

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO EN MODELO HIDRAULICO DE LA
BIFURCACIÓN
MEZCALAPA-SAMARIA-CARRIZAL, TABASCO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

NOE FABRICIO TOLEDANO VEGA

D I R E C T O R D E T E S I S:

DR. MOISES BEREZOWSKY VERDUZCO



MEXICO, D.F., 2004



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.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO EN MODELO HIDRAULICO DE LA
BIFURCACIÓN
MEZCALAPA-SAMARIA-CARRIZAL, TABASCO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

NOE FABRICIO TOLEDANO VEGA

D I R E C T O R D E T E S I S:

DR. MOISES BEREZOWSKY VERDUZCO



MEXICO, D.F.

2004

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: NOE TOLEDANO VEGA

FECHA: 23/SE P/04

FIRMA:

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/086/04

Señor
NOE FABRICIO TOLEDANO VEGA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTUDIO EN MODELO HIDRÁULICO DE LA BIFURCACIÓN
MEZCALAPA-SAMARIA-CARRIZAL, TABASCO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA
 - II. MODELO HIDRÁULICO
 - III. DESCRIPCIÓN DE LOS EXPERIMENTOS
 - IV. RESULTADOS
 - V. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitario a 6 de julio de 2004.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO <
GFB/AJP/crc.

Índice

Introducción	1
I. Descripción del problema	2
I.1 Antecedentes	2
I.2 Descripción del trabajo	5
I.3 Objetivos	6
II. Modelo hidráulico	8
II.1 Descripción del modelo físico	8
II.2 Similitud hidráulica	11
III. Descripción de los experimentos	16
III.1 Operación del modelo	16
III.2 Desarrollo de los experimentos	16
IV. Resultados	21
IV.1 Distribución de gastos	21
IV.2 Perfil hidráulico	22
IV.2.1 Flujo gradualmente variado	22
IV.2.2 Comparación de perfiles	27
IV.3 Campo de velocidades	28
V. Conclusiones	32

Referencias y bibliografías

Introducción

El control de los ríos ha sido objeto de estudio del hombre desde la antigüedad. La predicción de los cambios de forma de un río es importante por muchas razones. Por ejemplo, para la selección de la ubicación de un puente o de cualquier obra es muy importante conocer cuál podría ser el comportamiento del río en el futuro, de manera que se puedan proteger las estructuras o poblaciones que pudieran ser afectadas; es decir, se debe evaluar la respuesta de un río a diferentes esquemas de protección de márgenes, o cualquier obra que obstaculice el cauce normal de un río.

Cuando ocurre una avenida importante en un río de planicie que se bifurca, siempre se distribuyen los gastos por cada una de sus ramas; de modo tal, que el flujo puede provocar inundaciones por el desbordamiento del agua en una de ellas, aún cuando en la otra no se alcance el gasto de desbordamiento. En estas zonas las inundaciones se presentan de manera paulatina, y relativamente lenta, lo que permite a la población mantenerse a salvo de las crecientes en la mayoría de las inundaciones.

En los años de 1999 y 2000, la ciudad de Villahermosa sufrió inundaciones originadas por el desbordamiento del río Carrizal, debido, entre otras causas, a que en la bifurcación Mezcalapa-Samaria-Carrizal, se modificó el porcentaje de gasto que escurre por el río Carrizal, proveniente del río Mezcalapa. Hasta el momento se han formulado diversas estrategias para disminuir el gasto que circula por el Carrizal y no se ha logrado cumplir con el objetivo. Desde esa fecha, se desarrollan estudios con los que se busca controlar el caudal del Carrizal.

La aplicación de modelos hidráulicos para revisar y modificar diseños de estructuras hidráulicas permite experimentar a costos relativamente bajos y con economías substanciales de tiempo, hasta obtener condiciones óptimas.

En esta tesis se presenta un estudio realizado en el modelo físico de la bifurcación Mezcalapa-Samaria-Carrizal, construido en el laboratorio del Instituto de Ingeniería.

Las mediciones realizadas en el modelo físico se compararán con resultados obtenidos con modelo numéricos, uno para cálculo de perfiles en una dimensión, y otro que calcula el campo de velocidades en dos dimensiones.

Las crecientes extraordinarias en el sistema hidrográfico Grijalva Usumacinta duran varias semanas; en algunas partes las inundaciones se prolongan por meses e inclusive se empalman con las del año siguiente debido a la falta de salidas naturales, llegando a tener anegado un 40% del territorio del estado de Tabasco. Al transcurrir los años, los sedimentos se acumulan en los cauces bajos de los ríos del litoral costero, y durante las avenidas extraordinarias los sedimentos son transportados hacia las márgenes de los ríos, o al mar. Una disminución de las avenidas extraordinarias (en magnitud y frecuencia), ocasiona la acumulación de sedimentos en los cauces del litoral costero, con lo que se reduce la capacidad del mismo.

Los ríos Tonalá, Mezcalapa-Grijalva y Usumacinta en la época de crecientes aumentan su caudal en forma paulatina, y en avenidas desbordan en varios lugares de la zona baja.

Las inundaciones en la región aledaña al río Mezcalapa y su continuación en los ríos Samaria y Carrizal han causado muchos problemas por su magnitud y duración. Algunas veces al desbordarse los ríos comienzan a divagar, dando origen a los llamados rompidos y a la consecuente formación de nuevos cauces. Un claro ejemplo de los rompidos, es el caso de la parte baja del río Mezcalapa que ha sufrido varias ramificaciones a lo largo del tiempo.

De acuerdo a datos mostrados por el Centro Nacional de Prevención De Desastres (CENAPRED, Abril 2000), se cree que hubo un cambio importante en la distribución de gastos en la bifurcación Mezcalapa-Samaria-Carrizal debido a las lluvias de la temporada 1999 en el Estado de Tabasco, que iniciaron a mediados del mes de septiembre y se prolongaron hasta por 77 días. A principios de octubre de 1999, las aguas de la Presa Peñitas (ubicada en el vecino estado de Chiapas, en la parte más alta del sistema hidrológico de Tabasco), habían sobrepasado el nivel máximo ordinario de la misma, obligando al desalojo de gastos de hasta 2,323 m³/s. Esto fue resultado de sucesivas ondas tropicales y aire húmedo provenientes de ambos océanos. Las intensas y continuas lluvias generadas por estos fenómenos, particularmente en la zona de la Sierra y en la cuenca del río Mezcalapa, afectaron la mayoría de los ríos de la región, principalmente el Carrizal y el Samaria, causando elevaciones en el nivel de los mismos que saturaron las partes bajas de sus riberas y las zonas de regulación. Antes de esa fecha, el gasto proveniente del río Mezcalapa se dividía en aproximadamente 35% por el río Carrizal y 65% por el río Samaria; después de las lluvias de 1999, para el periodo de estiaje la distribución quedó en 50% para cada uno de los brazos.

Todo lo anterior es de gran importancia puesto que el río Carrizal pasa a través de la ciudad de Villahermosa, y debido al hecho de que los ríos habían alcanzado niveles extraordinarios, el proceso natural de desalojo hacia el mar se dificultó generando inundaciones en áreas urbanas, suburbanas y de uso agropecuario. El estancamiento de las aguas por tan prolongado tiempo ocasionó pérdidas importantes en la infraestructura económica y social, así como en los sectores

productivos del estado, al haberse detenido o entorpecido sus actividades y trastornado la vida de importantes segmentos de la población.

Existen varias hipótesis sobre el porqué de ese cambio en la distribución de caudales; pero la que explicaría mejor el cambio de la proporción de gastos, según inspecciones realizadas en campo y los levantamientos más recientes realizados por la Comisión Nacional del Agua (CNA), es la construcción de dos puentes en las década de los 80, a unos 5 km aguas abajo de la bifurcación, sobre el río Samaria. Aparentemente el estrechamiento del río ocasionado por la estructura de los puentes produce un remanso aguas arriba, dando origen a un asolvamiento desde la bifurcación hasta los puentes. Solo hasta las avenidas extraordinarias de 1999 se ha acentuado este problema. Es claro que también en este problema ha tenido influencia el mayor ancho y menor profundidad del río Samaria respecto al del Carrizal.

Ante esta situación, un comité formado por el Gobierno del estado de Tabasco, CNA, CFE, el CENAPRED y la UJAT han estudiado varias estrategias para resolver este problema; destaca el dragado de un canal piloto cerca de la margen derecha del río Samaria desde el puente Samaria 1 hasta la zona de la bifurcación para sacar parte del material sedimentado y con ello aumentar la capacidad del río. En dicho dragado se extrajeron cerca de 1000 m³. Sin embargo, no se notó cambio alguno en el comportamiento de esta bifurcación.

