el cruce con el río González); posteriormente se buscó una época del año donde los gastos reportados por la estación Samaria no fueran mayores al reportado por dicho estudio y así evitar desbordamientos. Después de una

búsqueda minuciosa, se seleccionó un período de tiempo que va desde las 08:00 horas del 1 de noviembre del 2014 hasta las 08:00 horas del 17 de noviembre de 2014. Los valores de gasto y niveles de la estación Samaria que se reportaron durante esas fechas se muestran en la tabla 3.1; a partir de estos valores de gasto se conformó el hidrograma de calibración que fue asignado como condición de frontera a la entrada del modelo unidimensional.

Tabla 3.1. Gastos y niveles reportados por la estación Samaria del 1 de noviembre al 17 de noviembre de 2014.

Fuente: IINGEN.

Fecha (dd-mm-aa)	Gasto (m ³ /s)	Nivel (msnm)
1-Nov-14	427.00	12.24
2-Nov-14	419.00	12.22
3-Nov-14	373.72	12.11
4-Nov-14	384.75	12.08
5-Nov-14	357.23	12.01
6-Nov-14	347.65	11.97
7-Nov-14	341.44	11.96
8-Nov-14	317.00	11.90
9-Nov-14	317.00	11.90
10-Nov-14	302.33	11.92
11-Nov-14	310.25	11.92
12-Nov-14	319.56	11.96
13-Nov-14	354.49	12.00
14-Nov-14	379.24	12.10
15-Nov-14	483.00	12.36
16-Nov-14	447.00	12.27
17-Nov-14	386.78	12.21

Los niveles reportados por la estación automática Oxiacaque son reportados a cada 10 minutos, por lo que se tomaron los niveles registrados a cada 24 horas y se extrayeron para obtener la tabla que se muestra a continuación (tabla 3.2):

Tabla 3.2. Niveles reportados a las 08:00 a.m. de cada día para la estación automática Oxiacaque. Datos utilizados como condición de salida.

Fecha (dd-mm-aa)	Nivel (msnm)
1-Nov-14	0.38
2-Nov-14	0.41

Fecha (dd-mm-aa)	Nivel (msnm)
3-Nov-14	0.35
4-Nov-14	0.32
5-Nov-14	0.25
6-Nov-14	0.16
7-Nov-14	0.07
8-Nov-14	0.05
9-Nov-14	0.04
10-Nov-14	0.05
11-Nov-14	0.06
12-Nov-14	0.02
13-Nov-14	0.05
14-Nov-14	0.04
15-Nov-14	0.26
16-Nov-14	0.33
17-Nov-14	0.27

Este limnigrama es el que se asignó como condición de salida para el tramo de calibración Samaria-Oxiacaque. Una vez asignadas las condiciones de frontera, se realizaron los cálculos de los perfiles hidráulicos y de los parámetros de gastos, niveles y tirantes en las secciones transversales del tramo. Para la calibración se tomó como parámetro, la variación en los tirantes medidos en las estaciones respecto a los calculados por Hec-RAS. De las secciones transversales mostradas en la figura 3.4 y la figura 3.5, se sabe que la cota de fondo de la sección de calibración Samaria es de 5 metros y la cota de fondo de la sección de calibración Oxiacaque es de -5 metros; con esta información fue posible calcular los tirantes en dichas secciones a partir de la diferencia de elevaciones entre las cotas de fondo y las elevaciones de las láminas de agua. Después de varias simulaciones utilizando coeficientes de rugosidad de Manning diferentes, se determinó que el valor de dicho parámetro que hace que los tirantes calculados sean lo más cercanos a los medidos, es de 0.030. La tabla 3.3 muestra los resultados obtenidos de la calibración, para la sección Samaria.

Tabla 3.3. Resultados de la calibración para la sección de calibración Samaria

Fecha	Datos medidos			Datos calculados			
	Gasto (m ³ /s)	Nivel (msnm)	Tirante (m)	Gasto (m ³ /s)	Nivel (m)	Tirante (m)	Error (%)
01-nov-14	427.00	12.24	7.24	427.00	12.16	7.16	1
02-nov-14	419.00	12.22	7.22	419.00	12.08	7.08	2

Fecha	Datos medidos			Datos calculados			
03-nov-14	373.72	12.11	7.11	373.72	11.88	6.88	3
04-nov-14	384.75	12.08	7.08	384.75	11.92	6.92	2
05-nov-14	357.23	12.01	7.01	357.23	11.80	6.80	3
06-nov-14	347.65	11.97	6.97	347.65	11.76	6.76	3
07-nov-14	341.44	11.96	6.96	341.44	11.73	6.73	3
08-nov-14	317.00	11.90	6.90	317.00	11.62	6.62	4
09-nov-14	317.00	11.90	6.90	317.00	11.61	6.61	4
10-nov-14	302.33	11.92	6.92	302.33	11.54	6.54	5
11-nov-14	310.25	11.92	6.92	310.25	11.58	6.58	5
12-nov-14	319.56	11.96	6.96	319.56	11.62	6.62	5
13-nov-14	354.49	12.00	7.00	354.49	11.78	6.78	3
14-nov-14	379.24	12.10	7.10	379.24	11.90	6.90	3
15-nov-14	483.00	12.36	7.36	483.00	12.34	7.34	0
16-nov-14	447.00	12.27	7.27	447.00	12.22	7.22	1
17-nov-14	386.78	12.21	7.21	386.78	11.94	6.94	4

La figura siguiente (figura 3.6). muestra una comparación grafica entre los niveles medidos en la sección de calibración Samaria, y los niveles calculados por Hec-RAS para dicha estación.

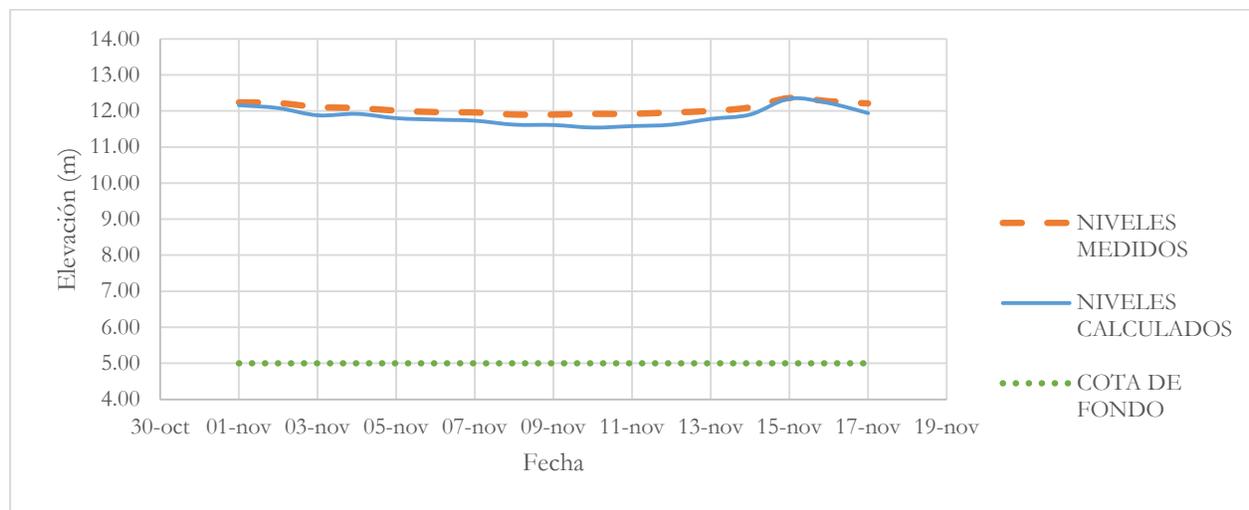


Figura 3.6. Comparación de los niveles de la lámina de agua para la sección Samaria

Para la sección de calibración Oxiacaque se obtuvieron los siguientes resultados para la calibración (tabla 3.4). Véase que los errores entre los tirantes medidos y los calculados son cero debido a que esta es la condición de salida, y por tanto, los tirantes medidos son el punto de partida para el cálculo del perfil hidráulico. Este efecto puede apreciarse mejor en la figura 3.7.

Tabla 3.4 Comparación de datos medidos y datos calculados para la sección de calibración Oxiacaque. Se muestra el error porcentual entre los tirantes medidos y los tirantes calculados.

Fecha	Datos medidos		Datos calculados		
	Nivel (msnm)	Tirante (m)	Nivel (msnm)	Tirante (m)	Error (%)
01-nov-14	0.38	5.38	0.38	5.38	0
02-nov-14	0.41	5.41	0.41	5.41	0
03-nov-14	0.35	5.35	0.35	5.35	0
04-nov-14	0.32	5.32	0.32	5.32	0
05-nov-14	0.25	5.25	0.25	5.25	0
06-nov-14	0.16	5.16	0.16	5.16	0
07-nov-14	0.07	5.07	0.07	5.07	0
08-nov-14	0.05	5.05	0.05	5.05	0
09-nov-14	0.04	5.04	0.04	5.04	0
10-nov-14	0.05	5.05	0.05	5.05	0
11-nov-14	0.06	5.06	0.06	5.06	0
12-nov-14	0.02	5.02	0.02	5.02	0
13-nov-14	0.05	5.05	0.05	5.05	0
14-nov-14	0.04	5.04	0.04	5.04	0
15-nov-14	0.26	5.26	0.26	5.26	0
16-nov-14	0.33	5.33	0.33	5.33	0
17-nov-14	0.27	5.27	0.27	5.27	0

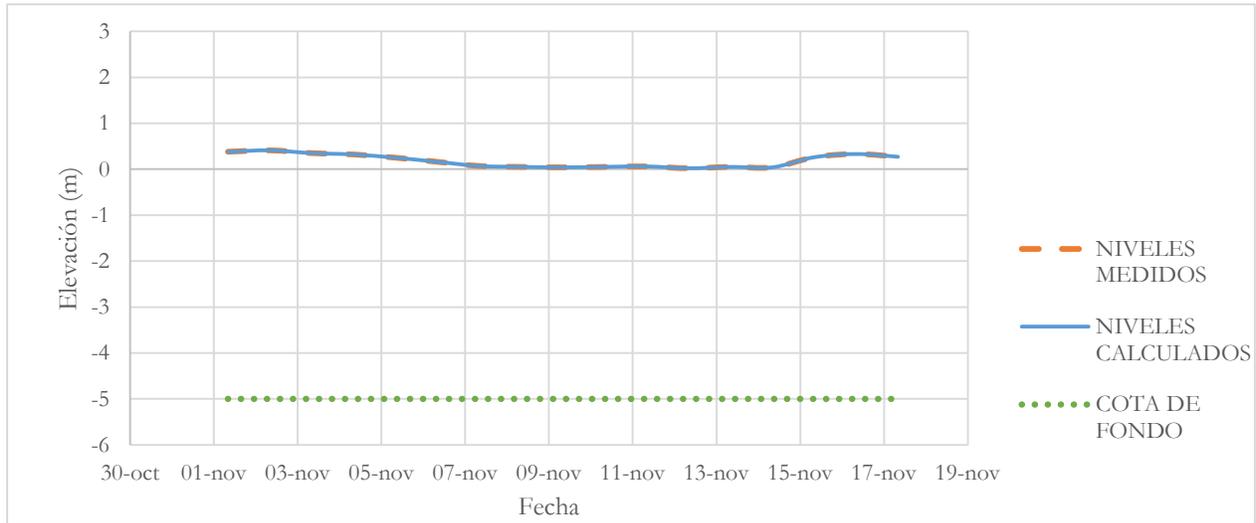


Figura 3.7 Niveles comparados en la sección Oxiacaque.

Finalmente, se muestra el perfil hidráulico obtenido para la calibración del tramo Samaria-Oxiacaque. Este perfil corresponde al 10 de noviembre del 2014, a 9 días de simulación (figura 3.8).

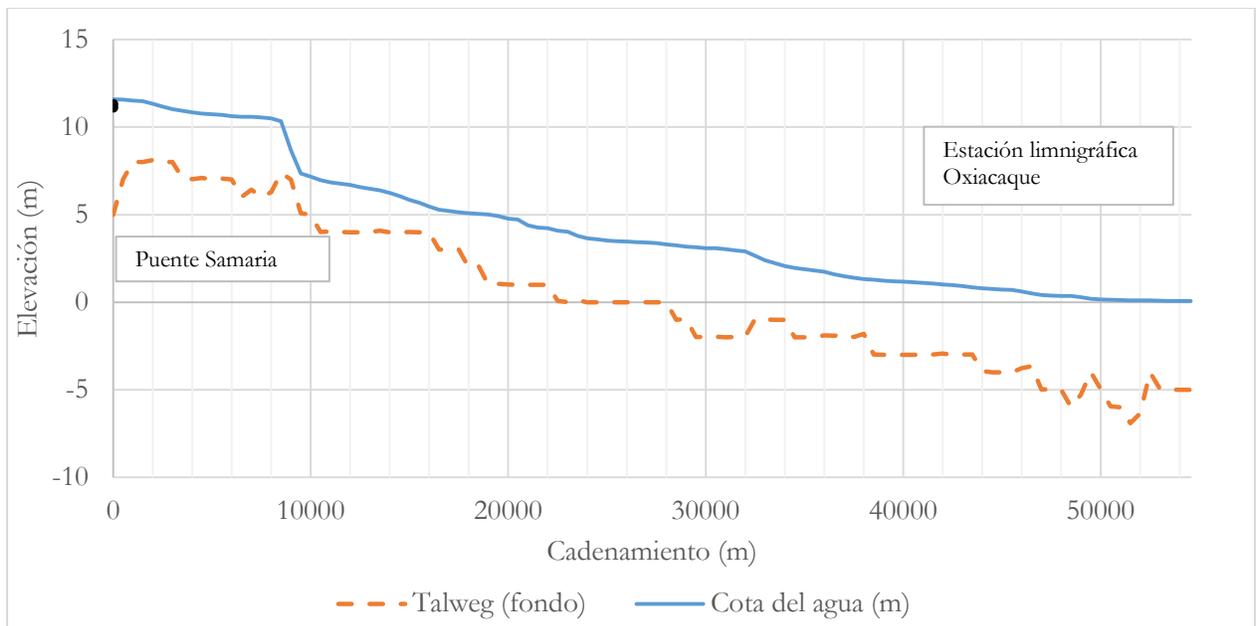


Figura 3.8. Perfil hidráulico obtenido de la calibración del tramo Samaria-Oxiacaque

Para corroborar los resultados de la calibración, se realizó una segunda simulación hidráulica, ahora considerando las secciones transversales aguas abajo del poblado de Oxiacaque. La condición de frontera a la entrada siguió siendo la sección de calibración Samaria, mientras que la condición de frontera a la salida fue la sección inmediata a la desembocadura al mar, dejando libre la sección de calibración Oxiacaque; para esta condición de salida no se tuvieron datos medidos, por lo que se asumió de que el nivel del mar estaba en la cota cero a lo largo de los 17 días de simulación, dando como resultado un limnigrama de salida constante con valor cero. Repitiendo el procedimiento utilizado en la calibración, y utilizando el coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030 obtenido previamente, se obtuvieron los siguientes resultados para la estación de calibración Samaria (tabla 3.5).

Tabla 3.5 Resultado de la simulación para la sección de calibración Samaria

Fecha	Datos medidos			Datos calculados		
	Gasto (m ³ /s)	Nivel (msnm)	Tirante (m)	Nivel (m)	Tirante (m)	Error (%)
01-nov-14	427.00	12.24	7.24	12.16	7.16	1
02-nov-14	419.00	12.22	7.22	12.08	7.08	2
03-nov-14	373.72	12.11	7.11	11.88	6.88	3
04-nov-14	384.75	12.08	7.08	11.92	6.92	2
05-nov-14	357.23	12.01	7.01	11.8	6.8	3
06-nov-14	347.65	11.97	6.97	11.76	6.76	3
07-nov-14	341.44	11.96	6.96	11.73	6.73	3
08-nov-14	317.00	11.90	6.90	11.62	6.62	4
09-nov-14	317.00	11.90	6.90	11.61	6.61	4
10-nov-14	302.33	11.92	6.92	11.54	6.54	5
11-nov-14	310.25	11.92	6.92	11.58	6.58	5
12-nov-14	319.56	11.96	6.96	11.62	6.62	5
13-nov-14	354.49	12.00	7.00	11.78	6.78	3
14-nov-14	379.24	12.10	7.10	11.9	6.9	3
15-nov-14	483.00	12.36	7.36	12.34	7.34	0
16-nov-14	447.00	12.27	7.27	12.22	7.22	1
17-nov-14	386.78	12.21	7.21	11.94	6.94	4

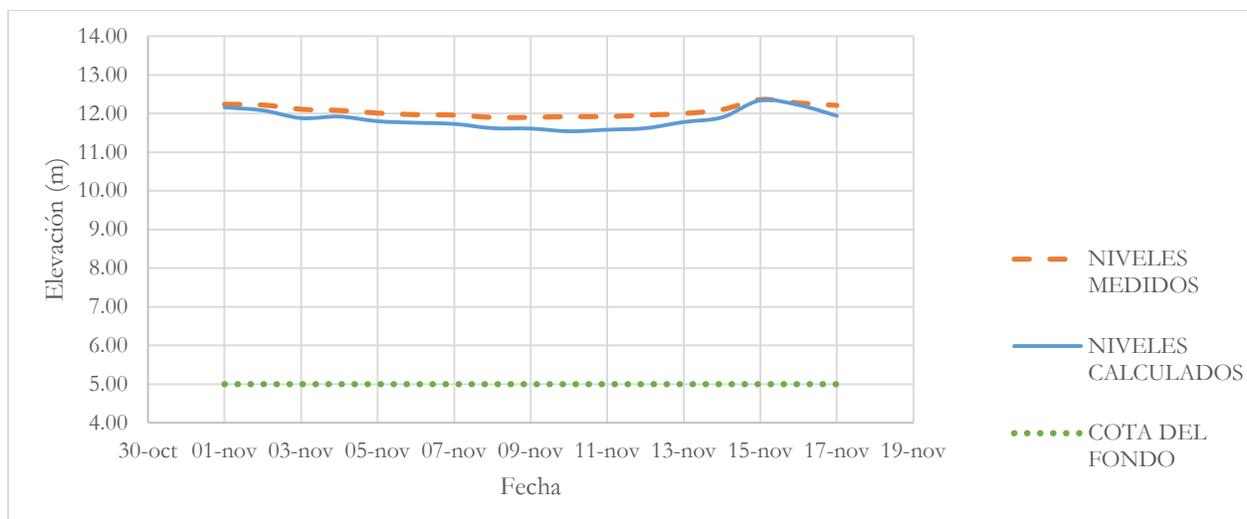


Figura 3.9. Niveles comparados en la sección Samaria. Los niveles están ajustados a un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030

La sección de calibración Oxiacaque, ahora como una sección dentro del modelo unidimensional y no como una sección de frontera, mostró estos resultados al final de la simulación (tabla 3.6):

Tabla 3.6. Tabla de resultados de la simulación hidráulica para la sección de calibración Oxiacaque

Fecha	Datos medidos		Datos calculados		
	Nivel (msnm)	Tirante (m)	Nivel (msnm)	Tirante (m)	Error (%)
01-nov-14	0.38	5.38	1.00	6.00	12
02-nov-14	0.41	5.41	0.95	5.95	10
03-nov-14	0.35	5.35	0.90	5.90	10
04-nov-14	0.32	5.32	0.83	5.83	10
05-nov-14	0.25	5.25	0.80	5.80	10
06-nov-14	0.16	5.16	0.74	5.74	11
07-nov-14	0.07	5.07	0.70	5.70	12
08-nov-14	0.05	5.05	0.67	5.67	12
09-nov-14	0.04	5.04	0.62	5.62	12
10-nov-14	0.05	5.05	0.60	5.60	11
11-nov-14	0.06	5.06	0.58	5.58	10
12-nov-14	0.02	5.02	0.60	5.60	12
13-nov-14	0.05	5.05	0.64	5.64	12
14-nov-14	0.04	5.04	0.72	5.72	13
15-nov-14	0.26	5.26	0.83	5.83	11
16-nov-14	0.33	5.33	0.94	5.94	11
17-nov-14	0.27	5.27	0.93	5.93	13

La comparación entre los niveles medidos respecto a los niveles calculados con esta nueva condición de frontera impuesta se muestra en la figura 3.10.

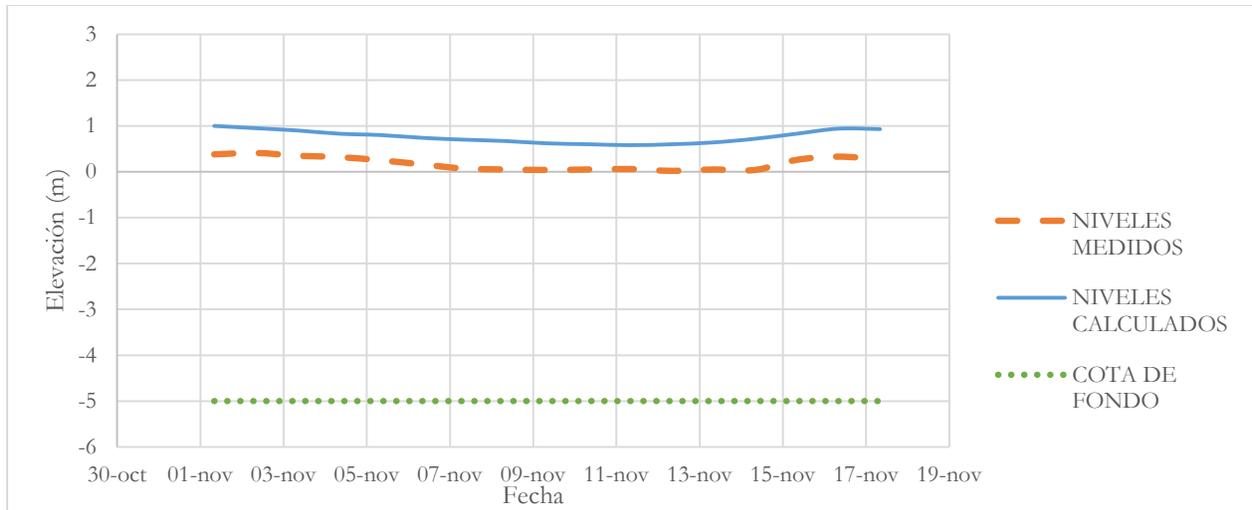


Figura 3.10 Comparación de niveles medidos y calculados en la sección Oxicaque.

Finalmente se compararon los perfiles hidráulicos obtenidos, también para el 10 de noviembre a las 08:00 a.m. (figura 3.11).

