



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO COATÁN EN LA ZONA DE TAPACHULA, CHIAPAS, MÉXICO

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

P R E S E N T A :

ANA MARÍA LÓPEZ OCHOA

TUTOR:

DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO



Ciudad Universitaria, México D. F., Junio de 2008

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ
Secretario: M. I. VÍCTOR FRANCO
Vocal: DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO
1^{er}. Suplente: DR. A. ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA
2^{do}. Suplente: DR. HERMILO RAMÍREZ LEÓN

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO

TABLA DE CONTENIDO

I	INTRODUCCIÓN	¡Error! Marcador no definido.
I.1	ANTECEDENTES	¡Error! Marcador no definido.
I.2	OBJETIVO	¡Error! Marcador no definido.
I.3	DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO	¡Error! Marcador no definido.
II	INFORMACIÓN	¡Error! Marcador no definido.
II.1	IMÁGENES DE SATÉLITE	¡Error! Marcador no definido.
II.2	TOPOGRAFÍA	¡Error! Marcador no definido.
II.2.1	Modelo Digital de Elevaciones (MDE)	¡Error! Marcador no definido.
II.2.2	Secciones Transversales	¡Error! Marcador no definido.
II.3	HIDROLOGÍA	¡Error! Marcador no definido.
II.4	SEDIMENTOS	¡Error! Marcador no definido.
III	BASE TEÓRICA	¡Error! Marcador no definido.
III.1	HIDRODINÁMICA	¡Error! Marcador no definido.
III.2	FLUJO DE BARROS Y ESCOMBROS	¡Error! Marcador no definido.
III.2.1	Generación	¡Error! Marcador no definido.
III.2.2	Desarrollo del flujo	¡Error! Marcador no definido.
III.2.3	Depósito	¡Error! Marcador no definido.
III.2.4	Concentración de sedimentos	¡Error! Marcador no definido.
III.2.5	Reología	¡Error! Marcador no definido.
III.2.6	Clasificación	¡Error! Marcador no definido.
III.2.7	Tipos de flujo de barros y escombros	¡Error! Marcador no definido.
III.3	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ARENOSOS	¡Error! Marcador no definido.
III.3.1	Fórmula de Meyer – Peter y Müller	¡Error! Marcador no definido.
III.3.2	Método de Engelund - Hansen	¡Error! Marcador no definido.
IV	SIMULACIONES NUMÉRICAS	¡Error! Marcador no definido.
IV.1	CONDICIONES TOPOGRÁFICAS PREVIAS A STAN	¡Error! Marcador no definido.
IV.1.1	Gasto base	¡Error! Marcador no definido.
IV.1.2	Gasto de 2005 (Stan)	¡Error! Marcador no definido.
IV.1.3	Gasto de diseño (agua clara)	¡Error! Marcador no definido.
IV.1.4	Gasto de diseño (barros y escombros)	¡Error! Marcador no definido.
IV.2	REVISIÓN DE LA RECTIFICACIÓN	¡Error! Marcador no definido.
IV.2.1	Gasto base	¡Error! Marcador no definido.
IV.2.2	Gasto de diseño (agua clara)	¡Error! Marcador no definido.
IV.2.3	Gasto de diseño (barros y escombros)	¡Error! Marcador no definido.

IV.2.4	Cálculo en detalle del Puente Coatán	¡Error! Marcador no definido.
IV.2.5	Tendencias de erosión y depósito	¡Error! Marcador no definido.
V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	¡Error! Marcador no definido.
VI	REFERENCIAS	¡Error! Marcador no definido.
Apéndice A.1 SECCIONES TRANSVERSALES		
Apéndice A.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO FLO-2D		
Apéndice A.3 NOTACIÓN DE VARIABLES		

RESUMEN

Se presenta un estudio hidráulico del Río Coatán en el tramo localizado en la ciudad de Tapachula, Chiapas. La cuenca del río presenta pendientes relativamente altas, lo que genera gran cantidad de transporte de material sólido tanto arenoso como cohesivo.

Se analiza el comportamiento del cauce para dos condiciones topográficas. En la primera condición, se considera la topografía previa a la avenida generada por el paso del huracán Stan en 2005 y en la segunda, se revisa la rectificación del cauce construida entre 2005 y 2007, lo que incluye la limpieza del cauce, los bordos de protección y los tres nuevos puentes. El estudio se efectúa para gastos máximos, tomando en cuenta flujos con agua clara y con concentraciones de sedimento.

El análisis se efectúa empleando el modelo matemático FLO-2D, que permite simular flujo de lodos, llanuras de inundación, zonas urbanas y estructuras como puentes o alcantarillas.

El modelo se valida mediante la comparación de la superficie de inundación calculada con la obtenida, para 2005, de un estudio de imágenes históricas del río Coatán. Las simulaciones proporcionan resultados consistentes con lo esperado.

Se estiman también las tendencias de erosión y depósito en el cauce rectificado mediante un modelo de fondo móvil elaborado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO COATÁN, EN LA ZONA DE TAPACHULA, CHIAPAS, MÉXICO

I INTRODUCCIÓN

El municipio de Tapachula esta situado en el extremo sur del Estado de Chiapas, México, en la región socioeconómica del Soconusco de la cual es sede regional. Limita al Norte con el Municipio de Motozintla; al Noroeste con la República de Guatemala; al Oriente con los Municipios de Cacahoatán, Tuxtla Chico, Frontera Hidalgo y Suchiate; al Sur con el Océano Pacífico y al Poniente con los Municipios de Tuzantán, Huehuetán y Mazatán. Su extensión territorial es de 857 km² y representa el 1.2% de la superficie del estado. El clima es cálido-húmedo con una temperatura media anual de 26.2 °C, registrándose la temperatura más alta de 27.6 °C en el mes de abril. El período de lluvias se extiende de mayo a octubre sobre todo el municipio, la precipitación media anual es de 2503 mm, siendo mayor en el mes de septiembre.

Según el INEGI, la población total del municipio en el año 2000 era de 271,674 habitantes, lo que representa un 41% de la regional y 7% de la estatal. En el período comprendido de 1990 al 2000, se registró una tasa media anual de crecimiento poblacional del 2%. La dinámica demográfica municipal en este lapso presentó un incremento de 49,300 habitantes; de continuar con esta tendencia la población se duplicará en aproximadamente 34 años; para entonces habrá alrededor de 550,000 habitantes. La población total del municipio se distribuye de la siguiente manera: 72% vive en 4 localidades urbanas, mientras que el 28% restante reside en 489 localidades rurales, que representan 99.2% del total de las localidades que conforman el municipio. El 1.4% de su población total proviene de otros estados y el 2.8% emigró de Chiapas en el período 1990-2000. La inmigración es del 3.6% y proviene

principalmente de otro país y del Distrito Federal, Veracruz y México (INEGI, 2000). La ubicación del municipio tiene importancia regional e incluso nacional, debido a que se encuentra cerca de la ciudad fronteriza de Puerto Madero y posee una intensa actividad económica comercial, agropecuaria y de exportación de productos, principalmente en el ramo agrícola.

La cabecera municipal es la ciudad de Tapachula, misma que se localiza entre las coordenadas: 14° 32' y 15° 42' de latitud Norte y 92° 05' y 93° 10' de longitud Oeste, con una altitud entre 140 a 190 metros sobre el nivel del mar. Está asentada en una zona semiplana, con algunos barrancos y lomeríos, y con una pendiente promedio de 1.5%. Ocupa parte de la Sierra Madre y parte de la Llanura Costera del Pacífico, presentando un relieve muy variado. Es atravesada por tres ríos y un canal con rumbo norte sur: el río Texcuyupán con 12.2 km, el río Coatán con 11.5 km, el río Manga de Clavo ó Triplillo con 4.5 km y el canal conocido como Coatancito de 7.6 km. Estas corrientes, sumadas a los escurrimientos que bajan por las cañadas en época de lluvia, arrastran sedimentos, basura y otros materiales hacia las partes bajas. En la Figura I.1 se muestra la localización del sitio.



Figura I.1 Localización del sitio de estudio

I.1 ANTECEDENTES

El área costera donde se ubica la ciudad de Tapachula es una zona de presencia continua de huracanes, que han afectado con frecuencia a la población, sus actividades y la infraestructura de la región. Respecto a este tipo de eventos meteorológicos, podemos referirnos a un estudio del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), elaborado en el año 2007 (Vázquez et al., 2007), donde se hace un recuento de los huracanes que han impactado sobre esta área (Tabla I.1).

Tabla I.1 Huracanes que han afectado a la costa de Chiapas

Huracán	Mes/año
Adriana	1960
Gilberto	1988
Diana	1990
Roxana	1994
Cesar-Douglas	1996
Paulina y Rick	Octubre, 1997
Match	Octubre, 1998
Keith	Octubre, 2000
Iris y Dalila	2001
Isidoro	2003
Stan	Octubre, 2005

En los últimos años, destacan los eventos de 1998 y 2005 que causaron graves daños en la entidad, ocasionando la pérdida de infraestructura como puentes y carreteras, y concretamente en octubre de 2005 la destrucción de viviendas. De acuerdo con información recolectada por el periódico La Jornada del 6 de octubre de 2005, el huracán Stan provocó el desbordamiento de varios ríos que dejaron incomunicadas las regiones Costa, Sierra y Soconusco, además de la pérdida de 2 mil 200 viviendas, 32 municipios inundados, 40 mil damnificados, 22 deslaves en carreteras y 20 puentes derrumbados. En la ciudad de Tapachula, los principales daños fueron causados por el desbordamiento del río Coatán. El Sistema Estatal de Protección Civil (SEPC) reporta, que el desbordamiento del río y del canal Coatancito ocasionó la muerte de seis personas y la inundación de 10 colonias populares. Según testimonios de la población (El Universal, 3 de noviembre de 2005), el río Coatán se extendió medio kilómetro de ancho y abrió nuevos cauces en pocos minutos; dejando a su paso “grandes rocas, arena y troncos de árboles”. Las autoridades municipales, estimaron que el río creció 12 veces su tamaño original. Otros testigos señalan que la corriente transportaba altas concentraciones de sedimentos, basura y vegetación, Figura I.2 y Figura I.3.

Una problemática importante en la región es la comunicación terrestre. La topografía de la zona (la Sierra de Chiapas se encuentra a 50 km al norte de Tapachula) ha condicionado que las principales carreteras se hayan establecido de oriente a poniente, puesto que las vías de norte a sur son poco accesibles debido a su sinuosidad y fuertes pendientes. Esto ocasiona, que daños a los puentes de las carreteras principales (costeras) aislen la zona. En la ciudad de Tapachula, durante el evento de 2005 se dañaron dos puentes urbanos (Puentes Coatán, Figura I.4, y Flamboyanes, Figura I.5), un puente carretero (Puente Libramiento, Figura I.6) y un ferroviario. Lo que dejó a la población incomunicada con el resto del país y dividida por el río alrededor de 15 días, sin abasto ni energía eléctrica.

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) diseñaron y llevaron a cabo trabajos de limpieza, dragado del material depositado en el cauce y la rectificación del río, durante los años de 2005 a 2007. Estos trabajos incluyeron la remoción de escombros en las colonias afectadas, ubicadas sobre las riveras del río, así como la construcción de bordos de protección y nuevos puentes (Figura I.7 a Figura I.10).



Figura I.2 Transporte de altas concentraciones de sedimento, Puente Flamboyanes (oct 2005)



Figura I.3 Material grueso y restos de vegetación que fueron arrastrados por el río, (feb 2006)

I.2 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es desarrollar un estudio hidráulico del río Coatán, considerando dos configuraciones de terreno. La primera, tomando en cuenta la topografía previa al paso del huracán Stan en octubre de 2005. Y, la segunda, considerando los trabajos de rectificación en el cauce, efectuados de 2005 a 2007. En estos trabajos, se incluye la construcción de bordos de protección, la limpieza del cauce y los tres nuevos puentes en la ciudad.

I.3 DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO

El estudio fue desarrollado mediante la simulación numérica de las condiciones antes mencionadas. Para ello se requirió de imágenes de satélite, fotografías aéreas, datos topográficos de la cuenca estudiada, así como información hidrológica y de los sedimentos; toda esta información se describe en el capítulo II. Las ecuaciones que representan la hidrodinámica del flujo, el transporte de sedimentos y el flujo de barros y escombros se anotan

en el capítulo III; además, se hace una breve descripción de las principales características y clasificación de este último tipo de flujo. En el capítulo IV se describen los parámetros empleados en los modelos, el dominio y las mallas de cálculo; así como los resultados de las simulaciones numéricas que se complementan mediante tablas y gráficos. Finalmente, en el capítulo V se dan las conclusiones y recomendaciones que surgieron del análisis de resultados. Se incluyen, además, tres apéndices.



Figura I.4 Restos del Puente Coatán después de la avenida de octubre de 2005



Figura I.5 Zona en que se localizaba el Puente Flamboyanes (nov 2005)



Figura I.6 Zona en que se localizaba el Puente Libramiento y el ferroviario (nov 2005)



Figura I.7 Nuevo Puente Coatán y puente provisional (nov 2005)



Figura I.8 Nuevo Puente Coatán (feb 2006)



Figura I.9 Bordos de protección y cauce rectificado, Puente Coatán (2007)



Figura I.10 Nuevo Puento Flamboyanes (feb 2006)

I INFORMACIÓN

Se estudia el comportamiento del río Coatán en un tramo de 4.5 kilómetros, que comprende desde 1 kilómetro aguas arriba del Puente Coatan hasta 1 kilómetro aguas abajo del Puente Libramiento. Para lo cual, se requiere de la información que se describe a continuación.

I.1 IMÁGENES DE SATÉLITE

Se dispone de dos fotografías de referencia proporcionadas por el Instituto de Ingeniería (Berezowsky et al., 2007):

1. Una ortofoto de INEGI del año 1996 con resolución espectral de 2 x 2 metros de tamaño de pixel y escala 1:75 000. Figura I.1. Su proyección es UTM (Universal Transverse Mercator), datum IT con auxilio de un mode



Figura I.1 Ortofoto del tramo del río Coatán en estudio, 1996

2. Una fotografía aérea correspondiente a un vuelo posterior a 2005 con escala 1:25 000, Figura I.4. La imagen fue georeferenciada empleando la ortofoto de 1996. Esta imagen

requirió de un preprocesamiento por parte del Instituto de Ingeniería, para el cual se empleó el software ERDAS IMAGINE 8.7.

Las imágenes se emplearon como base para la construcción del modelo numérico, éstas sirvieron como auxilio en la localización de puentes, bordos y en la demarcación del área urbana.

I.2 TOPOGRAFÍA

I.2.1 Modelo Digital de Elevaciones (MDE)

La información de elevaciones del terreno fue procesada por el Instituto de Ingeniería (Berezowsky et al., 2007) a partir de un Modelo Digital de Elevaciones de la zona costera de Chiapas correspondiente al año 2005 (anterior a noviembre) y con resolución de 20x20 metros, Figura I.2. El procesamiento del Modelo Digital consistió en recortar el área de interés (Figura I.3), depurar los datos con asistencia de sistemas de información geográfica (SIG) como los programas Arc View (versiones 3.1 y 8.1) y CIVIL CAD, y extraer los archivos ASCII de elevaciones del terreno que requiere el programa de simulación numérica.

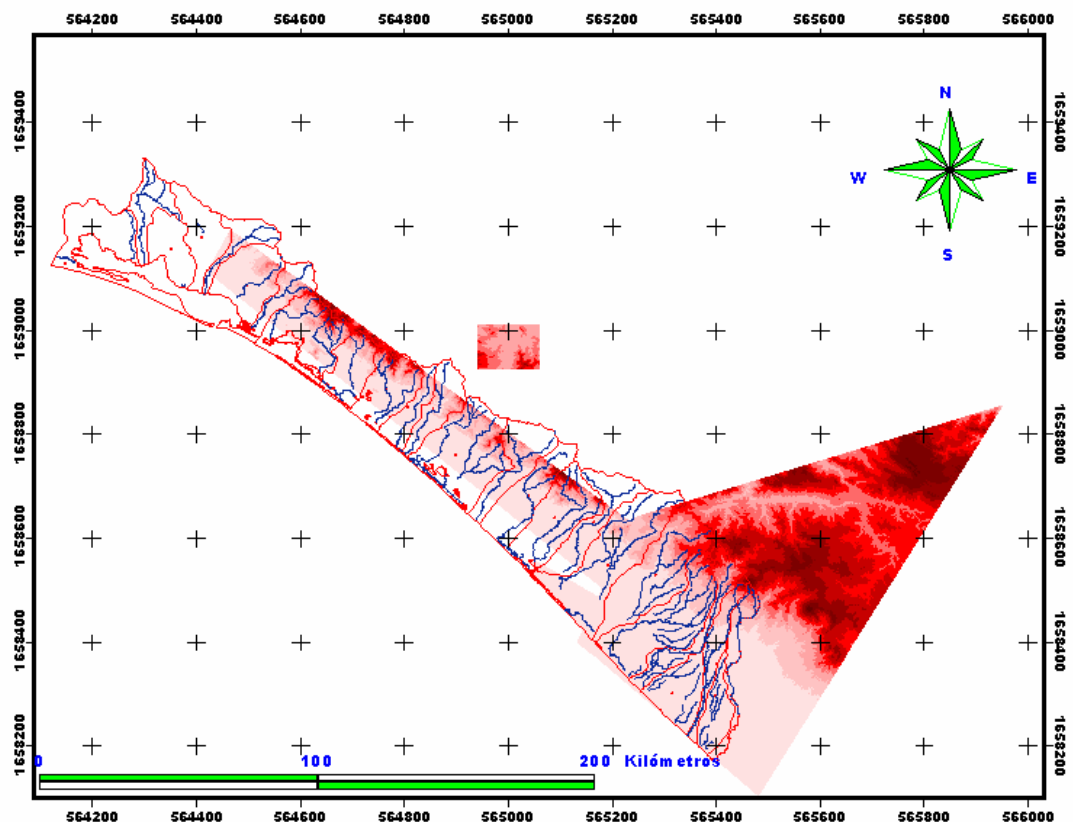


Figura I.2 Modelo Digital de la zona costera del estado de Chiapas

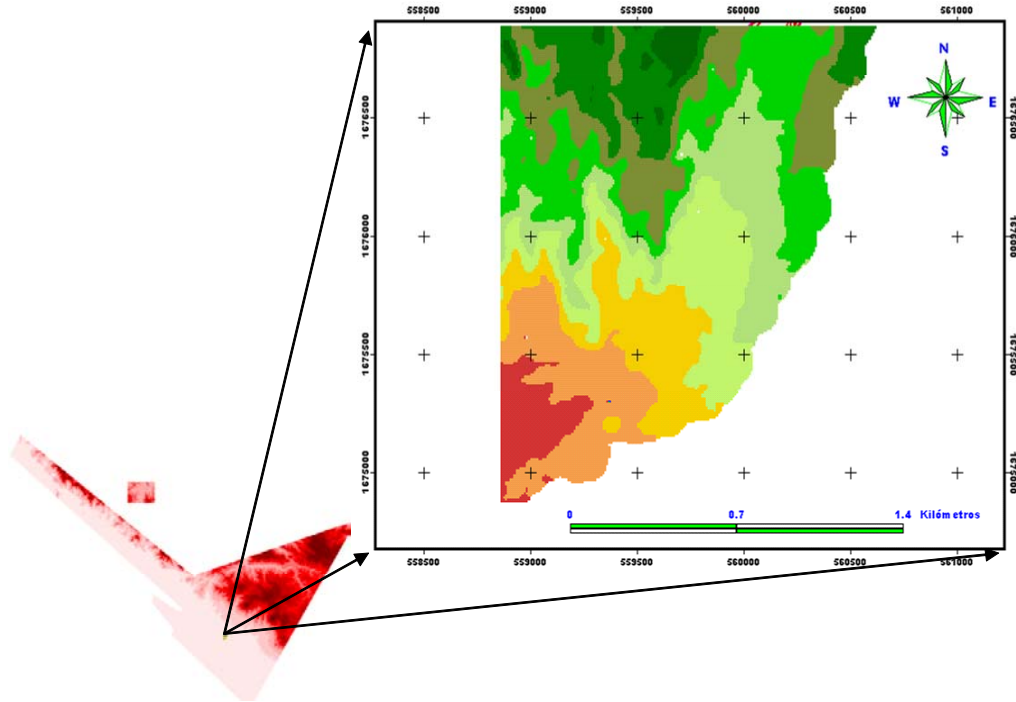


Figura I.3 Modelo Digital recortado en la zona de interés

I.2.2 Secciones Transversales

El levantamiento de secciones transversales del río Coatán, se efectuó en los primeros meses del año 2007 (Berezowsky et al., 2007). Se levantaron un total de 25 secciones a lo largo de aproximadamente 5 kilómetros siguiendo el cauce del río Coatán con una longitud variable de los cadenamamientos entre los 61 y 248 m. En la Figura I.4 se muestra el tramo de río levantado y la ubicación en planta de las secciones. Los puntos en color amarillo denotan la localización de los puentes estudiados. En el Apéndice A.1 se anexan las secciones transversales utilizadas en el modelo numérico; éstas incluyen los bordos en ambas márgenes.

Las secciones transversales se georreferenciaron con la imagen de satélite de fecha posterior a octubre de 2005, que se empleó para las simulaciones con topografía rectificadas.

I.3 HIDROLOGÍA

La cuenca del río Coatán tiene un área total de 426 km², de la cual aproximadamente el 60% se encuentra en el vecino país de Guatemala. En la Figura I.5 se muestran las elevaciones del terreno en la parte de la cuenca que se encuentra en el estado de Chiapas, y de la cual se dispone de información. Como se puede observar, se tienen elevaciones de hasta 4000 msnm en las zonas altas y de 220 msnm en las zonas bajas, muy cerca de donde se encuentra la ciudad de Tapachula. Las pendientes del terreno están entre 25 y 20% en las partes altas, 32% en el tramo medio y de 1.5% en las zonas bajas.

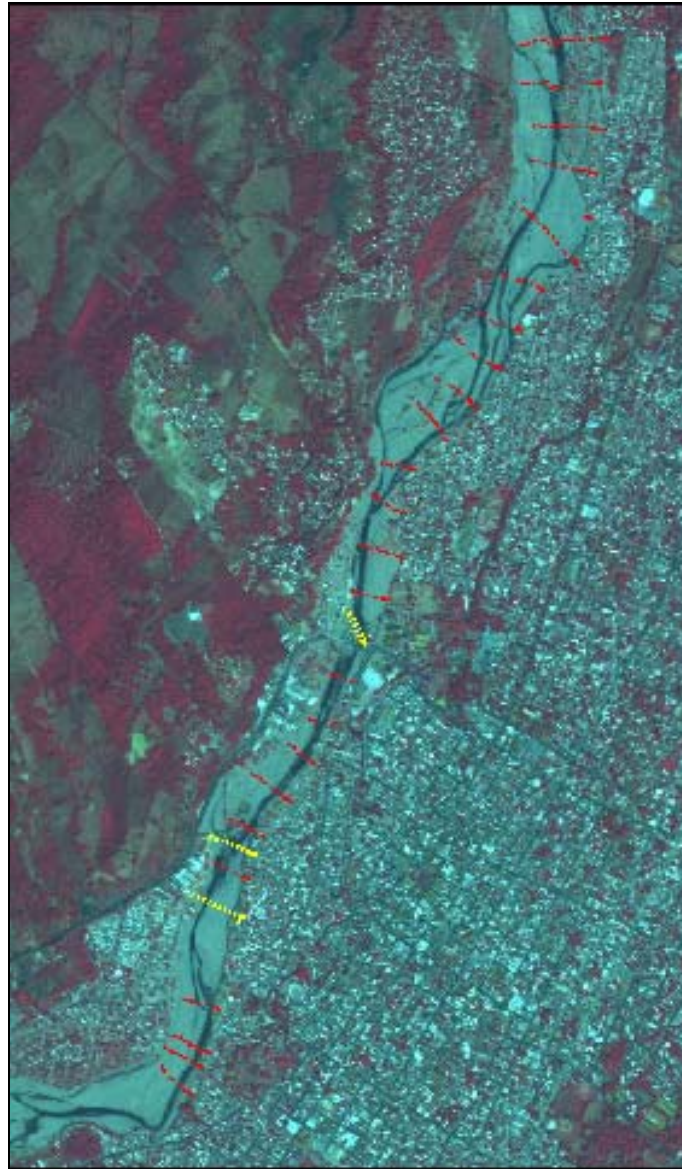
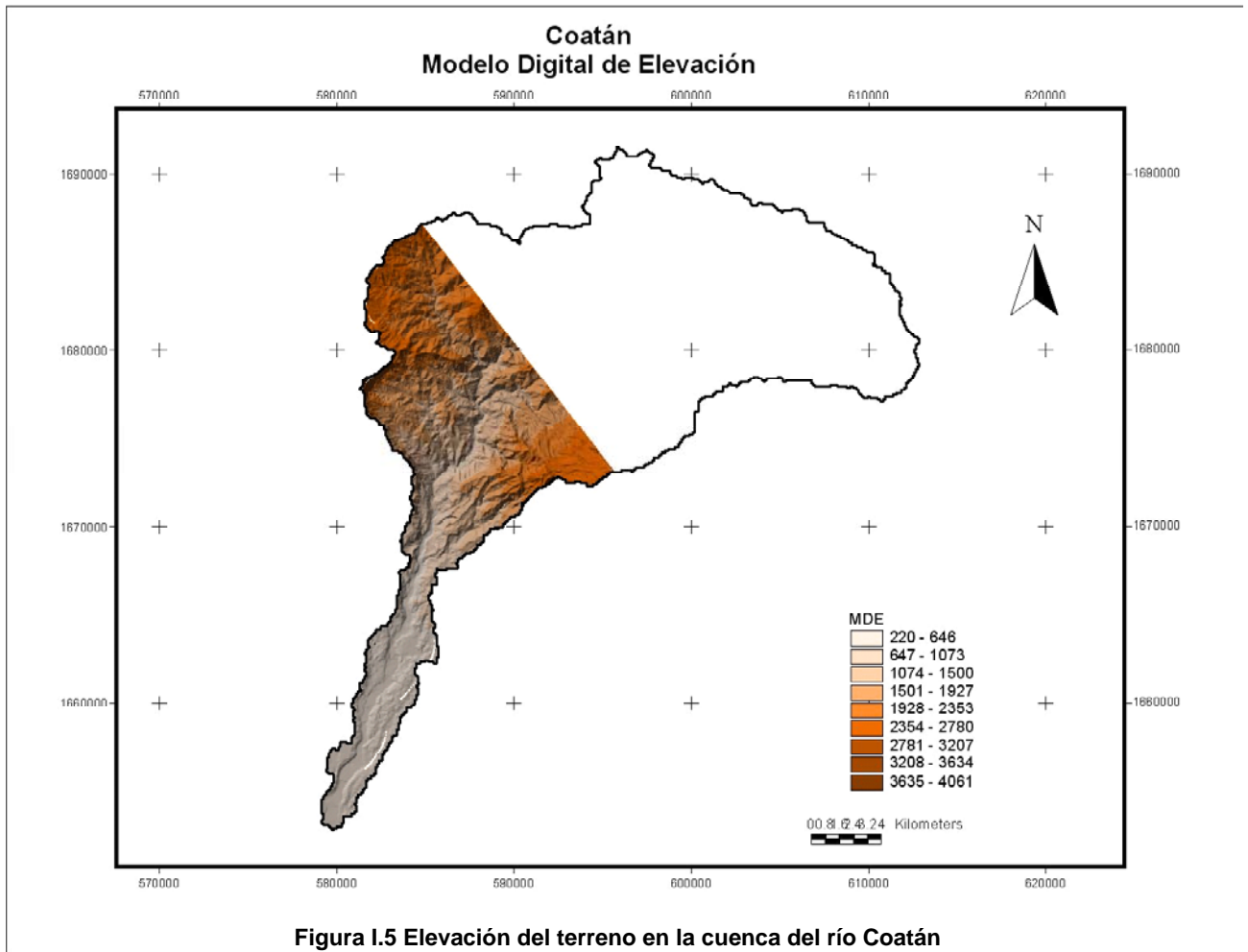


Figura I.4 Ubicación de las secciones transversales levantadas en 2007

Se dispone de un análisis regional de escurrimientos con base en los registros de 17 estaciones hidrométricas de la región hidrológica no. 23, Costa de Chiapas (Domínguez et al., 2007). Parte de la información para el análisis, se obtuvo de la base de datos BANDAS que fue complementada con datos recopilados en las oficinas de la Gerencia Regional de la Comisión Nacional del Agua, en Tuxtla Gutiérrez. Los datos que se consideran corresponden a la Estación Hidrométrica Malpaso, ubicada a 10 km aguas arriba de la zona de estudio. La información consiste en: registros originales de aforos, resúmenes de aforos, lectura de escalas y hojas de limnógrafo, ver Tabla I.1. Se hace notar que para el caso de eventos extraordinarios, como el ocurrido en octubre de 2005, no se cuenta con mediciones hidrométricas.



En el análisis, se estima el gasto correspondiente al evento de 2005, a partir de aforos hechos en fechas anteriores al 2005 y la marca de inundación del evento, registrada en secciones transversales de algunas estaciones. A los datos de aforos se ajustó una curva de tipo potencial mediante la cual se estima el gasto de 2005 correspondiente a un periodo de retorno (Tr) de 40 años. El gasto calculado es de 1959.8 m³/s.

Para obtener el gasto de diseño, se ajustó una función de distribución de probabilidad a los datos, incluyendo el de 2005. El cual se efectuó tanto a nivel individual (por estación) como regional; en la Figura I.6 se muestra el ajuste obtenido mediante una función Doble Gumbel en la estación Malpaso. El ajuste regional se empleó para estimar los gastos correspondientes a distintos periodos de retorno.