Otra idea fue la de estrechar la entrada del río Carrizal con una escotadura de manera que al estrechar este río, se fuera más gasto por el río Samaria. Esta obra se inicio colocando bloques de concreto de 1 m³ (es decir de 2.6 ton) desde ambas márgenes. Pero por la fuerza del agua solo fue posible cerrar una parte del río. Además, aguas abajo de la zona central del río se provocó una erosión de más de 10m de profundidad. Esta estructura de control en su estado actual permite pasar hacia la ciudad de Villahermosa un gasto de 500m³/s, con un gasto de 1000 m³/s en el río Mezcalapa, según Franco et al (2001). En la misma referencia, también se puede ver que para el mismo gasto sobre el río Mezcalapa, pero en el año de 1999, sobre el Carrizal circulan aproximadamente 540m³/s. En lo anterior se observa que la obra no ocasiona un cambio considerable en dicha distribución, por lo que no se continuó con los trabajos de estrechamiento y se eligió estudiar otra opción para reducir los problemas, además de que a esta obra se le consideró de carácter provisional.

En la actualidad el Instituto de Ingeniería en coordinación con la CNA y CFE, desarrollan un proyecto en el cual se tiene contemplado el uso de un par de modelos físicos, con la finalidad de simular el comportamiento de una obra definitiva que controlé el gasto que ingresa al río Carrizal.

En uno de ellos, se trabaja en la adaptación de un modelo hidráulico ya existente de la zona. Este modelo se encuentra construido al aire libre a una escala de 1:100 y se ubica en el laboratorio de hidráulica del Instituto de Ingeniería. En él se representan las condiciones actuales que se describen en los párrafos anteriores.

Las adaptaciones que se realizan en este modelo consisten en la construcción de un canal sobre la margen izquierda, en la zona en la que se ubica la escotadura. Este canal es curvo y de sección rectangular con 5 compuertas radiales, con las que se podrá regular el gasto. Sobre la margen derecha se construye un canal con vertedor lateral. Ambos canales desembocan aguas abajo de una cortina permeable que obstaculizará el flujo a la entrada del río Carrizal. El fondo fijo con el que cuenta el modelo aguas abajo de las obras de estudio, será reemplazado por fondo móvil.

El segundo modelo se construye a escala 1:60, con fondo móvil en su totalidad y se ubica en la mesa de arena del laboratorio de hidráulica del Instituto de Ingeniería. En el también se modelarán las obras expuestas en el párrafo anterior.

Con este estudio se buscará observar el comportamiento hidráulico de las estructuras a manera de revisar el diseño, y si es necesario, mejorarlo. Un buen comportamiento de estas estructuras significa que no se presenten ondas y remolinos que originen turbulencias, mismas que pueden provocar erosión en las márgenes y efectos de socavación aguas abajo de las estructuras con lo que se pondría en riesgo el funcionamiento óptimo y la estabilidad de las obras.

Estas obras permitirán contar con una estructura que controlé el gasto que escurre por el río Carrizal; sin embargo, la obra también provoca otros efectos. Uno de ellos es que el nivel del agua en la bifurcación se elevará. En la zona aguas arriba cercana a los puentes del río Samaria, la margen derecha del río es baja, por ello al aumentar el caudal existe la posibilidad de producirse desbordamientos durante avenidas extraordinarias en las que los bordos existentes serían rebasados, según resultados preliminares. También, en la parte de aguas arriba de la estructura se presentarían velocidades bajas, lo que ocasionaría sedimentación y otro aumento en la elevación del río. Si no se realiza un estudio adicional en el que se contemplen los posibles efectos de este remanso, la solución solo cambiaría de lugar el problema. Aunque las poblaciones que resultarían afectadas no son del tamaño ni de la importancia que representa la capital del estado, se debe considerar al estudio que se desarrolla actualmente en el Instituto de Ingeniería como una etapa dentro de un proyecto integral.

1.2 Descripción del trabajo

En el presente trabajo, se proporcionan los resultados obtenidos en experimentos realizados en un modelo físico de la bifurcación Mezcalapa, Samaria-Carrizal, en el estado de Tabasco, antes de la construcción de las obras descritas al final del subcapítulo anterior .

En el capítulo 1 se presenta de manera breve información acerca de las características geográficas e hidrológicas del estado de Tabasco, haciendo énfasis en las inundaciones que se presentan en las zonas aledañas al río Mezcalapa y su bifurcación, problema que se cree, fue acrecentado por los cambios en la proporción de gastos de la bifurcación. También se mencionan las posibles causas de este cambio en la distribución de gastos, los trabajos ya realizados y los que están en desarrollo, buscando limitar el gasto sobre el río Carrizal. Al final de este capítulo se definen los objetivos en que se basa este trabajo.

La importancia de contar con un modelo físico que permite depurar un modelo numérico se hace presente en el capítulo 2, en el que también se describen las características del modelo físico de la bifurcación construido para observar el comportamiento hidráulico de esta bifurcación. En seguida se definen las leyes de similitud hidráulica, indispensables para crear la relación de escalas entre un modelo físico y el prototipo del mismo.

En la primera parte del capítulo 3, se describe la forma en la que se opera el modelo físico para la realización de los experimentos. En la segunda parte del capítulo, se encuentra la descripción de los experimentos, con las mediciones que se realizaron y la forma en que se obtuvieron.

Dentro del capítulo 4 se reportan los resultados obtenidos en el modelo físico (distribución de gastos, tirantes hidráulicos y el campo de velocidades). También se presentan los valores calculados con modelos matemáticos y su comparación con las primeras.

I.3 Objetivos

Este trabajo tiene como objetivo general el *obtener el campo de velocidades basados en un modelo físico, y compararlo con un campo de velocidades obtenido con un modelo numérico.*

Para lograrlo se plantearon objetivos específicos que a continuación se describen:

1. Revisar físicamente el modelo para procurar un funcionamiento óptimo (puesta a punta del modelo)
2. Operar el modelo para conocer la distribución de gastos en la bifurcación, con un gasto determinado a la entrada.

3. Diseñar las pruebas que permitan conocer los parámetros de interés.
4. Obtención de: niveles en diferentes puntos del modelo, traza de la superficie libre del agua, líneas de flujo principales, campo de velocidades. (Realización de las pruebas)
5. Procesamiento de datos obtenidos en el laboratorio y su comparación con los obtenidos en un modelo numérico. (Comparación de resultados)

CAPÍTULO II. Modelo hidráulico

II.1 Descripción del modelo físico

En hidráulica el tratamiento matemático de los problemas, basados exclusivamente en métodos analíticos no siempre permiten llegar a la solución completa, a pesar de las poderosas herramientas computacionales con las que se cuenta actualmente.

Para obtener soluciones de modelos matemáticos es necesario hacer simplificaciones que pueden restar generalidad. En hidráulica estas simplificaciones se hacen desde los problemas que se tratan en una dimensión, hasta los más complejos en tres dimensiones. Aunque se ha observado en muchos casos la validez de estas idealizaciones, estas pueden llegar a falsear los resultados a tal grado que no tengan relación alguna con el comportamiento real del fenómeno.

Sería un error suponer que una serie de resultados y de reglas sencillas obtenidas de la investigación experimental supla un tratamiento racional del mismo. De ahí, la importancia del uso de un modelo físico, especialmente en casos en los que se manejan dos y tres dimensiones, en los que a través de una adecuada combinación del análisis matemático y la verificación experimental es posible disminuir los errores, restringiendo las hipótesis a aquellas cuya experiencia y razonamiento físico han mostrado no tener serios efectos sobre las características esenciales del fenómeno.

Como teoría y experimentación son actividades forzosamente complementarias, y en este caso en el que se estudia una bifurcación en el que no queda otra opción mas que desarrollarlo en dos dimensiones para obtener mejores resultados, se construyó un modelo físico de la bifurcación Mezcalapa-Samaria-Carrizal con el objetivo de comprobar o replantear las hipótesis hechas en los modelos matemáticos.

Debido a que en cualquier prototipo, y en problemas como este en que se trabaja con un río, las dimensiones horizontales (ancho y largo del río) son considerablemente mayores a las verticales (tirantes en el río), por lo que existen dos formas para darle la escala al modelo físico: una obteniendo un modelo distorsionado, o bien otra con un modelo no distorsionado. Para realizar los experimentos con los que se cubren los objetivos de esta tesis, se eligió el ultimo caso, un modelo no distorsionado, y con ello debemos entender que las magnitudes en los tres sentidos son respetadas, es decir que la escala vertical es igual a la horizontal, aunque en el modelo se presenten tirantes muy pequeños. Lo anterior se debe a que se ha observado que un modelo distorsionado no representa fielmente todos los fenómenos que se presentan en el prototipo.

El modelo se construyó a una escala 1:150, en un espacio al aire libre dentro del laboratorio de Hidráulica del Instituto de Ingeniería, UNAM, parte de él lo podemos observar en la fig 2.1.