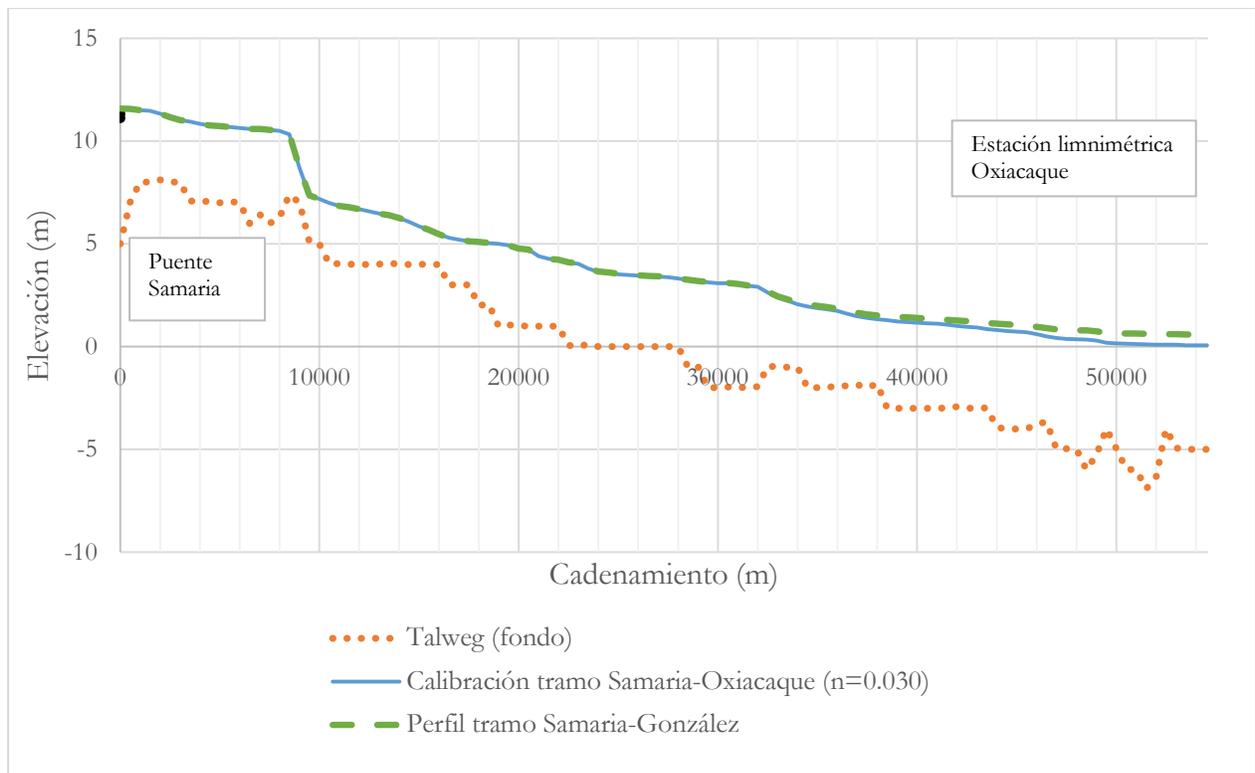


Figura 3.11 Comparación de perfiles hidráulicos utilizando el modelo unidimensional del río Samaria

3.3.2. Coeficiente de Manning para la llanura de inundación

Si bien la metodología de la calibración utilizada en el subcapítulo anterior es aplicable al cauce de un río, la llanura de inundación, conformada por las áreas del río que se encuentran fuera de los puntos de inundación o “banks” requiere de una metodología diferente para asignarle un coeficiente de rugosidad de Manning. Una manera rápida para asignar un coeficiente de rugosidad de Manning a las llanuras de inundación de los cauces es recurriendo a bibliografías y tablas donde se asigna un valor del coeficiente tomando en cuenta el tipo de cauce y diversas propiedades físicas como el tipo de vegetación, el nivel de vegetación y el uso del suelo.

Mediante un reconocimiento aéreo mediante Google Earth se observó que el nivel de vegetación en las zonas aledañas a lo largo del río Samaria es bajo, con presencia de pastizales y algunos arbustos (figura 3.12), información que fue verificada tomando como referencia bibliográfica el Capítulo 3 de las Acciones Complementarias al Plan Hídrico Integral de Tabasco, que lleva por título *Análisis y simulación del flujo, desde la descarga de la presa Peñitas hasta la desembocadura en el Golfo de México (Sistema Mezcalapa-Samaria)*, donde se cataloga a la planicie de inundación como pastizales.

Una vez detectada, se asignó un valor para el coeficiente de rugosidad de Manning de 0.035 para la llanura de inundación, la cual está asociada a la categoría de pastizales sin matorrales y representa un valor promedio. Los valores oscilan entre el 0.030 y 0.050 (Chow, 1994).



Figura 3.12 Vista de la planicie de inundación (arriba) y vistas en planta de diversos puntos a lo largo del río Samaria (abajo, a la izquierda y a la derecha). Se observa que la vegetación es predominantemente baja

3.3.3. Conclusiones de la calibración del modelo unidimensional del río Samaria.

- El perfil hidráulico observado para el caso donde se consideró la condición de salida en la desembocadura del Golfo de México es consistente con el que se calculó con la calibración del tramo Samaria-Oxiacaque, en el tramo que va desde el puente Samaria hasta los 40 kilómetros hacia aguas abajo del mismo.
- Las condiciones de salida impuestas en la sección transversal donde se encuentra la desembocadura al Golfo de México influyen en el perfil hidráulico hacia aguas arriba de la misma, según lo observado en la simulación que se llevó a cabo utilizando el modelo unidimensional completo del río Samaria; sin embargo, para fines de la calibración, no es necesario tomar en cuenta este efecto, dado que en el tramo que se calibró (tramo Samaria-Oxiacaque), existen datos medidos tanto en las condiciones de entrada como en las de salida.
- El coeficiente de rugosidad de Manning n del cauce piloto, obtenido como resultado de la calibración del tramo Samaria-Oxiacaque es de 0.030. Este valor se utilizó en las modelaciones posteriores del dren Samaria-Golfo de México. El coeficiente de rugosidad asignado para la planicie de inundación es de 0.035 y fue obtenido mediante bibliografía y comparación fotográfica.
- Cabe mencionar que la información aquí mencionada y el procedimiento llevado a cabo sirvió únicamente para calibrar el coeficiente de rugosidad de Manning tanto del fondo del cauce, como de la planicie de inundación. En la simulación bidimensional se consideraron otros datos de entrada y salida, como se mencionará a continuación.

3.4. Modelación bidimensional del dren Samaria-Golfo de México

Al inicio del capítulo se mencionó que se utilizó el modelo Iber® para la simulación del funcionamiento hidráulico del dren Samaria-Golfo en 2D. Para realizar esta simulación se debe seguir la siguiente metodología:

1. La creación o importación de una geometría (mediante un modelo digital de elevaciones)
2. La creación de una malla de cálculo (a partir de la geometría), con la resolución y la tolerancia óptimas.
3. La asignación de las condiciones de frontera y las condiciones iniciales necesarias y adecuadas para una buena representación del fenómeno físico, así como las condiciones físicas

presentes en el terreno (coeficiente de rugosidad de Manning, estructuras presentes en el modelo como pueden ser puentes, presas o derivaciones).

4. La asignación de parámetros como el tiempo total de simulación y el tiempo entre pasos de cálculo.
5. La puesta en marcha del modelo bidimensional.

Para el caso de la simulación del dren Samaria-Golfo, se generó una malla compuesta por elementos de 15 metros de resolución máxima, como la que se muestra en la figura 3.13. Como se puede observar, la malla proviene del modelo digital de elevaciones mostrado en el subcapítulo 3.2.1.

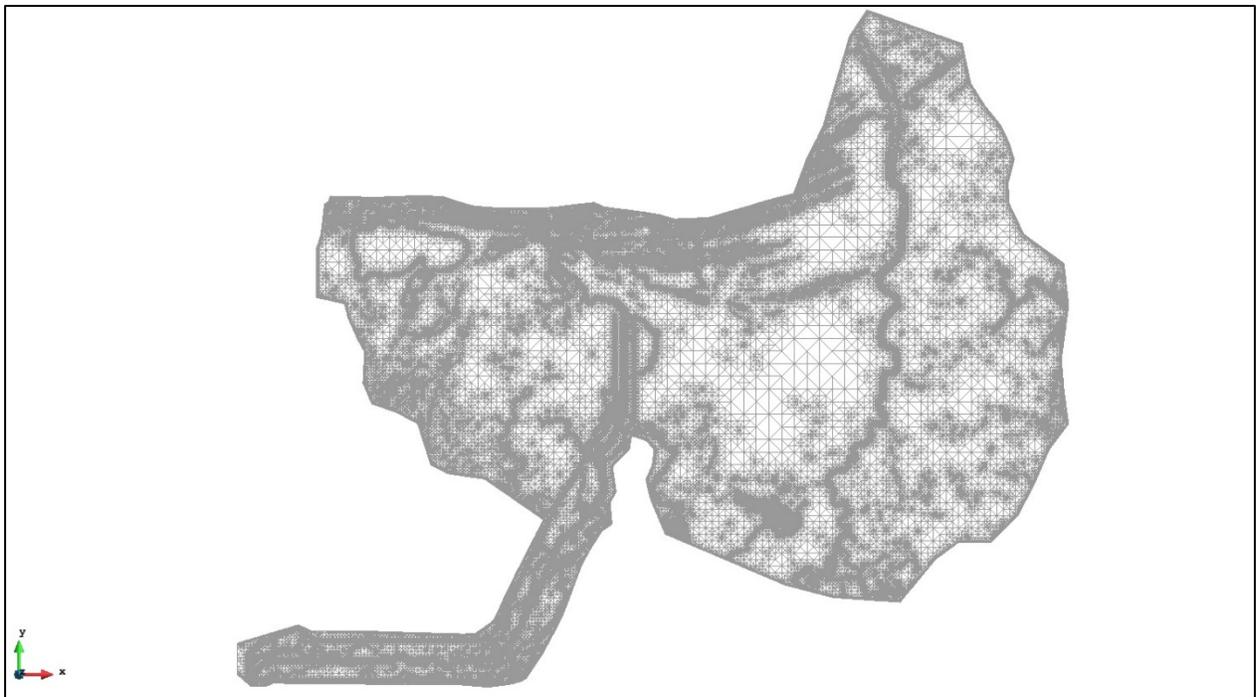


Figura 3.13 Malla triangular generada por Iber® tomando como referencia el modelo digital de elevaciones del dren Samaria-Golfo de México

3.4.1. Condiciones iniciales y de frontera

La simulación hidráulica en 2D utilizando Iber® requiere de condiciones de frontera (entrada y salida) y condiciones iniciales, de la misma manera que lo hace Hec-RAS al realizar simulaciones en 1D.

Como condición de entrada se escogió el hidrograma para el río Samaria asociado a una avenida con período de retorno de 100 años, el cual fue calculado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM para el PHIT (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008); dicho hidrograma tiene una duración de 10 días con un gasto pico de 6,500 m³/s (figura 3.14). Se justifica el uso de este hidrograma porque fue estimado con información más reciente que la que se utilizó para la planificación del dren Samaria-Golfo durante la elaboración del PICI; en caso de presentarse una mancha de inundación, se podrá ver el área de afectación ante un evento con período de retorno de 100 años.

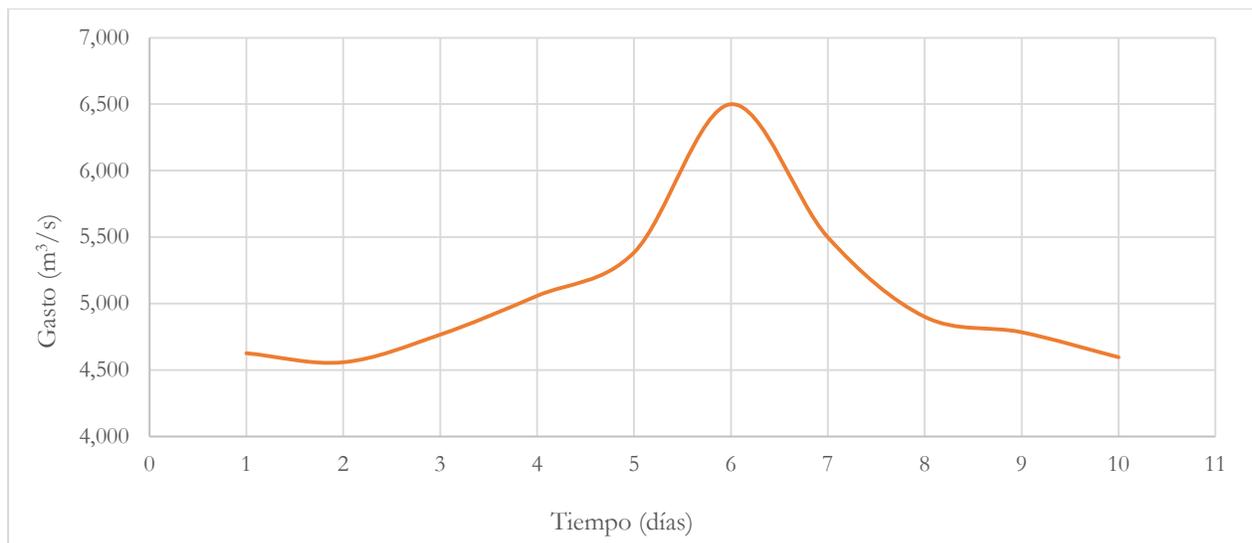


Figura 3.14 Hidrograma con un período de retorno de 100 años utilizado como condición de entrada en el modelo bidimensional del dren Samaria-Golfo de México.

Cabe mencionar que este hidrograma fue cuantificado tomando en cuenta el funcionamiento de la estructura de control “Macayo”, ubicada en la bifurcación del río Mezcalapa en los ríos Samaria y Carrizal; permite pasar un gasto máximo de 850 m³/s al río Carrizal; los gastos excedentes son desviados hacia el río Samaria. Otro factor importante a considerar es que además de contener los gastos aportados por cuenca propia, incluye los gastos aportados por descarga de la presa Ángel Albino Corzo (comúnmente conocida como presa “Peñitas”), los cuales dependen de su política de operación y cuya descarga máxima es de 4,700 m³/s (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2008); en otras palabras, este hidrograma corresponde a una situación donde se presenta una avenida con período de retorno de 100 años y la descarga máxima de la presa peñitas hacia el sistema Mezcalapa-Samaria.

Debido a fines de representatividad del modelo, se añadieron dos días más al hidrograma asociado al $Tr=100$ años; un día previo con un gasto aleatorio ($350 \text{ m}^3/\text{s}$) el cual sirvió para “mojar el modelo”, es decir para que hubiera un cierto volumen de agua circulando en el río antes del tránsito de la avenida; y un día después del hidrograma de la avenida, también con un gasto de $350 \text{ m}^3/\text{s}$ para observar si existe una disminución en el área inundada después del tránsito de la misma.

Para la condición de salida del modelo bidimensional, se asignó un mareograma como el que se muestra en la figura 3.15, el cual, corresponde a la marea astronómica mensual de las cosas del estado de Tabasco, específicamente, cerca de la desembocadura del río González (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2009). A partir de dichos datos, se seleccionaron los días donde se presentaron los niveles máximos del mar, los cuales corresponden a los 10 días que van desde el día 11 del mareograma hasta el día 21, donde se presenta una amplitud total de marea de 0.60 m con cota superior en la 0.23 m y con cota mínima inferior en -0.37 m .

Con esta condición de salida del modelo se toma en cuenta el efecto de la marea astronómica sobre el funcionamiento hidráulico del dren Samaria-Golfo de México, obteniendo resultados para un escenario muy desfavorable, dado que los tirantes obtenidos serían mayores que si se considerara la descarga en régimen crítico.

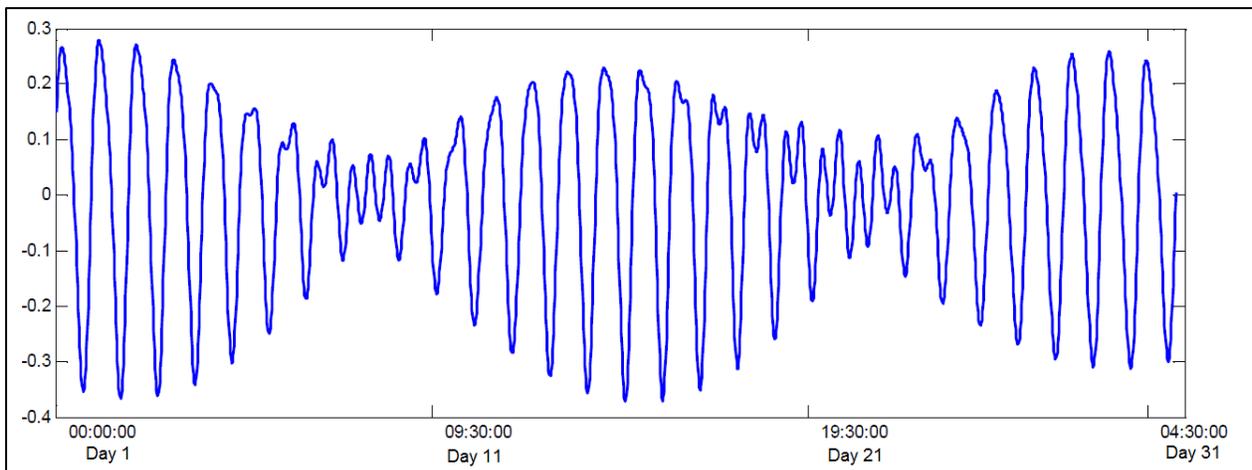


Figura 3.15 Mareograma utilizado como condición de salida del modelo bidimensional, en la desembocadura del río Samaria.

Por otra parte las condiciones iniciales, como su nombre indica, se refieren a las condiciones en la que se encuentra el sistema representado por el modelo matemático al momento de iniciar la simulación con las condiciones de frontera declaradas previamente. Realizando un análisis de todo el sistema simulado, se llegó a la conclusión de que los cuerpos de agua presentes dentro del modelo requerían de una condición inicial que representara el volumen almacenado en ellos, dado que no se encuentran totalmente secos en la realidad; a cada una de los cuerpos de agua, lagunas en este caso, se les asignó una elevación del agua que hiciera que se encontraran al 75% de su capacidad aproximadamente.; debido a que cada una de las lagunas tiene profundidades diferentes se determinó que todas tuvieran una cota de agua situada en -1.0 metros como condición inicial (las lagunas tienen profundidades que oscilan desde los 2.5 hasta los 4.0 metros), cota que cumple con el criterio del 75% de llenado de las lagunas.

En cuanto a la asignación del coeficiente de rugosidad de Manning de la malla de cálculo, Iber® ofrece diversas opciones: una es mediante un raster de rugosidades (imagen compuesta por un cierto número de píxeles o elementos donde cada elemento tiene asignado un valor para el coeficiente de rugosidad) y otra es utilizando un coeficiente de Manning equivalente para toda la malla. Se optó por la segunda opción, por lo que fue necesario cuantificar un coeficiente de rugosidad equivalente utilizando la fórmula de Horton y Einstein (Sotelo Ávila, 2002), la cual se muestra a continuación:

$$n_e = \left(\frac{\sum p_i n_i^{1.5}}{P} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde

n_e , es el coeficiente equivalente

n_i , es el coeficiente de una subsección de la sección transversal

p_i , es el perímetro mojado de la subsección de la sección transversal

P , es el perímetro mojado total de la sección transversal

De la calibración del modelo se obtuvo que los valores de n para el cauce piloto y para la llanura de inundación son 0.030 y 0.035 respectivamente (ver subcapítulo 3.3). Para la aplicación de esta fórmula al modelo bidimensional se optó por calcular un perímetro mojado promedio para las 187 secciones transversales que conforman al modelo unidimensional utilizado en la calibración del cauce

piloto: El perímetro mojado promedio vale 177.6 metros, correspondiente al gasto máximo transitado en la calibración, 483 m³/s (los perímetros mojados fueron calculados y corroborados mediante el software Hec-RAS). También se optó por tomar en cuenta como perímetro mojado de la llanura de inundación, los 4 kilómetros de separación que existen actualmente, entre bordo y bordo. El perímetro mojado total se cuantificó en 4177.6 metros. Se sustituyeron estos datos en la fórmula de Horton y Einstein y se procedió a calcular el coeficiente de Manning equivalente:

$$n_e = \left(\frac{177.6 \times 0.030^{1.5} + 4000 \times 0.035^{1.5}}{4177.6} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.0347944$$

El resultado de aplicar la fórmula de Horton y Einstein es un coeficiente de rugosidad equivalente con un valor de 0.0347944. Para estar del lado de la seguridad, se utilizó un valor de 0.035 y se aplicó a toda la malla de cálculo. Una vez asignados todos los parámetros descritos previamente, se realizó el tránsito de la avenida.

3.4.2. Resultados de la modelación hidráulica bidimensional

Con las condiciones iniciales y de contorno tomadas en cuenta, se obtuvo una mancha de inundación como la que se muestra en la figura 3.16. Esta mancha corresponde a los 7 días de simulación, donde alcanza la máxima amplitud. Se observa que los tirantes de agua tienen un alcance muy amplio, alcanzando una región del estado de Tabasco donde se encuentra otra corriente muy importante, el río Grijalva y cuya información batimétrica no fue considerada en el modelo digital de elevaciones del dren Samaria-Golfo de México (figura 3.17). Con el fin de obtener mejores resultados y más acordes con la realidad, se decidió repetir la simulación, ahora considerando la batimetría de dicho río (obtenida mediante levantamiento topográfico en campo y proporcionada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM) y tomando en cuenta un hidrograma de entrada en forma triangular con gasto pico de $1,900 \text{ m}^3/\text{s}$, con el fin de que cuando la mancha de inundación llegue hasta el cauce del Grijalva, éste no se encuentre completamente seco, lo que significaría una incongruencia física respecto a lo que pasaría en la realidad si verdaderamente se llegase a presentar el evento considerado.

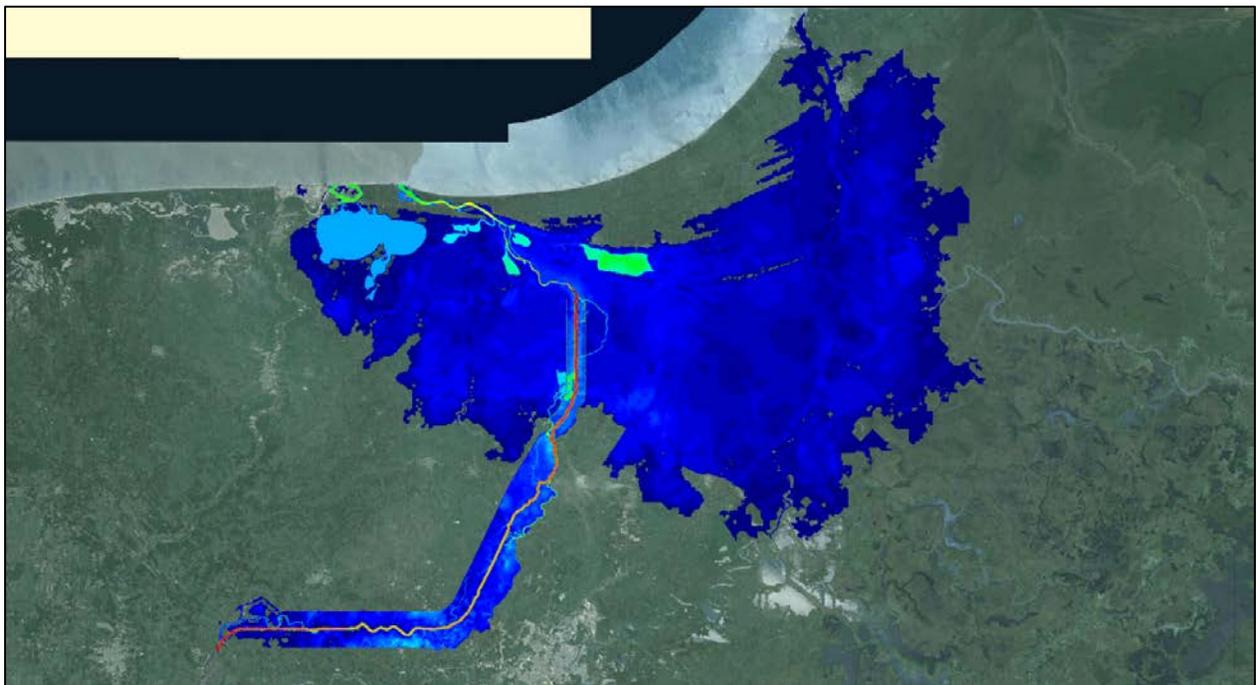


Figura 3.16 Máxima mancha de inundación observada para la simulación hidráulica del dren Samaria-Golfo