Finalmente, se recomendó un gasto de 2450.8 m³/s para un periodo de retorno de 100 años en la estación Malpaso.

Tabla I.1 Información recolectada para la estación Malpaso en el río Coatán

Años	Mes	Registro de aforo	Resumen aforo	Lec. de esc.	Limnógrafo
1982	Septiembre	X	X	X	X
1982	Octubre	X	X	X	X
1987	Julio		X	X	
1987	Agosto		X	X	X
1987	Septiembre	X	X	X	X
1988	Agosto	X	X	X	X
1988	Septiembre	X	X	X	X
1989	Septiembre	X	X	X	X
1992	Septiembre	X	X	X	X
1992	Octubre	X	X	X	X
1993	Octubre	X	X	X	X
1997	Septiembre		X	X	
1997	Octubre		X	X	
1998	Agosto		X	X	
1998	Septiembre		X	X	
1999	Agosto		X	X	
1999	Septiembre		X	X	
1999	Octubre		X	X	

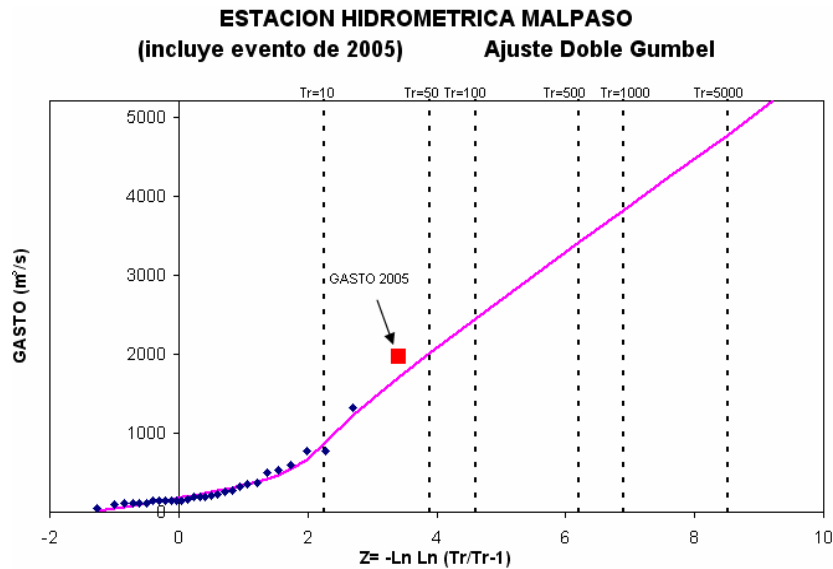


Figura I.6 Función de distribución de probabilidad para la estación Malpaso (Doble Gumbel)

I.4 SEDIMENTOS

Para los sedimentos, se emplea como referencia un estudio de pérdida de suelo elaborado por González et al. (2007). El objetivo del estudio es estimar de la pérdida de suelo en tres cuencas del estado de Chiapas, su comparación cuantitativa por la actuación de distintos eventos meteorológicos y el establecimiento de su distribución espacial.

En la elaboración del estudio se emplearon datos de usos del suelo, climatológicos, edafológicos, topográficos y de Sistemas de Información Geográfica (SIG). El cálculo de la pérdida de suelo se llevó a cabo a través de la ecuación universal de pérdida de suelos (EUPS). La EUPS es una formulación empírica, en la que los parámetros no tienen realidad física, y se trata de interpretar los mecanismos erosivos por sus causas y efectos. No considera la erosión en cárcavas, ni estima el transporte de sedimentos en cauces. La ecuación es la siguiente:

$$A_s = R K L S C_u P \quad (1.1)$$

donde A_s es el promedio anual de pérdida de suelo (ton/ha/año), R es el factor de erosividad de la lluvia (MJ mm / ha hr / año), K es el factor de erosionabilidad del suelo (ton hr / MJ mm), L es el factor de longitud de la pendiente (adimensional), S es el factor de grado de la pendiente (adimensional), C_u es el factor de manejo de cultivos (adimensional) y P es el factor de prácticas mecánicas de control de erosión (adimensional).

En general, se considera que *la mayor parte de la cuenca presenta erosión alta o muy alta*, lo que se traduce en que la erosión puede ser de 50 a más de 200 ton / ha. Además se menciona que *en la zona de muy alta erosión las pendientes son del 2 al 4%*.

Como referencia se retoman los resultados gráficos correspondientes a la erosión hídrica calculada para la avenida del 5 de octubre de 2005 (Figura I.7), generada por el huracán Stan; y la estimada para un periodo de retorno de 100 años (Figura I.8), así como algunos comentarios que resultan de interés.

Respecto a los eventos del 5 de octubre de 2005 (Figura I.7) y al del periodo de retorno de 100 años (Figura I.8), se indica que la pérdida de suelo es muy similar en ambos casos. Se refiere que *los rangos de erosión son moderada, alta y muy alta con porcentajes de 10%, 8% y 1.68% respectivamente*. Esto significa erosión de entre 10 y 50 ton / ha (moderada), 50 y 200 ton / ha (alta) y más de 200 ton / ha (muy alta).

No fue posible disponer de información respecto a la concentración de sedimentos en el flujo puesto que no existen registros al respecto, tampoco existen mediciones de transporte de sedimentos en la cuenca en estudio.

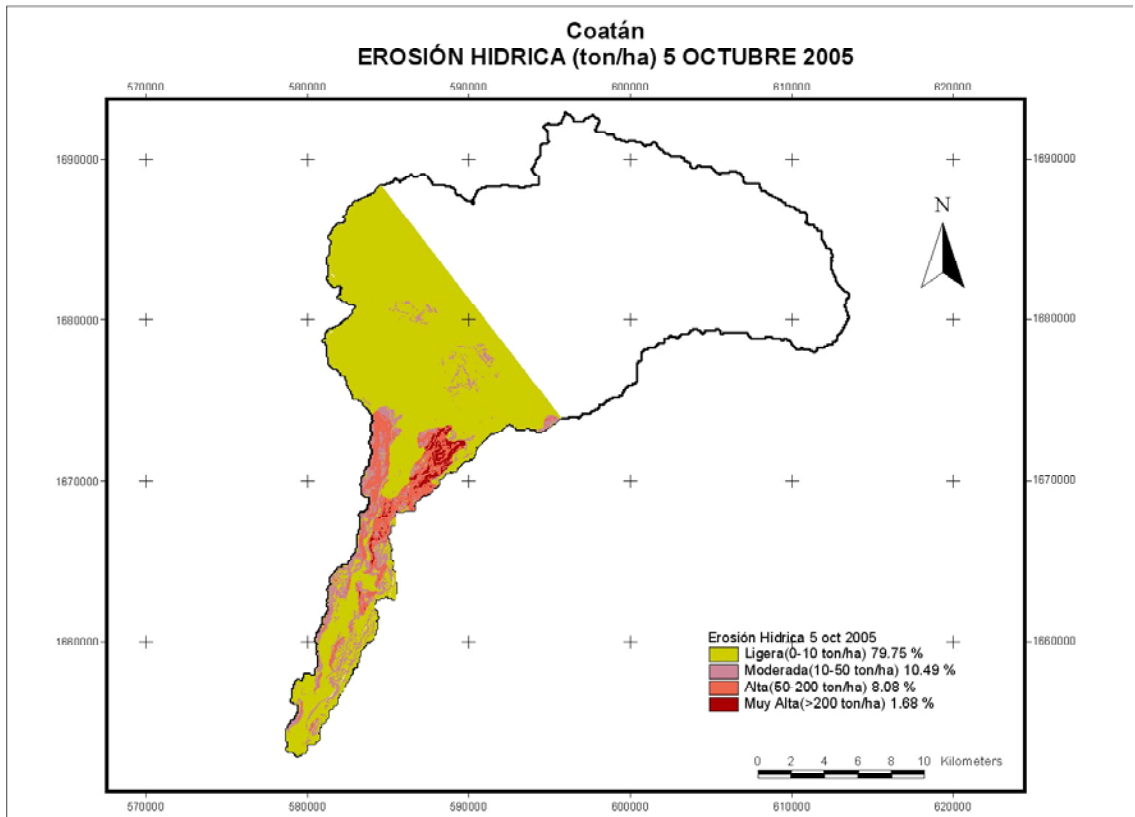


Figura I.7 Distribución de la erosión hídrica calculada para el evento de octubre de 2005 (Huracán Stan)

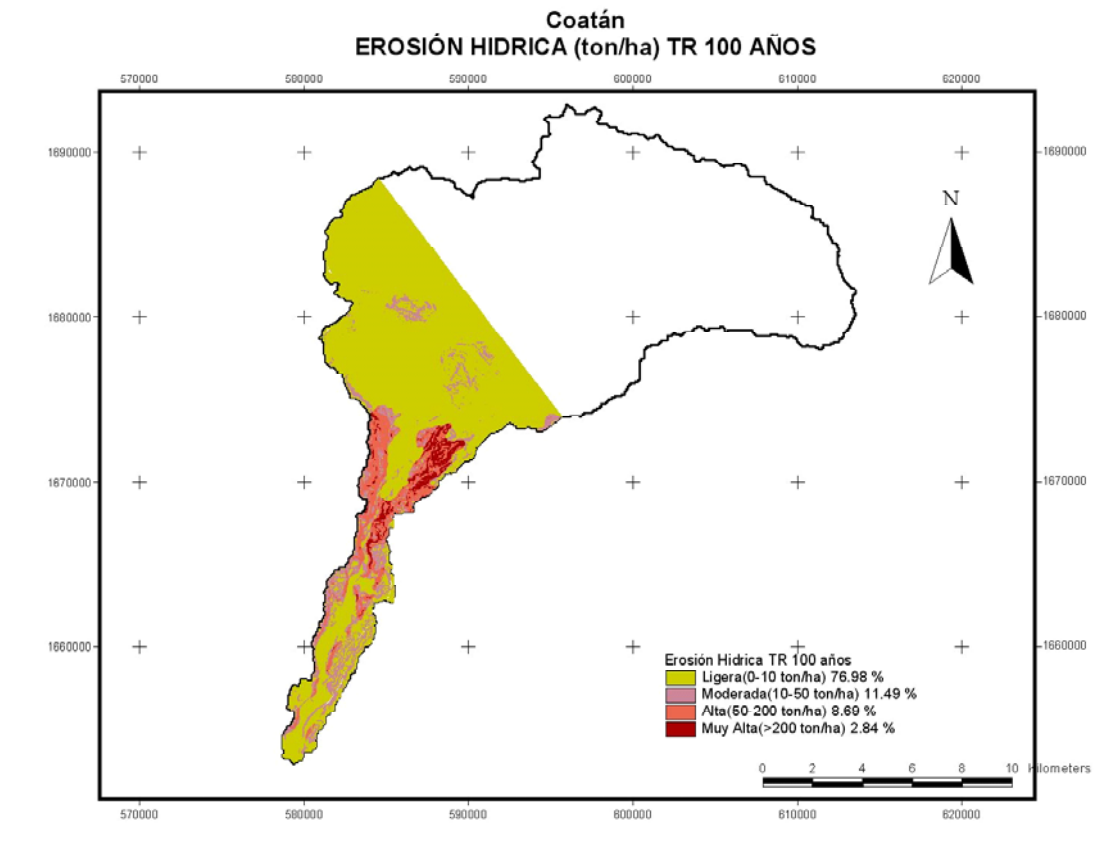


Figura I.8 Distribución de la erosión hídrica estimada para un Tr de 100 años

I BASE TEÓRICA

I.1 HIDRODINÁMICA

La descripción del fenómeno se hace partiendo de las ecuaciones de Saint-Venant (ecuaciones de aguas someras) en dos dimensiones. La ecuación de conservación de masa

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} + \frac{\partial h V_y}{\partial y} = i \quad (1.1)$$

y las ecuaciones de cantidad de movimiento en las direcciones x , y

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (1.2)$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t} \quad (1.3)$$

donde h es el tirante de flujo (m), V_x y V_y son las componentes de la velocidad promediadas en la vertical (m/s), i es la intensidad de la lluvia (m/s), S_{fx} y S_{fy} son las componentes de la pendiente de fricción, S_{ox} y S_{oy} son las componentes de la pendiente media del terreno en las direcciones x , y respectivamente, g es la aceleración de la gravedad (m/s^2) y t es el tiempo (s).

A éstas ecuaciones se les realizan distintas modificaciones que permiten incluir el flujo de barros y escombros. Dichas modificaciones se hacen tomando en cuenta los siguientes tres aspectos: 1) pendientes fuertes, 2) tipo de reología y 3) consideraciones asociadas al fenómeno granular y presión de poro.

I.2 FLUJO DE BARROS Y ESCOMBROS

Los flujos de agua con altas concentraciones de sedimentos son fenómenos complejos de los que existe poca información. En la literatura, se hace referencia a ellos como *debris flows* (Takahashi, 1991), cuando se trata de eventos repentinos en zonas con pendientes pronunciadas; *flujos de barros y escombros*, término empleado principalmente en Latinoamérica; *flujos detríticos*, en estudios elaborados en España y *flujos hiperconcentrados*, que no necesariamente tienen un origen repentino. En este estudio se emplea el término de flujo de barros y escombros.

Un flujo de barros y escombros consiste en una mezcla de agua con sedimentos de varios tamaños, que van desde las arcillas hasta rocas de más de un metro de diámetro, y también puede incluir vegetación. Su comportamiento está en función de la geometría del cauce, la pendiente, la rugosidad y las propiedades físicas del fluido. Las altas concentraciones de

sedimento fino cambian propiedades como la densidad y la viscosidad que hacen que el fluido se comporte como un fluido no newtoniano.

Algunos autores distinguen tres sectores en una cuenca hidrológica donde se producen este tipo de flujos: una subcuenca generadora, un tramo medio y un cono de depósito. La subcuenca generadora es la zona más alta, de donde proviene la mayor cantidad del flujo y de sedimentos. El tramo medio, generalmente tiene una topografía encajonada entre taludes abruptos, es más estrecho que las otras dos zonas y tiene pendientes pronunciadas, aunque menores a las de la subcuenca receptora. La erosión en esta zona se debe más bien a la velocidad del flujo. Por último, el cono de depósito es una zona de bajas pendientes donde el flujo cambia continuamente de dirección y el material tiende a depositarse.

Un autor que revisa ampliamente las características de un flujo de barro y escombros es Takahashi (1991). Identifica también tres procesos característicos en un flujo de barro y escombros, que pueden identificarse con las zonas mencionadas en el párrafo anterior. Los procesos los denomina como: generación, desarrollo del flujo y depósito. A continuación se describen cada uno de ellos; así como su clasificación, la concentración y el modelo reológico que se emplea para su representación en este estudio.

I.2.1 Generación

Takahashi (1991) refiere que de acuerdo a observaciones llevadas a cabo por Okuda, en Japón, uno de los principales factores desencadenantes de un flujo de barro y escombros es la ocurrencia de una tormenta repentina. Señala que el flujo depende más bien de la intensidad de la lluvia y no de la acumulación total de la lluvia precedente.

A partir de dichas observaciones, se ha inducido que un flujo de barro y escombros puede iniciarse como un flujo denso de lodo y piedras que conforme va avanzando aumenta su concentración sólida, así como el diámetro del material que acarrea, hasta que finalmente, se convierte en un flujo completamente desarrollado de barro y escombros.

I.2.2 Desarrollo del flujo

Este tipo de flujo se caracteriza según Takahashi porque al frente se acumulan las rocas de mayor tamaño con muy poca cantidad de agua; mientras que, conforme avanza el flujo, las rocas van disminuyendo de tamaño y hay mayor contenido de agua, lo que se puede considerar un flujo de lodo. En la Figura I.1 se muestra una reconstrucción, a partir de observaciones de campo, del perfil longitudinal de un flujo de barro y escombros.

El flujo de barro y escombros puede estar precedido de un flujo lodoso con alto contenido de gravas y arenas, que momentos antes de que aparezca el flujo de escombros disminuye su tirante. Cuando éste aparece, irrumpe de forma abrupta incrementándose significativamente el tirante y generando fuerte ruido y vibración del suelo. Una vez que ha pasado el pico de la avenida el flujo vuelve a ser lodoso. En la Figura I.2 se muestran hidrogramas característicos de estos fenómenos. Las etapas previa y posterior al pico se han denominado preflujo y posflujo (etapa de recesión del hidrograma) respectivamente.

El flujo puede también ser intermitente, como en el caso del barranco Jiang-Jia en China (Takahashi, 1991), donde se han presentado uno o varios trenes de ondas con intervalos

máximos entre ondas que han durado hasta 30 minutos. El paso de un tren de ondas pequeño puede durar de 10 a 15 minutos, mientras que el de uno grande puede llegar a durar más de 10 horas (se han registrado casos con duración de 3 días). Las observaciones muestran que las características del flujo en la parte alta de la cuenca son turbulentas; mientras que, durante el trayecto, el régimen del tramo final de la onda de flujo cambia a laminar, y al final del recorrido únicamente el frente conserva un régimen turbulento.

Según los datos de campo recopilados por Takahashi, las velocidades máximas del flujo se presentan en la parte superior de la cuenca, donde se forma el flujo de barro y escombros, y decrecen conforme el flujo avanza. En la Figura I.3 se muestra la relación entre el tirante de flujo y la velocidad en el caso de Name River, Japón, reportado por el autor (la leyenda expresa el tiempo transcurrido a partir del arribo del frente de flujo). Las velocidades mostradas llegan a ser de hasta 15 m/s con tirantes de 4 m. Como se observa, la velocidad cambia para el mismo tirante, y esto depende del contenido de partículas grandes. De acuerdo con esto, la parte frontal del flujo, formada por rocas de mayor tamaño, tiende a avanzar más lentamente que la parte del posflujo de carácter lodoso.

El tamaño del material acarreado por un flujo de escombros puede apreciarse en la Figura I.4, donde las barras indican la frecuencia del número de partículas arrastradas en la parte alta de la cuenca, y las líneas, la distribución acumulada de tamaños. La línea punteada representa la distribución de tamaños en la parte frontal del flujo.

En la Figura I.5 se muestra la relación entre el volumen total arrastrado por un flujo de escombros y el pico del hidrograma que lo generó para varios casos citados por Takahashi (1991). Se puede ver una correlación entre ambas variables; sin embargo, el amplio rango de dispersión indica que la relación puede depender de otros factores como la forma del hidrograma, las condiciones del cauce o las características del flujo.

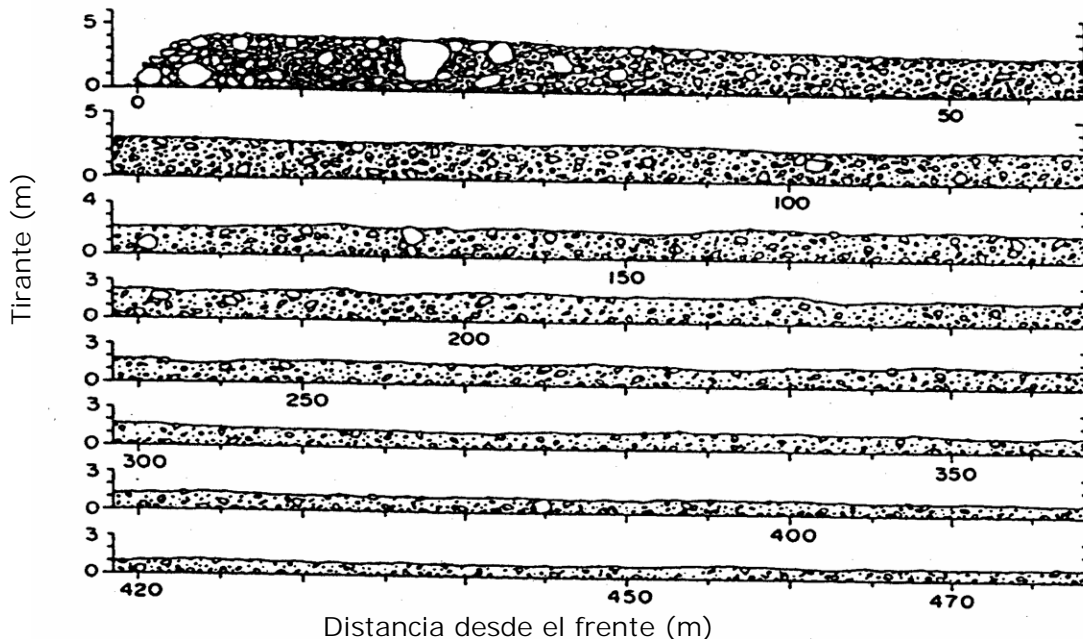


Figura I.1 Perfil longitudinal de un flujo de barro y escombros, según Takahashi (1991)

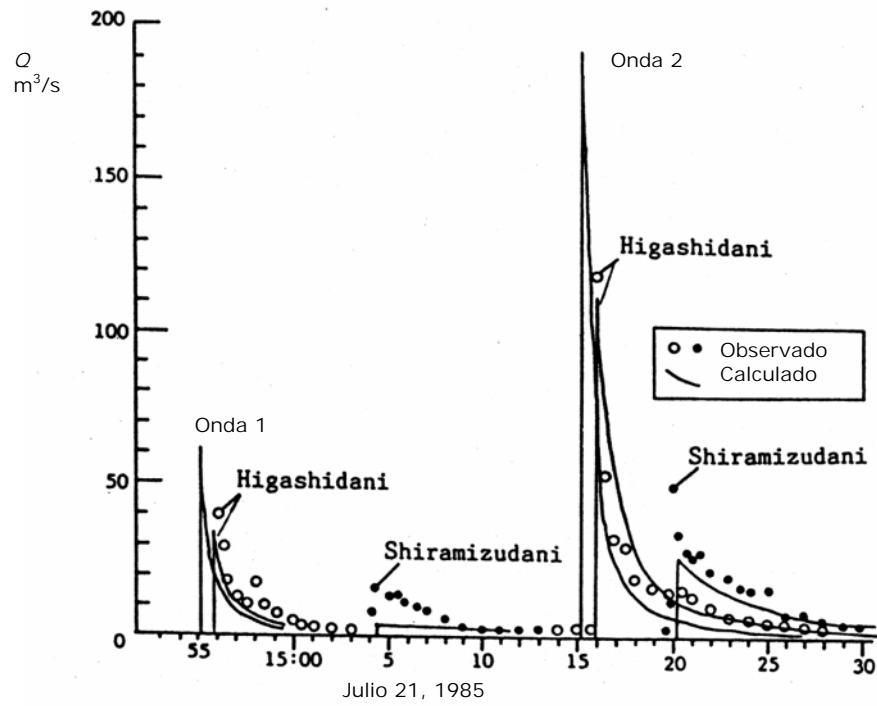


Figura I.2 Hidrogramas de flujos de barros y escombros, Takahashi (1991)

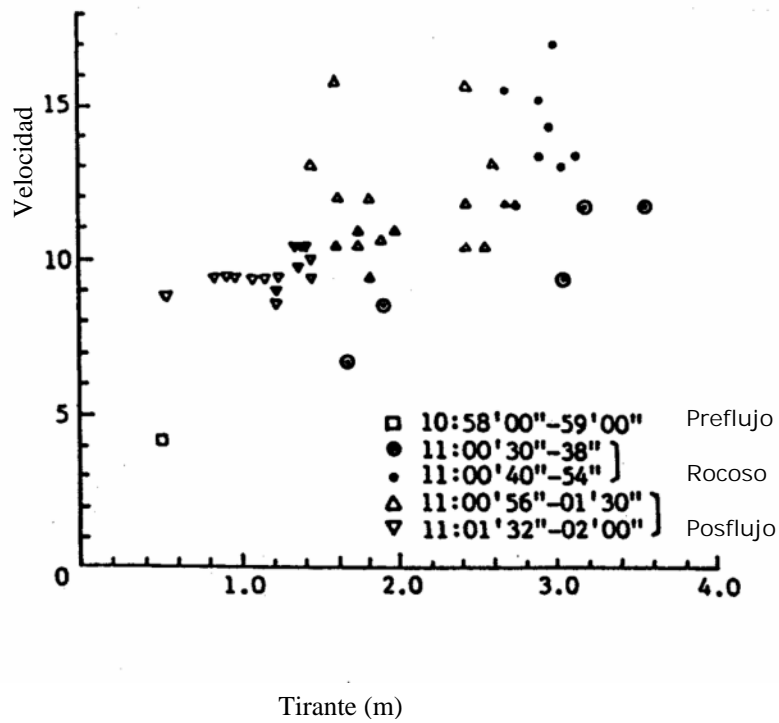


Figura I.3 Relación entre la velocidad y el tirante en un flujo de escombros, según Takahashi (1991)

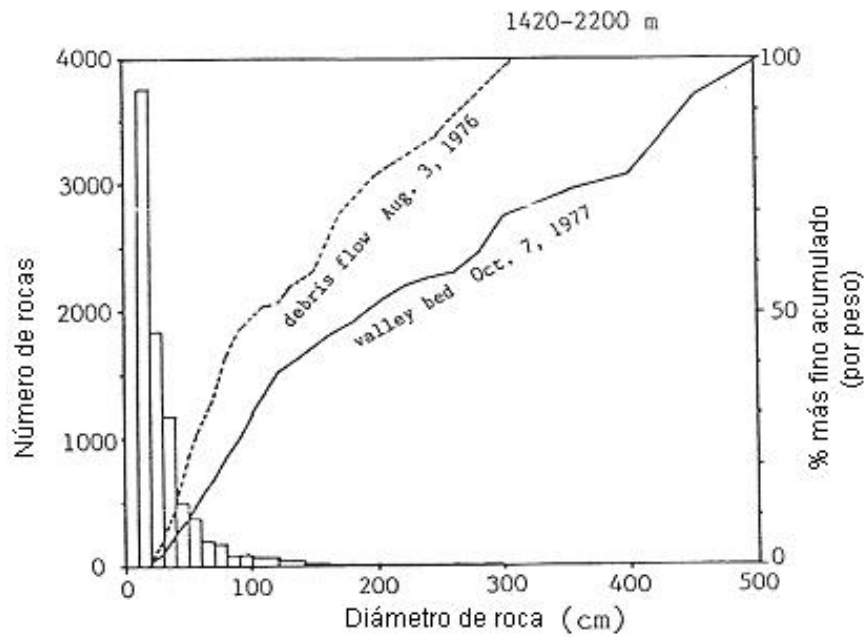


Figura 1.4 Relación entre diámetro del material arrastrado y la frecuencia del número de partículas, Takahashi (1991)

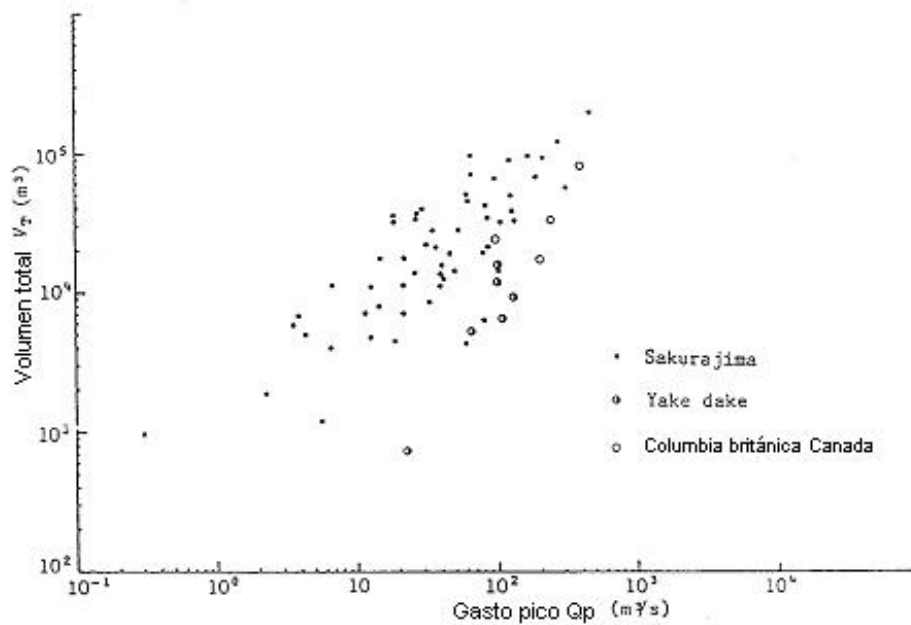


Figura 1.5 Relación entre volumen total de sedimentos y el pico del hidrograma, Takahashi (1991)

I.2.3 Depósito

En la zona de depósito o abanico aluvial, donde las pendientes son menores, el flujo reduce su velocidad y capacidad de transporte lo que da lugar a procesos de sedimentación. El flujo tiende a distribuirse sobre una superficie mayor aumentando su ancho y disminuyendo sus tirantes.

En la cuenca del Kamikamihorizawa, Japón, citado por Takahashi, se efectuaron análisis granulométricos del material depositado y se observó que los sedimentos de la superficie son de mayor tamaño que los de las capas inferiores, lo que reveló una graduación inversa de los sedimentos en un flujo de este tipo. También se pudo observar que las rocas de mayor tamaño que caracterizan la parte frontal del flujo son depositadas en las partes altas o medias del cono de deyección, mientras que las partículas con menores diámetros se acumularon en las partes bajas. En este caso se obtuvo además, que la zona de mayor acumulación es la parte central a lo largo del abanico aluvial.

I.2.4 Concentración de sedimentos

Las concentraciones de material sólido en este tipo de flujos dependen de muchas variables: tipo de sedimento en el origen, origen del movimiento (si es erosión por la lluvia, por deslaves, caídos, fracturas, etc.), antecedentes de fallas, cementación, etc. Takahashi ha encontrado relaciones de la concentración de equilibrio en el frente de un flujo de escombros como función de la pendiente, ver Figura I.6, basadas en trabajo experimental con material de distintos tamaños. La ecuación propuesta por Takahashi es:

$$C_v = \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} (\equiv C_\infty) \quad (1.4)$$

donde ρ es la densidad del fluido, ρ_s es la densidad de las partículas, ϕ es el ángulo de fricción interna del material, y θ , el ángulo de la pendiente del cauce. La concentración máxima es $0.9 C_\infty$, donde C_∞ es la máxima concentración posible de los sólidos empacados completamente. En el caso de que el fluido contenga arcillas y arenas finas, la ecuación III.4 sigue siendo válida.