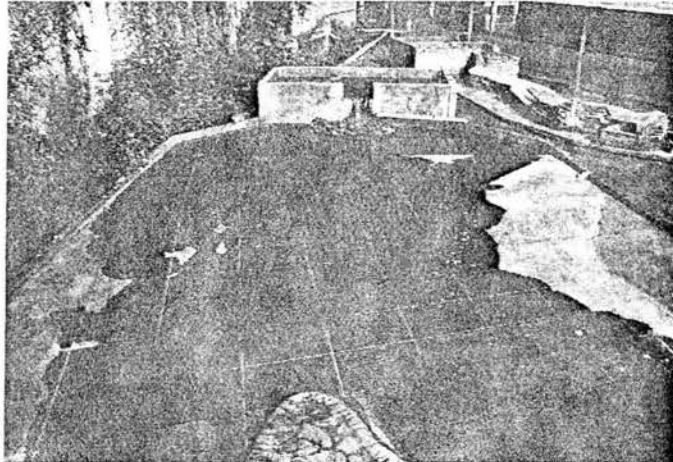


Fig 2.1. Modelo físico.

El modelo posee fondo fijo con acabado de concreto y cubre un área aproximada de 600m^2 . El brazo aguas arriba, correspondiente al río Mezcalapa, cuenta con una longitud de 9m (2km en el prototipo) desde el inicio del modelo hasta la bifurcación; el brazo correspondiente al río Samaria tiene una longitud de 40 m (7km en el prototipo) y el del río Carrizal una longitud de 25m (4km en el prototipo).

Se tienen tres aforadores de gasto, uno a la entrada en lo que representa al río Mezcalapa, otro en la salida del río Carrizal y otro en la salida del río Samaria. Estos aforadores consisten en: un vertedor triangular de 90° en la entrada del modelo, y un vertedor de 60° para las dos salidas, cada uno con su respectivo limnómetro de gancho. Estos últimos instrumentos de medición, cuentan con una precisión de un décimo de milímetro.

En la siguiente pagina, en la fig 2.2 podemos observar el aforador de aguas arriba.

En el sistema de alimentación al modelo se tiene un tanque de carga constante y una bomba horizontal, del tanque se conduce el agua hasta el modelo a través de una tubería de PVC. Los gastos se regulan por medio de válvulas, antes de entrar al tanque que proporciona la carga para el vertedor.



Fig 2.2. Vertedor de 90° , ubicado aguas arriba.

El agua que pasa por el vertedor cae a un tanque amortiguador para que el agua entre tranquila al modelo, este tanque lo podemos observar en la ilustración superior.

Las tarrajas representan secciones del río, hechas basándose en las curvas de nivel de la topografía de la región y fueron diseñadas con ayuda de Autocad. Se construyeron de madera y su finalidad es la de servir como guía para dar la forma de la batimetría que se busca representar a lo largo del cauce en el modelo. En la siguiente figura se muestra la tarraja número 1.

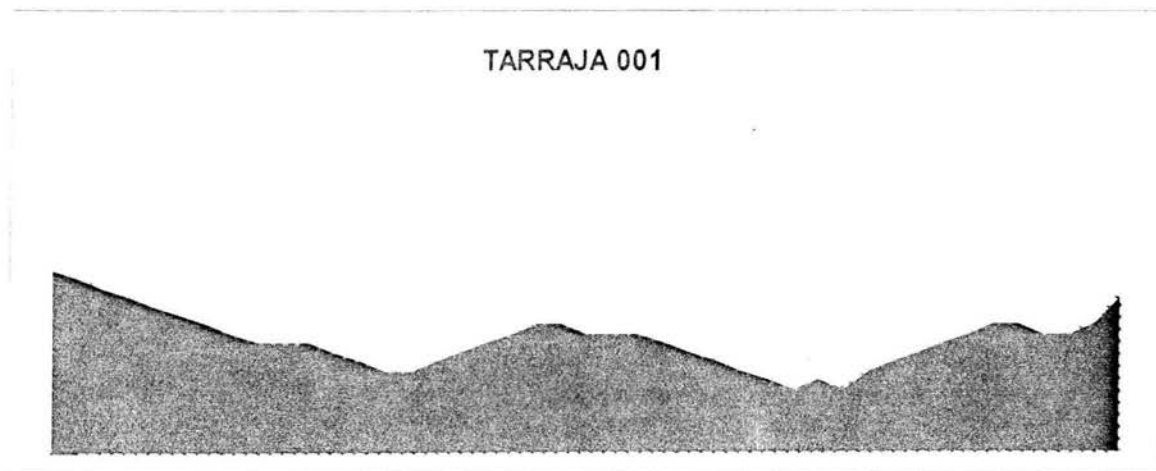


Fig 2.3 Tarraja número 1.

Para contar con una referencia visual en el modelo, se dibujo una cuadrícula de color amarillo, con separaciones de un metro en dirección transversal y longitudinal, con el objeto de facilitar la determinación de la trayectoria de los trazadores.

A lo largo del cauce se instalaron microestadales que permitieron medir el perfil hidráulico sobre el modelo. Estos microestadales cuentan con una precisión de un milímetro.

II.2 Similitud hidráulica

La experimentación se basa en la construcción y operación de un modelo reducido a escala cuyo tamaño se supedita a factores como espacio disponible, capacidad de las instalaciones de laboratorio, costo del modelo, efectos de escala, etcétera. Para la operación se requieren los aparatos y dispositivos que midan las características hidráulicas del escurrimiento: gastos, velocidades, presiones, tiempos, etcétera.

La similitud debe entenderse como la correspondencia conocida y usualmente limitada entre el comportamiento del flujo estudiado en el modelo y el flujo real. La similitud rara vez es perfecta debido a que es imposible satisfacer todas las condiciones requeridas para lograrla.

La similitud entre el prototipo y el modelo que lo representa, implica similitud geométrica, cinemática y dinámica.

La similitud geométrica está presente si las longitudes físicas en el prototipo (L_p) conservan una misma relación con las longitudes del modelo (L_m). La relación mostrada a continuación se denomina escala de longitud

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad (2.1)$$

La similitud cinemática implica que los eventos dependientes del tiempo que ocurren en el modelo conservan una relación constante con los que ocurren en el prototipo, dicha relación se denomina escala de tiempo

$$t_e = \frac{t_p}{t_m} \quad (2.2)$$

La similitud dinámica implica que las fuerzas presentes en el prototipo conserven también una relación constante con las fuerzas que actúan en el modelo. La relación se llama escala de fuerzas

$$F_e = \frac{F_p}{F_m} \quad (2.3)$$

La similitud dinámica es necesaria para que en modelos con similitud geométrica exista también similitud cinemática.

Para el análisis de similitud se emplean principalmente tres parámetros adimensionales, denominados número de Euler, de Froude y de Reynolds.

Número de Euler. Se define como:

$$Eu = \frac{\Delta p}{\rho V^2} \quad (2.4)$$

Donde Eu : número de Euler, adimensional; Δp : diferencia de presiones N/m^2 ; ρ densidad kg/m^3 ; V velocidad m/s

Este es un parámetro comúnmente utilizado en el análisis de flujo en tuberías. La importancia de este número puede comprobarse al multiplicar el numerador y denominador por el área perpendicular al flujo, A :

$$\frac{\Delta p A}{\rho V^2 A}$$

El término $\Delta p A$ es una fuerza de presión, F_p . El término $\rho V^2 A$ puede expresarse como la cantidad de flujo de masa $\rho V A$ que pasa por una sección multiplicada por la velocidad V , que representa la cantidad de movimiento del flujo, y en términos de fuerza puede denominarse fuerza inercial, designada como F_i .

$$Eu = \frac{\text{fuerza de presión}}{\text{fuerza de inercia}} = \frac{F_p}{F_i}$$

Numero de Reynolds. Se define como:

$$Re = \rho \frac{VL}{\mu} = \frac{VL}{\nu} \quad (2.5)$$

Donde Re : número de Reynolds adimensional; V velocidad m/s ; L longitud m ; ν viscosidad cinemática.

Si se multiplica al numerador y denominador por VL , rescribiendo Re se tiene:

$$Re = \rho \frac{V^2 L^2}{\mu L V}$$

La fuerza de fricción interna, F_f es proporcional a τL^2 donde τ es un esfuerzo tangencial y L^2 es un área. A su vez τ es proporcional a la viscosidad μ

multiplicada por un gradiente de velocidad $\partial V / \partial y$, que es proporcional a V/L . Así se tiene que:

$$F_i \propto \tau L^2 \propto \left(\mu \frac{V}{L}\right) L^2 = \mu V L$$

De lo anterior se deduce que el número de Reynolds expresa la relación entre las fuerzas de inercia y de fricción interna del fluido.

Número de Froude. Se define con la expresión:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (2.6)$$

Donde Fr : número de Froude; V velocidad m/s; g aceleración de la gravedad m/s^2 ; L longitud m.

