



01162
13
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA**

**MODELO NUMÉRICO PARA EL TRÁNSITO
DE AVENIDAS PARA REDES DE RÍOS CON
PLANICIES DE INUNDACIÓN**

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas
UNAM a difundir en formato electrónico o impreso
contenido de mi trabajo en su totalidad

NOMBRE:

Horacio Rubio

FECHA:

18 de Julio del 2003

FIRMA:

[Firma]

**T E S I S
PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA**

**PRESENTA:
HORACIO RUBIO GUTIÉRREZ**

**DIRECTOR DE TESIS :
FCO. JAVIER APARICIO MIJARES**



MÉXICO, D.F.

2003

**TEPS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Agradecimientos :

A mi esposa, novia de toda la vida.

A mi hija que viene a enseñarme otra vez el mundo.

A mi padre, ejemplo vivo del Ingeniero ético y lógico.

A mi madre siempre creativa y alegre.

Al Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares, por su paciencia y confianza.

A mis amigos de la maestría, por compartir la aventura en la DEPMI Campus Morelos.

A los ingenieros: Ramón Aguirre Díaz y Héctor Rodríguez Reguero por mostrarme el mundo profesional de la ingeniería.

Al Ing. José Luis Adame de León por darme la oportunidad y la confianza de participar en la administración de la cuenca más caudalosa del país.

Al excelente equipo multidisciplinario que componen las filas de la Subgerencia Regional Técnica en la Gerencia Regional Frontera Sur y la Subgerencia Técnica en el estado de Tabasco, de la Comisión Nacional del Agua.

A los investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM, M.I. Víctor Franco, Dr. Ramón Domínguez Mora, Dr. Oscar Fuentes Mariles, por sus valiosos comentarios.

Al personal de CFE de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil y a la Subgerencia de Generación del Complejo Hidroeléctrico Grijalva, por las facilidades para la obtención de datos y comentarios.

A todos aquellos que participaron en este trabajo, que es resultado de las aportaciones de varlos hombres y mujeres que están preocupados por conocer como funciona la naturaleza.

Capítulo I

Introducción

*A la naturaleza
no se le vence
sino obediéndola
Giordano Bruno
(1548-1600)*

En este capítulo se describen los objetivos de la tesis, el área de estudio, la problemática de inundaciones en general y una reseña histórica de las inundaciones en el área de estudio.

1.0. Objetivos

- Adaptar los datos hidráulicos de la cuenca baja del río Grijalva al modelo numérico, concretamente al afluente constituido por el conjunto de los Ríos de la Sierra, justo antes de confluir con el río Carrizal.
- Calibrar con datos de avenidas históricas registradas, en la cuenca baja del río Grijalva, los parámetros del modelo numérico.
- Integrar la herramienta ya implementada en alguna aplicación práctica sobre la cuenca, en cuestión. Dicha herramienta, una vez calibrada, será útil tanto para el diseño de obras de protección como para el pronóstico de crecientes operativo en la región.

1.1. Antecedentes

Si nos referimos al concepto de inundación debida a las crecientes en ríos primero deberemos entender las características del flujo superficial que la produce.

A lo largo de su trayectoria los ríos cambian su morfología, pasando por la cuenca alta donde ésta es característica de la montaña (altamente erosivo, pendientes altas, régimen superior); después pasando por la cuenca intermedia donde el río pierde fuerza formando rápidas y remansos de manera alternada, para finalmente llegar a la cuenca baja donde el río es característico de la planicie, (pendiente baja, régimen inferior y alta sinuosidad). En esta etapa espacial del cauce existe un proceso fluvial bien definido que determinará las dimensiones estables de un cauce. En el proceso de formación del cauce de un río, tres fenómenos llegarán a un equilibrio: el flujo de agua, el transporte de sedimentos y las formas de fondo. Cuando el equilibrio se logra las dimensiones del cauce entrarán en estabilidad, entonces dicho cauce solo será capaz de conducir dentro de sí al llamado gasto formativo.

Cuando el flujo del agua que lleva el cauce aumenta, debido a alguna razón externa como la lluvia o el rompimiento de una presa, en un período de tiempo relativamente corto, el equilibrio formativo entre los tres fenómenos no puede establecerse con suficiente rapidez para formar un cauce capaz de llevar el nuevo flujo, esta insuficiencia hidráulica provoca que el caudal que lleva el río genere un tirante mayor a la altura de sus márgenes, haciendo que un volumen importante se derrame por dichas, llevando consigo además del agua los sedimentos en suspensión. Estos sedimentos y agua se extienden por las partes más bajas cercanas al río formando grandes espejos de agua y depositando su carga de sedimentos en el fondo. Este fenómeno es llamado propiamente inundación fluvial y constituye un proceso más de equilibrio, que le da forma a un río y al área circunvecina, sólo que este fenómeno no determina las dimensiones del cauce, sino que se presenta en grandes extensiones de suelo aluvial donde deposita el sedimento llamadas planicies de inundación.

Si las planicies de inundación son alimentadas de agua a una tasa mayor a la de infiltración y evaporación, frecuentemente forman lagunas permanentes o pantanos. En caso contrario forman extensiones de suelo aluvial de poca pendiente y cercanos a la margen de los ríos. Estos terrenos son útiles para el desarrollo agrícola, dada la fertilidad del suelo aluvial o para desarrollo urbano (terreno plano, con fuentes de agua potable cercanas).

Obviamente estas cuencas y sus respectivas corrientes no presentarían problema alguno si los asentamientos humanos y las zonas productivas no se encontraran cerca del cauce y en las áreas de inundación. Sin embargo con frecuencia las inundaciones fluviales causan grandes daños económicos y materiales.

1.2. Daños producidos

Los daños que puede producir una inundación, por su importancia son los siguientes:

- Pérdida de vidas humanas
- Pérdida de ganado y animales
- Destrucción de cultivos
- Deterioro y destrucción de casas habitación y otros bienes inmuebles.
- Interrupción o destrucción de las vías de comunicación
- Interrupción de los servicios telefónico, eléctrico, de abastecimiento de agua potable y alcantarillado
- Propagación de enfermedades

Estos daños pueden ser evaluados cuantitativamente de manera directa pero habrá otro tipo de daños más difíciles de cuantificar como la pérdida de horas hombre ocupadas en la rehabilitación de los daños y la disminución de la productividad de la región o el país afectado.

Las situaciones o fuentes que inducen a una determinada cuenca a provocar un flujo mayor al que puede transportar sus cauces, son frecuentemente provocadas por una lluvia intensa, si la cuenca es pequeña, o a un ciclón que invade con precipitación una cuenca grande, y con menos frecuencia a fenómenos como los deshielos debidos a erupciones o los rompimientos de las cortinas de las presas ocasionadas por terremotos u otras causas. Las causas de las inundaciones fluviales pocas veces pueden ser evitadas, razón por la cual la solución a las mismas se enfoca más al manejo y operación de infraestructura durante las avenidas y su probable inundación.

1.3. Sistemas de control contra inundaciones

El problema planteado por las inundaciones fluviales implica varias formas de solucionarlo: Aumentar la capacidad hidráulica de los cauces por medio de bordos y revestimientos de las márgenes de los cauces, construcción de presas que amortigüen los picos de las avenidas, el desplazamiento oportuno de la población ubicada en las áreas que muy probablemente se inunden durante el tránsito de la avenida, la estimación oportuna del gasto máximo de una lluvia intensa o regional en una cuenca, etc.

Todas estas acciones pueden ser usadas en conjunto, coordinándose a distintos tiempos y en determinadas situaciones, formando un sistema de control de inundaciones. El objetivo principal será que una inundación, independientemente de la fuente que la produzca, provoque el mínimo de daños materiales y pérdidas humanas o en el mejor de los casos evitar la inundación misma.

Los objetivos de un sistema de control contra inundaciones se pueden alcanzar desarrollando dos tipos de acciones: estructurales y no estructurales.

1.3.1 Acciones no estructurales

Son aquellas acciones que sin afectar el cauce o las zonas de inundación, por medio de obras civiles, facilitan la evaluación de los probables escenarios antes de que ocurra una inundación, así como la atención a la población durante la inundación y por último facilitan la implementación de las obras de restitución una vez que han finalizado las inundaciones

- Sistemas de alerta y detección de eventos hidrometeorológicos

- Planes de atención de emergencia
- Operación de las redes hidrométricas y meteorológicas
- Difusión de la información hidrométrica y climatológica en tiempo real
- Métodos para predicción de inundaciones
- Reforestación de la cuenca
- Difusión y concentrización de una cultura de la protección civil
- Ordenamiento urbano que considera las zonas inundables y de alto riesgo hidrometeorológico

1.3.2. Acciones estructurales

Referente a las acciones físicas que son ejecutadas sobre el cauce o planicies susceptibles a inundación, con el objeto de proteger al hombre y a sus intereses, algunas de ellas son:

- Bordes perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia
- Bordes longitudinales a lo largo de las márgenes del río
- Muros de encauzamiento
- Desvíos temporales
- Corte de meandros o rectificaciones
- Presas de almacenamiento (regulación de avenidas)
- Dragado del cauce principal y demolición de obstáculos
- Canalización y rectificación de ríos

Referente a la economía y magnitud de los daños señalados conviene distinguir tres situaciones:

- El río se desborda anualmente o con frecuencia mayor a una vez por año.
- El río se desborda con escasa frecuencia pero conduce agua casi todo el año. En estos ríos, los periodos de retorno de las avenidas que producen inundaciones son muy variables, sobre todo si ellas son producidas por lluvias de tipo ciclónico.
- El río se desborda con poca frecuencia, aunque su cauce está seco casi todo el tiempo solo lleva agua cuando obviamente hay avenidas.

La cuenca donde se desarrollará el presente trabajo será la Grijalva Usumacinta, en las subcuencas de los ríos de la Sierra, sitio donde el agua en exceso demanda la aplicación de todas las acciones antes mencionadas.

1.4 Descripción del área de estudio

1.4.1. Ubicación

La cuenca del río Grijalva se encuentra ubicada al sudeste de la República Mexicana y es una de las vertientes que desembocan en el Golfo de México.

Fig. No 1 Ubicación de las Regiones Hidrológicas 32, 29 y 30, Sureste mexicano



Está limitada en el norte con el Golfo de México y la laguna de Términos, al sur con Guatemala, la Sierra Madre del sur y la costa de Chiapas, al este por la cuenca del Río Usumacinta y al oeste por las cuencas de los ríos Tonalá, Coatzacoalcos y Ostuta. Fig. No 1

La cuenca del río Grijalva está comprendida entre los $14^{\circ}55'$ y $18^{\circ}35'$ latitud norte y entre los $91^{\circ}20'$ y $94^{\circ}15'$ de longitud oeste. El área total de la cuenca es de 53120 km^2 , de los cuales 5600 km^2 corresponden a la República de Guatemala y los 47520 km^2 restantes pertenecen a los estados de Tabasco, Chiapas, Veracruz y Oaxaca en el territorio mexicano.

1.4.2. Geología

Chiapas

Geológicamente, Chiapas surgió del mar: en la era terciaria grandes movimientos orogénicos levantaron y plagaron los estratos sedimentarios que se habían formado en el fondo del mar cretáceo y que constituyen las grandes unidades geológicas de hoy. A grandes rasgos, las rocas de la Sierra Madre de Chiapas son prepaleozoicas (esquistos, gneis y filades) muy plegadas e intensamente metamorfozadas, con abundantes derrames volcánicos en el Sureste. En la Meseta y la Depresión Central domina las calizas cretácicas, en las montañas del norte andesitas y dioritas terciarias y aluviones en la Llanura Costera.

Tabasco

Tabasco comparte con los estados de Veracruz, Chiapas y Campeche terrenos de la Llanura Costera del Golfo, y con Chiapas, los de la provincia denominada Sierras de Chiapas y Guatemala. El desarrollo histórico-geológico del territorio tabasqueño, determinado por varios eventos del

Mesozoico y Cenozoico, ha dado lugar a la base petrológica sobre la que se ha configurado el actual paisaje del estado.

Los factores geológicos que han influido en el modelado del relieve de esta entidad son: el tectonismo en sus fases de plegamiento y dislocación del paquete rocoso, que se manifiesta en las sierras de Chiapas y Guatemala; y el relleno de cuencas marinas y lacustres con aportes de materiales terrestres, transportados por una compleja red de corrientes superficiales, en la Llanura Costera.

El límite entre ambas provincias está claramente marcado por un cambio de relieve local, manifestadas por calizas plegadas y fracturadas intensamente. La porción serrana está formada por cordones montañosos orientados hacia el noroeste, separados por valles intermontanos angostos.

La Llanura Costera del Golfo Sur en esta entidad está plenamente desarrollada, con una red de drenaje de grande a mediana densidad, bien integrada, excepto en algunas porciones al sur y sureste de Villahermosa. En esta provincia, que ocupa la mayor parte de Tabasco, destacan los fenómenos relacionados con depósitos fluviales, lacustres y litorales. En Tabasco las rocas más antiguas que afloran son del Mesozoico (Cretácico Superior), por su constitución litológica indican la existencia de una plataforma donde las aguas someras y tranquilas propiciaron el depósito de sedimentos carbonatados.

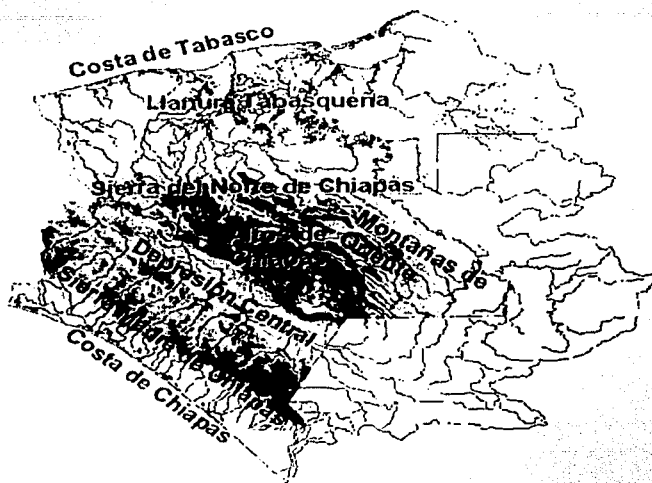
Los depósitos del Cuaternario son los más extensos en la Llanura Costera del Golfo, entre ellos destacan los aluviales, los litorales y los lacustres. Todos éstos se manifiestan como testigos del desarrollo de los ambientes actuales, desde el Plioceno hasta el presente.

Tabasco cuenta con grandes yacimientos de hidrocarburos al igual que Chiapas, ambos en la zona fronteriza, donde las perforaciones fluctúan desde 2700 hasta los 5500 metros, donde se han realizado campos productores de aceite crudo, gas y condensados.

1.4.3. Orografía

La cuenca del río Grijalva está alojada en un complejo sistema orográfico que se inicia en la Sierra madre del Sur y se extiende al noroeste de la planicie costera del Pacífico y casi paralelamente a ella, continuando por Oaxaca y del otro lado de la frontera en Guatemala quedando su parteaguas a unos 80 km. del litoral del Pacífico. En el estado de Chiapas, la sierra está limitada al noroeste por la Depresión Central de Chiapas con una longitud de 180 km y su ancho varía entre 50 y 65 km ocupando una superficie de 14000 km².

Fig. No 2 Orografía de la región.



La depresión Central de Chiapas se extiende al noroeste de la Sierra Madre paralelamente a ésta, quedando limitada al noreste por la altiplanicie de Chiapas y al norte por la sierra Septentrional de Chiapas, tiene una longitud de 280 km. y una longitud transversal entre 30 y 55 km, su superficie es de 9000 km² con una altitud media de 550 m.s.n.m., se trata de una planicie accidentada irregularmente por la presencia de lomeríos, conos pequeños y serranías en algunas partes.

Varios parteaguas delimitan las cuencas de captación de los afluentes del Grijalva, cuya cuenca queda separada de la cuenca del río Usumacinta por las sierras Independencia y San Cristóbal. Entre estas sierras se encuentra la meseta Central de Chiapas que tiene una altura media de 2000 m.s.n.m. su superficie es accidentada, aunque existen algunas planicies. Fig No 2.

Básicamente la orografía de la cuenca puede ser descrita como un sistema de serranías y contrafuertes que va descendiendo en altura conforme se acerca a el Golfo de México, terminando en una cadena de lomeríos bajos, que se sitúan a una distancia de 100 km. del litoral en las inmediaciones de Tacotalpa, que es donde termina la Meseta central de Chiapas, a partir de ahí se inicia la planicie costera, o cuenca baja del río Grijalva. Este cambio de relieve fue propicio para la construcción de un tramo de la vía del ferrocarril del Sureste.

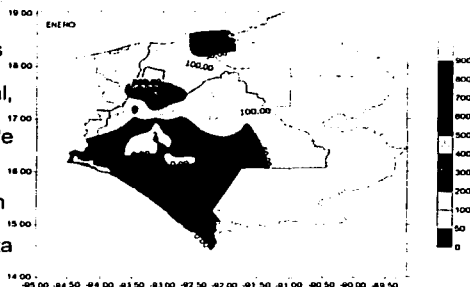
La situación de la cuenca con respecto a los dos océanos y la latitud a la que se encuentra, define una condición favorable para generar precipitaciones de magnitud considerable, razón por la cual se tiene que considerar para la atención a los fenómenos hidrológicos que se suscitan en esta cuenca las precipitaciones que ocurren en el territorio Guatemalteco, en la Costa de Chiapas y sobre la misma cuenca del Grijalva Usumacinta.

1.4.4. Régimen de la precipitación

A continuación se describe mes con mes los fenómenos meteorológicos que causan la distribución de la precipitación acumulada mensual media en la Región Frontera Sur, las trece figuras siguientes trazan líneas de igual magnitud en milímetros y los ejes se encuentran en coordenadas geográficas

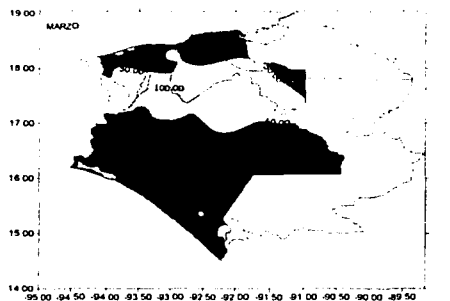
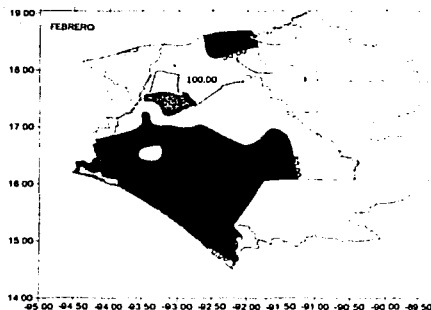
Enero

Durante el éste mes la Región Frontera Sur es afectada principalmente por la ocurrencia de Frentes fríos y la afluencia de aire marítimo tropical, las más altas precipitaciones se presentan en el norte de Chiapas y el occidente, centro y sur de Tabasco, con una zona de máxima precipitación media arriba de los 200 mm en el noroeste de Chiapas, con lluvias de hasta 275.9 mm en Ocoatepec, Chis. y 303.8 mm en Pichucalco, Chis. En algunas zonas de la Depresión Central se cuenta con una media de precipitación menor a 0.5 mm. En la Costa de Chiapas la media de precipitación no rebasa los 10 mm.



Febrero

En el mes de febrero continúa la afectación de la afluencia de aire marítimo y principalmente frentes fríos, aunque en su mayoría débiles, presentándose las más altas precipitaciones en el norte de Chiapas y sur de Tabasco, el núcleo de más alta precipitación persiste en el noroeste de Chiapas con medias de hasta 243.6 mm en Pichucalco, Chis. y 250.1 mm en Ocoatepec, Chis.

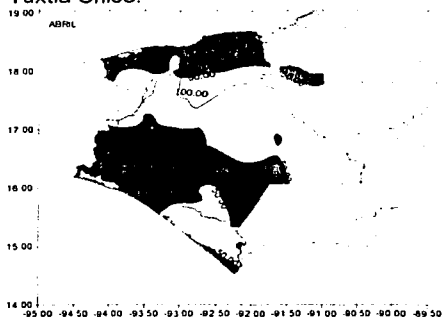


Marzo

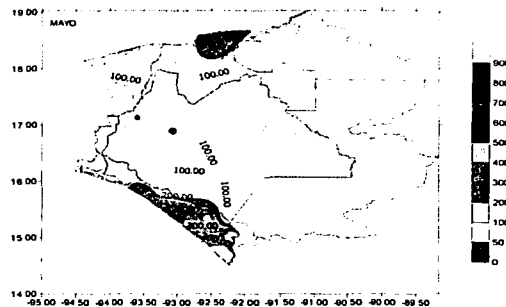
El mes más seco del año, donde se repite prácticamente el mismo patrón de precipitación que durante los meses de Enero y Febrero con los mismos fenómenos atmosféricos y con precipitaciones promedio máximas de hasta 145.3 mm en Oxolotán, Tab. y 142.1 mm en Pichucalco, Chis. Son bastante notorios los primeros indicios de la actividad del océano Pacífico al empezar a registrarse precipitaciones en el Región del Soconusco, medias de hasta 121.8 mm en Tuxtla Chico. En los tres primeros meses del año son posibles eventos debido a Frente fríos intensos (aunque en raras ocasiones) que ocasionan precipitaciones arriba de la media mensual en sólo 24 horas.

Abril

Mientras el norte de Chiapas y sur de Tabasco continúan afectados por aire marítimo y los últimos frentes fríos, con medias de hasta 173.5 mm en Pichucalco, Chis., la zona intertropical de convergencia en el Pacífico Este y la afluencia de aire marítimo, favorecen precipitaciones en la región del Soconusco que arrojan los valores máximos para todo el Estado de Chiapas y la Región Frontera Sur con medias de hasta 252.1 mm en San Jerónimo (Unión Juárez) y 266.0 mm en Tuxtla Chico.



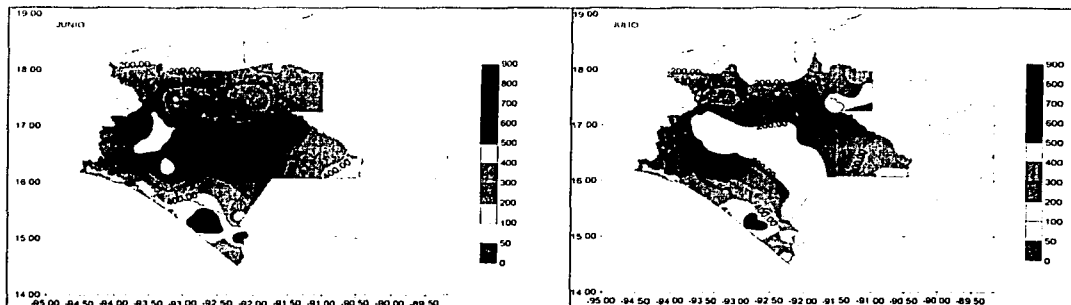
Mayo



Este mes es especialmente notorio debido a que se inicia la temporada de lluvias en los Estados de Chiapas y Tabasco de manera regular con tormentas eléctricas severas; se intensifica la afluencia de aire tropical proveniente de la zona intertropical en el Pacífico Este y se presentan las primeras ondas tropicales provenientes del Atlántico Norte (segunda quincena de mayo), condiciones que se observan claramente en la isoyeta correspondiente al mes de mayo donde la lluvia en el oriente de Chiapas y Tabasco aumenta con respecto a meses anteriores. Las más altas precipitaciones corresponden también al Soconusco y Costa de Chiapas donde las precipitaciones medias más altas son de 452.0 mm en San Jerónimo (Unión Juárez), 502.6 mm en Tuxtla Chico y 529.6 mm en Cacahoatán. Oficialmente la temporada de ciclones tropicales en el Pacífico Este comienza el 15 de mayo y concluye el 30 de noviembre.

Junio

Para este mes se ha generalizado totalmente la ocurrencia de precipitaciones en la Región Frontera Sur, la afluencia de aire marítimo tropical es alta tanto del Golfo de México y mar Caribe como del Pacífico Este, las ondas tropicales son particularmente fuertes y empieza oficialmente la temporada de ciclones tropicales en el Atlántico norte; debido al calentamiento del suelo y la afluencia de aire marítimo tropical se presentan tormentas eléctricas aisladas difíciles de pronosticar en su localización. Las más altas precipitaciones se presentan en el norte de Chiapas y el sur de Tabasco (isoyeta de 300 mm), en la región de la Selva en Chiapas (isoyeta de 400 mm) y en gran medida en la Costa de Chiapas donde se alcanzan medias históricas de hasta 598.9 mm en Cacaluta, 612.1 mm en Cacahoatán y 625.3 mm en Tuxtla Chico.

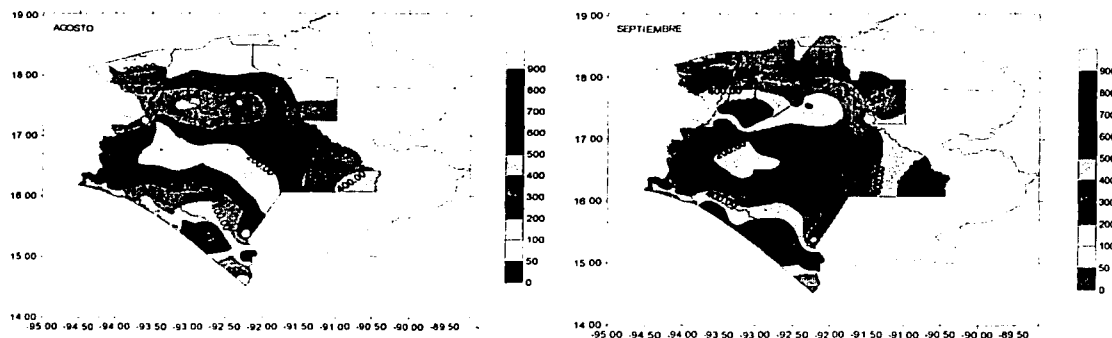


Julio

El mes de Julio es muy similar al mes de Junio en cuanto a los sistemas atmosféricos y comportamiento de la precipitación, sin embargo, históricamente la mayor ocurrencia de la canícula se presenta en este mes, situación que ocasiona que los valores de precipitación media mensual disminuyan. Una entre varias razones a lo anterior, y muy posiblemente la principal, es debido a que la formación de ciclones tropicales en el Atlántico Norte inhibe el paso de ondas tropicales sobre nuestro País. Las más altas precipitaciones medias históricas corresponden a 551.1 mm en Tuxtla Chico y 556.8 en Cacaluta.

Agosto

Aunque la probabilidad de afectación por ciclones tropicales a nuestra Región existe desde el mes de mayo, es el mes de Agosto cuando la probabilidad de afectación es realmente seria y el seguimiento de dichos sistemas es vital, la zona intertropical en el Pacífico Este y las ondas tropicales del Atlántico Norte continúan ocasionando precipitaciones de importancia, estos dos fenómenos tienen incidencia directa en la Costa de Chiapas donde persisten valores promedio muy altos, tales como: 605.5 mm en Escuintla, 605.7 mm en Cacahoatán y 628.0 mm en Cacaluta.



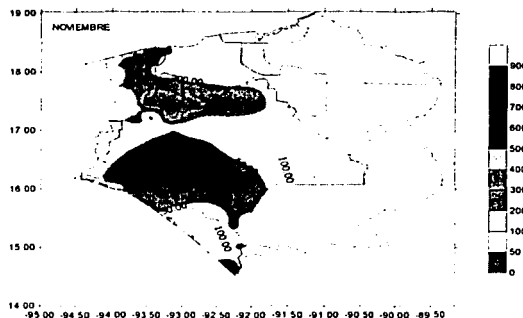
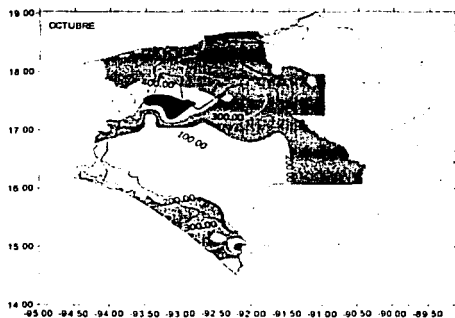
Septiembre

El mes más lluvioso del año; temporada donde se conjuntan todos los fenómenos atmosféricos que afectan a la Región Frontera Sur: ciclones tropicales, ondas tropicales, afluencia de aire marítimo tropical, desprendimientos de la zona intertropical de convergencia y los primeros frentes fríos de la temporada que regularmente son intensos. Las más altas precipitaciones registradas

tanto en Chiapas como en Tabasco han sido ocasionadas por la combinación de los frentes fríos con sistemas tropicales y por la influencia de ciclones tropicales. El patrón de precipitación máxima continua bien definido: al norte de Chiapas y sur de Tabasco (600 mm), en la Selva de Chiapas (600 mm) y en gran medida en la Costa de Chiapas donde las más altas precipitaciones son de 691.0 mm en Tuxtla Chico, Chis., 710.0 mm en El Triunfo (Escuintla), Chis. y 764.0 mm en una estación a unos 15 km al norte de Tapachula, Chis. (Malpaso, Tapachula).