I.2.5 Reología

La reología comprende el estudio de la transformación de los esfuerzos aplicados a un fluido en deformaciones y viceversa (Bateman et al., 2007). La forma más empleada de la ecuación reológica es (O'Brien, 2004)

$$\tau = \tau_y + \mu_f \frac{du}{dz} + \psi \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (1.5)$$

donde τ es el esfuerzo de fricción total, τ_y es el esfuerzo de fricción crítico, μ_f es la viscosidad dinámica, ψ es un parámetro turbulento y du/dz es la tasa de deformación en la que u denota la velocidad local del fluido. Si en ésta ecuación el término de ψ es igual a cero la ecuación resultante es conocida como el modelo de Bingham.

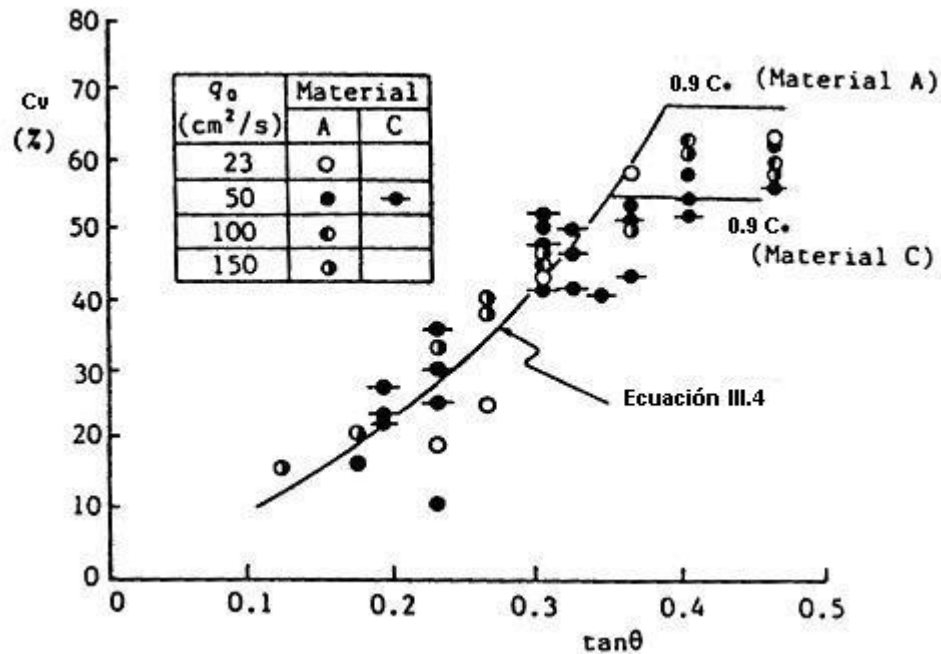


Figura I.6 Concentración en el frente como función de la pendiente para flujos de escombros, reportados por Takahashi (1991)

Takahashi (1991) señala que muchas investigaciones concuerdan en que los esfuerzos en un flujo de barros y escombros dentro del rango inercial son proporcionales a la tasa de deformación al cuadrado, mientras que en el rango macroviscoso son proporcionales a la tasa de deformación lineal. Sin embargo, respecto a los coeficientes de proporcionalidad aún no hay un acuerdo y se requiere mayor investigación para establecerlos.

La ecuación III.5 está integrada por tres componentes: el esfuerzo de fricción crítico, τ_y , el esfuerzo viscoso, $\mu_f du/dz$, y el esfuerzo producido por flujo turbulento o dominado por la inercia del grano, $\psi (du/dz)^2$.

El esfuerzo crítico τ_y indica el valor límite a partir del cual los esfuerzos mayores aplicados al fluido dan inicio al movimiento. O'Brien (2004) considera que τ_y está integrado por la suma del esfuerzo de cohesión entre las partículas finas τ_c y el esfuerzo friccional de Mohr Coulomb, τ_{mc}

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc} \quad (I.6)$$

El esfuerzo de Mohr Coulomb es igual a $p_s \tan \phi$ donde p_s es la presión entre granos. La cohesión del sedimento fino, según este autor, controla el comportamiento no newtoniano en un flujo de barros y escombros.

El segundo término de la ecuación III.5 relaciona, según los resultados experimentales de Bagnold (Takahashi, 1991), el esfuerzo viscoso, τ_v , con la concentración volumétrica de sedimentos, C_v , de la siguiente forma

$$\tau_v = 2.25\lambda^{3/2}\mu_f \frac{du}{dz} \quad (1.7)$$

donde λ está dada por la ecuación III.17.

Por otra parte, Shibata y Mei (1986) obtuvieron una función independiente de la viscosidad del fluido

$$\tau_v = \frac{\mu_s}{1 - C_v/C_*} \frac{du}{dz} \quad (1.8)$$

donde μ_s es el incremento en la viscosidad debido a la adición de partículas.

Cuando el esfuerzo de fricción crece, debido por ejemplo a pendientes pronunciadas, se pueden generar esfuerzos turbulentos. En un flujo turbulento, la colisión de las partículas de sedimento agrega una componente al esfuerzo total que es el esfuerzo dispersivo (O'Brien, 2004; Bateman et al. 2007).

El tercer término de la ecuación III.5 es igual a la suma del esfuerzo turbulento, τ_t , más el esfuerzo dispersivo, τ_d . Según Bateman et al. (2007), este término depende de tres parámetros: el cuadrado de la velocidad de deformación, el cuadrado del diámetro de las partículas y la concentración volumétrica de sedimentos. Respecto al coeficiente inercial o turbulento ψ , O'Brien lo define como

$$\psi = \rho_m l^2 + f(\rho_m, C_v) D_s^2 \quad (1.9)$$

donde ρ_m es la densidad de la mezcla de agua y sedimentos, l es la longitud de la mezcla de Prandtl, D_s es el diámetro del sedimento y $f(\rho_m, C_v)$ es una función que depende de la concentración volumétrica del sedimento, dada por la siguiente relación encontrada por Bagnold

$$f(\rho_m, C_v) = a_i \rho_m \left[\left(\frac{C_*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right] \quad (1.10)$$

donde a_i es un coeficiente empírico (aproximadamente igual a 0.01).

De acuerdo con O'Brien (2004) existen estudios que demuestran que un flujo de barros y escombros se comporta como un fluido de Bingham. Estos fluidos se encuentran dentro del rango macroviscoso, tienen un comportamiento laminar y responden a altas concentraciones de sedimentos finos. Cuando la concentración disminuye el flujo comienza a ser dominado por los esfuerzos turbulentos. Por ejemplo, la generación del esfuerzo dispersivo requiere una

combinación de altas concentraciones de sedimento no cohesivo con bajas concentraciones de partículas finas. En un mismo evento son posibles estos cambios de régimen ocasionados por la variación en la concentración de sedimentos, los cuales según señala el autor, serían el origen de la presencia de pulsaciones o trenes de ondas en un flujo de barros y escombros.

Para emplear las formulaciones anteriores en conjunto con las ecuaciones de Saint-Venant es necesario integrarlas sobre la vertical; las relaciones así obtenidas se incluyen en dichas ecuaciones en la pendiente de fricción S_f .

Para esto, O'Brien (2006) utiliza una aproximación al modelo reológico cuadrático basada en los trabajos de Meyer - Peter y Müller (1948 en O'Brien, 2006) y Einstein (1950 en O'Brien, 2006). En los que la relación entre los esfuerzos de fricción es escrita en forma de pendiente

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (1.11)$$

donde S_f (la pendiente total de fricción) es la suma de la pendiente crítica S_y , la pendiente viscosa S_v y la pendiente que engloba los términos turbulento y de dispersión S_{td} . La ecuación se expresa en términos de la velocidad, V , promediada en la profundidad y toma la siguiente forma

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_s h} + \frac{K_r \mu_f V}{8\gamma_s h^2} + \frac{n_{td}^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (1.12)$$

donde γ_s es el peso específico del sedimento, K_r es un parámetro de resistencia al flujo y n_{td} es un coeficiente de resistencia, equivalente a la n de Manning, que corresponde a la combinación de los esfuerzos turbulento y de dispersión. Este coeficiente (n_{td}) toma en cuenta el incremento de la resistencia al flujo generado por los esfuerzos dispersivos cuando existen altas concentraciones de sedimento. Para estimar este incremento, el autor modifica el coeficiente de resistencia debido al flujo turbulento (n_t), mediante una función exponencial que depende de la concentración

$$n_{td} = n_t b e^{m C_v} \quad (1.13)$$

donde b es igual a 0.0538 y m tienen un valor de 6.0896. Esta relación se basa en un trabajo no publicado de Julien y O'Brien (1998 en O'Brien, 2006).

La ecuación III.11 se resuelve estimando una velocidad del flujo, la cual es empleada después en la solución de la ecuación de cantidad de movimiento.

Para estimar parámetros como el esfuerzo de fricción crítico y la viscosidad, que dependen principalmente de la concentración del sedimento, O'Brien propone las siguientes relaciones empíricas, cuando no se dispone de un análisis reológico del material en estudio

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (1.14)$$

$$\mu_f = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (1.15)$$

donde α_i y β_i son coeficientes obtenidos mediante experimentos en laboratorio (O'Brien y Julien, 1998 en O'Brien, 2006).

I.2.6 Clasificación

Se han realizado algunas investigaciones destinadas a esclarecer las relaciones de esfuerzos en un flujo con altas concentraciones de sedimentos. Uno de las investigaciones en este sentido la encabezó Bagnold, quien definió un parámetro que permite clasificar los flujos de este tipo: el número de Bagnold (Takahashi, 1991) definido como

$$N = \frac{\rho_s \lambda^{1/2} D_s^2}{\mu_f} \left(\frac{du}{dz} \right) \quad (1.16)$$

donde z es la dirección perpendicular al fondo y λ es la concentración definida como

$$\lambda = \left\{ \left(\frac{C_*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right\}^{-1} \quad (1.17)$$

El número de Bagnold es análogo al número de Reynolds, el cual representa el cociente entre las fuerzas inerciales y las fuerzas viscosas. En la Figura I.7 se presenta una gráfica del número de Bagnold, N , contra el esfuerzo de fricción adimensional, G^2 , definido como

$$G^2 = \frac{\tau_f \rho_s D_s^2}{\lambda \mu_f^2} \quad (1.18)$$

donde τ_f es el esfuerzo de fricción entre partículas.

De acuerdo con Bagnold, cuando $N > 450$ el flujo es completamente inercial, mientras que cuando $N < 40$ el flujo está en el rango macroviscoso. Siguiendo esta clasificación, Takahashi (1991) divide los flujos de barros y escombros en dos tipos: los que se encuentran en el rango inercial y los que se encuentran en el rango macroviscoso. Dentro del rango inercial identifica los flujos rocosos, inmaduros, turbulentos de barros, y mezclas de flujos rocosos y de barros.

Bateman et al. (2007) emplean, además del número de Bagnold, los números de Savage, N_s , y de fricción, N_f , para hacer una clasificación del flujo de barros y escombros, ver Tabla I.1. El valor límite que se indica en la tabla define cuándo se puede considerar preponderante la fuerza representada en el numerador.

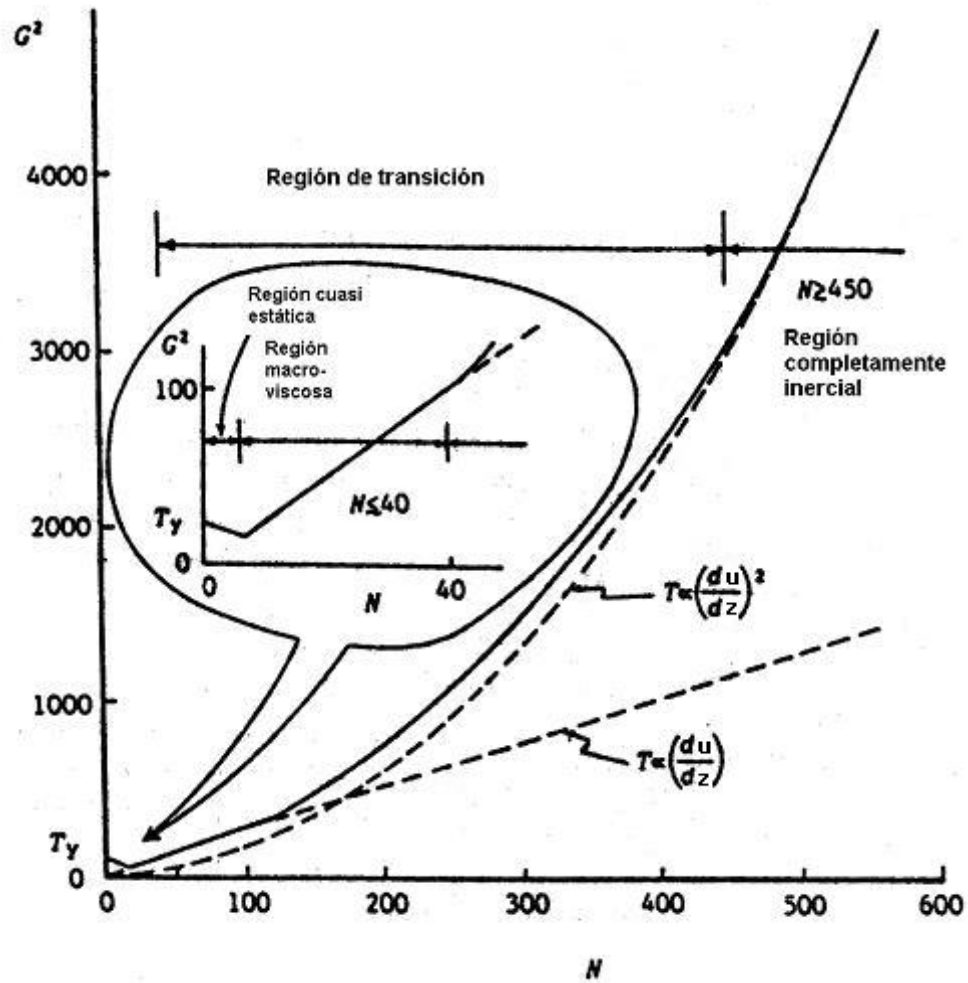


Figura I.7 Clasificación de flujos Takahashi (1991)

Tabla I.1 Números adimensionales para caracterizar flujos de barros y escombros, Bateman et al (2007)

Parámetro	Ecuación	Relación de fuerzas	Valor límite
Número de Bagnold	$N = \frac{C_v \rho_s D_s^2 \gamma}{(1 - C_v) \mu_f}$	$\frac{\text{colisión}}{\text{viscosidad}}$	200
Número de Savage	$N_s = \frac{\rho_s D_s^2 \gamma}{(\rho_s - \rho) g h \tan \phi}$	$\frac{\text{colisión}}{\text{fricción}}$	0.1
Número de fricción	$N_f = \frac{C_v (\rho_s - \rho) g h \tan \phi}{(1 - C_v) \gamma \mu_f}$	$\frac{\text{fricción}}{\text{viscosidad}}$	2000

γ es el peso específico del fluido

I.2.7 Tipos de flujo de barros y escombros

I.2.7.1 Flujos en el rango inercial

En la Figura I.8, Takahashi muestra gráficamente el dominio de cada uno de los diferentes tipos de flujo en el rango inercial. El dominio de un flujo inmaduro lo delimita mediante la línea B, igual a $S_0 / (\rho_s / \rho - 1) < 0.15$, y la curva A, que representa el esfuerzo de fricción adimensional (ecuación III.23).

Un flujo rocoso se presenta en el rango dado por $S_0 / (\rho_s / \rho - 1) > 0.15$. Las curvas c para varias concentraciones en la Figura I.8 están dadas por

$$\frac{h}{D_s} \approx \frac{[(\rho_s - \rho) / \rho] F^2}{\text{sen} \theta [(\rho_s - \rho) / \rho (1 - \tan \alpha / \tan \theta) C_v + 1]} \quad (I.19)$$

donde F es una función que depende del diámetro de las partículas, D_s , y de la viscosidad cinemática del fluido, ν_0 , y $\tan \alpha$ es una constante de proporcionalidad relacionada con el número de Bagnold. El cálculo se hizo empleando $F^2 = 2/3$, $(\rho_s - \rho) / \rho = 1.6$, $\tan \alpha = 0.6$, y para la figura (b) se empleó el valor de $(\rho_s - \rho) / \rho = 0.8$.

De acuerdo con la Figura I.8, si el tirante relativo se incrementa gradualmente manteniendo la concentración y la pendiente constantes, dentro del rango $S_0 / (\rho_s / \rho - 1) \geq 0.15$, primero se presentará un flujo rocoso, luego una mezcla de rocas y lodos, y finalmente un flujo turbulento de barros; mientras que en el rango $S_0 / (\rho_s / \rho - 1) < 0.15$ se presentará primero un flujo inmaduro, después una mezcla de rocas y lodos, y finalmente un flujo turbulento de barros.

Flujos rocosos

En este tipo de flujo domina el efecto de colisión de las partículas. Takahashi (1991) propone dos aproximaciones para la descripción de un flujo rocoso que compara con resultados experimentales. En la primera de ellas considera que el esfuerzo debido a la turbulencia y viscosidad en el fluido es despreciable y que la concentración de sedimentos C_v y el parámetro $\tan \alpha$ son constantes. El parámetro $\tan \alpha$ depende del número de Bagnold y representa la constante de proporcionalidad en la relación entre el esfuerzo de fricción total y el dispersivo. La ecuación que obtiene de ésta manera, a partir de la combinación de las ecuaciones de cantidad de movimiento de fase líquida y sólida con el modelo reológico de Bagnold no representa correctamente el comportamiento del flujo cerca del fondo. La razón de ello es que no se ha considerado el grado de saturación del fondo previo al evento. Para solucionar esta discrepancia propone una segunda aproximación donde toma en cuenta tanto el esfuerzo de turbulencia y viscosidad como la variabilidad de los parámetros C_v y $\tan \alpha$, y el grado de saturación del fondo. Encuentra que el efecto de la turbulencia es pequeño y que la distribución de la concentración depende principalmente de la relación entre el parámetro $\tan \alpha$ y C_v .

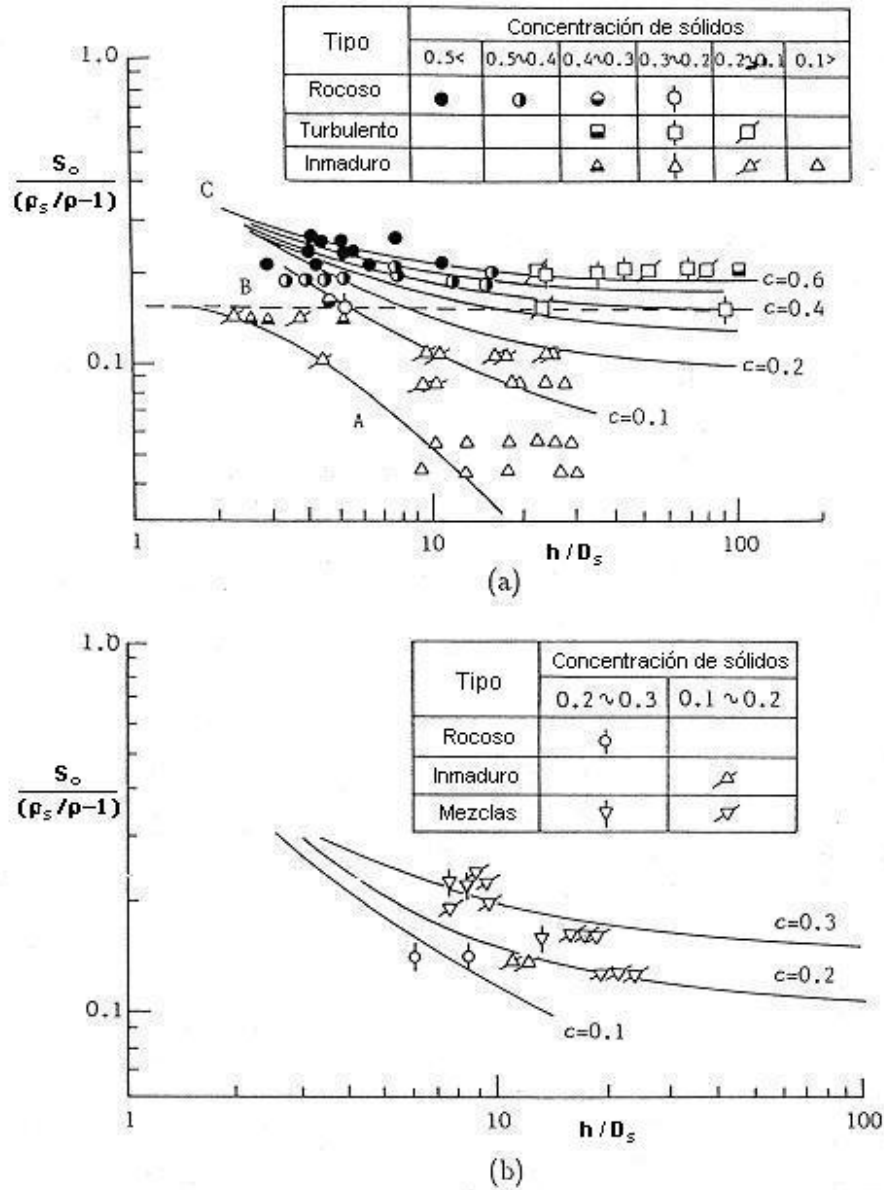


Figura I.8 Dominio de los distintos tipos de flujo en el rango inercial, Takahashi (1991)

Flujos inmaduros

Takahashi (1991) considera que existe un valor límite de la concentración, C_l , por debajo del cual las partículas de sedimento ya no pueden dispersarse a todo lo largo del tirante de flujo, h , sino que se concentran en la parte baja con un tirante h_i , ver Figura I.9. A esta capa la designa con el nombre de capa de mezcla.

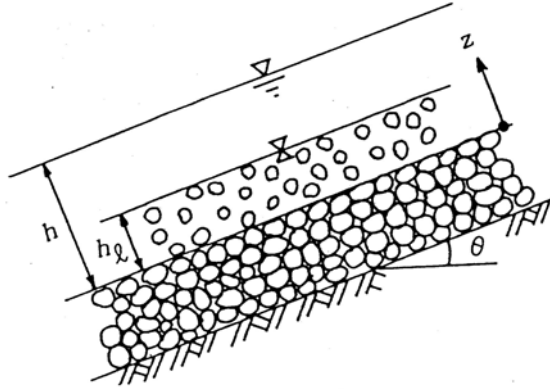


Figura I.9 Representación esquemática de un flujo inmaduro, Takahashi (1991)

Encuentra que existe la siguiente relación entre los tirantes y las concentraciones de equilibrio C_∞ y límite C_l

$$\frac{h_l}{h} = \frac{C_\infty}{C_l} \quad (1.20)$$

Mediante datos experimentales el autor estima que la concentración límite está dada aproximadamente por

$$C_l \approx 0.4C_* \quad (1.21)$$

De acuerdo con la ecuación III.4, la concentración depende de la pendiente del cauce, esto es, cuando es pequeña, la concentración también es pequeña. Takahashi determina un valor límite de la pendiente por encima del cual ya no es posible la generación de un flujo inmaduro y la expresa de la siguiente forma

$$\tan \theta = \frac{C_*(\rho_s - \rho)}{C_*(\rho_s - \rho) + \rho(1 + h_o a_L^{-1})} \tan \phi \quad (1.22)$$

donde h_o es el tirante de la capa de agua sobre la capa de sedimento saturado, y a_L es el espesor de la capa de sedimento para el cual existe movimiento del material.

También define un rango de esfuerzo de fricción (adimensional) en el que puede presentarse un flujo inmaduro

$$\tau_a \geq \cos \theta \left[\left(C_* + \frac{q_{o*}}{8.5} \right) (\tan \phi - \tan \theta) - \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \tan \theta \right] \quad (1.23)$$

donde

$$q_{o*} = \frac{q_o}{V_* D_s} \quad (1.24)$$

en la que q_o es el gasto por unidad de ancho y V_* es la velocidad al esfuerzo de fricción del flujo.

Flujos turbulentos de barros

Takahashi encuentra que en un flujo turbulento de barros el esfuerzo de fricción total está definido como la suma del esfuerzo inercial de la ecuación reológica de Bagnold (segundo término de la ecuación III.5) más un esfuerzo adicional producido por turbulencia de mayor escala

$$\tau = \tau_T + \mu_f \frac{du}{dz} \quad (1.25)$$

donde τ_T es el esfuerzo generado por la turbulencia de mayor escala.

De acuerdo con los cálculos del autor, el término turbulento, τ_T , se incrementa cuando la relación h/D_s se incrementa, o cuando disminuye la concentración, y la distribución de la velocidad se aproxima a la de un flujo turbulento de agua clara.

Mezclas de flujos rocosos y de barros

De acuerdo a resultados experimentales (Takahashi, 1991), tanto en un flujo rocoso como en uno inmaduro, aparece una región de velocidad aproximadamente uniforme en la parte superior del flujo cuando la pendiente del canal se incrementa, el tirante relativo (h/D_s) aumenta o la concentración de sólidos disminuye. La observación detallada de esta región permitió deducir que las partículas eran puestas en suspensión por la acción de la turbulencia, mientras que en la región inferior del flujo el comportamiento correspondía al modelo de Bagnold.

1.2.7.2 Flujos en el rango macroviscoso

Al incrementarse el número de partículas en el flujo, la viscosidad aumenta; el incremento en este parámetro es representado por μ_s y autores como Bagnold, Mori y Ototake (Takahashi, 1991) consideran que la viscosidad del flujo de barros está dada por

$$\mu_T = \mu_f + \mu_s \quad (1.26)$$

También se ha considerado que μ_s es proporcional a μ_f ; sin embargo, de acuerdo a los experimentos de Takahashi, μ_s y μ_f son independientes y la relación entre ellos la define de la siguiente forma

$$\mu_s = f(C_v)\mu_c \quad (1.27)$$

donde μ_c es una constante con las mismas dimensiones que la viscosidad y $f(C_v)$ es una función que depende de la concentración y es igual a

$$f(C_v) = \frac{1}{(1/C_v - 1/C_*)} \quad (1.28)$$

De acuerdo con esto, deduce la siguiente ecuación que describe un flujo laminar en el rango viscoso

$$\frac{V}{V_*^2} = \frac{\rho\tau^z(2h-z)}{2h\left(\mu_f + \frac{\mu_c}{1/C_v - 1/C_*}\right)} \quad (1.29)$$

Debido a que el valor μ_T es diferente del obtenido por Bagnold, Takahashi propone un número de Bagnold modificado

$$N_m = \frac{\rho_s D_s^2 (du/dz)}{\mu_f \left[1 + (\mu_c / \mu_f) C_* / (C_* / C_v - 1)\right] \left[(C_* / C_v)^{1/3} - 1\right]^2} \quad (1.30)$$

así como un esfuerzo adimensional modificado

$$G_m^2 = \frac{\tau \rho_s D_s^2}{\mu_f^2 \left[1 + (\mu_c / \mu_f) C_* / (C_* / C_v - 1)\right] \left[(C_* / C_v)^{1/3} - 1\right]^2} \quad (1.31)$$

Al reclasificar entonces los flujos, obtiene que los macroviscosos se presentan cuando N_m es menor que 30, mientras que los flujos en el rango inercial, si N_m es mayor que 50. Sin embargo, hace notar que es necesario contar con más datos experimentales para corroborar estas formulaciones, ver Figura I.10.

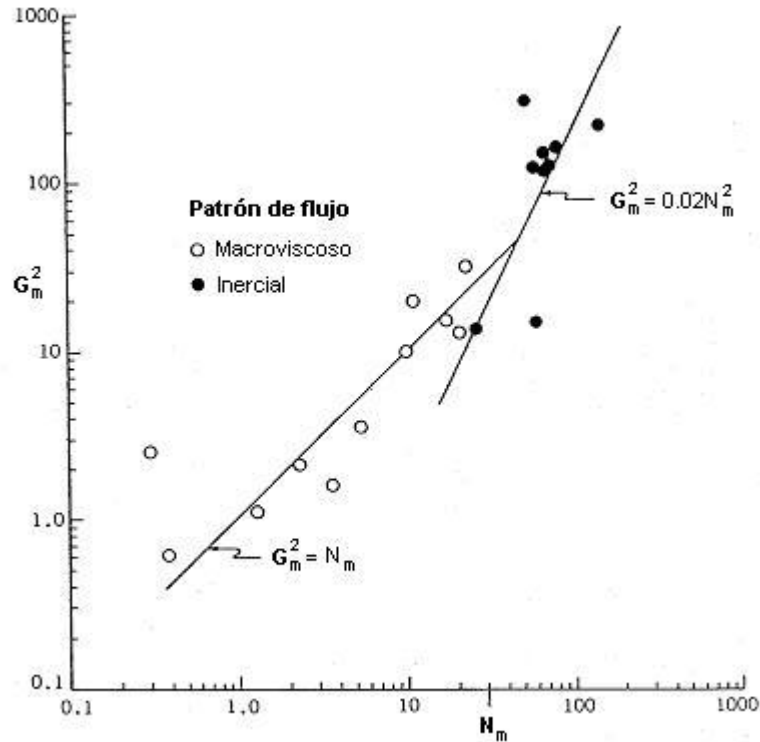


Figura I.10 Clasificación de flujos considerando N_m y G_m , Takahashi (1991)

Esto es, a grandes rasgos una descripción de parte de lo que se conoce acerca de los flujos de barros y escombros. Sin embargo, como lo menciona Takahashi (1991) aún es necesario disponer de mayor cantidad de datos medidos y experimentales a fin de corroborar tanto los coeficientes en los modelos reológicos como las características y clasificación de estos flujos.