Una interpretación física de Fr puede darse considerando que la fuerza de gravedad de un volumen es proporcional a $\rho g L^3$, si se multiplica el numerador y el denominador del número de Froude elevado al cuadrado se tiene:

$$Fr^2 = \frac{\rho V^2 L^2}{\rho g L^3} \propto \frac{F_i}{F_g} = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza de gravedad}}$$

Leyes de similitud

Principio de similitud de Euler

Los flujos donde predominan las fuerzas de presión e inercia, y en las que las fuerzas debidas a la viscosidad y gravitacionales no son importantes, son caracterizados por el parámetro Eu , que es exclusivamente función de la geometría de las fronteras del flujo. La magnitud del número de Euler es independiente de tamaño del modelo, de la velocidad del flujo, la densidad o la presión de referencia.

$$Eu_m = \frac{V_m \rho}{\sqrt{\Delta p_m}} \quad (2.7)$$

Donde Eu : número de Euler adimensional; V velocidad m/s; ρ : densidad kg/m^3 ; Δp : diferencia de presiones N/m^2 .

Principio de similitud de Reynolds

En flujos donde los efectos de viscosidad son importantes, tanto el número de Euler; Como el número de Reynolds deben ser conservados iguales para el modelo a partir del prototipo. Además de cumplirse la similitud geométrica, debe satisfacerse la ley de Reynolds.

$$\frac{Re_p}{Re_m} = Re_e = \rho_e \frac{V_e L_e}{\mu_e} = 1 \quad (2.8)$$

Esta ley se cumple si la velocidad es seleccionada de tal manera que resulte:

$$V_e = \frac{\mu_e}{\rho_e L_e} = \frac{\nu}{L_e}$$

Sustituyendo los valores de μ_e , ρ_e , L_e

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{L_m \rho_m \mu_p}{L_p \rho_p \mu_m}$$

En los laboratorios es común utilizar el mismo fluido que en el prototipo, entonces $\rho_p=1$ y $\mu_p=1$, en ese caso la ley de Reynolds se reduce a que la escala de velocidad es inversamente proporcional a la escala de longitud.

$$V_e = \frac{1}{L_e}$$

Esto implica que en un modelo a escala reducida, las velocidades son más grandes que en el prototipo. Empleando la ley de Reynolds se obtienen las siguientes relaciones:

Longitudes: $L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad (2.9)$

Áreas: $A_e = L_e^2 \quad (2.10)$

Velocidades: $V_e = L_e^{-1}$ (para $\rho_e=1$ y $\mu_e=1$) (2.11)

Tiempos: $t_e = \frac{L_e}{V_e} = L_e^2 \quad (2.12)$

Gastos: $Q_e = V_e A_e = L_e \quad (2.13)$

Principio de similitud de Froude

Este principio es aplicable a flujos con velocidades relativamente grandes que ocurren por acción de la gravedad, como en el caso de flujo turbulento a superficie libre, donde los efectos de la viscosidad son despreciables. En los modelos que representan fenómenos con las características antes descritas, es necesario que exista similitud geométrica y que el número de Froude sea el mismo en el modelo y en el prototipo. La ley de Froude indica que:

$$Fr_e = \frac{V_e}{g_e L_e} = 1 \quad (2.14)$$

Considerando que la constante de gravedad g es la misma en el modelo y en el prototipo ($g_e = 1$), la escala de velocidades requerida es:

$$V_e = (g_e L_e)^{1/2} = L_e^{1/2}$$

Con lo anterior se obtienen las siguientes relaciones:

$$\text{Longitudes:} \quad L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad (2.15)$$

$$\text{Áreas:} \quad A_e = L_e^2 \quad (2.16)$$

$$\text{Velocidades:} \quad V_e = L_e^{1/2} \quad (2.17)$$

$$\text{Tiempos:} \quad t_e = \frac{L_e}{V_e} = L_e^{1/2} \quad (2.18)$$

$$\text{Gastos:} \quad Q_e = V_e A_e = L_e^{5/2} \quad (2.19)$$

Para el modelo físico de este trabajo donde la gravedad es un factor predominante en el movimiento del flujo, se aplica el principio de similitud de Froude empleando las ecs (2.15)-(2.19).

CAPÍTULO III. Descripción de los experimentos

III.1 Operación del modelo

Los ensayos consistían en circular a través del modelo un gasto de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el prototipo. Este gasto corresponde al que llena el cauce principal sin desbordar.

Debido a las características de la línea de conducción descritas en el subcapítulo II.1, las válvulas que controlan el gasto que ingresa al modelo se debían mantener totalmente abiertas antes de activar las bombas, con el objeto de evitar problemas de cavitación. Una vez activadas las bombas, el agua que ingresa al modelo se regula manipulando una válvula, y en esta se busca la abertura con la que se obtiene la carga sobre el vertedor necesaria. El valor de esta carga, al igual que las cargas en las salidas del modelo, se midieron con ayuda de limnímetros de gancho. La cuantificación de estos gastos se realizó con los aforadores descritos en el capítulo anterior.

Cuando ya escurre el gasto preciso sobre el modelo, debido a las dimensiones del mismo, es necesario dejar transcurrir dos horas para realizar la rutina de mediciones, con el fin de que el flujo se estabilice y contar así, con un flujo en régimen permanente.

Como el modelo se encuentra la aire libre, se buscaba que para realizar los experimentos no hubiera dentro del cauce, hojas ni ramas de los árboles que rodean el modelo. El tamaño de estas comparado con el de los tirantes, produce efectos no deseados en el comportamiento del agua. Las ráfagas de viento también son un factor que afecta el comportamiento del agua en el modelo.

III.2 Desarrollo de los experimentos

En esta parte del trabajo se describen los experimentos realizados para cubrir los objetivos planteados al inicio del mismo. El orden en el que aparecen es el mismo en que se fueron desarrollando.

Distribución de gastos

Como el modelo físico fue construido a una escala de 1:150, y tratándose de un flujo a superficie libre gobernado únicamente por fuerzas gravitacionales, el principio de similitud aplicable para este caso es el de Froude. Aplicando la ec (2.19) tenemos que la escala de gastos es

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = L_e^{5/2} = (150)^{5/2} = 275567.6$$

Donde: Q_e = Factor de escala; Q_p = Gasto en el prototipo; Q_m = Gasto en el modelo

$$\text{Despejando } Q_m \text{ tenemos que: } Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{1000 \text{ m}^3/\text{s}}{275567.6} = 0.00363 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto el gasto en el modelo que representa $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el prototipo es de 3.63 l/s , y para obtener este caudal la carga sobre el vertedor debía ser de 9.23 cm .

La distribución de gastos se obtuvo con los aforadores ubicados al final de cada uno de los brazos del modelo. Para obtener los gastos del prototipo se ocupó el mismo principio de similitud que se utilizó para el gasto de entrada. Los resultados se muestran en el capítulo siguiente.

Medición de perfiles y de la traza de la superficie libre del agua

Una vez obtenida la distribución de gastos, se midieron las elevaciones del espejo de agua en distintas secciones del modelo. En la siguiente figura se muestra la ubicación de los puntos en los que se realizó medición.

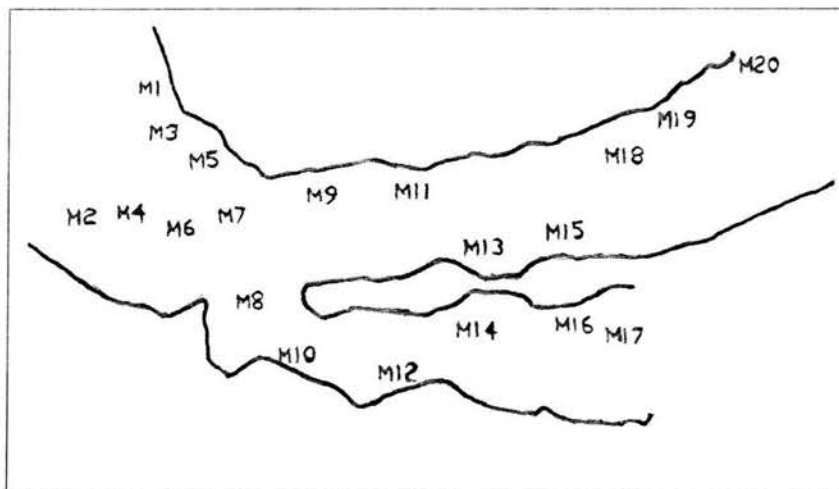


Fig 3.1. Localización de microestadales en el modelo físico.

La elevación es igual al tirante del agua más la cota del fondo en ese punto. En esta parte el tirante fue el valor por conocer, ya que la cota del fondo del punto de interés previamente definido, se conoce de la información topográfica de cada sección. Para hacer esto, y dado lo pequeño de los tirantes en el modelo, se ocupó la lente de un nivel de topografía para realizar la lectura sobre los microestadales (instalados en los puntos de interés). Los datos leídos sobre los

microestadales, afectados por el factor de escala correspondiente y sumadas a su cota del fondo nos permitieron determinar el perfil hidráulico medido en el modelo.