Octubre

La regular influencia de frente fríos fuertes y ondas tropicales, y en mucho menor medida de ciclones tropicales, mantienen altos niveles de precipitación en el noroeste de Chiapas y la región del Soconusco, además de empezar a registrarse bajas precipitaciones en la Depresión Central de Chiapas. Las más altas precipitaciones se registran en el noroeste de Chiapas con un valor máximo promedio de 583.9 mm en Ocoatepec y en la Costa de Chiapas con 591.3 mm en Tuxtla Chico, en el Soconusco.

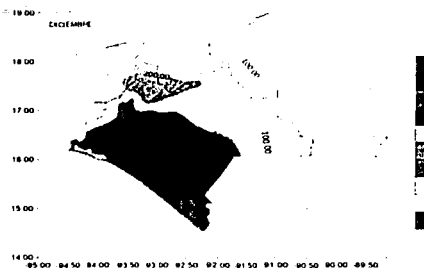


Noviembre

Para este mes la zona intertropical de convergencia pierde importancia y se localiza en latitudes más bajas (menores a 6°), dejando al norte de Chiapas y el sur y occidente de Tabasco como las zonas de más alta precipitación, debido a las afectaciones de frentes fríos que en algunas ocasiones son intensos y que han favorecido que los valores promedio mensual sean ligeramente altos tales como 371.3 mm en la Presa Peñitas y 374.4 mm en Ocoatepec, Chis.

Diciembre

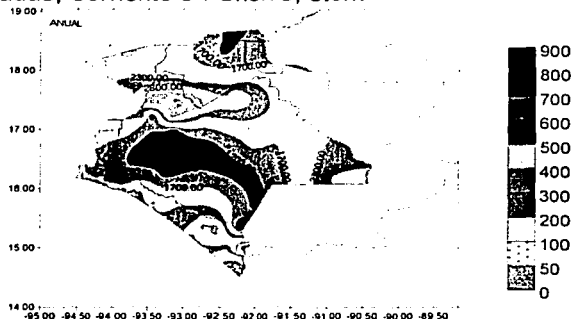
Para el mes de diciembre solamente el norte y selva de Chiapas, así como en Tabasco se registran precipitaciones de importancia el resto de la Región se encuentra en relativa calma con precipitaciones muy bajas. En este mes los frentes fríos son los únicos aportadores de precipitaciones significativas y regularmente se presenta un evento intenso, como es de esperarse las más altas precipitaciones se registran en el norte de Chiapas y sur de Tabasco con una media mensual de 327.1 mm en Pichucalco, Chis. y 330.5 mm en Puyucatengo, Tab.



Anual

En conclusión, es posible definir plenamente el patrón de máxima precipitación en la Región Frontera Sur principalmente por los siguientes sistemas atmosféricos:

- La Costa de Chiapas y en especial la región del Soconusco: zona intertropical de convergencia, ondas tropicales e influencia de ciclones tropicales.
- La región Selva de Chiapas: zona intertropical de convergencia, ondas tropicales, frentes fríos e influencia de ciclones tropicales
- Y el norte de Chiapas y sur de Tabasco: frente fríos, ondas tropicales y ciclones tropicales.
- A toda la Región le afectan otros fenómenos en menor medida tales como: Aire marítimo, Bajas, Vaguadas, Corriente en Chorro, etc...



1.4.5 Hidrografía

La corriente principal da origen al río Grijalva nace en la sierra de Cuchumates dentro del territorio de Guatemala, a mas de 2000 m.s.n.m., formándose por la unión de los ríos San Gregorio y San Miguel. El primero nace cerca de Huehuetenango con el nombre de río Salegua o Santo Domingo y el segundo cerca de San Carlos con el nombre de Río Cuilco. Estos dos ríos atraviesan por separado la frontera entre México y Guatemala y se unen en el territorio mexicano.

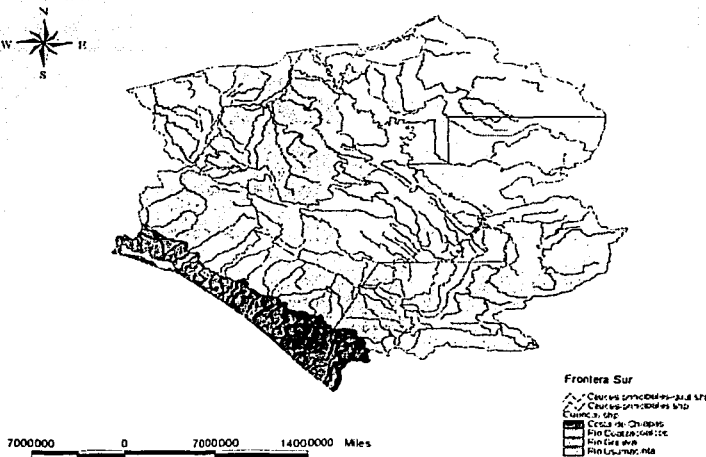
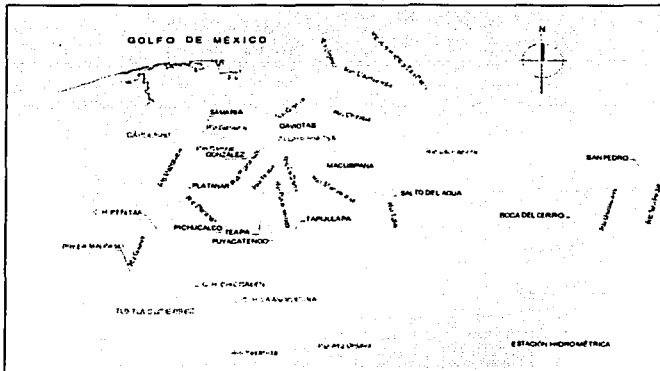


Figura No 3 Cuenca del Río Grijalva

En la cuenca alta recibe el nombre de río Grijalva, mas adelante es llamado grande de Chiapas, Luego como Mezcalapa y finalmente a la altura de la ciudad de Villahermosa recupera su nombre de río Grijalva, hasta que desemboca en el Golfo de México. Figura No 3.

Figura No 4 Bajo Grijalva



El Grijalva desde su formación sigue una dirección general hacia el noroeste, y después de unirse al río de la Venta o Pueblo Viejo cambia de dirección hacia el norte hasta cerca del poblado de Cárdenas en el estado de Tabasco, en donde sigue hacia el este, poco después de pasar la ciudad de Villahermosa vuelve a cambiar de curso ahora hacia el norte continuando así hasta su desembocadura en el Golfo de México, cerca de la población de Frontera, Tabasco, después de su confluencia con el río Usumacinta. Figura No 4.

Los principales afluentes del río Grijalva son el río Salinas, Dorado, Santo domingo, Suchiapa, Sabinal, La Venta, Blanco, La Angostura, Hondo, Chicoasén, Tzimbaschno, Sayula, Platanar, Pichucalco, de la Sierra, Tacotalpa, Macuspana y Tujilá.

En su parte baja, el río Grijalva construye playa a partir de todo el depósito que los afluentes cargan para formar los deltas en su desembocadura.

El río Grijalva en su parte alta presenta una cuenca de tipo dentrítico, radial y cárstico; en la parte baja la cuenca es característica de configuración anastomosado, paralelo y lagunar.

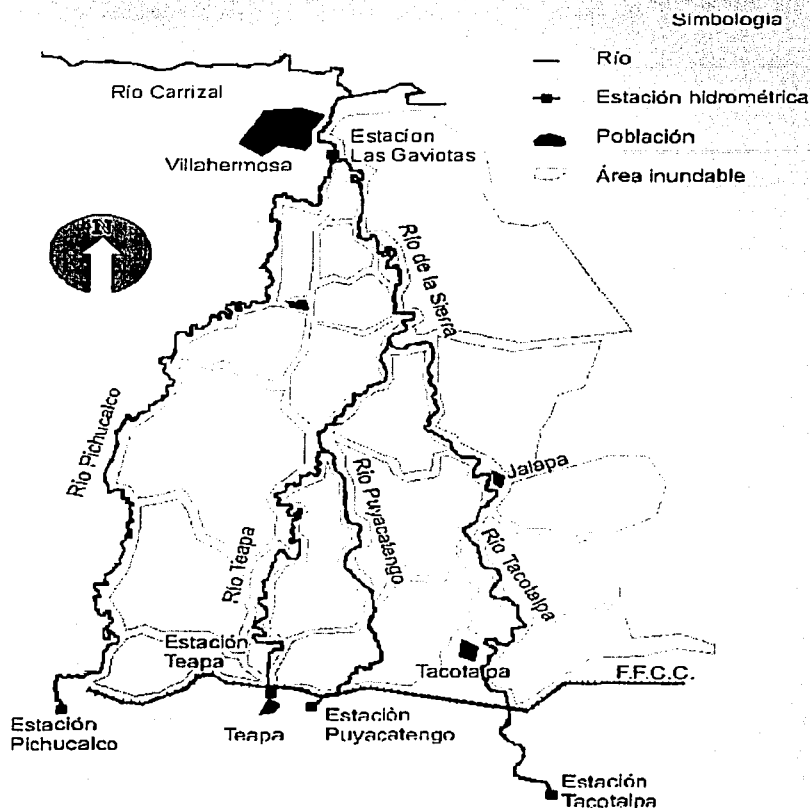


Figura No 5 Sistema de Ríos de la Sierra.

El río de La Sierra nace en el estado de Chiapas, en el cerro de Tzontehuitz cerca de San Cristóbal de Las Casas con el nombre de Yoichib. Recoge en su curso, muchos importantes ríos y arroyos y toma también las denominaciones de Almandro, Obsolután u Oxolotán, y Tapijulapa y pasa al estado de Tabasco con el nombre de Tacotalpa. Recibe las aguas unidas de los ríos Teapa y Tacotalpa o Puyacatengo y a 4 km antes de Villahermosa se une con el río Mezcalapa. El río de la Sierra es medido en varios lugares: Hacia aguas arriba del río Tacotalpa se encuentra la estación Almandro sobre el propio río Tacotalpa y la estación San Pedro, sobre un afluente izquierdo del Tacotalpa, llamado río San Pedro. También en la cuenca alta, sobre el Oxolotán, se encuentra la estación hidrométrica Oxolotán a 30 km aguas abajo de la confluencia del río Plátanos con el río Chacté. El área tributaria que pertenece a esa estación es de 2901 km² a 11 km aguas abajo de la estación Oxolotán se encuentra la estación hidrométrica Tacotalpa. Figura No 5.

El río Tacotalpa es el principal formador del río de La Sierra. Nace en la meseta central de

Chiapas con el nombre de río Chacté en las inmediaciones de los poblados de Oxchuc y Pantelho, pasa junto a la población de Sitalá y se dirige hacia el noroeste, recibiendo las aportaciones del río Plátanos a la altura de Simojovel, Chiapas y un poco más adelante las del río Zacatic. A esta altura se le conoce como río Almendro, continúa su curso y atraviesa el límite entre Chiapas y Tabasco en Oxolotán para pasar junto a localidad de Tacotalpa, en donde toma el nombre de río Tacotalpa, hasta su confluencia con el río Teapa. El área de la cuenca hasta la estación Tapijulapa es de 3219 km².

El río Teapa nace al este de San Bartolomé Solistahuacán en las serranías de Pantepec, recibe por la margen derecha cerca de la población de Solosuchiapa al río Negro, pasa por Teapa y aguas abajo se le une por la derecha el río Puyacatengo y posteriormente el río Tacotalpa. El área drenada hasta el sitio de la estación es de 476 km². Tiene una longitud de 82 km. sobre el cauce principal.

El río Puyacatengo nace en el estado de Chiapas, recibe las aportaciones de los arroyos que bajan de los cerros Puyacatengo y Coconá y se une al río Teapa en el estado de Tabasco a la altura del poblado de San Antonio. El área drenada hasta la estación es de 169 km².

La cuenca del río Grijalva puede ser definida por dos sistemas de ríos bien definidos por su orografía y por las obras hidráulicas construidas en ellas. Una de ellas, el alto Grijalva donde se encuentra construido el sistema hidroeléctrico mas importante del país, trata de la parte de la cuenca que se encuentra regulada por infraestructura de control de avenidas, constituida por las cuencas de las presas hidroeléctricas que conforman el Complejo Hidroeléctrico Grijalva: Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas. La otra parte de la cuenca que no cuenta con almacenamientos para la regulación de avenidas está constituida por los ríos de la sierra, afluentes del río Grijalva, y por las cuencas que se encuentran aguas abajo de la presa Peñitas (Angel Albino Corzo).

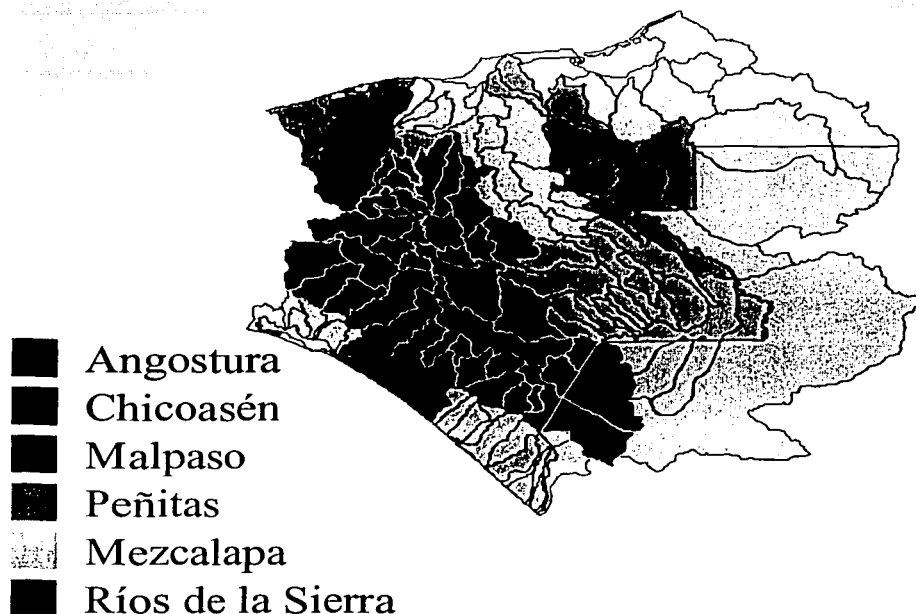


Figura No 6 Cuencas controladas y no controladas del Río Grijalva.

Cabe mencionar que a la salida del 50% de los escurrimientos de los ríos Mezcalapa y al final de la salida del total de la cuenca de los ríos de la sierra se encuentra la ciudad de Villahermosa.

1.4.6. Infraestructura de control de avenidas existente

Ubicado en la cuenca alta del Río Grijalva, el Complejo Hidroeléctrico Grijalva (C.H.G.), es el conjunto de vasos de usos múltiples cuyo manejo implica el equilibrio de dos factores muy delicados: de este depende la producción eléctrica del 10 % de la demanda en el país, aunado a lo anterior aguas abajo se ubica la ciudad capital del estado de Tabasco con mas de 300,000 habitantes, inmersa en una planicie cuyo manejo de avenidas es complicado en sí. La planeación y operación de este conjunto de obras hidráulicas implica la visualización de varios escenarios en el largo plazo, con el objeto de tomar la decisión óptima en lo que respecta a las extracciones de cada una de sus presas.

Las presas en cuestión tienen la capacidad de soportar avenidas de 100 años de periodo de retorno, llevando una política de operación concienzuda, sin necesidad de operar vertedores de demasías¹, cabe mencionar que el par de presas Angostura y Malpaso son los vasos mas grandes del país, que para el caso único de Angostura esta por si sola supera en tres veces el volumen de almacenamiento promedio del Lago de Chapala. Tabla No 1.

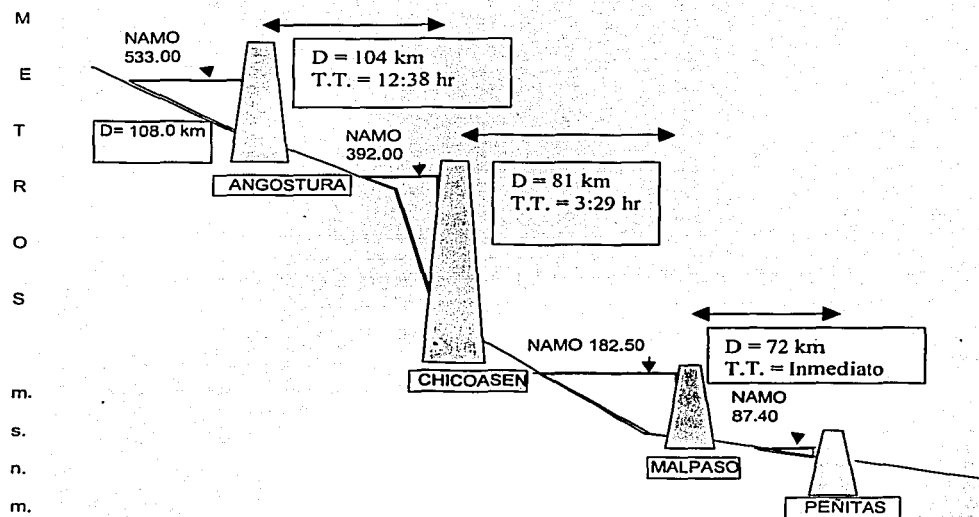
¹ Políticas de operación del Complejo Hidroeléctrico Grijalva II de la UNAM, Dr. Ramón Domínguez Mora, 2000.

Tabla no 1 capacidades de almacenamiento de las presas del CHG

Presa	Capacidad	
	Total Mm ³	Conservación Mm ³
Angostura	19,736.00	15,548.00
Chicoasen	1,443.00	1,372.00
Malpaso	14,058.00	12,373.00
Peñitas	1,485.00	1,091.00

Aun así este conjunto de presas, como se pudo constatar en el capítulo del régimen de precipitación, solo puede regular el 25% de los escurrimientos que inciden en la planicie Tabasqueña, sin embargo esa proporción nada despreciable juega un papel crítico en el manejo de las avenidas en las inmediaciones de la ciudad de Villahermosa.

Figura No 7. Perfil del Complejo Hidroeléctrico Grijalva.



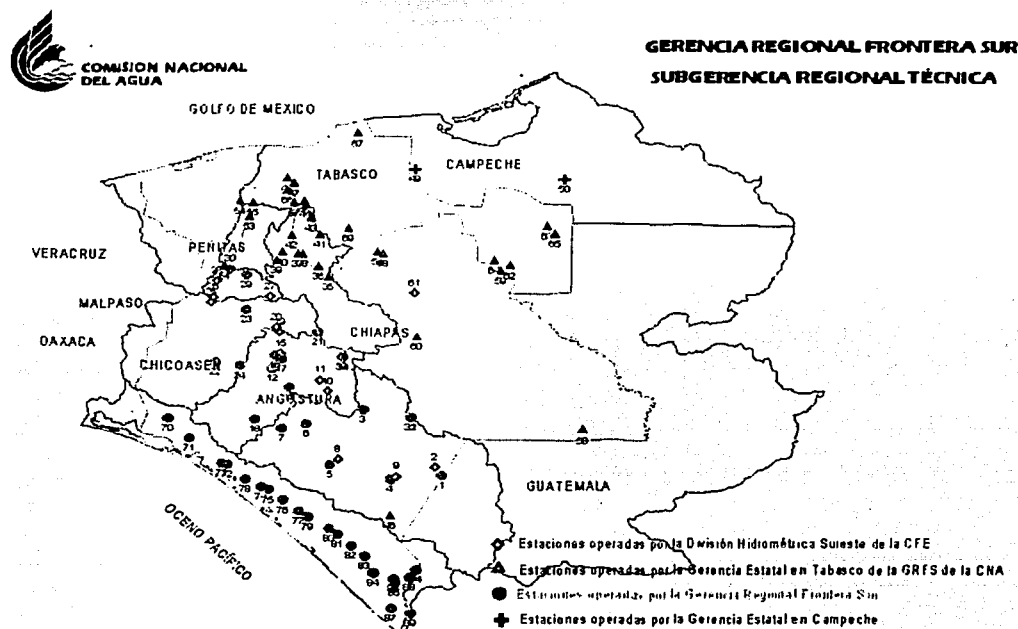
1.4.7. Infraestructura de monitoreo hidrológico

Para monitorear los sistemas hidrometeorológicos que inciden en esta zona se cuenta con una red de estaciones hidrométricas y climatológicas que reportan a frecuencia diaria y a tiempo pseudo real en caso de ser necesario la cantidad de lluvia y escurrimiento que se suscita en un determinado momento.

Los registros de las estaciones de las redes hidrométricas y climatológicas nos dan por resultado la configuración regional de la distribución de la lluvia y esto a su vez explica el régimen de escurrimiento de la zona. Este conocimiento preliminar es importante enfatizarlo ya que dimensiona la magnitud de las avenidas que se pretenden simular y justifica un número importante de acciones para combatir las inundaciones.

Actualmente la red climatológica de la cuenca está compuesta de 100 estaciones ubicadas en la cuenca Grijalva Usumacinta y Costa de Chiapas que reportan diariamente variables como precipitación acumulada en 24 horas y temperaturas extremas suscitadas en las últimas 24 horas. La red hidrométrica está compuesta por 65 estaciones que miden niveles de los ríos y caudal, la red que opera en la cuenca del Grijalva Usumacinta está compartida en un 30% con la Comisión Federal de Electricidad. Figura No 8.

Figura No 8, red hidrométrica y climatológica



1.4.8. Vegetación

Dentro de los tipos de vegetación que se encuentran, sobresale la asociación de tular-popal conformada por plantas herbáceas de 1 a 3 m de altura, con hojas grandes y anchas de color verde claro que sobresalen del agua y constituyen una masa muy densa de vegetación sustentada en terreno pantanoso. Se distribuye por casi toda la cuenca baja en forma de manchones continuos y paralelos a la playa y también en el extremo septentrional de la cuenca del río Tonalá y en algunas áreas aisladas entre los ríos Puxcatán, Tacotalpa y Pichucalco, así como en las cercanías de la población de Frontera. El desarrollo de esas comunidades vegetales hidrófilas depende directamente del hábitat pantanoso de poca profundidad, originadas por la constante lluvia sobre los terrenos planos y arcillosos, de drenaje lento. La vegetación típica de los ecosistemas selváticos también se desarrolla en la zona como pequeñas regiones aisladas. La vegetación de manglar está distribuida en las parte litoral bordeando las lagunas de Santa Anita y algunas otras, también se desarrolla en la riberas cercanas a la desembocadura de los ríos.

El pastizal inducido se distribuye también en forma de pequeños manchones por casi toda la cuenca. Está formado por especies herbáceas que llegan a medir hasta dos metros de alto. La mayor parte de la superficie correspondiente a este tipo de vegetación es utilizada para las actividades pecuarias, alimentación de ganado bovino y equino. este tipo de vegetación se encuentra distribuido alrededor de la ciudad de Villahermosa y de algunos poblados.

1.4.9. Suelo

Los tipos de suelos que existen en las distintas zonas que integran la cuenca del río Grijalva se clasifican en los siguientes grupos: suelos podzólicos que se extienden por la parte oriental de la Sierra Madre, en la Depresión Central, y en el noreste a partir de la Meseta Central; suelos complejos de montaña, localizados en el centro y oriente de la Sierra Madre, en la zona limítrofe de Oaxaca y Veracruz y en la selva Lacandona; suelos negros en la depresión y Meseta Central de Chiapas así como en los valles y suelos gleisados que constituyen casi todo el suelo de la cuenca baja del río Grijalva.

Tabla No 1 Tipos de suelo en las subcuencas de los ríos de la Sierra

SUBCUENCA	ÁREA (km ²)	PENDIENTE (s)	TIPO DE SUELO	COBERTURA DEL TERRENO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
LA SIERRA	604	0.55	C y D	71% pastizal 29% selva	0.538
PICHUCALCO	493	0.36	D	84% cultivo 16% selva	0.582
PUYACATENGO	206	0.48	D	Cultivo	0.601
TEAPA	96	0.72	C y D	90% cultivo 10% selva	0.588
TEPATÉ	414	0.35	D	79% cultivo 21% selva	0.537
VIEJO MEZCALAPA	582	0.48	C y D	85% cultivo 15% selva	0.535
PAREDÓN	130	0.57	C y D	82% cultivo 18% selva	0.531
COMOAPA	394	0.85	C	87% cultivo 13% selva	0.482

1.5 Problemática concreta.

El equilibrio en la disponibilidad de agua es un factor determinante en el desarrollo humano. La escasez o el exceso lo condicionan y en los extremos lo frenan e incluso intentan contra él. De ahí, la importancia del esfuerzo por dotar de agua regulada a poblaciones, industrias y zonas de riego, y proteger zonas urbanas y rurales contra las inundaciones. Esto es particularmente importante en las planicies costeras donde las abundantes lluvias y la escasa pendiente de los terrenos provocan frecuentes inundaciones, que inutilizan en forma temporal o definitiva grandes extensiones de tierras productivas y ponen en riesgo la seguridad de poblaciones enteras.

La planicie de la cuenca que forman los ríos Grijalva, Usumacinta y sus afluentes, antes de su desembocadura al Golfo de México, sufre año con año de grandes inundaciones, ocasionadas, tanto por la acumulación de lluvia local, como por el desbordamiento de los ríos. Esta situación ha frenado el desarrollo económico de la región y es un obstáculo para la plena utilización de su potencial agrícola, ganadero e industrial.

La planicie tiene una extensión de 19 250 km² y una pendiente muy pequeña (la ciudad de Villahermosa, cuya elevación es la cota 10 msnm, se ubica a 60 km de la línea de costa). Por su localización geográfica, es afectada por ciclones de agosto a noviembre y frentes fríos (nortes) de diciembre a marzo, que producen lluvias anuales del orden de 3 000 mm, de las mayores a nivel mundial y casi cinco veces más de lo que llueve en el Valle de México.

El volumen de escurrimientos de sus ríos es el mayor de las corrientes fluviales de la República de México, cercano a los 100 000 millones de metros cúbicos al año. En la zona, el agua es tan abundante que en ella se concentra la tercera parte de los recursos hidráulicos del país. Por ello, durante las épocas de lluvia se ocasionan grandes problemas, lo que hace indispensable contar con una infraestructura adecuada para el drenado eficiente y el control de las aguas desbordadas, que a su vez permita brindar una mayor seguridad a centros urbanos y tener un mejor aprovechamiento de los terrenos económicamente productivos.

Las características fisiográficas y la intervención del ser humano han provocado variaciones del curso de los ríos en la planicie tabasqueña, que regionalmente se denominan "rompidos", los cuales han reducido, en la mayoría de los casos, su capacidad hidráulica. Destaca el caso del río Grijalva, que originalmente desembocaba al mar de manera independiente al río Usumacinta por el cauce del ahora río Seco, para posteriormente hacerlo por el río Medellín, y finalmente, desde principios de siglo, verter sus aguas al río Usumacinta, después de recorrer 50 km casi paralelo a la línea costera.

Los factores físicos descritos, aunados al desarrollo desordenado de los asentamientos humanos, de las vías de comunicación y de las actividades productivas, han modificado las condiciones naturales del sistema de drenaje (ríos, drenes y canales), incrementando los daños potenciales que las inundaciones originan. En particular, el crecimiento demográfico ha propiciado la invasión de terrenos susceptibles de inundarse y zonas de regulación, lo que repercute en contra del escurrimiento natural del agua sobre la planicie cuando los ríos se desbordan, afectando a los propios invasores.

Así mismo, el cambio del uso del suelo, la intensa deforestación y la erupción del volcán Chichónal en 1982 han incrementado la erosión de los terrenos, aumentando el aporte de sedimentos y propiciando el azolvamiento de diversos tramos de los ríos, lo que reduce su capacidad hidráulica. Por ello, es de vital importancia el retiro de esos azolves, con el propósito de restaurar esa capacidad y disminuir los desbordamientos, que en la actualidad se producen con mayor frecuencia y para escurrimientos menores.