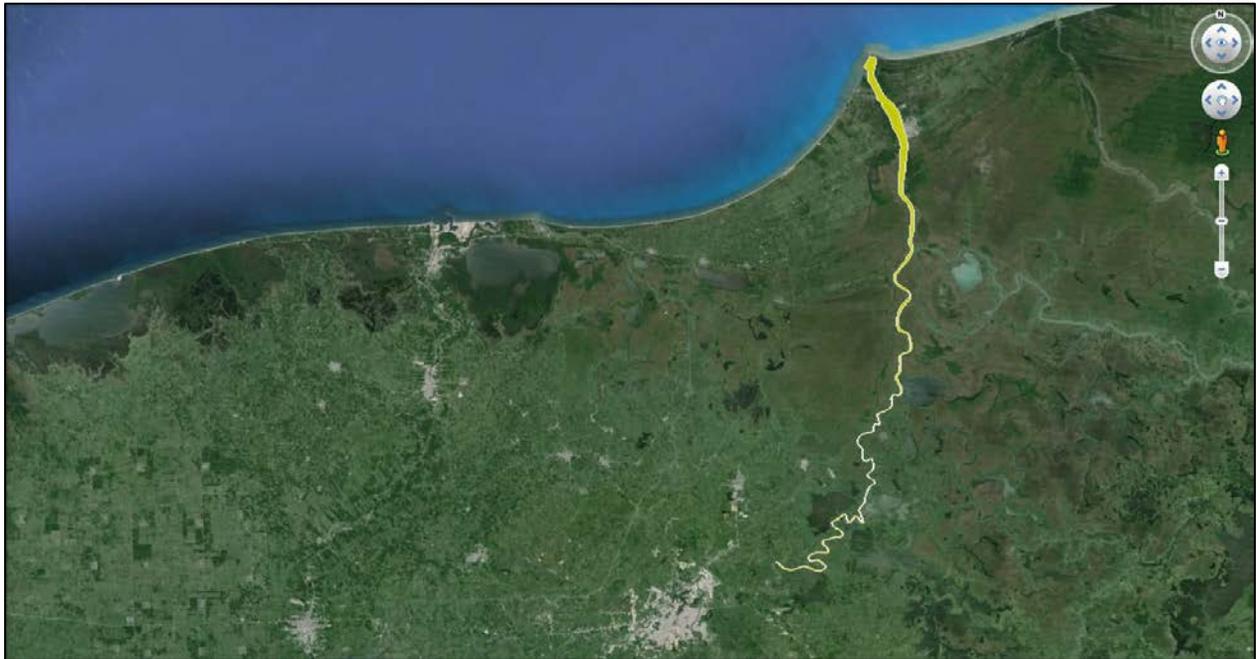
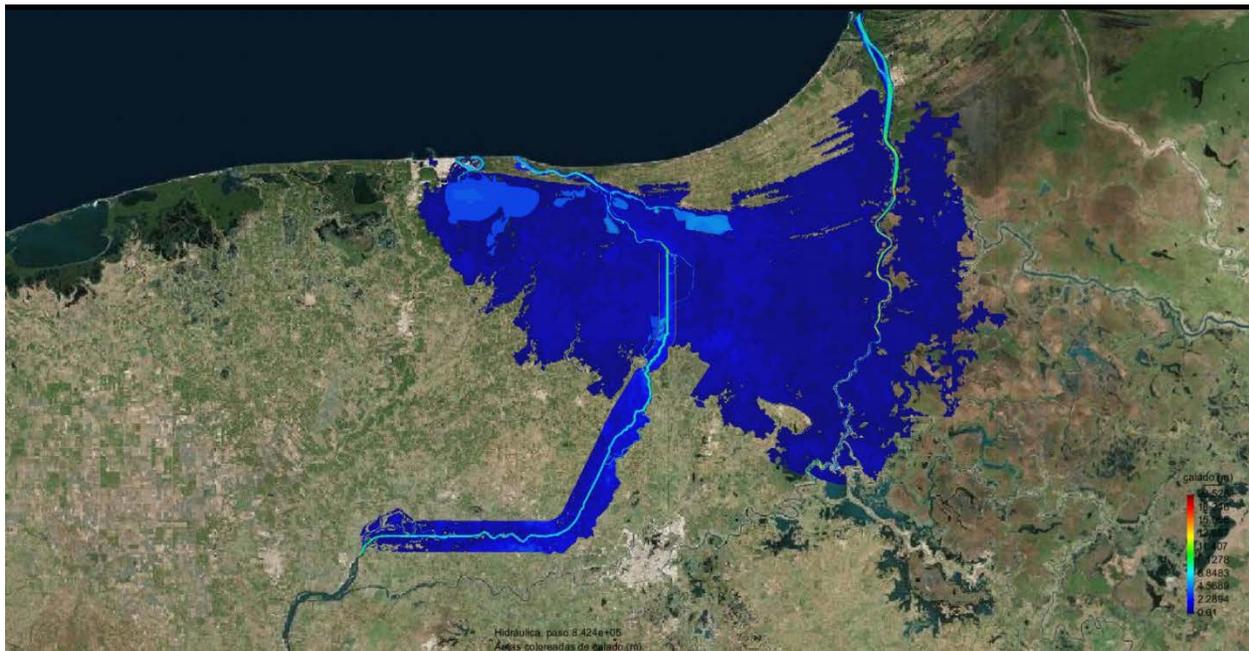


Figura 3.17 Ubicación geográfica del río Grijalva en el estado de Tabasco

Tomando en cuenta estas modificaciones al modelo digital de elevaciones y a las nuevas condiciones hidrológicas impuestas se volvió a conformar el modelo bidimensional, con las mismas condiciones de frontera, excepto la adición del hidrograma de entrada para el río Grijalva y las condiciones iniciales impuestas en las lagunas. El resultado, es una mancha de inundación como se muestra en la figura 3.18. Se observa que la mancha no es muy diferente a la obtenida previamente, con la diferencia de que en esta se pueden apreciar los calados del río Grijalva, hacia el oriente del dren Samaria-Golfo de México.



Grijalva, hacia aguas debajo de la ciudad de Villahermosa. La máxima amplitud de la mancha se alcanza a los 10 días de simulación.

Se observa también que el bordo que se encuentra actualmente construido en la margen derecha del río Samaria, inmediatamente hacia aguas abajo del dren Victoria, realiza el confinamiento de la mancha.

3.4.3. Conclusiones de la modelación bidimensional del dren Samaria-Golfo de México

- La mancha de inundación observada es causada por una deficiente capacidad de drenaje por parte del río González y debido a la topografía del estado en la zona costera (presencia de barras con elevaciones superiores a la de la planicie).
- De acuerdo con la simulación, los bordos de protección que se encuentran construidos actualmente desde los puentes Samaria hasta la localidad de Oxiacaque, tienen capacidad para contener los gastos asociados al TR=100 años.
- Aunque el dren Samaria-Golfo estuviera finalizado, **no sería una obra de protección suficiente para conducir la avenida asociada al TR=100 años y para evitar una mancha de inundación que afecte a la planicie tabasqueña.**
- La mancha de inundación abarca una extensión máxima de 1,978.38 kilómetros cuadrados (197,838 hectáreas) lo que equivale al 8 % de la superficie total del estado.

4. ADECUACIONES PROPUESTAS AL PROYECTO

El objetivo de este trabajo es comparar los beneficios de completar el proyecto del dren Samaria-Golfo de México en su concepción original y evaluar las afectaciones ocasionadas si se presentaran condiciones hidrometeorológicas extremas. También se plantea proponer adecuaciones al modelo para analizar los beneficios de este proyecto en el contexto actual.

Se diagnosticaron las siguientes situaciones que provocan el mal funcionamiento del dren: primero, la salida al mar del río González tiene poca capacidad de conducción al presentar áreas hidráulicas pequeñas y muy baja pendiente (en algunos tramos resulta negativa) en la zona inmediatamente hacia aguas debajo de la descarga del dren Samaria-Golfo de México. Ante estas condiciones geomorfológicas del cauce, se concluyó que se requiere mejorar la capacidad de desagüe del cauce del río Samaria y parte del González, hacia aguas abajo, que permita que toda el agua escurra directamente hacia el mar.

La mejora del desagüe implica que se aumente la capacidad del mismo mediante la ampliación o construcción de los cauces actuales, de manera que permitan que los gastos excedentes fluyan con mayor rapidez, o bien mediante obras de ingeniería fluvial que retengan el paso del agua para que no se presenten desbordamientos. Por mencionar algunas acciones de carácter estructural, se tienen las que se muestran a continuación:

- Rectificación de cauces (corte de meandros).
- Bordos de protección (perimetrales, longitudinales).
- Obras de dragado.
- Presas rompepicos.
- Desvíos permanentes (cauces de alivio y canales de desvío).

Se evaluaron tres alternativas de diseño para el mejoramiento del drenaje del dren Samaria-Golfo de México:

- La construcción de dos canales de desvío en el río González ,
- La continuación del cauce piloto del dren Samaria-Golfo de México por el río González, hasta antes de la aportación de la laguna de Santa Anita, donde el río González presenta un ensanchamiento y permite conducir un gasto mayor y
- La construcción de un canal de salida hacia el Golfo de México siguiendo el trazo del dren Victoria.

En el subcapítulo siguiente se mencionará con más detalle el procedimiento de diseño de cada una de las alternativas consideradas y los resultados obtenidos.

4.1. Adecuaciones de diseño

4.1.1. Canales de desvío

Incrementar la capacidad de drenaje en la zona costera permite que los escurrimientos salgan más rápido de la cuenca del Samaria y así evitar el estancamiento del agua en la zona hacia aguas abajo. Se diseñaron dos canales de desvío en la zona cercana a la desembocadura del río González, en los cadenamientos 85+028.77 y 88+028.77 respecto al modelo unidimensional del río Samaria. Se diseñaron tomando como referencia los datos de proyecto originales del dren Samaria-Golfo de México: 2:1, tirante medio de 5 metros y con pendientes de 0.000206 cada uno. Por otra parte se tomó como punto de partida un ancho de 200 metros. La capacidad hidráulica de estos canales fue cuantificada mediante la fórmula de Manning, la cual se muestra a continuación:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Si realizamos operaciones algebraicas e incluimos el parámetro “área hidráulica”, la fórmula de Manning queda como:

$$V \times A = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde el término $V \times A$ es el gasto (Q) que pasa por cada canal. Para un canal trapecial con ancho de 200 metros, taludes 2:1 y tirante medio de 5 metros, se tiene que el área hidráulica es de 1050 m², mientras que el perímetro mojado es de 222.36 metros. Esto hace que el radio hidráulico tenga un valor de 4.7220 metros. Sustituyendo estos valores en la fórmula de Manning, y considerando el coeficiente de rugosidad obtenido en la calibración del modelo unidimensional para el cauce del río Samaria (0.030) se obtuvo el gasto que pasa por cada canal, el cual fue valuada en 1400 m³/s aproximadamente.

$$Q = \frac{1050}{0.030} \times 4.220^{\frac{2}{3}} \times 0.000206^{\frac{1}{2}} = 1414.1754 [m^3/s]$$

Como se trata de dos canales, el gasto desviado en total por ambos canales es de 2828.35 m³/s. En este tramo del sistema Mezcalapa-Samaria-González, se tiene que el gasto máximo que puede conducir el río González es de 1,705 m³/s (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2014). Cabe mencionar que este gasto fue cuantificado utilizando el mismo mareograma como condición de salida, que el que se utilizó para las simulaciones del dren Samaria-Golfo de México. Con esta hipótesis y tomando como referencia el gasto pico del hidrograma asociado al TR=100 (6,500 m³/s) se realizó un balance hidráulico del sistema en esta zona, para determinar el gasto excedente que transitaría por la zona costera con los dos canales funcionando; el gasto excedente “Qs” es de 3671 m³/s (figura 4.1) el cual transitará por el cauce natural del río González.



Figura 4.1 Esquema del balance hidráulico de la zona costera con los dos canales de desvío funcionando

Los canales fueron añadidos al modelo digital de elevaciones conformado en el subcapítulo 3.4 generando un modelo digital de elevaciones parcial que representa el fondo de los canales mediante AutoCAD y Google Earth (figura 4.2). Una vez incorporado el MDE parcial, se generó una malla de cálculo en Iber y se realizó una simulación bidimensional con las condiciones de contorno asociadas al TR=100, las condiciones lagunares considerándolas al 75% de su capacidad y el coeficiente de rugosidad de Manning equivalente de 0.035.

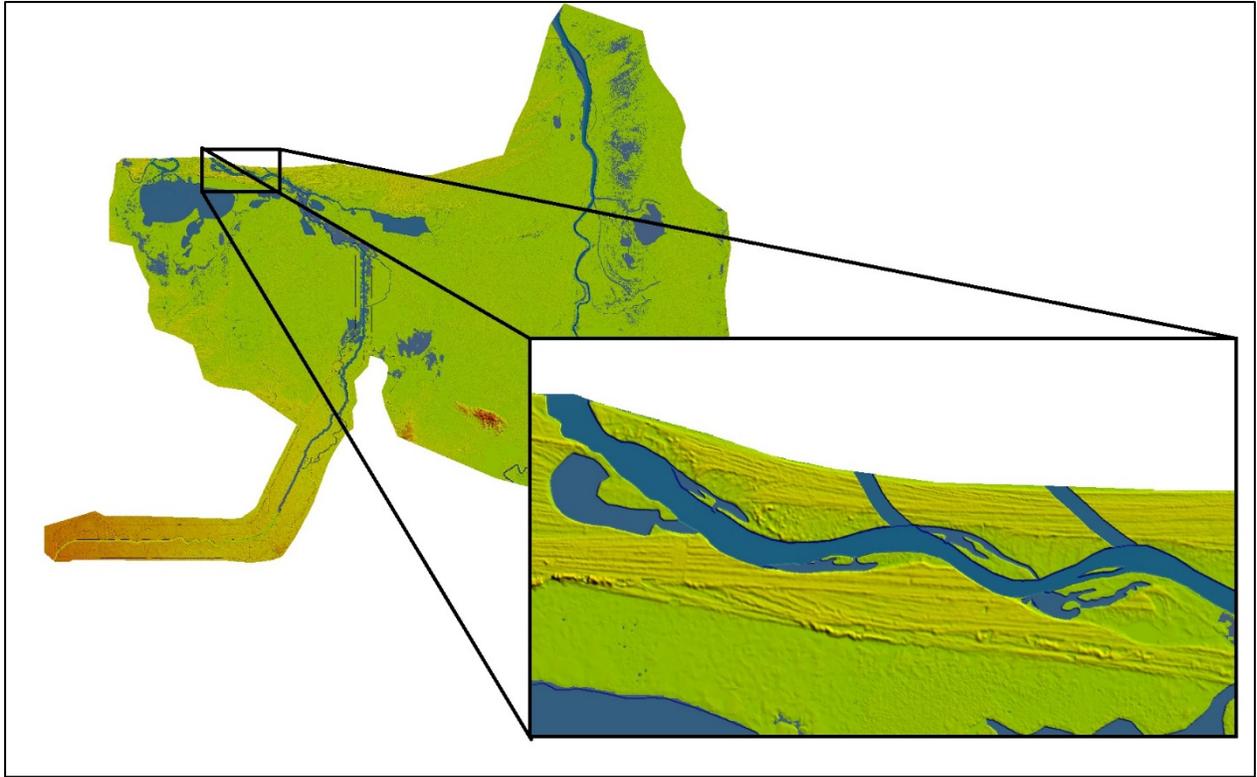


Figura 4.2 Modelo digital de elevaciones que considera los canales de desvío

4.1.2. Resultado de la modelación con los canales de desvío

Al término de la simulación bidimensional en Iber se obtuvo una mancha de inundación como la que se muestra a continuación en la figura 4.3. Dicha inundación llega a su máxima amplitud a los 10 días de simulación. Se puede observar que la presencia de los canales de desvío no permite que se mitigue la mancha de inundación, además de que el agua empieza a desbordar en el río González; en otras palabras, a pesar de la presencia de los mismos, la inundación tiene su origen hacia aguas arriba, ocasionando que los gastos excedentes inunden la planicie tabasqueña antes de que puedan ser conducidos por ellos.

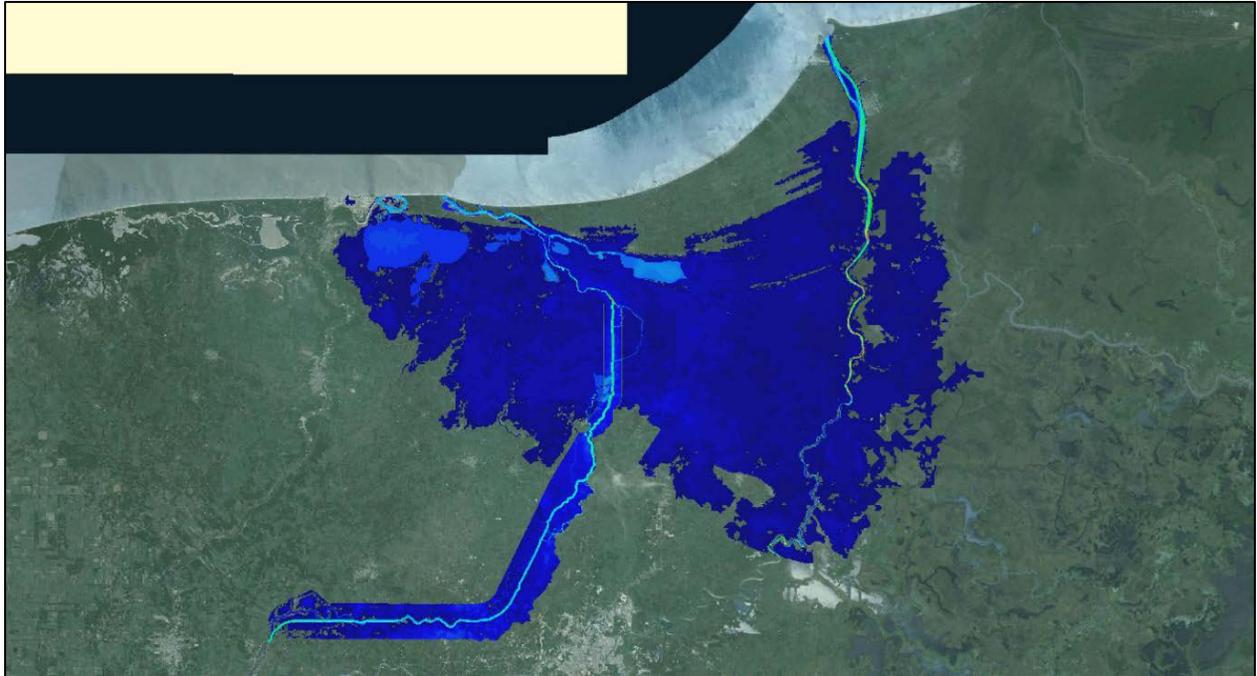


Figura 4.3. Mancha de inundación simulada considerando canales de desvío. Tiempo de simulación: 9 días.

Para tener una idea de los efectos que tiene esta propuesta de drenaje en relación a las obras del dren Samaria-Golfo de México, se compararon las manchas de inundación máximas (aquellas en cuyo instante determinado, abarcaron la mayor parte de territorio) obtenidas en ambas simulaciones mediante un geoprocésamiento en ArcGIS®, cuya metodología consistió en obtener un archivo de datos tipo raster en formato ASCII, donde cada píxel contenía información de la cota de agua, para después convertir ese ASCII en un polígono de tipo vectorial en formato shapefile (.shp). De esta manera, se realizaron las comparaciones para ambos resultados obtenidos (ver figura 4.4).

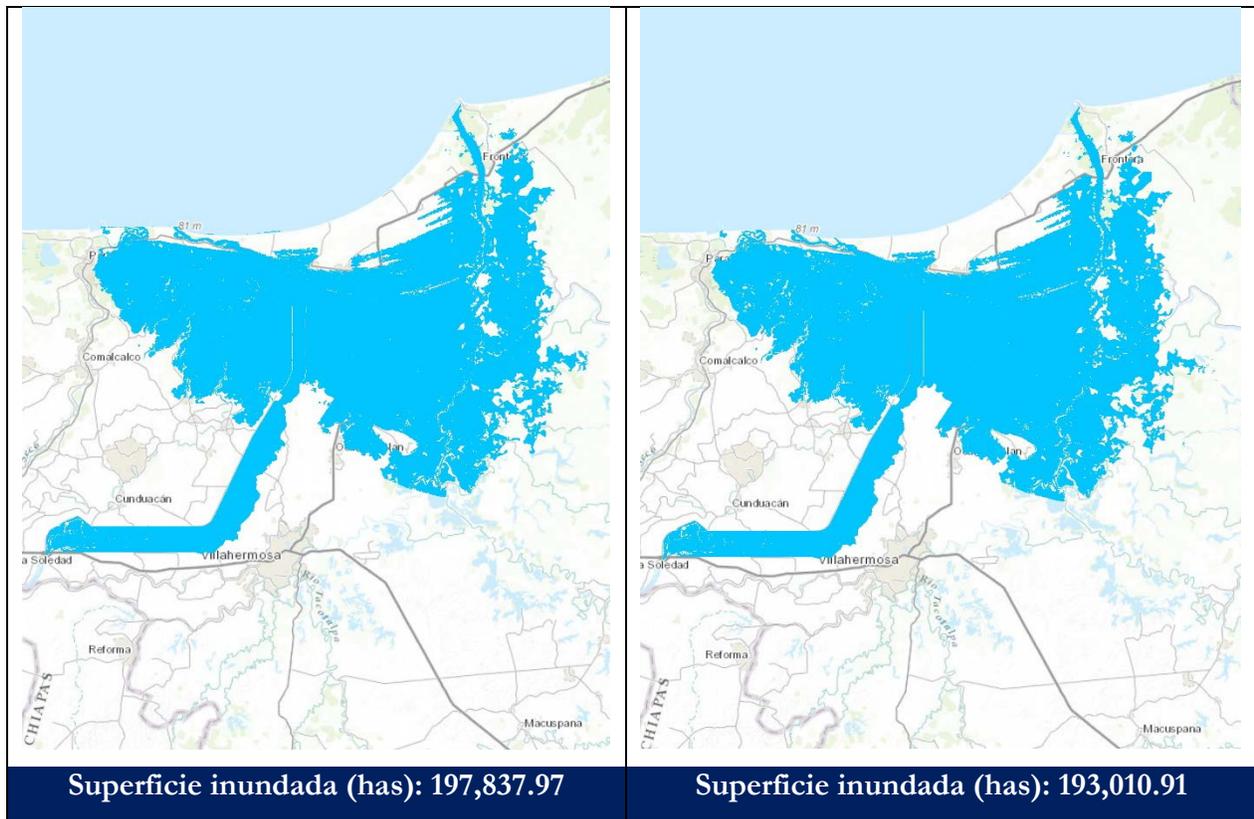


Figura 4.4 Comparación entre la mancha de inundación obtenida para la propuesta original (izquierda) y la alternativa de diseño considerando los canales de desvío (derecha) (193,010.91 has).

Se tiene que, considerando los canales se obtiene una reducción en el área inundada del 2%, respecto a la del dren Samaria-Golfo de México. La superficie total inundada es de 193,010.91 hectáreas.

4.1.3. Incremento de la capacidad de conducción del río González mediante dragado

Esta alternativa se seleccionó con base en el estrechamiento observado en la descarga del dren Samaria-Golfo de México hacia el río González, en el cadenamiento 68+028.77 y porque la limitada capacidad de drenaje del río González en sus primeros 13 kilómetros, valuada en 555 m³/s, (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2014) genera la mancha de inundación antes de permitir la descarga de los gastos excedentes hacia el mar.

La opción consistió en continuar el trazo del tramo 2 del dren Samaria-Golfo de México hasta después de los 13 kilómetros del río González, justo aguas abajo de la conexión con la laguna Santa Anita. En este punto el río González sufre un ensanchamiento y permite conducir un gasto de 1,705 m³/s.

Las características geométricas del cauce se mantuvieron tal cual como se mencionan en el subcapítulo 2.2.3: el ancho de plantilla de 300 metros, los taludes de 2:1 y el tirante promedio de 5 metros. Tomó importancia en esta alternativa el trazo de la continuación, porque el río González se torna meándrico en algunos tramos; para facilitar el paso del agua se decidió que el trazo de la ampliación siguiera una trayectoria similar a la del río, pero con menos curvatura. En la figura 4.5 se observa el trazo de la ampliación hasta la sección hacia aguas abajo de la aportación de Santa Anita.