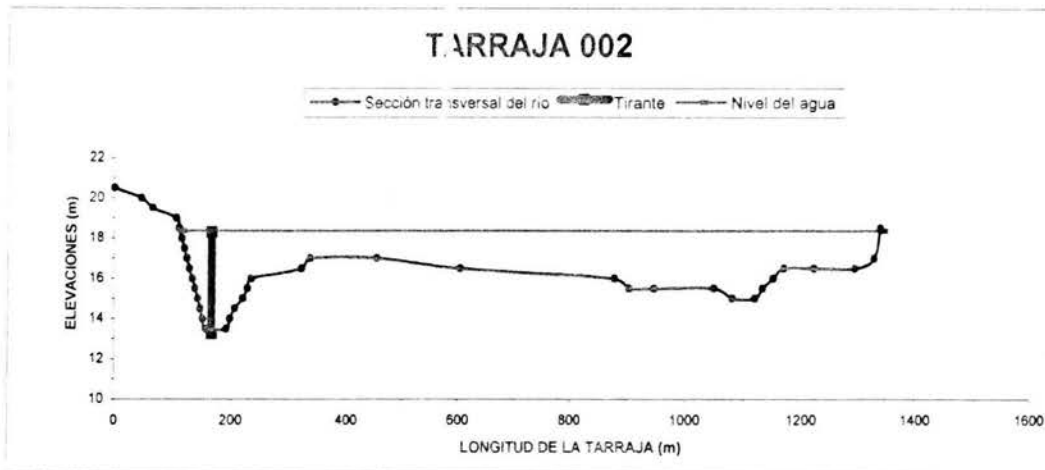


Fig 3.2. Sección transversal de tarraja 2, con tirante medido en microestadal M1.

Empleando la ec (2.15), obtenemos el factor de escala aplicable, que es

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} = L_e = 150$$

En la primer sección tenemos que el tirante medido en el modelo es $y_{m1} = 0.034\text{m}$. Haciendo $y_{m1} = L_m$ y sustituyéndolo en la ecuación anterior obtenemos el tirante en el prototipo.

$$L_p = L_m L_e = 0.034\text{m} \times 150 = 5.1\text{ m} = y_{p1}$$

Que sumado al valor de la cota del fondo

$$E = 5.1\text{m} + 13.2\text{m} = 18.3\text{m}$$

Se repite el procedimiento para cada uno de los valores en los puntos de medición.

La traza de la superficie libre del agua representa la zona inundada. Para determinarla se marcó sobre las secciones el contorno del agua una vez que el flujo era estable. Después de que se secaba el modelo se obtuvieron las coordenadas de esta traza. Las horizontales se median sobre cada tarraja partiendo de los límites del modelo; las verticales (cotas del agua) se obtuvieron con un nivel topográfico.

Distribución de velocidades

En esta parte del estudio no es posible emplear propelas o micromolinetes para medir las velocidades debido a lo pequeño de los tirantes. Por ello, el cálculo de las velocidades en el modelo se hizo partiendo de la siguiente relación fundamental:

$$v = \frac{d}{t}$$

en donde d , comprende una distancia horizontal. Para obtener estas longitudes se necesitaba conocer la trayectoria que definen las partículas que siguen la línea de flujo principal, y para ello se utilizaron dos tipos de trazadores: confeti de papel y bolitas de unicel. Estos trazadores se soltaron sobre la superficie del agua en la primera sección aguas arriba del modelo y se seguía su trayectoria hasta llegar a la bifurcación. Los trazadores se soltaron en tres zonas, una cerca de la margen izquierda, otra aproximadamente en el centro del cauce y la tercera cerca de la margen derecha.



Fig 3.3. Trazadores en margen derecha. Escurrimiento de arriba hacia abajo.

Estas pruebas fueron registradas con videocámara de 8mm, hecho que facilitó la obtención de las distancias d y de los tiempos, que se mencionan en el siguiente párrafo.

Después de observar el video de las pruebas y basándose en la cuadrícula dibujada sobre el modelo se definió la trayectoria; los valores de las longitudes d , fueron tomados directamente de la información topográfica existente. Los tiempos de recorrido de las partículas se tomaron del video haciendo uso de un cronometro y ocupando como referencias las líneas de la cuadrícula.

Una vez calculadas las velocidades en el modelo, se aplico el principio de similitud de la ec (2.17).

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} = L_e^{1/2} = (150)^{1/2} = 12.247$$

Donde: V_e = Factor de escala; V_p = Velocidad en el prototipo; V_m = Velocidad en el modelo

Por ejemplo, para un caso en que $d = 1.104$ m; $t = 7.68$ s; resulta que,

$$V_m = \frac{d_m}{t_m} = \frac{1.104\text{m}}{7.68\text{s}} = 0.1437\text{m/s}$$

Y para el prototipo

$$V_p = V_e V_m = 12.247 \times 0.1437\text{m/s} = 1.759\text{m/s}$$

Lo anterior se pudo calcular también, aplicando los factores de escala a los términos b y t antes de realizar su cociente, obteniendo los mismos resultados.

$$d_p = d_m d_e = 1.104\text{m} \times 150 = 165.66\text{m}$$

$$t_e = \frac{t_p}{t_m} = t_e^{1/2} = (150)^{1/2} = 12.247$$

$$t_p = t_m t_e = 7.68 \times 12.247 = 94.06\text{s}$$

$$\text{Verificando } V_p = \frac{d_p}{t_p} = \frac{165.66\text{m}}{94.06\text{s}} = 1.76\text{m/s}$$

De esta forma se obtiene el campo de velocidades de la bifurcación.

CAPÍTULO IV. Resultados

IV.1 Distribución de gastos

En la siguiente tabla puede verse la distribución de gastos medida para diferentes experimentos. En ella se observa que aproximadamente el 70 por ciento del flujo elige el cauce del río Samaria y el 30 por ciento restante circula por el río Carrizal.

GASTOS, EN m ³ /s						
PRUEBA #	MODELO			PROTOTIPO		
	MEZCALAPA X10 ⁻³	SAMARIA X10 ⁻³	CARRIZAL X10 ⁻³	MEZCALAPA	SAMARIA	CARRIZAL
1	3.23	2.3	0.94	889.8	656	270
2	3.19	2.38	0.98	879.7	633	260
3	3.48	2.48	0.99	960	684	272
4	3.51	2.54	1.01	968	701	279
5	3.49	2.36	1.01	962	651	279
6	3.51	2.25	1.07	968	621	296
7	3.85	2.40	1.08	1063	663	300
8	3.69	2.67	0.94	1018	737	260

Tabla 4.1. Distribución de gastos medidos.

Esta distribución se verifica a partir de un modelo matemático de flujo unidimensional que se describe en Jiménez y Domínguez (2002). En este modelo se empleó la información topográfica con la que se construyó el modelo. De acuerdo a los cálculos realizados, para un gasto de entrada al sistema de 1000 m³/s, se tienen la siguiente distribución de gastos:

GASTOS, EN m ³ /s		
MEZCALAPA	SAMARIA	CARRIZAL
1000	728	272

Tabla 4.2. Distribución de gastos calculados.

Se observa que los resultados obtenidos matemáticamente son muy cercanos a los valores medidos en el modelo.

Como se comentó en el capítulo I, según Franco et al (2001), la distribución de gastos actual en la bifurcación es de 50% para ambos brazos. En el modelo obtenemos que la distribución de gastos es de 30% por el Carrizal y 70% por el Samaria, para obtener esa distribución en el modelo sería necesario que se asolve

el brazo correspondiente al río Samaria, obligando de esa forma a que el remanso ocasione un aumento de caudal en el Carrizal.

IV.2 Perfil hidráulico

IV.2.1 Flujo gradualmente variado

El flujo uniforme en un canal se logra cuando la velocidad del flujo se mantiene constante a lo largo del canal, lo que es posible únicamente si las dimensiones de la sección y el tirante son constantes. Esto significa que el flujo uniforme puede ocurrir sólo en un canal prismático donde el gasto y la pendiente sean constantes.

Cualquier otro flujo, aun en un canal prismático, que no satisfaga las condiciones de equilibrio del uniforme, se convierte en variado dentro de un tramo del canal o en su totalidad. En un canal prismático puede producirse en uno o varios tramos antes o después del uniforme como resultado de cambios en la rugosidad, en la pendiente, en las dimensiones de la sección, o por efecto de estructuras construidas en el cauce.

El flujo variado puede ocurrir en cualquier canal pero su tendencia será tratar de alcanzar las condiciones del uniforme en los tramos prismáticos de la conducción. Como el uniforme, el flujo gradualmente variado se produce en un canal de gasto constante y está íntimamente ligado con la pérdida por fricción, la cual es factible de valuar previamente. Es pues, un problema que se analiza con la ecuación de la energía, lo que elimina a flujos rápidamente variados, como el salto hidráulico o el espacialmente variado donde las pérdidas se valúan con el principio de cantidad de movimiento.

En el tratamiento del flujo gradualmente variado se considera que ocurren cambios relativamente pequeños del tirante en la dirección del movimiento, si se comparan con la distancia en que se producen.

Cálculo del flujo en canales no prismáticos.

Esta sección se limitará al cálculo de perfiles en cauces naturales. El perfil que se compara con el perfil medido en el modelo se obtiene de acuerdo al método llamado estándar por pasos, cuya solución requiere de iteraciones. Debido a ello, se ocupó un modelo matemático unidimensional que resuelve una bifurcación desarrollado por Jiménez y Domínguez (2002).