La incidencia de las inundaciones daña severamente a la población, a las actividades productivas y a la infraestructura de la región. Ello ocurre principalmente en el estado de Tabasco, entidad con un millón y medio de habitantes, donde aproximadamente el 11% de la población (más de 165 000 personas) es afectada anualmente, principalmente en los municipios de: Jonuta, Tenosique,

Balancán, Emiliano Zapata, Huimanguillo, Teapa, Jalapa, Tacotalpa, Cunduacán, Cárdenas, Paraíso, Comalcalco y del Centro, en el cual existe además un riesgo potencial muy importante para la ciudad de Villahermosa y su zona conurbada.

1.6. Historia de las inundaciones en la planicie

Algunas de las inundaciones más importantes registradas en la cuenca baja del río Grijalva ocurrieron en los años 1955, 1963, 1967, 1970, 1973, 1980, 1995 y 1999. Siendo las más importantes por su magnitud las ocurridas en los años 1973, 1995 y 1999. (CNA 1999)

1.6.1. Inundación de 1973

Durante el año de 1973, 14 ciclones afectaron al territorio mexicano, habiéndose presentado los primeros del mes de Junio y continuando con cierto intervalo de tiempo hasta el 26 de Octubre. De estos las tormentas tropicales Delia, proveniente del Atlántico y Glenda, Heather e Irah, provenientes del Pacífico, afectaron indirectamente a la región sudeste del país. Por otro lado Brenda, proveniente del Atlántico, afectó en forma directa a la región penetrando en costas de Tabasco y desapareciendo en los límites con el estado de Chiapas y la República de Guatemala.

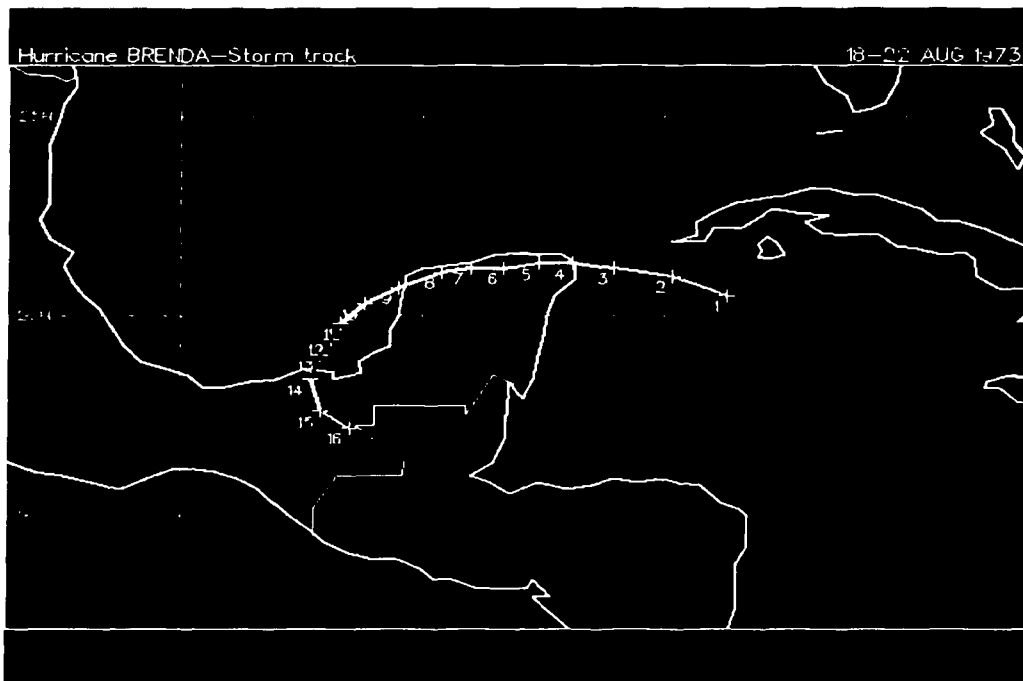


Fig. No 9 trayectoria del huracán Brenda.

Las condiciones meteorológicas que dieron origen a las avenidas que ocurrieron con picos máximos entre el día 21 de agosto y 4 de Septiembre de 1973 fueron las mismas en todo el país. Entre los principios del mes de agosto y para el día 18, algunas variaciones en el clima de tipo

tropical afectaron a la zona, con precipitaciones muy aisladas, notándose que se trataba de precipitaciones del tipo estacional.

El origen de las avenidas pudo haberse originado de debido a los nublados que la tormenta tropical Glenda había aportado al océano pacífico o debido a la afluencia de aire húmedo que registrada el día 6 en todo el territorio, y que permaneció durante algunos días más, uniéndose a la cuña moderada que apareció sobre la porción media y sur del Golfo de México, afectando la vertiente oriental y la península de Yucatán con aire marítimo tropical e intensa nubosidad asociada.

A partir del día 18 las condiciones especiales meteorológicas producidas por Brenda, propiciaron fuertes crecientes en los niveles de los ríos, para los días 21 y 22 de agosto en todos los ríos de la zona costera de la cuenca del río Grijalva y Usumacinta. Después en los días 24, 25 y 26 crecieron los niveles del río de la cuenca media del Grijalva y en los ríos de la cuenca alta: Paso Padres, Ixcán y en la cuenca alta del río Usumacinta.

Brenda se presentó el día 18 como una onda tropical a lo largo de los $80^{\circ} 0'$ longitud oeste, para las siguientes 24 horas se convierte en una depresión tropical en el Caribe noroccidental, asociada a intensa inestabilidad convectiva o tormenta tropical, localizándose su centro el día 20 de agosto cerca de $20^{\circ} 7'$ latitud norte con $91^{\circ} 3'$ longitud oeste, a 200 km. al oeste de la ciudad de Mérida Yucatán.

A las 7:00 horas del día 21 de agosto el huracán Brenda tocaba tierra en el estado de Tabasco, entre ciudad del Carmen, Campeche y Villahermosa, Tabasco, moviéndose hacia el sur suroeste, localizado a los $18^{\circ} 5'$ latitud norte con $92^{\circ} 5'$ longitud oeste. Para el día 23 de agosto el huracán Brenda perdió fuerza, dejando solo humedad manifestada en una alta nubosidad, las lluvias continuaron en la región.

La tormenta tropical Heather hizo efecto en el océano pacífico toda la zona sur de Oaxaca, Istmo de Tehuantepec y en la cuenca alta del río Grijalva y Usumacinta, durante los días 30 de agosto al 3 de septiembre de 1973. En la estación El Muelle se manifestaron los efectos de las condiciones meteorológicas registrándose un nivel del orden de 13.07 metros los días 28 y 29 de agosto, superior en 57 cm al nivel crítico de 12.5 m.

Como consecuencia del ciclón Brenda y de las constantes e intensas precipitaciones en la cuenca del río Grijalva, se inundaron las partes bajas de la ciudad de Villahermosa. En el ámbito rural, el desbordamiento por la margen derecha del río de la Sierra inundó las poblaciones de Astapa, Jalapa y Tacotalpa.

1.6.2. Inundación de 1995

Del 27 de septiembre al 16 de octubre de 1995 el estado de Tabasco se mantuvo bajo la influencia de los huracanes Opal y Roxane. Ambas tormentas se presentaron consecutivamente en la región provocando inundaciones.

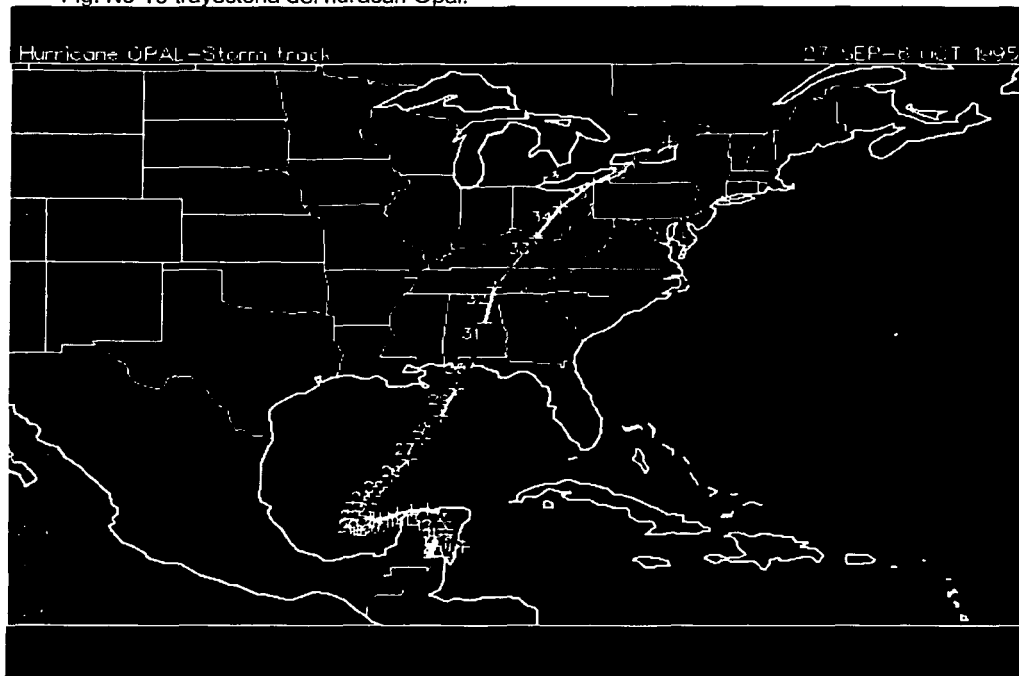
La tormenta Opal se inició el 27 de septiembre como la depresión central número 17 del Atlántico, a 20 km. al este sudeste de Chetumal, Quintana Roo. Desplazándose hacia el nordeste a 6 km/hr. El día 28 entra a tierra a 35 km. al noreste del poblado Felipe Carrillo Puerto y a 185 al sudeste de Puerto Morelos, Quintana Roo con dirección noroeste y velocidad de 6 km/hr.

Durante los días 28 y 29, la depresión tropical atravesó el noreste de la península de Yucatán desplazándose lentamente hacia el noreste para salir al Golfo de México por el norte de la península, donde el día 30 se intensificó la tormenta tropical Opal a una distancia de 130 km. al este noroeste de Progreso, Yucatán. Con vientos medios máximos de 75 km/hr. y vientos máximos pico de 90 km/hr. Empezando a desplazarse hacia el oeste con dirección a Campeche.

El día 2 de Octubre Opal se convirtió en huracán a 230 km. al oeste noroeste de Campeche, Campeche y a 420 al este del puerto de Veracruz, presentando vientos máximos medios de 120

km./hora y vientos máximos pico de 140 km./hora con desplazamiento hacia el oeste y velocidad de 5 km/hr.

Fig. No 10 trayectoria del huracán Opal.



El 3 de Octubre, entró en una etapa de intensificación y su trayectoria cambió hacia el norte y noroeste para atravesar el Golfo de México en donde llegó a alcanzar vientos máximos medios de 250 km/hr. y vientos máximos pico de 300 km/hr. al sur sudeste de Pensacola, Florida y a 880 km. de puerto Progreso, Yucatán.

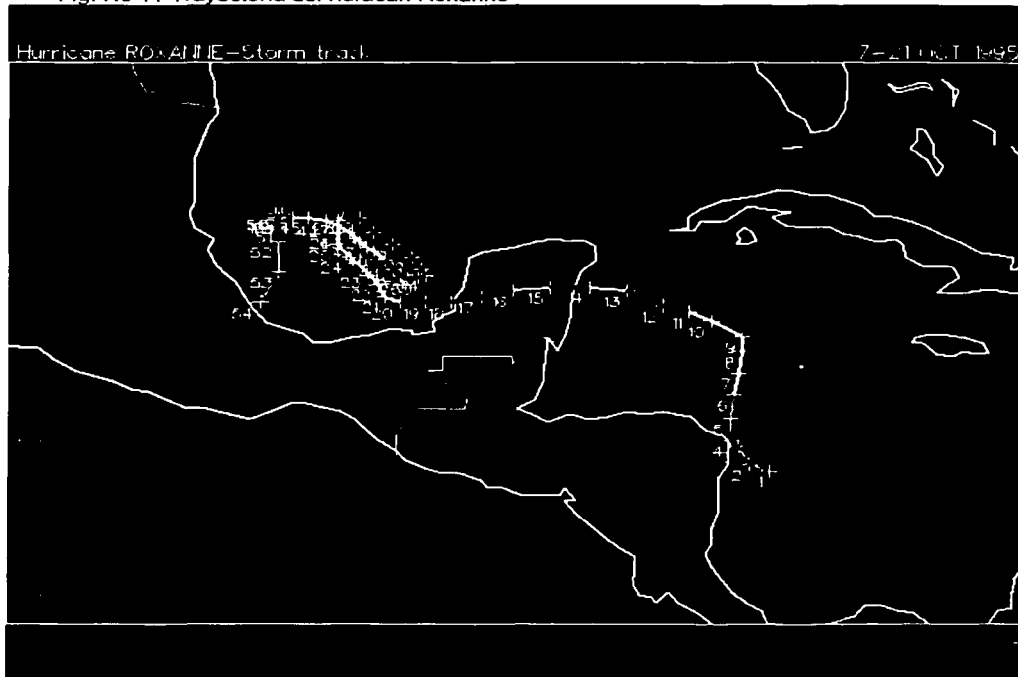
Entró nuevamente en tierra a 55 al noreste de Pensacola, Florida y a 1000 km. al norte de río Lagartos, Yucatán. Con vientos máximos medios de 205 km./hora y vientos máximos pico de 225 km./hora y una velocidad de 40 km/hora.

El día 5 de octubre, decayó su fuerza hasta volver a ser tormenta tropical a 100 km. al este de Huntsville, Alabama y más tarde a depresión tropical sobre Kentucky, EUA. Con vientos máximos medios de 55 km/hr. y vientos máximos pico de 90 km/hr. y una velocidad de 45 km/hr. El 8 de octubre se formó la depresión tropical número 19 del Atlántico a 100 km. al este de Honduras y a 605 km. al este sudeste de Chetumal, Quintana Roo, intensificándose a tormenta tropical Roxane el día 9, a 550 km. al sudeste de Puerto Morelos, Quintana Roo y a 570 km. al sudeste de Cancún, Quintana Roo. Con vientos máximos medios de 65 km/hr. y vientos máximos pico de 85 km/hr. y una velocidad de 12 km/hr con dirección nornordeste.

Roxanne alcanzó la categoría de huracán el 10 de octubre a 305 km. al este sudeste de Puerto Morelos y a 315 km. de Cancún, en el mismo estado, con vientos máximos medios de 120 km./hora y vientos máximos pico de 155 km./hora y una velocidad de 16 km/hr.

El día 10 de octubre entró a tierra al nordeste de la península de Yucatán, cerca de la población de Tulum, Quintana Roo. Con vientos máximos medios de 155 km./hora y vientos máximos pico de 195 km./hora y una velocidad de 19 km/hr. El día 12, salió al Golfo de Campeche con trayectoria hacia el oeste y noroeste, degradándose a tormenta tropical a 110 km. al nornordeste de Frontera, Tabasco.

Fig. No 11 Trayectoria del huracán Roxanne



El 13 de Octubre llegó a 315 km. al noreste del puerto de Veracruz, y a 345 km. al este de la cd. de Tuxpan, Veracruz, con vientos máximos de 85 y rachas de 19 km/h

El día 14, por efecto de la acción de una masa de aire polar, radicalmente su trayectoria hacia el sudeste y después de convertirse nuevamente en huracán, Con vientos máximos medios de 120 km./hora y vientos máximos pico de 150 km./hora. El día 16 llega por segunda ocasión la sonda de Campeche, en donde modificó su trayectoria al noroeste y norte del Golfo de México, después de degradarse en Tormenta tropical.

El día 19, siguió perdiendo intensidad hasta convertirse en depresión tropical a 245 km. de Tampico, Tamaulipas y a 260 km. de Tuxpan, Veracruz y aún cuando todavía se presentó un ligero temporal en esa ciudad y a 210 km. al nornordeste del puerto de Veracruz. Los huracanes Opal y

Roxanne generaron precipitaciones de 543 mm en promedio con una máxima de 1067 mm en la estación Jalpa de Méndez, al noreste de Villahermosa.

Se produjeron importantes avenidas en los ríos de la Sierra, Samaria, Mezcalapa, Grijalva y Usumacinta, afectándose los municipios del centro: Tacotalpa, Nacajuca, Cárdenas, Huimanguillo en Tabasco y Reforma en Chiapas.

Los niveles críticos en la ciudad de Villahermosa se tuvieron el día 12 de Octubre con una escala de 13.1 m en Muelle, superior en 60 cm al nivel crítico de 12.5 m.

1.6.3. Inundación de 1999

La temporada de lluvias en su etapa más intensa generalmente se presenta durante los meses de octubre y noviembre; sin embargo, en el presente año dio inicio en el mes de agosto, encontrándose para esas fechas los niveles de los ríos del sistema Mezcalapa (Samaria y Carrizal), cerca de sus niveles críticos (14.35 y 7.80 msnm respectivamente). El mes de septiembre, debido a la presencia de fenómenos meteorológicos tales como: ondas tropicales, frentes fríos, tormentas tropicales y aire marítimo tropical se originaron fuertes lluvias que alcanzaron en la región 12.3% mayor que la del mismo mes de 1995 y de 66.1% arriba para octubre, comparada con el mismo mes de 1995 en que se presentaron los huracanes Opal y Roxanne; hasta entonces, los ríos y lagunas de la cuenca baja mantuvieron niveles de agua moderadamente elevados, a excepción de los ríos Carrizal y Samaria, los cuales ya habían iniciado el llenado de sus zonas de regulación.

Durante los días 2 y 3 de septiembre se presentó la onda tropical No. 29, la cual originó lluvias acumuladas en menos de 48 horas de 194.9 mm en Teapa, 156.1 mm en Tapilulapa, 241.7 mm en Puyacatengo, 142.6 mm en Oxolotán y 219.0 mm en Pichucalco, las cuales provocaron escurrimientos que se reflejaron aguas abajo de la confluencia de los ríos Tacotalpa, Teapa y Puyacatengo, a la altura de la estación hidrométrica Pueblo Nuevo en donde los niveles ascendieron hasta 2.08 m en menos de 48 horas, incrementándose los gastos de 236.0 m³/s a 651.0 m³/s.

Los días 5 y 6 de septiembre, la onda tropical No. 30 localizada sobre el Istmo de Tehuantepec, asociada a la afluencia de humedad, originó lluvias de 78.4 mm en Tenosique, 55.5 mm en Cárdenas y 48.2 mm en Samaria, incrementando los niveles de los ríos de la parte media y baja del estado de Tabasco, los cuales ya tenían niveles altos en su mayor parte, debido al drenado de sus cuencas y a los encharcamientos provocados por las intensas lluvias, registrándose en el río Grijalva (estación el Muelle) 4.96 msnm, en el río de la Sierra (estación Pueblo Nuevo) 6.42 msnm, 0.28 m y 1.07 m, abajo de su NAMO, respectivamente. Los ríos Carrizal y Samaria tenían sus niveles en las cotas de 8.48 y 14.55 msnm, 0.48 y 0.35 m respectivamente, por abajo de su nivel crítico, y el río Usumacinta 2.28 m, abajo de su NAMO.

Del 7 al 11 de septiembre, debido a la presencia de la Onda Tropical No. 31, se registraron lluvias de 174.0 mm en Oxolotán, 161.5 mm en la Pueblo Nuevo y 114 mm en Puyacatengo, que provocaron escurrimientos que adquirieron velocidades del orden de los 2 m³/s, y originaron que los ríos de la Sierra incrementaran sus niveles rápidamente, como sucedió en el río Tacotalpa, que durante las primeras 6 horas del 10 de septiembre ascendió 3.74 m, aportando gastos mayores de 1300 m³/s, descendiendo prácticamente en el mismo periodo de tiempo; sin embargo, en la parte media y baja de la cuenca, donde la pendiente se hace casi nula, dichos escurrimientos provocaron que el río de La Sierra superara su escala crítica (7.49 msnm) en 0.17 m, desbordándose hacia áreas de regulación, rebasando la carretera Villahermosa-Torno Largo. Por su parte, el río Grijalva ascendió 0.78 m a la altura del malecón en la ciudad de Villahermosa y el río Platanar registró incrementos de 0.52 m.

Del 12 al 21 de septiembre, por la presencia de la onda tropical No. 32, se registraron de lluvias que alcanzaron en 48 horas hasta 246.1 mm en Salto de agua, 198.5 mm en Jalapa, 166.5 mm en la estación Samaria y 146.5 mm en Cárdenas, lo que provocó en la parte alta de la cuenca

de los ríos de la Sierra que los niveles aumentaran en 0.76 m en el río Pichucalco; del orden 0.16 m en la parte media y baja, y ascensos que variaron de 1.02 a 0.56 m en las partes altas de los ríos Usumacinta y Platanar, respectivamente.

Para mediados del mes de septiembre (14, 15 y 16) la afluencia de aire marítimo tropical interaccionó con una masa de aire frío sobre el Golfo de México, ocasionando una fuerte inestabilidad atmosférica, que produjo lluvias acumuladas de 164.8 mm en la presa Malpaso, 134.0 mm en Oxolotán, 112.5 mm en Tapijulapa y 96.4 mm en Macuspana; los escurrimientos producto de estas torrenciales lluvias generaron gastos del orden de 700 m³/s en la cuenca de los ríos Paredón y Comoapa, que sumados a los gastos del río Mezcalapa (1300 m³/s descargados por la presa Peñitas), incrementaron del orden de los 0.60 m los niveles de los ríos Carrizal y Samaria. En ambos ríos se rebasó su escala crítica en 0.29 m; registrándose gastos de 882.6 y 1214.80 m³/s respectivamente; asimismo el río Usumacinta ascendió rápidamente hasta 0.92 m, sobrepasando su NAMO en 0.30 m.

Por las condiciones anteriores y debido a que en esos días se registró marea alta en el Golfo de México, el tapón hidráulico que se forma en la confluencia de los ríos Grijalva y Carrizal se intensificó impidiendo el libre flujo de dichas corrientes, por lo cual en pocas horas aumentaron los niveles de ambos ríos (periferia de la ciudad de Villahermosa) y se registró a la altura de la estación el Muelle un niveles del agua de 5.76 msnm. (0.52 m por arriba del NAMO). En tanto, el río Carrizal comenzó a desbordarse por su margen derecha en la zona comprendida entre los puentes los Monos y la Pigua, así como por su margen izquierda hacia el cauce abandonado del río Medellín y sus efuentes los ríos Jolochero y la Culebra, cauces que también desbordaron debido a que se encuentran azolvados casi en su totalidad.

Durante la evolución de una baja presión a la depresión tropical No. 10, se registraron precipitaciones de 114.0 mm en la estación Pueblo Nuevo, 92.8 mm en la estación Macuspana y 76.8 mm en la estación González, provocando que los escurrimientos por cuenca propia continuaran incrementando los niveles de los ríos; de tal manera el río Grijalva frente a la ciudad de Villahermosa superó la elevación de 5.98 msnm, alcanzada durante los huracanes Opal y Roxanne en 1995, y se desbordó hacia su margen derecha aguas arriba de la ciudad. El río Tulijá alcanzó su nivel máximo, de 0.35 m por arriba de su escala crítica, desbordándose en zonas de regulación del municipio de Macuspana, y el río Usumacinta continuó por arriba de su NAMO en 1.15 m.

La presencia de la onda tropical No. 33 (26 y 27 de septiembre) asociada con una baja presión situada en el golfo de Tehuantepec, provocó lluvias de muy fuertes a intensas (114.2 mm en Platanar), las cuales mantuvieron los niveles altos en las distintas corrientes de la región, particularmente en el río Usumacinta, el cual comenzó a desbordarse en las zonas de regulación localizadas en los municipios de Tenosique, Balancán, Emiliano Zapata y Jonuta.

La interacción del frente frío No. 4 con la onda tropical No. 34 (29 de septiembre al 1 de octubre) y la afluencia de aire marítimo tropical, ocasionó lluvias torrenciales el 1 de octubre, de 166.6 mm en Malpaso, 162.1 mm en Emiliano Zapata, 159.3 mm en la estación Samaria, 132.6 mm en Cárdenas, 127.1 mm en la Presa Peñitas, 112.9 mm en Villahermosa, 102.8 mm en la estación González y 101.1 mm en Tapijulapa, así como lluvias generalizadas en el resto del estado, lo que provocó fuertes escurrimientos por cuenca propia, los cuales permanecieron drenando las cuencas los siguientes siete días, incrementando fuertemente los niveles de los distintos cuerpos de agua, donde los más importantes provocaron fuertes afectaciones por desbordamiento y encharcamientos a distintas comunidades.

En e la primera quincena de octubre continuó la actividad meteorológica con la presencia de la onda tropicales No. 35, la depresión tropical No. 11 y de la afluencia de aire marítimo tropical, fenómenos que provocaron fuertes lluvias, las cuales se intensificaron durante el periodo del 19 al 22 de octubre debido a la presencia del frente frío No. 7, registrándose lluvias acumuladas para este periodo de 436.3 mm en Peñitas, 417.1 mm en Cárdenas, 401.6 mm en González, 383.0 mm en Samaria, 356.2 mm en Nacajuca, 311.0 mm en Pichucalco, 286.9 mm en Platanar, 285.8 mm en Jalapa, 246.8 mm en Puyacatengo, 243.1 mm en Villahermosa y 228.2 mm en Tapijulapa, las

cuales generaron escurrimientos que incrementaron severamente los niveles de los ríos Platanar, Samaria, Carrizal, de La Sierra, Grijalva y Usumacinta. Estas corrientes continuaron elevándose durante los siguientes siete días debido al drenado tanto de sus cuencas propias como de las de aportación, por lo que los ríos Samaria, Carrizal y Grijalva alcanzan su nivel máximo en 1.71, 1.31 y 1.30 m arriba de su nivel crítico respectivamente, los dos primeros el 24 de octubre con gastos de 2340 y 1434 m³/s y el último, el 26 de octubre, superando el nivel máximo histórico del 11 de octubre de 1988 (6.11 msnm) en 0.43 m, con 6.54 msnm.

Para finales de octubre, la interacción del frente frío No. 9 con la débil circulación de la depresión tropical Katrina, origino lluvias torrenciales en la cuenca del Mezcalapa de 146.7 mm en Cárdenas, 129.6 mm en Samaria y 71.9 mm en Platanar, lo que provocó incrementos de niveles del orden de los 0.45 m en los ríos de dicha cuenca; asimismo el río Grijalva registró ascensos de 0.19 m en la estación del Muelle.

Las lluvias ocurridas en las cuencas del sistema hidrológico Grijalva-Usumacinta durante el mes de septiembre de 1999, transformadas a volúmenes, corresponden al cuarto mayor valor histórico para dicho mes en un periodo de 48 años de registro y las ocurridas en el mes de octubre a las más altas para dicho mes para el mismo lapso. Concentrando en dos meses una precipitación aguas arriba de Villahermosa de mas de 1000 milímetros.

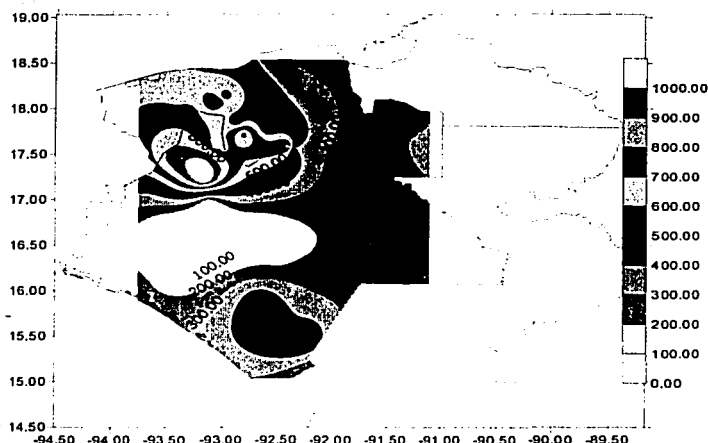


Fig No 12 Isoyetas correspondientes al período Septiembre-Octubre de 1999

Una mejor comprensión de la evolución de los fenómenos hidrometeorológicos que incidieron en la ciudad de Villahermosa se describen en la tabla No 11 donde se sintetizan varios elementos que influyeron en la administración de la inundación que se suscitó en 1999.