Finalmente, al aplicar los criterios revisados al caso del río Coatán, es posible identificar tres zonas en su cuenca hidrográfica que pueden corresponder con las que describe Takahashi (1991). La zona más alta, con pendiente de terreno entre 0.25 y 0.2, que podría corresponder a la zona de generación de un flujo de barros y escombros; el tramo medio del río, con pendiente aproximada de 0.032, que sería la zona donde se desarrolla el flujo de barros; y, la parte baja de la cuenca, con pendiente de 0.015, que correspondería a la zona de depósito, y que es donde se encuentra la ciudad de Tapachula. En zonas como ésta última, de acuerdo con Takahashi, el flujo tiende a distribuirse sobre una superficie mayor; por lo que es posible que se presenten desbordamientos e inundaciones de terrenos aledaños.

De acuerdo con las pendientes de la cuenca y la Figura I.6 es posible estimar una concentración de sedimento de entre 30 y 20% en la parte alta de la cuenca; en tanto que, en el tramo medio, la concentración sería menor al 10%, y se encontraría fuera de los rangos revisados por Takahashi.

Para intentar clasificar el flujo que se presenta en el río Coatán, durante eventos extraordinarios, se revisaron los números de Bagnold (N), Savage (N_s) y de fricción (N_f), ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Figura I.7. Para ello, se consideró una concentración de sedimento, C_v , del 25%, una densidad del mismo de 2650 kg/m^3 , y un D_{50} de

0.03 m. Además, se estimó un valor para la viscosidad del flujo con sedimento de $0.0021 \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ (García y Maza, 1998); y, un ángulo de fricción interna del material de 26° , correspondiente a un suelo franco arenoso, no compacto. Como tirante máximo se consideró 7 m, altura media del Puente Coatán antes del evento de octubre de 2005. De acuerdo con esto, el número de Bagnold para el flujo es $N = 3.6 \times 10^6$, lo que indicaría que el flujo está en la región completamente inercial y es dominado por las fuerzas de colisión entre las partículas. El número de Savage estimado es $N_s = 0.42$, e indica también que los esfuerzos producidos por el flujo turbulento dominan sobre las fuerzas de fricción. Finalmente, el número de fricción estimado, $N_f = 877$, muestra que en la relación entre fuerzas de fricción y fuerzas viscosas, el flujo es dominado por éstas últimas.

Ya que, de acuerdo con Takahashi (Takahashi, 1991), los flujos en el rango inercial pueden ser de varios tipos; se intentó definir el tipo de flujo que puede presentarse en el río Coatán durante avenidas extraordinarias. Para lo cual, se tomó como referencia la Figura 1.8, y se consideraron las pendientes en las tres zonas identificadas de la cuenca; así como la concentración volumétrica del 25% y el tirante máximo conocido de 7 m. El tirante relativo, h/D_s , se consideró un parámetro variable. En la parte alta de la cuenca, de acuerdo con la gráfica (a) y considerando una pendiente de 0.25, se tendría un flujo rocoso muy cerca del límite que define los flujos inmaduros, $S_0 / (\rho_s / \rho - 1) = 0.15$. Para la concentración del 25%, el flujo podría arrastrar rocas de aproximadamente 0.8 m de diámetro. Si la pendiente fuera 0.2, entonces, se tendría un flujo inmaduro, que para la misma concentración, podría mover material de 0.7 m. Si se considera un material de menor densidad, gráfica (b); entonces, para pendientes entre 0.2 y 0.1, se podrían tener mezclas de flujo rocoso y de barros. Este tipo de mezclas podrían acarrear material hasta de casi 0.9 m.

Para las pendientes que se presentan en el tramo medio del río (0.032) y en la zona de Tapachula (0.015), los valores estimados de $S_0 / (\rho_s / \rho - 1)$ están fuera de los rangos marcados en las gráficas; por lo que, no fue posible tipificar el flujo en estas zonas mediante este método.

I.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ARENOSOS

Para cuantificar el gasto sólido que transportan los ríos, se han establecido ecuaciones o fórmulas de transporte que intentan determinar dicho caudal, en función de las características hidráulicas y de la geometría y granulometría del cauce. Dada la complejidad del fenómeno, se han propuesto numerosas fórmulas empíricas que intentan resolver el problema, sin encontrar hasta el momento una única ecuación. Estas fórmulas fueron obtenidas bajo condiciones particulares de laboratorio, lo que implica que sus resultados no siempre se puedan extrapolar a condiciones diferentes. Además, la inexactitud de los datos medidos condiciona la precisión de las estimaciones del transporte de fondo; la cual, Maza y García (1996) establecen en un rango entre el doble y la mitad del valor real; y hacen notar, que al comparar los resultados con distintos métodos es posible encontrar diferencias entre ellos de varios órdenes de magnitud.

Maza y García (1996) recomiendan que para problemas de estabilidad de cauces y rectificaciones, así como para estudios de erosión y sedimentación en tramos de ríos, se estime el arrastre de la capa de fondo o el transporte total de fondo. Entre los métodos que citan los autores para estimar estas formas de transporte se pueden mencionar los siguientes: a) Einstein y Einstein Brown, Shields, Meyer - Peter y Müller, Levi, Yalin, para estimar el

arrastre de fondo; y b) método de Laursen, Colby, Engelund - Hansen, Yang, Ackers y White, entre varios más, para estimar el transporte total de fondo.

El transporte con pendientes fuertes de material no cohesivo, con granulometría extendida, es un tema aún por explorar; por lo que, los resultados deben validarse con mediciones en campo. En este estudio se emplearon los métodos de Meyer - Peter y Müller y de Engelund - Hansen. O'Brien (2006) recomienda el primero de ellos para estimar el transporte de sedimentos en cauces con pendientes pronunciadas; lo cual, se consideró útil para estimar el arrastre de material generado por un evento torrencial como el ocurrido en octubre de 2005. Dado que se tiene una granulometría extendida, el gasto sólido se obtuvo por fracciones. La ventaja de este método es que se revisa si la corriente mueve o no un tamaño dado, por lo que el transporte es de las fracciones activas. El segundo método, se empleó con el fin de obtener valores de referencia. Para ello, se usó una fracción representada por el D_{50} , y se consideró como un caso extremo en el que se presenta un gasto sólido grande.

I.3.1 Fórmula de Meyer – Peter y Müller

El método de Meyer - Peter y Müller estima el arrastre en la capa de fondo. Los autores realizaron una serie de experimentos en el Instituto Federal de Zurich entre 1932 y 1948, a partir de los cuales obtuvieron cuatro ecuaciones. En las pruebas emplearon material granular con diámetro uniforme y graduado, además de tres pesos específicos distintos de 4220, 2680 y 1250 kg_f / m^3 . Se hace notar, que este método no toma en cuenta el espesor de la capa de fondo.

Durante los experimentos, establecieron varias condiciones e hipótesis entre las que se pueden destacar las siguientes:

1. Condiciones de flujo uniforme
2. Estimaron la rugosidad del fondo (n_b), tomando en cuenta la rugosidad total de Manning n y la rugosidad de las paredes (n_w). Consideraron que en el caso de ríos y cauces naturales, donde $B > 40 h$, la $n_b = n$. Esto es, la rugosidad se debe solo a la rugosidad del fondo y se puede despreciar el efecto de las paredes.
3. Considerando un flujo donde la turbulencia estuviera completamente desarrollada, estimaron la rugosidad debida a las partículas (n') en un fondo plano, mediante la siguiente expresión

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad (1.32)$$

donde, D_{90} es el diámetro de la curva granulométrica, en m, tal que el 90 por ciento de las partículas son menores que él. Las unidades de n' se establecieron como $\text{s/m}^{1/3}$.

4. Establecieron un gasto específico, Q_b , al cual definieron como aquella parte del gasto, Q , que interviene en el arrastre de sedimentos y cuya energía se transforma en turbulencia en el fondo. En el caso de ríos, precisaron que $Q_b = Q$.
5. En las pruebas con granulometrías graduadas, establecieron un diámetro representativo de la mezcla dado por el diámetro medio D_m expresado por

$$D_m = \Sigma \frac{D_i p_i}{100} \quad (1.33)$$

donde, D_i es el diámetro medio de cada fracción y p_i el porcentaje en peso de cada fracción.

En este trabajo se empleó la cuarta fórmula de Meyer - Peter y Müller, que es de carácter general y comprende los resultados de las otras tres ecuaciones. La expresión, tomando en cuenta que se estudia un río o canal ancho y considerando el arrastre como peso seco en lugar de peso sumergido, es la siguiente

$$q_B = 8 \left(g \Delta D_m^3 \right)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \quad (1.34)$$

donde, q_B denota el arrastre en la capa de fondo en $m^3/s \cdot m$ expresado como volumen, τ_* es el número o parámetro adimensional de Shields y Δ es la densidad relativa de las partículas dentro del agua. Las últimas dos variables están definidas por las siguiente expresiones (Maza y García, 1996).

$$\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) d_s} = \frac{R_h S_0}{\Delta D_{50}} \quad (1.35)$$

y

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (1.36)$$

Para el cálculo por fracciones, se considera que si la función f representa el lado derecho de la ecuación III.34, entonces el arrastre en la capa de fondo de la fracción i está dado por

$$q_{B i} = f(p_i D_i \dots) \quad (1.37)$$

Si p_i se expresa en porcentaje, el arrastre total en capa de fondo estaría dado por la siguiente sumatoria

$$q_B = \frac{1}{100} \sum_{i=1}^N q_{B i} \quad (1.38)$$

donde N es el número de fracciones en que está dividida la curva granulométrica. Cuando p_i se expresa en fracción el arrastre total se obtiene mediante la siguiente relación

$$q_B = \sum_{i=1}^N q_{B_i} \quad (1.39)$$

I.3.2 Método de Engelund - Hansen

En 1967 Engelund y Hansen establecieron una ecuación para estimar el transporte total de fondo. Para ello, tomaron como base datos experimentales en los que se usó arena. La relación que obtuvieron fue la siguiente

$$q_{BT} = 0.05 V^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g \Delta} \right)^{1/2} \quad (1.40)$$

donde, q_{BT} es el transporte total de fondo en $m^3/s \cdot m$ expresado como volumen, V es la velocidad media del flujo en m/s y D_{50} es el diámetro de la mezcla tal que el 50 por ciento de las partículas son menores que él.

I SIMULACIONES NUMÉRICAS

Se estudió el comportamiento del río Coatán bajo dos condiciones de terreno. La primera, anterior al evento generado por el huracán Stan en 2005 y la segunda, posterior al mismo, en la que se incluyen los trabajos de rectificación del río. En el primer caso, se pretende reproducir la zona de inundación generada por el evento de 2005 (huracán Stan), y en la segunda condición, se evalúa el funcionamiento del cauce rectificado (incluyendo bordos y puentes) bajo las condiciones máximas de diseño, incluyendo un estudio en el que se estimaron las tendencias de erosión y depósito en el cauce. Además, para el caso del cauce rectificado, se efectuó un análisis a detalle del funcionamiento del Puente Coatán.

Existen diferentes modelos numéricos que permiten el cálculo, con la posibilidad de incluir flujos de barros y escombros, tales como los desarrollados por Bateman et al (2007), O'Brien et al (1993), etc. En este trabajo se empleó el modelo numérico bidimensional FLO-2D desarrollado por O'Brien et al (1993). El cual fue diseñado para la simulación de eventos extraordinarios de poca frecuencia y tiene la capacidad de estimar la distribución del flujo en superficies de inundación, así como el flujo con altas velocidades, y el transporte de barros y de sedimentos no cohesivos (arenas). Además, este software permite considerar la presencia de zonas urbanas tomando en cuenta la obstrucción por edificaciones, el flujo en calles, y la representación de estructuras tales como puentes y bordos. Una descripción del FLO-2D se puede consultar en el Apéndice A.2.

La simulación de las tendencias de erosión y depósito no pudo llevarse a cabo empleando el modelo FLO-2D, el cual presentó una falla asociada al código del software. Debido a esto, se recurrió a un modelo unidimensional de fondo móvil elaborado por personal del Instituto de Ingeniería (Berezowsky y Jiménez, 1995). Este modelo permite estimar la evolución del fondo del cauce, la elevación de la superficie libre del agua y los esfuerzos de fricción generados por el flujo; el transporte de sedimentos lo calcula mediante los métodos de Engelund - Hansen, Ackers - White, y Meyer - Peter y Müller. Una descripción más detallada del modelo de fondo móvil de Berezowsky y Jiménez puede revisarse en el capítulo 6 del Manual de Ingeniería de Ríos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Berezowsky y Jiménez, 1995).

Para el estudio se consideraron tres gastos: un gasto base de $250 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual tiene un periodo de retorno de dos años y sería un gasto máximo relativamente frecuente en el río; el gasto correspondiente a la avenida ocasionada por el huracán Stan en 2005 de $1960 \text{ m}^3/\text{s}$ y el gasto de la avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es decir, $2,450 \text{ m}^3/\text{s}$. Con el objetivo de poder comparar resultados, se llevaron a cabo simulaciones con agua clara y con sedimentos.

No se tienen datos medidos de las concentraciones de sedimentos finos en el río Coatán. Por lo que, con base en un análisis bibliográfico (Takahashi, 1999) y la colaboración de personal de la Comisión Federal de Electricidad, que tiene experiencia en la simulación de este tipo de flujos; se estimó una concentración volumétrica C_v igual al 25%, tomando en cuenta detritos y vegetación. De acuerdo con esto, se consideró que del gasto total en los hidrogramas máximos, el 75% correspondía a agua clara, mientras que el 25% era sedimento cohesivo.

La aproximación del modelo reológico empleada por el FLO-2D (ecuación III.11), requiere la solución de las ecuaciones empíricas III.14 y III.15. Para estimar el esfuerzo de fricción crítico τ_y (ecuación III.14) se consideró que $\alpha_2 = 0.0383$ y $\beta_2 = 19.6$, en tanto que para el cálculo de la

viscosidad μ_f (ecuación III.15) se empleó $\alpha_1 = 0.000495$ y $\beta_1 = 27.1$. Estos valores se obtuvieron de los rangos recomendados en el Manual del Usuario del FLO-2D (O'Brien, 2006). Para la selección de los mismos, se efectuó un análisis de sensibilidad por medio del cual se eligieron aquellos valores que minimizaran tanto el esfuerzo de fricción crítico como la viscosidad. Con esto, se buscó dar mayor peso al último término de la ecuación III.11, que representa los esfuerzos turbulentos dentro del flujo. De acuerdo con los valores estimados para los números de Bagnold y Savage (inciso **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), el flujo se encuentra dentro del rango completamente inercial, por lo que predominarían los esfuerzos turbulentos sobre los viscosos.

Para el parámetro de resistencia al flujo K_r , en la ecuación III.12, se empleó un valor de 2480 recomendado como valor inicial en el Manual de datos de entrada del FLO-2D (O'Brien, 2006). Este valor se sugiere cuando no se dispone de información de campo.

El sedimento fino se caracterizó mediante su gravedad específica (g_{SM}) con un valor de 2.65, sugerido en el manual del FLO-2D.

No se contó con datos granulométricos del sedimento no cohesivo; además, los trabajos de rectificación efectuados después de las inundaciones modificaron la distribución de tamaños del sedimento grueso en el lecho. Considerando esto, se utilizó una distribución lognormal de tamaños con $D_{50} = 0.03$ y desviación estándar geométrica $\sigma_g = 10$. En la Figura I.1 se muestra la curva granulométrica empleada en las simulaciones. Otros parámetros empleados para caracterizar el material de transporte fueron una porosidad (η) igual a 0.4 y una densidad relativa (Δ) de 1.65. La viscosidad cinemática del agua (ν_o) se consideró igual a 10^{-6} m²/s.

La rugosidad del fondo, en todas las simulaciones, se representó mediante un coeficiente de Manning n igual a 0.075, el cual fue recomendado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en el diseño propuesto de los puentes.

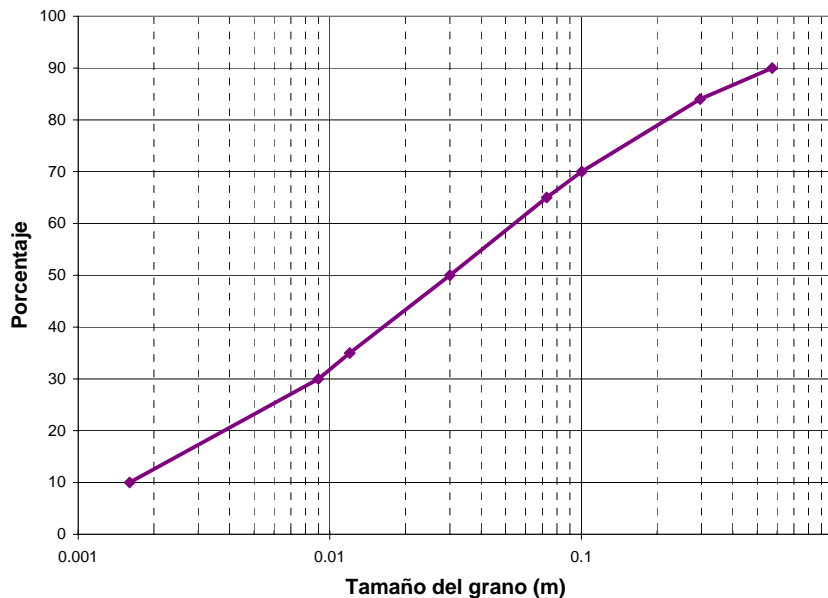


Figura I.1 Granulometría utilizada en las simulaciones de transporte de sedimentos

I.1 CONDICIONES TOPOGRÁFICAS PREVIAS A STAN

Para esta condición, se consideró la configuración topográfica dada por el modelo digital de elevaciones (MDE), ver inciso **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**


Se diseñaron varias mallas de cálculo. La primera, con elementos de 100 m por lado, se empleó para delimitar aproximadamente la zona de inundación y trabajar sobre un área menor. La malla de cálculo definitiva se construyó con celdas de 50 x 50 m, resultando un total de 2,568 elementos de cálculo, ver Figura I.2. En la misma figura, se puede observar la frontera del dominio de cálculo marcada con los cuadros en rosa; mientras que, la zona urbana se simuló mediante el bloqueo de algunos elementos, los cuales se muestran con una uña  en rojo. La resolución del modelo no permitió la representación precisa de los edificios y las calles, por lo que se optó por el bloqueo de zonas de mayor tamaño correspondientes a manzanas, permitiendo el cálculo del flujo en franjas que representarían aproximadamente las calles principales.



Figura I.2 Dominio de cálculo ($\Delta x = 50$ m)

Los puentes Coatán, Flamboyanes y Libramiento se ubicaron en el modelo mediante la ortofoto de 1996 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). No se dispuso de datos hidráulicos de los puentes para antes de 2005; por lo que, para representarlos en el modelo, se tomaron como referencia los datos del puente Coatán proyectado después de 2005. Estos consistieron en un gasto de diseño de $1776 \text{ m}^3/\text{s}$, una altura media de la estructura de 7 m y el área bajo el puente de 369.1 m^2 . A partir de esta información, y sabiendo que la longitud anterior del puente era de aproximadamente 60 m, se estimó un

gasto; el cual, junto con la altura media de la estructura se emplearon para representar los puentes. La rasante de los puentes está referida al banco de nivel reportado por SCT (la rasante del puente Coatán está a la elevación 200, en un banco de nivel arbitrario) que difiere 26.74 m respecto al nivel de referencia tomado para el levantamiento de las secciones transversales.

Debido a que el esquema numérico es explícito, y se tienen pendientes relativamente altas, el incremento de tiempo empleado por el modelo fue muy pequeño (menor de 0.001 segundos) y las simulaciones tardaron de dos a tres días.

I.1.1 Gasto base

En primer lugar, se estimó el comportamiento del río en condiciones de gasto base. Esto permitió disponer de los patrones de flujo, velocidades y tirantes que se presentan normalmente en el cauce y compararlos con los obtenidos en situaciones extraordinarias. En la Figura I.3 se muestran las cotas del agua; es posible apreciar la diferencia de niveles aguas arriba y aguas abajo de los puentes. En la Figura I.4 se representa la distribución de velocidades en el río; en el Puente Coatán se calculó una velocidad de 2.5 m/s. Los tirantes calculados en el cauce, están entre 1 y 1.5 metros, si bien, llega a registrarse un tirante de 4.5 metros aguas abajo del Puente Flamboyanes. Para este gasto, el flujo cabe prácticamente en el cauce.

I.1.2 Gasto de 2005 (Stan)

La avenida generada por Stan, se simuló considerando que el flujo era un flujo con barros y escombros. El área total de inundación estimada fue de 1, 278,000 m²; la cual, se estima que es semejante a la reportada en 2005. En las Figura I.5 y Figura I.6 se muestran las cotas del agua y las velocidades obtenidas para este gasto. En la Figura I.5 son notables los remansos en los puentes, debido a que estos no tuvieron la capacidad para dejar pasar todo el gasto que se presentó (el agua brinca las carreteras). Se debe hacer notar que en el modelo no es posible reproducir el detalle de la falla de los puentes; sin embargo, el hecho de que el agua los rebase es un indicador de que fueron insuficientes. Se tienen tirantes de hasta 9 m en los puentes, y velocidades de entre 2.5 y 5 m/s en el cauce, que se incrementan en los puentes hasta más de 10 m/s. En la zona urbana se tienen velocidades de entre 1 y 2 m/s..

Para validar los resultados del modelo, las zonas de inundación se compararon con las obtenidas en un estudio realizado en 2007 por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Vázquez et al., 2007). Dicho estudio consistió en un análisis histórico, mediante imágenes, del comportamiento de los cauces de llegada a 20 puentes en la costa de Chiapas. En este caso, se retomó la parte del análisis referente al río Coatán, basado en las siguientes imágenes: 1) tres imágenes de la plataforma Landsat de los sensores MSS, TM y ETM+, correspondientes a los años 1974, 1990 y 2000 respectivamente; 2) la ortofoto (escala 1:75 000) de INEGI descrita en el capítulo II, correspondiente al mes de abril de 1996 y 3) una imagen Spot del 20 de noviembre de 2005 (con resolución de 2.5 x 2.5m por píxel). De este estudio, se pudo disponer de la configuración del río para diferentes fechas así como de su divagación. La divagación del río debe entenderse como la zona en la que el río se mueve en la temporada

de análisis. Se hace notar, que la zona de divagación no corresponde necesariamente con el nivel máximo del agua sino con la hora y fecha de la toma de la imagen de satélite.

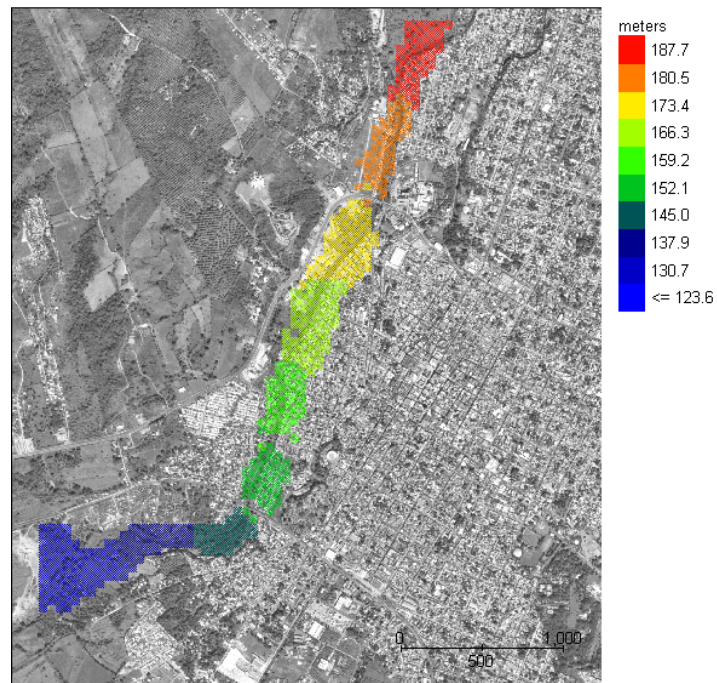


Figura I.3 Cotas del agua para el gasto base

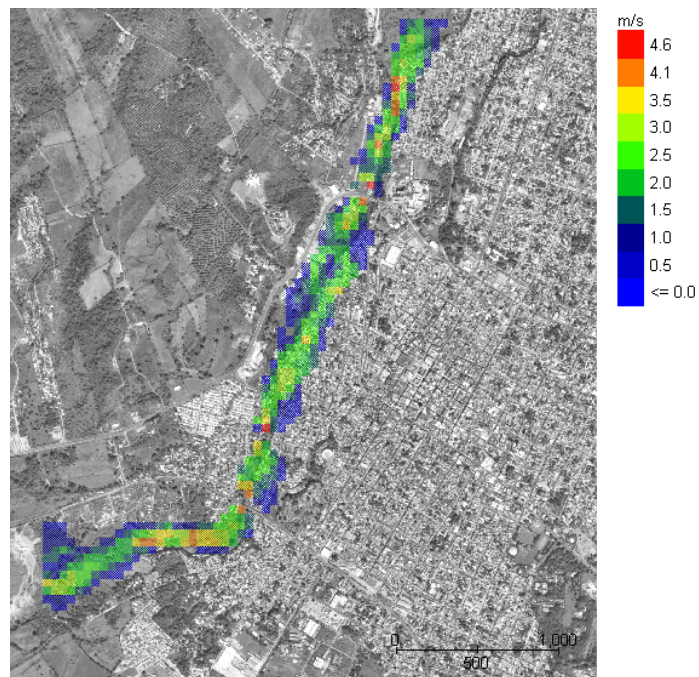


Figura I.4 Velocidades máximas para el gasto base

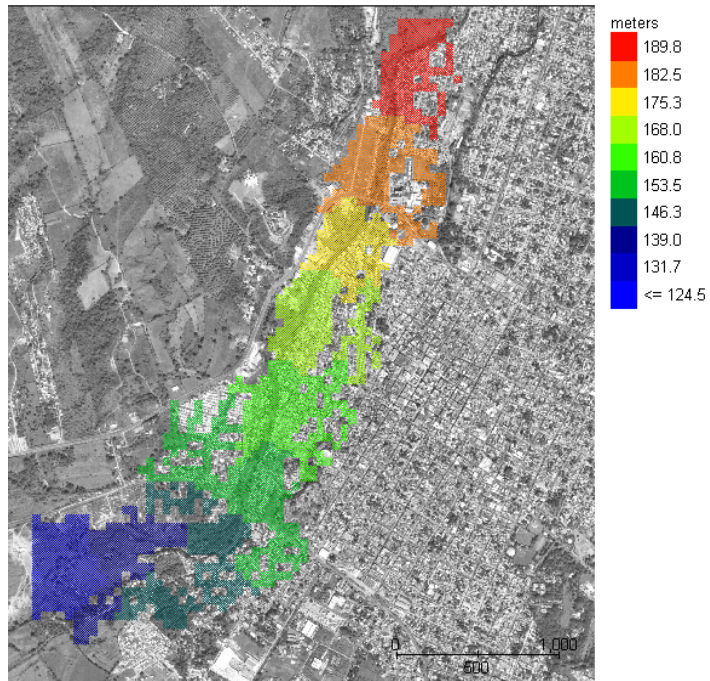


Figura I.5 Cotas del agua para el gasto de 2005 (Stan)

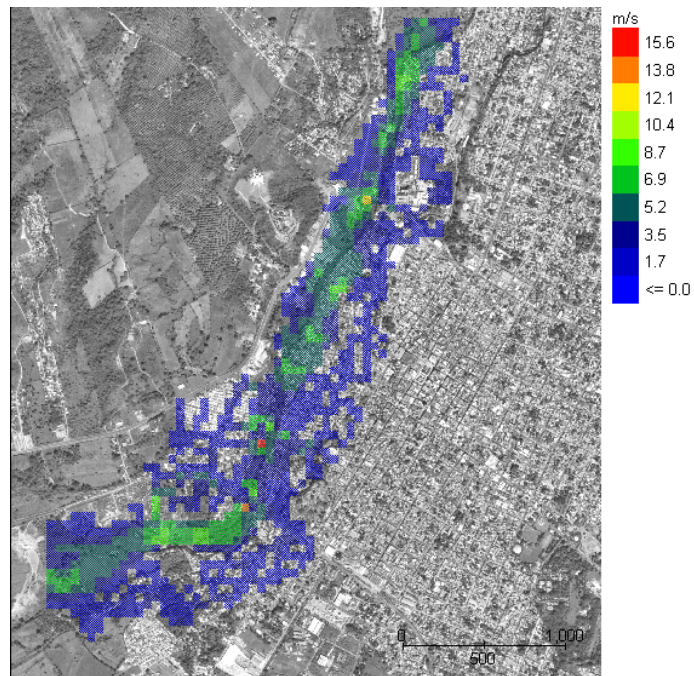


Figura I.6 Velocidades máximas para el gasto de 2005 (Stan)

En la Figura I.7 se comparan las zonas de inundación obtenidas con el FLO-2D y las del análisis del Instituto de Ingeniería. Los resultados del modelo se suavizaron para dar realce a las zonas por donde escurre el flujo principal, con esto se buscó tener una imagen simple que permitiera apreciar mejor las diferencias. La línea café de las imágenes corresponde a la divagación del río en el año 2005. Como puede verse, la superficie de inundación estimada por el modelo numérico es semejante a la obtenida mediante el análisis de imágenes. Se observan, sin embargo, zonas inundadas fuera de los límites que marca la divagación de 2005, principalmente sobre la margen izquierda a la altura del Puente Coatán y sobre la margen derecha, en una zona baja, que se encuentra entre los puentes Flamboyanes y Libramiento. Por el contrario, existe una zona en la margen izquierda, aguas abajo del Puente Coatán, que se reporta como inundada y no resulta así en el cálculo, debido a que el modelo de terreno presenta cotas altas en esa zona. Se debe hacer notar que al no poder representar la falla de los puentes en el modelo, es posible que se generen remansos mayores a los que se presentaron en la realidad, y esto tendría como consecuencia la inundación de áreas laterales como las que se observan en la Figura I.7 aguas arriba de los puentes.