Al tratarse de un río, la parte de interés se divide en una serie de tramos como se muestra en la fig 4.1. De este modo se miden la ubicación y la elevación de las secciones así como la longitud de cada tramo. También conviene contar con los

elementos geométricos e hidráulicos A , P , R_h (área hidráulica, perímetro mojado y radio hidráulico respectivamente) de las secciones medidas para distintos valores del nivel h del agua.

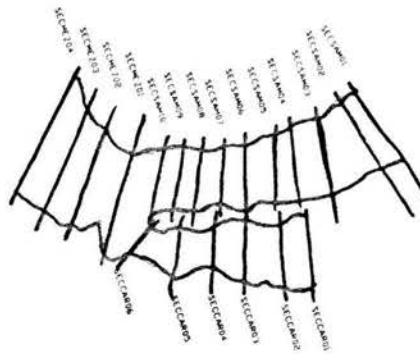


Fig 4.1. Secciones definidas para los cálculos.

Para esta bifurcación en la que hay dos canales de sección y pendiente distintas, se resuelve el problema simulando dos canales en paralelo.

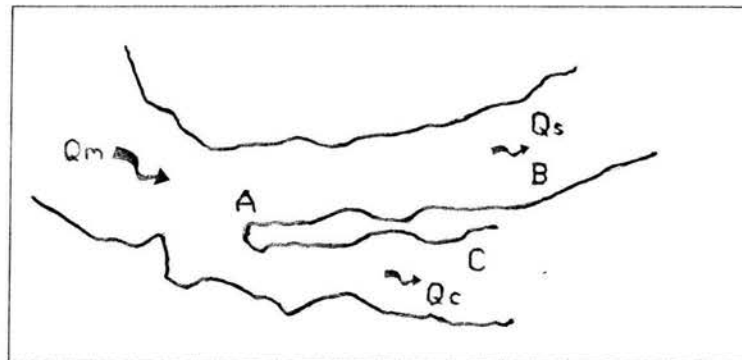


Fig 4.2. Esquema propuesto para cálculos.

Sea $Q_m = Q_s + Q_c$; donde Q_m es el gasto en el cauce del río Mezcalapa; Q_s es el gasto sobre el río Samaria y Q_c el gasto sobre el río Carrizal.

El flujo gradualmente variado queda influenciado por las condiciones de frontera en los puntos A o B y C, según el régimen. Como en el modelo se presenta el subcrítico, el cálculo se realiza en dirección contraria al flujo, partiendo de alguna sección conocida aguas abajo con un nivel de agua. Para continuar el cálculo hasta A, se sigue a lo largo de los ramales correspondientes a los ríos Samaria y Carrizal, pero debe conocerse la distribución correcta Q_c y Q_s debiendo cumplirse con la ecuación de continuidad y también la igualdad de los niveles de energía.

$$H_{As} = H_{Ac} \quad (4.1)$$

Donde H_{AS} y H_{AC} son las elevaciones de la línea de energía del agua en A, la primera calculada con Q_s y siguiendo el canal del Samaria, la segunda con Q_c siguiendo el canal del Carrizal.

El gasto en cada canal se conoce siguiendo un procedimiento de iteraciones que puede resumirse en los pasos que se presentan en seguida:

1. Se escoge un valor preliminar Q_s . El gasto en el otro canal debe ser $Q_c = Q_m - Q_s$.
2. Se calcula el perfil del flujo y la elevación de la línea de energía H_{AS} con el gasto Q_s elegido siguiendo el método estándar por pasos a lo largo del canal.
3. En la misma forma se calcula H_{AC} a lo largo del Carrizal utilizando Q_c del paso 1.
4. Si el valor de Q_s es el correcto, se debe satisfacer la ec (4.1). En caso contrario se regresa al paso 1 hasta satisfacer dicha ecuación.

Como se menciona en el paso 2, los cálculos se realizan con el método estándar por pasos que se describe en seguida.

Método estándar por pasos

El esquema con el que se trata cualquier tramo en un canal no prismático se muestra en las fig 4.3.

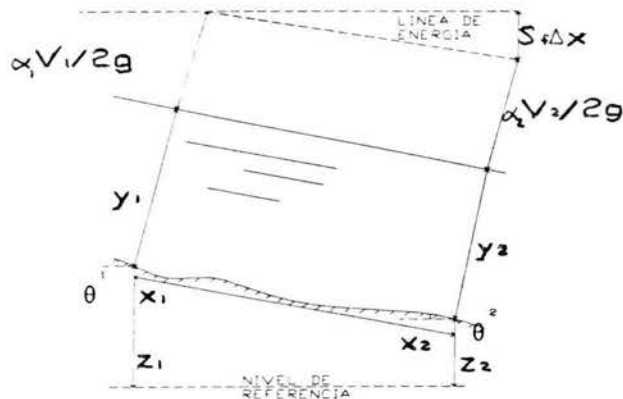


Fig 4.3. Componentes de ecuación de la energía.

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2:

$$z_1 + y_1 \cos \theta_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos \theta_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (4.2)$$

ó

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \quad (4.3)$$

Donde H es el nivel de la energía en cada sección respecto del mismo plano de referencia y h_f la pérdida por fricción. h_e es la pérdida local por cambio de sección. Para los cálculos la pérdida h_e no se calcula dejando en función de la n de Manning la magnitud de las pérdidas. Al coeficiente α en la ec (4.2) se le asigna un valor igual a 1.

La pérdida por fricción h_f es la más importante; se calcula con la longitud del tramo y la pendiente media representativa, es decir:

$$h_f = \frac{1}{2} (x_2 - x_1) (S_{f1} + S_{f2}) \quad (4.4)$$

Donde S_{f1} y S_{f2} se determinan en cada sección con el coeficiente de Manning medio del tramo con la ecuación

$$S_{fi} = \left(\frac{V_i n_i}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (4.5)$$

Al sustituir la ecuación correspondiente a las pérdidas, la de la energía se convierte en

$$z_1 + y_1 \cos \theta_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos \theta_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{2} (x_2 - x_1) (S_{f1} + S_{f2}) \quad (4.6)$$

Esta es una ecuación algebraica no lineal con la que se puede determinar el tirante en alguna de las dos secciones cuando se conoce el de la otra. Para su solución se emplea un procedimiento de iteraciones apoyado en la técnica de convergencia de Newton-Raphson. Para la solución se considera conocido H_{i+1} y desconocido H_i estableciéndose la función

$$H_e = H_{i+1} + h_f - H_i \quad (4.7)$$

Función que depende del tirante y_i y que debe ser igual a cero al terminar las iteraciones. De acuerdo al método elegido la ec (4.7) se deriva con respecto de y_i obteniendo:

$$\frac{dH_e}{dy_i} = \left[1 - F_i^2 \right] \cos \theta - (x_i - x_{i+1}) \left[\frac{5 T_i}{3 A_i} - \frac{2}{3 P_i} \frac{dP_i}{dy_i} \right] S_{fi} \quad (4.8)$$

Donde $F_i^2 = \alpha_i Q^2 T_i / (g A_i^3 \cos \theta)$ es el número de Froude en la sección i y $T_i = dA_i/dy_i$.

Si el canal es natural se asume que $dP_i/dy_i = 0$ en la ec (4.8). A continuación se expone el procedimiento estándar por pasos para calcular el perfil hidráulico.

1. Se calcula H_{i+1} y después S_{i+1} con las condiciones de frontera conocidas.
2. Se estima un valor inicial de y_i . Dato que se sustituye en la ec (4.1) y se obtiene el valor inicial de la velocidad. Con $A_i = Q/V_i$ se obtiene $(y_i)_0$.
3. Se calculan A_i , P_i , R_{hi} , S_{fi} y H_i , con el valor estimado de y_i y con la geometría de esa sección.
4. Se determina H_e de la ec (4.7) y su valor absoluto se compara con la tolerancia elegida. Si $|H_e| \leq \text{TOL}$, y_i es el valor final en la sección i . En caso contrario, se sigue con el paso 5.
5. Se calculan T_i , F_i y el valor de dH_e/dy_i de la ec (4.8).

Un valor más preciso de y_i para la siguiente iteración se obtiene de la ec (4.9) y se repiten los pasos 3 y 4 hasta lograr la tolerancia deseada.

$$(y_i)_{k+1} = (y_i)_k - \left(\frac{H_e}{dH_e/dy_i} \right)_k \quad (4.9)$$

Repitiendo la secuencia descrita en los párrafos anteriores se obtuvieron los perfiles hidráulicos que se muestran en seguida.

IV.2.2 Comparación de perfiles

Las cotas medidas en cada brazo del modelo para la prueba 8, así como los cálculos de perfiles en la bifurcación se muestran en la fig 4.4.