1.7. La herramienta y su aplicación

Con el objeto de predecir los niveles del tirante en los puntos de algunos ríos de interés se propone, estimar los caudales que escurren por los cauces, calcular las áreas inundables provocada por la introducción de volúmenes a las lagunas de inundación y los tiempos en que estos fenómenos podrán ocurrir; Se propone implantar un modelo numérico para la simulación del tránsito de avenidas en redes de ríos con planicies de inundación. El modelo será hidráulico unidimensional y utilizará un esquema de diferencias finitas. Para el Sistema de Ríos de la Sierra, justo aguas arriba de la ciudad de Villahermosa.

Capítulo II

Desarrollo del modelo numérico

*Todo lo que hemos probado,
primero tuvimos que imaginarlo
William Blake*

Este capítulo describe la base matemática que sustenta al modelo numérico de simulación de redes de ríos con planicies de inundación.

2.1. Antecedentes

Respecto a la solución de los problemas que presentan las inundaciones en la cuenca del río Grijalva, se han desarrollado los siguientes modelos numéricos:

Modelo lluvia-escurrimiento para la cuenca del río Grijalva, trata de la implementación del programa HEC-11 con el fin de obtener parámetros de un hidrograma unitario, el gasto pico, el tiempo pico, y los valores optimizados de los parámetros en función de las pérdidas a partir de los valores del área de la cuenca, la distribución de la precipitación a través del tiempo, el hidrograma total observado. Este modelo fue aplicado a la cuenca alta del río Grijalva, y se obtienen resultados importantes justo en las fronteras de aguas arriba del problema de la cuenca baja del río Grijalva. Este antecedente se menciona dado que implica un complemento a lo desarrollado en el presente trabajo.²

Programa Tra-Rios desarrollado por el Dr. Carlos Cruikshank V. utilizando su esquema implícito de diferencias finitas para transitar avenidas en un tramo del río Grijalva. (II UNAM 1983 informe técnico interno)

Programa Grijal.exe implementado por personal del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, simula el tránsito de avenidas a través de la red de ríos que conforman el afluente de río de la Sierra, utiliza el método de diferencias finitas con esquema implícito.³

En el presente trabajo se implementó el problema físico del Grijalva en su cuenca baja al modelo numérico aplicado en el presente trabajo, que presenta dos ventajas esenciales con respecto a sus predecesores.

Primero.- Se adapta a la configuración de cualquier red de ríos con planicies de inundación ó sin ellas. Solo restricciones propias del equipo de computo impedirían cumplir con determinados arreglos de redes de ríos muy complejas.

Segundo.- simula el avance de la inundación de los puntos unión entre los tramos de los ríos, esto quiere decir, que en la unión de dos o más corrientes, si las condiciones son propicias, puede formarse una laguna o remanso, cuya dinámica hidráulica es muy distinta a la del flujo en cauces. Aún más, las lagunas formadas en dichas uniones crecerán si las tasas de ingreso de agua son mayores que las de egreso, por ende la laguna crecerá tanto en tirante como en extensión, invadiendo los cauces que confluyen en dicha laguna. Este fenómeno está contemplado en sí

1 HEC-1 Flood Hydrograph package, Estados Unidos. Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos.

2 Aplicación de modelo lluvia escurrimiento en los ríos de la Sierra, M.I. Luis Espinoza Nuñez, O. Santillán., 1994

3 Avenidas de Diseño y Tránsito de avenidas en la cuenca baja del río Grijalva, Carola Eugenia Pereira Romero, 1996

modelo numérico propuesto. El esquema, (Aparicio - Aldama 1999)⁴ en que está basado el modelo numérico, es un esquema implícito de diferencias finitas desarrollado a partir de las ecuaciones de flujo a superficie libre, en su versión unidimensional y diferencial.

Las ecuaciones fundamentales que describen el flujo a superficie libre, sean en su forma integral o diferencial, no tienen solución analítica. Por ello, se recurre a su solución por medio de métodos de aproximación. Para las ecuaciones de flujo de escurrimientos a superficie libre, el método que más ventajas presenta es el de diferencias finitas, ya que además de su relativa sencillez para codificarse, da resultados suficientemente precisos. A diferencia del método de elemento finito, que presenta más ventajas que diferencias finitas en otras ramas de la ingeniería, no es tan eficiente para la reproducción de fenómenos de flujo no permanente a superficie libre en cauces.

Existen básicamente dos tipos de esquemas en diferencias finitas: esquemas explícitos y esquemas implícitos. En los esquemas explícitos (p.e. Lax 1980), al aproximarse las derivadas por diferencias se obtiene una sola incógnita en cada ecuación diferencial. Por lo tanto, para el flujo a superficie libre, es posible calcular los tirantes y velocidades en cada tramo independientemente a partir de los valores conocidos en un instante dado. Para obtener resultados estables y correspondientes a los fenómenos que se tratan de reproducir, se establece una restricción determinada a partir del cociente del paso en el tiempo entre el espaciamiento de los tramos con respecto a una relación física de atenuación numérica. Esta restricción se suele expresar mediante el número de Courant. Este número se expresa para fenómenos de fondo fijo unidimensionales:

$$Cr = \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot (U \pm \sqrt{g \cdot H}) \leq 1$$

Donde:

Cr número de Courant

Δt espaciamiento de la malla en el eje del tiempo

Δx espaciamiento de la malla en el eje del espacio

g constante de la gravedad

H tirante de la superficie del agua

U la velocidad media del flujo

El número de Courant tiene que ver con la región de dependencia de las curvas características.

En los esquemas implícitos con análisis unidimensional de las variables, se plantean las ecuaciones en cada nudo, que contienen como incógnitas variables de los nudos adyacentes. Al escribir las ecuaciones para todos los nudos se obtiene un sistema de ecuaciones con las variables como incógnitas en todos los nudos, de tal manera que se crea una relación de dependencia de una variable con respecto a todas las demás. En general estos esquemas son estables para cualquier tamaño de Δt , es decir no están sujetos a la restricción de Courant. Algunos de los esquemas implícitos para flujo a superficie libre con análisis unidimensional para fondo fijo más usuales son: Abbott (1979), Cunge (1980), Jansen (1979), Mahmood -Yevjevich (1975) y Cruikshank-Berezowsky (1983). Este último método utilizado ampliamente en nuestro país.

⁴ Aparicio M.F.J., Aldama A. A., Rubio H. G. Jr.; "Flood routing in river networks with floodings lagoons". International water resources Engenieering Conference, ASCE, Seattle, Wash., 1999

La base teórica en que fue fundamentado el esquema numérico del modelo matemático, es la siguiente.

2.2 Esquema numérico

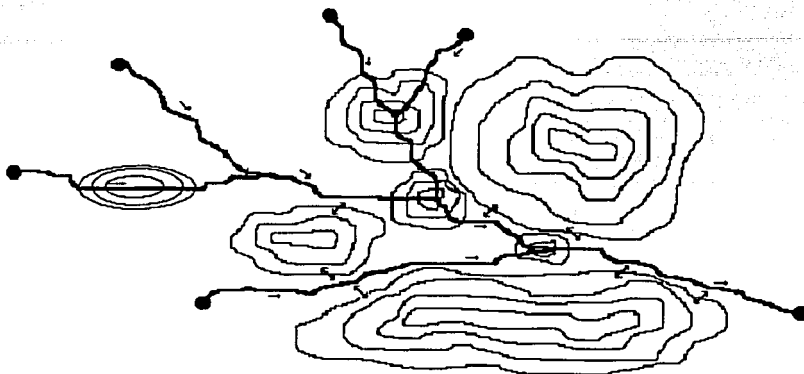


Figura No. 2.1 Esquema del funcionamiento del modelo numérico de redes de ríos con planicies de inundación.

En la figura se presenta el esquema típico del problema a resolver. Consiste en una red de ríos conectados por nudos unión, que pueden ser lagunas inundables. De tal forma que cuando el nivel de la laguna unión ascienda, ésta irá invadiendo parte de los tramos de ríos, conforme estén dispuestas las curvas de nivel. Los tramos pueden estar conectados a nudos unión o nudos de condición de frontera aguas arriba o aguas abajo del sistema de redes de ríos, pueden ser de nivel especificado o gasto especificado, representado por círculos rellenos.

Existen también lagunas no conectadas a las corrientes de los ríos directamente, pero que pueden recibir o aportar agua a los tramos por desbordes de los barros.

Para la solución de este problema se propone un modelo numérico unidimensional en los tramos, las ecuaciones que rigen el flujo en la red de ríos será por tanto las ecuaciones de Saint-Venant:

Cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot n^2 \frac{U U}{R^{4/3}} = 0 \quad (1)$$

Continuidad:

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial U \cdot A}{\partial x} = q \quad (2)$$

Con respecto a las lagunas tipo unión o adyacentes la ecuación que describe su comportamiento es:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \iint_{sc} U \cdot d\bar{A} = 0 \quad (3)$$

Donde:

- t tiempo.
- x coordenada longitudinal.
- U velocidad media del agua.
- H Nivel de la superficie libre.
- g aceleración de la gravedad.
- n Coeficiente de Manning.
- R Radio hidráulico de la sección transversal.
- A Área de la sección transversal.
- B Ancho de la superficie libre del agua.
- q Gasto unitario aportado.
- V Volumen de agua de la laguna.

Para manejar tramos cuya longitud se ve afectada por avance de las lagunas (nudos unión) se efectúa el siguiente cambio de variables independientes ver figura 2.2

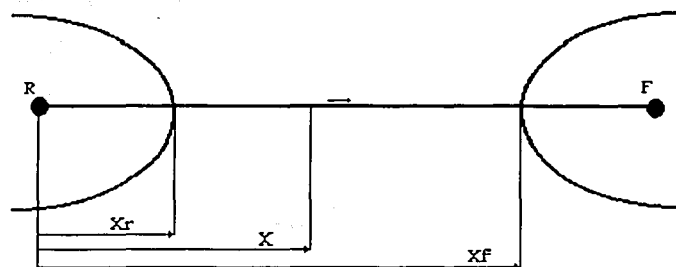


Figura 2.2 referencia de longitudes relativas al avance de la inundación

TRFIC CON
FALLA DE ORIGEN

$$\xi = \xi(x, t) = \frac{x - x_r}{x_r - x_r}$$

$$\tau = \tau(x, t) = t$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = \frac{1}{x_r - x_r}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = 1$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = - \frac{\xi x_r + (\xi + 1) x_r}{x_r - x_r}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} = 0$$

(4)

Entonces las derivadas de una función F que dependen de x, t son:

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{1}{x_r - x_r} \frac{\partial F}{\partial \xi}$$

$$\frac{\partial F}{\partial t} = \frac{\partial F}{\partial \tau} - \frac{\xi x_r + (1 - \xi) x_r}{x_r - x_r} \frac{\partial F}{\partial \xi}$$

(5)

Con este cambio de variable, las ecuaciones de la dinámica del agua en el tramo son:

Cantidad de movimiento:

$$\left\{ \frac{\partial U}{\partial \tau} - \frac{\xi x_r + (1 - \xi) x_r}{x_r - x_r} \frac{\partial U}{\partial \xi} \right\} + U \left\{ \frac{1}{x_r - x_r} \frac{\partial U}{\partial \xi} \right\} + g \left\{ \frac{1}{x_r - x_r} \frac{\partial H}{\partial \xi} \right\} + g n^2 \frac{|U|U}{R^{4/3}} = 0$$

$$(x_r - x_r) \frac{\partial U}{\partial \tau} + U \frac{\partial U}{\partial \xi} - [\xi x_r + (1 - \xi) x_r] \frac{\partial U}{\partial \xi} + g \cdot \frac{\partial H}{\partial \xi} + g \cdot n^2 (x_r - x_r) \frac{|U|U}{R^{4/3}} = 0$$

Continuidad:

$$B \left\{ \frac{\partial H}{\partial \tau} - \frac{\xi x_r + (1 - \xi) x_r}{x_r - x_r} \frac{\partial H}{\partial \xi} \right\} + \frac{1}{x_r - x_r} \frac{\partial U}{\partial \xi} \cdot A = q$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$(x_r - x_r) B \frac{\partial H}{\partial \tau} - [\xi x_r + (\xi + 1) x_r] \frac{\partial H}{\partial \xi} + \frac{\partial U A}{\partial \xi} = (x_r - x_r) q$$

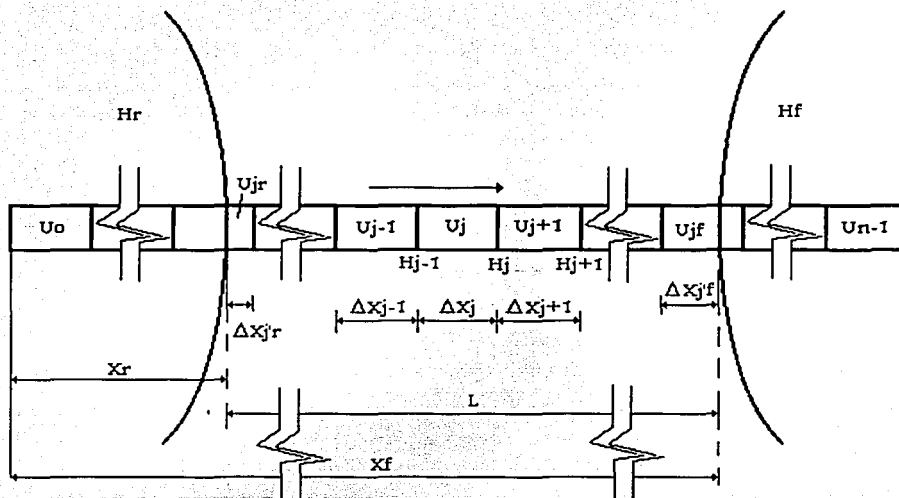
(6)

Para aplicar un método numérico es necesario discretizar las variables continuas involucradas en el problema: El tiempo se discretiza con un paso de integración Δt y cada tramo en subtramos, que en general pueden ser de distintas longitudes. El caso general se ilustra en la siguiente figura:

$$\Delta\tau = \Delta t$$

$$\Delta \xi = \frac{\Delta x}{L}$$

ΔE es un incremento adimensional del espaciamento de la malla, con el objeto de que el valor de la Longitud del tramo de río pueda cambiar de valor sin afectar las proporciones.



Los subtramos están separados por secciones en donde se conoce la sección transversal y el nivel de la superficie libre. Se supone que la velocidad del centro del subtramo j es U_j y ese tramo está de limitado por las secciones $j-1$ y j .

Los subtramos que contienen la retaguardia y el frente *jr* y *jf* están en general parcialmente inundados, por lo que sus longitudes efectivas como canal se ven reducidas a $\Delta X'_{jr}$ y $\Delta X'_{jf}$.

Se considera un piscina con un nivel constante de la laguna, por lo que los tramos inundados velocidad cero.

2.2.2. Derivadas

Para el cálculo de las derivadas en el tiempo se aproxima como:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\xi = \xi(x, t) = \frac{x - x_i}{x_r - x_i}$$

$$\tau = \tau(x, t) = t$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = \frac{1}{x_r - x_i}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = 1$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = -\frac{\xi x_r + (\xi + 1) x_i}{x_r - x_i}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} = 0$$

(4)

Entonces las derivadas de una función F que dependen de x, t son:

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{1}{x_r - x_i} \frac{\partial F}{\partial \xi}$$

$$\frac{\partial F}{\partial t} = \frac{\partial F}{\partial \tau} - \frac{\xi x_r + (1 - \xi) x_i}{x_r - x_i} \frac{\partial F}{\partial \xi}$$

(5)

Con este cambio de variable, las ecuaciones de la dinámica del agua en el tramo son:

Cantidad de movimiento:

$$\left\{ \frac{\partial U}{\partial \tau} - \frac{\xi x_r + (1 - \xi) x_i}{x_r - x_i} \frac{\partial U}{\partial \xi} \right\} + U \left\{ \frac{1}{x_r - x_i} \frac{\partial U}{\partial \xi} \right\} + g \left\{ \frac{1}{x_r - x_i} \frac{\partial H}{\partial \xi} \right\} + g n^2 \frac{|U|U}{R^{4/3}} = 0$$

$$(x_r - x_i) \frac{\partial U}{\partial \tau} + U \frac{\partial U}{\partial \xi} - [\xi x_r + (1 - \xi) x_i] \frac{\partial U}{\partial \xi} + g \cdot \frac{\partial H}{\partial \xi} + g \cdot n^2 (x_r - x_i) \frac{|U|U}{R^{4/3}} = 0$$

Continuidad:

$$B \left\{ \frac{\partial H}{\partial \tau} - \frac{\xi x_r + (1 - \xi) x_i}{x_r - x_i} \frac{\partial H}{\partial \xi} \right\} + \frac{1}{x_r - x_i} \frac{\partial U}{\partial \xi} \cdot \Lambda = q$$

$$(x_r - x_i) B \frac{\partial H}{\partial \tau} - [\xi x_r + (\xi + 1) x_i] \frac{\partial H}{\partial \xi} + \frac{\partial U \Lambda}{\partial \xi} = (x_r - x_i) q$$

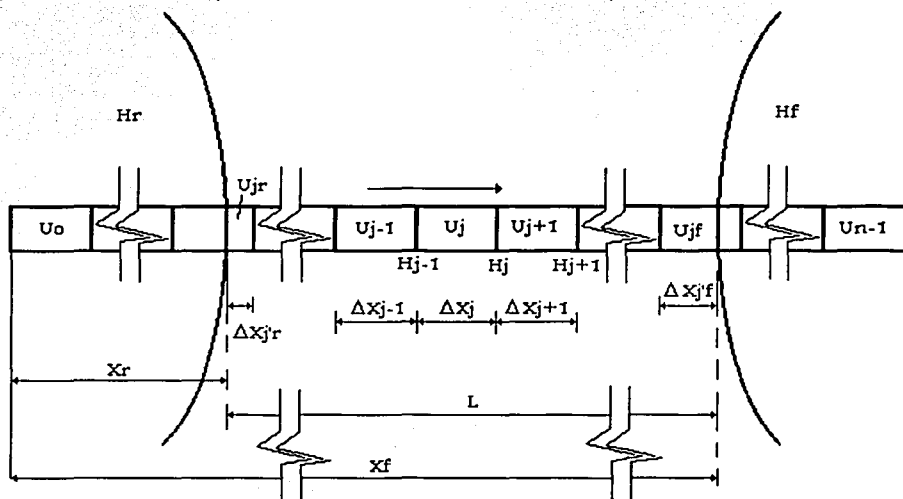
2.2.1. Discretización

Para aplicar un método numérico es necesario discretizar las variables continuas involucradas en el problema. El tiempo se discretiza con un paso de integración Δt y cada tramo en subtramos, que en general pueden ser de distintas longitudes. El caso general se ilustra en la siguiente figura:

$$\Delta \tau = \Delta t$$

$$\Delta \xi = \frac{\Delta x}{L}$$

$\Delta \xi$ es un incremento adimensional del espaciamiento de la malla, con el objeto de que el valor de la Longitud del tramo de río pueda cambiar de valor sin afectar las proporciones.



Los subtramos están separados por secciones en donde se conoce la sección transversal y el nivel de la superficie libre. Se supone que la velocidad del centro del subtramo j es U_j y ese tramo está delimitado por las secciones $j-1$ y j .

Los subtramos que contienen la retaguardia y el frente jr y jf están en general parcialmente inundados, por lo que sus longitudes efectivas como canal se ven reducidas a $\Delta x'jr$ y $\Delta x'jf$.

Se considera una piscina con un nivel constante de la laguna, por lo que los tramos inundados velocidad cero.

2.2.2. Derivadas

Para el cálculo de las derivadas en el tiempo se aproxima como:

(8)

$$\frac{\partial F}{\partial \tau} \approx \frac{F^* - F}{\Delta \tau}$$

En donde "F*" es la función evaluada en el tiempo siguiente y "F" es la misma función pero evaluada en el paso anterior.

En cuanto a las derivadas espaciales, se presentan dos casos:

a) Se requiere de la derivada en el centro de dos variables conocidas:

$$\frac{\partial F}{\partial \xi} \approx \frac{F_j - F_{j-1}}{\Delta \xi} = \frac{F_j - F_{j-1}}{\Delta x / L} \quad (9)$$

b) Se requiere la derivada en un punto en el que se conoce la función y se conocen también en los tramos que colindan atrás y adelante del tramo en cuestión:

$$\frac{\partial F}{\partial \xi} \approx \frac{\frac{\Delta \xi_b}{\Delta \xi_f} (F_{j+1} - F_j) + \frac{\Delta \xi_f}{\Delta \xi_b} (F_j - F_{j-1})}{\Delta \xi_b + \Delta \xi_f} = \frac{\frac{\Delta x_b}{\Delta x_f} (F_{j+1} - F_j) + \frac{\Delta x_f}{\Delta x_b} (F_j - F_{j-1})}{\frac{(\Delta x_b + \Delta x_f)}{L}} \quad (10)$$

En donde los subíndices *b* y *f* indican atrás y adelante respectivamente. En el caso de que la función sea el nivel.

$$\Delta x_b = \Delta x_j \quad \Delta x_f = \Delta x_{j+1} \quad (11)$$

Para la velocidad que se conoce al centro del tramo:

$$\Delta x_b = \frac{\Delta x_{j-1}}{2} + \frac{\Delta x_j}{2} \quad \Delta x_f = \frac{\Delta x_j}{2} + \frac{\Delta x_{j+1}}{2} \quad (12)$$

A excepción de los subtramos extremos (donde se encuentran los avances de inundación de frente y retaguardia), así como en sus vecinos inmediatos, estas cantidades permanecen constantes por lo que pueden calcularse para evaluar las derivadas en la forma:

$$\frac{\partial F}{\partial \xi} = L [C a_j (F_{j+1} - F_j) + C m_j (F_j - F_{j-1})] \quad (13)$$

2.2.3. Cantidad de movimiento

Con el fin de reducir el ancho de banda de la matriz de un tramo, se toman volúmenes de control distintos en ambas ecuaciones.

En el caso de la ecuación de cantidad de movimiento se toma como volumen de control el subtramo *j* la ecuación (6) queda.

$$L \frac{U_j^+ - U_j}{\Delta\tau} + \{U_j^+ - [\xi_i x_r + (\xi_i + 1)x_r]\} W_j + g \left[\psi \frac{H_j^+ - H_{j-1}^+}{\Delta x} L + (1 - \psi) \frac{H_j - H_{j-1}}{\Delta x} L \right] + g n^2 L \frac{|U_j| U_j^+}{R^{4/3}} = 0$$

En donde W_j es la derivada $\partial U / \partial \xi$ en el tiempo anterior, que se evalúa con la forma (13) calculando los coeficientes con (12); ξ_i es la coordenada normalizada evaluada en el centro del subtramo; y ψ es un factor de peso en las derivadas espaciales que tiene un valor entre 1 y 0 que amortigua los cambios bruscos de nivel. Multiplicando por $\Delta\tau/L$:

$$\begin{aligned} & (U_j^+ - U_j) + \{U_j^+ - [\xi_i x_r + (\xi_i + 1)x_r]\} C p_j (U_{j+1} - U_j) + C m_j (U_j - U_{j-1}) \Delta\tau + \\ & g \frac{\Delta\tau}{\Delta x_j} \{ \psi (H_j^+ - H_{j-1}^+) + (1 - \psi) (H_j - H_{j-1}) \} + g n^2 \Delta\tau + g \frac{\Delta\tau}{\Delta x_j} \{ \psi (H_j^+ - H_{j-1}^+) \} + g n^2 \Delta\tau \\ & \frac{|U_j| U_j^+}{R^{4/3}} = 0 \end{aligned}$$

Reagrupando y con:

$$\begin{aligned} \theta_j &= g \frac{\Delta\tau}{\Delta x_j} & D p_j &= \Delta\tau C p_j & D m_j &= \Delta\tau C m_j \\ N_j &= g n^2 \Delta\tau & W_j &= D p_j \cdot (U_{j+1} - U_j) + D m_j (U_j - U_{j-1}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_j^+ \left\{ 1 + W_j + N_j \frac{|U_j|}{R^{4/3}} \right\} - \{ \xi_i x_r + (\xi_i + 1)x_r \} W_j + \psi \theta_j (H_j^+ - H_{j-1}^+) &= \\ &= U_j + (1 - \psi) \theta_j (H_j - H_{j-1}) \end{aligned}$$

Como la posición del frente y retaguardia son funciones que dependen únicamente del nivel correspondiente, y con el fin de dejar el término implícito:

$$x_r = \frac{dx_r}{dt} = \frac{dx_r}{dH_r} \cdot \frac{dH_r}{dt} = V_r \frac{H_r^+ - H_r}{\Delta\tau} \quad x_r = V_r \cdot \frac{H_r^+ - H_r}{\Delta\tau} \quad (14)$$

Entonces:

$$U_j^* \left\{ 1 + W_j + N_j \frac{U_j}{R_j^{4.3}} \right\} - \frac{W_j V_p}{\Delta \tau} \xi_i (H_r^* - H_r) - \frac{W_j V_r}{\Delta \tau} (\xi_i + 1) (H_r^* - H_r) + \psi \theta_j (H_j^* - H_{j-1}^*) =$$

$$= U_j + (1 - \psi) \theta_j (H_j - H_{j-1})$$

Haciendo:

$$D_j = 1 + W_j + N_j \frac{U_j}{R_j^{4.3}} \quad E_j = \frac{\psi \theta_j}{D_j}$$

$$F_{\theta} = \frac{W_j V_r}{\Delta \tau D_j} \cdot \xi_i \quad F_{\theta} = \frac{W_j V_r}{\Delta \tau D_j} (\xi_i + 1)$$

$$U_j^* = E_j (H_{j-1}^* - H_j^*) + F_{\theta} (H_r^* - H_r) + F_{\theta} (H_r^* - H_r) + \frac{U_j + (1 - \psi) \theta_j (H_j - H_{j-1})}{D_j}$$

$$U_j^* = E_j (H_{j-1}^* - H_j^*) + F_{\theta} H_r^* + F_{\theta} H_r + M_j \quad (15)$$

En donde:

$$M_j = \frac{U_j + (1 - \psi) \theta_j (H_j - H_{j-1})}{D_j} - F_{\theta} H_r - F_{\theta} H_r$$

2.2.4. Ecuación de continuidad

Para este caso el volumen de control se toma como las dos unidades de los subtramos adyacentes, entonces desde (7)

$$LB_j \cdot \frac{H_j^* - H_j}{\Delta \tau} - B_j [\xi_s \bar{x}_r + (\xi_s + 1) \bar{x}_r] Lh_j + \frac{U_{j+1}^* A_{j+1} - U_j^* A_j}{(\Delta x_{j+1} + \Delta x_j) 2L} = q_j L$$

En donde ξ_s se evalúa en la sección j ; Lh_j es la derivada $\partial H / \partial \xi$ en el tiempo previo, que se evalúa con la formula (13) con los coeficientes calculados con (11). Multiplicando por $(\Delta x_{j+1} + \Delta x_j) / 2L$:

$$\frac{\Delta x_{j+1} + \Delta x_j}{2 \Delta \tau} B_j \{ (H_j^* - H_j) - \Delta \tau h_j [\xi_s \bar{x}_r + (\xi_s + 1) \bar{x}_r] \} + \frac{U_{j+1}^* A_{j+1} - U_j^* A_j}{2} = q_j \frac{\Delta x_{j+1} + \Delta x_j}{2}$$

Llamando $V_j = (\Delta x_{j+1} + \Delta x_j)/2 \cdot \Delta \tau$ y haciendo implícito el término del avance del frente y retaguardia, con (14):

$$V_j B_j (H_j^* - H_j) - V_j \frac{G_{\bar{g}}}{B_j} = V_j B_j h_j V_r \xi_s, \quad G_{\bar{g}} = V_j B_j h_j V_r (\xi_s + 1), \quad A_j = V_j \Delta \tau q_j$$

Haciendo:

$$V_j B_j (H_j^* - H_j) + U_{j+1}^* A_{j+1} - U_j^* A_j = \Delta \tau V_j q_j + G_{\bar{g}} (H_r^* - H_r) + G_{\bar{g}} (H_r^* - H_r)$$

Sustituyendo U_{j+1}^* y U_j^* de las ecuaciones de cantidad de movimiento (15):

$$\begin{aligned} & V_j B_j (H_j^* - H_j) + A_{j+1} [E_{j+1} (H_j^* - H_{j+1}^*) + F_{\bar{g}+1} H_r^* + F_{\bar{g}+1} H_r^* + M_{j+1}] - \\ & - A_j [E_j (H_{j-1}^* - H_j^*) + F_{\bar{g}} H_r^* + F_{\bar{g}} H_r^* + M_j] = \\ & = \Delta \tau V_j q_j + G_{\bar{g}} (H_r^* - H_r) + G_{\bar{g}} (H_r^* - H_r) \end{aligned}$$

Separando las variables conocidas de las que se quieren determinar:

$$\alpha_j H_{j-1}^* + \beta_j H_j^* + \alpha_{j+1} H_{j+1}^* = \gamma_j + \gamma_{\bar{g}} H_r^* + \gamma_{\bar{g}} H_r^* \quad (16)$$

Siendo:

$$\alpha_j = -E_j A_j$$

$$\beta_j = \beta_j V_j - \alpha_j - \alpha_{j+1}$$

$$\gamma_j = V_j \beta_j H_j - A_{j+1} M_{j+1} + A_j M_j + \Delta \tau V_j q_j - G_{\bar{g}} H_r - G_{\bar{g}} H_r$$

$$\gamma_{\bar{g}} = A_j F_{\bar{g}} - A_{j+1} F_{\bar{g}+1} + G_{\bar{g}}$$

$$\gamma_{\bar{g}} = A_j F_{\bar{g}} - A_{j+1} F_{\bar{g}+1} + G_{\bar{g}}$$

Cabe aclarar que las ecuaciones (15) y (16) corresponden al caso general que el tramo este conectado a ambos lados a un nudo unión, en los que la retaguardia y el frente cambian de posición. Para los nudos en que se especifique el nivel o el gasto, los correspondientes coeficientes F y G valen cero, dado que en estos nudos no se simula el avance de inundación.