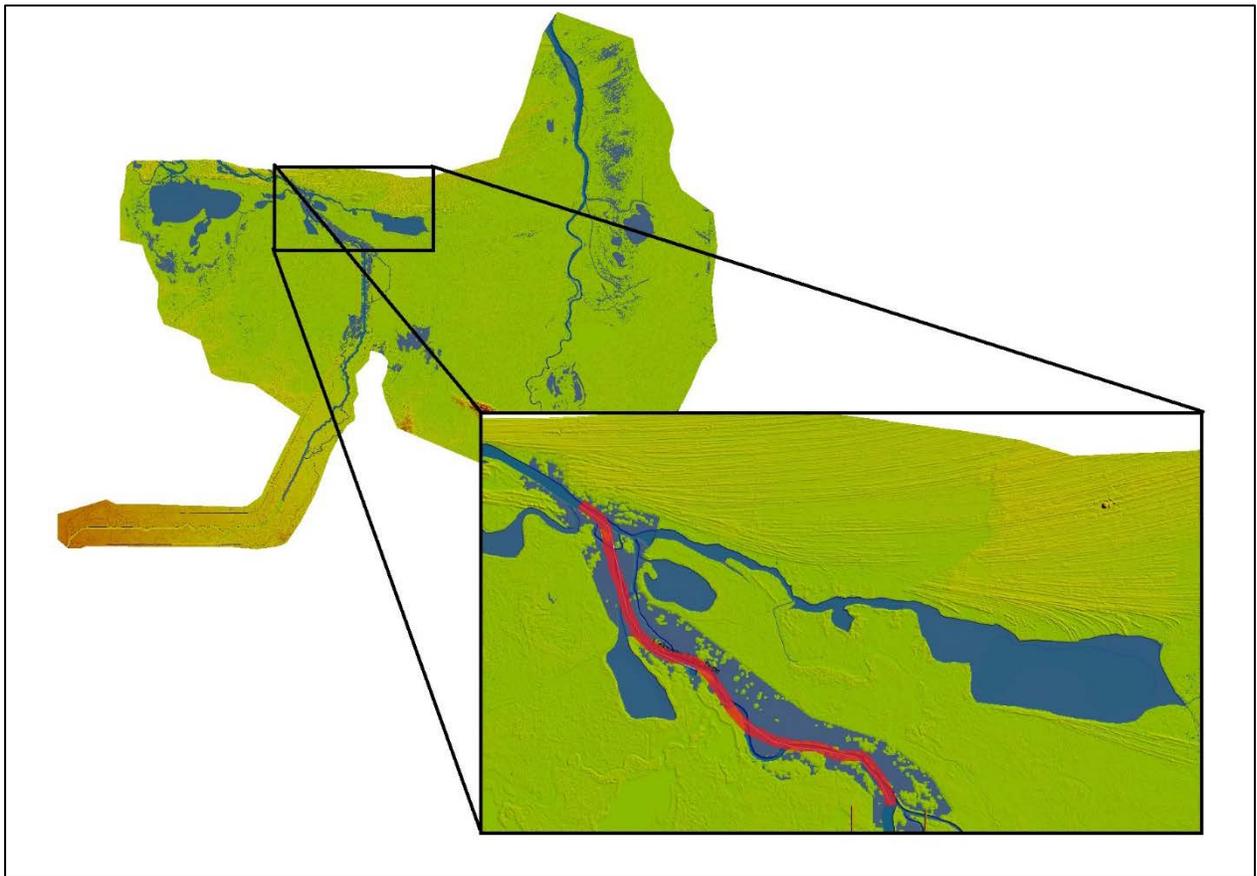


Figura 4.5. Trazo de la ampliación del dren Samaria-Golfo de México (en rojo). La laguna de Santa Anita se observa a la extrema derecha

Respecto a la pendiente, se realizó un análisis de la pendiente del cauce considerando el dren Samaria-Golfo de México. En la figura 4.6 se muestra el perfil del fondo o *Talweg*, desde los puentes Samaria hasta la desembocadura en el Golfo de México. En dicha figura, la línea vertical cruza con el punto de conexión entre el dren y el río González. El tramo de 13 kilómetros desde este punto hacia aguas abajo es el que presenta problemas de capacidad de conducción y es el que se decidió para

continuar las obras de dragado del cauce piloto del dren Samaria-Golfo de México; a este tramo se le llamó Tramo 3. González 1.

Continuar con la pendiente de 0.00016 del tramo 2 para la prolongación del cauce en el tramo González 1 provocaría que la cota de fondo al finalizar la prolongación estaría muy por debajo de la cota de fondo correspondiente al inicio del tramo González 2. Ante tal situación, se provocaría remansos en el punto de conexión al presentarse lo que en hidráulica se conoce como “escalón ascendente”. Para evitar este efecto se escogió una pendiente para la ampliación de 0.00005 (Figura 4.6). Mediante el uso de la fórmula de Manning se valuó la nueva capacidad de conducción en 1,040 m³/s.

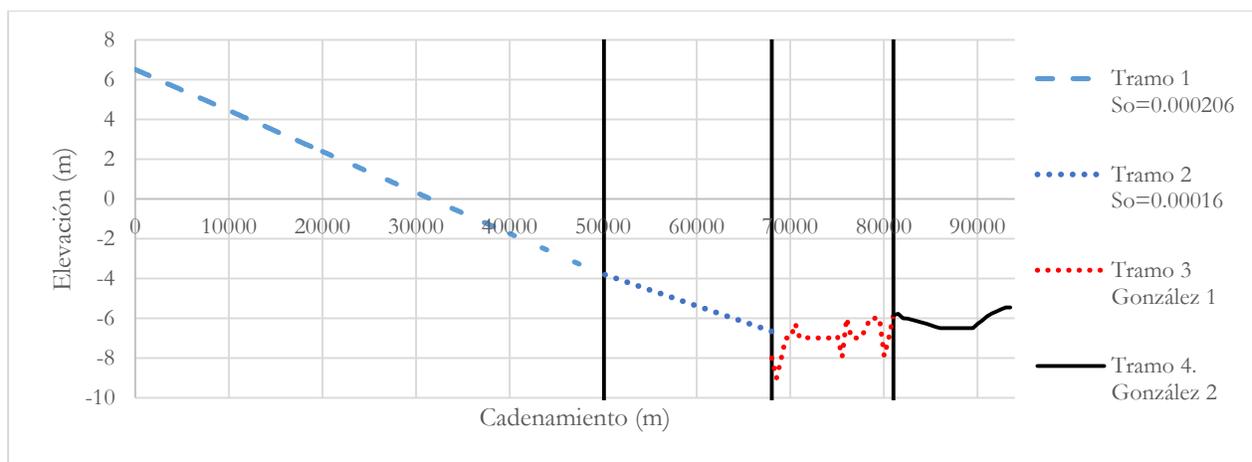


Figura 4.6. Perfil del dren Samaria-Golfo de México con el trazo que se va a excavar para continuar con el cauce piloto. Las líneas verticales señalan los límites entre cada uno de los tramos.

4.1.4. Resultados de la modelación con el dragado

La modelación bidimensional considerando la propuesta del dren Samaria-Golfo de México junto con el dragado del río González ofreció como resultado una mancha de inundación como se muestra en la figura 4.7.

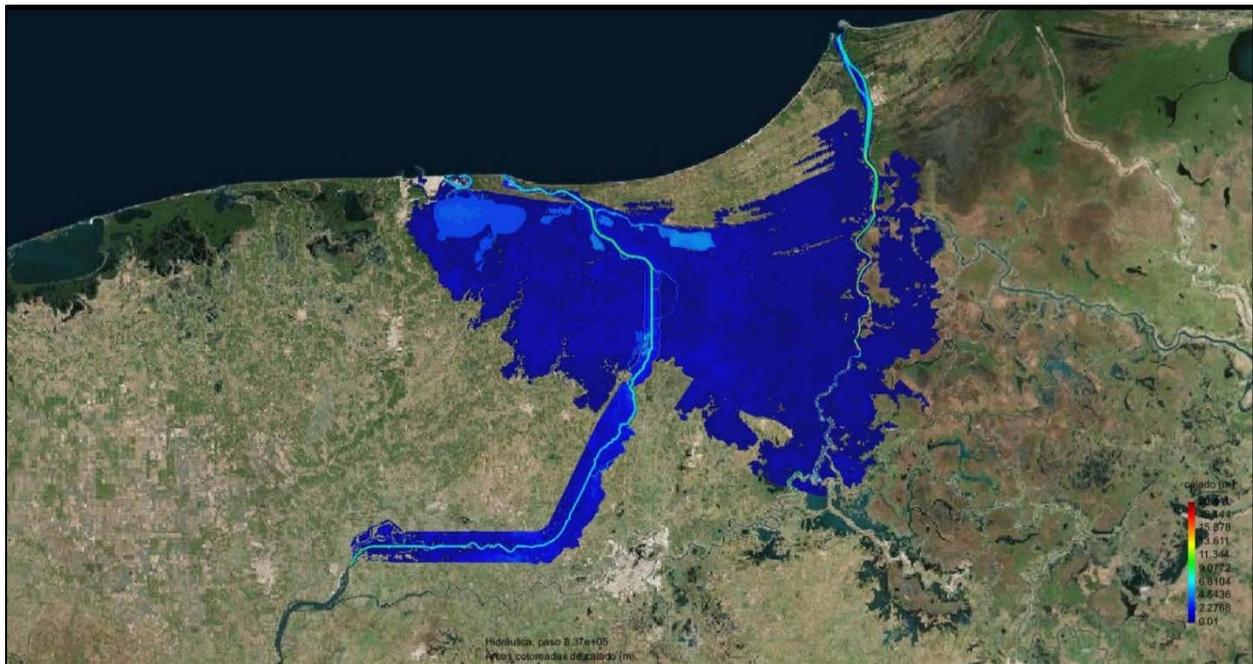


Figura 4.7 Resultado de la modelación bidimensional considerando dragado a los 10 días de simulación

Se observó de acuerdo con los resultados obtenidos, que la inundación empieza a presentarse en el tramo González 3, inmediatamente después de haber iniciado el tránsito de la avenida, al primer día de simulación, lo cual es lógico si se toma en cuenta que el primer gasto del hidrograma de diseño es de $4,626 \text{ m}^3/\text{s}$, excediendo la capacidad de conducción casi inmediatamente. Es en el segundo día de simulación, transcurridos 86400 segundos de hidrograma, cuando el agua comienza a remansar descontroladamente, llegando a provocar un área inundada como la que se muestra en la figura 4.7. Nótese que la amplitud de la inundación todavía alcanza a llegar al escurrimiento del bajo río Grijalva.

Considerando el dragado del tramo denominado como González 3, se obtuvo una reducción del 7% del área inundada respecto a la original del dren Samaria-Golfo de México. La superficie total inundada asciende a 184,900.7 hectáreas que corresponden a un 7.47% del territorio tabasqueño (ver figura 4.8).

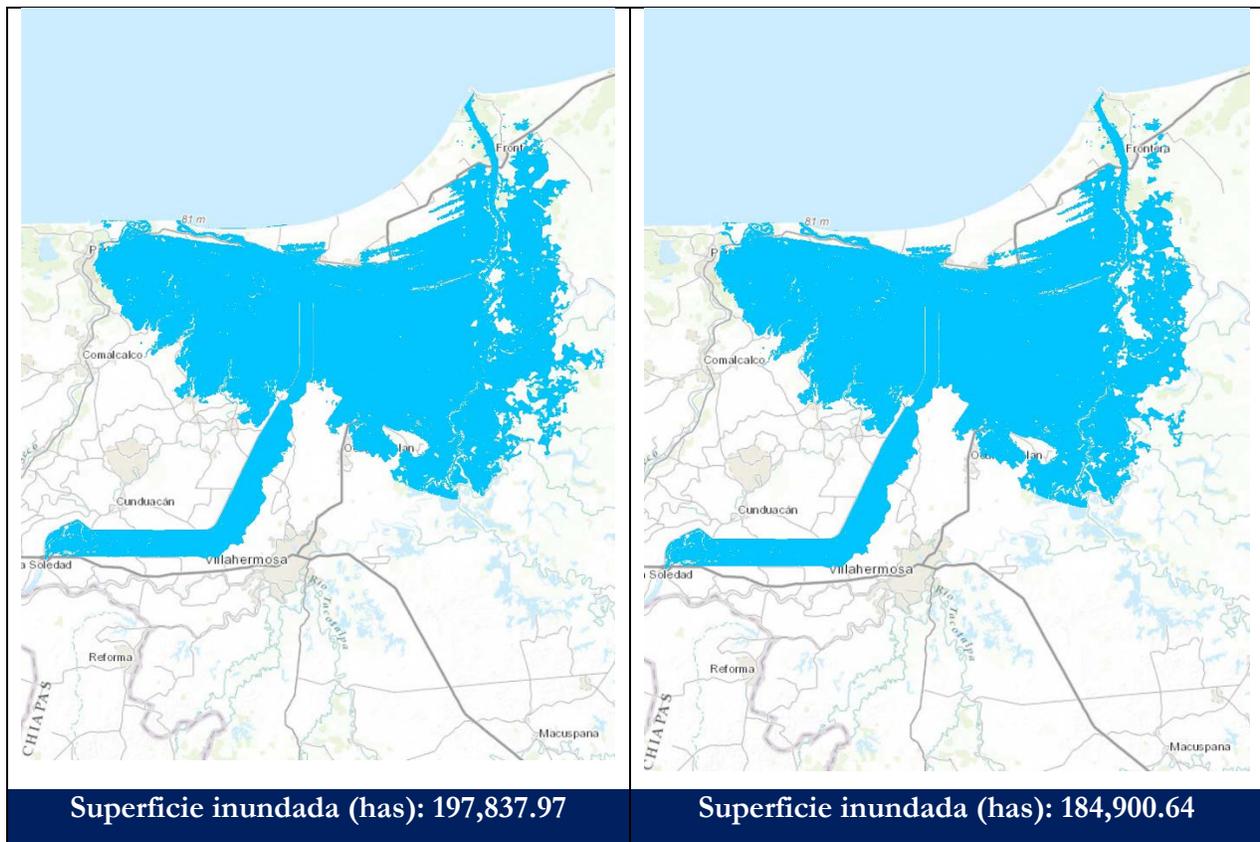


Figura 4.8 Comparación entre las manchas de inundación para la propuesta (izquierda) y la alternativa de diseño considerando la obra de dragado en el río González (derecha).

4.1.5. Desviación del cauce piloto hacia el Golfo de México (canal de salida siguiendo la trayectoria del dren Victoria)

Con base en los resultados obtenidos en las dos primeras propuestas y al observar que el área inundada se redujo en menor medida, se consideró construir un desvío auxiliar para conducir los gastos excedentes del hidrograma de entrada. El diseño del canal se propuso tomando en cuenta el gasto pico del hidrograma ($6,500 \text{ m}^3/\text{s}$) y el gasto máximo que puede conducir el cauce piloto del dren Samaria-Golfo de México en el tramo denominado González 1 ($1,040 \text{ m}^3/\text{s}$). El gasto máximo excedente es entonces de $5,460 \text{ m}^3/\text{s}$, dato que se tomó como gasto de diseño para el canal propuesto.

Se decidió que el canal se situara inmediatamente después de donde terminan los bordos de protección del dren Samaria-Golfo de México, debido a que es el lugar donde el cauce pierde capacidad de conducción y es donde inician los remansos que provocan la mancha de inundación

(ver subcapítulo 3.4.2), además de que es lugar estratégico, dado que desde ese punto hasta 11 kilómetros hacia aguas arriba, el cauce piloto mantiene un trazo recto en dirección norte, sin curvas ni desviaciones por lo que un canal de desvío permitiría que los escurrimientos fueran conducidos con mayor rapidez; el canal continuaría entonces en esta dirección, hasta desembocar al Golfo de México.

De igual manera que se calcularon las dimensiones de los canales de desvío en el río González, se obtuvo la geometría de la continuación del dren Victoria, tomando el gasto excedente de 5,460 m³/s como se mencionó previamente. La pendiente del canal es la misma que la del dren Samaria-Golfo de México en su tramo dos, 0.00016. Para el diseño de este canal, se tomó como punto de partida la fórmula de Manning, pero ahora dejando como incógnita el ancho del canal (B); se propuso, mediante iteraciones, el tirante medio cuyo valor es de 6.5 metros. De acuerdo con las fórmulas de la hidráulica de canales, el área hidráulica para un canal trapecial simétrico, se calcula así:

$$A = y(b + ky) \quad \text{Ec. 16}$$

Donde y es el tirante, b es el ancho de superficie y k es el talud (de 2:1 para el dren Samaria-Golfo de México). Por otra parte, el perímetro mojado, se expresa de la siguiente manera:

$$P = b + 2y\sqrt{k^2 + 1} \quad \text{Ec. 17}$$

Y por último, el radio hidráulico (Rh) se expresa como Rh=A/P. De acuerdo con la fórmula de Manning que relacionándola con el gasto se expresa como:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Puede ser sustituida como:

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} S^{\frac{1}{2}}$$

Sustituyendo las expresiones de área y perímetro mojado y radio hidráulico, se tiene que:

$$Q = \frac{1}{n} \frac{[y(b + ky)]^{\frac{5}{3}}}{(b + 2y\sqrt{k^2 + 1})^{\frac{2}{3}}} S^{\frac{1}{2}}$$

Ec. 18

Con esta fórmula se sustituyeron los parámetros conocidos y se realizaron iteraciones para obtener el valor del ancho del canal “b” el cual dio de 416 metros. Con este cálculo se tienen todos los datos geométricos para la generación del modelo digital de elevaciones correspondiente al canal de salida.

El resultado fue un modelo digital de elevaciones representativo del canal como el que se muestra en la figura 4.9. Es importante mencionar que para esta modificación al proyecto original, se consideró también la excavación del cauce piloto en el río González para incrementar su capacidad de conducción hasta en 1,040 m³/s; esto con la finalidad de que no existieran desbordamientos a causa de la pequeña capacidad actual de conducción del río (como ya se ha mencionado, la capacidad del río González en el tramo que va de la salida del dren Samaria-Golfo de México hasta antes de la aportación lagunar de Santa Anita, es de 555 m³/s).

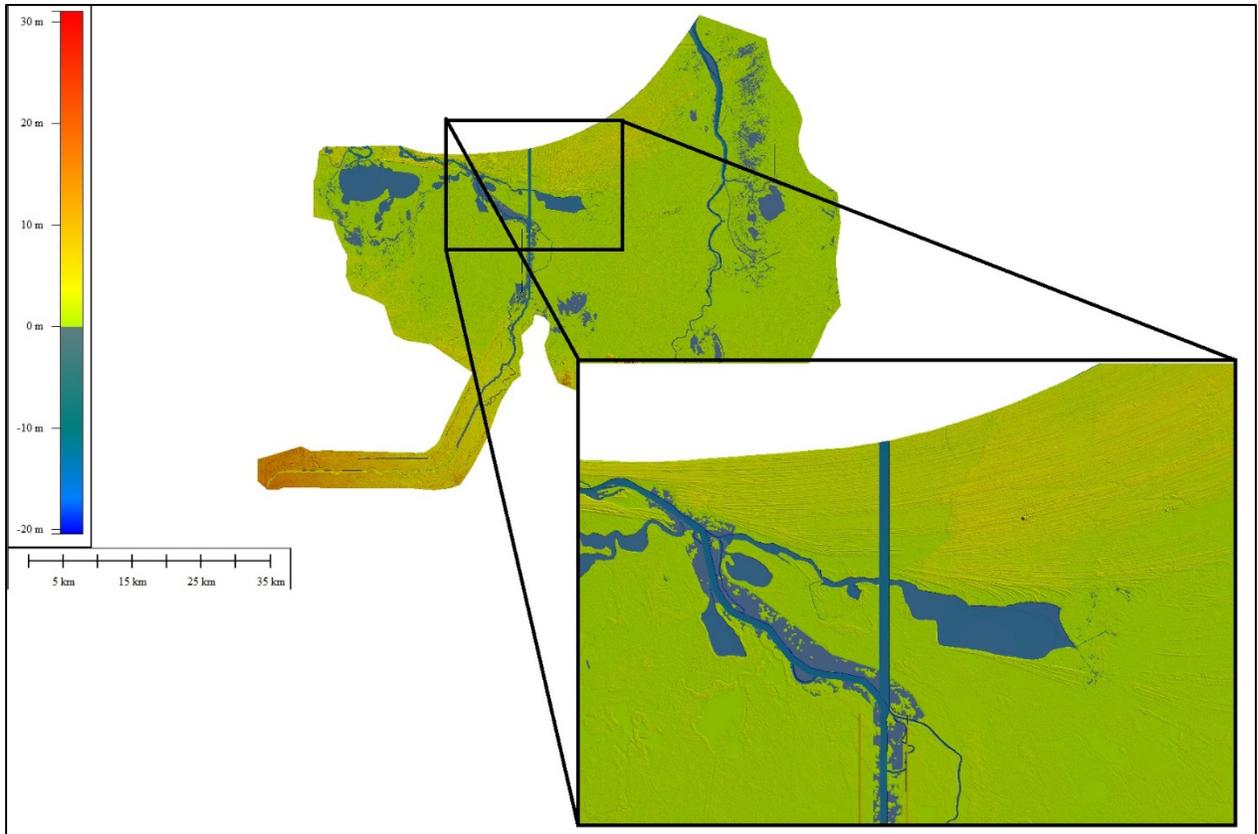


Figura 4.9 MDE correspondiente a la propuesta del DSG considerando el canal de salida. Elaboración propia

4.1.6. Resultados de la modelación con el canal de salida

La simulación bidimensional considerando el canal de salida hacia el Golfo de México da como resultado una mancha de inundación como la que se muestra en la figura 4.10 y cuya amplitud máxima se alcanza a los ocho días de tránsito de hidrograma.

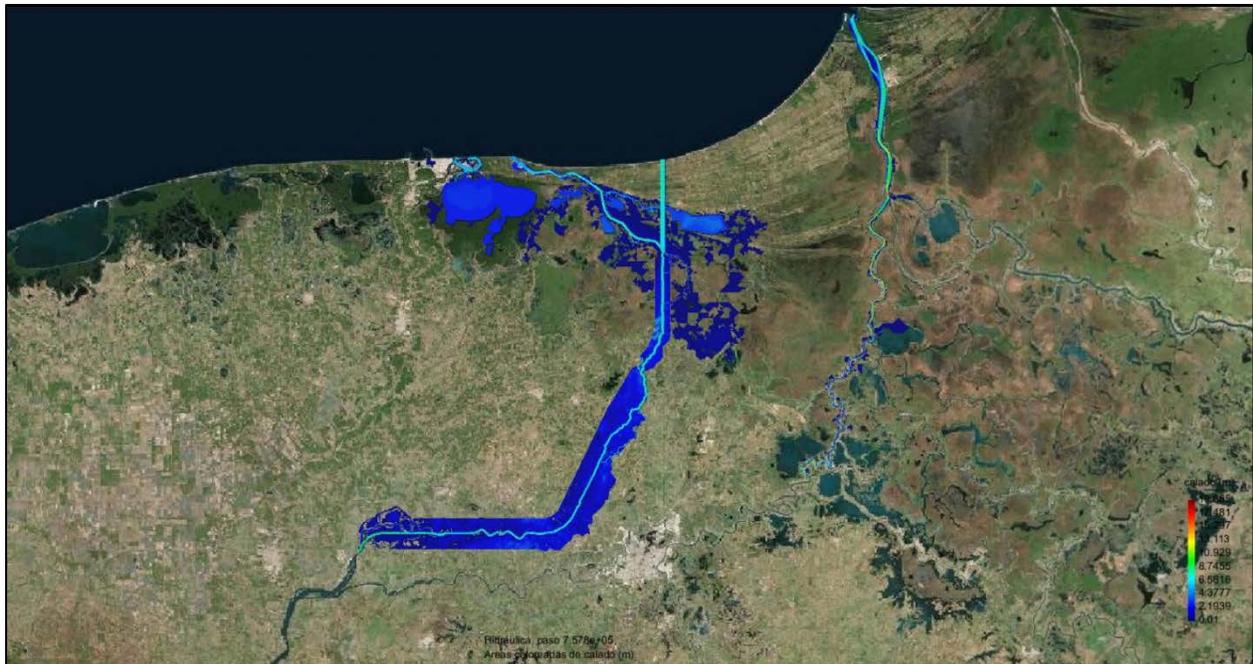


Figura 4.10. Mancha de inundación obtenida mediante simulación bidimensional considerando el canal de salida.

Con esta alternativa, se pudo disminuir la amplitud de la mancha de inundación hasta en un 54% de la amplitud inicial considerando la obra del dren Samaria-Golfo terminada; la superficie total bajo el agua se cuantificó en 51,848.51 hectáreas, que representan un porcentaje del 2.10% de la superficie del estado⁷.

⁷ El área total cuantificada corresponde a aquella provocada por el dren Samaria-Golfo de México. No se tomó en cuenta el escurrimiento en el río Grijalva debido a que la amplitud de la mancha fue tal que no alcanzó a dicha corriente.