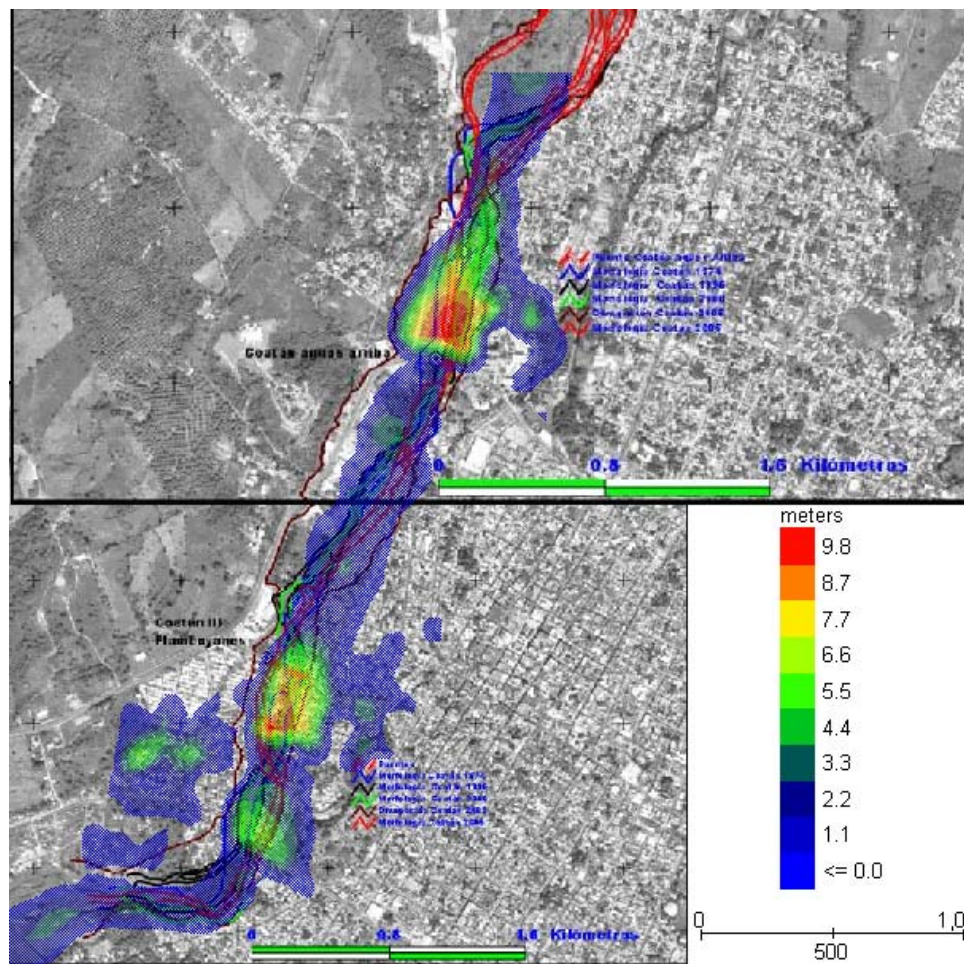


Figura I.7 Comparación de imágenes y resultado de simulación con gasto 2005 (Stan)

I.1.3 Gasto de diseño (agua clara)

En las Figura I.8 y Figura I.9 se incluyen los resultados de los cálculos en este caso. El área total inundada fue de 1, 450,000 m²; la zona inundada es 13% mayor a la que produce el gasto generado por Stan. En casi todo el cauce se tienen velocidades del orden de 5 m/s, pero en las zonas de los puentes resultan velocidades de más de 8 m/s. En las zonas urbanas se tienen velocidades de hasta 2 m/s.

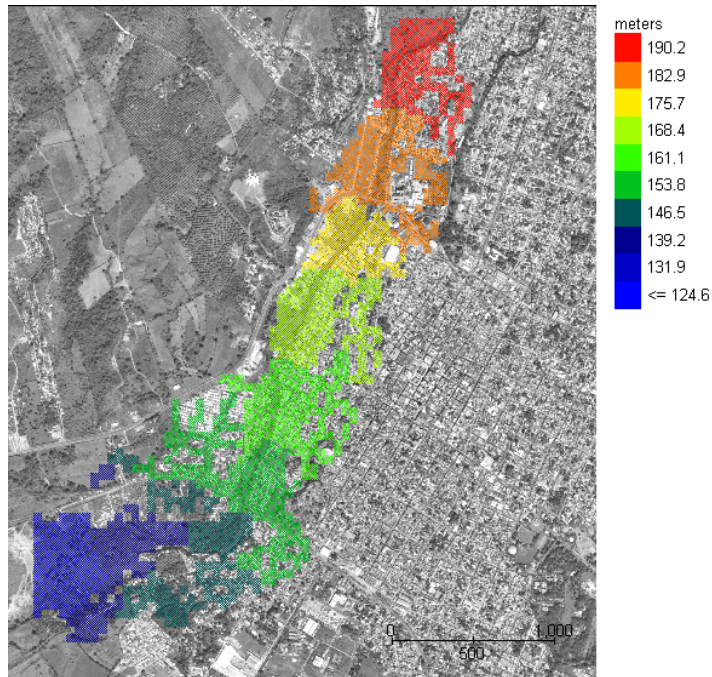


Figura I.8 Cotas del agua para el gasto de diseño

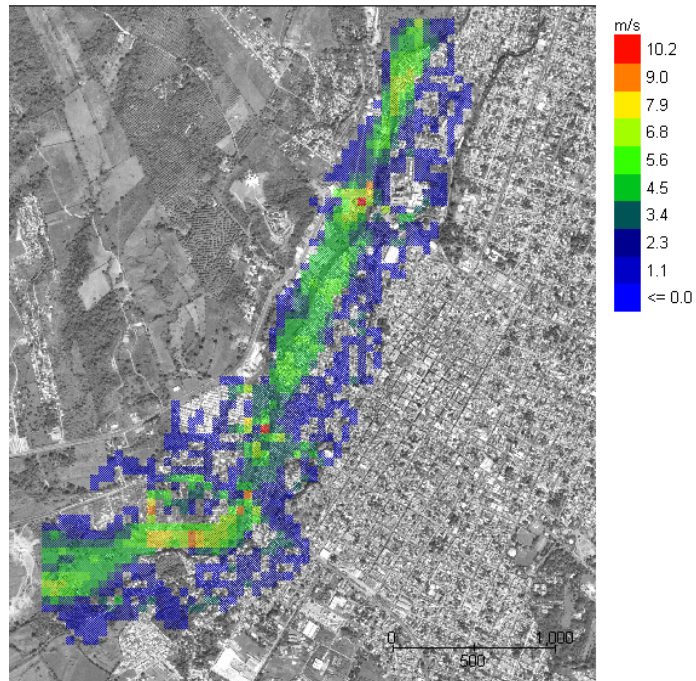


Figura I.9 Velocidades para el gasto de diseño

I.1.4 Gasto de diseño (barros y escombros)

En este caso el área total de inundación fue de 1, 515,000 m² (18% por ciento mayor que para Stan). Los resultados se muestran en la Figura I.10 y Figura I.11. Las velocidades en el cauce son de 3 a 7 m/s, con zonas de hasta 10 m/s, mientras que en las zonas urbanas se alcanzan velocidades de hasta 3 m/s.

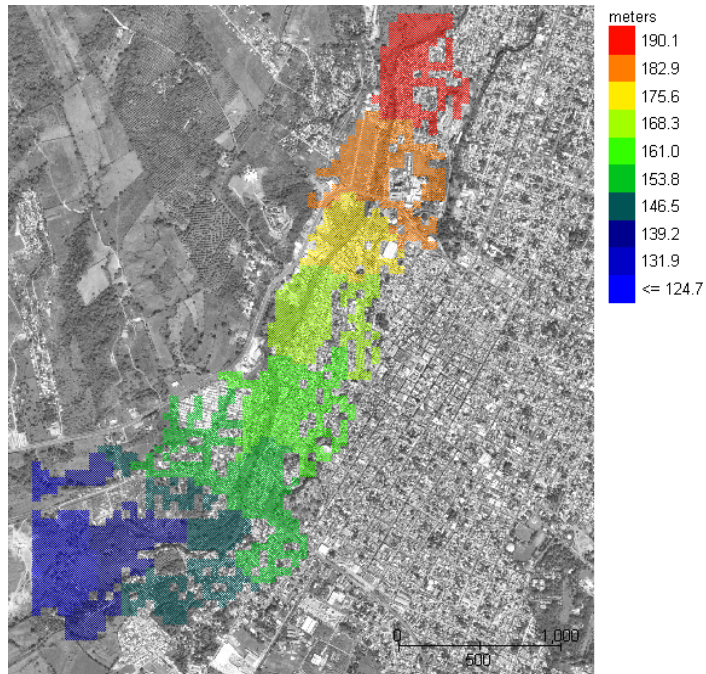


Figura I.10 Elevación máxima de la superficie libre del agua con barros y escombros

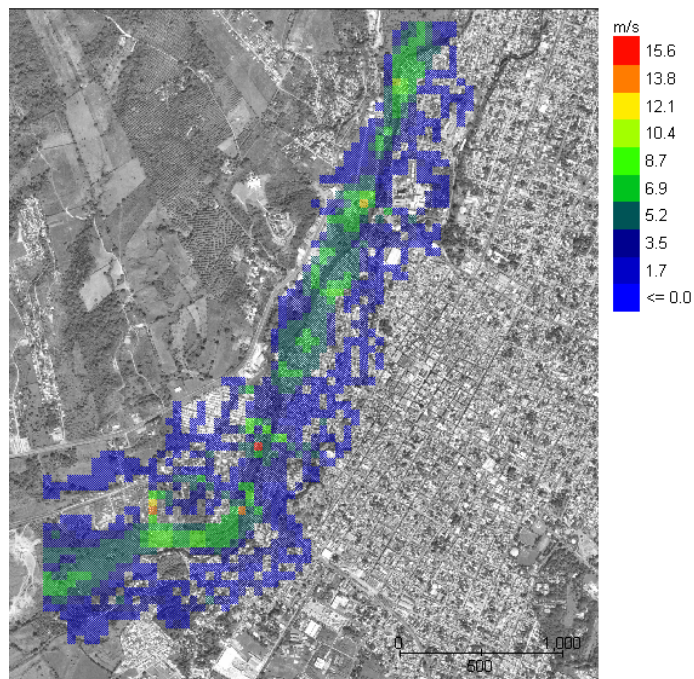


Figura I.11 Velocidades máximas del flujo con barros y escombros

I.2 REVISIÓN DE LA RECTIFICACIÓN

En esta simulación, el río Coatán se representó con las secciones topográficas descritas en el inciso **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, las cuales incluyen los bordos. Dado que es previsible que el flujo escurra sin problema en el cauce rectificado, se afinó la malla de cálculo a una de 30 x 30 m con lo que se obtuvo una malla de 5,264 elementos, ver Figura I.12. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la ubicación

de dichas secciones. Para obtener una mejor definición del río se interpolaron secciones en las celdas intermedias con el programa PROFILES del FLO-2D.

En el caso de las simulaciones con secciones rectificadas, se tomó en cuenta la localización y el área bajo los puentes nuevos construidos después de la avenida de 2005.

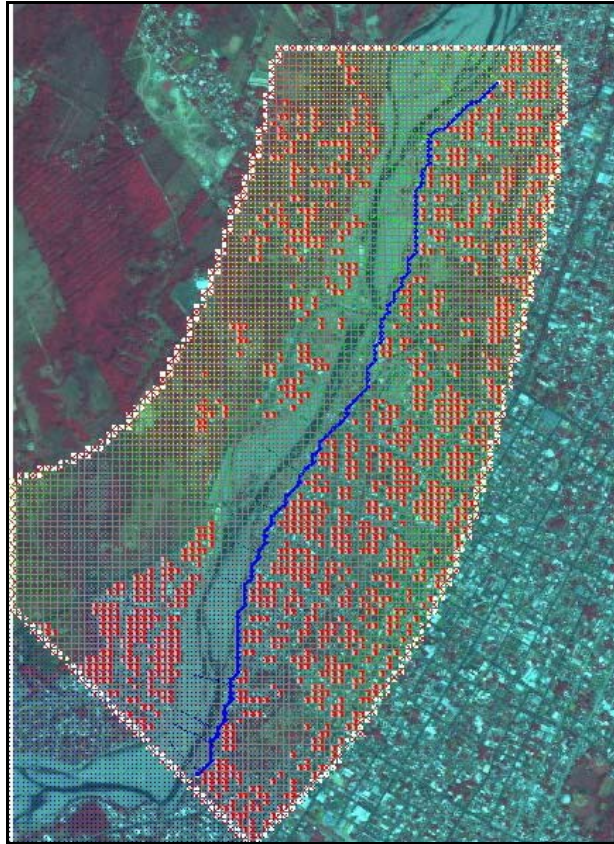


Figura I.12 Dominio de cálculo con rectificación ($\Delta x = 30$ m)

I.2.1 Gasto base

En la Figura I.13 se muestra el perfil de la superficie libre del agua para los tirantes máximos con este caudal; el máximo tirante es de 3.4 m. Las velocidades máximas estimadas están entre 2.5 y 3 m/s. En la Tabla I.1, se incluyen los tirantes y velocidades calculados en los tres puentes. Estos resultados son considerando flujo unidimensional, es decir, se considera la velocidad media en la sección.

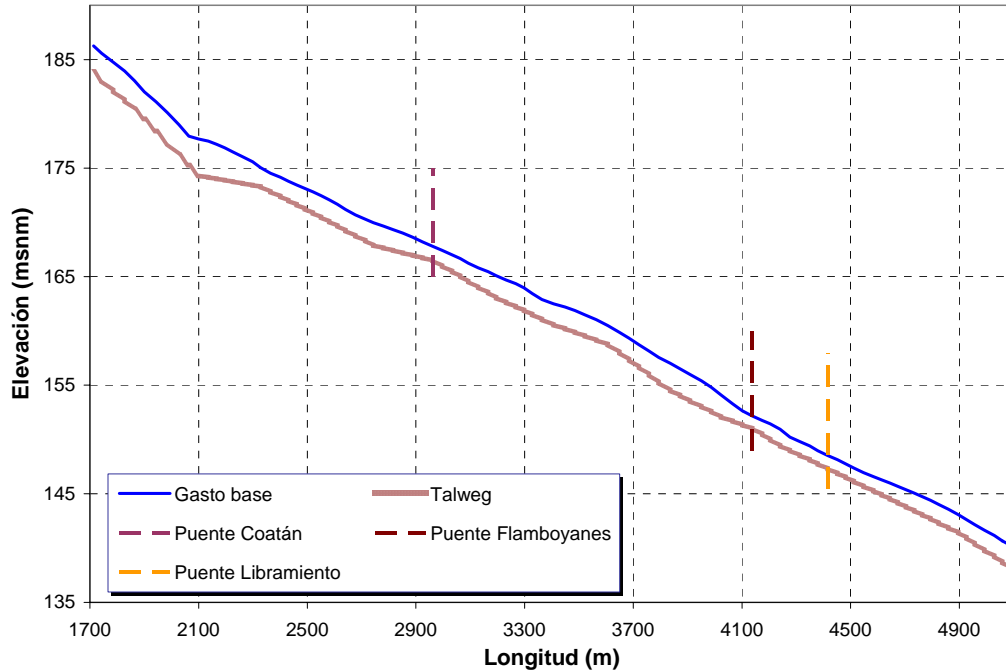


Figura I.13 Perfil del agua calculado con gasto base

Tabla I.1 Tirantes y velocidades en los puentes, gasto base

Puente	Cadenamiento (m)	Elevación máx (msnm)	Tirante máx (m)	Velocidad máx (m/s)
Puente Coatán	2+ 940	167.8	1.3	1.7
Puente Flamboyanes	4+ 300	152.2	1.2	1.6
Puente Libramiento	4+ 500	148.5	1.2	1.6

I.2.2 Gasto de diseño (agua clara)

En general, el escurrimiento queda confinado dentro del cauce rectificado, sin embargo existe una zona pequeña en que el río desborda, principalmente sobre la margen derecha aguas abajo del Puente Coatán, Figura I.15. El área inundada es relativamente pequeña (20,000 m²). El tirante en esta zona es de 1.0 m, y las velocidades son menores a 0.5 m/s. Este desbordamiento se da para un caudal mayor a 2,100 m³/s (15 por ciento menor al gasto de diseño para un periodo de retorno de 100 años). En la Figura I.14 se incluye el perfil para el gasto de diseño. En la Figura I.16 se muestran las velocidades máximas; estas son de 4 m/s en casi todo el cauce con zonas de hasta 5 m/s.

En la Tabla I.2 se incluyen los tirantes y velocidades medias máximas en las secciones de los puentes. La elevación media de la rasante en el puente Coatán es la 173.3 m, es decir, hay 0.8 m de diferencia; si se toma en cuenta el espesor de la superestructura, y un necesario bordo libre, el puente puede ser insuficiente para el caudal de 2,450 m³/s. Además, el nivel del

agua también es alto con respecto a la rasante de la carretera. En los puentes Flamboyanes (rasante a la 160.5 m) y libramiento (rasante a la 156.2 m) aparentemente no se tendrían problemas.

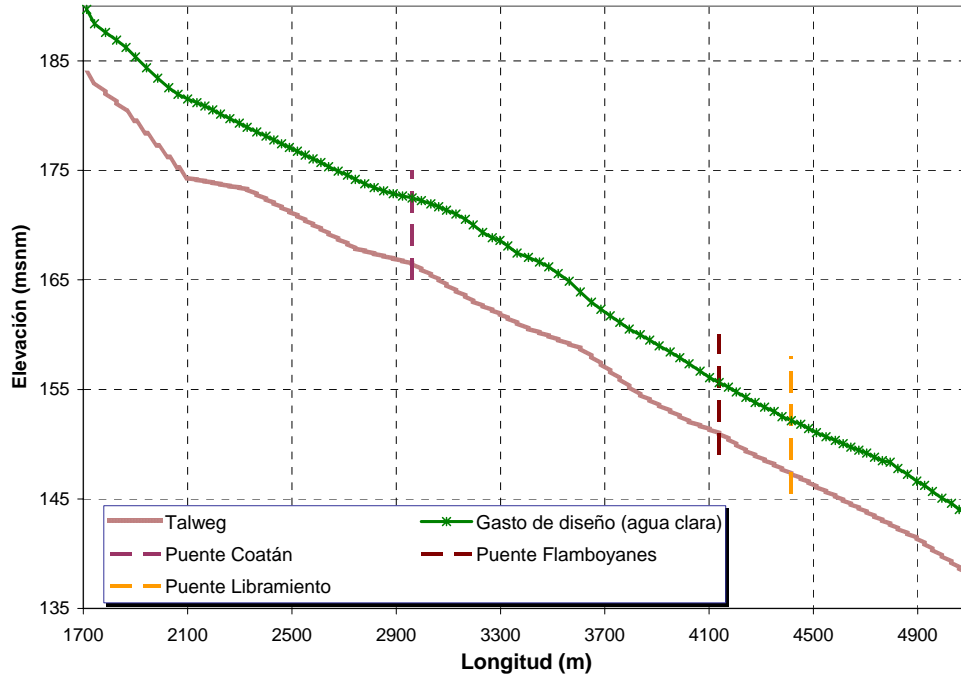


Figura I.14 Perfil del agua en el cauce rectificado con gasto de diseño



Figura I.15 Tirantes en las zonas donde el cauce es insuficiente con gasto de diseño

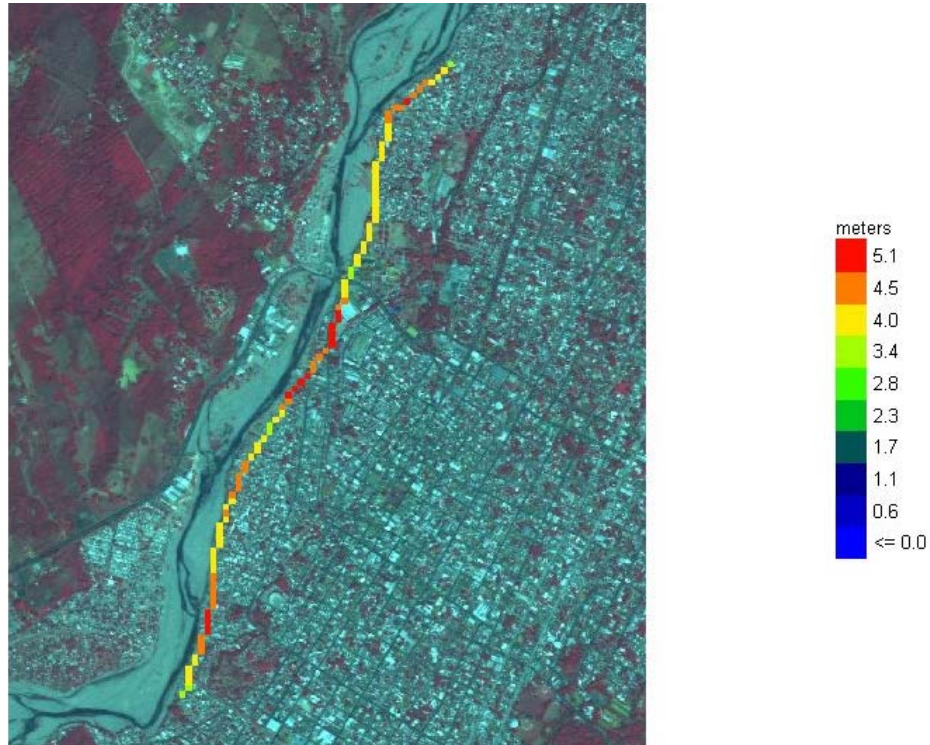


Figura I.16 Velocidades máximas para el gasto de diseño

Tabla I.2 Tirantes y velocidades en los puentes, gasto de diseño

Puente	Cadenamiento (m)	Elevación máx (msnm)	Tirante máx (m)	Velocidad máx (m/s)
Puente Coatán	2+ 940	172.5	5.9	3.3
Puente Flamboyanes	4+ 300	155.6	4.7	4.0
Puente Libramiento	4+ 500	152.2	4.8	3.9

I.2.3 Gasto de diseño (barros y escombros)

En este caso el desbordamiento se produce para unos 2,300 m³/s y el área de inundación es menor, esto es, de 16,200 m². En la Figura I.17 se incluye el perfil hidráulico en este caso. En la Figura I.18 se muestran los tirantes en la planicie inundada, y en la Figura I.19 están las velocidades máximas. Las velocidades máximas son de entre 4 y 4.5 m/s en casi todo el cauce, excepto aguas abajo del puente Coatán en que resultan mayores.

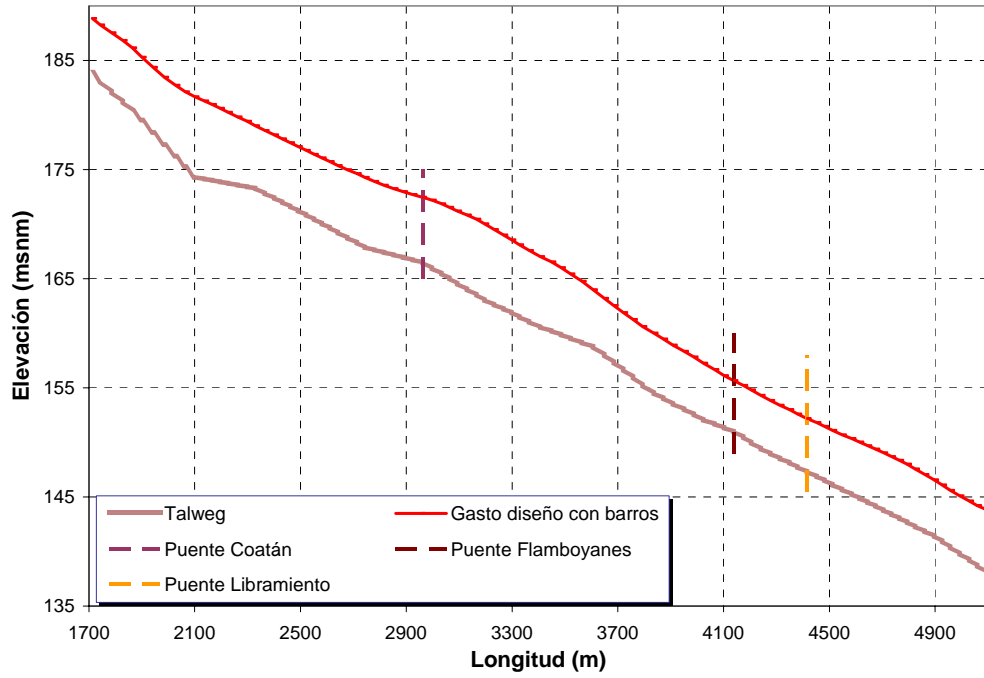


Figura I.17 Perfil de tirantes máximos, gasto de diseño con barras y escombros



Figura I.18 Tirantes máximos fuera del cauce rectificado, gasto máximo con barras y escombros

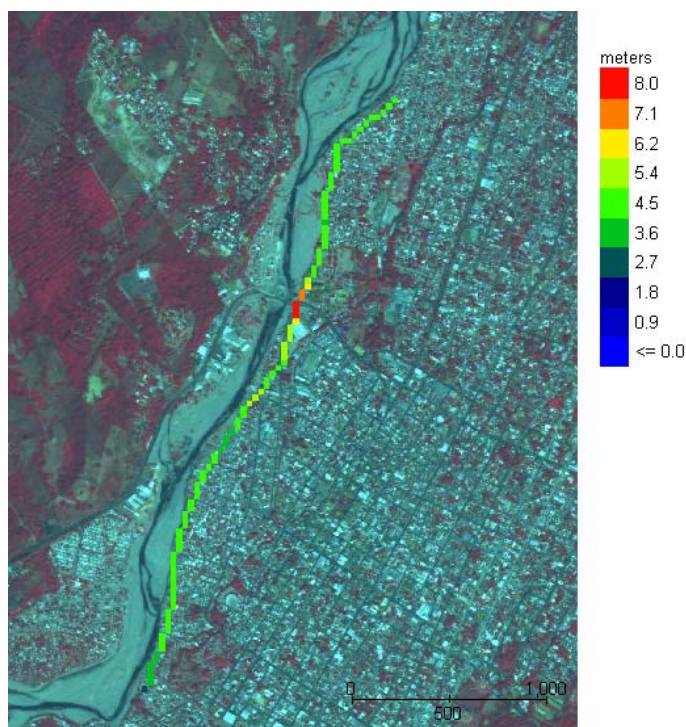


Figura I.19 Velocidades máximas para el gasto de diseño con barro y escombros

Según puede verse en la Tabla I.3, los tirantes y velocidades en los puentes no cambian respecto al caso anterior.

Tabla I.3 Tirantes y velocidades en los puentes, gasto de diseño con barro y escombros

Puente	Cadenamiento (m)	Elevación máx (msnm)	Tirante máx (m)	Velocidad máx (m/s)
Puente Coatán	2+ 940	172.5	6.0	3.2
Puente Flamboyanes	4+ 300	155.7	4.7	4.0
Puente Libramiento	4+ 500	152.2	4.9	3.8

1.2.3.1 Discusión de resultados

En la Figura I.20 se muestran los perfiles del superficie libre del agua para los tres casos descritos; en la figura se señala también la ubicación de los puentes. Los tirantes y las velocidades en el cauce rectificado pueden verse en la Figura I.21 y Figura I.22, respectivamente.

No se aprecia una diferencia significativa en los perfiles obtenidos para el gasto de diseño con y sin lodos. Los tirantes calculados incluyendo los lodos, son mayores en algunas zonas.

Asimismo, destaca la disminución de las velocidades entre el caso de flujo con y sin barros y escombros.