2.2.5. Condiciones de frontera

Cada tramo está conectado a dos nudos, uno aguas abajo y otro aguas arriba. A continuación se describe como se modelará numéricamente cada tipo de nudo.

2.2.5.1. Gasto especificado aguas arriba

En los nudos frontera que se especifica el gasto, este será de entrada a el tramo y los coeficientes F_r y G_r de todo el tramo serán nulos, por lo tanto el coeficiente γ_r es cero también.

En este caso se toma no la mitad, sino todo el tramo aguas arriba de la sección O en el volumen de control de la ecuación de continuidad, por lo que V_j se calcula como:

$$V_j = \frac{\Delta x_j + 2\Delta x_o}{2\Delta \tau}$$

Por lo que respecta a el calculo de h_j , no se cuenta con el nivel aguas abajo, por lo que se extrapola la derivada haciendo:

$$\Delta X_b = -(\Delta x_1 + \Delta x_2)$$

Sustituyendo a H_{j-1} , que en la frontera no existe por H_2 . De esta forma, la ecuación de conservación de masa queda de la forma:

$$V_j B_j (H_j^* - H_j) + A_{j+1} U_{j+1}^* - Q_u = \Delta \tau V_j q_j + G_\eta (H_r^* - H_r)$$

En donde Q_u es el caudal en el tiempo nuevo. Sustituyendo U_{j+1}^* de (15):

$$\beta_j H_j^* + \alpha_{j+1} H_{j+1}^* = \delta_j + \gamma_\eta H_r^* \quad (17)$$

donde:

$$\alpha_{j+1} = -V_{j+1} E_{j+1}$$

$$\beta_j = B_j V_j - \alpha_{j+1}$$

$$\delta_{j+1} = V_j B_j H_j - A_{j+1} M_{j+1} + \Delta \tau V_j q_j - G_\eta H_r + Q_u$$

$$\gamma_\eta = G_\eta$$

Cabe recordar que todas las ecuaciones de ese tramo carecerán del término $\gamma_\eta H_r^*$.

2.2.5.2. Gasto especificado aguas abajo

Se conoce el gasto que sale del último subtramo, y como no hay laguna los coeficientes F_r y G_r y en consecuencia γ_r de todo el tramo son nulos.

En este caso se toma toda la longitud del último subtramo m en el volumen de control para la ecuación de continuidad, por lo que:

$$V_j = \frac{\Delta x_j + 2\Delta x_{j-1}}{2\Delta \tau}$$

Por lo que respecta a el calculo de h_j , se extrapola la derivada haciendo:

$$\Delta X_r = -(\Delta x_{j-1} + \Delta x_{j-2})$$

Y sustituyendo a H_{m+1} por H_{j-2} . Así la ecuación de continuidad queda de la forma:

$$V_j B_j (H_j^* - H_j) + Q_d - U_j^* A_j = q_j \Delta \tau V_j + G_\eta (H_r^* - H_r)$$

En donde Q_d es el gasto especificado aguas abajo en el tiempo actual. Sustituyendo V_j^+ de (15).

$$\alpha_j \cdot H_{j-1}^+ + \beta_j \cdot H_j^+ = \delta_j + \gamma_{\eta} \cdot H_r^+ \quad (18)$$

Siendo:

$$\alpha_j = -V_j \cdot E_j$$

$$\beta_j = B_j \cdot V_j - \alpha_j$$

$$\delta_j = V_j B_j H_j + A_j M_j + \Delta \tau V_j q_j - G_{\eta} H_r - Q_d$$

$$\gamma_{\eta} = G_{\eta}$$

Cabe recordar también para este caso que para todos los términos $\gamma_{\eta} H_r^+$ de ese tramo desaparecen.

2.2.5.3. Nivel especificado aguas arriba

En este caso se conoce el nivel de la sección aguas arriba del primer subtramo, y no laguna por lo que los coeficientes F_r y G_r y por consiguiente γ_r son nulos.

Para el calculo de W_j para $j = 0$, la derivada se extrapola con $\Delta x_b = -(\Delta x_0/2 + \Delta x_1 + \Delta x_2/2)$ y sustituyendo a U_{j-1} que no existe por U_{j+2} .

Para el calculo de M_j para $j = 0$, Se sustituye H_{j-1} por H_u , que es el nivel especificado en el tiempo anterior.

Al calcular h_j para $j = 0$, se extrapola tomando $\Delta x_b = -(\Delta x_1 + \Delta x_2)$ y sustituyendo H_{j-1} po H_o . Así la ecuación de continuidad para $j = 0$, queda de la siguiente forma (16).

$$\beta_j \cdot H_j^+ + \alpha_{j+1} \cdot H_{j+1}^+ = \delta_j + \gamma_{\eta} \cdot H_r^+ \quad (19)$$

Siendo:

$$\delta_j = V_j B_j H_j - A_{j+1} M_{j+1} + A_j M_j + \Delta \tau V_j q_j - G_{\eta} H_r - \alpha_j H_u^+$$

2.2.5.4. Nivel especificado aguas abajo

Se conoce el nivel de la sección aguas abajo del último subtramo ($j = m$), y no hay laguna, por lo uqe F_{η} y G_{η} y γ_{η} son nulos para toda j del tramo.

Para el cálculo de W_j en $j = m$, la derivada se extrapola con $\Delta x_r = -(\Delta x_{j-2}/2 + \Delta x_{j-1} + \Delta x_j/2)$ y sustituyendo a U_{j+1} que no existe por U_{j-2} . Para el calculo de M_m , se sustituye H_{j-1} por h_d que es el nivel especificado aguas abajo en el tiempo anterior.

Al calcular h_m se extrapola tomando $\Delta x_r = -(\Delta x_{j-1} + \Delta x_{j-2})$ y sustituyendo H_{j+1} por H_d , la ecuación de continuidad para $j = m$ queda de la forma:

$$\alpha_j \cdot H_{j-1}^+ + \beta_j \cdot H_j^+ = \delta_j + \gamma_{\eta} \cdot H_r^+ \quad \text{en donde:}$$

(20)

$$\delta_j = V_j B_j H_j - A_{j+1} M_{j+1} + A_j M_j + \Delta \tau V_j q_j - G_{\eta} H_r - \alpha_{j+1} H_d^+$$

2.2.5.5. Nudo unión aguas arriba

En este caso el nivel aguas arriba es incógnita pero no es una de las variantes de control, como estos son nudos de funcionamiento de laguna. En general inunda uno o varios subtramos y en uno solo se inunda parcialmente, para $j = jr$. Como la longitud de este subtramo que funciona como canal se ve afectado, se tienen que recalcular los coeficientes de derivada para W_j y h_j para este subtramo y el siguiente, además de recalcular los valores de Θ_j y V_j .

Los ajustes para el calculo de W_j , M_j y h_j para el caso de nivel especificado aguas arriba se aplican con la diferencia de que se empleen la longitud efectiva del subtramo $\Delta x_o'$ y en lugar de H_o se emplea H_r .

La ecuación de continuidad para $j = jr$ queda de la forma, de (16):

$$\alpha_j \cdot H_{j-1}^* + \beta_j \cdot H_j^* = \delta_j + \gamma_{\eta} \cdot H_r^* + \gamma_{\theta} \cdot H_r^*$$

en donde:

(21)

$$\gamma_{\eta} = A_j F_{\eta} - A_{j+1} F_{\eta+1} + G_{\eta} - \alpha_j$$

2.2.5.6. Nudo unión aguas abajo

El nivel aguas abajo es una incógnita de las variables de control. Como funciona como laguna, puede inundar completamente varios de los últimos subtramos y parcialmente al jr . La longitud efectiva de este subtramo cambia en el tiempo, se tienen que recalcular los coeficientes de las derivadas W_j y h_j para este subtramo y el inmediato anterior, además de recalcular G_j y V_j .

Los ajustes para el calculo de W_j , M_j y h_j para el caso de nivel especificado aguas abajo también se aplican, con la diferencia de que se emplea la longitud efectiva del subtramo Δx_{jr} y en lugar de H_d se emplea H_r , la ecuación de continuidad para la última sección interna $j = jr-1$ queda de la siguiente forma:

$$\alpha_j \cdot H_{j-1}^* + \beta_j \cdot H_j^* = \delta_j + \gamma_{\eta} \cdot H_r^* + \gamma_{\theta} \cdot H_r^*$$

(22)

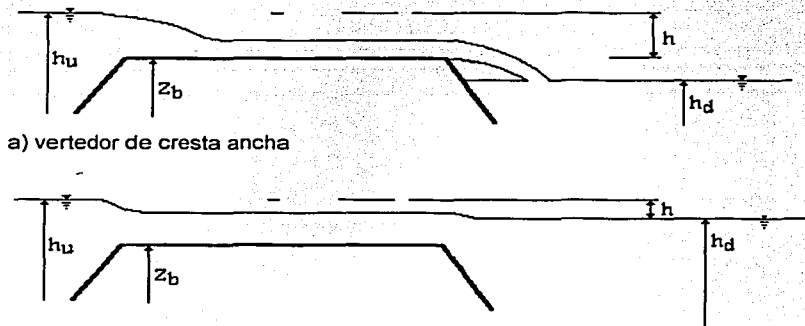
en donde:

$$\gamma_{\eta} = A_j F_{\eta} - A_{j+1} F_{\eta+1} + G_{\eta} - \alpha_{j+1}$$

2.2.6. Lagunas de inundación

En la ecuación de continuidad aparece un término que representa el aporte de agua lateral. En el modelo simulado, este corresponde al derramado de una laguna al tramo o viceversa, esto puede presentarse en ambas márgenes del río a distintas lagunas.

Para el cálculo de gasto desbordado por los barrote, se supone un funcionamiento similar al de un vertedor de cresta ancha.



a) vertedor de cresta ancha

b) vertedor de cresta ancha ahogado

En un vertedor habrá descarga si el nivel es mayor que la altura del barrote. Si el nivel aguas abajo es menor que la altura del barrote, la energía potencial es únicamente el nivel del líquido aguas arriba con respecto al barrote.

Cuando el nivel aguas abajo es también mayor que la altura del barrote, la energía que genera el flujo es simplemente la diferencia de ambos niveles.

En general, para un vertedor de cresta ancha, el gasto derramado por unidad de longitud es determinado por:

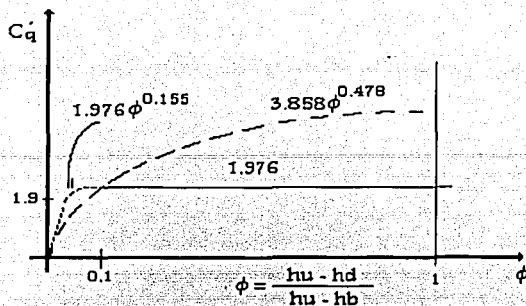
$$q = c_q \cdot 2g \cdot h^{3/2}$$

o

$$q = c_q \cdot h^{3/2}$$

(23)

En donde C_q o C_q' no son constantes, sin embargo se ha encontrado que para el caso de los barrote C_q' es una función del parámetro ϕ .



Puede verse que para vertedores ahogados $0 \leq \phi \leq 1$ y en otro caso $\phi > 1$.

Para nuestra aplicación, se supone constante en el volumen de control de la ecuación de continuidad. Para llegar al signo implícito se puede calcular:

$$q = c_q \cdot h \cdot |h|$$

Evaluando :

$$h = h_i - h_j \quad \text{si } h_i > Z_b \text{ y } h_j > Z_b$$

$$h = h_i - Z_b \quad \text{si } h_i > Z_b \text{ y } h_j < Z_b$$

$$h = h_i - h_j \quad \text{si } h_i > Z_b \text{ y } h_j > Z_b$$

$$h = Z_b - h_j \quad \text{si } h_i < Z_b \text{ y } h_j > Z_b$$

2.2.7. Solución de las ecuaciones

La manera en que se seleccionaron los volúmenes de control fue con el fin de reducir a 3 el ancho de banda de las matrices a resolver. Pero esto solo es válido cuando se trata de un solo tramo, pero cuando existen uniones de dos o mas tramos, se presentan elementos aislados que complican la solución del sistema. Sin embargo si se presentasen submatrices tridiagonales, una por subtramo, con elementos de acoplamiento.

A partir de esta característica se vislumbró la posibilidad de emplear la solución con las funciones de Green. En general se puede decir que la solución de los niveles en un tramo se divide en la convergencia y las funciones de Green, es decir.

$$H_j^* = H_{nj} + G_{uj} H_u^* + G_{dj} H_d^* \quad (24)$$

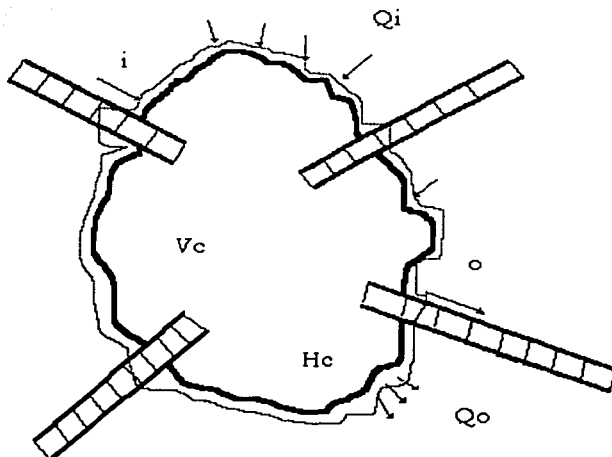
En donde H_{nj} es la solución homogénea, es decir, sin tomar en cuenta los términos de H_u^* y H_d^* , y G_{uj} y G_{dj} son las funciones de Green para H_u^* y H_d^* , respectivamente. Los sistemas de cada tramo quedan entonces de la forma:

$$\begin{bmatrix}
 \beta_0 & \alpha_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 \alpha_1 & \beta_1 & \alpha_2 & \dots & 0 & 0 \\
 0 & \alpha_2 & \beta_2 & \dots & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\
 0 & 0 & 0 & \dots & \beta_{m-2} & \alpha_{m-1} \\
 0 & 0 & 0 & \dots & \alpha_{m-1} & \beta_{m-1}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 H_0^+ \\
 H_1^+ \\
 H_2^+ \\
 \vdots \\
 H_{m-2}^+ \\
 H_{m-1}^+
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 \delta_0 \\
 \delta_1 \\
 \delta_2 \\
 \vdots \\
 \delta_{m-1} \\
 \delta_{m-2}
 \end{bmatrix}
 +
 \begin{bmatrix}
 G_{r0} \\
 G_{r1} \\
 G_{r2} \\
 \vdots \\
 G_{rm-2} \\
 G_{rm-1}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 G_0 \\
 G_1 \\
 G_2 \\
 \vdots \\
 G_{fm-2} \\
 G_{fm-1}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 H_{f+}^+ \\
 H_r^+
 \end{bmatrix}$$

y la solución de tres sistemas resulta:

$$\{H\} = \{H_n\} + \{G_u\}H_r^+ + \{G_d\}H_{f+}^+$$

2.2.8. Ecuación de continuidad en nudos unión



i = subtramo de entrada en donde se localiza el frente.

o = subtramo de salida en donde se encuentra la retaguardia.

Q_i = Gasto derramado por barrotos a la laguna.

Q_o = Gasto derramado por barrotos a tramos.

El volumen de control consiste en toda la laguna y la unidad efectiva de los subtramos parcialmente inundados (recuerde que estas mitades de subtramos no se consideran en las ecuaciones de continuidad de los tramos). Como el volumen de la laguna depende exclusivamente del nivel de la ecuación de continuidad esta queda de la forma:

$$A_L \cdot \frac{dH_c}{dt} + \int U \cdot dA = 0$$

A_L = Área de la laguna.

El segundo término indica el gasto nudo que salió del volumen de control. En este volumen de control únicamente entra y sale agua por los tramos vecinos o por derrames por los barrotes. Así:

$$\left[\sum_i \frac{\Delta x_i}{2} B_i + \sum_o \frac{\Delta x_o}{2} B_o + A_L \right] \frac{H_c^* - H_c}{\Delta \tau} - \sum_i A_i U_i + \sum_o A_o V_o - \sum_i Q_i + \sum_o Q_o = 0$$

Sustituyendo las velocidades de 15 y reordenando:

$$\begin{aligned} & \left[\sum_i \frac{\Delta x_i}{2 \Delta \tau} B_i + \sum_o \frac{\Delta x_o}{2 \Delta \tau} B_o + \frac{A_L}{\Delta \tau} \right] (H_c^* - H_c) - \sum_i A_i [E_i (H_{c-1}^* - H_c^*) + F r_i H r_i^* + F f_{i-1} H_c^* + M_i] \\ & + \sum_o A_o [E_o (H_c^* - H_o^*) + F r_o H_c^* + F f_o H f_o^* + M_o] \\ & = \sum Q_i - \sum Q_o \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \left[\sum_i \left(\frac{\Delta x_i}{2 \Delta \tau} B_i - \alpha_i - A F f_i \right) + \sum_o \left(\frac{\Delta x_o}{2 \Delta \tau} B_o - \alpha_o - A F f_o \right) \right] H_c^* + \sum_c \alpha_i H_{i-1}^* + \sum_o \alpha_o H_o^* \\ & - \sum_i A F r_i H r_i^* - \sum_o A F f_o H f_o^* = \\ & = \sum Q_i - \sum Q_o + \left[\sum_i \frac{\Delta x_i}{2 \Delta \tau} B_i + \sum_o \frac{\Delta x_o}{2 \Delta \tau} B_o + \frac{A_L}{\Delta \tau} \right] H_c + \sum_i A_i M_i - \sum_o A_o M_o \end{aligned}$$

Incluyendo la solución de los tramos se obtienen los valores H_{c-1}^* y H_o^* en la forma (24).

$$\begin{aligned} & \left[\sum_i \left(\frac{\Delta x_i}{2 \Delta \tau} B_i - \alpha_i - A F f_i \right) + \sum_o \left(\frac{\Delta x_o}{2 \Delta \tau} B_o - \alpha_o - A F f_o \right) \right] H_c^* + \sum_c \alpha_i (H_{ni} + G_{ui} H r_i^* + G_{dc} H_c^*) \\ & + \sum_o \alpha_o (H_{no} + G_{uo} H_c^* + G_{do} H f_o^*) - \sum_i A F r_i H r_i^* - \sum_o A F f_o H f_o^* = \\ & = \sum Q_i - \sum Q_o + \left[\sum_i \frac{\Delta x_i}{2 \Delta \tau} B_i + \sum_o \frac{\Delta x_o}{2 \Delta \tau} B_o + \frac{A_L}{\Delta \tau} \right] H_c + \sum_i A_i M_i - \sum_o A_o M_o \end{aligned}$$

Reordenando.

$$\left[\sum_i \left(\frac{\Delta x_i}{2\Delta\tau} B_i - \alpha_i - AFf_i + \alpha_i G_{di} \right) + \sum_o \left(\frac{\Delta x_o}{2\Delta\tau} B_o - \alpha_o - AFf_o + \alpha_o G_{uo} \right) \right] H_c^* + \sum_i (\alpha_i G_{ui} - A_i Fr_i) H_{ri}^* + \sum_o (\alpha_o G_{do} - A_o Ff_o) H_{fo}^* =$$

$$= \sum Q_i - \sum Q_o + \left[\sum_i \frac{\Delta x_i}{2\Delta\tau} B_i + \sum_o \frac{\Delta x_o}{2\Delta\tau} B_o + \frac{A_i}{\Delta\tau} \right] H_c - \sum_i (\alpha_i H_{ni} - A_i M_i) - \sum_o (\alpha_o H_{no} + A_o M_o)$$

Queda de la forma:

$$bcH_c^* + \sum a_i H_{ri}^* + \sum a_o H_{fo}^* = dc \quad (25)$$

Donde:

$$bc = \left[\sum_i \left(\frac{\Delta x_i}{2\Delta\tau} B_i - \alpha_i - AFf_i + \alpha_i G_{di} \right) + \sum_o \left(\frac{\Delta x_o}{2\Delta\tau} B_o - \alpha_o - AFf_o + \alpha_o G_{uo} \right) \right]$$

$$a_i = \alpha_i G_{ui} - A_i Fr_i$$

$$a_o = \alpha_o G_{do} - A_o Ff_o$$

$$d_i = \sum Q_i - \sum Q_o + \left[\sum_i \frac{\Delta x_i}{2\Delta\tau} B_i + \sum_o \frac{\Delta x_o}{2\Delta\tau} B_o + \frac{A_i}{\Delta\tau} \right] H_c - \sum_i (\alpha_i H_{ni} - A_i M_i) - \sum_o (\alpha_o H_{no} + A_o M_o)$$

Existe una ecuación de estas por cada nudo unión, con la misma cantidad de incógnitas, pues están expresadas en función de los niveles en las uniones.

Resolviendo este sistema de ecuaciones se conocen todos los niveles en las uniones, y con esto se pueden calcular todas los niveles en las secciones interiores con las funciones de Green en cada una de ellas (24), y finalmente se pueden calcular las velocidades en los tramos (15).

Cabe aclarar que los nudos laguna, los que no están conectados directamente con tramos, sino que intercambian agua mediante desborde de los barrotes laterales de los tramos, no se resuelven con el sistema de ecuaciones (25) pues está aislados. Sin embargo, aplicando de la misma forma la ecuación de continuidad.

$$\frac{Al}{\Delta\tau} (H_c^* - H_c) = \sum Q_i - \sum Q_o \quad (26)$$

Como los gastos desbordados Q_i y Q_o se calculan explícitamente con los valores del tiempo previo, la única incógnita es H_c^* , para cada nudo laguna aislado.

Capítulo III Aplicación del esquema numérico

*El progreso es
el diálogo
entre
el cerebro
y
las manos*

Eduard Le Roy

Con objeto de mostrar esquemáticamente el funcionamiento del modelo, se ejecutan cuatro sencillas simulaciones de flujo unidimensional y no permanente bajo distintas condiciones, consideradas como básicas formas de conexión entre ríos y planicies de inundación, mostrados a continuación.

3.1. Pruebas del esquema numérico

Aunque el esquema numérico aplicado está capacitado para recibir limnogramas o hidrogramas como condiciones de frontera indiferentemente aguas arriba o aguas abajo, según la disponibilidad de datos. En los cuatro ejemplos se optó por establecer condiciones de frontera usualmente empleadas, concretamente hidrogramas como condición de frontera aguas arriba y un limnograma aguas abajo de la cuenca en cuestión.

3.1.1. Un tramo de río

El primer ejemplo es un solo tramo de río alimentado aguas arriba por un escurrimiento, introducido a el programa como un hidrograma; El tramo considerado es de 5025 metros de longitud, es recto, con un coeficiente de Manning de 0.025. Aguas arriba se presenta un hidrograma cuyo gasto base es del orden de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ Gasto que se sostendrá hasta los 1000 segundos desde que se inicio el tránsito de la avenida, hasta alcanzar un gasto pico de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ en el tiempo de 2000 segundos. El gasto pico disminuirá hasta el gasto base al transcurridos 4000 segundos desde el inicio de la simulación. Se grabaron las variables del sistema (velocidad y tirante) a cada 200 segundos en las cuatro estaciones de medición hipotéticas mostradas en la figura anexa n° 1. Las estaciones hidrométricas fueron colocadas al principio, a un tercio de la longitud total, a dos tercios de la longitud total y al final del tramo.

El número de Courant permisible crítico, el mas pequeño. Ocurre aguas arriba del sistema cuando el pico de la avenida entra en el río este número de Courant es de magnitud 0.087. El espaciamiento de espacio Δx para el presente ejemplo es de 50 metros y el espaciamiento de tiempo Δt es de 10 segundos, lo que da por resultado un número de Courant actuante en toda la simulación de 0.2, aproximadamente 3 veces el número de Courant crítico, dado que el sistema es incondicionalmente estable. El espaciamiento elegido es considerado como conveniente para la simulación del ejemplo.

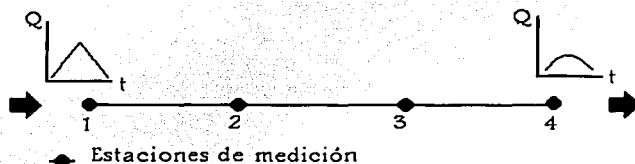
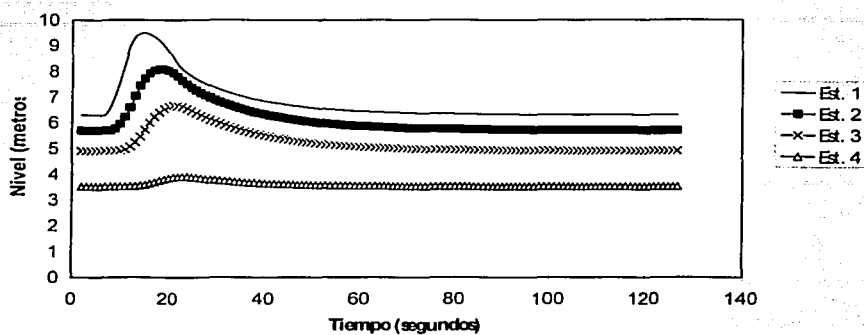
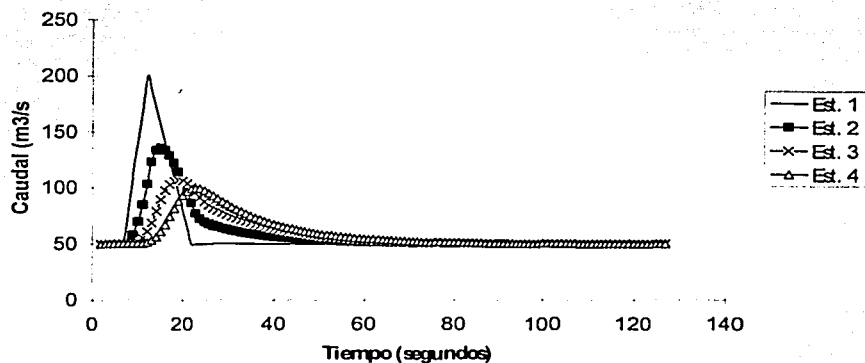


Figura anexa N°1 ejemplo de un tramo de río

Los resultados del tránsito se expresan como los hidrogramas y limnogramas, registrados en las estaciones hidrométricas, como se muestran a continuación.



Gráfica anexa N° 1 limnogramas Resultados de la simulación , un tramo de río,



Gráfica anexa N° 2 Resultados de la simulación , un tramo de río, hidrogramas.

Al final de la simulación se observó que el volumen de entrada al tramo de río fue de 225000 m³ y el volumen de salida fue de 224792.60 m³ la diferencia de los volúmenes es de un 0.09%.

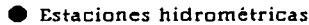
$$f(x) = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} \right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}}$$


Figura anexa N°2 Ejemplo para un tramo de río con conexión de una laguna de inundación.