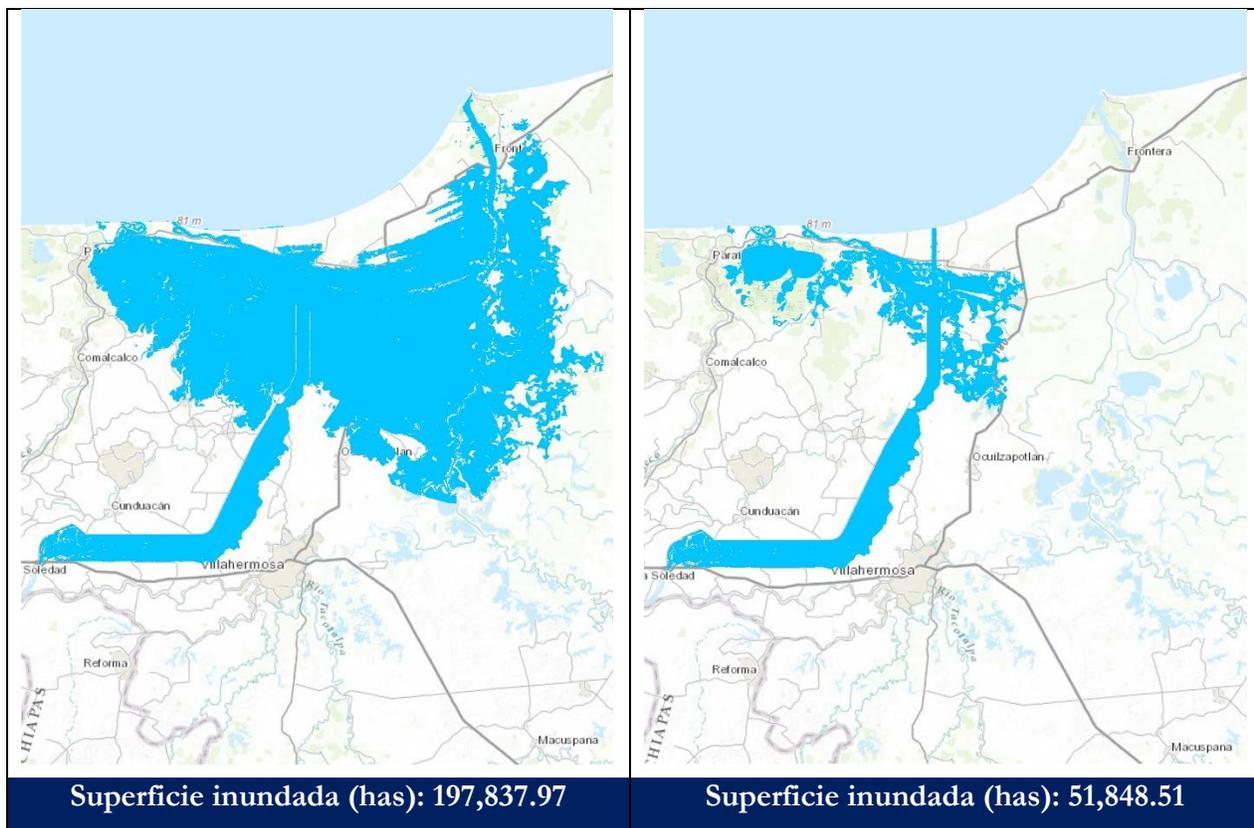


Figura 4.11 Comparación entre manchas de inundación de la simulación obtenida para la propuesta original (izquierda) y la alternativa de diseño considerando el canal de salida (derecha).

4.2. Comparación de resultados

En la tabla 4.1 se tienen los resultados de las afectaciones ocasionadas por el dren Samaria-Golfo de México y las opciones propuestas.

Tabla 4.1 Tabla resumen de las afectaciones producidas por el dren Samaria-Golfo de México y las alternativas de diseño propuestas.

Concepto	DSG	DSG+CHS	DSG+DG	DSG+CS
Área inundada (ha)	197,837.97	193,010.91	184,900.68	51,848.51
Área inundada respecto a la superficie estatal (%)	8.00	7.80	7.47	2.10
localidades rurales (#)	79	76	73	32
localidades urbanas (#)	14	13	14	7

Concepto	DSG	DSG+CHS	DSG+DG	DSG+CS
Población total afectada	38,512	35,745	36,678	14,407
Áreas cultivadas (ha)	1,082.33	1,052.59	1,146.20	1,003.49
Pozos (#)	163	163	161	65

DSG: Dren Samaria-Golfo de México.

DSG+CHS: Propuesta con canales.

DSG+DG: Propuesta con dragado del río González.

DSG+CS: propuesta con canal de salida.

4.3. Costos

Para tener una idea del impacto económico que tiene la alternativa de diseño que otorga mayores beneficios al drenaje y al escurrimiento de los gastos extraordinarios, se realizó un presupuesto a nivel anteproyecto con la finalidad de cuantificar un posible costo de la obra con base en la infraestructura que involucra el proyecto del dren Samaria-Golfo de México, bajo el supuesto de un posible escenario de construcción. Para tales efectos se consideraron las siguientes obras:

- Excavación del cauce piloto
- Terminación de los bordos de protección desde la localidad de Oxiacaque hasta el cruce con el río González.
- Excavación del canal de salida (desde el cruce del río Samaria con el río González, en línea recta con dirección al norte, hacia el Golfo de México).
- Se consideró también la obra de dragado en el río González, desde el cruce de este con el río Samaria hasta después de la aportación lagunar de Santa Anita (tramo *González 1*) donde la capacidad de conducción fue valuada en 1,040 m³/s (ver subcapítulo 4.1.3).
- Se respetaron las características geométricas del dren Samaria-Golfo de México considerando el contexto actual del estado, es decir, considerando los bordos de protección tal cual como se encuentran en la actualidad, así como el estado actual del trazo del río Samaria, tal cual y como se llevaron a cabo las simulaciones bidimensionales del dren en el capítulo 3.

4.3.1. Volúmenes de dragado para la construcción del cauce piloto

Se utilizó la herramienta unidimensional de Hec-RAS *Diseño y/o modificación de canal (Channel Design/Modification editor)* el cual permite cuantificar volúmenes de corte y de terraplén mientras se modifica el cauce principal de un río. En este caso, se utilizó dicha herramienta para la cuantificación

del movimiento de tierras necesario para la construcción del cauce piloto del dren Samaria-Golfo de México. El procedimiento utilizado es como sigue:

- Se tomó, como base para la cuantificación, el modelo unidimensional del río Samaria con sus 187 secciones transversales (el mismo que se utilizó en el subcapítulo 3.3 para la calibración) y se montó en el Hec-RAS.
- Se insertaron las dos geometrías correspondientes a los tramos 1 y 2 del dren Samaria-Golfo de México, y se guardaron como canales de diseño en Hec-RAS.
- Una vez guardadas las plantillas de los canales de diseño, se realizó la modificación del cauce del río Samaria, declarándolas en los tramos correspondientes (el tramo 1 en los primeros 50 kilómetros de tramo, de la sección 93+528.77 a la 43+528.77, el tramo 2 desde la sección 43+028.77 hasta la 25+500, y el tramo González 1, de la sección 25+000.00 a la 12+000.00). Las elevaciones de la plantilla de los canales de diseño se insertaron manualmente y se muestran en la tabla 4.2. Nótese que las elevaciones asignadas están referidas a las pendientes que corresponden a cada tramo.

Tabla 4.2 Elevaciones de plantilla y pendientes en los tramos donde se cuantificaron los volúmenes

Tramo	Cadenamiento (Km)	Elevación (m)	Pendiente So
Tramo 1	93+528.77	6.0	0.000206
	43+528.77	-4.3	
Tramo 2	43+028.77	-4.38	0.00016
	25+500.00	-7.1845	
Tramo González 1	25+000.00	-7.2095	0.00005
	12+000.00	-7.8595	

- Hec-RAS determina automáticamente las áreas de corte y de relleno al superponer las secciones originales con las del canal de diseño (ver figura 4.12). Los volúmenes de corte y de terraplén son entonces cuantificados al multiplicar las áreas por la distancia entre secciones transversales, la cual vale en promedio 500 metros.

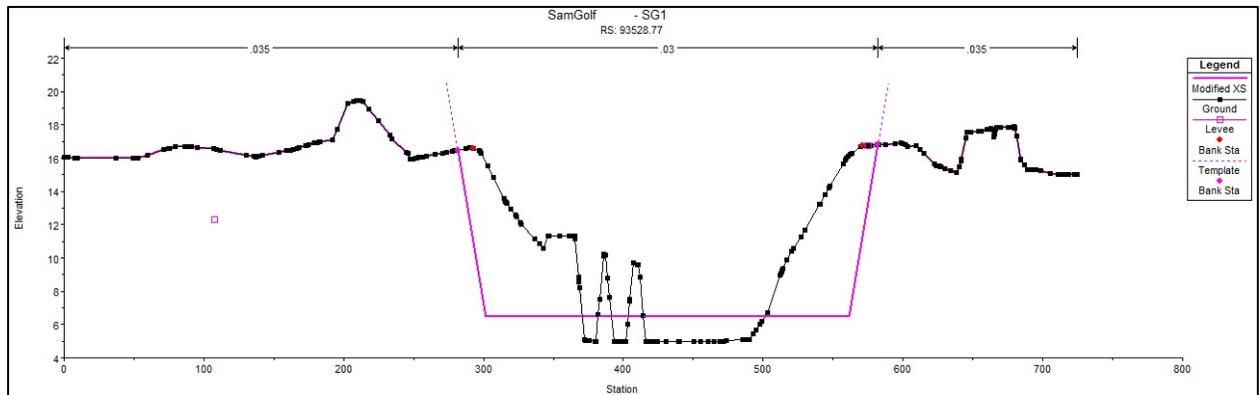


Figura 4.12 Superposición de las secciones transversales del cauce y del canal de diseño. Se muestra la sección transversal 93+528.77 aguas abajo del puente Samaria.

La cuantificación total de volúmenes de movimiento de tierras para el cauce piloto se muestra en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Volúmenes totales de corte y terraplén para el cauce piloto.

	Volumen neto (m ³)	Volumen de corte (m ³)	Volumen de terraplén (m ³)
Total	68,732,066	73,634,227	4,902,148

4.3.2. Volúmenes de excavación para el canal de salida

Se repitió el mismo procedimiento que se llevó a cabo para el cálculo de volúmenes de corte y terraplén del cauce piloto, utilizando Hec-RAS, a través de un modelo unidimensional, el cual, fue elaborado utilizando la misma metodología que se utilizó para conformar el modelo unidimensional del río Samaria para la calibración del cauce piloto, sólo que ahora el eje del canal pasa por una zona donde no existe un cauce; es por esta razón que se cuantificaron únicamente volúmenes de corte. El modelo unidimensional quedó con 55 secciones transversales en todo el largo del canal de salida (ver figura 4.13). Los volúmenes totales de extracción fueron cuantificados en 37 millones de metros cúbicos (ver tabla 4.4).

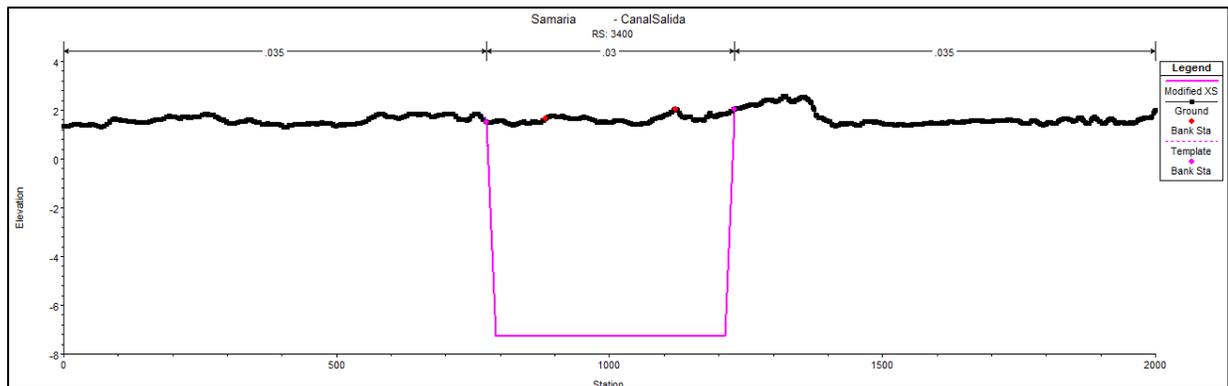


Figura 4.13 Arriba: Ubicación de las secciones transversales del canal de salida para la cuantificación de los volúmenes de dragado. Abajo: esquema de la ubicación del canal de salida en una de las secciones transversales generadas mediante el MDE

Tabla 4.4 Volúmenes totales de corte para la construcción del canal de salida

	Volumen neto (m ³)	Volumen total de corte (m ³)	Volumen total de relleno (m ³)
Totales	37,403,160.00	37,403,160.00	-

4.3.3. Volúmenes de material para los bordos de protección

Los bordos de protección son exclusivamente terraplenes; como un paso previo a la cuantificación de estos volúmenes, se determinó el perfil de elevaciones de la corona de los bordos de protección para que puedan contener el gasto máximo de la avenida, 6,500 metros cúbicos por segundo⁸. El perfil de elevaciones fue obtenido utilizando el archivo de resultados en formato raster que se obtuvo con Iber como resultado de la simulación bidimensional, el cual contiene la información de las elevaciones de la lámina de agua a lo largo del dren Samaria-Golfo de México. Es importante aclarar que el raster utilizado corresponde a la propuesta de diseño que considera el canal de salida hacia el Golfo de México. Una vez cargado el raster de resultados, se trazaron los perfiles de elevaciones de la lámina del agua siguiendo la línea del trazo de ambos bordos de protección. Se decidió que los bordos libres para ambos bordos fuera de 0.5 metros de altura para tener cierto margen de seguridad (Maza Álvarez, y otros, 1996).

El resultado, es un perfil de elevaciones de la cota rasante como el que se muestra en la figura 4.14, en el cual se muestra la variación del terreno y de la cota rasante a lo largo del eje del bordo derecho. El proceso se repitió para el bordo izquierdo.

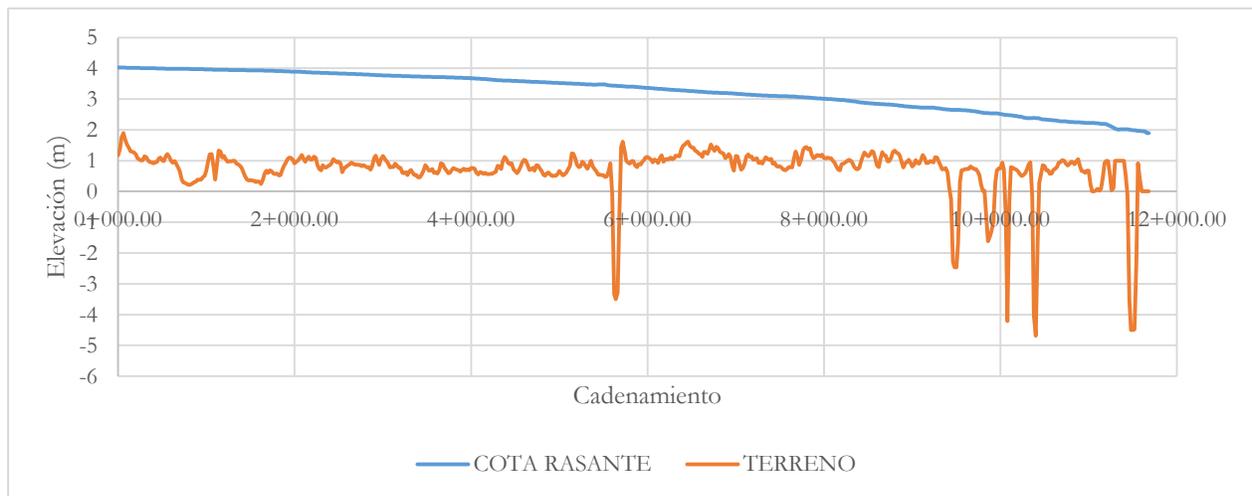


Figura 4.14 Perfil de elevaciones del bordo derecho a construir

⁸ De acuerdo a los estudios que datan desde 1979 respecto al dren Samaria-Golfo de México, no se tiene registro o información sobre el perfil de elevaciones de los bordos proyectados para el mismo.

El siguiente paso para la determinación de los volúmenes de terraplén fue la selección de la geometría de las secciones transversales; en Tabasco, la mayoría de los bordos de protección se utilizan como carreteras y caminos de tránsito de vehículos, por lo que se decidió seguir el mismo ejemplo para estos bordos. Para la cuantificación de volúmenes de terraplén se utilizó como base el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, donde las secciones transversales son denominadas estaciones, se encuentran separadas por un intervalo de 20 metros y se enumeran desde aguas arriba hacia aguas abajo, con la nomenclatura 00+000.00. Las áreas se determinaron de acuerdo con el método gráfico mencionado en dicho manual y utilizando la diferencia en metros entre la elevación de la subrasante y la elevación del terreno natural (Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), 1991).

Cada tramo entre estaciones, cuya longitud es de 20 metros como se mencionó previamente, representa un volumen de terraplén. Dicho volumen es estimado con la siguiente fórmula.

$$V = 0.5(A_1 + A_2)(K_2 - K_1) \quad \text{Ec. 19}$$

Donde A_1 es el área transversal de la primera estación, A_2 es el área transversal de la segunda estación, K_1 es el valor del cadenamiento de la primera estación, K_2 es el valor del cadenamiento de la segunda estación y V es el volumen. El volumen total de excavación se obtiene sumando los volúmenes parciales por tramos entre estaciones (ver tabla 4.5).

Tabla 4.5 Volúmenes de relleno para los bordos de protección

Concepto	Longitud (km)	Volumen de terraplén (m ³)
Bordo izquierdo	13.340	562,596.98
Bordo derecho	11.680	349,113.10

4.3.4. Costos directos por obra

Las obras del dren Samaria-Golfo de México son mayoritariamente excavaciones y obras de dragado para aumentar la capacidad del cauce piloto y generar el canal de salida. De acuerdo con los contratos con diferentes empresas a través de información de la CONAGUA, se tiene registro de que en el

estado de Tabasco, el metro cúbico de dragado de material arenoso se encuentra valuado en \$65.00, cuya actividad incluye también la disposición del material (ver tabla 4.6).

Tabla 4.6 Estimación del costo directo total del dren Samaria-Golfo de México

Concepto	Volumen de excavación (m³)	Volúmenes de terraplén (m³)	\$/m³	Costo directo (millones de pesos)
Cauce piloto	73,634,227.00	-	65.00	4,786.22
Canal de salida	37,403,160.00	-	65.00	2,431.21
Continuación de bordos de protección	-	907,849.52	35.00	31.77
			TOTAL	7,249.20

El costo total de la obra es \$7,249.20 millones de pesos. Por otra parte, se consideró un monto de 98 millones de pesos como costos de mantenimiento anual, cuyas actividades involucran obras de desazolve para canales y cauces.

5. ASPECTOS DE LA FACTIBILIDAD TÉCNICA, ECONÓMICA, SOCIAL Y AMBIENTAL DEL PROYECTO

5.1. Contexto actual del estado

Las condiciones que presenta el estado de Tabasco en la actualidad han cambiado respecto a las condiciones y el entorno en los que fue diseñado.

Hasta el año 2012, Tabasco representaba el 3.36% del Producto Interno Bruto (PIB) del total nacional, con un monto aproximado de \$433,782.00 millones de pesos (INEGI), ocupando el octavo lugar de aportación dentro de la república mexicana; es el segundo productor de barriles de petróleo en el país, sólo por debajo de Campeche.

Bajo el contexto agrícola, ocupa el primer lugar en la producción de cacao, yuca alimenticia, captura pesquera de cintilla y robalo, así como en la producción de azufre (Centro Nacional de Prevención de desastres (CENAPRED), 2013).

5.2. Afectaciones

Las cartas topográficas de INEGI a escala 1:20,000 pertenecientes al estado de Tabasco contienen información sobre infraestructura, localidades, áreas y corrientes naturales cuya importancia en este capítulo es fundamental para determinar el grado de impacto que tendría la implementación de la obra en el estado.

5.2.1. Afectaciones por construcción del dren Samaria-Golfo de México

Para poder determinar el impacto de la obra se definió un área de estudio cuya extensión abarca la obra del dren Samaria-Golfo de México incluyendo la llanura de inundación hasta los bordos de protección (tanto los construidos en la actualidad como los proyectados para el dren), la cual se muestra a continuación en la figura 5.1.

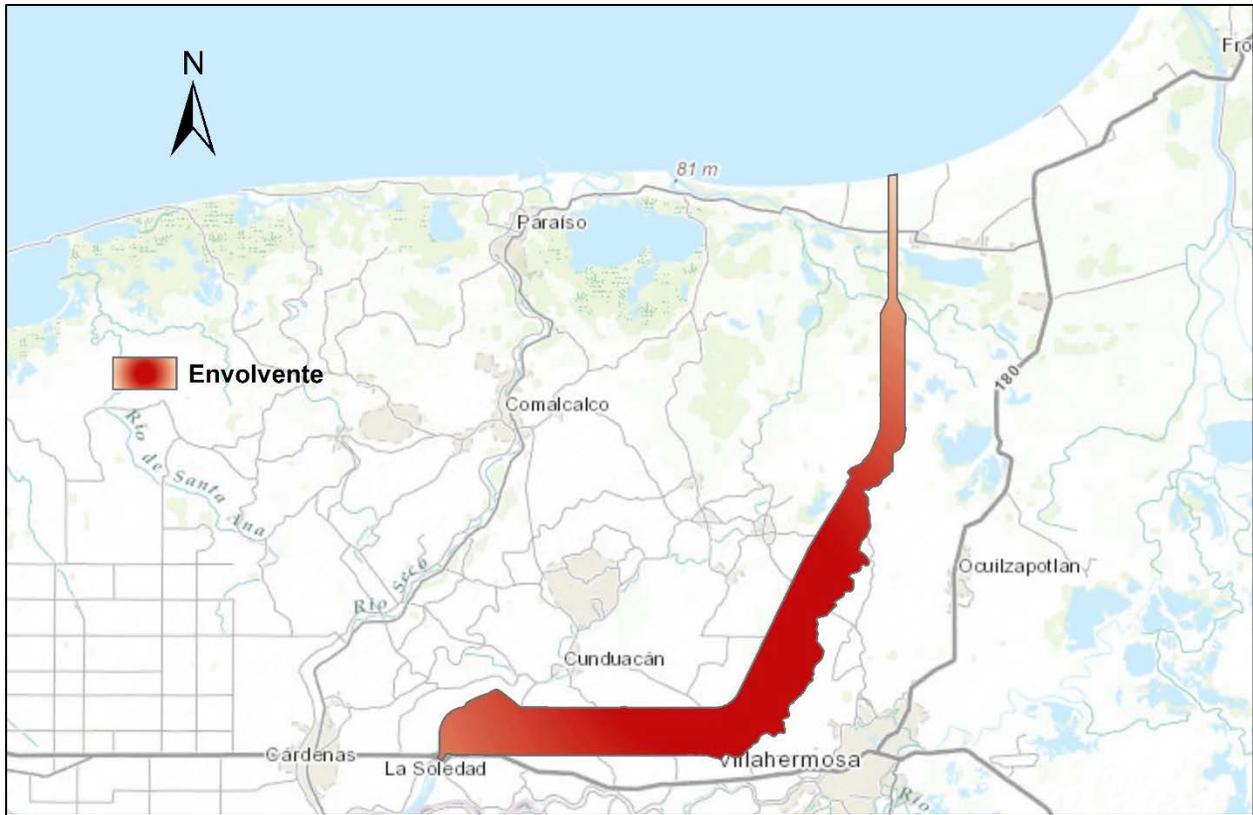


Figura 5.1 Área de influencia del dren Samaria-Golfo de México. Elaboración propia

5.2.1.1. Infraestructura

Como se mencionó previamente, Tabasco es una zona petrolera y destaca por la producción de crudo debido a la presencia de yacimientos en el estado. Petróleos Mexicanos (PEMEX) posee una amplia red de exploración, producción y conducción del recurso en varias zonas del estado, como resultado de su actividad petrolera en el estado destacando los pozos de extracción y la red de construcción.

De acuerdo con la información de las cartas topográficas obtenidas por el INEGI y mediante un filtro de aquellos pozos dentro del polígono envolvente correspondiente al dren, se determinó que existen 45 pozos petroleros dentro del área de influencia del dren Samaria-Golfo de México y de los cuales 31 se encuentran en operación y 14 en desuso (ver figura 5.2). Es importante destacar que varios de estos pozos se encuentran dentro de la zona entre bordos que ya se encuentran construidos, por lo que la continuación del dren hasta el cruce del Samaria con el río González no les provocaría afectaciones mayores; en contraste con este caso, existen 18 pozos de exploración entre el poblado de Oxiacaque y el cruce con el González que se encuentran ubicados dentro del área

inundable del dren; de estos 18 pozos, 8 se encuentran fuera de uso y 10 en operación. Estos pozos si tendrían afectación alguna si se llegase a presentar una avenida extraordinaria que causase desbordamientos en el cauce piloto y empezara a inundar el área entre bordos.