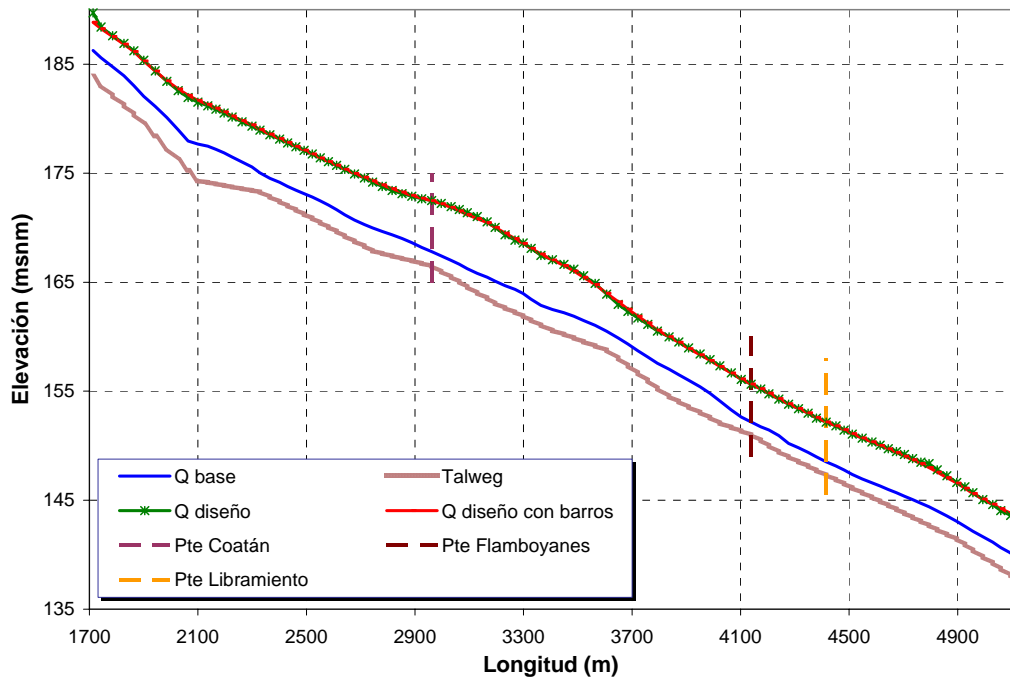


Figura I.20 Perfiles a lo largo del cauce rectificado

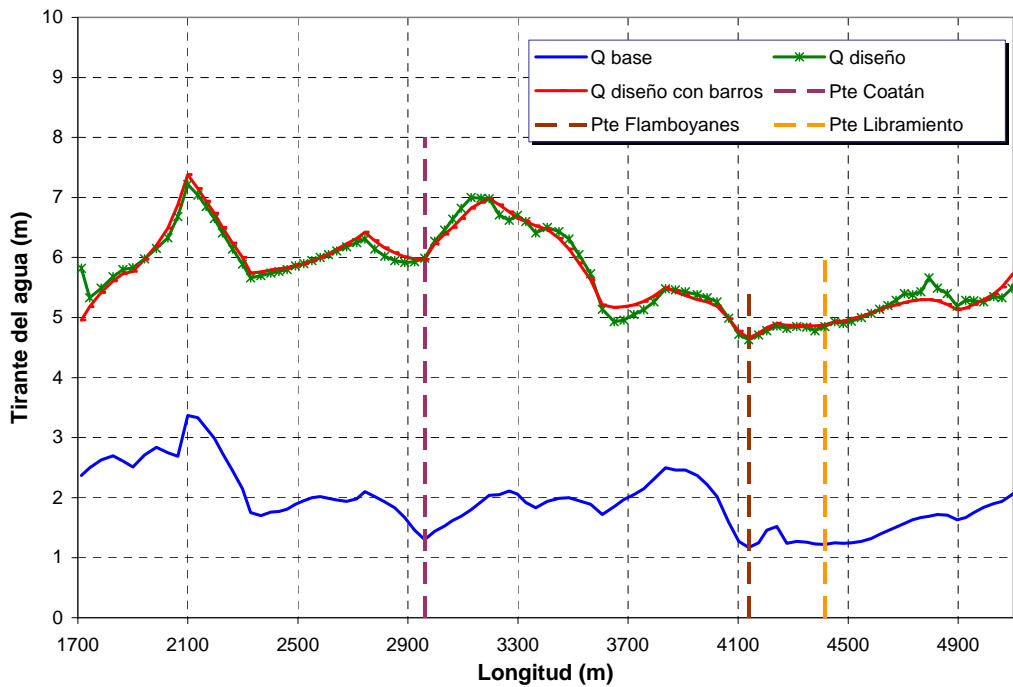


Figura I.21 Tirantes máximos en el cauce rectificado

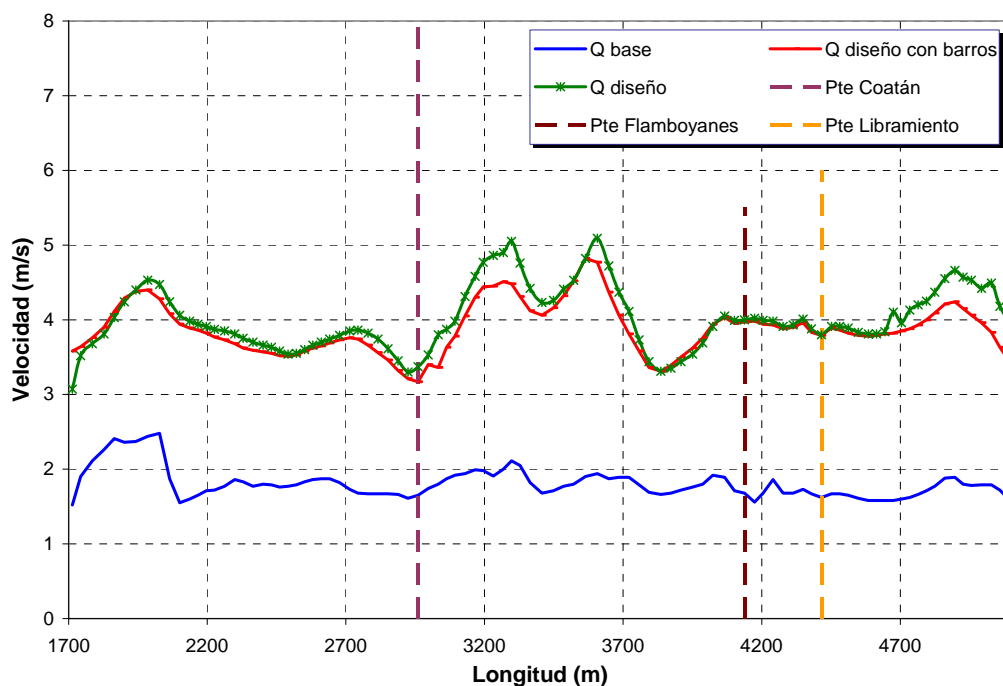


Figura I.22 Velocidades máximas en el cauce rectificado

I.2.4 Cálculo en detalle del Puente Coatán

Para probar la versatilidad del modelo, se diseñó una malla de detalle de una pequeña zona alrededor del Puente Coatán. Se digitalizó información proporcionada por la SCT, incluyendo el ancho de diseño del puente y el dragado de la zanja que se muestra en el corte de la sección del puente. En la Figura I.23 se muestra la malla elaborada con cuadros de 12.5 m por lado, resultando una malla de 750 elementos; se ha incluido la carretera (como un bordo, círculos rojos), así como las construcciones que aparecen en el plano de SCT. El ancho del puente es de 125 m, es decir, 10 elementos de la malla. No se ha usado la curva de gastos del puente pues la idea es calcular el flujo al paso del puente. Se ha usado el banco de nivel reportado por SCT (la rasante del puente está a la elevación 200) por lo que para uniformizar los resultados con los de los cálculos de los escenarios 1 y 2 ya presentados, deben restarse 26.74 m a las elevaciones de las figuras siguientes.

Los cálculos para este tamaño de malla y detalle de datos consumen una gran cantidad de tiempo (3 a 4 días) y recursos de cómputo. Se presentan resultados para el gasto de diseño con barro y escombros para varias concentraciones.

I.2.4.1 Concentración del 25 por ciento

En la Figura I.24 se muestran las elevaciones del agua máximas, mientras que en la Figura I.25 se reportan las velocidades máximas. Cerca del estribo derecho se tiene un tirante de 5.27 m, la velocidad máxima en la sección del puente es de 6.6 m/s; nótese que el flujo se carga a la derecha, por lo que las velocidades cerca del estribo derecho son mayores que en

el izquierdo (4.32 m/s). La elevación del agua está en la 198.67 m (171.93 m con el banco de nivel de modelo de terreno) por lo que el puente sería insuficiente. Asimismo, a la carretera le queda únicamente 1.3 m como bordo libre.

1.2.4.2 Concentración del 17.5 por ciento

Se considera este caso como una concentración intermedia. Los resultados están en la Figura I.26 y Figura I.27. La elevación del agua en el puente es 198.70 m (171.96 m con el banco de nivel de modelo de terreno), y velocidades máximas de 6.72 m/s.

1.2.4.3 Concentración del 10 por ciento

Para las condiciones extremas en la zona, esta sería prácticamente de las concentraciones más bajas posibles para el rango de caudales de avenidas extremas. En la Figura I.28 y Figura I.29 se muestran los resultados del modelo. Las elevaciones del agua están en la cota 198.63 m (171.98 m con el banco de nivel de modelo de terreno), y velocidades máximas de 6.72 m/s.

Como puede apreciarse, en este caso los resultados no varían apreciablemente al cambiar la concentración en un rango amplio de valores.

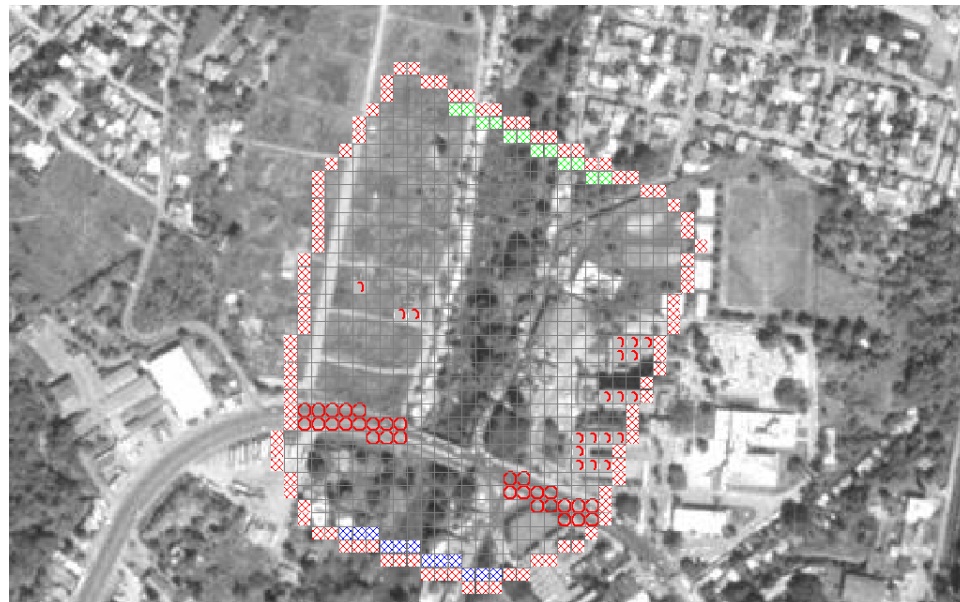


Figura I.23 Zona de cálculo del puente Coatán

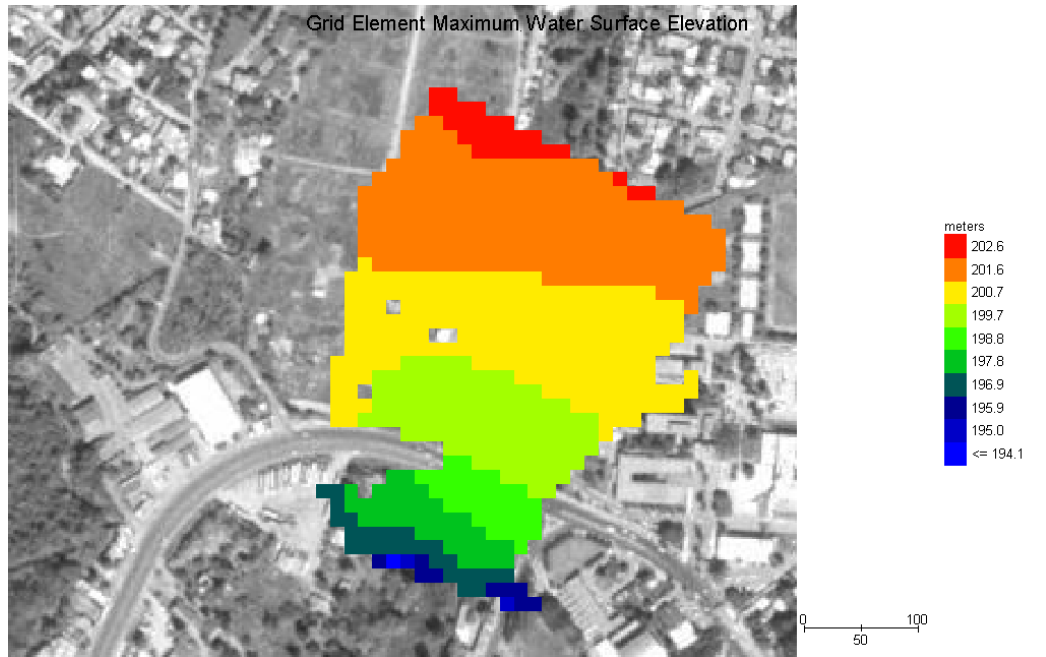


Figura I.24 Cotas del agua máximas, concentración = 25 %

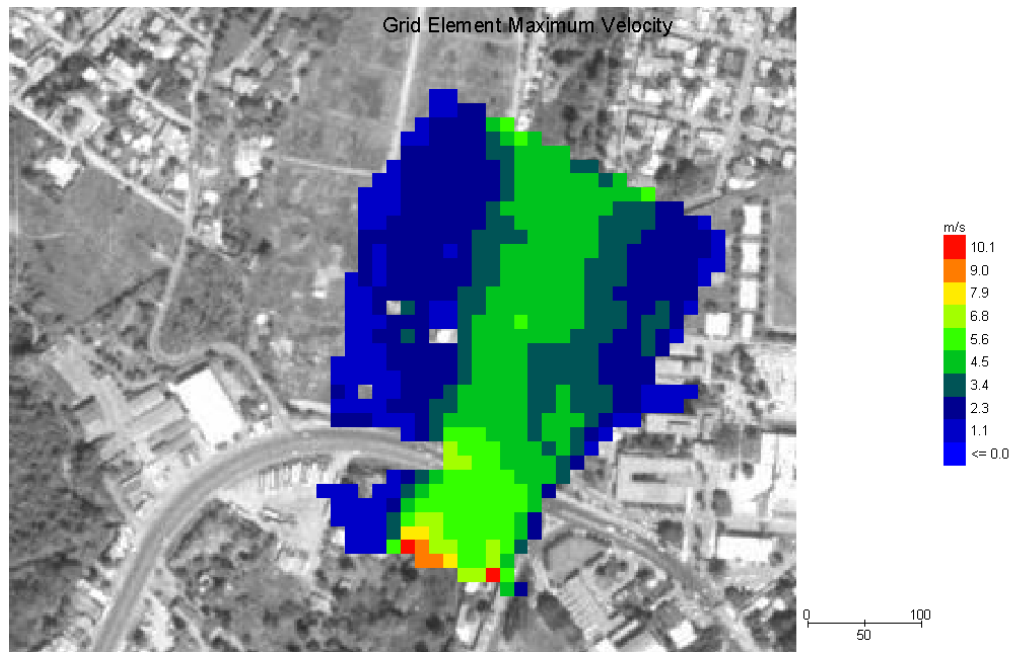


Figura I.25 Velocidades máximas, concentración = 25 %

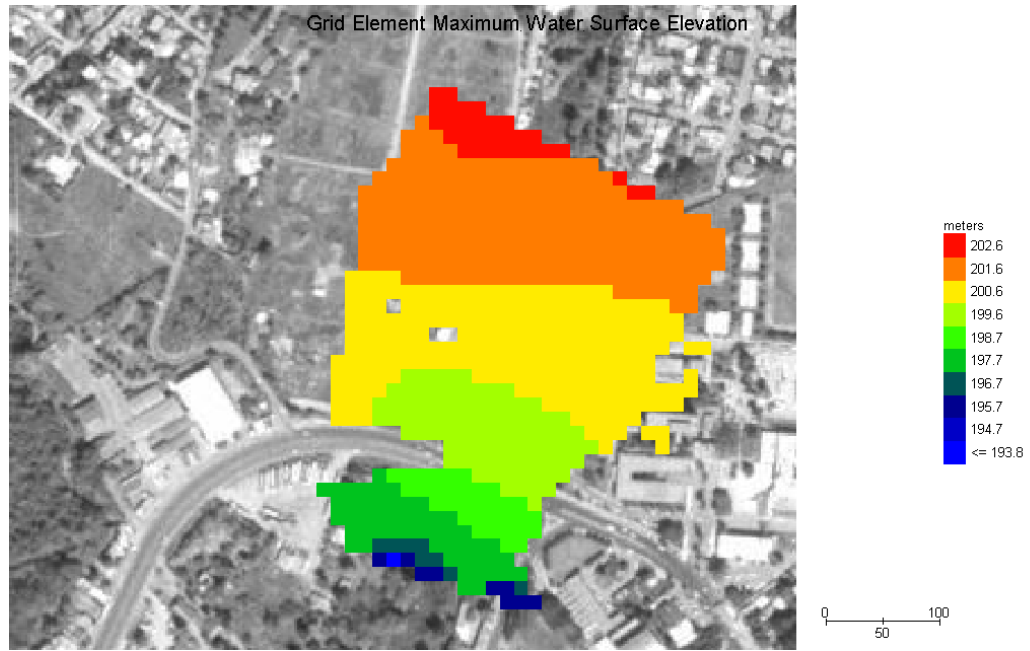


Figura I.26 Cotas del agua máximas, concentración = 17.5 %

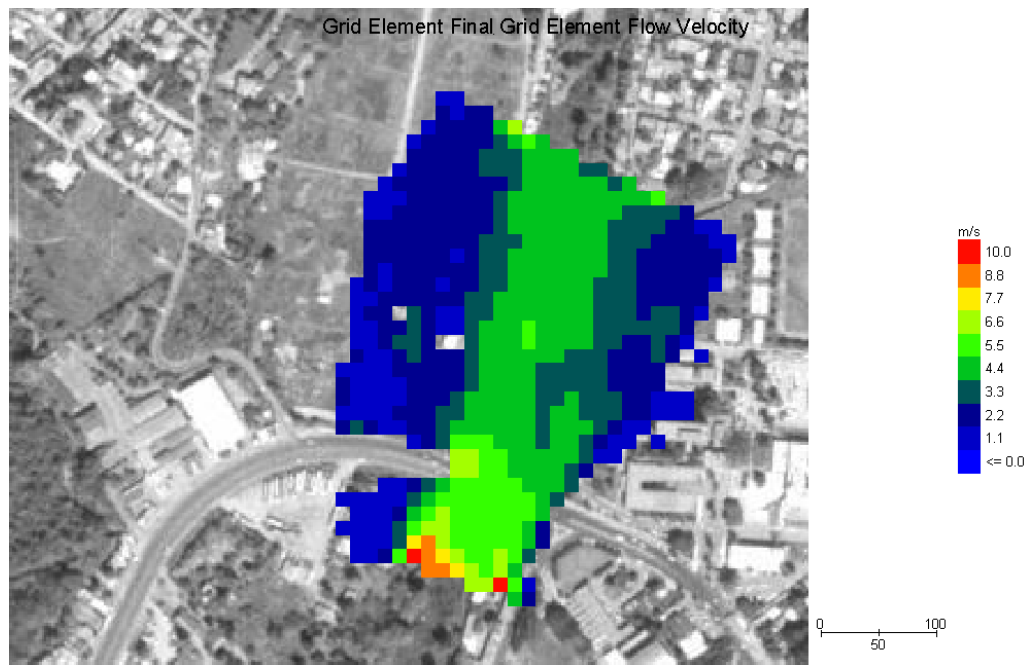


Figura I.27 Velocidades máximas, concentración = 17.5 %

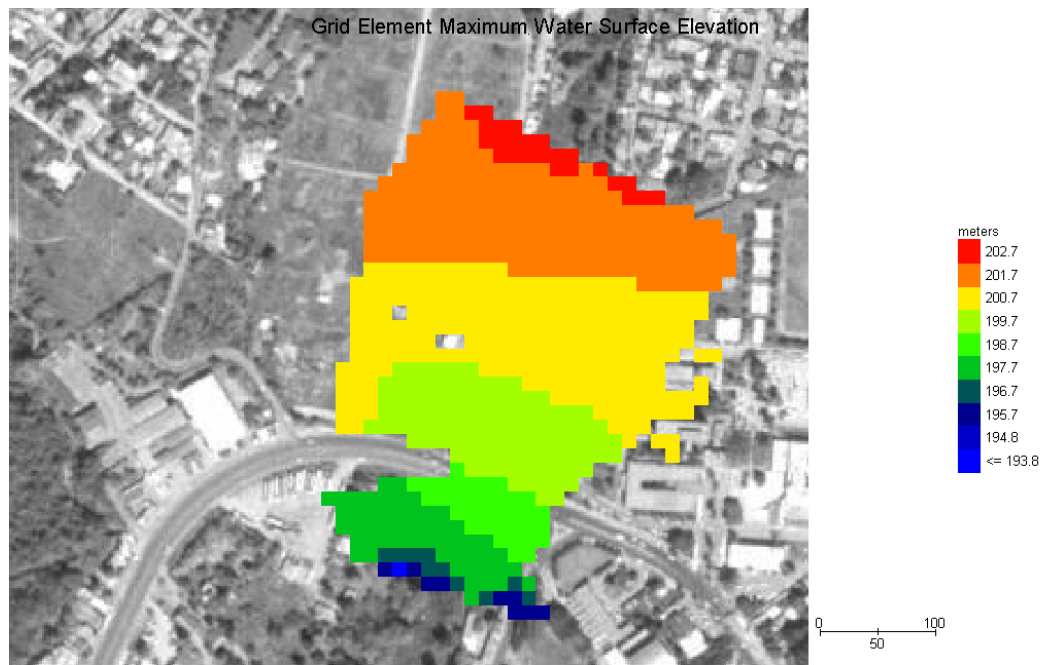


Figura I.28 Cotas del agua máximas, concentración = 10 %

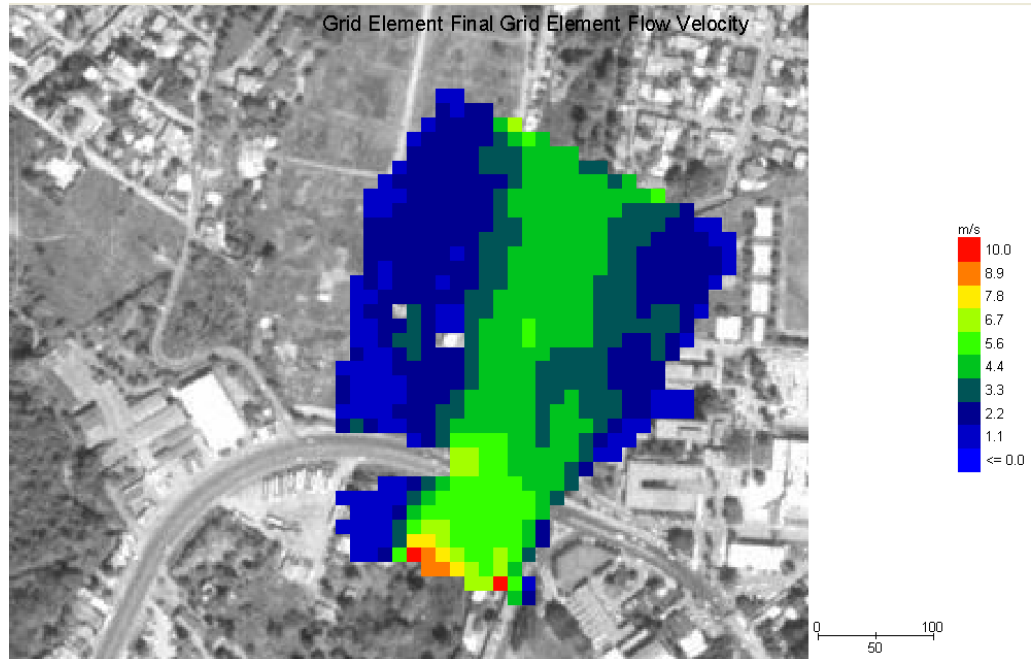


Figura I.29 Velocidades máximas, concentración = 10 %

I.2.5 Tendencias de erosión y depósito

Se estimaron las tendencias de depósito y erosión del cauce rectificado en el largo plazo. Para conocer el gasto sólido que puede transportar el río, se efectuaron una serie de simulaciones en estado permanente con objeto de encontrar el gasto sólido de equilibrio. De acuerdo con lo planteado en el inciso **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se emplearon los métodos de Meyer - Peter y Müller (MPM) y Engelund - Hansen (EH) para la evaluación del transporte de sedimentos. Los gastos líquidos de interés fueron: el gasto base de 250 m³/s y el gasto de diseño de 2450 m³/s. El tiempo total considerado en las simulaciones fue de 3 años.

El método de Meyer - Peter y Müller permitió estimar gastos sólidos del orden de 0.1% del gasto líquido; en tanto que, con el método de Engelund - Hansen, se obtuvo una mayor capacidad de transporte, estimándose gastos sólidos del orden de 0.2% del gasto líquido.

Para observar los efectos en el fondo producidos por una avenida con el gasto de diseño, así como su evolución en el tiempo, se consideró un hidrograma con tiempo base de 9 días y tiempo de pico de 3 días, Tabla I.4. Se definieron periodos de tiempo más largos que los reales, con el propósito de poder apreciar los cambios en la morfología del río, puesto que estos procesos se desarrollan en el largo plazo. El tiempo total de esta simulación fue de 30 días. Como condición de frontera para los sedimentos aguas arriba, se definió un sedimentograma con los gastos sólidos estimados en las simulaciones de largo plazo, Tabla I.4.

Finalmente, se estimó la recuperación del río en el largo plazo, llevando a cabo una simulación de 3 años con gasto base, en la que se partió de la configuración del fondo generada por el paso de la avenida de diseño.

Enseguida se presentan las tendencias de erosión y depósito obtenidas.

Tabla I.4 Hidrograma y sedimentograma

Tiempo (días)	Q líq (m ³ /s)	Q sól (MPM) (m ³ /s)	Q sól (EH) (m ³ /s)
0	250	0.25	0.13
0.25	250	0.25	0.13
3.25	2450	2.85	5.20
4.25	2000	2.30	3.70
9.25	250	0.25	0.13
12.50	250	0.25	0.13
30.00	250	0.25	0.13

I.2.5.1 Gasto base

En la Figura I.30 se muestra el perfil longitudinal del fondo estimado después de 3 años con los métodos de Meyer - Peter y Müller (MPM) y de Engelund - Hansen (EH). La línea sólida (café) denota la elevación del fondo al inicio de la simulación. Además, se muestra la superficie libre del agua al final de la misma y se indica la posición de los puentes estudiados. Como se puede observar, ambos métodos estiman una tendencia al azolve que tiende a uniformizar la pendiente del fondo, principalmente en la parte superior del tramo.

En la Figura I.31 se puede ver el cambio total en el fondo (ΔZ). La acumulación de material llega a ser de hasta 3 metros en el cadenamamiento 2100 aproximadamente. A partir del cadenamamiento 3000, cuando se usa el método de Meyer - Peter y Müller, se estima una acumulación de material menor que con el método de Englund - Hansen.

En la Figura I.32 se muestra la evolución del fondo en las secciones de los puentes. En el Puente Coatán, con ambos métodos de transporte, se estima un azolve de la sección; mientras que, en los puentes Flamboyanes y Libramiento, con el método de MPM, se obtiene una ligera erosión del fondo, y con el método de EH se estima un leve azolve en dichas secciones.

Si se considera, que el fondo de un río se encuentra en equilibrio en presencia de transporte de sedimentos cuando no sufre modificaciones en su perfil, entonces, se podría decir que la acumulación de material en la parte superior del tramo en estudio indicaría que el perfil del río rectificadado no está en equilibrio. La tendencia es a que el material acumulado forme una pendiente que equilibre los caudales sólido y líquido. En los perfiles longitudinales, se aprecia esta tendencia del río a uniformizar su pendiente, haciéndola paralela a la pendiente de la superficie libre del agua. En este punto, debe hacerse notar que los resultados son cualitativos, y que además, puede existir un efecto numérico producto de la condición de frontera aguas arriba.

1.2.5.2 Avenida de diseño

En la Figura I.33 se presenta el perfil longitudinal del fondo para el momento del paso del pico de la avenida de diseño, calculado con los 2 métodos de transporte considerados; se compara con el perfil inicial del fondo. A los 3.25 días, tiempo en que ocurre el pico de la avenida, el método de Meyer - Peter y Müller estima acumulación de material entre los cadenamamientos 1800 y 2800; en tanto que, después del Puente Coatán (cad 2940) se tiene erosión a lo largo de 700 m. Aguas abajo, se puede decir que el cauce se mantuvo en equilibrio hasta la altura del Puente Libramiento, a partir del cual, es posible observar que se tuvo erosión en los últimos 500 m. Con el método de Englund - Hansen, a la entrada del cauce, hasta el cadenamamiento 2800, se tuvo acumulación de sedimento, lo mismo que entre los cadenamamientos 3500 y 4200, aunque en este último tramo fue de menor magnitud.

Tres años después de la avenida (Figura I.34), con el primer método, y ya con el gasto base, se observó que el cauce tendió a retener sedimentos, sobre todo entre los 1800 y 2800 m; hacia aguas abajo recuperó su nivel original. Mientras que, con el segundo método, al simular el comportamiento del río en el largo plazo, se puede ver que transportó gran parte del material depositado en la avenida pero sin llegar a reestablecer el nivel inicial del fondo.

En la Figura I.35 se muestra el cambio en el nivel del fondo para el pico de la avenida y a los 3 años después.

Para el método de Meyer - Peter y Müller, en el tramo de entrada, aguas arriba del Puente Coatán, la avenida de diseño generó una acumulación de material de 1.5 m; mientras que, aguas abajo del puente se presentó una erosión de aproximadamente 1.2 m. En el tramo siguiente, aguas arriba de los Puentes Flamboyanes y Libramiento, se observa un comportamiento similar del cauce, en el que la acumulación fue de 0.5 m y la erosión en el tramo aguas abajo de los puentes de 1 m. Después de 3 años, se observó que la acumulación de sedimento aguas arriba del Puente Coatán llegó hasta 3 m de espesor; en tanto que, el

nivel del fondo aguas abajo se recuperó e incluso se retuvieron 0.50 m de material. En el último tramo del río, el fondo tendió a recuperar su nivel inicial.