El segundo ejemplo trata de un tramo alimentado aguas arriba por un escurrimiento superficial, y en la margen izquierda existe una laguna, la cual aporta o recibe un gasto lateral; El tramo considerado es de 5025 metros de longitud, es recto, con un coeficiente de Manning de 0.025. Se grabaron las variables del sistema (velocidad y tirante) a cada 200 segundos en las estaciones de medición hipotéticas como se muestran en la figura anexa n° 2. El número de Courant crítico, tiene un valor de 0.087. La elección del espaciamiento en el tiempo y el espacio fue la misma que para el ejemplo anterior. Suponiendo que la laguna fuera natural tendría relieve y por tanto la distribución de la inundación sería irregular.

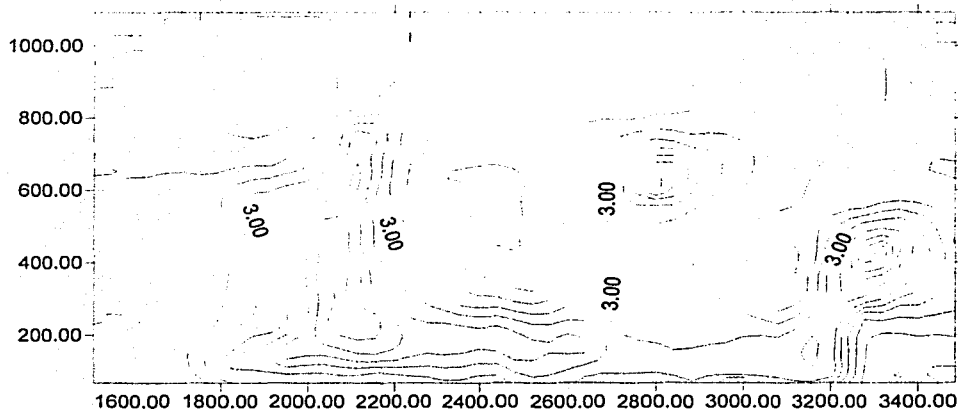
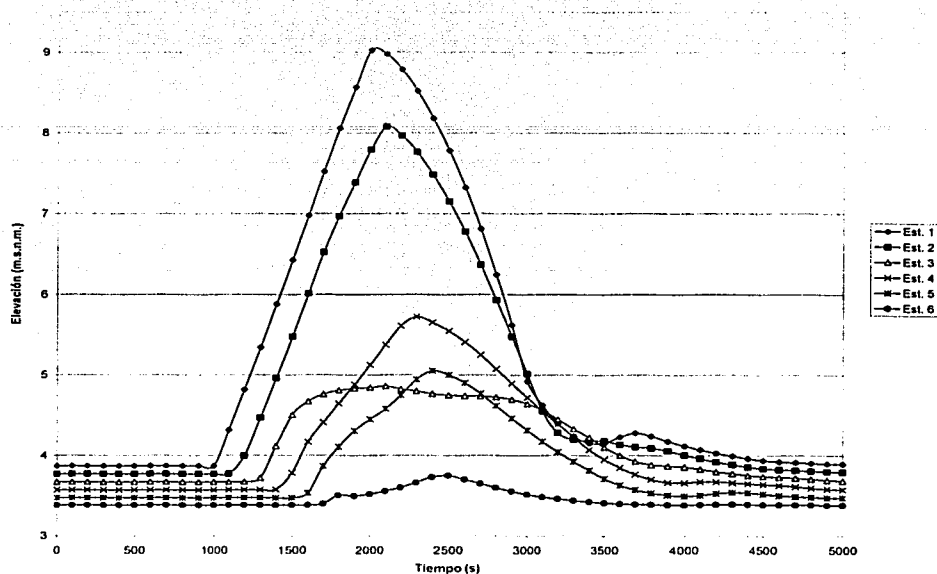


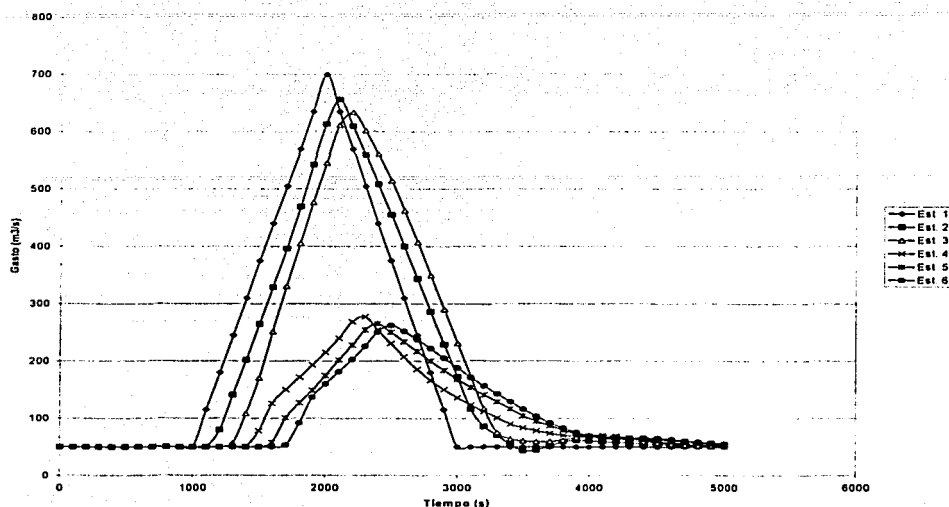
Figura anexa N°3 Batimetría de la laguna de inundación lateral

Aguas arriba se presenta un hidrograma cuyo gasto base es del orden de 50 m³/seg. Gasto que se sostendrá hasta los 1000 segundos desde que se inició el tránsito de la avenida, hasta alcanzar un gasto pico de 700 m³/seg en el tiempo de 2000 segundos. El gasto pico disminuirá hasta el gasto base al transcurridos 4000 segundos desde el inicio de la simulación. Se grabaron las variables del sistema (velocidad y tirante) a cada 200 segundos en las cuatro estaciones de medición hipotéticas mostradas en la figura anexa n° 2. Las estaciones hidrométricas fueron colocadas al principio, a un tercio de la longitud total, a dos tercios de la longitud total y al final del tramo. El cauce del río tiene una longitud de comunicación con la laguna desde el cadenamamiento 2+000 hasta el cadenamamiento 2+200.

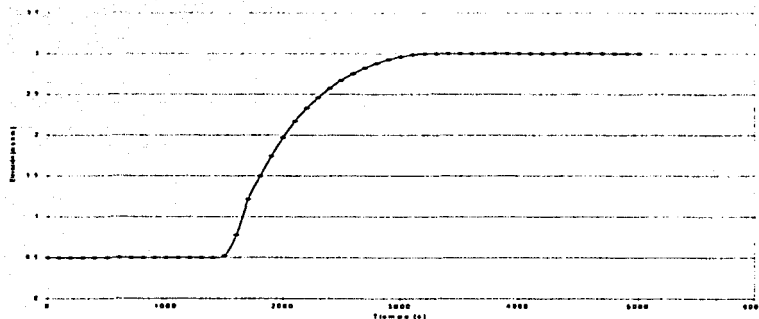
Los resultados de la corrida se presentan en las graficas anexas 3,4 y 5.



Gráfica anexa N° 3 Resultados de la simulación, un tramo de río con conexión a una laguna de inundación. Limnogramas.



Gráficas anexa N°4 hidrogramas Resultados de la simulación , un tramo de río con conexión a una laguna de inundación..



Gráfica anexa N° 5 Resultados de la simulación, Un tramo de río comunicado a una laguna de inundación, evolución en el tiempo de los niveles de la superficie de la laguna de inundación.

Haciendo un análisis comparativo de los volúmenes que entran y salen de la pequeña cuenca, después de que el tránsito de la avenida se ha ejecutado. Se observó lo siguiente: El volumen de agua que entra a el tramo de río es de 1905000m³, el volumen que sale del tramo vía el cauce del río es de:1528382.5 m³ y el volumen que se quedó acumulado en la laguna lateral es de: 362057.8 m³ . La diferencia entre el volumen de entrada y el volumen de salida mas lo que se acumula en la laguna constituye un error del orden del 0.76%.

En la figuras anexas 4, 5 y 6 se muestran tres etapas esquemáticas de la inundación en la laguna lateral.



Figura anexa N°4 avance de la inundación para el tiempo de simulación 2000 segundos



Figura anexa N°5 avance de la inundación para el tiempo de simulación 3000 segundos



Figura anexa N°6 avance de la inundación para el tiempo de simulación 4000 segundos

3.1.3 Varios tramos de río conectados.

El tercer ejemplo trata de una red de ríos con una configuración muy semejante a la del río Grijalva, es decir está dispuesta en doble "Y", sin escurrimiento lateral a lagunas. El ejemplo tiene como condición de frontera superior en todos los ríos de entrada, un hidrograma con las siguientes características: tiempo base 4000 segundos, tiempo pico 2000 segundos, gasto pico $200 \text{ m}^3/\text{s}$ y un gasto base $50 \text{ m}^3/\text{s}$. El tránsito de la avenida cesó cuando la variación de las variables fue casi nula, concretamente hasta que transcurrieron aproximadamente 12 horas. El ejemplo tiene 6 estaciones hidrométricas, distribuidas como lo muestra la figura anexa n° 7, donde se registran la evolución de las variables caudal y nivel.

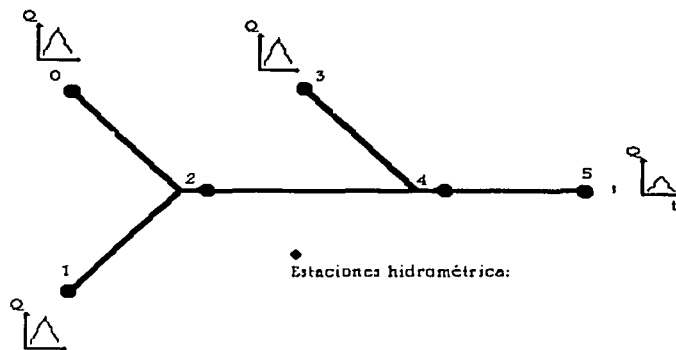
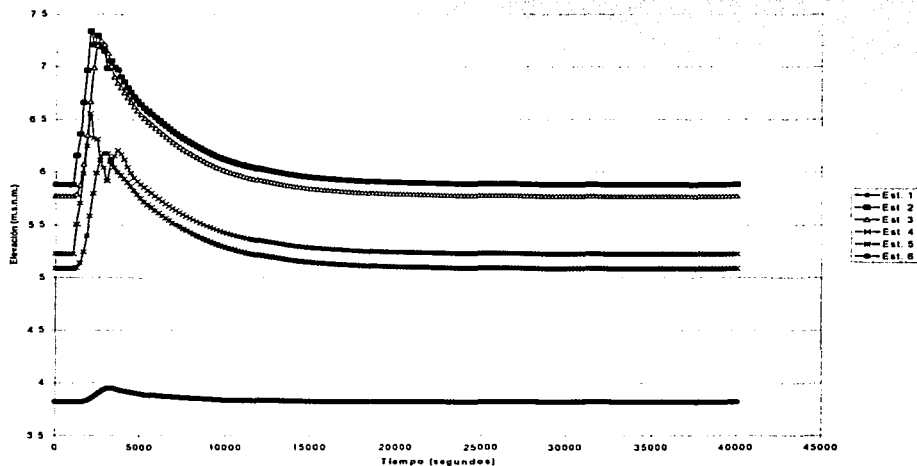
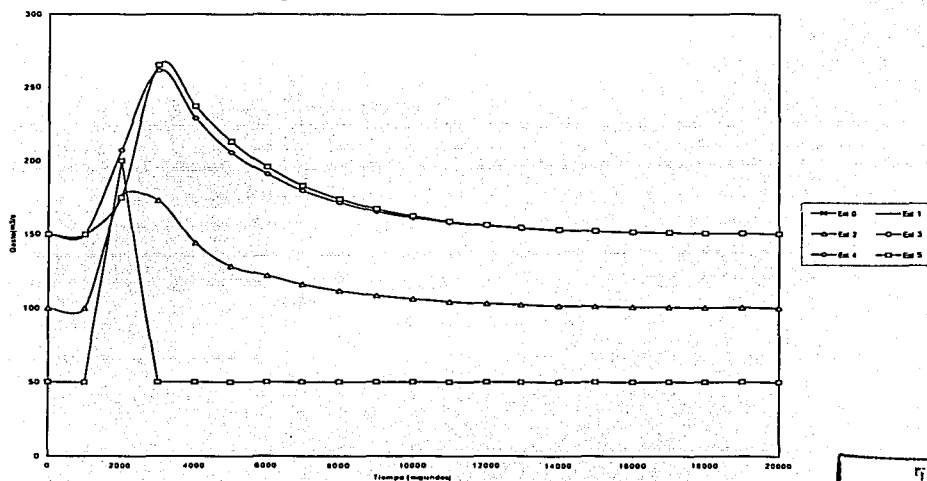


Figura anexa n° 7 Varios tramos de río conectados

La selección del número de Courant obedece a los criterios mencionados en los otros dos ejemplos, los resultados de la simulación se presentan en las gráficas 6 y 7.



Gráfica anexa N° 6, limnogramas, resultados de la simulación, red de ríos..



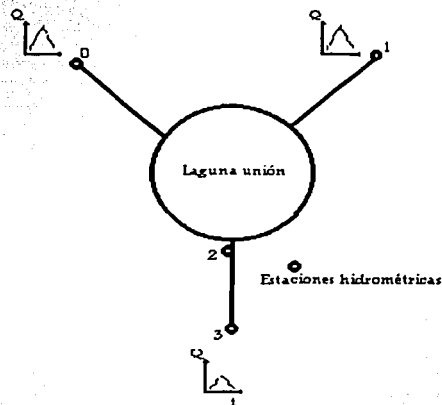
Gráfica anexa N° 7, hidrogramas, resultados de la simulación, una red de ríos.

Al final de la simulación, se analizó la coherencia volumétrica del tránsito de avenida. El volumen de entrada constituido por tres afluentes fue de la magnitud de: 6480000 m^3 ; el volumen de agua registrado al final de la avenida en la salida de la red de ríos fue de una magnitud de:

6477966.4 m³. La diferencia entre los volúmenes de entrada y de salida determinaron un error del 0.03%.

3.1.4. Dos tramos de río unidos a una laguna de inundación.

El cuarto ejemplo trata de dos tramos de río alimentados aguas arriba por un escurrimiento, introducido al programa como un hidrograma; ambos de tramos de río confluyen a una laguna de inundación, a partir de la laguna de unión nace otro tramo de río que se extiende por 1800 metros mas. La intención de formular este ejemplo es observar el efecto regulador



efectuado por la laguna unión.

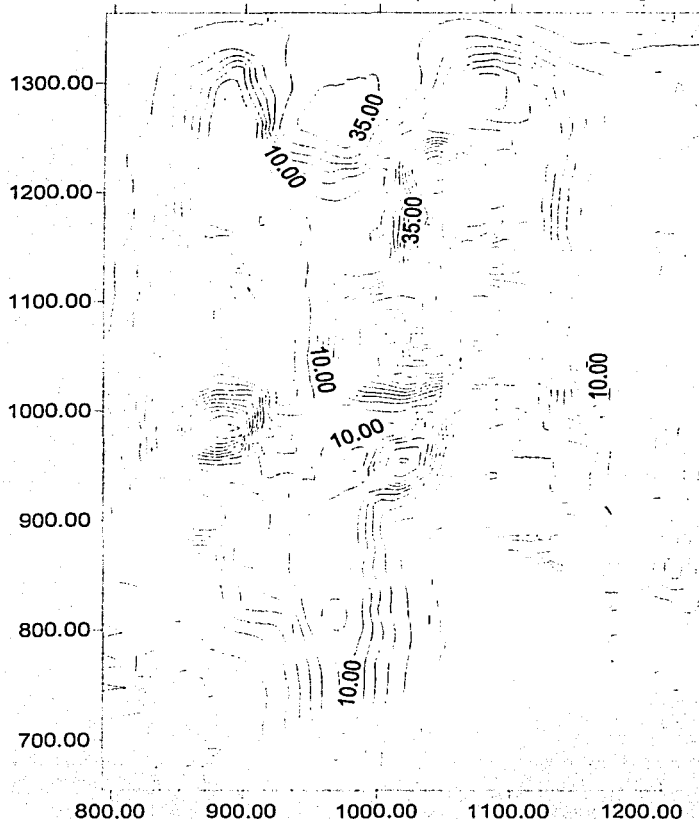
Figura anexa n° 8 Dos tramos de río unidos a una laguna de inundación con desembocadura a otro tramo de río.

Los ríos de aguas arriba tienen una longitud de 1723 metros y 2948 metros de longitud respectivamente. Ambos ríos son sinuosos y se les ha asignado un coeficiente de Manning de 0.035 con el objeto de igualar los efectos retardadores de un lecho de río compuesto de arenas. Aguas arriba de los dos ríos de entrada se presentan un escurrimiento descrito por un hidrograma triangular con las siguientes características: gasto base 800 m³/seg, gasto que se sostendrá hasta los 1000 segundos desde que se inicio el tránsito de la avenida, hasta alcanzar un gasto pico de 6000 m³/seg en el tiempo 7500 segundos. (Estos es a las dos horas desde que inicio la avenida. El gasto pico disminuirá hasta el gasto base al haber transcurrido 14000 segundos desde el inicio de la simulación. Se grabaron las variables del sistema (velocidad y tirante) a cada 200 segundos en las cuatro estaciones de medición hipotéticas mostradas en la figura anexa n° 8. Las estaciones hidrométricas fueron colocadas al principio de cada río de entrada, al inicio del río que nace de la laguna unión y al final del mismo.

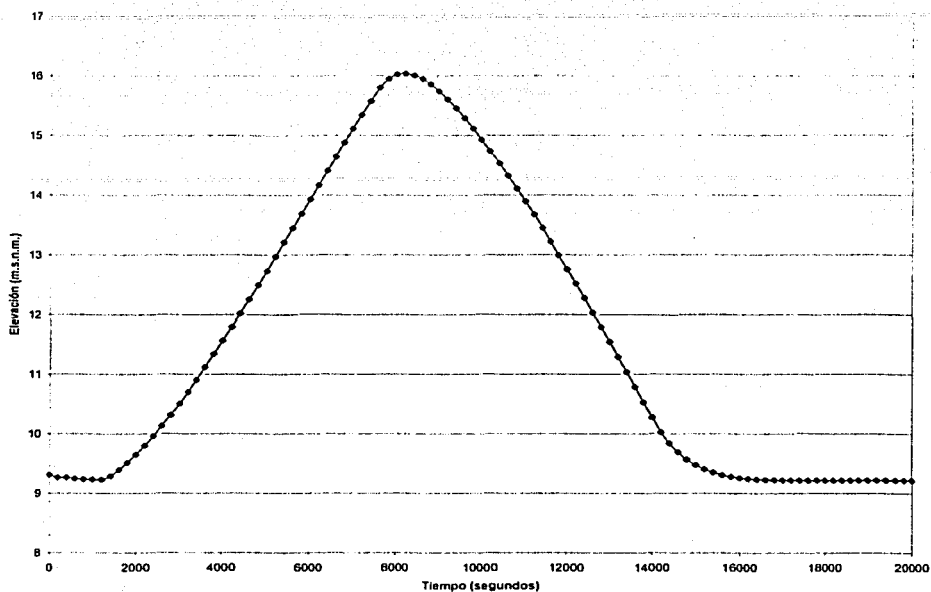
En el término del río se supuso que existía un gran depósito cuyo nivel de agua, permaneció durante todo el tránsito en la cota 8.8 m.s.n.m.

Si la laguna unión existiera, tendría la siguiente topografía, como lo muestra la figura anexa N°9

Los hidrogramas registrados en las estaciones hidrométricas colocadas en el río, mostraron un comportamiento casi similar durante todo el tránsito, ya que no existe mucha longitud en la red de ríos para distribuir el volumen escurrido mientras este ocurre aguas arriba de la pequeña cuenca. Por otra parte la laguna unión también fue pequeña para regular el volumen escurrido, la laguna que al principio de la avenida se encontraba parcialmente llena, aumenta su almacenamiento casi al mismo ritmo como ocurren los hidrogramas a la entrada de la cuenca. Al inicio de la avenida la laguna presenta un nivel inicial de 9.312 m.s.n.m. nivel correspondiente a un volumen de almacenamiento de 245932 m³, la laguna alcanza un nivel máximo de almacenamiento en el tiempo 8200 segundos, con una cota de superficie libre de 16 m.s.n.m. nivel correspondiente a un volumen de almacenamiento de 911106 m³, cuando la variación de gasto aguas arriba ha cesado y los gastos otra vez vuelven a tomar sus valores base, la laguna unión abate su nivel a 9.219 m.s.n.m. nivel aun menor que el que tenía la laguna al inicio de la

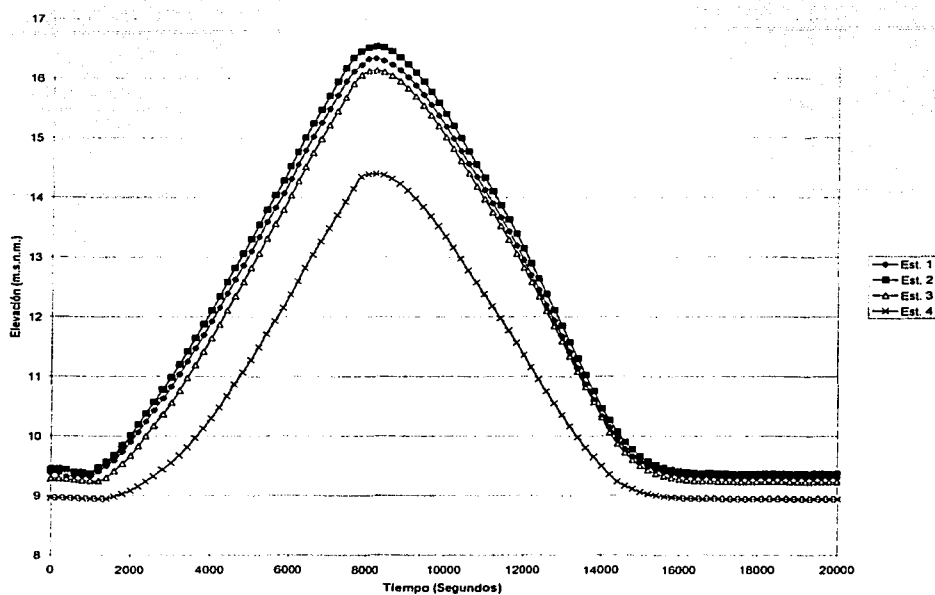


inundación, lo que nos indica que el nivel para el estado estable de la laguna es este último. El nivel final de la laguna corresponde a un volumen de almacenamiento de 240032 m³. Tal y como lo muestra la grafica No. 8.



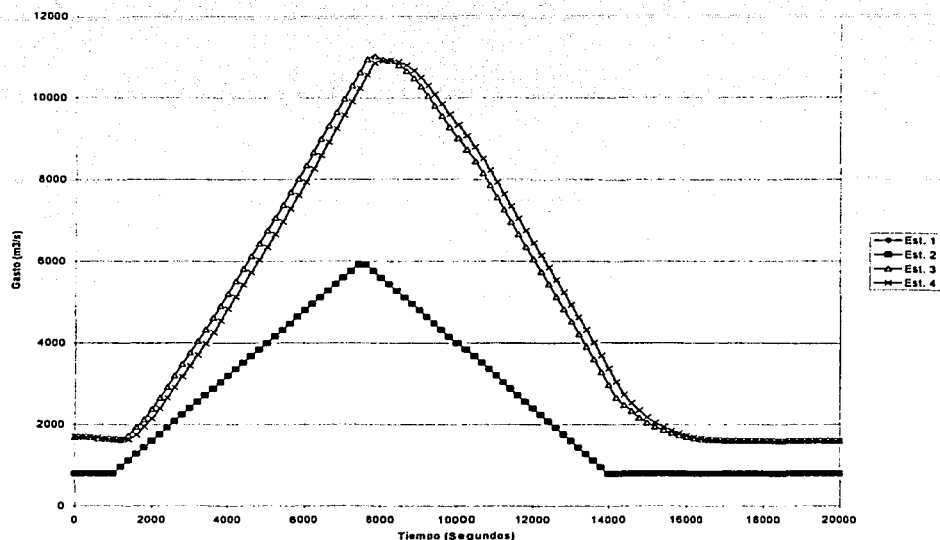
Gráfica anexa N° 8, resultados de la simulación, variación de la elevación de la laguna unión.

Al igual que el comportamiento de la laguna los niveles del agua a lo largo de los ríos también fueron muy sensibles a la magnitud y duración de la avenida transitada. El máximo nivel de agua registrado a la salida de la cuenca fue de 16.14 m.s.n.m. y ocurrió en el tiempo 8200 segundos, el mismo tiempo en que se registró el nivel máximo en la laguna unión.



Así mismo los hidrogramas respondieron sensiblemente a los cambios en los hidrogramas de entrada. El máximo gasto registrado a la salida de la laguna fue de 10909 m³/seg y ocurrieron en el tiempo 8000 segundos. El pico de los hidrogramas de entrada con respecto al pico del hidrograma de salida se encuentra desfasado por 500 segundos.

TRAMO CON
FALLA DE ORIGEN



Una vez que se transitaron las avenidas por la cuenca, se procedió a estimar el balance hídrico para comprobar las ecuaciones de continuidad del método numérico. El volumen escurrido de agua, aguas arriba de la cuenca fueron de 65952000 m³ por cada río effluente. El volumen excedente, que derramó la laguna de inundación para mantener su nivel equilibrado con el gasto base, fue de: 5901 m³ y por último el volumen que salió de la cuenca por la salida del río aguas abajo fue de: 132036146.8 m³. La comparación de los volúmenes de entrada contra los de salida arroja un error de diferencia del 0.09%.

En las figuras anexas 10, 11, 12 y 13 se observan los estados del avance de la inundación en los tiempos 0, 7500, 8000 y 14000 segundos respectivamente.



Figura anexa No 10 estado de la inundación para el tiempo 0 segundos



Figura anexa No 11 estado de la inundación para el tiempo 7500 segundos

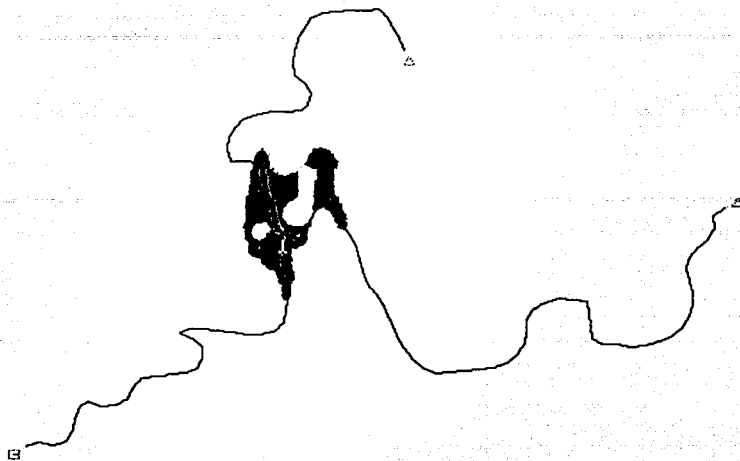


Figura anexa No 12 estado de la inundación para el tiempo 8000 segundos

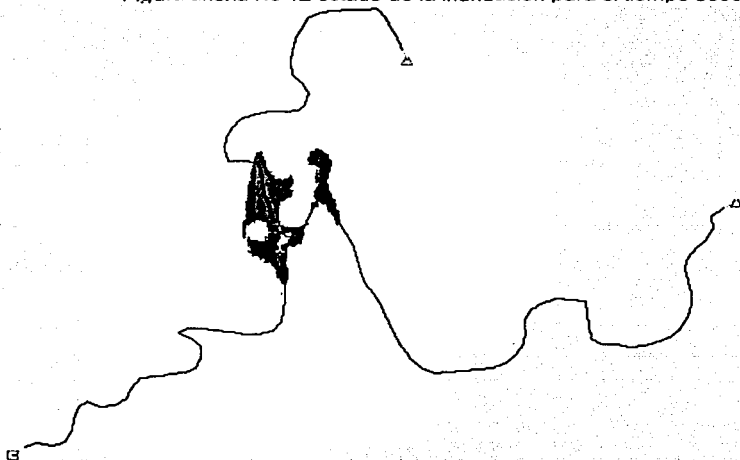


Figura anexa No 13 estado de la inundación para el tiempo 14000 segundos

En general se considera que el método numérico, simula con aproximación satisfactoria los ensayos que le fueron propuestos.