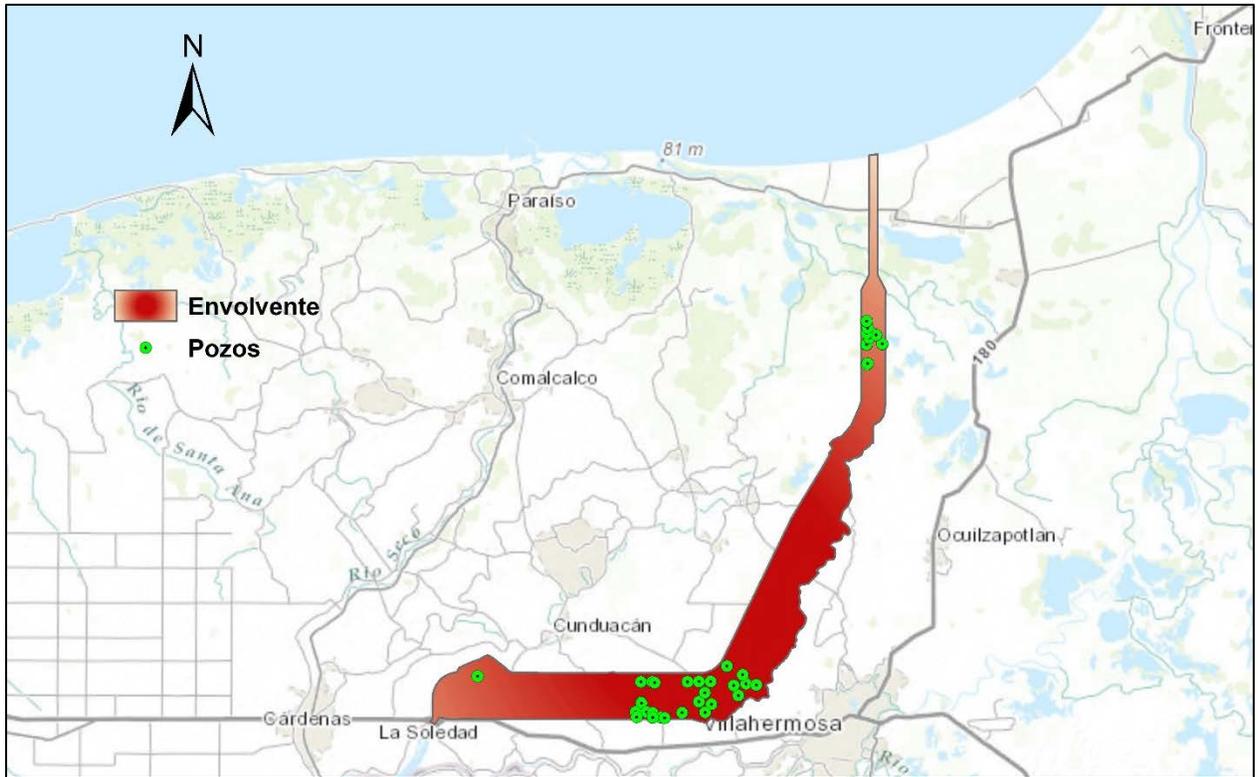


Figura 5.2 Pozos petroleros dentro del área de influencia del dren Samaria-Golfo de México. Fuente: INEGI.

Cartas topográficas escala 1:20,000.

En complementación a los pozos petroleros, las tuberías de conducción que interconectan y transportan el hidrocarburo y sus derivados se muestran en la figura 5.3.

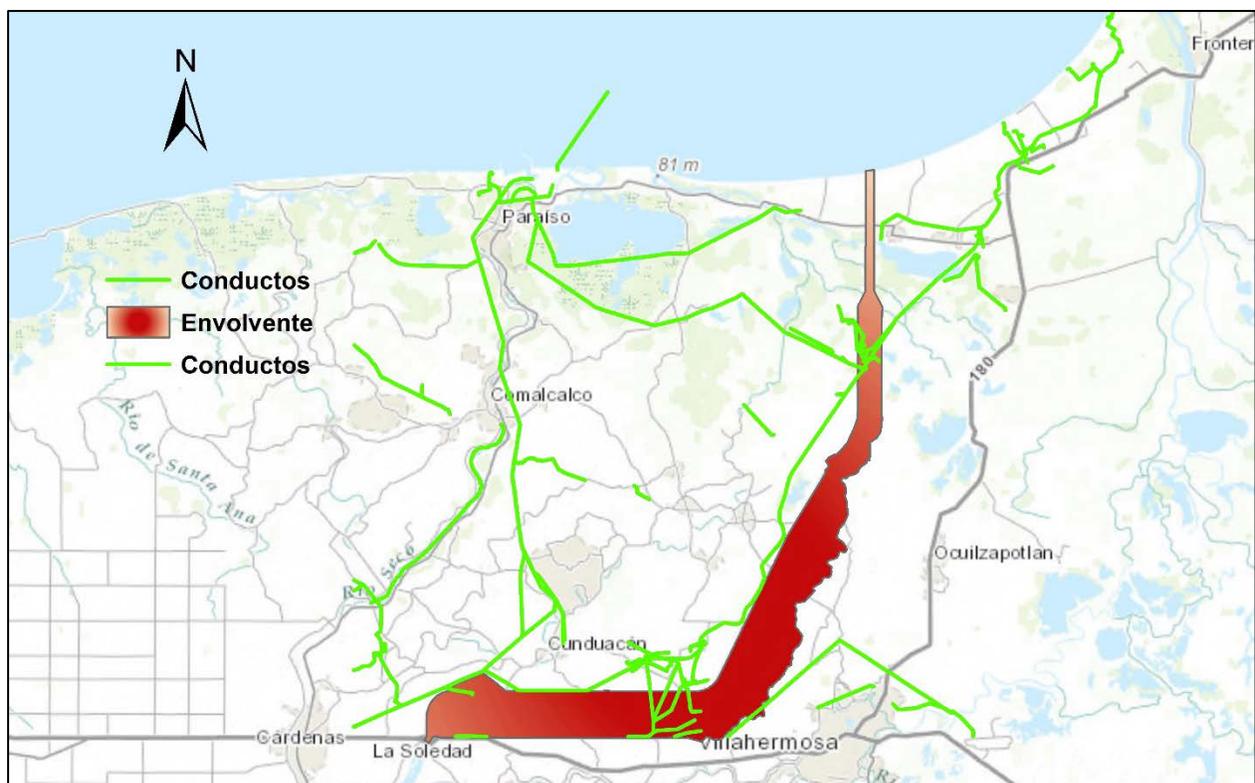


Figura 5.3 Infraestructura petrolera existente dentro del área entre bordos del dren Samaria-Golfo de México

5.2.1.2. Localidades

Se registraron 26 localidades dentro del área entre bordos del dren Samaria-Golfo de México de acuerdo con la información de las cartas topográficas del INEGI; todas son localidades menores con una población que no supera los 2,500 habitantes, por lo que son consideradas como localidades rurales. La tabla 5.1 muestra los nombres y el número de habitantes de cada localidad.

Tabla 5.1 Localidades dentro del área del dren Samaria-Golfo de México

Localidad	Número de habitantes
Arena	32
Arroyo	839
Arroyo San Cipriano	132
Belén	249
Colima	264
Corriente, Segunda Sección	195
Cumuapa, Primera Sección	1,834
Cumuapa, Tercera Sección	122
Dieciséis De Septiembre	222
Dos Ceibas	1,241

Localidad	Número de habitantes
El Carmen	228
El Chiflón	349
El Pantano	20
El Pastal	311
El Sitio	330
El Zapote	910
Emiliano Zapata	18
Felipe Galván	370
Guatacalca	259
Isla Guadalupe	558
La Isla	54
Lázaro Cárdenas, Segunda Sección	93
Marín	707
Plátano Y Cacao, Cuarta Sección	763
San Pedro Cumuapa	326
Santa Catalina	120
Total	10,546

El total de habitantes afectados asciende a 10,546 por las 26 localidades en total. Obsérvese que de acuerdo a la figura 5.4, las localidades afectadas se encuentran dentro del área entre bordos existente, por lo que la implementación del dren Samaria-Golfo de México con sus bordos proyectados hasta el río González no supone una afectación mayor que la que actualmente tienen. No existen localidades hacia aguas abajo que resulten afectadas si bien por una avenida que ocasione una mancha de inundación, no por la construcción del dren en sí.

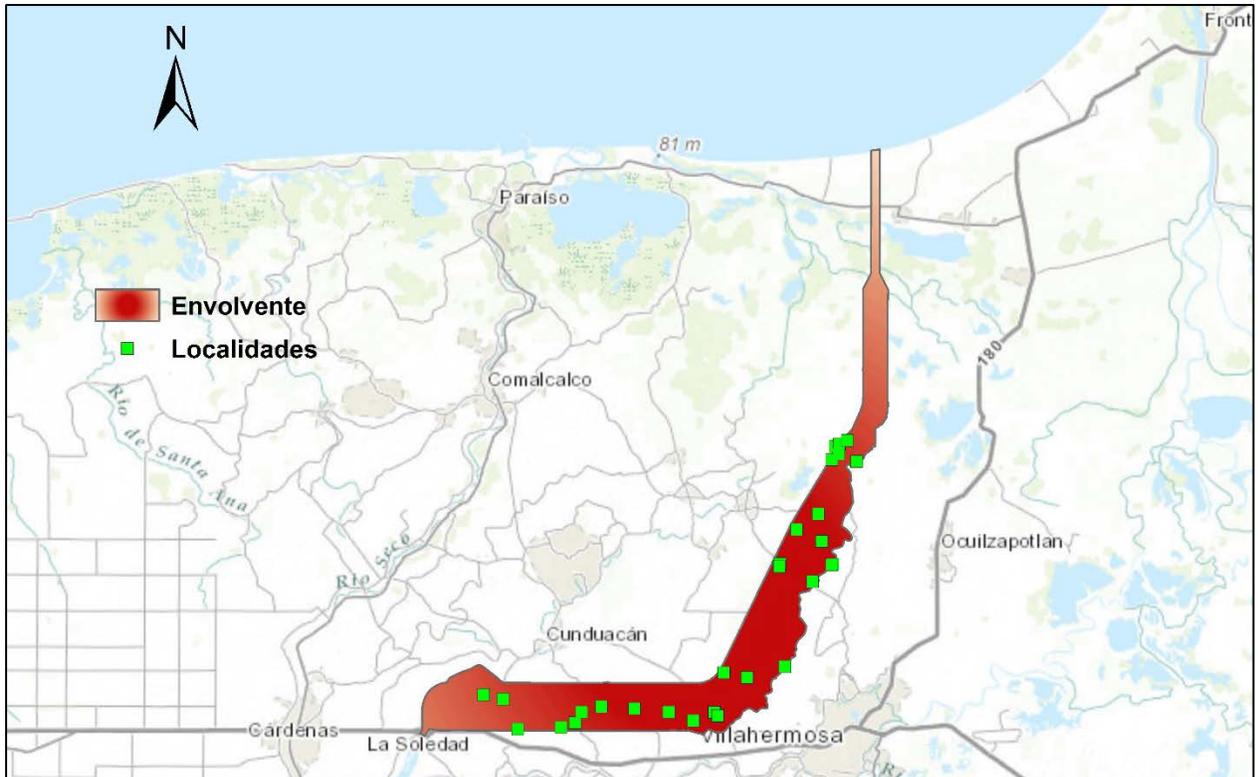


Figura 5.4 Localidades dentro del área entre bordos del dren Samaria-Golfo de México

5.2.2. Afectaciones provocadas al estado de Tabasco si se presenta la avenida asociada al TR=100 años

En el capítulo 3 de esta tesis se realizó la simulación del dren Samaria-Golfo de México, construido hipotéticamente en condiciones actuales y transitando una avenida extraordinaria asociada a un período de retorno de 100 años; el resultado de la simulación hidráulica en 2D fue una mancha de inundación, que abarca una extensión de casi 2 mil kilómetros cuadrados.

Al amplificarse la mancha de inundación y abarcar más territorio mientras transita la avenida en el modelo bidimensional, se tienen afectaciones diversas en el estado: en este subcapítulo se realizó un diagnóstico de la afectación de la inundación simulada en 2D mediante Iber, en función de cuatro parámetros fundamentales: localidades, infraestructura y zonas destinadas a la agricultura. Es importante mencionar que para llevar a cabo estas acciones, fue necesario tomar la mancha de inundación simulada mediante Iber® y transformarla a un polígono en formato vectorial para llevar a cabo el diagnóstico.

5.2.2.1. Localidades afectadas

Se realizó un recuento de las localidades que se encuentran dentro del área de inundación, realizando una extracción de las localidades (representadas por puntos y polígonos dependiendo del número de habitantes) que se encuentran dentro del área abarcada por la inundación.

De acuerdo con el análisis, se tiene que la población total afectada asciende a 14,407 habitantes, los cuales se encuentran distribuidos en 32 localidades rurales (con un total de 12,172 habitantes) y 7 localidades urbanas (que suman un total de 2,235 habitantes). La ubicación espacial de dichas localidades dentro del área inundada se encuentra en la figura 5.5. Se observa que la mancha llega a alcanzar algunas poblaciones importantes como Paraíso y Frontera, con poblaciones que rebasan los 20 mil habitantes; no obstante, la mancha no alcanza a inundar en su totalidad dichas poblaciones por lo que se asume que la población afectada no corresponde a la población total de la localidad.

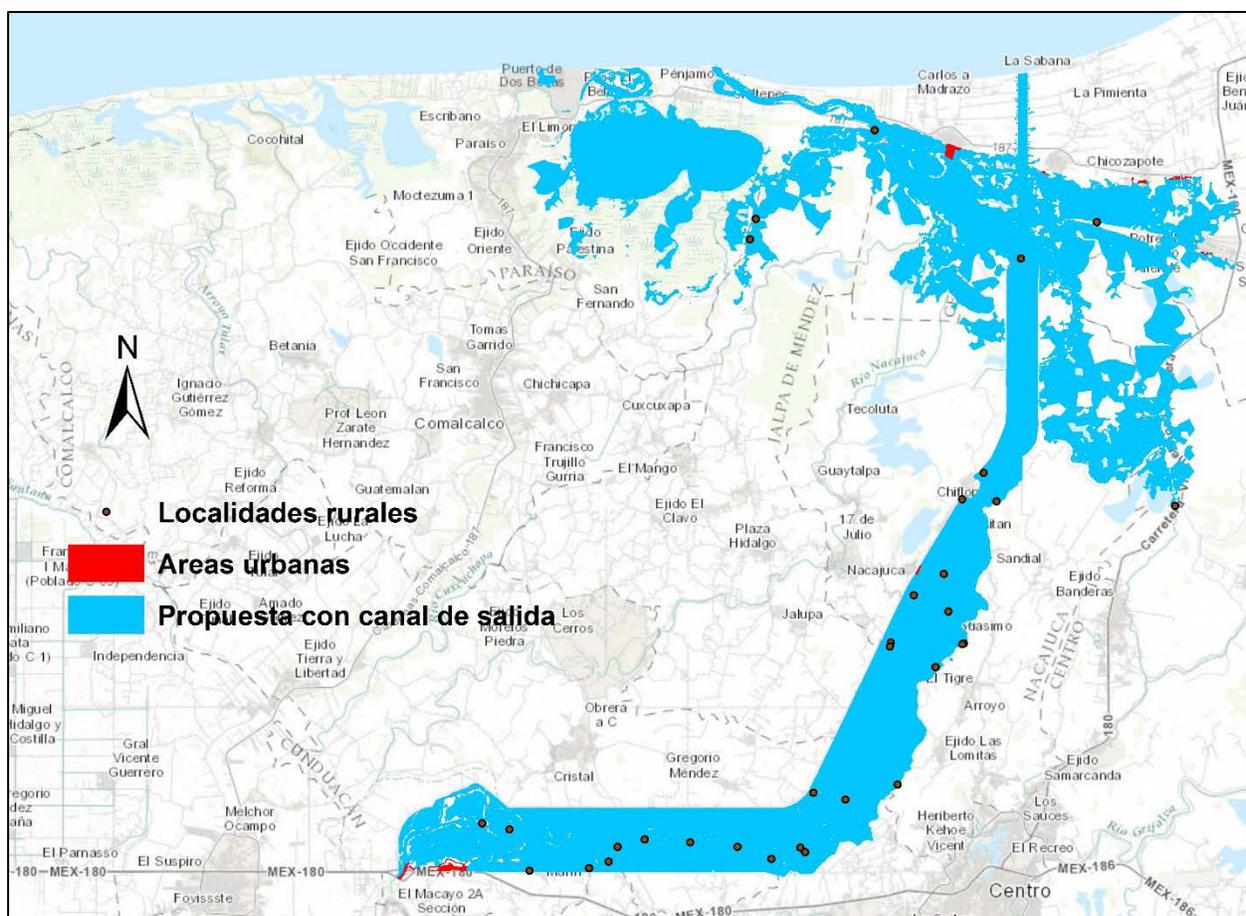


Figura 5.5 Localidades urbanas y rurales dentro del área inundada. Elaboración propia.

5.2.2.2. Áreas de cultivo afectadas

Se realizó un recuento de las áreas destinadas para la agricultura en la zona aledaña al dren Samaria-Golfo de México, tomando en cuenta información de los núcleos agrarios de los que se tiene conocimiento en el Registro Agrario Nacional (RAN) y de las cartas topográficas de INEGI.

Mediante el mismo procesamiento realizado para la determinación de las áreas urbanas afectadas, se determinaron aquellas áreas de cultivo que se encontraban dentro del área inundada; el total asciende a 1,003.49 hectáreas, distribuidas a lo largo de toda la mancha de inundación, aunque de acuerdo con figura 5.6 se tiene que la mayoría de las zonas destinadas al cultivo se concentran dentro del área entre bordos, inmediatamente después del puente Samaria, hacia aguas abajo, sumando un total de 943 hectáreas; las demás zonas de cultivo afectadas se encuentran cercanas a las localidades de Paraíso, Puerto Ceiba y parte de la barra de Chiltepec y cuyas áreas en total no exceden las 140 hectáreas.



Figura 5.6. Áreas cultivadas presentes dentro del área inundada. Elaboración propia

5.2.2.3. Infraestructura

El territorio abarcado por la mancha de inundación llega a invadir hasta 65 pozos de extracción (Infraestructura de pozos dentro del área inundada. Elaboración propia figura 5.7), de los cuales, 2 de ellos corresponden a extracción de agua, 58 a exploración y extracción de petróleo y 5 de gas natural (ver tabla 5.2).

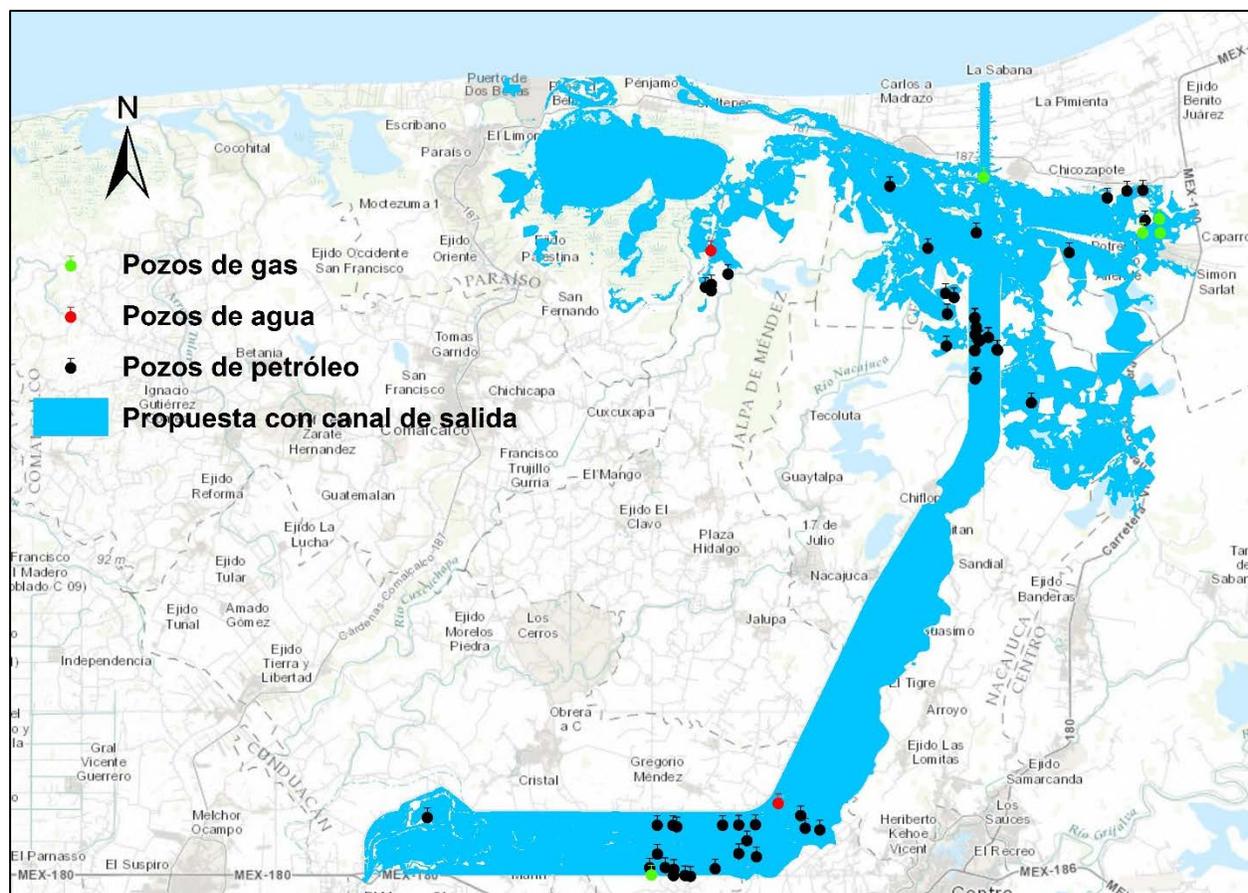


Figura 5.7 Infraestructura de pozos dentro del área inundada. Elaboración propia

Tabla 5.2 Infraestructura de pozos de extracción dentro del área inundable.

Tipo	Uso	Desuso	Total
Petróleo	29	29	58
Gas	5	-	5
Agua	1	1	2

No se consideró la afectación de los conductos debido a que todos son subterráneos, de acuerdo con la información que se encuentra dentro de las cartas topográficas.

5.3. Factibilidad económica, técnica, social y ambiental

Cuando se habla de factibilidad en un proyecto, se debe remitir forzosamente al concepto de sostenibilidad, entendida esta como: como la interacción humana con el medio físico, que garantiza la satisfacción de las necesidades de las generaciones presentes, sin soslayar ni comprometer la capacidad de las generaciones futuras de poder satisfacer las necesidades que en su momento les corresponderán. Este concepto se integra por 3 ejes, el ambiental, el social y el económico; además, se debe considerar el factor técnico, para determinar si se tiene la suficiente capacidad técnica y tecnológica para llevar a cabo un proyecto u obra, en este caso, para control de inundaciones y protección.

5.3.1. Aspectos de la factibilidad económica

La metodología empleada para la evaluación de la factibilidad económica es la que se presenta en el Capítulo 24 del Manual de Ingeniería de Ríos, *Evaluación de Proyectos*, Elaborado para la Comisión Nacional del Agua. Se utilizaron dos índices de evaluación para determinar la factibilidad económica del proyecto: la relación beneficio costo y el Valor Presente Neto (VPN).

La relación beneficio costo (B/C) es un indicador que se calcula mediante la división del valor presente de los beneficios entre el valor presente de los costos (B/C). La fórmula se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{B}{C} = \frac{\sum_{j=1}^n (P/F)_j B_j}{\sum_{j=1}^n (P/F)_j C_j} \quad \text{Ec. 20}$$

Donde B_j son los beneficios en el año j , C_j son los costos en el año j y n es el horizonte de planeación. $(P/F)_j$ es el Factor de Valor Presente para el año j . El parámetro de evaluación consiste en si el valor de la relación beneficio costo es mayor a uno, para decidir si hacer el proyecto o no.

Por otra parte el VPN es un índice de evaluación que consiste en obtener el valor de los flujos de efectivo año tras año del proyecto mediante la aplicación de la fórmula:

$$VPN = B - C = \sum_{j=1}^n (P/F)_j (B_j - C_j)$$

Ec. 21

En otras palabras, se trata de obtener los beneficios totales año tras año y restárselos a los costos del proyecto de año tras año. Se decide que el proyecto es rentable si el VPN es mayor a cero.