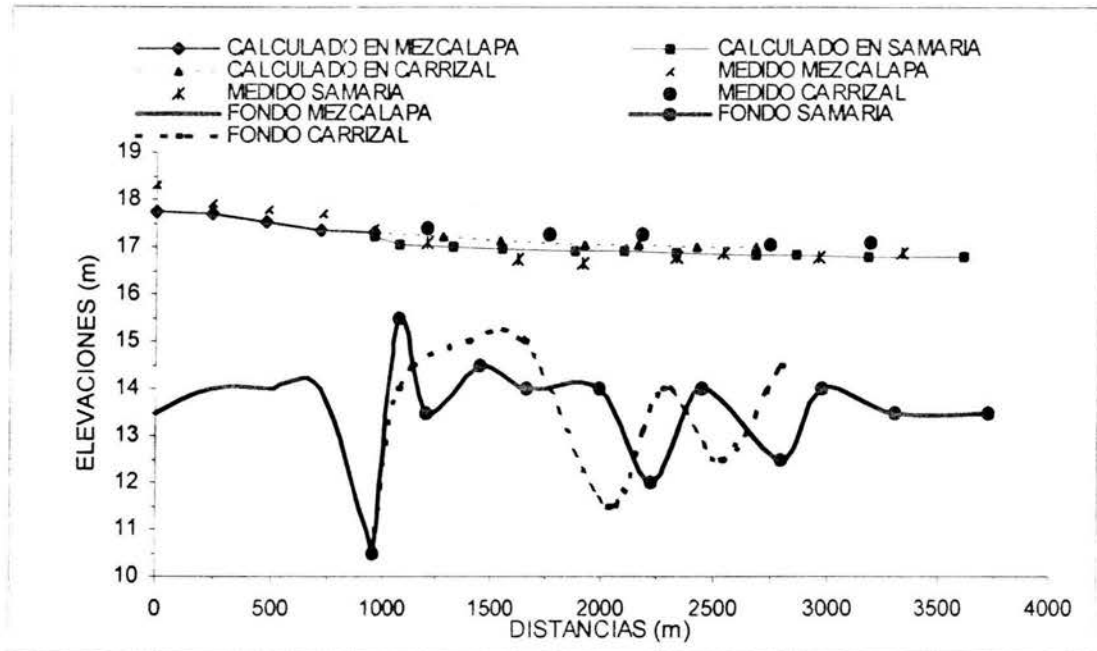


Fig 4.4. Comparación de perfiles.

Para calibrar la rugosidad del modelo, se hacen cálculos con distintos valores de n hasta lograr reproducir la distribución de caudales y los perfiles lo mejor posible. Se recuerda que en este tipo de modelos la rugosidad es la única variable libre si se dan las condiciones de frontera apropiadas aguas arriba y aguas abajo. En este estudio se emplearon las cotas del agua en la zona de aguas debajo de cada brazo del modelo como se describe en la sección anterior.

El valor de la n de Manning resultante en el prototipo es de $n=0.040$ en la mayoría del cauce y $n=0.050$ en la zona de la tarraja 11 a la entrada del Samaria. Por lo que el modelo es mucho más rugoso que el prototipo que posee una $n=0.026$ según Berezowsky y Jiménez (1993). Con la escala de líneas seleccionada la rugosidad en el modelo debería ser de $n=0.011$, y la que resulta es de 0.017 . Lo anterior se debe a las dificultades para proporcionar el acabado necesario del modelo.

En la gráfica de la fig 4.4 se observan diferencias entre los valores medidos y los calculados. Debemos tener presente que todas las mediciones están sujetas a cierto grado de error. Una causa de error al tomar lecturas de los microestadales es el paralelaje, definido como el corrimiento aparente de la posición de un objeto cuando se le mira desde diferentes ángulos. Por otro lado, en las zonas de la superficie libre del líquido, actúa la tensión superficial. Este fenómeno produce un

Ya definida la malla el programa requiere los datos topográficos de la región, la rugosidad, las condiciones de frontera y la traza de la superficie libre del agua. Esta es muy importante pues en general, en muchos modelos matemáticos se ocupa para suponer la forma de la zona inundada. En la fig 4.5 se observa que esta malla permitió declarar las celdas en las que se realizarían cálculos, marcando con cero las zonas secas y con uno toda la parte en la que se presenta flujo. En ríos de zonas planas la traza del agua cambia con el caudal, una mala apreciación de ella provocaría errores importantes, lo que no sucede en ríos encañonados.

De los datos topográficos, cada una de las celdas tiene una elevación correspondiente a su ubicación. Esta información tuvo que ser rotada 30 grados antes de ingresarla al programa para simular una entrada del flujo normal a la frontera de aguas arriba.

Para la rugosidad, se asignó a cada celda una $n=0.040$, valor obtenido en el cálculo de perfiles.

Al programa se le establecen como condiciones iniciales que las velocidades son nulas, y por consiguiente un mismo nivel del agua. Este nivel es la condición de frontera de aguas abajo y se tomó para ambos brazos la elevación del río Carrizal (17.13m) medida en el modelo. Un hidrograma rectangular con un pico en 1000 m^3/s fue la información en la frontera de aguas arriba.

Los resultados que se observan en la fig 4.6b se obtuvieron después de realizar una segunda corrida del programa, en la que se proporcionó la elevación del río Samaria, completando de esta forma las condiciones en el límite de aguas abajo, además de sustituir las velocidades iniciales por aquellas que se obtuvieron como resultado en la primer corrida. En este último cálculo también se cambió la condición en el límite de aguas arriba, esta vez considerando un gasto constante de 1000 m^3/s . El objetivo de esta corrida fue el de buscar que se estableciera el flujo y evitar los errores ocasionados por la variación de los niveles en la frontera de aguas abajo.

En la fig 4.6a se pueden ver las tres zonas en las que se presentan las líneas de corriente principales, trayectorias utilizadas en el cálculo de velocidades. En la fig 4.6b se observa la comparación de los campos de velocidades.

Al correr el programa se presentaron errores debido a que las elevaciones en algunas partes dentro de la traza fueron mayores al tirante en esa sección. La solución consistió en cambiar esa elevación por el valor de la celda más cercana, hasta que no se repitiera el problema.

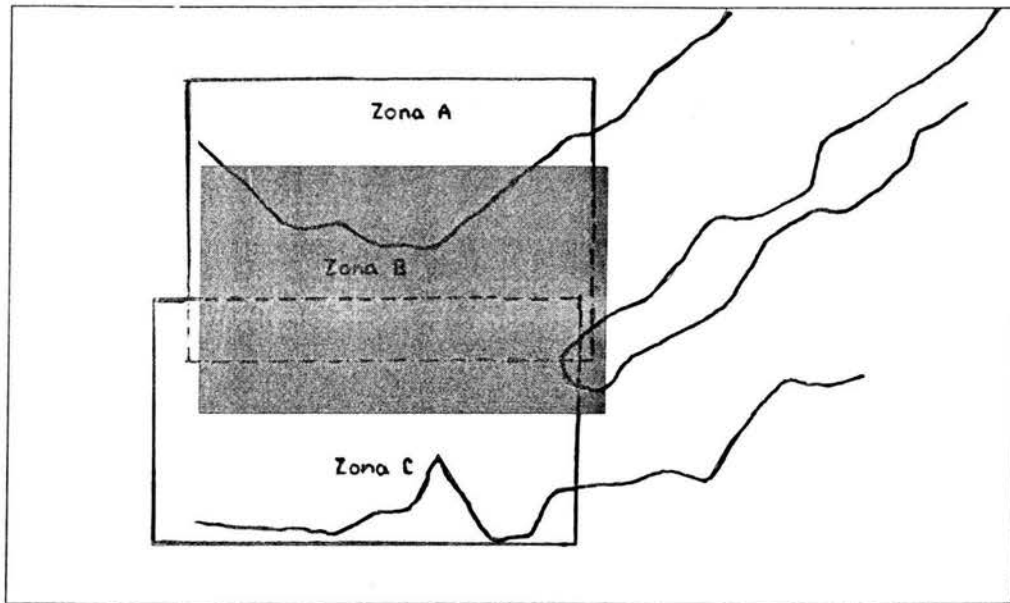
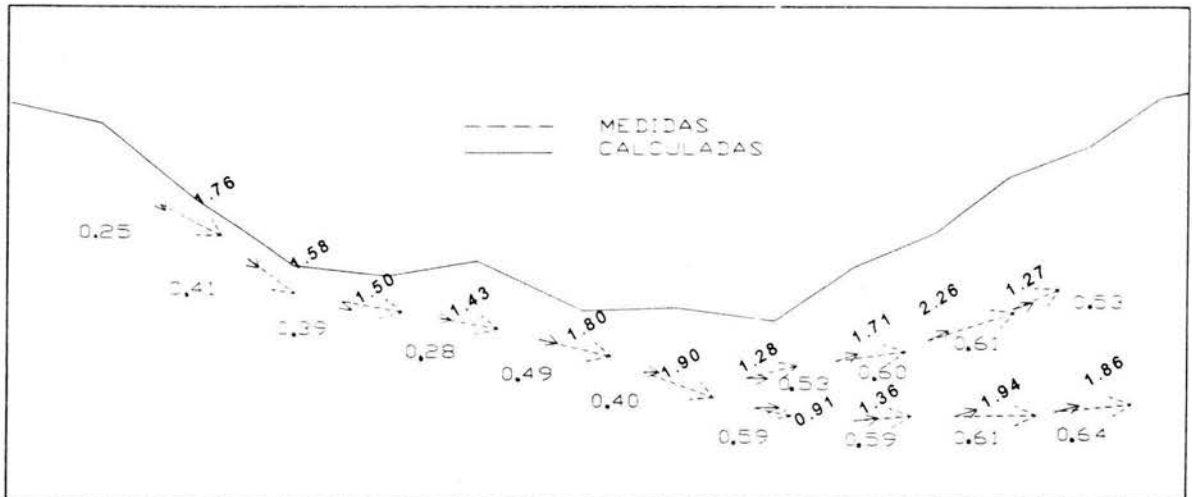
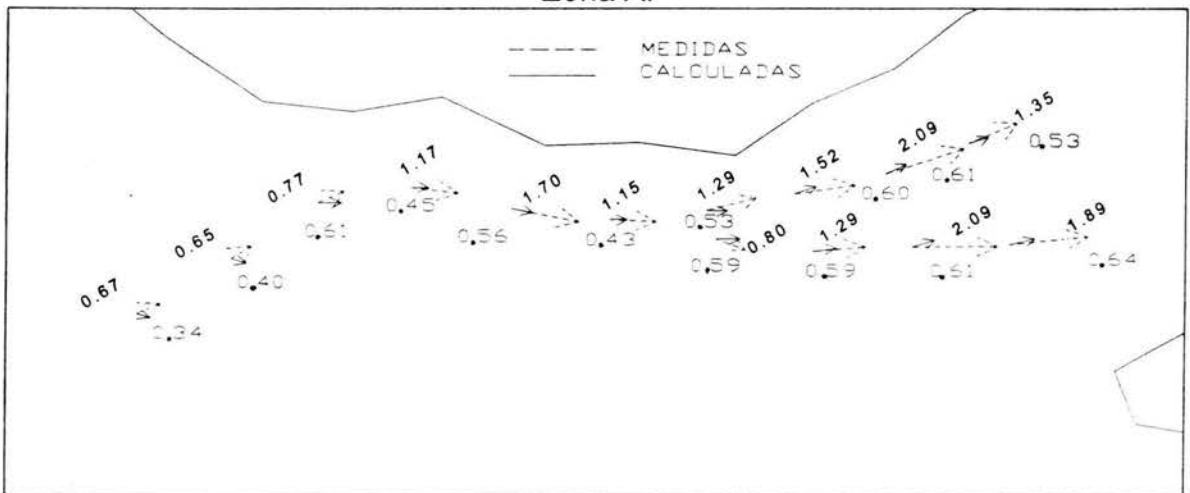