Capítulo IV

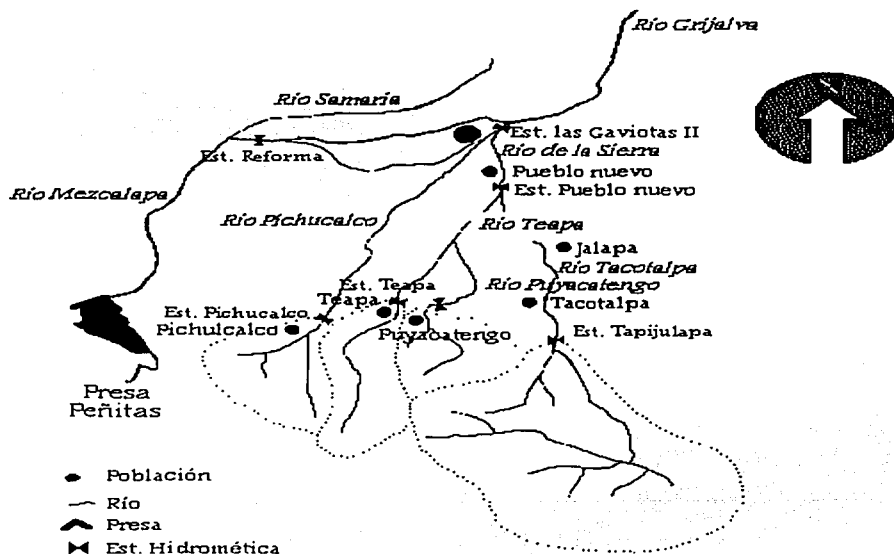
Implementación de los datos

*Lo que es pensable es,
 También,
 Posible.
 Ludwig Wittgenstein
 (1889-1951)*

Este capítulo relata como se fueron incluyendo los datos topográficos, topológicos e hidráulicos de la cuenca de los ríos de la sierra al modelo numérico.

4.1. Configuración de la cuenca baja del río Grijalva

Para el desarrollo del modelo de tránsito de avenida en la cuenca del río Grijalva, los cauces y lagunas tuvieron que ser idealizados de tal forma que fuera posible integrarlos dentro de la mecánica del programa que ejecutaría el modelo numérico. La parte a simular sería solo la cuenca del afluente del río de la Sierra. La cuenca del río de la Sierra fue dividida en dos: la cuenca alta generadora de avenidas y la cuenca baja del río Sierra caracterizada por tener pendientes suaves y planicies de inundación hasta la antes de la confluencia con el río Carrizal. Los límites de las dos subcuencas está definida por las estaciones hidrométricas de: Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco. La cuenca baja del río de la Sierra a su vez fue dividida en cuatro subcuencas, definidas por cuatro corrientes principales: Tacotalpa, Teapa, Puyacatengo, Pichucalco. Conveniente a la estructura del programa las cuatro estaciones hidrométricas antes mencionadas, ubicadas aguas arriba de la zona de estudio, generaron en sus registros hidrométricos información que serviría para establecer las condiciones de frontera aguas arriba del modelo numérico. Por otro lado el límite aguas abajo de la Cuenca baja del río de la Sierra está definido por la estación hidrométrica Las Gaviotas II la cual se localiza a 5 kilómetros de la ciudad de Villahermosa, a aproximadamente 300 metros de la confluencia de los ríos de la Sierra y Pichucalco.



Las zonas consideradas como potenciales lagunas de inundación se encuentran ubicadas a ambos lados de los ríos: De la Sierra, Teapa, Puyacatengo y la zona de margen Oeste del río Pichucalco. A grandes rasgos la información necesaria para generar los archivos de entrada de la herramienta computacional son:

- El levantamiento topográfico representativo del mayor número de secciones transversales posibles a lo largo de sus cauces en la cuenca de estudio.
- Las curvas elevaciones-área de las lagunas de inundación.
- Las elevaciones iniciales de la superficie libre del agua de las lagunas de inundación para los hidrogramas registrados correspondientes a para la información de frontera aguas arriba.
- Número y ubicación, referida al levantamiento de las secciones transversales, de los vertedores a las lagunas de inundación, así como su elevación.
- Los hidrogramas registrados en las estaciones hidrométricas: Tapijulapa, Pichucalco, Teapa y Puyacatengo.
- Los hidrogramas y limnogramas registrados en la estación Gaviotas II para las avenidas correspondientes a los hidrogramas registrados para la información de frontera aguas arriba.

4.2. Información topográfica de los cauces

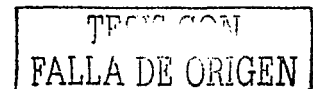
La información topográfica que se incluye en este modelo numérico fue establecido a partir de los levantamientos topográficos siguientes:

- 91 km. del río de la Sierra, desde el cruce de la vía del ferrocarril hasta la ciudad de Villahermosa.
- 82 km. del río Pichucalco, desde el cruce de la vía del ferrocarril hasta la confluencia con el río de la Sierra.
- 31 km. del río Teapa, levantados a partir de la estación hidrométrica Teapa.

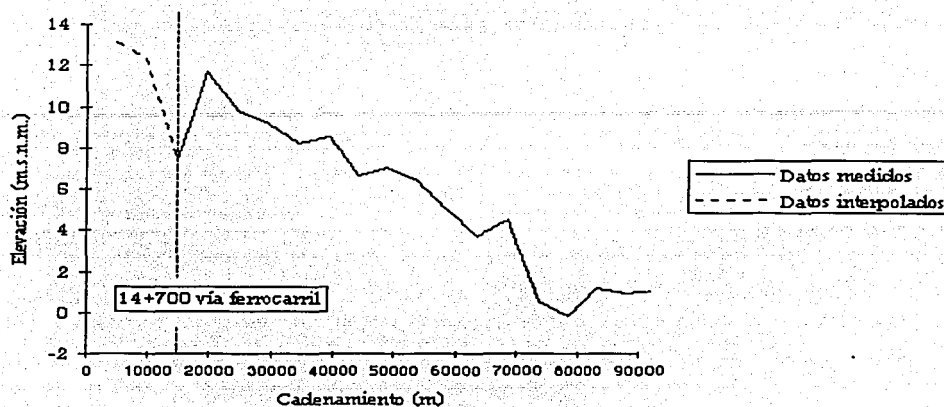
A partir de esta información se obtuvieron 57 secciones representativas de la configuración global de los cauces de la cuenca baja, entre una y otra sección se establece una distancia del rango de 4700 a 5000 m. La distribución de las secciones adquiere de la siguiente forma. Entre una sección y otra, se establece un tramo de cauce: con pendiente, taludes y ancho de plantilla interpolados, con respecto a la distancia intermedia entre las secciones que lo delimitan y los valores de tales variables en la secciones.

- 22 tramos del cauce del río de la Sierra, desde la estación hidrométrica Tapijulapa hasta la estación Gaviotas II.
- 17 tramos del río Pichucalco, desde la estación hidrométrica Pichucalco "San Joaquín" hasta su confluencia con el río de la Sierra.
- 11 tramos del río Teapa, desde la estación hidrométrica Teapa hasta su confluencia con el río Tacotalpa.
- 7 Tramos del río Puyacatengo, desde la estación hidrométrica Puyacatengo hasta su confluencia con el río Teapa.

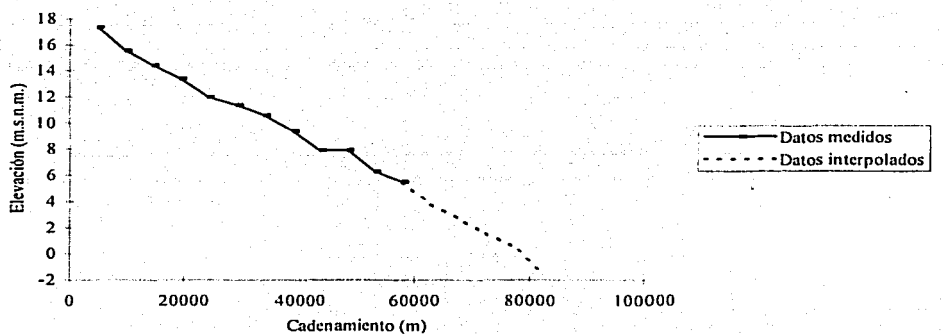
Los perfiles longitudinales de los cuatro cauces que constituyen la cuenca baja del Río Grijalva son los siguientes.



Río Tacotalpa-de la Sierra

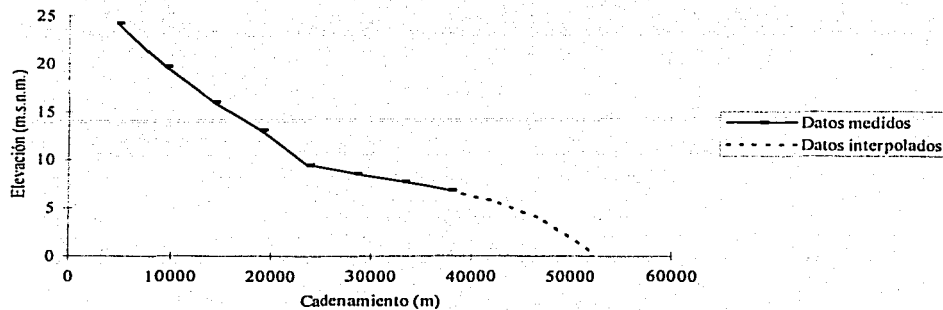


Río Pichucalco

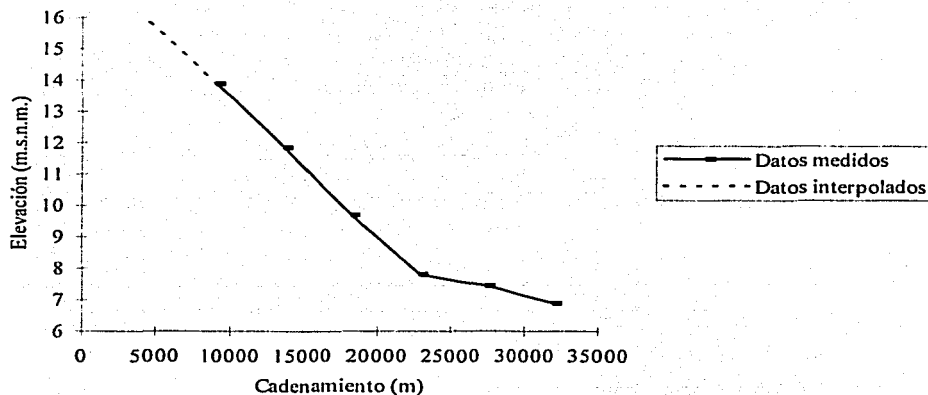


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Río Teapa



Río Puyacatengo



Las características geométricas de las 57 secciones tipo con las cuales fue alimentado el modelo numérico fueron las siguientes:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MODELO NUMERICO PARA EL TRÁNSITO DE AVENIDAS PARA REDES DE RÍOS CON PLANICIES DE INUNDACIÓN

♦ Alimentación del modelo numérico ♦

♦ Capítulo IV ♦

Río Tacotalpa-de la Sierra

Secciones	Ancho (m)	Talud inf. Derec ho	Talud inf. Izquier do	Talud sup. Derec ho	Talud sup. Izquierd o	Elev. p.i. Derec ho (m.s.n .m.)	Elev. p.i. Izquierd o (m.s.n. m.)	Elev. Plantil la (m.s.n .m.)	Longit ud Subtra mo (m)
1	54.00	0.84	0.67	2.48	0.90	19.00	19.00	13.15	4900
2	54.00	0.84	0.67	2.48	0.90	18.00	18.00	12.35	4900
3	54.00	0.84	0.67	2.48	0.90	16.95	17.00	7.40	4900
4	76.00	0.97	1.07	1.15	1.48	18.00	18.00	11.70	4900
5	43.50	1.28	1.60	1.33	1.88	18.00	18.00	9.80	4900
6	62.00	0.90	0.42	1.15	0.60	17.00	17.00	9.20	4900
7	63.00	0.55	2.25	0.84	1.33	17.00	15.00	8.20	4900
8	69.00	2.61	1.07	2.25	0.84	13.40	16.00	8.50	4900
9	62.00	0.93	0.70	0.75	0.90	13.00	14.00	6.60	4900
10	63.50	0.84	0.74	1.07	1.07	14.00	15.00	7.00	4900
11	59.00	1.04	1.11	0.60	1.54	12.80	12.80	6.40	4900
12	34.00	2.48	1.60	0.90	0.53	9.10	8.70	5.00	4900
13	39.50	0.73	1.00	0.75	0.62	12.00	12.00	3.70	4900
14	59.50	1.23	0.70	1.00	0.65	11.00	10.00	4.50	4900
15	32.00	1.23	0.53	0.78	0.34	7.80	7.40	0.50	4900
16	61.00	0.81	0.84	1.15	0.58	9.00	9.00	-0.20	4900
17	43.00	0.73	1.43	0.90	0.78	6.80	5.50	1.20	4900
18	51.00	0.97	1.66	0.73	1.88	4.00	4.00	0.90	4900
19	46.00	1.04	0.93	0.78	0.81	7.00	7.00	1.10	4900
20	78.00	1.15	0.19	1.00	0.32	6.00	6.00	1.60	4900
21	83.50	1.23	1.11	0.47	0.62	4.40	4.20	-1.40	4900
22	73.00	0.90	0.87	0.87	1.73	4.30	4.30	-1.47	4900

Río Pichualco

Secciones	Ancho (m)	Talud inf. Derec ho	Talud inf. Izquier do	Talud sup. Derec ho	Talud sup. Izquierd o	Elev. p.i. Derec ho (m.s.n.m.)	Elev. p.i. Izquierd o (m.s.n.m.)	Elev. Plantil la (m.s.n.m.)	Longitu d Subtra mo (m)
23	67.60	1.29	2.13	5.86	4.21	27.87	26.59	17.36	4820
24	66.24	1.02	1.31	4.09	4.14	25.59	26.61	15.57	4820
25	53.97	1.37	2.09	5.42	4.45	26.07	27.01	14.44	4820
26	68.32	1.34	1.37	5.68	5.63	24.57	26.27	13.42	4820
27	31.54	0.89	1.09	4.07	4.43	20.62	20.29	12.00	4820
28	36.83	1.24	1.76	4.29	6.39	21.76	22.07	11.40	4820
29	38.23	0.94	1.59	4.05	4.00	18.93	18.84	10.60	4820
30	37.81	1.41	2.22	3.42	4.91	17.34	16.89	9.40	4820
31	42.22	1.13	1.85	4.28	5.70	15.09	15.59	7.90	4820
32	41.64	1.38	1.47	2.99	3.06	13.66	14.91	7.90	4820
33	24.97	1.96	1.80	4.49	6.11	13.75	13.66	6.30	4820
34	26.32	1.63	2.54	4.38	3.64	13.84	14.12	5.50	4820
35	15.50	1.00	0.58	1.88	0.78	10.34	10.62	3.80	4820
36	44.50	0.38	0.84	0.38	0.84	9.24	9.52	2.70	4820
37	31.50	0.70	1.33	0.70	4.01	8.14	8.42	1.60	4820
38	20.00	0.73	0.32	0.70	0.81	7.14	7.42	0.60	4820
39	46.00	1.54	1.60	3.08	4.01	6.04	6.32	-1.40	4820

Río Teapa

Seccion es	Ancho (m)	Talud inf. Derec ho	Talud inf. Izquier do	Talud sup. Derec ho	Talud sup. Izquierd o	Elev. p.i. Derec ho (m.s.n .m.)	Elev. p.i. Izquierd o (m.s.n. m.)	Elev. Plantil la (m.s.n .m.)	Longitu d Subtra mo (m)
40	45.60	1.11	0.75	2.05	100.00	29.50	28.50	24.30	4730
41	47.85	1.43	0.75	1.38	2.25	25.12	23.99	19.72	4730
42	50.92	1.60	0.73	0.93	1.19	20.81	19.75	16.06	4730
43	56.00	1.96	0.90	1.43	0.55	16.50	10.70	13.10	4730
44	47.30	4.33	1.00	1.33	0.31	10.70	13.50	9.50	4730
45	33.00	2.90	0.93	1.33	0.73	10.03	12.61	8.58	4730
46	27.07	2.48	0.90	1.19	1.19	9.41	11.81	7.74	4730
47	21.40	0.45	0.84	1.19	1.43	8.30	11.00	6.90	4730
48	31.42	0.67	1.38	1.11	0.45	9.63	8.37	5.58	4730
49	47.00	0.49	2.14	1.54	0.27	10.00	7.00	3.80	4730
50	23.70	0.49	0.93	1.48	4.71	9.00	9.60	0.50	4730

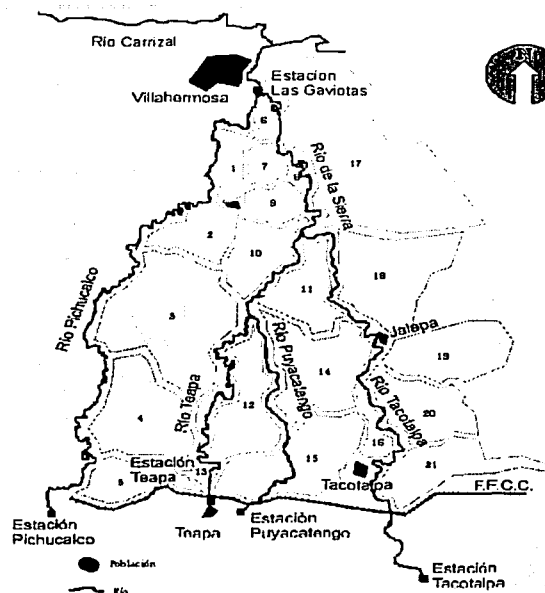
Río Puyacatengo

Seccion es	Ancho (m)	Talud inf. Derec ho	Talud inf. Izquier do	Talud sup. Derec ho	Talud sup. Izquierd o	Elev. p.i. Derec ho (m.s.n .m.)	Elev. p.i. Izquierd o (m.s.n. m.)	Elev. Plantil la (m.s.n .m.)	Longitu d Subtra mo (m)
51	15.00	0.49	1.38	1.54	0.65	19.70	18.90	15.80	4570
52	15.00	0.49	1.38	1.54	0.65	17.80	17.00	13.90	4570
53	12.00	0.49	1.38	1.54	0.65	15.80	14.90	11.85	4570
54	12.80	0.42	0.67	1.48	0.45	14.20	13.30	9.70	4570
55	11.80	0.32	0.32	1.43	1.28	12.24	11.60	7.80	4570
56	17.40	0.34	0.18	1.73	0.84	12.00	10.00	7.45	4570
57	21.60	0.87	0.47	1.04	0.65	9.90	10.50	6.90	4570

4.3. Planicies de inundación

La ubicación y delimitación de las potenciales áreas inundables de la cuenca baja del río Grijalva fue obtenidas del "Informe final del contrato para la delimitación de las lagunas de inundación del bajo río Grijalva" de este informe, se obtuvieron los límites y capacidad de las áreas inundables, además de determinar los puntos más bajos del tramo de río anexo a las lagunas de inundación y que en caso de ocurrir una avenida de magnitud suficiente probables de vertido de los ríos a lagunas de inundación, definiendo así longitudes de vertedores en los bordos de los ríos.

En total se definieron 21 lagunas comprendidas entre las márgenes de los ríos Tacotalpa, de la Sierra, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco hasta la colindancia de la ciudad de Villahermosa.



4.3.1. Capacidades de las planicies de inundación

De las 21 lagunas de inundación identificadas se obtuvieron las curvas elevación-área-volumen. El resumen de los datos que caracterizan a cada uno de las lagunas de inundación se presenta a continuación.

Número	Elevación	Elevación
	Volumen	
Laguna	Mínima	Máxima
	(m.s.n.m.)	(m.s.n.m.)
	(Mm3)	
1	3	8
2	5	10
3	7	15
4	11	18
5	15	22
6	3	8
7	3	8
8	5	8
9	3	10
10	5	13
11	7	13
12	10	15
13	16	22
14	9	15
15	14	18
16	14	20

17	3	10	7927.15
18	5	13	2258.77
19	11	15	2023.91
20	13	18	1337.39
21	15	20	1134.23

Se incluyen las curvas área - volumen - elevación de las lagunas de inundación adaptadas a el modelo numérico ver apéndice II de este trabajo.

4.3.2. Geometría y ubicación de vertedores

De los planos topográficos también fueron obtenidos los sitios de vertidos, su elevación y longitud, la información resumida de esta adaptación de la información al modelo numérico se presentó en la siguiente tabla:

Río	N° de tramo	Margen	N° de laguna	N° de sitios de vertido
Tacotalpa				
	1 a 5	-	-	0
	6	Derecha	21	1
	7	-	-	0
	8	Derecha	20	3
		Izquierda	16	1
	9	Izquierda	14 y 16	3
	10	Derecha	14	1
		Izquierda	14	1
	11	Derecha	14	2
		Izquierda	14	1
	12	Derecha	11 y 14	2
		Izquierda	14	3
	13	Derecha	11	1
		Izquierda	11	2
	14	Izquierda	11	1
	15	Derecha	11	2
De la Sierra				
	16	Derecha	17	1
		Izquierda	11	1
	17	Izquierda	9	4
	18	Derecha	17	1
	19	Derecha	8	1
		Izquierda	17	1
	20	Derecha	17	1
		Izquierda	6 y 7	2
	21	Izquierda	6	2
	22	-	-	0
Pichucalco				
	23 a 35	-	-	0
	36	Derecha	1	3
	37	Derecha	1	4
	38	Derecha	1	2
	39	Derecha	1 y 6	4

Río	N° de tramo	Margen	N° de laguna	N° de sitios de vertido
Teapa				
	40 a 42	Derecha	13	1
	43	Derecha	12	1
	44	Derecha	12	1
		Izquierda	12	1
	45	-	-	0
	46	Izquierda	12	1
	47	Derecha	12	1
	48	Derecha	11	2
		Izquierda	3	1
	49	Derecha	11	3
		Izquierda	10	1
	50	Derecha	11	1
		Izquierda	11	2
Puyacatengo				
	51 a 54	-	-	0
	55	Derecha	14	2
		Izquierda	14	1
	56	Derecha	12 y 14	3
		Izquierda	12	1
	57	Derecha	12 y 14	4
		Izquierda	12	4

4.4. Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera adoptadas fueron las siguientes:

Frontera aguas arriba: gasto conocido. Se tomó la información recopilada de las estaciones hidrométricas aguas arriba de la zona de análisis de la cuenca baja del río Grijalva. Las estaciones hidrométricas mencionadas fueron: Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco.

Las razones de seleccionar dicha estaciones son las siguientes:

La cuenca alta del río de la Sierra, se dividió en sus cuatro subcuencas formadoras; río Pichucalco, río Teapa, río Puyacatengo y río Tacotalpa.

Estas subcuencas se limitaron hasta el sitio de sus respectivos controles hidrométricos: las estaciones con nombres homónimos los ríos que miden. Los sitios anteriores que miden los aportes de la cuenca alta, se localizan en el piamonte y pueden por lo tanto considerarse a su vez como las fronteras superiores de la planicie de inundación. Las áreas de las subcuencas hasta los sitios de aforo son menores o aproximadamente igual a 3,000 Km² (Puyacatengo 169 Km², Teapa 476 Km², Pichucalco 411 Km² y Tacotalpa 3219 Km²) y por lo tanto se consideraron como regiones en las cuales las características hidrometeorológicas medias se cumplen, adicionalmente la pendiente y formas de las cuencas y de los ríos, se consideran modelos de respuesta lineal ante los impulsos de lluvia; por lo tanto la futura implementación de un modelo concatenado de lluvia escurrimento es válido, así como la consideración de que los volúmenes importantes que definen los ingresos representativos a la planicie también son válidos.

Frontera de aguas abajo: nivel de superficie libre del agua conocido. Se utilizó la información recabada por la estación hidrométrica Las Gaviotas II.

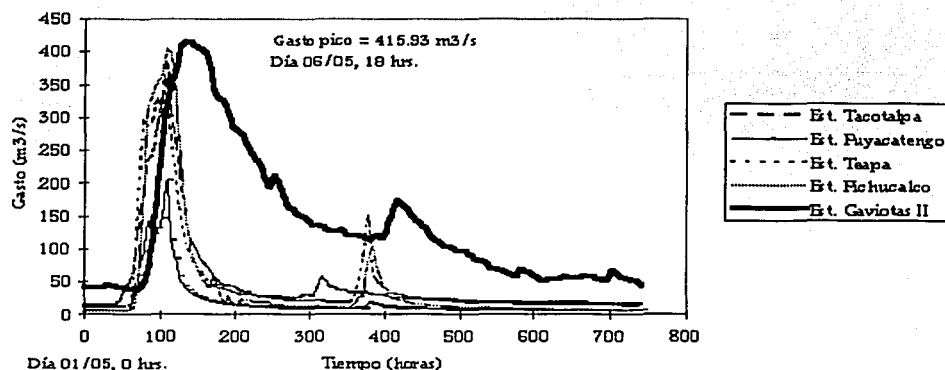
Los eventos hidrológicos utilizados para la calibración del modelo numérico fueron los siguientes:

- Mes de mayo de 1970
- Período mayo-agosto de 1967
- Período septiembre-octubre 1999

4.4.1. Hidrogramas registrados aguas arriba

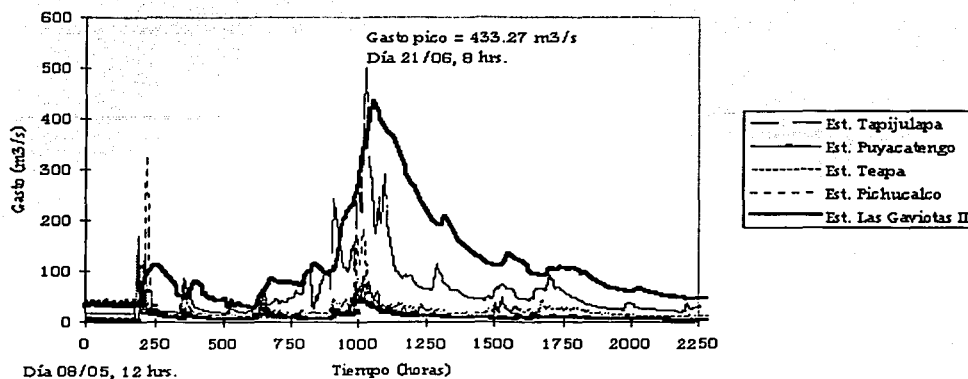
Los hidrogramas registrados en las estaciones: Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y Pichucalco, aguas arriba y en Gaviotas II aguas abajo son los siguientes. Los gastos pico y tiempos pico, fueron registrados en la estación Gaviotas II durante el transcurso de las avenidas registradas.