Mediante una simplificación de los daños anuales causados por inundación, se realizó un análisis de dispersión entre las áreas de inundación y las pérdidas económicas anuales que ocasionaron, para un mismo evento meteorológico y para el mismo año, en el estado de Tabasco (ver tabla 5.3); mediante las publicaciones anuales del CENAPRED, *Impacto socioeconómico de los desastres en México*, se obtuvo información de ambos parámetros desde el año 2007 hasta 2011. Las pérdidas económicas se encuentran referenciadas al año en el cual fueron cuantificadas, por lo que se necesitó convertirlas a pesos de 2015 utilizando la fórmula del interés compuesto y usando un valor de inflación representado por el Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) del año 2015 y el INPC de cada año al cual está referida la estimación de las pérdidas económicas.

Tabla 5.3 Índice de Afectaciones Promedio (IAP) causado por inundaciones en diferentes años. Fuente CENAPRED.

Año	Perdida económica total (millones de pesos)	Perdida económica total (pesos de 2015)	área total inundada (ha)	IAP (\$/m ²)
2007	31,871.00	40,485.17	1,533,744.22	2.08
2008	5,277.20	6,506.18	360,000.00	1.47
2009	2,465.00	2,938.89	221,175.50	1.11
2010	7,392.10	8,565.02	744,487.00	0.99
2011	10,305.00	11,644.69	342,875.00	3.01

Relacionando directamente la pérdida económica total con el área total inundada, se obtiene una gráfica como la que se muestra en la figura 5.8. Ajustando la recta para que intersecte en el origen⁹, se tiene que la ecuación que define la pérdida económica en función del área inundada es $y=23.56x$, donde “x” es el área inundada en miles de hectáreas y “y” es la pérdida económica en millones de

⁹ La intersección en el origen se justifica porque se infiere que cuando no se presenta un área de inundación, no debe existir una pérdida económica.

pesos. Dentro de las pérdidas cuantificadas por el CENAPRED se incluyen daños a infraestructura, vivienda, zonas agropecuarias (cultivos y pastizales), y compensaciones a la sociedad.

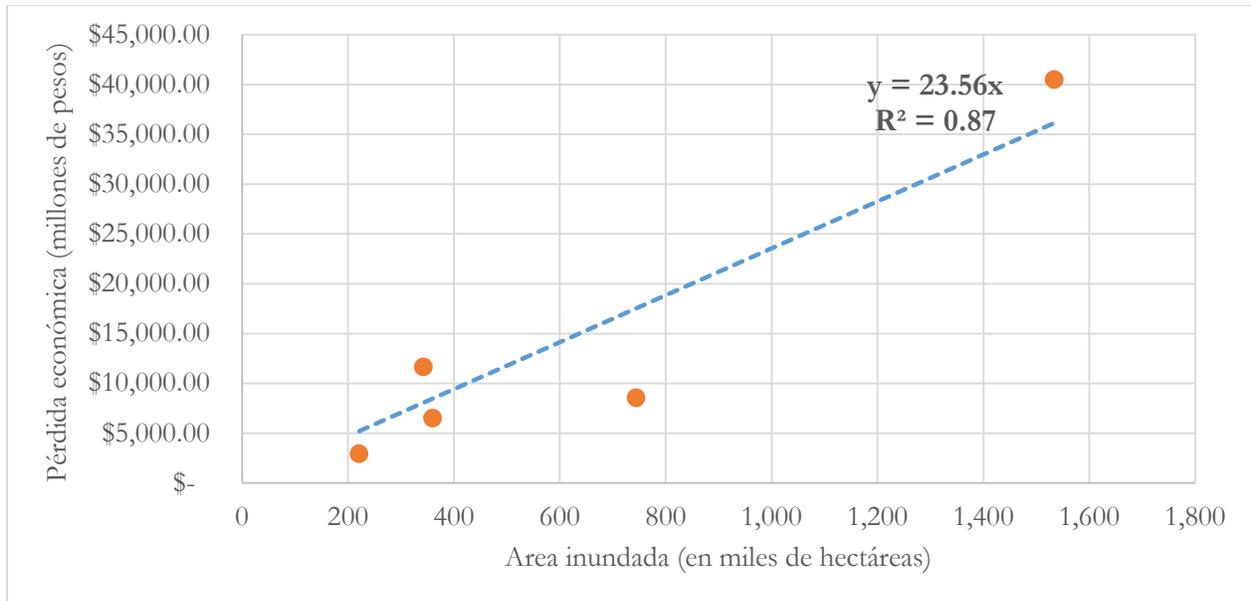


Figura 5.8 Relación entre el área total inundada y las pérdidas económicas totales en pesos de 2015. Fuente: CENAPRED

5.3.1.1. Cuantificación de los beneficios

El siguiente paso para realizar la evaluación consistió en cuantificar los daños, cuyos montos pasarían a ser beneficios esperados si se construyera la obra; a través de una curva de ajuste, se representaron los gastos cuantificados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para diferentes períodos de retorno (tabla 5.4); el mejor ajuste se logra con una ecuación polinómica de segundo grado, representada en la figura 5.9.

Tabla 5.4 Gastos picos asociados a diferentes períodos de retorno. (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2009)
TR, período de retorno.

TR	Gasto pico (m ³ /s)
100	6,500
50	5,300
25	3,500
10	2,200
5	1,500

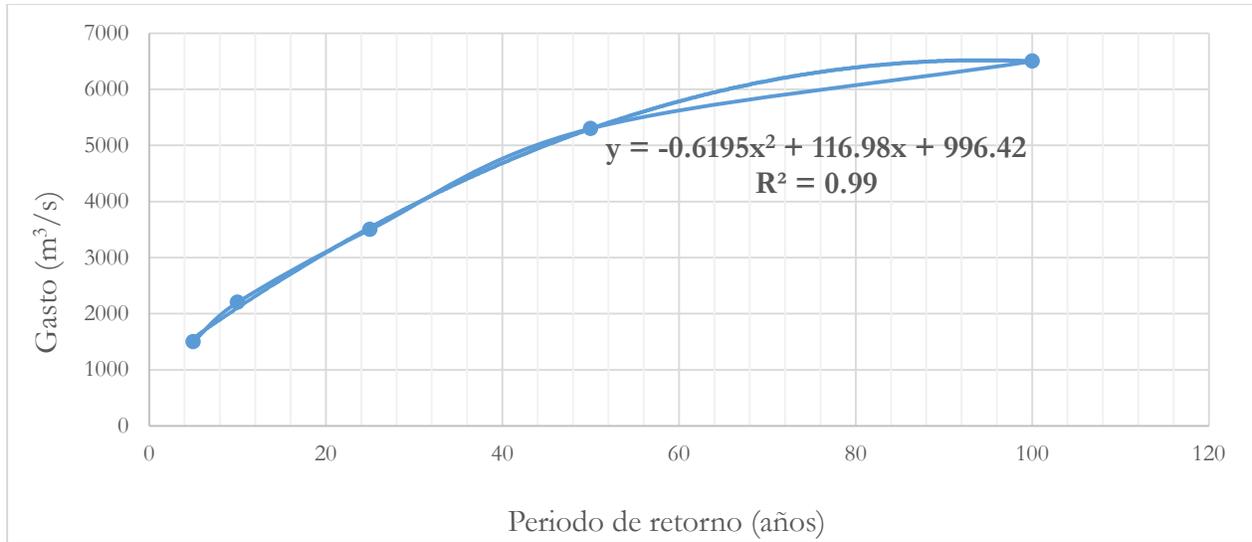


Figura 5.9 Función que relaciona periodos de retorno con sus respectivos gastos, en el río Samaria.

Elaboración propia

Una vez obtenidos los gastos, se cuantificaron las áreas de inundación ocasionadas por los mismos; con ayuda de la ecuación representada en la figura 5.8, fue posible obtener la pérdida económica total, en millones de pesos, pérdida que pasa a ser denominada como Beneficio en el año cero, B_0 ; dicho monto, no representa el crecimiento de las áreas urbanas, ni el crecimiento de las actividades económicas representadas por el sector agropecuario ni el industrial, específicamente el petrolero).

Es aquí donde se tomó en cuenta el Factor de Valor Presente mostrado en las fórmulas del Valor Presente Neto y en la relación B/C; este factor sirve para obtener el valor del beneficio total a lo largo de toda la vida útil de la obra, multiplicándolo por el beneficio cuantificado en el año cero. Para el caso de la propuesta del dren, se consideró un horizonte de planeación de 50 años. El factor de Valor Presente se calcula como sigue:

$$(P/F) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{1 + \Delta_1}{1 + \Delta_2} \right)^i \quad \text{Ec. 22}$$

Donde Δ_1 es el crecimiento porcentual de los beneficios y Δ_2 es la tasa de descuento, que sirve para traer los beneficios a valor presente. Para el caso de Δ_1 , se utilizó un crecimiento anual del 3.9%, asociado al crecimiento del Producto Interno Bruto del estado de Tabasco en los años que van del

2001 al 2008¹⁰ (Instituto Mexicano para la Competitividad (IMCO), 2010). Para el caso de Δ_2 , que representa una tasa asociada al valor del dinero en el tiempo, se utilizó la inflación actualizada a la fecha, reportada por el Banco de México, el cual es de 2.74% hasta la fecha (Banco de México, 2015). Aplicando esas tasas al Factor de Valor Presente, se tiene que vale 68.45.

$$(P/F) = \sum_{i=0}^{50} \left(\frac{1 + 0.039}{1 + 0.0274} \right)^{50} = \sum_{i=0}^{50} (1.01129)^{50} = 68.4517$$

Posteriormente, cada uno de los beneficios B_0 se multiplicó por dicho factor para obtener el Beneficio en Valor Presente de cada uno de los eventos; cada uno de esos beneficios está asociado directamente a una probabilidad de ocurrencia (tabla 5.5)¹¹; la función que relaciona los Beneficios en Valor Presente (BVP) con la probabilidad de ocurrencia, se denomina función Beneficio Esperado y se muestra en la figura 5.10. El Beneficio Total de construir el dren Samaria-Golfo de México resulta ser el área bajo la curva de dicha función.

Tabla 5.5 Valores de los Beneficios en Valor Presente asociados a cada período de retorno.

Período de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Gasto (m ³ /s)	Área total inundada (ha)	Beneficio (B ₀) millones de pesos	BVP
2	0.5	900.00	123,764.30	2,920.84	199,936.35
5	0.20	1565.83	133,237.10	3,144.40	215,239.28
6	0.17	1676.00	134,804.42	3,181.38	217,771.23
...
96	0.01	6517.19	203,680.03	4,806.85	329,037.06
97	0.01	6514.60	203,643.28	4,805.98	328,977.69
98	0.01	6510.78	203,588.90	4,804.70	328,889.83
99	0.01	6505.72	203,516.89	4,803.00	328,773.50
100	0.01	6499.42	203,427.25	4,800.88	328,628.70

¹⁰ En 2010 la tendencia de crecimiento era de 4.25%; sin embargo en los últimos años ha ido decreciendo, por lo que se utilizó como tasa de referencia la histórica con más años de información.

¹¹ La probabilidad de ocurrencia se considera como el inverso del período de retorno, 1/TR.

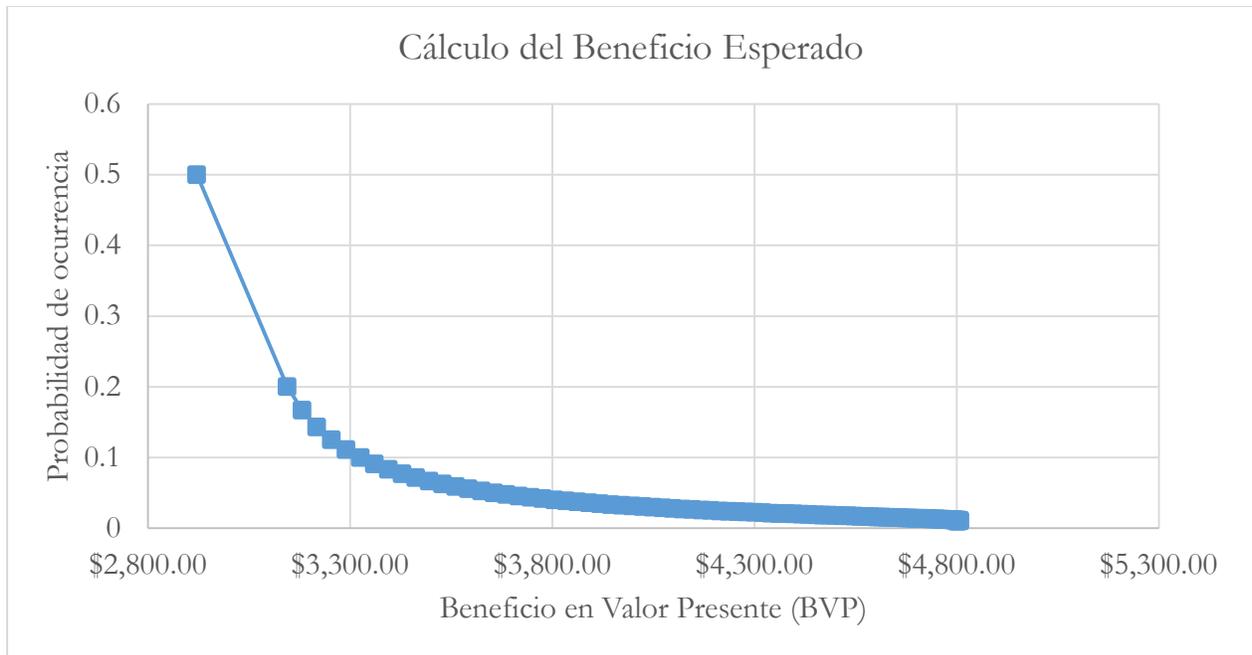


Figura 5.10 Función Beneficio Esperado para cada uno de los daños asociados a distintos períodos de retorno

De acuerdo con la metodología, el área bajo la curva simboliza el Beneficio Total de construir el dren Samaria-Golfo de México, el cual asciende a \$10,712.58 millones de pesos.

5.3.1.2. Relación B/C

El costo directo por la construcción del dren se calculó en un total de \$7,249.52 (ver subcapítulo 4.3.4). Además, se tiene que se tiene que existen costos de mantenimiento de hasta 98 millones de pesos por concepto de desazolve anual. El costo total del mantenimiento en pesos corrientes fue obtenido mediante un Factor de Valor presente, cuyo valor se obtuvo mediante la fórmula del valor presente. Se usó una tasa de descuento de 2.74%, equivalente a la inflación.

$$F = \sum_{i=0}^n \frac{1}{(1+i)^n} = \sum_{i=0}^{50} \frac{1}{(1+0.0274)^{50}} = 28.05$$

Usando dicho factor, se tiene que el costo total a lo largo de la vida útil del proyecto por concepto de mantenimiento asciende a \$2,748.88 millones de pesos, en valor presente. El costo total del proyecto es, considerando este importe, de \$9,998.09 millones de pesos.

La relación costo-beneficio resulta de:

$$\frac{B}{C} = \frac{10,712.58}{9,998.09} = 1.0715$$

Con lo que se demuestra la rentabilidad del proyecto.

5.3.1.3. Valor Presente neto

El VPN resulta de 714.49 millones de pesos, demostrando así la rentabilidad del proyecto.

$$VPN = 10,712.58 - 9,998.09 = 714.49$$

5.3.2. Aspectos de la factibilidad técnica

La factibilidad técnica de un proyecto consiste en determinar si se cuenta con las suficientes aptitudes técnicas y tecnológicas para que el proyecto se lleve a cabo y funcione adecuadamente; esta parte de la evaluación se realiza mediante un estudio de viabilidad técnica cuyo propósito es proveer información sobre las diversas formas de materializar un proyecto o los diferentes procesos que pueden utilizarse para producir un bien o servicio (Departamento de Cooperativas de Chile, 2015).

Por una parte se tienen las obras de dragado, cuyas implementaciones no son una novedad, debido al tipo de materiales presentes en el lecho del río; materiales arenosos tipo “A” cuya remoción se puede realizar mediante dragas de succión o dragas mecánicas. El río Samaria actualmente es un río utilizado para la extracción de materiales de construcción, tal y como lo demuestra la presencia de los bancos de materiales reportados por la SCT, así como las dragas que se encargan de desazolvar algunas secciones del Samaria (figura 5.11).



Figura 5.11 Draga mecánica presente en el río Samaria. Fuente: Instituto de Ingeniería, 2014.

La construcción del canal de salida tampoco supone un esfuerzo tecnológico alto debido a que se trata de actividades de desmonte y despalme, así como la excavación del material areno-arcilloso de la zona de la Barra de Chiltepec hasta la profundidad deseada; el inconveniente de estas actividades son los cruces con algunos cuerpos de agua como la interconexión con la aportación lagunar de Santa Anita, así como la propia desembocadura al mar, donde los programas de obra deberán adaptarse para que en estas áreas la excavación se lleve a cabo mediante explosivos, o bien, dependiendo de la funcionalidad del canal de salida, que se construyan compuertas o alguna estructura de control para que sea utilizado únicamente en época de avenidas. La presencia de dicha estructura no está contemplada dentro del presupuesto mostrado en el capítulo 0, y supondría un incremento en la tecnología necesaria para construirla, disminuyendo la factibilidad técnica del proyecto.

Otra implicación de tipo técnica es la disposición final del material de excavación. Esta actividad repercute tanto en la factibilidad técnica como en la económica dado que los acarrees dependen del volumen de material a disponer y de la distancia recorrida por los camiones; a pesar de que trata de una cuestión de logística más que de una tecnológica, los importes por kilómetro de acarreo de material suponen un aumento en los presupuestos, haciendo que la relación costo-beneficio se mueva negativamente.

En 2014, el Instituto de Ingeniería de la UNAM determinó ciertas zonas de tiro de material a lo largo del río Samaria como uno de los objetivos a cumplir para desarrollar una “propuesta de dragado para aumentar la capacidad de conducción del río Samaria”. Tales zonas se muestran en la figura 5.12.

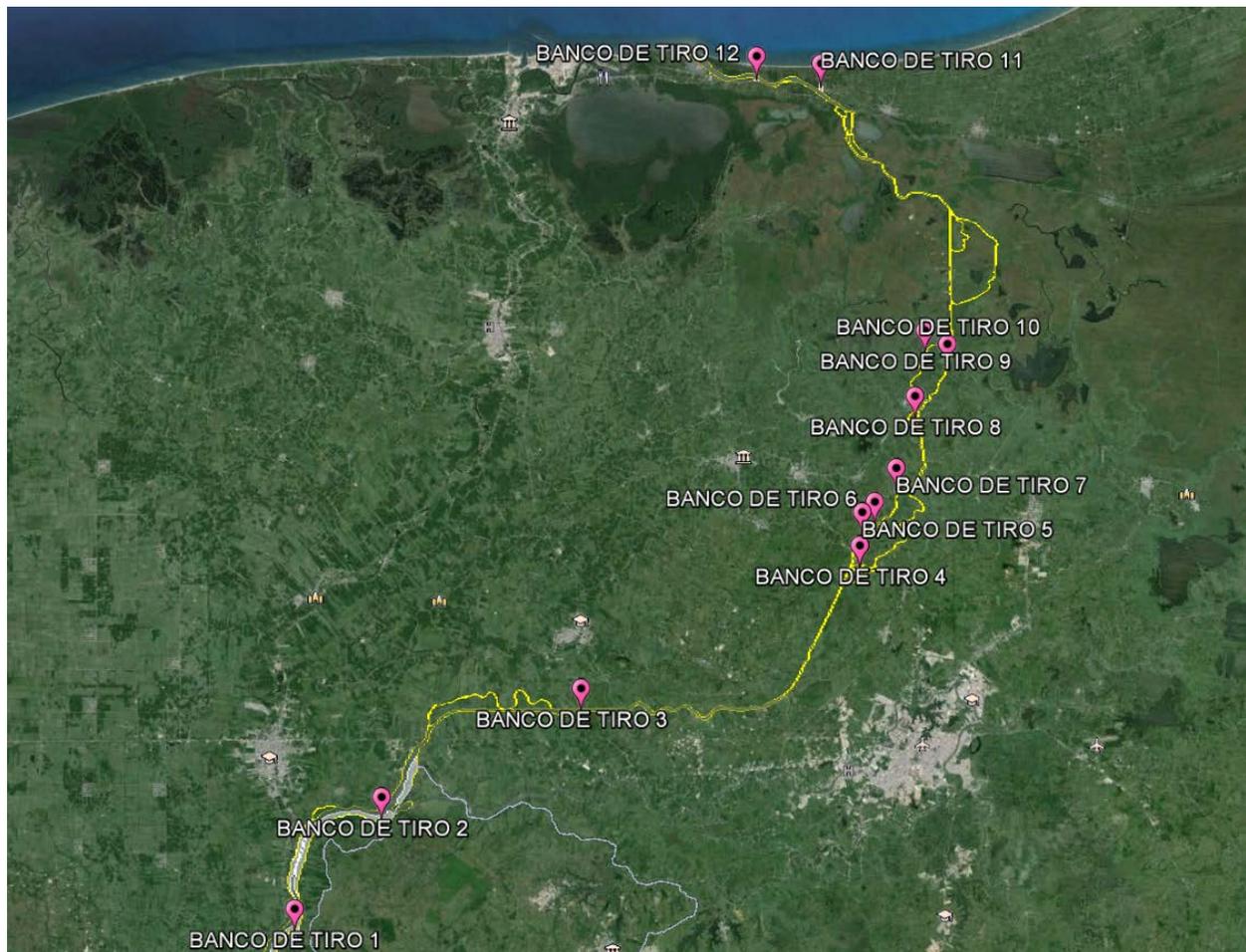


Figura 5.12 Zonas de tiro propuestas por el IINGEN para la disposición de material de río. Fuente: Instituto de Ingeniería UNAM, 2014.

Todas las áreas de tiro suponen un volumen total de almacenamiento de aproximadamente 4 millones de metros cúbicos. Por otra parte, está en planeación un proyecto conceptual sobre “Plataformas de Seguridad”, en el cual se proponen la construcción de varios terraplenes con un nivel de desplante tal, que pueda albergar a la población en caso de contingencias severas donde los niveles del agua rebasen los del terreno natural. La construcción de dichas plataformas hace justificable la gran cantidad de material que provendría del dren Samaria-Golfo de México si llegara a ser construido, al utilizar el material generado por las acciones del dragado.

5.3.3. Aspectos de la factibilidad ambiental

El trazo del canal de salida tendría consecuencias para la laguna Santa Anita debido a que constituye una interrupción de la conexión de la misma con el río González. Santa Anita es un cuerpo lagunar que abarca una superficie de 1,493.4 hectáreas y cuya vegetación aledaña está conformada por estratos de selva mediana, pastizales y comunidades hidrófitas (Rodríguez Rodríguez, 2002). Dicho cuerpo lagunar se comunica al mar mediante el río González, permitiendo la intrusión de agua salina a la laguna (figura 5.13).

Al tener una mayor área hidráulica, el agua que va de la laguna hasta el río González circularía por el canal de salida, disminuyendo los niveles de agua del sistema fluvial durante la época de estiaje, cuando los gastos que transitan por el río Samaria oscilan entre los 200 a los 400 m³/s. Otro efecto de la obra en cuestión radica en la cantidad de agua salada que ingresaría a la laguna, también por la presencia del canal de salida, que podría alterar la población de peces y mariscos que habitan dentro de la laguna y que son la principal fuente de ingresos de los habitantes de las comunidades de Vicente Guerrero, Allende y Cuauhtémoc, en el municipio de Centla (TVQCentla, 2015).

De acuerdo con el Inventario Nacional de Plantas Municipales de Potabilización y Tratamiento de Aguas Residuales en Operación, existe una planta potabilizadora denominada “Santa Anita” la cual tiene una capacidad de potabilización de 20 litros por segundo (LPS). La disminución de los niveles de la alguna pueden causar que la obra de captación pueda no estar a la cota requerida para mantener dicha capacidad de potabilización; este impacto tiene una parte ambiental, porque la calidad del agua de la captación podría cambiar, respecto a la calidad original con la que fue diseñada la planta, y también supone un impacto social debido a que podría presentarse un caso por desabasto de agua potable en las comunidades aledañas a la laguna.