Para el método de Engelund - Hansen, el gasto de diseño generó una acumulación de sedimento de casi 3 m aguas arriba del Puente Coatán; mientras que, aguas abajo se pudo observar una erosión de 1 m. Análogamente, aguas arriba de los Puentes Flamboyanes y Libramiento se puede ver un azolve de material de casi 1.5 m; en tanto que, hacia aguas abajo, una erosión de aproximadamente 0.8 m. Al simular por 20 días más, las zonas de socavación desaparecieron pero la acumulación llegó a 4.5 m alrededor del cadenamiento 2200, en la parte alta del cauce. A los 3 años, la acumulación observada en el primer mes disminuyó aproximadamente 1.5 m en la parte alta, y entre 1 y 0.5 m en la parte media del tramo. En la parte baja del cauce (a partir del cadenamiento 4100) no se observaron cambios.

En la Figura I.36 se muestra la evolución del nivel del fondo estimada con los 2 métodos de transporte en las secciones de los puentes. El nivel del fondo en los puentes tiende a estabilizarse después de 15 días del paso de la avenida. Con el método de Meyer - Peter y Müller, el fondo permanecerá prácticamente sin cambios; en tanto que, con Engelund - Hansen, la tendencia será al azolve de las secciones. En general, la tendencia en el largo plazo será al azolvamiento del cauce, principalmente en el tramo aguas arriba, donde la pendiente del fondo es más pronunciada.

En la Figura I.37 se grafican los esfuerzos de fricción a lo largo del río Coatán producidos por el gasto base y el gasto de diseño de $2450 \text{ m}^3/\text{s}$. Las líneas horizontales representan los esfuerzos de fricción máximos, que debe generar el flujo para mover material de 0.10 m, 0.20 m, 0.60 m y 0.70 m. En el caso del primer método, se observa que el gasto base generó esfuerzos de fricción capaces de mover sedimento hasta de 0.20 m alrededor del cadenamiento 3100 aguas abajo del Puente Coatán (cad. 2940). Por otro lado, los esfuerzos de fricción producidos por el gasto de $2450 \text{ m}^3/\text{s}$ tuvieron capacidad para transportar rocas de 0.50 m, y en algunos tramos pueden mover material de hasta 0.70 m. En el caso del método de Engelund - Hansen, los esfuerzos de fricción calculados fueron ligeramente más uniformes a lo largo del cauce y de menor magnitud, respecto a los calculados con el método de Meyer - Peter y Müller. El gasto base tuvo capacidad para mover material de 0.10 m, en tanto que, la avenida de diseño pudo mover rocas de 0.50 m y en pequeños tramos hasta de 0.60 m.

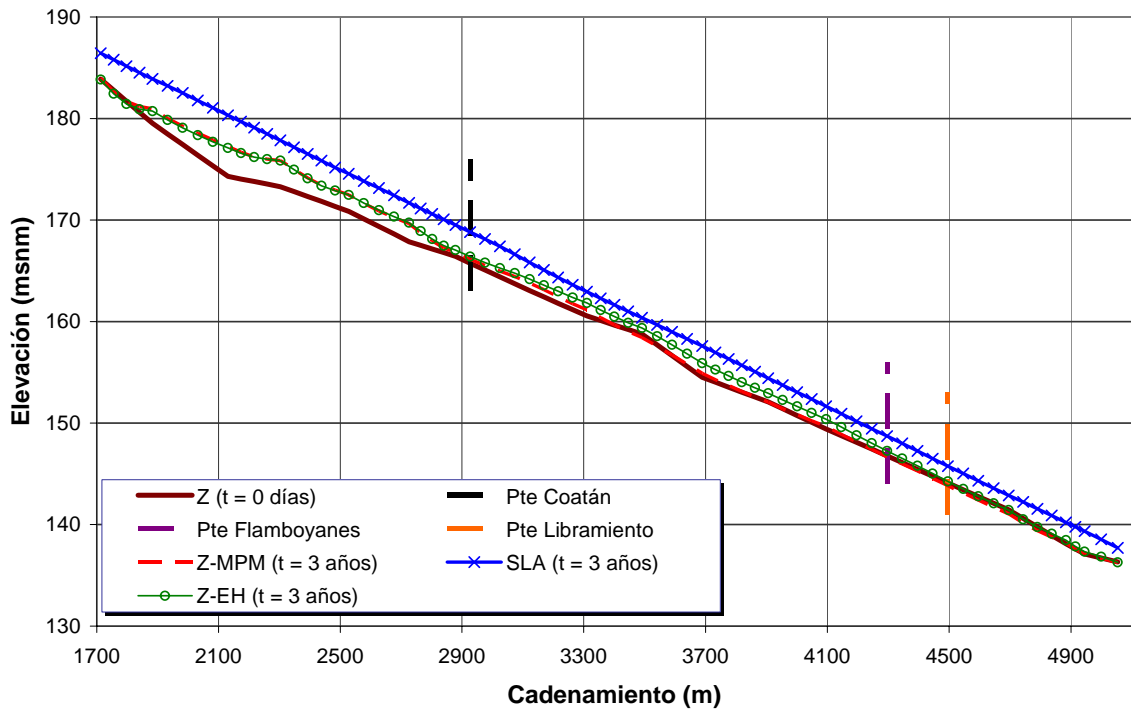


Figura I.30 Perfil longitudinal del fondo y SLA a los 3 años con gasto base

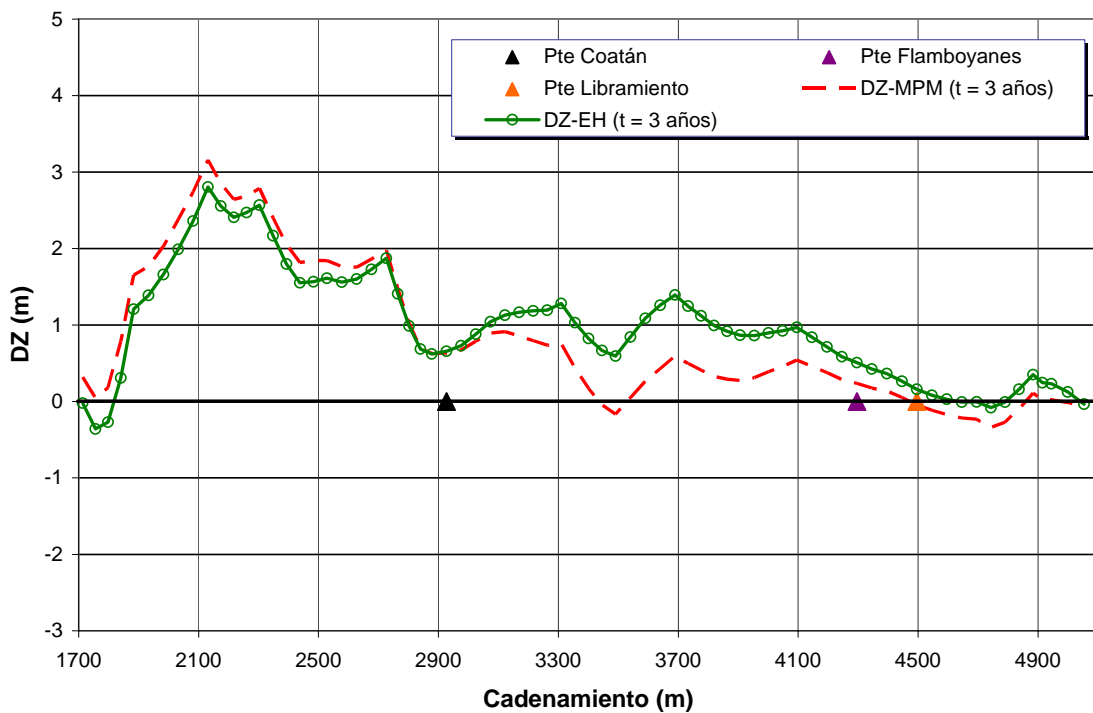


Figura I.31 Cambio en el nivel del fondo después de 3 años con gasto base

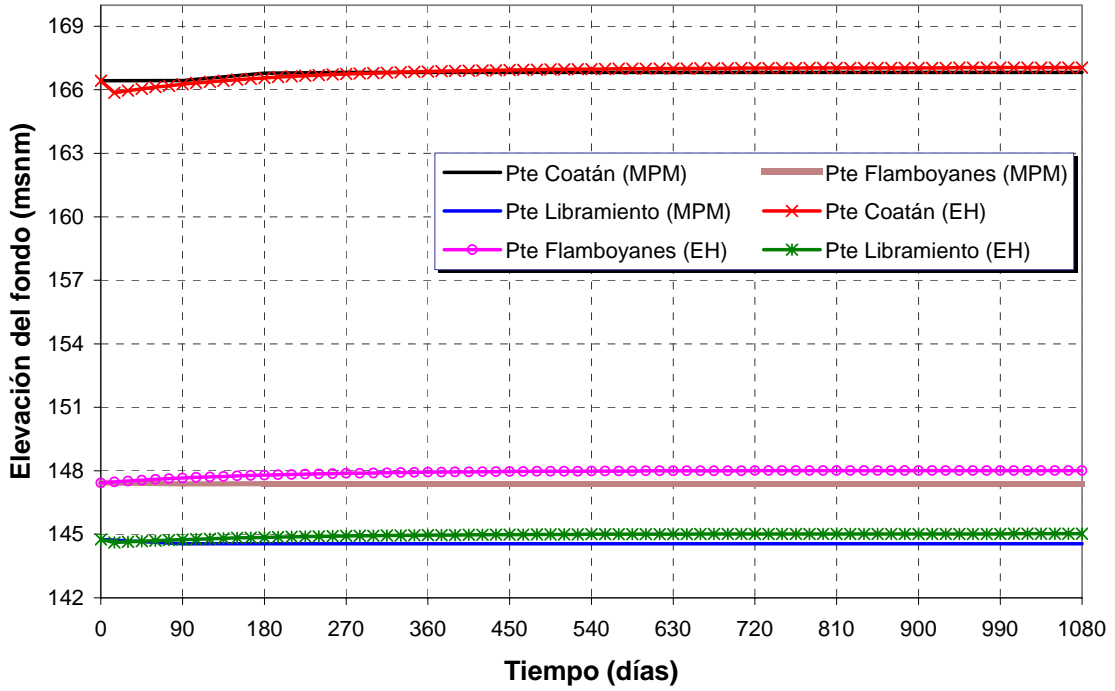


Figura I.32 Evolución del nivel del fondo con gasto base

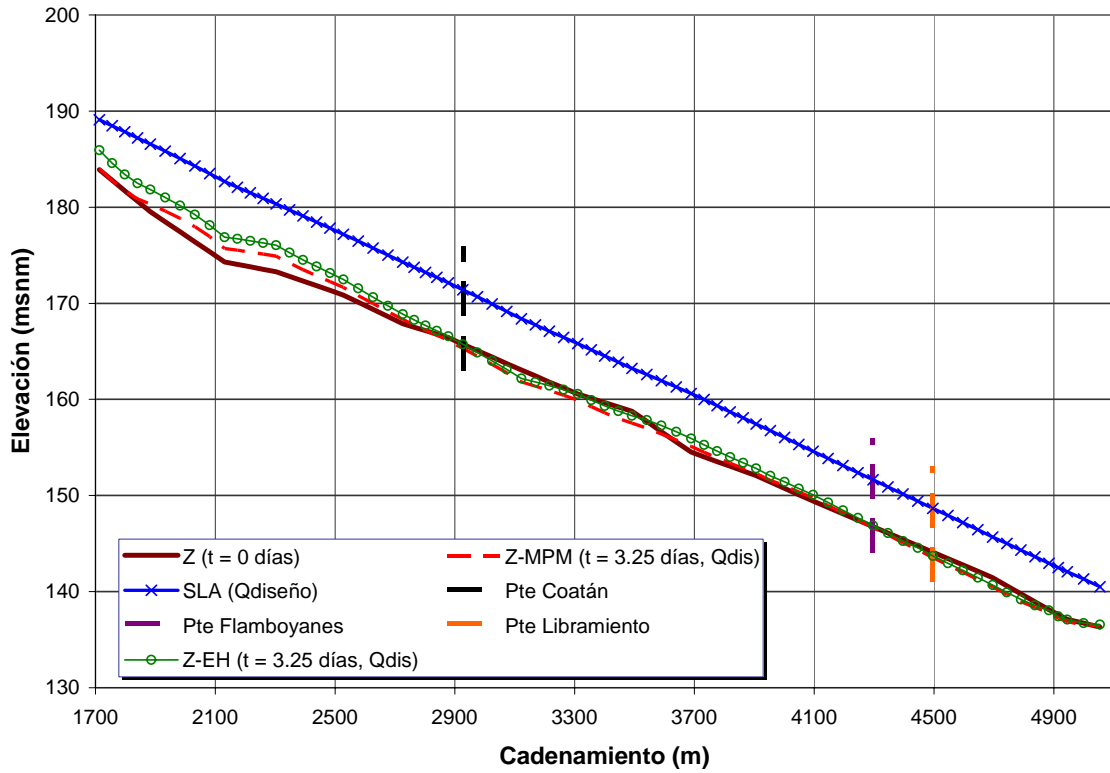


Figura I.33 Perfil longitudinal del fondo y SLA con $Q = 2450 \text{ m}^3/\text{s}$

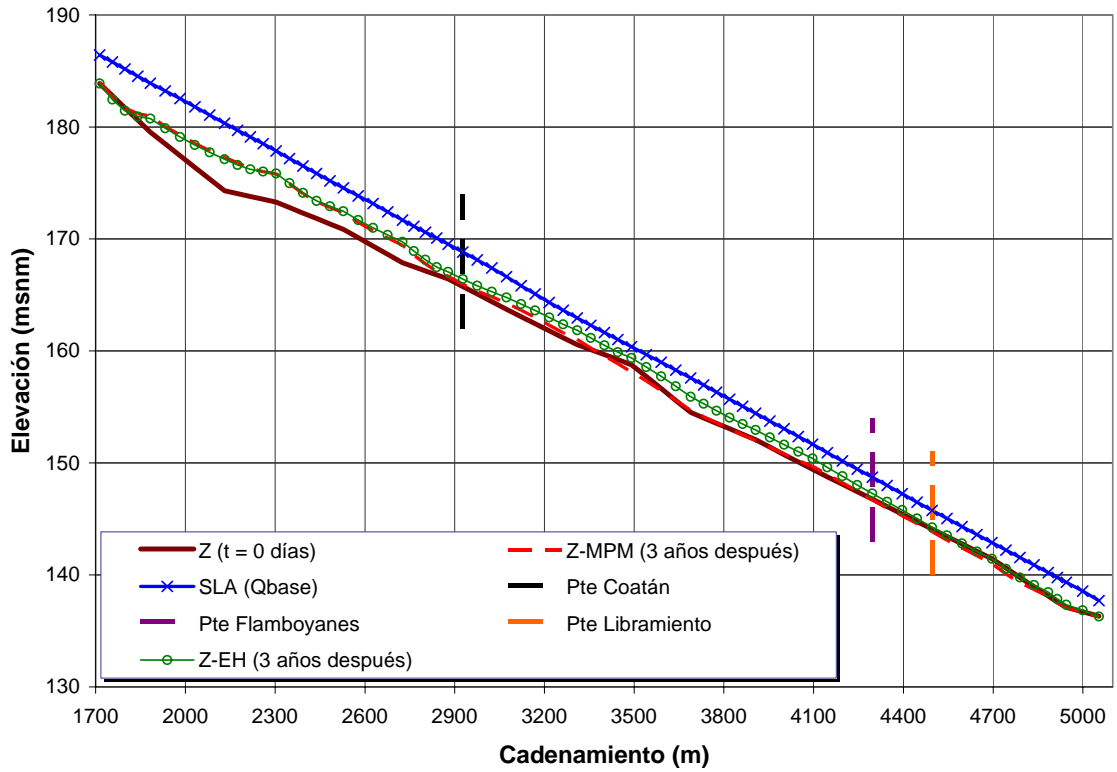


Figura I.34 Perfil longitudinal de Z y SLA 3 años después de la avenida (Meyer - Peter y Müller)

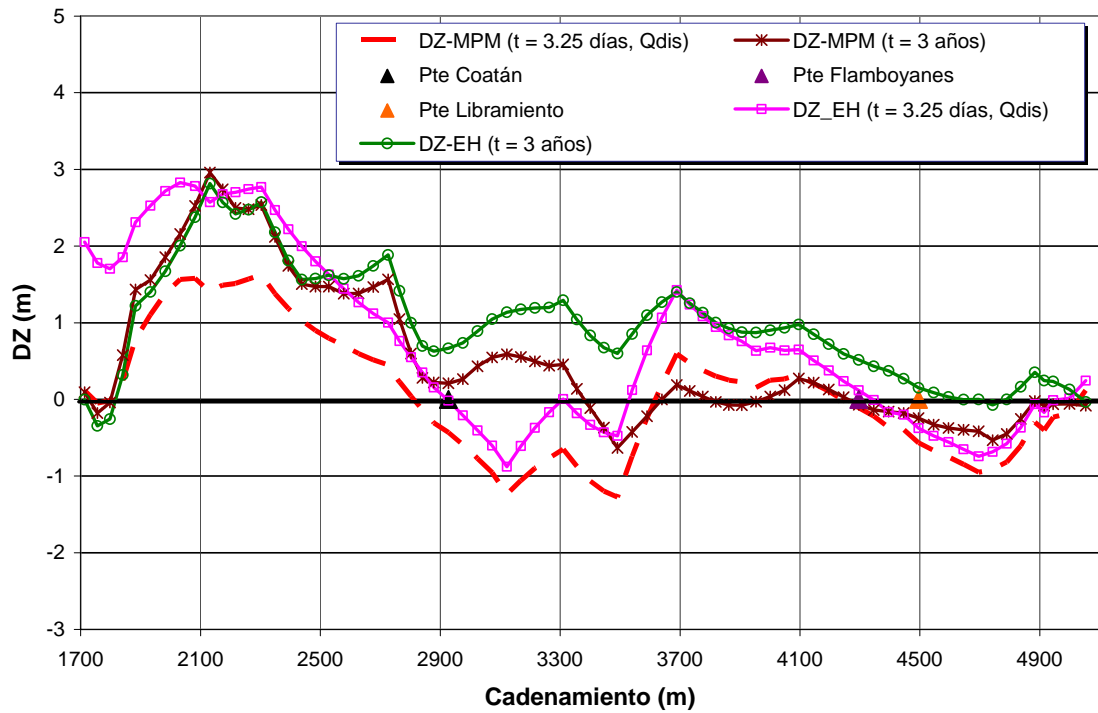


Figura I.35 Cambio en el nivel del fondo

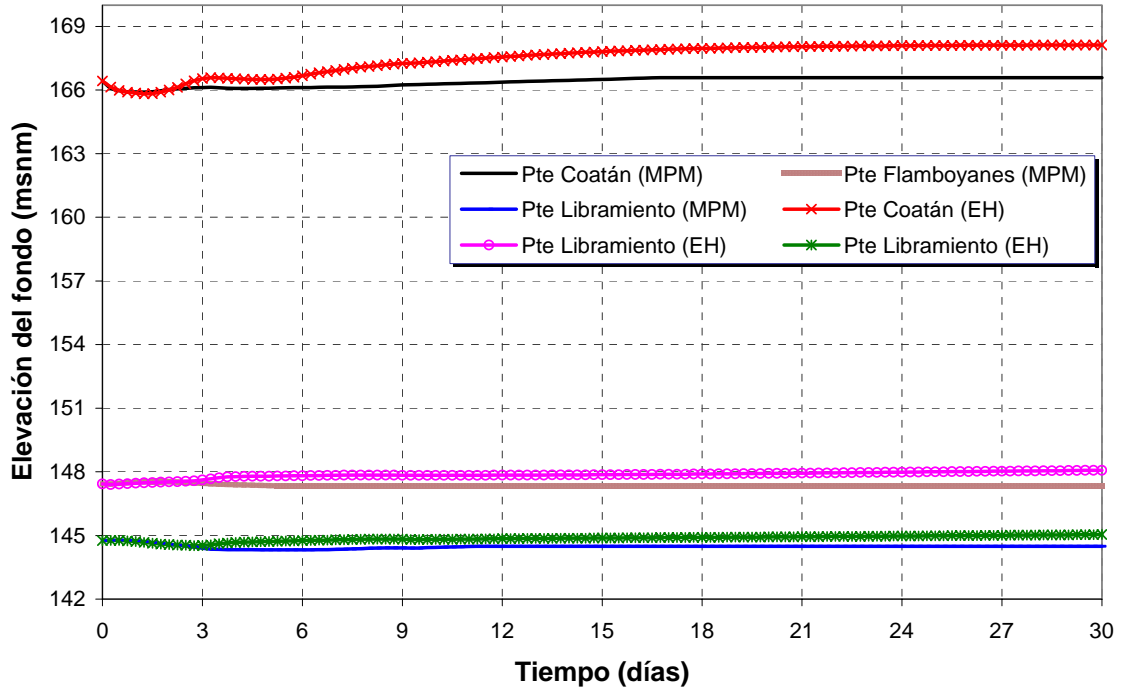


Figura I.36 Evolución del nivel del fondo con hidrograma de diseño

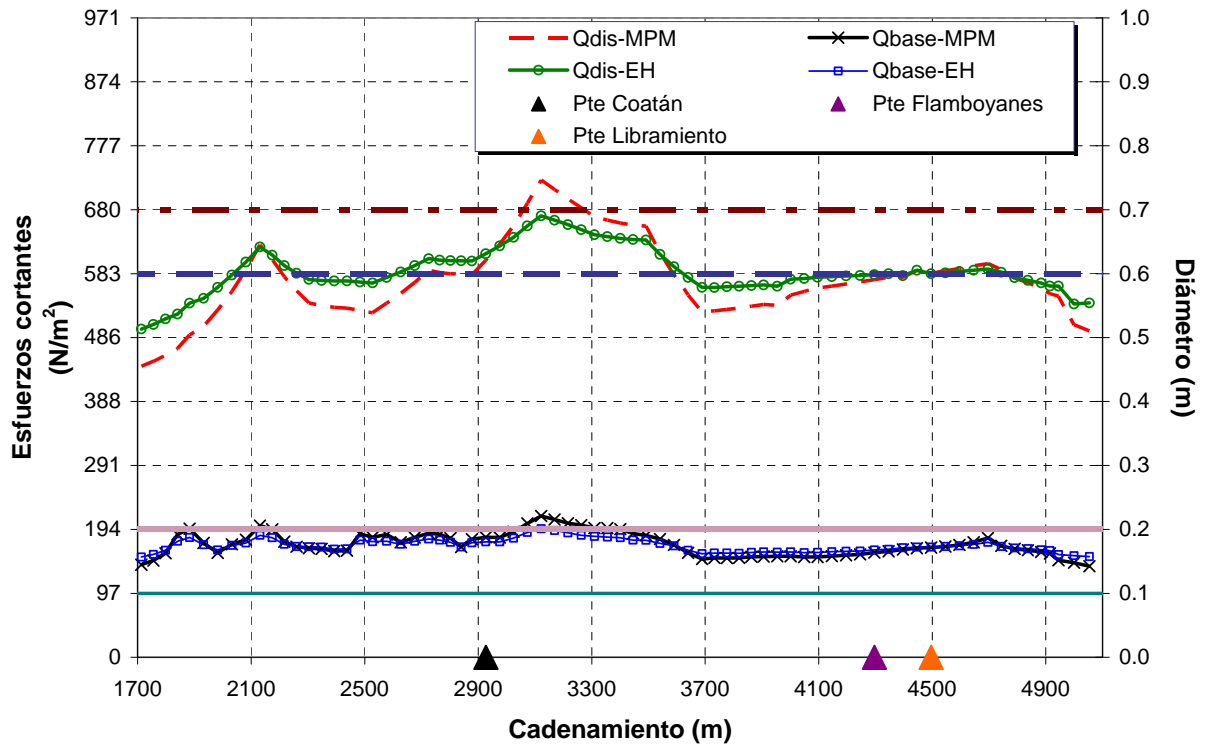


Figura I.37 Esfuerzos de fricción calculados y límites para inicio de movimiento

1. AM, México.

I CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la cuenca del río Coatán es posible identificar tres zonas de acuerdo con las pendientes del terreno. Una zona alta, con pendientes que se encuentran entre el 25 y 20%; un tramo medio, donde la pendiente es aproximadamente del 32% y finalmente, una zona baja, donde se encuentra la ciudad de Tapachula, Chiapas; con inclinación del 1.5%. Tomando en cuenta estas pendientes, en la parte alta de la cuenca es posible tener concentraciones de sedimentos en el flujo de entre 30 y 20%; mientras que, en el tramo medio del río y en la zona de depósito (Tapachula) la concentración podría ser menor al 10% (Takahashi, 1991).

La magnitud de las pendientes, la configuración de la cuenca y el alto contenido de sedimentos que arrastra el río Coatán permiten suponer que una avenida como la generada por el huracán Stan en octubre de 2005, pueda desencadenar un flujo de barros y escombros.

Para clasificar el flujo que puede presentarse en el cauce por un evento extraordinario, se consideraron los números de Bagnold, Savage y de fricción (Bateman et. al., 2007). De acuerdo con los cuales, el flujo se encontraría dentro del rango completamente inercial. Esto significa que los esfuerzos turbulentos producidos por la colisión entre las partículas predominan en el flujo por encima de los esfuerzos viscosos.

Dentro del rango inercial existen varios tipos de flujo (Takahashi, 1991). Para el caso del río Coatán, se estimó que en la parte alta de la cuenca, considerando una pendiente y una concentración del 25%, se podría generar un flujo rocoso; mientras que, para la misma concentración pero con una pendiente del 20% sería posible que se presentara un flujo inmaduro. Al considerar una densidad menor del sedimento, sería posible tener mezclas de flujo rocoso y de barros. En el tramo medio del río y en la zona de depósito no se cuenta con parámetros de referencia que permitan definir el tipo de flujo.

La modelación del río Coatán se efectuó considerando dos condiciones: una con topografía anterior al evento de 2005 y otra con el río Coatán rectificado, tomando en cuenta los bordos de protección, la limpieza del cauce y los tres nuevos puentes en la ciudad de Tapachula.

Se hace notar que existen algunas limitantes que deben considerarse en el momento de interpretar los resultados de las simulaciones. La primera de ellas, se refiere a la descripción del terreno proporcionada por el Modelo Digital de Elevaciones (MDE). La discretización del MDE implica que en un área de 400 m² se disponga de un solo dato de elevación, lo cual significa que se promedien cotas altas de edificios y árboles con elevaciones bajas del terreno o de las calles. Una segunda consideración debe hacerse respecto a la modificación inmediata del cauce mediante obras de limpieza y reconstrucción, lo que impidió disponer de datos de la morfología del río generada por el evento de 2005. Por último, es necesario tomar en cuenta que la falta de información obtenida en campo, complica la validación de las simulaciones.

La modelación de la primera condición permitió estimar una zona de inundación semejante a la reportada en 2005. La validación de los resultados se llevó a cabo, de forma cualitativa, mediante la comparación de éstos con un análisis de imágenes históricas del cauce.

A partir de los cálculos, se obtuvieron remansos importantes aguas arriba de los puentes, con tirantes de hasta 9 m, que indicarían la insuficiencia de los mismos. Las velocidades estimadas están entre los 2.5 y 5 m/s en el cauce; en tanto que, en los puentes se incrementan hasta los 10 m/s. Es importante subrayar que no es posible simular a detalle la falla de los puentes; por lo que, cabe la posibilidad de que estos hubieran fallado antes de que se presentaran tirantes

y velocidades de tales magnitudes. Adicionalmente, se simuló el comportamiento del cauce con el gasto de diseño, considerando agua clara y flujo de barros y escombros. La zona de inundación obtenida fue mayor que la estimada para el gasto de 2005: 13% en el caso de agua clara y 18% con el flujo de barros y escombros. Las velocidades se incrementan en este último caso llegando a ser de hasta 7 m/s dentro del cauce.

Al considerar las obras de rectificación, el gasto de diseño quedó prácticamente confinado dentro del cauce; sin embargo, existe una zona pequeña sobre la margen derecha, aguas abajo del Puente Coatán, donde el río se desborda. Esto sucede para caudales mayores a los 2,100 m³/s, en el caso de agua clara, y para los 2,300 m³/s en el caso de flujo de barros y escombros. Los resultados, tanto para agua clara como para flujo de barros y escombros, son muy semejantes. Las velocidades máximas obtenidas se encuentran entre los 4 y 5 m/s. En el cálculo a detalle del Puente Coatán, se obtienen velocidades mayores de entre 6.7 m/s en la sección del puente, las cuales no varían para diferentes concentraciones de sedimento. Se debe señalar, que al comparar la elevación de diseño del Puente Coatán, con la superficie libre del agua estimada en la modelación, se observa una diferencia pequeña que indicaría la posibilidad de que éste sea insuficiente en caso de presentarse la avenida de diseño.

Se estimaron los gastos sólidos en el tramo de río rectificado empleando los métodos de Meyer - Peter y Müller y Engelund - Hansen, resultando ser del orden de 0.1% y 0.2% del gasto líquido, respectivamente. Se observó acumulación de material en la parte alta del tramo, lo que podría indicar que el perfil longitudinal del río rectificado no está en equilibrio. Además, se estimó que el gasto de diseño tendría capacidad para mover material de entre 0.5 y 0.7 m de diámetro.

Se considera que los resultados obtenidos mediante la modelación numérica del río Coatán son satisfactorios. No obstante, para tener mayor certidumbre sobre el comportamiento del flujo durante eventos como el ocurrido en octubre de 2005, es recomendable contar con mayor información de campo. Asimismo, se recomienda el monitoreo constante del funcionamiento de las obras de protección y de los puentes.

Finalmente, se debe señalar que la comprensión del funcionamiento de los flujos con altas concentraciones de sedimentos, y de los que se desarrollan de forma repentina en zonas con pendientes pronunciadas, aun se encuentra en una fase inicial. Se requiere todavía de mucho trabajo de investigación, a fin de tener un mejor conocimiento de sus características y de las leyes que rigen su comportamiento.