Hidrograma registrado, mayo 1970

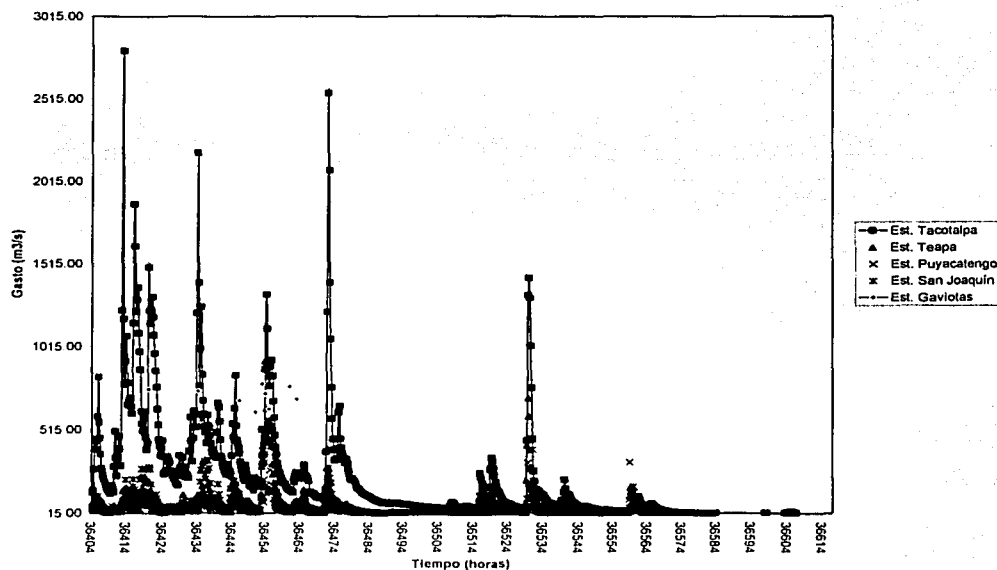


TESIS CON
FALLA EN COPIA

Hidrogramas registrados, mayo-agosto, 1967



Hidrogramas Registrados Septiembre Octubre de 1999

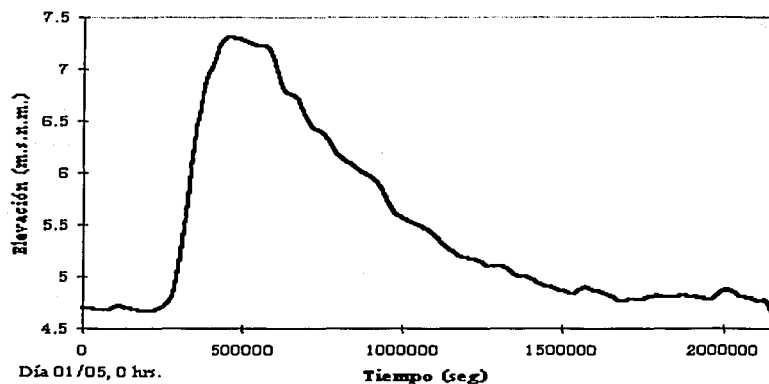


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

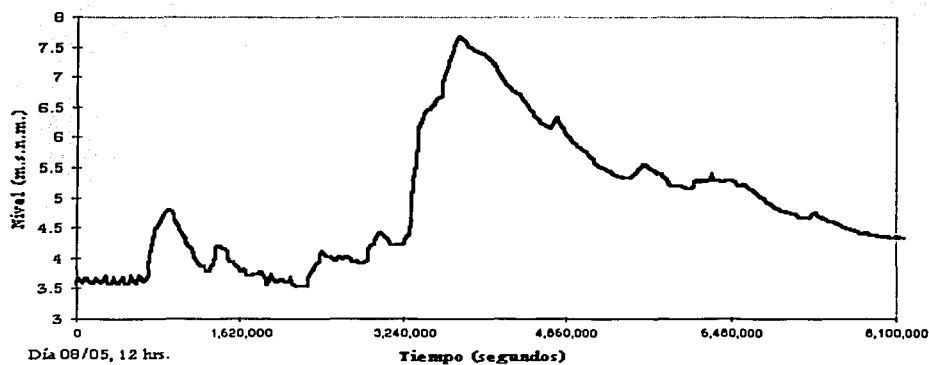
4.4.2. Limnigramas registrados en la estación Gaviotas II

los limnigramas obtenidos fueron los siguientes:

Limnograma registrado Mayo, 1970

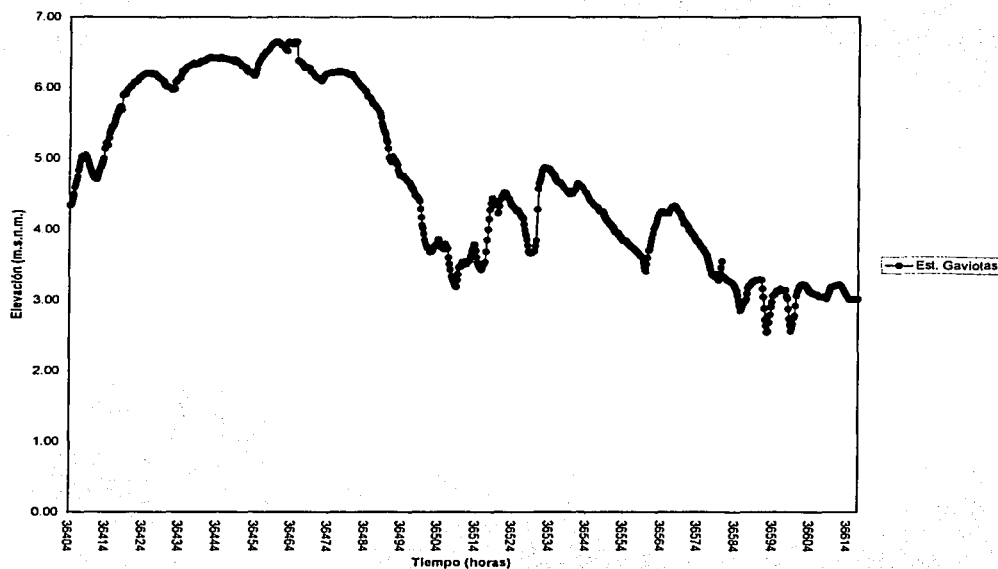


Limnograma registrado mayo-agosto de 1967



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Limnigrama registrado Septiembre Octubre de 1999



4.5. Topología propuesta

La disposición de vertido de las lagunas de inundación y conexión entre tramos y nudos está representada en la figura siguiente, solo existe un detalle para poder observar el efecto que tienen las lagunas unión cuando la inundación empieza a invadir el cauce, por tal razón se establecieron las lagunas 8 y 13 como lagunas unión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE
A LA BIEN

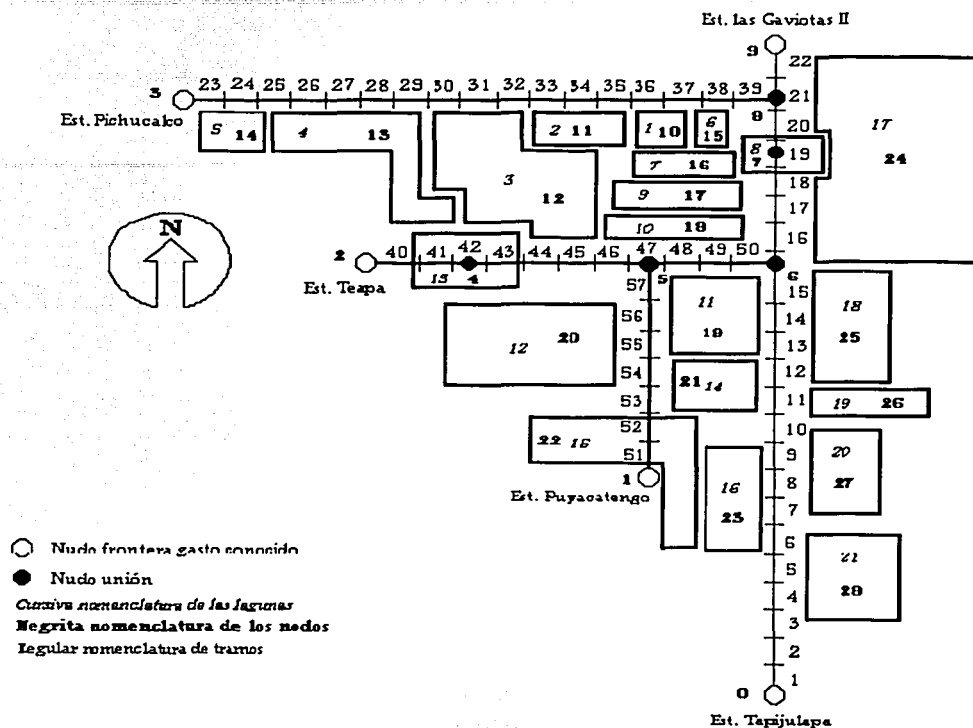


Figura No 20 Topología propuesta

Una vez adaptada la información a como el modelo numérico la necesita, se procedió al proceso de calibración, descripción de resultados y comparación.

Capítulo V

Resultados

*La ciencia puede proclamar con justicia que disminuye
El riesgo del error y, en algunos casos, lo hace tan
pequeño que es prácticamente despreciable. No es posible
hacer más en un mundo donde es necesario equivocarse.
Bertrand Russell (1872-1970)*

En este capítulo se describen los valores que alcanzaron las variables de calibración del modelo y la semejanza de los resultados de la simulación contra los datos históricos reales de una inundación ocurrida en el área de estudio.

5.1. Calibración del modelo numérico aplicado

Antes de aplicar el modelo de simulación de tránsito de avenidas para la predicción de niveles y avances de inundación, será necesario ajustar ciertos parámetros del modelo. Estos parámetros son el proceso de ajuste se realiza, simulando tránsitos de avenidas ya registradas en la cuenca. Los parámetros de calibración son: el coeficiente de resistencia al flujo, la altura de los vertedores y la longitud de los mismos. El proceso de calibración, para la aplicación de la cuenca baja del río Grijalva, es el siguiente.

Obtención del coeficiente de resistencia al flujo. Se simuló con las avenidas registradas en mayo de 1970, avenidas de tal magnitud que no derramaron su contenido a las lagunas de inundación.

El primer paso fue establecer un coeficiente de resistencia al flujo igual a toda la cuenca del río Grijalva, de tal forma que el pico de la avenida fuera el mismo entre el hidrograma registrado y el hidrograma simulado a la salida de la cuenca. Una vez que fue establecido el coeficiente que disipa la energía necesaria para provocar un mismo gasto pico que en el tránsito, se procede a establecer diferentes coeficientes de resistencia al flujo en toda la cuenca, tales que en un promedio proporcionado, provoquen una misma pérdida de energía que el coeficiente recién establecido. Esto con el objeto de ajustar el tiempo en que ocurre el gasto pico de la simulación e igualar los limnigramas registrado contra el simulado. A menos que se tengan identificadas propiamente las características del cauce que afectan la resistencia al flujo a lo largo de toda su longitud, es recomendable colocar los coeficientes de resistencia al flujo equidistante unos de otros.

Cabe mencionar que el coeficiente de resistencia al flujo es una simplificación de los fenómenos que ocasionan la pérdida de energía en el flujo, abarca los efectos de: cambio de dirección de corrientes, fenómenos de mezclado y procesos fluviales, la simplificación inherente a un modelo unidimensional (promediado de las dos componentes de la velocidad, diferentes a la velocidad paralela a la dirección del flujo) por otra parte también pudiera estar contenida dentro de este coeficiente, los efectos causados por vegetación u otros obstáculos, cambio de régimen en el flujo (alternancia de rápidas y piscinas), etc.

En el segundo paso de la calibración se colocó una estación hidrométrica virtual cerca de las zonas de derrame a las lagunas, se simuló con la avenida registrada en el periodo mayo-agosto de 1967, periodo en el cual los derrames laterales fueron de tal magnitud que pueden ser considerados como nulos, una vez transitado el periodo en la simulación, se compararon los máximos niveles de los tirantes contra las alturas de los vertedores en los sitios de vertido. Se establecieron las alturas de los vertedores según los valores críticos, es decir, la altura mayor de la comparación entre niveles de vertido de resultado de la topografía contra los niveles de superficie libre resultado de la simulación. Se simuló dicho periodo una vez mas y se revisaron los niveles de las lagunas para cerciorarse de que no existió derrame a las lagunas de inundación.

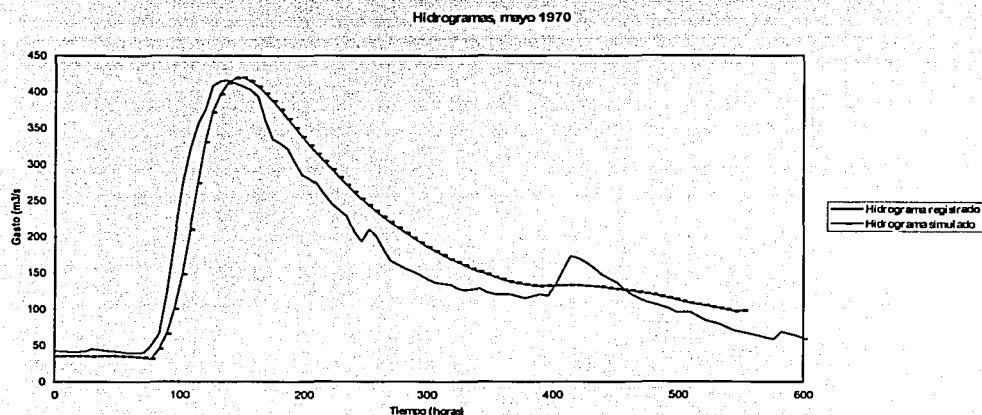
En el tercer paso, se transitó la avenida del periodo agosto-diciembre de 1967, con las condiciones iniciales de las variables, resultado de la simulación del periodo mayo-agosto de 1967.

se compararon los hidrogramas de salida de la simulación contra el registrado en la estación Gaviotas II, se modificaron las longitudes de vertido hasta que los hidrogramas se aproximaran en magnitud satisfactoriamente.

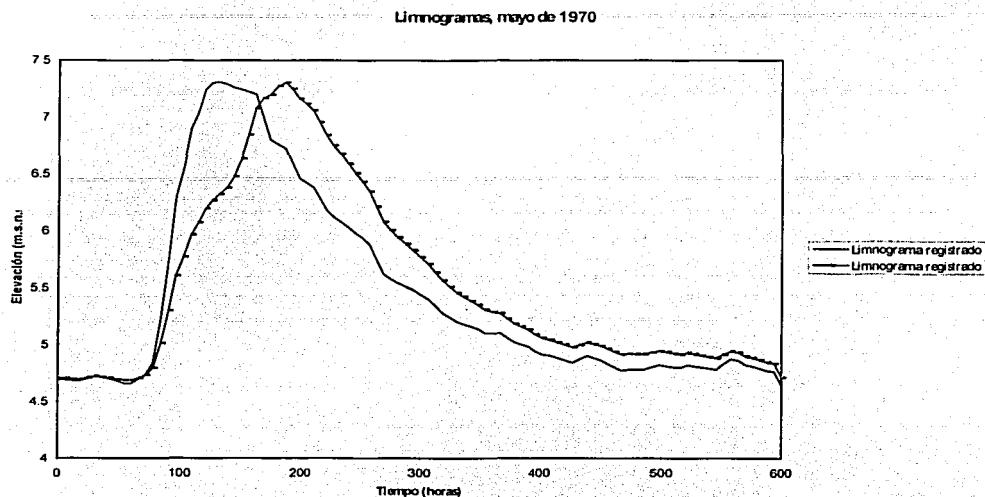
Por último se simuló la avenida registrada en el período agosto-noviembre de 1973, con el fin de observar el ajuste de las variables.

Los resultados obtenidos de la topología propuesta fueron satisfactorios en lo general.

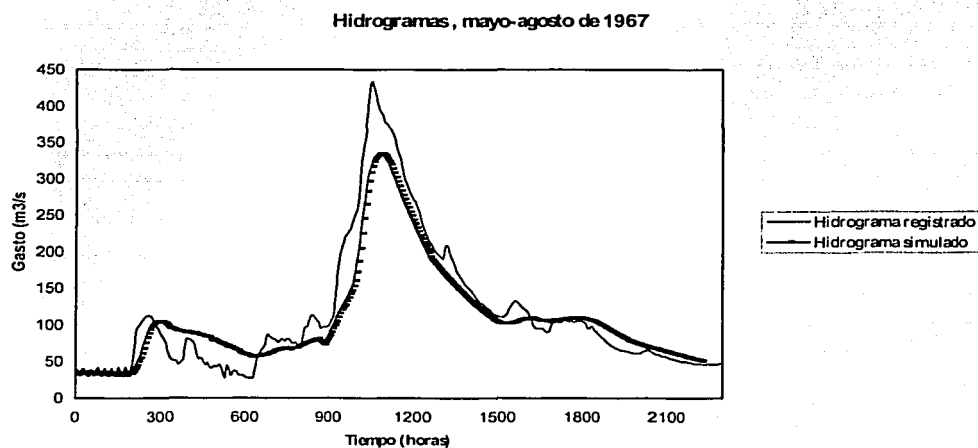
Resultados obtenidos del modelo numérico comparados contra los datos registrados en la estación hidrométrica Gaviotas II, correspondientes al mes de mayo de 1970.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

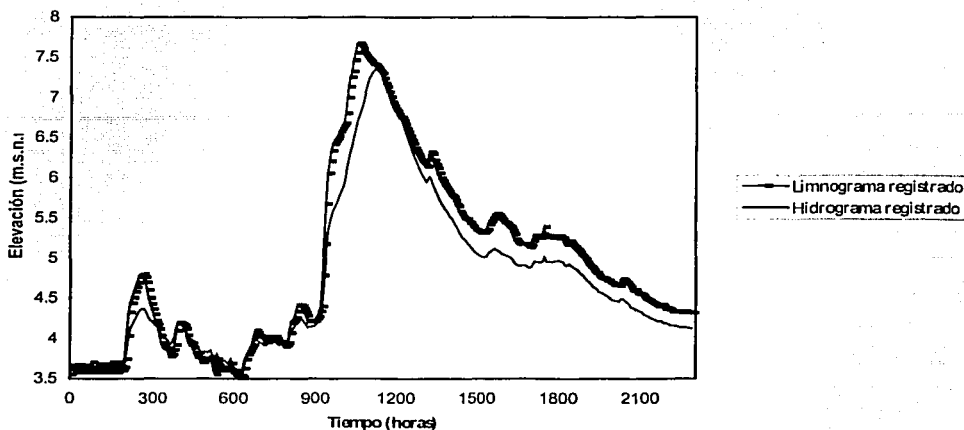


Resultados obtenidos del modelo numérico comparados contra los datos registrados en la estación hidrométrica Gaviotas II, correspondientes al período mayo-agosto de 1967.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Limnogramas, mayo-agosto, 1967



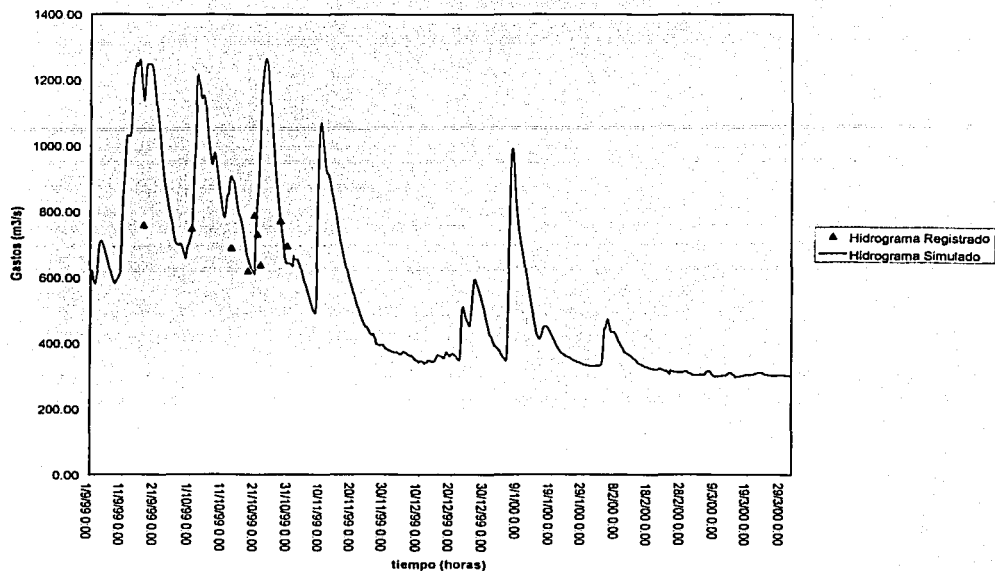
Las curvas de limnogramas en los dos casos, los limnogramas resultados de la simulación se apegan con buena aproximación a los limnogramas registrados. Existe algo de amortiguamiento en las curvas, debido seguramente a la resolución espacio - tiempo que se estableció en los parámetros de simulación.

En cuanto a los hidrogramas registrados con respecto a los hidrogramas simulados todos ellos presentaron un desfase de 48 horas, fenómeno relacionado con la estabilidad numérica del modelo, ya que se estuvo manejando tres veces el número de Courant permisible para modelos numéricos de tipo explícitos; sin embargo se hizo una simulación con un número de Courant en extremo pequeño, la mitad del permisible para modelos numéricos explícitos, los resultados son casi iguales y el desfase se sigue presentando.

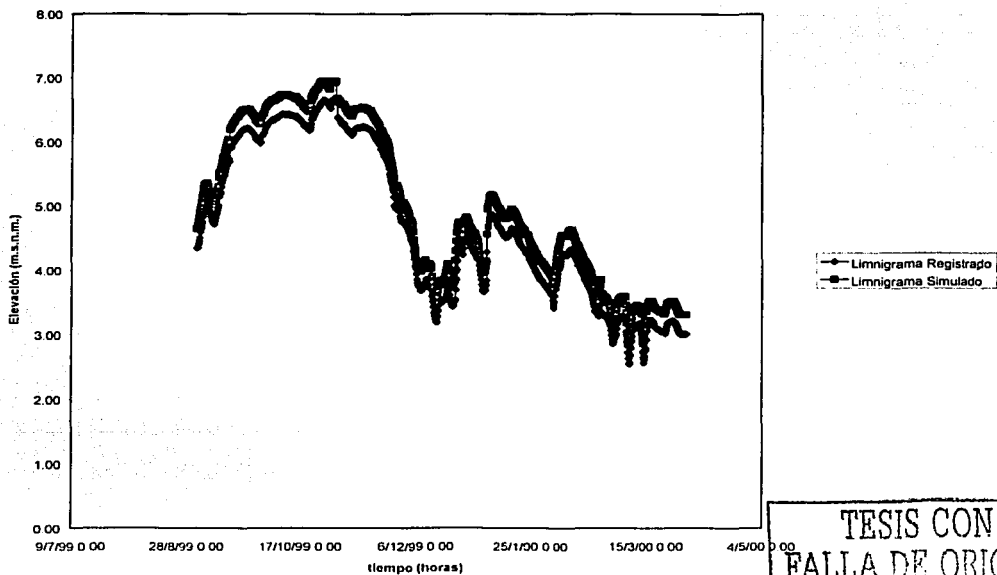
Otro fenómeno interesante en la generación de los hidrogramas de salida, fue que el derrame a las lagunas de inundación no permitió que los cauces de la red de ríos rebasaran un gasto de la magnitud aproximada de 300 m³/seg. La razón de que los hidrogramas no fueran iguales, se debe a que el modelo numérico no contempla la aportación de agua debida a la precipitación, ya que seguramente si este fenómeno ocurriera realmente en las simulaciones las lagunas de inundación serían llenadas mucho antes de que los cauces con su capacidad las llenaran, incrementando así su gasto.

Para el caso de las avenidas presentadas durante 1999 los resultados también fueron satisfactorios apegándose en el caso de las elevaciones de la estación Gaviotas II hasta por menos de 30 centímetros, referente a los gastos registrados lamentablemente durante las inundaciones no pudieron hacerse mediciones rutinarias y solo se obtuvieron algunos puntos de la curva simulada contra los datos de simulación también con muy buena aproximación.

Hidrogramas septiembre Octubre 1999



Limnigramas Septiembre-Octubre 1999



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo VI

Conclusiones y recomendaciones

*Es en la práctica
Donde el hombre
Tiene que demostrar
la verdad*

Karl Marx (1818-1883)

- Se implementó la información topográfica e hidrométrica al modelo de simulación numérica
- Se calibraron avenidas históricas.
- Por último se generó un modelo para tránsito de avenidas en la cuenca baja del río Grijalva, se podrán predecir cuantitativamente los alcances de alguna avenida hipotética para la cuenca baja del río con motivo de diseñar y ubicar obras de protección en forma global. O en su defecto, se podrán tomar decisiones en el mismo período de inundaciones, cuando se presenten los picos de las avenidas aguas arriba de los afluentes, antes de que la onda de la avenida llegue a las partes pobladas. (Obviamente el tiempo de simulación es mucho más pequeño que el tiempo que tarda la onda del pico de la avenida en trasladarse por todo el cauce principal).

Recomendaciones:

- La primera y más importante de las recomendaciones, es referente a la implementación de escalas topográficas en cauces estratégicos y zonas de importancia en los ríos y lagunas involucradas en el modelo numérico, con el objeto de complementar la herramienta numérica con mediciones en campo.
- En el caso de ser utilizado en un sistema en hidrología operativa, formando parte de las herramientas para implementar un boletín de pronóstico hidrológico. En este sentido el sistema tendría una utilidad muy valiosa para que en temporada de lluvias se puedan emitir las alertas a tiempo así como el poder estimar los tiempos en que la gente damnificada podrá volver a sus viviendas que se encuentran en zonas inundables.
- En el caso de las lagunas de inundación podría sugerirse la asignación de determinados volúmenes de almacenamiento para determinado mes del año, considerando condiciones medias. O en su defecto prever la adquisición de imágenes de satélite rutinariamente durante puntos importantes del ciclo hidrológico anual con el objeto de estimar el llenado de las lagunas.
- Dado que los cambios fluviomorfológicos en la red de ríos que incide en Villahermosa, han sido relevantes, es conveniente incluir en dicho modelo la topografía de los ríos Mezcalapa, Samaria y Carrizal. Ya que para condiciones actuales la operación de la presa Peñitas sí incide con influencia relevante los niveles que se desarrollaran en la zona conurbada de Villahermosa. Y con ello poder normar el 23% del volumen que puede ser regulado y que incide directamente en la parte densamente poblada del Bajo Grijalva.
- Con el objeto de cerrar las condiciones de frontera incluyendo el río Carrizal, se podría pensar en incluir la estación el Porvenir para tal objeto, pero en temporada de lluvias un volumen importante se desaloja por la margen izquierda del río de la Sierra y es integrado al Grijalva tabasqueño a través de los ríos Zapotes I y II, en ese sentido habrá que establecer un control hidrométrico aguas abajo de la confluencia de los Zapotes con el río Grijalva.
- Con respecto al programa donde se codificó el esquema numérico, es factible de realizarse varias mejoras con el ímpetu de que sea fácil de implementar y amigable para ser operado. Principalmente en el ámbito de los sistemas de información geográfica, para que la simulación de inundaciones pueda ser cruzada con información de: caminos obstruidos, albergues mas cercanos etc.

Bibliografía

1. AMH, XIII CONGRESO NACIONAL DEL HIDRÁULICA, "*Modelo Lluvia- escurrimiento para la cuenca del río Grijalva*". Luis Espinosa Núñez, José D. Magaña Z., Oscar Santillán H. y Víctor Toledo R. Pag. 61.
2. AMH, XVI CONGRESO NACIONAL DEL HIDRÁULICA, "*Operación de las Centrales Hidroeléctricas del río Grijalva durante los meses de Septiembre y Octubre de 1999*". Jorge Hernández de la Torre Pag. 79.
3. Aparicio M., Francisco J., "*Fundamentos de hidrología de superficie*". Editorial Limusa, México 1992.
4. Aparicio M.F.J., Aldama A. A., Rubio H. G. Jr., "*Flood routing in river networks with floodings lagoons*". *International water resources Engineering Conference, ASCE, Seattle, Wash., 1999*
5. Aparicio, M.F.J.; "*Inundaciones: la otra cara de la moneda*", Revista Tlaloc (Órgano informativo de la Asociación Mexicana de Hidráulica), AMH enero-Abril, 1998, Año V, No II, pp 15-20.
6. CNA, "*Lineamientos estratégicos para el desarrollo hidráulico de las regiones hidrológicas pertenecientes a la región administrativa XI, Frontera Sur*", Octubre 1999.
7. CNA-OMM "*Rediseño de redes de monitoreo hidroclimatológico*" Informe final 47-03
8. Comisión Federal de Electricidad, "*Manual de diseño de obras civiles*" Métodos numéricos, instituto de investigaciones eléctricas, México, 1980.
9. Comisión Nacional de Agua, "*Manual de ingeniería de ríos, flujo no permanente*".
10. D.F. Campos Aranda "*Procesos del ciclo hidrológico*" Tercera Reimpresión, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, S.L.P.
11. Gerencia Regional Frontera Sur CNA, "*Estudio para determinar la Disponibilidad superficial en las cuencas de las regiones hidrológicas 23, 29 y 30*", Octubre 2000. Universidad Autónoma de Chiapas 1998.
12. GRFS, CNA, CFE "*Estudio de Factibilidad del Estudio Integral para protección contra inundaciones de la cuenca de los ríos Grijalva y Usumacinta*", Noviembre 2000.
13. J. Antonio Maza Alvarez, Manuel García Flores, Hidrodinámica "*Bases para la hidráulica Fluvial*" Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. D-20
14. Linsley, Kohler, Paulus, "*Hidrológica para Ingenieros*" Segunda edición McGrawHill 1977, Pag 237-280
15. M.B. Abbott, "*Computational Hydraulics, elements of the theory of free surface flows*".
16. Monsalve Saenz "*Hidrología en la Ingeniería*", Ed. Alfa Omega.