Figura 5.13 Impacto del canal de salida con el sistema lagunar Santa Anita-González. Elaboración propia

5.3.4. Aspectos de la factibilidad social

Dentro de la factibilidad para el desarrollo de un proyecto, es importante considerar el impacto social que tendría una obra de tal magnitud como el dren Samaria-Golfo de México; esto en el sentido de las repercusiones que en la población serán sentidas por efectos de su implementación, a través de un análisis de los aspectos propios de la dinámica comunitaria que son alterados durante la ocurrencia de eventos de inundación.

El presente apartado tiene como finalidad describir elementos propios de la dinámica comunitaria en relación a las inundaciones, pues dichas comunidades son afectadas de manera negativa, reflejada en detrimento del bienestar social, por ejemplo con la pérdida de enseres domésticos, alteraciones en la salud, afectaciones a las zonas agrícolas, entre otros.

Es sabido que el pensamiento tabasqueño es renuente al desarrollo de proyectos de origen estructural cuyo objetivo es otorgar protección y reducir los impactos por de eventos de inundación, más aún, la población no deposita su confianza en los proyectos, traducidos en medidas debido a que continúan presentándose afectaciones por los efectos de los fenómenos hidrometeorológicos.

También se ha presentado el caso donde proyectos integrales como el PICI, cuyas medidas estructurales no fueron suficientes para contener la inundación del 2007, catalogándolo como “un fracaso” ante los ojos de la población tabasqueña (La Jornada, 2007).

Por otra parte, dicha población conserva una cultura de autoprotección, por así decirlo, de tipo rústica, y esto se menciona sin la mínima intención de soslayar la funcionabilidad de dicha cultura; es común apreciar mecanismos similares u homogéneos de convivencia a las inundaciones, en donde los pobladores se preparan con víveres, recolectan madera para construir tapancos con el propósito de subir sus pertenencias a estos.

La obra propuesta no presenta algún tipo de afectación a la población ya que su zona de influencia consiste en el área entre bordos del río Samaria y no contempla afectación a predios rurales o urbanos¹². Por el contrario, se prevé que sin la implementación del dren, las afectaciones por inundación continuarán en la zona; al implementarlo, se reflejará el beneficio social a través de los componentes comunitarios mostrados en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Mitigación de daños sociales por inundación de acuerdo con los componentes comunitarios básicos.

Componentes comunitarios	Problemática detectada por cada componente	Mitigación por implementación de la obra a cada problemática
Alimentación	<ul style="list-style-type: none"> • Dificultad para pescar. • Pérdida de animales de corral. • Pérdida de la cosecha. • Desabasto por la dificultad para acceder a las localidades afectadas. • Encarecimiento de los productos básicos. 	<p>Contribuye a que no exista desabasto y no se encarezcan los productos garantizando que los animales de corral se desarrollen en beneficio de la comunidad.</p> <p>Se pueden crear programas para la adquisición de estufas solares.</p>

¹²Se refiere a afectaciones por construcción de la obra: como se demostró en el subcapítulo 5.2.1, los nuevos bordos se encuentran en zonas federales donde no existen asentamientos urbanos ni zonas de cultivo, sino infraestructura petrolera.

Componentes comunitarios	Problemática detectada por cada componente	Mitigación por implementación de la obra a cada problemática
Trabajo	<ul style="list-style-type: none"> • Los centros de trabajo se ven anegados • Dificultad para trasladarse al centro laboral. • Si el negocio está en la vivienda, también se afecta. 	<p>Se prevé una regularidad laboral al no verse afectada ni la infraestructura ni los insumos laborales.</p> <p>Se puede crear una red fluvial de apoyo.</p>
Salud	<ul style="list-style-type: none"> • Aumento de enfermedades que se potencializan con el estancamiento del agua por varios días, semanas, incluso meses. Afectaciones a las vías respiratorias y al aparato digestivo. 	<p>Se presentan reducciones en las enfermedades provocadas por inundación</p> <p>Es necesario que la población tenga acceso a servicios de salud de mayor calidad en el servicio y más cerca de su vivienda.</p>
Educación	<ul style="list-style-type: none"> • Interrupción del ciclo escolar. • Pérdida de equipo y afectación a las estructuras. • Deserción de la plantilla docente. 	<p>Habrà regularidad en los ciclos escolares, en donde además se debe garantizar una plantilla académica y equipamiento.</p> <p>Crear programas educativos que incluyan el tema de las inundaciones en la formación de los alumnos.</p>
Seguridad	<ul style="list-style-type: none"> • Se presentan robos cuando los habitantes salen de su hogar para ponerse a salvo. • Existe carencia de información sobre las rutas de evacuación. 	<p>Se prevé que los robos y saqueos disminuyan. Además, con la elaboración de un boletín comunitario de emergencias, la población puede estar mejor preparada ante un evento de inundación.</p>

Un ejemplo de dichas mitigaciones son las localidades chontales que se encuentran en el territorio tabasqueño (ver tabla 5.7); si bien es cierto que en el habitus de la población de dichas localidades está el haberse adaptado a través del tiempo a los fenómenos de inundación, mediante la obra del dren Samaria-Golfo de México se podría mejorar la calidad de vida de dichas personas conforme a los componentes comunitarios mencionados previamente, ya sea disminuyendo el riesgo de enfermedades transmitidas por las condiciones insalubres características de una inundación, o bien,

mejorando la calidad de vida de las personas mediante la construcción de hospitales y escuelas rurales (ver figura 5.14).

Tabla 5.7 Localidades indígenas en municipios cuya lengua indígena principal es el chontal de Tabasco.

(Flores López, 2006)

Municipio	Localidad	Población de 5 años o más	Población de 5 años o más HLI	%
Centro	Rovirosa	379	277	73.1
Centro	Buenvista 2ª Sección (El Tular)	17	13	76.5
Centro	La Loma	406	311	76.6
Centro	Jolochero (Boca de Culebra)	196	151	77.0
Centro	Buenvista 2ª Sección (Col. José María)	221	177	80.1
Centro	La Manga Tamulté de las Sabanas	513	424	82.7
Centro	Buenvista 1ª Sección	3 636	3 112	85.6
Centro	La Ceiba	969	840	86.7
Centro	Miramar 3ª Sección	887	792	89.3
Centro	Buenvista 2ª Sección (Col. Nva. Esperanza)	103	94	91.3
Macuspana	Melchor Ocampo 2ª Sección	358	260	72.6
Macuspana	Chivalito 2ª Sección	341	335	98.2
Macuspana	Chivalito 4ª Sección	184	182	98.9
Nacajuca	El Pastal	261	204	78.2
Nacajuca	Oxiacaque	1 334	1 049	78.6
Nacajuca	Tapotzingo	2 223	1 835	82.5
Nacajuca	El Chiflón	257	213	82.9
Nacajuca	Cantemos 1ª Sección	249	207	83.1
Nacajuca	San José Pajonal	140	122	87.1
Nacajuca	San Isidro 1ª Sección	837	736	87.9
Nacajuca	El Sitio	243	214	88.1
Nacajuca	Guaytalpa	1 854	1 713	92.4
Nacajuca	Isla Guadalupe	475	441	92.8
Nacajuca	San Isidro 2ª Sección	355	341	96.1
Nacajuca	San Simón	815	789	96.8
Nacajuca	Tecoluta 1ª Sección	924	911	98.6
Nacajuca	Tecoluta 2ª Sección	1 296	1 279	98.7

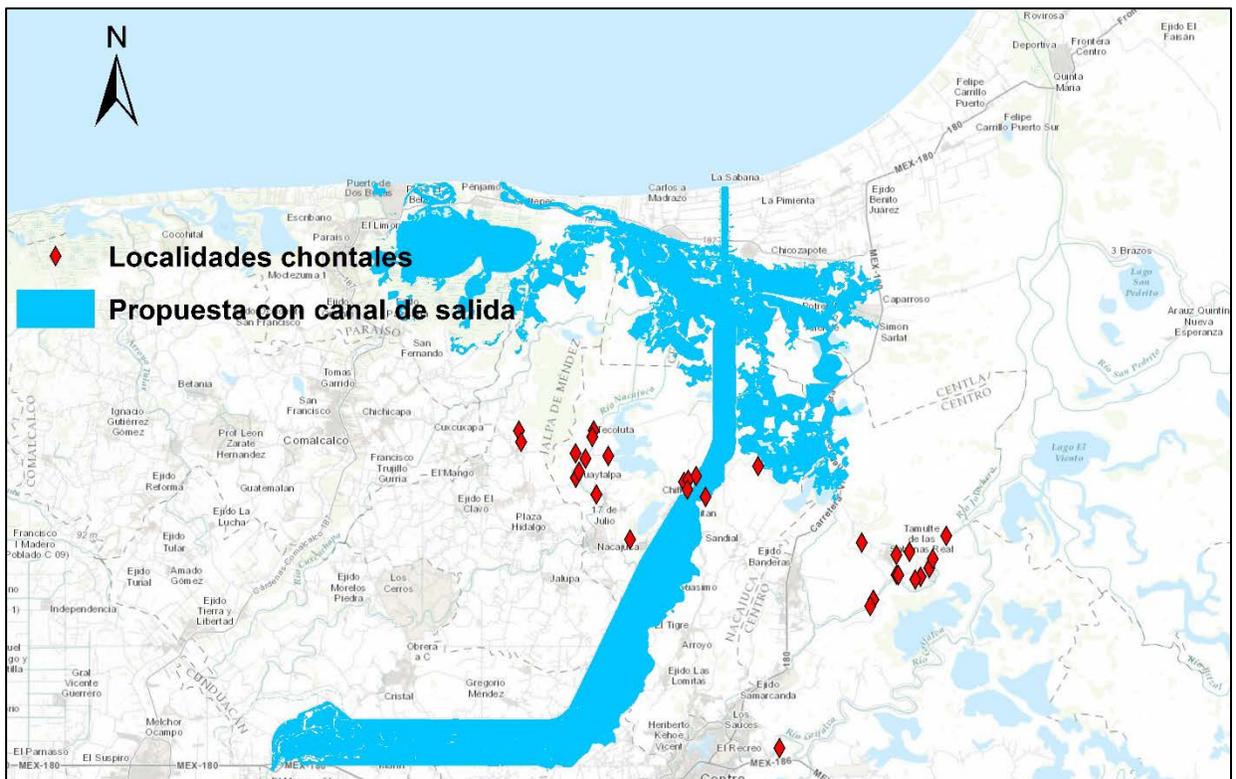
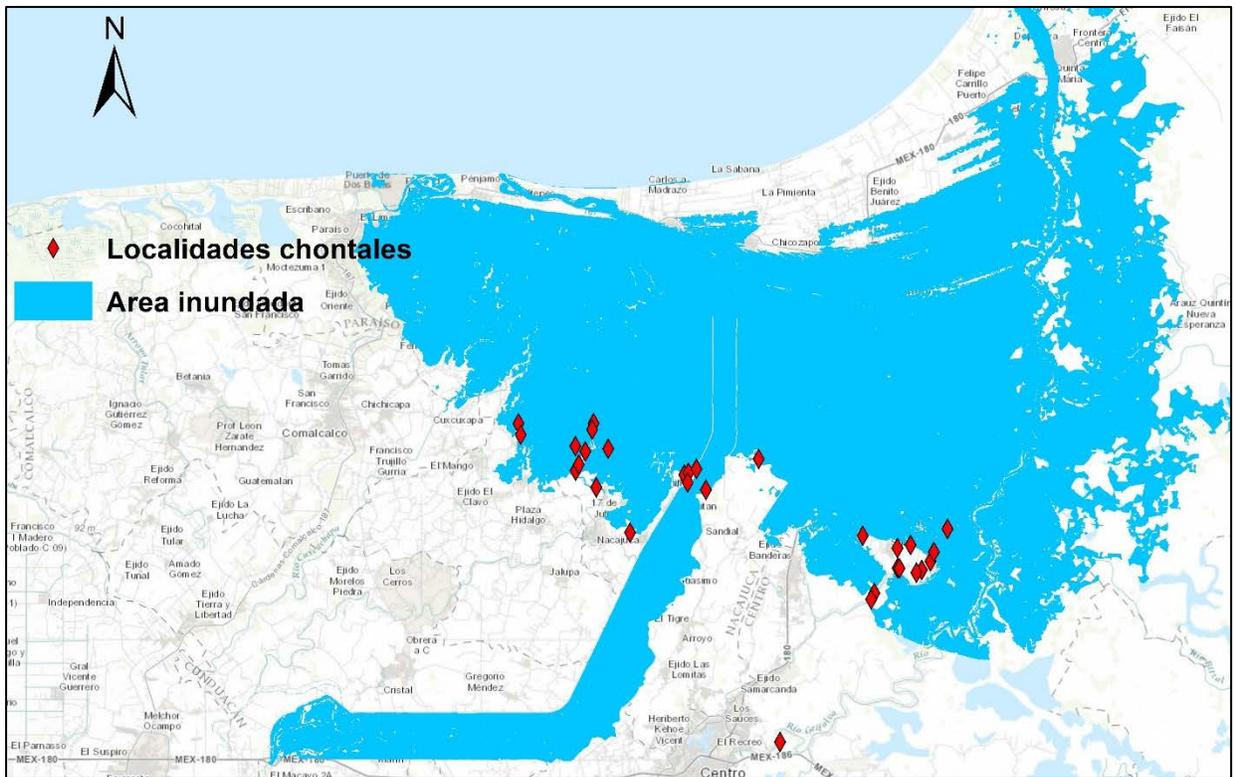


Figura 5.14 Arriba: Localidades chontales ubicadas dentro del área inundada. Abajo: con la propuesta del dren Samaria-Golfo de México, las localidades chontales quedan fuera de dicha área

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones generales

Ante la problemática de las inundaciones en Tabasco, se retomó un proyecto conocido como dren Samaria-Golfo de México, con el fin de dotar al río Samaria de un eficaz sistema de drenaje que permita escurrir gastos de excedencia en caso de contingencias hidráulicas.

Para el correcto funcionamiento del modelo matemático, se realizó la calibración del mismo, mediante datos hidrométricos reales de dos estaciones a lo largo del río Samaria y mediante metodologías establecidas.

Mediante la simulación bidimensional en Iber[®], fue posible obtener manchas de inundación teóricas, con condiciones de frontera reales y desfavorables, que sirvieron para determinar la poca funcionalidad del dren y para plantear soluciones al problema hidráulico, que permitieran complementarlo; después de evaluar alternativas, también mediante simulación bidimensional, se determinó que una solución funcional fuera un canal de salida excavado directamente hacia el Golfo de México desde la incorporación del río Samaria hacia el río González, mismo que puede ser utilizado únicamente en época de avenidas. El canal ocasionó una reducción en el área de inundación en más del 70%, minimizando las afectaciones de varias localidades rurales y zonas urbanas, entre ellas, de gran importancia cultural; con esta mitigación de las manchas de inundación fue posible librar a infraestructura petrolera dentro del estado de los alcances de la misma.

Se cumplió el objetivo principal de este proyecto de tesis, dado que se evaluó la viabilidad de implementar la obra del dren Samaria-Golfo de México mediante una metodología de evaluación de proyectos de infraestructura hidráulica que si bien es cierto que su enfoque es económico, no necesariamente es exclusivo, puesto que se consideraron los efectos que tendría la implementación en el contexto ambiental, social y técnico; habiendo analizado las posibles afectaciones y realizado el análisis costo beneficio mostrado en el capítulo 5, se concluye que el dren Samaria-Golfo puede cumplir con los objetivos para los cuales fue diseñado desde 1979.

En materia técnica, el dren Samaria Golfo funciona bien para transitar los gastos excedentes; si en dado caso se construyera se debe tomar en cuenta que en época de estiaje podría tener impactos

negativos; es por eso que se planteó la alternativa de utilizarlo únicamente como canal de salida en épocas de avenidas, cuando los gastos sean tales que causen afectaciones de consideración.

6.2. ¿Es posible en el contexto actual construir el dren Samaria-Golfo de México?

Para las condiciones actuales en las que se encuentra el estado, sobre todo en materia de gestión y prevención de inundaciones, el proyecto del dren Samaria-Golfo de México resulta estratégico por dos razones: la presencia de la estructura de control “Macayo”, que regula los gastos en el río Carrizal hasta por 850 m³/s; cualquier aportación excedente proveniente de la cuenca del Alto Grijalva (y de la presa Peñitas) sería conducido exclusivamente por el río Samaria, cobrando éste vital importancia en el drenaje de la cuenca; y por otra parte, resulta una eficaz protección contra inundaciones, dado que el diseño original fue modificado, tomando en cuenta los efectos de las inundaciones más severas que se han presentado en el estado; de ser posible, podría ser utilizado también para conducir los escurrimientos producidos por la lluvia, mediante el uso de drenes o canales de interconexión.

El proyecto es rentable desde el punto de vista económico, con una relación costo beneficio de 1.07. Dicha relación puede variar, debido a las tasas de interés real y las tasas de descuento que se utilizan; se sugiere realizar un análisis de sensibilidad que permita observar los cambios en los indicadores de evaluación a fin de tomar decisiones respecto a los riesgos si se diera el caso de que el proyecto resultase no rentable. Resulta importante mencionar que la relativamente baja rentabilidad del proyecto se debe también a la naturaleza del mismo, puesto que se trata de obras con una vida útil larga y por ende, con un retorno de inversión a largo plazo.

Es posible cuantificar los beneficios intangibles mediante metodologías que permitan traducir el valor de dichos beneficios en importes, con la finalidad de afinar la evaluación aquí realizada, y contribuir al aumento de la relación costo-beneficio.

6.3. Implicaciones en la construcción

La mayor modificación al proyecto original repercute en el canal de salida, alternativa que sirvió para lograr que se redujera considerablemente la mancha de inundación, de acuerdo con los resultados del capítulo 4. La construcción del dren no supone mayores retos técnicos como se mencionó en el

subcapítulo 5.3.2, sin embargo, sí es necesario definir los sitios y la disposición final de los materiales producto de las excavaciones y del dragado.

La construcción de la obra implicaría un monto de inversión mayor a los costos directos por obra, debido a la presencia de imprevistos y a ciertas situaciones donde se requiera replantear la propuesta, ya sea en caso de que existan modificaciones mayores de un trazo de alguno de los bordos, o del cauce piloto, así como el trazo del canal de salida; en dado caso de que no se cuente con presupuesto suficiente por parte de las dependencias estatales en conjunto con el gobierno federal, se propone considerar un programa de inversión diferido en años para aminorar el impacto financiero que podría causar la ejecución de la obra.

BIBLIOGRAFÍA

- Arrieta Fernández, Pedro. 1994.** *La integración social de la Chontalpa: un análisis regional en el trópico mexicano*. s.l. : Universidad Iberoamericana, 1994.
- Banco de México. 2015.** Inflación. [En línea] 2015. [Citado el: 01 de 09 de 2015.] <http://www.banxico.org.mx/portal-inflacion/inflacion.html>.
- Bitrán Bitrán, Daniel. 2001.** *Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el período 1980-99*. México D.F. : CENAPRED, 2001.
- Centro Nacional de Prevención de desastres (CENAPRED). 2013.** *Características e impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la república mexicana en el año 2011*. 2013.
- Chow, Ven Te. 1994.** *Hidráulica de Canales Abiertos*. s.l. : McGraw Hill, 1994.
- Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL). 2011.** *Tabasco: Características e impacto socioeconómico de las lluvias extremas de 2008*. 2011.
- Comisión Estatal de Agua y Saneamiento.** Acuerdan Tabasco y CONAGUA nuevo proyecto hidrológico para el estado: PROHTAB. [En línea] <http://ceas.tabasco.gob.mx/content/acuerdan-tabasco-y-conagua-nuevo-proyecto-hidrol%C3%B3gico-para-el-estado-prohtab>.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE). 2001.** *Resumen ejecutivo del Proyecto Integral para la Protección Contra Inundaciones de la Cuenca de los ríos Grijalva-Usumacinta*. 2001.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2012.** Atlas digital del agua. [En línea] 2012. http://www.conagua.gob.mx/atlas/mapa/09/index_svg.html.
- . **2015.** Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS). [En línea] 2015. <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Contenido/Documentos/Portada%20BANDAS.htm>.
- . **2012.** *Libro Blanco CONAGUA-01 Programa Hidrico Integral de Tabasco (PHIT)*. 2012.
- . **2010.** Regiones hidrológicas. [En línea] 2010. <http://www.conagua.gob.mx/atlas/ciclo09.html>.
- Departamento de Cooperativas de Chile. 2015.** Factibilidad del Proyecto Empresarial. [En línea] 2015. <http://www.decoop.cl/Inicio/FomentoCooperativo/CursosenL%C3%ADnea/FACTIBILIDADDELPROYECTOEMPRESARIAL/tabid/130/Default.aspx>.
- Flores López, José Manuel. 2006.** *Chontales de Tabasco*. s.l. : Comisión Nacional para el Desarrollo de los Pueblos Indígenas, 2006.
- Gama Campillo, Lilia , y otros. 2008.** *Inundaciones y lluvias extremas en Tabasco* |. 2008.

Instituto de Ingeniería de la UNAM. 2014. *Anexo técnico del convenio de colaboración entre la Comisión Nacional del Agua y la Universidad Nacional Autónoma de México para la elaboración del "Estudio para el PROHTAB.* Mexico, D.F. : s.n., 2014.

—. 2008. *Capítulo 1. Introducción (PHIT).* 2008.

—. 2008. *Capítulo 14. Términos de referencia: Formulación del Plan Hídrico Integral de Tabasco, PHIT.* 2008.

—. 2014. *Capítulo 2. Propuesta para incrementar la capacidad del drenaje fluvial mediante acciones de desazolve del sistema Samaria-Río González;* 2014.

—. 2008. *Capítulo 4. Análisis estadístico de los gastos máximos anuales registrados en las cuencas del Bajo Grijalva y de las descargas de la presa Peñitas.* 2008.

—. 2008. *Capítulo 8. Revisión y reformulación de algunas obras del Programa Integral de Control de Inundaciones de Tabasco (PHIT).* 2008.

—. 2009. *III.4.c Revisión hidráulica integral, mediante simulación matemática, de las obras principales propuestas en el PHIT.* 2009.

—. 2009. *III.5.c Modelación de procesos costeros y obras de protección o mitigación.* México D.F. : s.n., 2009.

Instituto Mexicano para la Competitividad (IMCO). 2010. *Tabasco. Análisis de competitividad .* 2010.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). Mexico en Cifras. Tabasco. [En línea] [Citado el: 9 de Febrero de 2015.] <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/mexicocifras/default.aspx?e=27>.

La Jornada. 2007. El PICI, otro fracasado plan para evitar inundaciones graves. [En línea] 3 de Noviembre de 2007. <http://www.jornada.unam.mx/2007/11/03/index.php?section=sociedad&article=032n2soc>.

Maza Álvarez, José Antonio y Franco, Victor. 1996. *Obras de protección para control de inundaciones.* s.l. : Instituto de Ingeniería UNAM, 1996.

Organización Meteorológica Mundial (OMM). 1992. *Glosario Hidrológico Internacional .* s.l. : UNESCO, 1992.

Rodríguez Rodríguez, Ernesto. 2002. *Las lagunas continentales de Tabasco.* s.l. : UJAT, 2002.

SAGARPA. Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas. [En línea] http://www.sagarpa.gob.mx/ desarrolloRural/noticias/2012/Documents/FICHAS%20TECNICAS%20E%20INSTRUCTIVOS%20NAVA/INSTRUCTIVO_HIDROLOG%C3%8DA.pdf.

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH). 1980. *Estudio del Cauce de Alivio Samaria-Golfo de México.* 1980.

- . 1979. *Evaluación y Selección de Alternativas para el cauce de alivio Samaria-Golfo de México*. 1979.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)**. 1991. *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (SCT)*. Mexico D.F.: s.n., 1991.
- Sistema de seguridad de Presas. CONAGUA**. Presa Ángel Albino Corzo. [En línea] [Citado el: 9 de febrero de 2015.] http://201.116.60.136/inventario/tcauce_aguas_abajo.aspx?DSP,688.
- Sotelo Ávila, Gilberto**. 2002. *Hidráulica de Canales*. primera. Ciudad de México : s.n., 2002.
- TVQCentla**. 2015. Ecocidio de la Laguna Santa Anita de Vicente Guerrero. [En línea] 12 de Agosto de 2015. <https://www.youtube.com/watch?v=cl8D1GjXCQg>.
- Universidad Juárez Autónoma de Tabasco**. 1981. *Seminario del proyecto Cauce de alivio Samaria-Golfo de México*. 1981.
- Velázquez Villegas , Germán**. 2000. *Las inundaciones en Tabasco*. s.l. : Universidad Popular de la Chontalpa (UPCH), 2000.