Fig 4.6a. Ubicación de las zonas para el cálculo de velocidades.

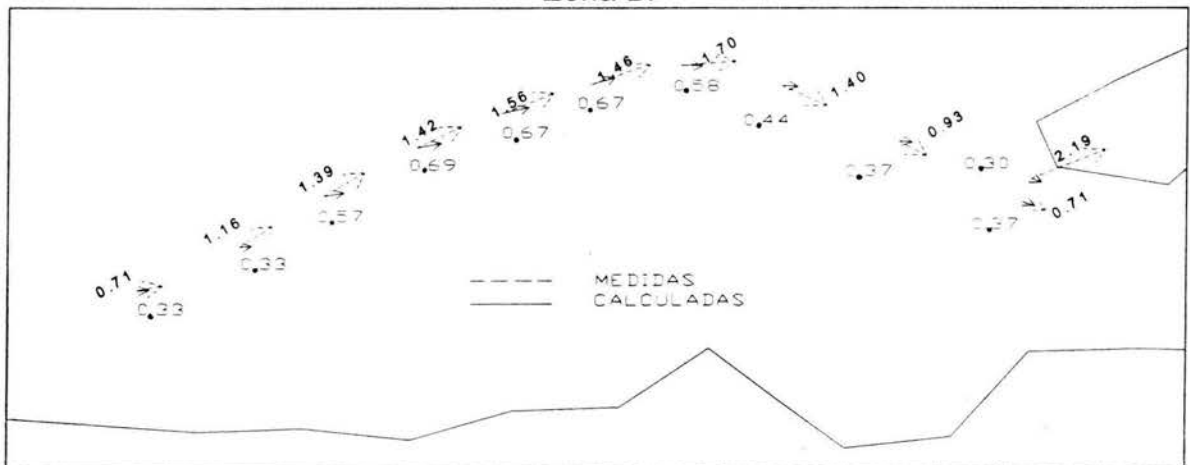
Las velocidades calculadas son visiblemente mas pequeñas a las medidas. Lo anterior se debe a que estas pruebas son preliminares, el modelo numérico se encuentra en desarrollo y esta siendo perfeccionado por su autor. También, las velocidades medidas en el modelo se realizaron en la superficie libre del agua, las calculadas representan la velocidad media, esta velocidad es menor a la que se presenta en la superficie. En las velocidades medidas también encontramos errores debidos al ya comentado efecto de paralelaje.



Zona A.



Zona B.



Zona C.

Fig 4.6b. Campo de velocidades. Los valores numéricos inclinados son los medidos en el modelo; los calculados con orientación horizontal. Todos los valores en m/s.

CONCLUSIONES

Se describen mediciones en el modelo hidráulico de fondo fijo de la bifurcación del río Mezcalapa-Samaria-Carrizal.

En ellas podemos observar que las mediciones de cotas del agua a lo largo de los tres brazos al ser comparadas con los perfiles unidimensionales obtenidos con el modelo numérico presentan buena concordancia. Lo anterior fue posible después de proponer diversos valores del coeficiente de rugosidad.

También se incluye la traza de la superficie libre del agua, indispensable para los modelos numéricos al representar la zona inundada.

Al comparar el campo de velocidades encontramos que las diferencias entre los resultados experimentales y los analíticos son apreciables. La distribución vertical de velocidades indica que la velocidad media es menor que la velocidad en la superficie, sin embargo, estas diferencias no se deben por completo a esta razón. El grado de error en las mediciones representa otro tanto en estas desigualdades en los resultados. Las pruebas realizadas fueron las primeras en las que los resultados obtenidos con el modelo numérico se compararon con las obtenidas del modelo físico. El modelo matemático se encuentra aún en etapa de prueba y validación.

Estas mediciones forman parte de un banco de datos para calibrar modelos matemáticos de flujo bidimensional en desarrollo.

En el difícil trabajo con un modelo físico se debe tener mucho cuidado a la hora de tomar las lecturas, y más cuando se trabaja en un modelo de dimensiones tan grandes como en este caso. Estos cuidados deben extenderse desde la construcción del modelo, ya que errores que a veces pueden parecer insignificantes son arrastrados y al irse acumulando, provocan que lo observado difiera de lo calculado.

REFERENCIAS

Berezowsky, M y Jiménez, A.A, (1993), Cálculo de perfiles en ríos de fondo arenoso con métodos de resistencia al flujo de hidráulica fluvial, Series del Instituto de Ingeniería, No. 557,137pp, UNAM, México.

CENAPRED (2000), Evaluación del impacto económico de las inundaciones ocurridas entre septiembre y octubre de 1999 en el estado de Tabasco, abril, México.

Franco, V, Fuentes, O, Gracia, J, Sánchez J, (2001), Terminación del modelo físico del río Mezcalapa en la bifurcación del río Carrizal-Samaria en el estado de Tabasco (Informe final), Series del Instituto de Ingeniería, No. 396,19pp, UNAM, México.

BIBLIOGRAFÍA

Jiménez, AA y Domínguez, R (2002), Modelo Matemático para tránsito de avenidas con aplicación al sistema de drenaje de la zona oriente del Valle de México, Series del Instituto de Ingeniería No. CCI-23, 75pp, UNAM, México.

Mendoza, A, (2004), Modelo de flujo bidimensional de fondo móvil de la bifurcación Mezcalapa Samaria Carrizal, Tesis de maestría, Posgrado en Ingeniería Civil, en preparación.

Sotelo, G, (2002), Hidráulica de canales, Facultad de Ingeniería, 836pp, UNAM, México.

AGRADECIMIENTOS.

Dedico este trabajo, y al mismo tiempo agradezco a mi familia por el simple hecho de ser mi familia y estar en ese lugar que es tan especial y difícil de describir.

Agradezco a la Facultad de Ingeniería y principalmente, a aquellos que hicieron posible mi acercamiento al Instituto de Ingeniería: Maestro Franco, Dr. Berezowsky y Dr. Jiménez, quienes me han transmitido un poco de su gran conocimiento con gusto y mucha paciencia.

A los amigos de esta etapa de mi vida, gracias por permitirme su compañía.