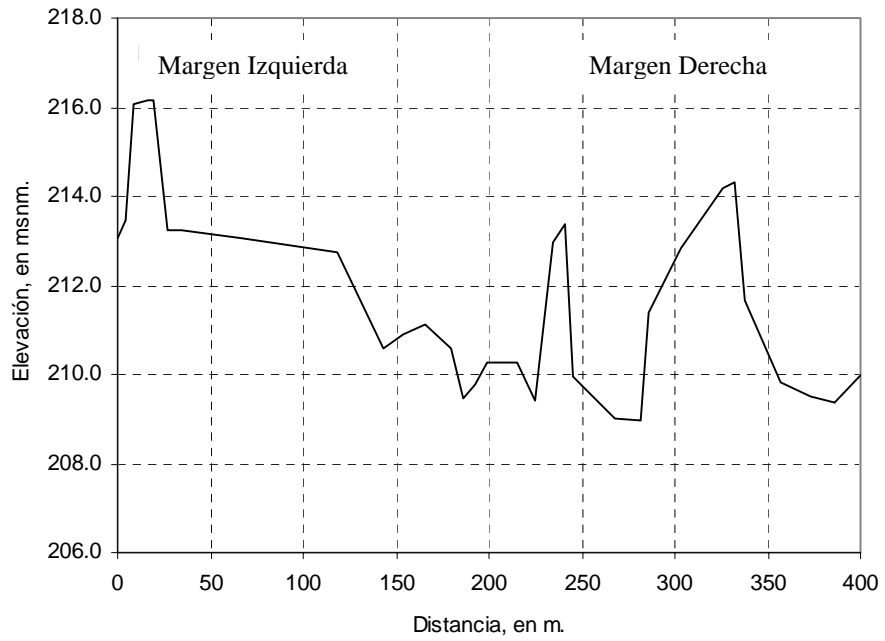
I REFERENCIAS

1. **Bateman, A., Medina, V., Hürlimann, M. y Velasco, D.** (2007). Modelo bidimensional para simulación de flujos detríticos: FLATModel. Aplicación a una cuenca del Pirineo Catalán, Universidad Politécnica de Cataluña, España, Revista de Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXII, núm. 4, II Época, pp. 5-19.
2. **Berezowsky, M., Jiménez Castañeda, A. A., López Ochoa, A. M., Ramos Hernández, J. G. y Mendoza Facundo, E.** (2007). Simulación numérica del comportamiento del agua y del sedimento entre la zona somontano y los puentes carreteros, Informe Final del Estudio hidrológico, sedimentológico y del comportamiento de los puentes en la zona costera de Chiapas, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
3. **Berezowsky, M. y Jiménez, A. A.** (1995). "Flujo no permanente en ríos", Manual de Ingeniería de ríos, Capítulo 6, Serie Azul, 574, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
4. **Domínguez Mora R, Carrizosa Elizondo E., López Espinoza, J. G., Herrera Alanís, J. L. y Echeverri Vélez C. A.** (2007). Estimación regional de las precipitaciones y escurrimientos asociados a distintos periodos de retorno en las cuencas de tres ríos de la sierra de Chiapas, Informe Final del Estudio hidrológico, sedimentológico y del comportamiento de los puentes en la zona costera de Chiapas, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
5. **García Flores, M. y Maza Álvarez, J. A.** (1998). "Origen y propiedades de los sedimentos", Manual de Ingeniería de ríos, Capítulo 7, 601, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
6. **González Villarreal, F. J., Fuentes Mariles, G. E. y Durand Maya, R.** (2007). Estudio de la pérdida de suelo por erosión hídrica en tres cuencas del Estado de Chiapas, Informe Final del Estudio hidrológico, sedimentológico y del comportamiento de los puentes en la zona costera de Chiapas, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
7. **INEGI**, Resultados Definitivos, Chiapas XII Censo General de Población y Vivienda 2000.
8. **Martín Vide, J. P.** (2003). Ingeniería de Ríos, ALFAOMEGA GRUPO EDITOR, S. A. de C. V., México, 331 pp.
9. **Martín Vide, J. P., Bateman, A., García Revilla, C., López García, E. y Solans, D.** (1998). "Estudio experimental en lecho vivo de la estabilización del perfil longitudinal de un cauce de gran pendiente", Memorias del XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México. Pp. 401-410.
10. **Maza Álvarez, J. A. y García Flores, M.** (1996). "Transporte de Sedimentos", Manual de Ingeniería de ríos, Capítulo 10, 584, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
11. **O'Brien, J. S.** (2006). FLO-2D, Users Manual, Data Input Manual, GDS Manual, MAPPER Manual, FLO-2D Software Inc.
12. **O'Brien, J. S., Julien, P. Y. y Fullerton, W. T.** (1993). "Two-dimensional water flood and mudflow simulation", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 119 (2), pp. 244-261.
13. **Rivera Trejo, J. G. F.** (2002). Modelo bidimensional de fondo móvil. Tesis Doctoral. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

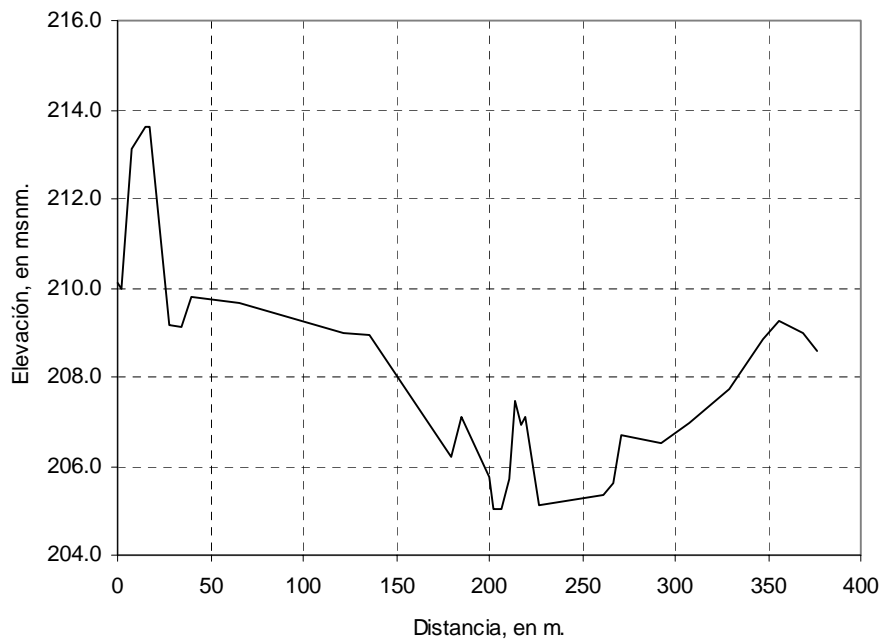
14. **Soler, M., Regües, D. y Gallart, F.** (2003). "Estudio del tamaño de las partículas en suspensión en relación con el caudal y la concentración de sedimento en una cuenca de montaña", *Rev. C. & G.*, 17 (3-4), pp. 69-77.
15. **Takahashi, T.** (1991). *Debris Flow*. IAHR Monograph, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 165 pp.
16. **Takahashi, T.** (1980). "Debris flow on prismatic open channel", *Journal of the hydraulics division, ASCE*, 106 (3), pp. 381-396.
17. **Tarela, P. A. Menéndez, A. N., Bombardelli, F. A. y Jaime, P.** (1998). "Metodología para la predicción de la evolución bidimensional de lechos fluviales", *Memorias del XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México*. Pp. 41-50.
1. **Vázquez Fernández, E., Gracia Sánchez, Osnaya Romero, J. J., Ramos Hernández, J. G., Mendoza Facundo, J. E., Jiménez Castañeda, A. A. y Velásquez Modesto, J. C.** (2007). *Revisión del dimensionamiento hidráulico de puentes, Anexo 3, Informe Final del Estudio hidrológico, sedimentológico y del comportamiento de los puentes en la zona costera de Chiapas, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.*

A.1 SECCIONES TRANSVERSALES

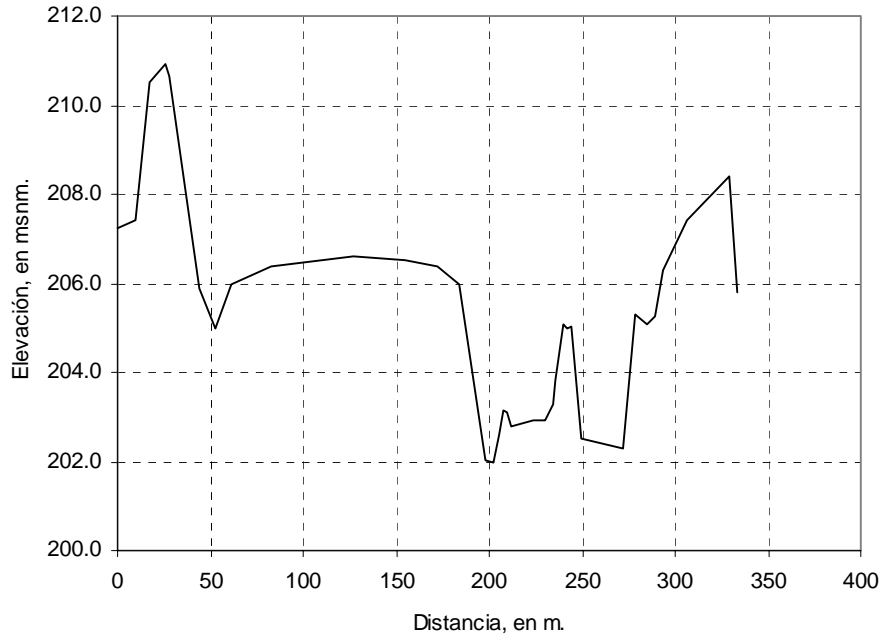
Sección COATÁN 0+000.



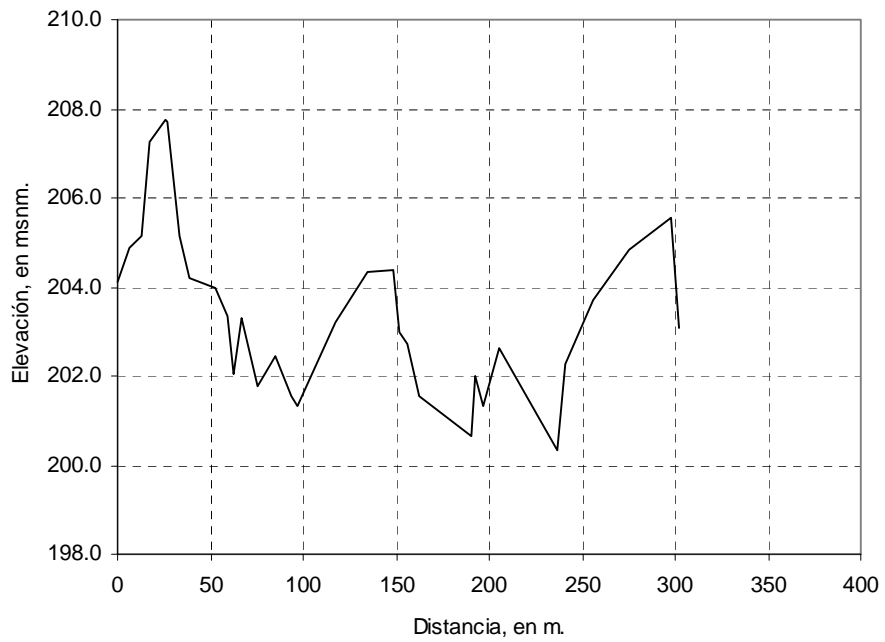
Sección COATÁN 0+195.



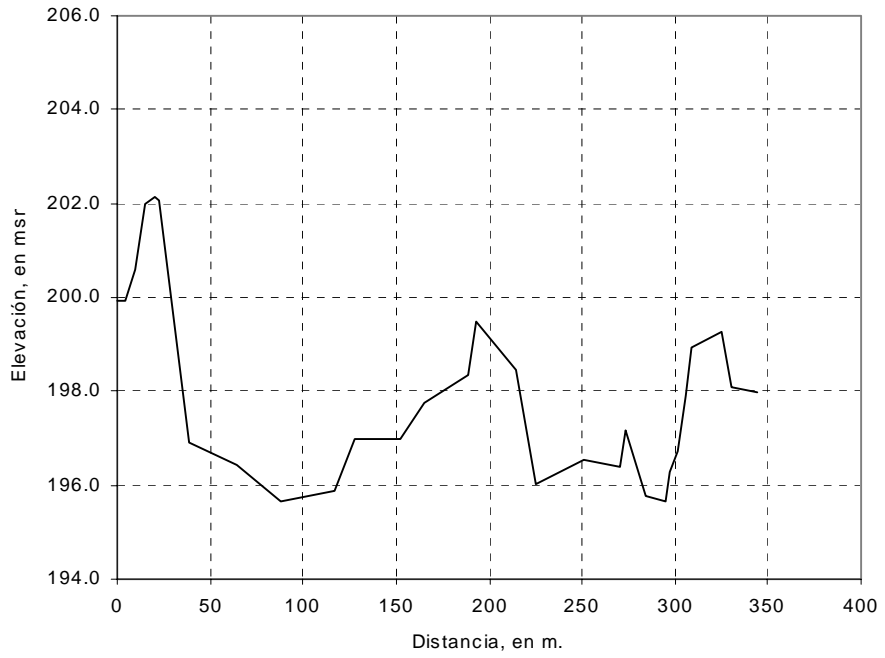
Sección COATÁN 0+390.



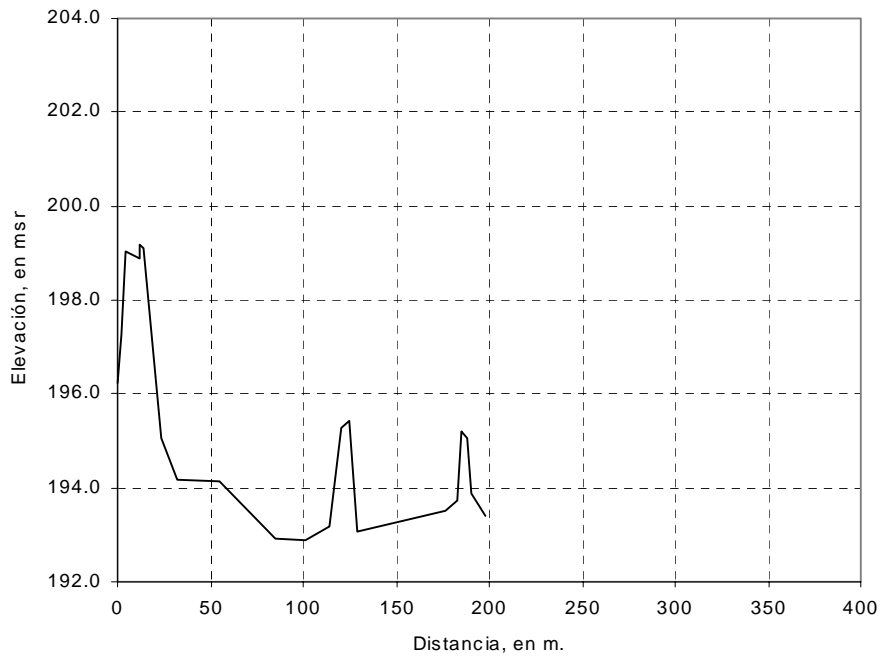
Sección COATÁN 0+566.



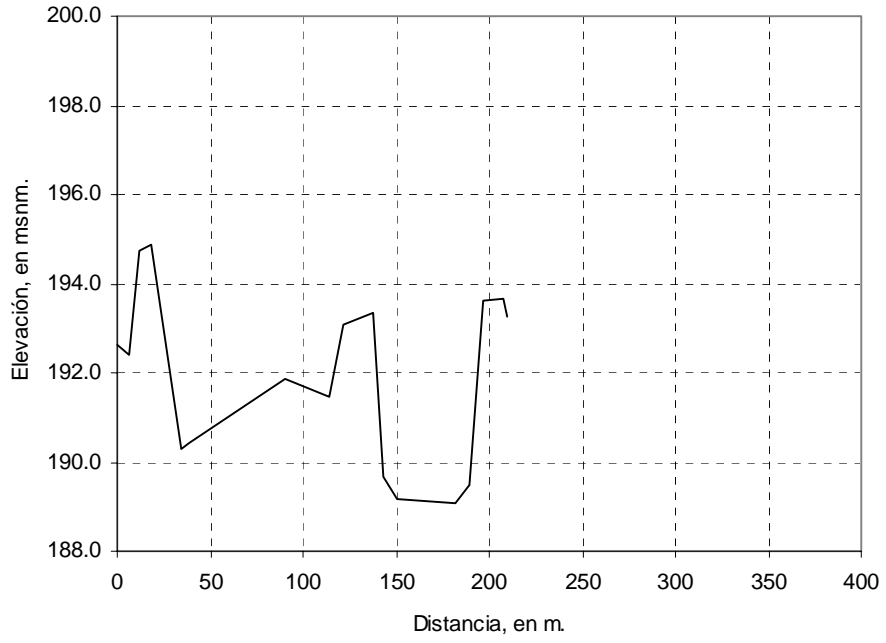
Sección COATÁN 0+885.



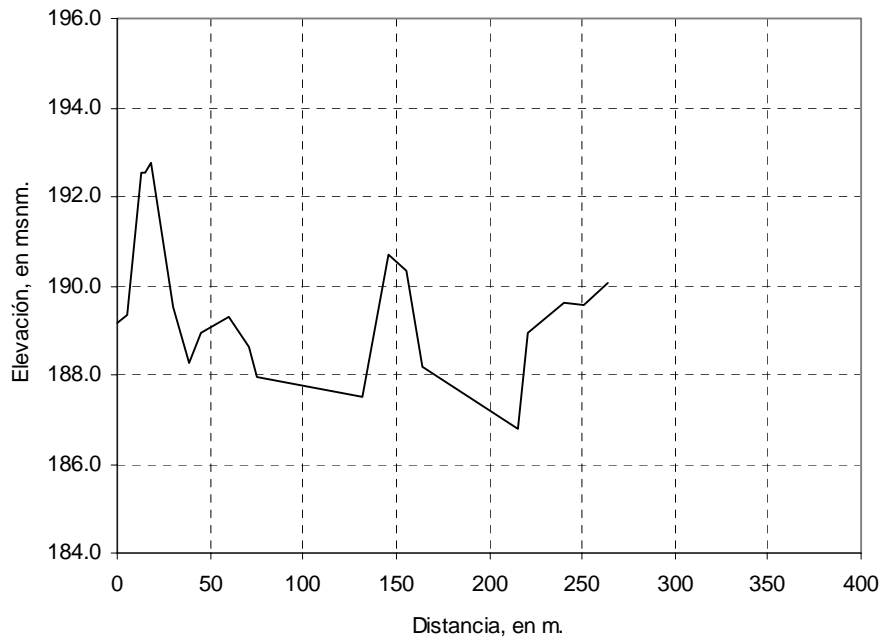
Sección COATÁN 1+126.



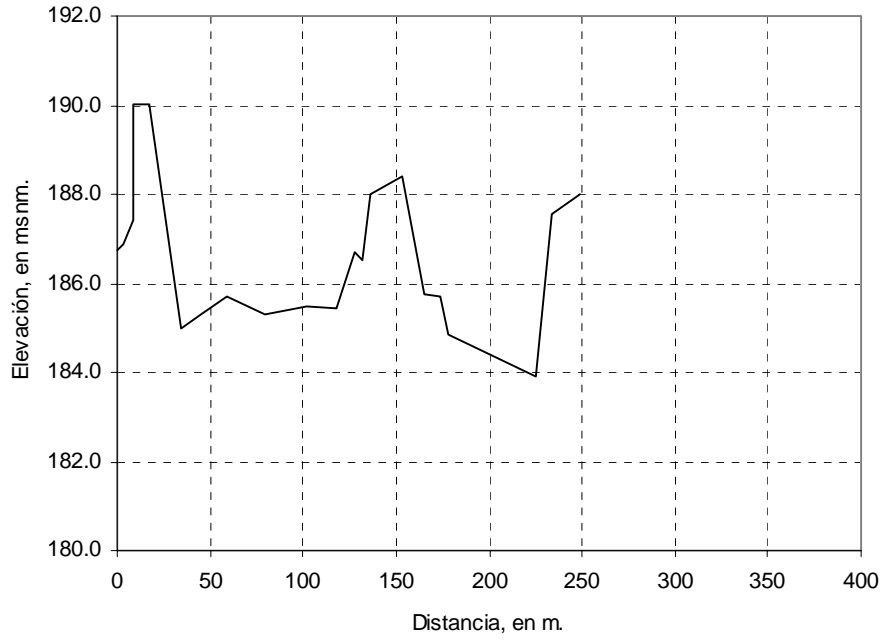
Sección COATÁN 1+332.



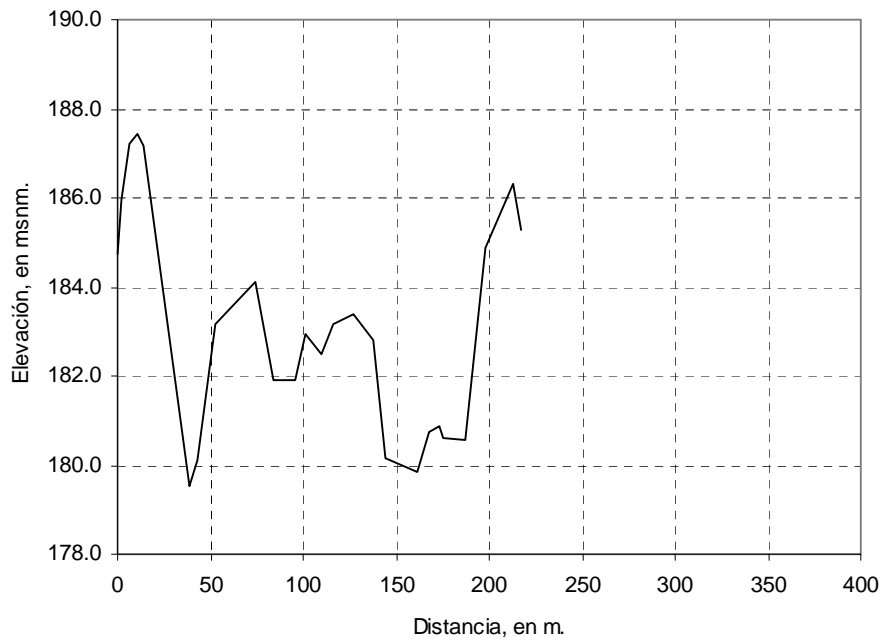
Sección COATÁN 1+513.



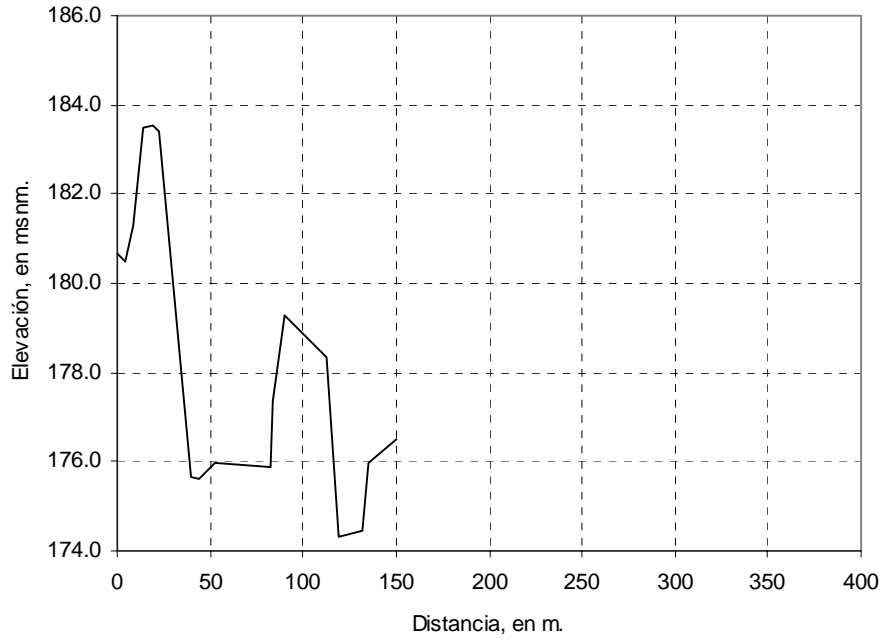
Sección COATÁN 1+713.



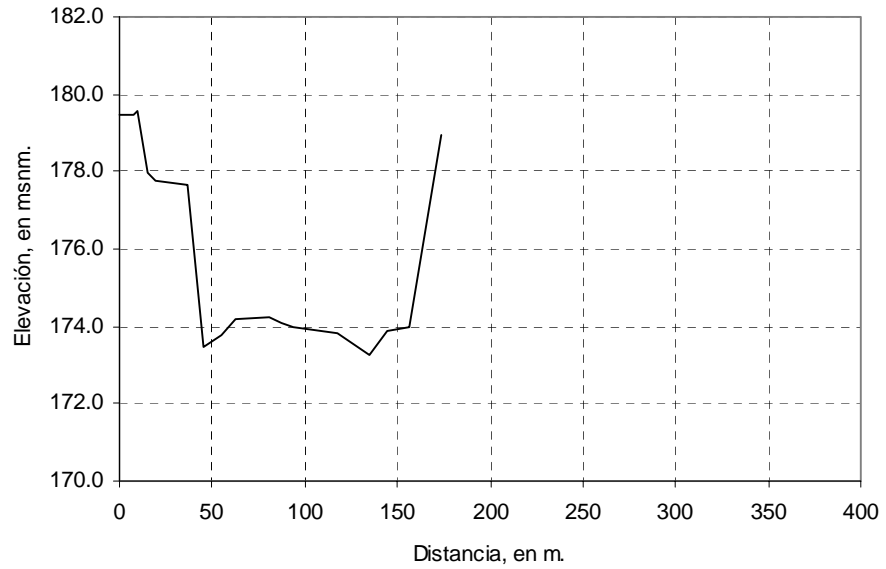
Sección COATÁN 1+883.



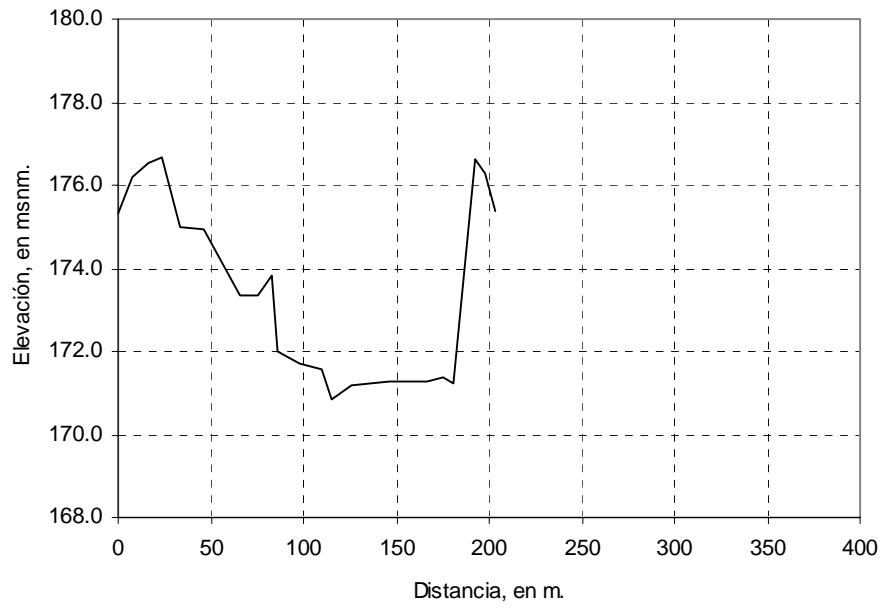
Sección COATÁN 2+131.



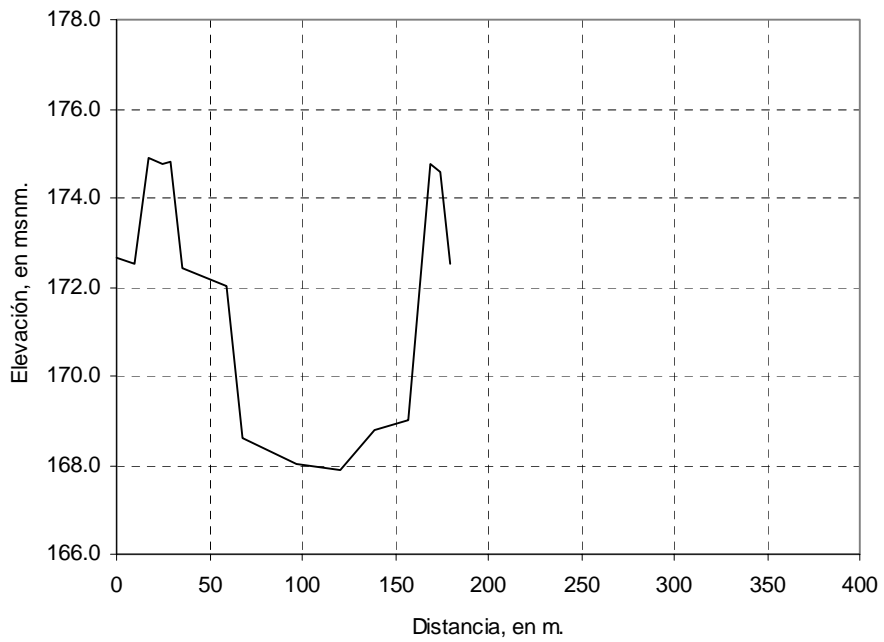
Sección COATÁN 2+303.



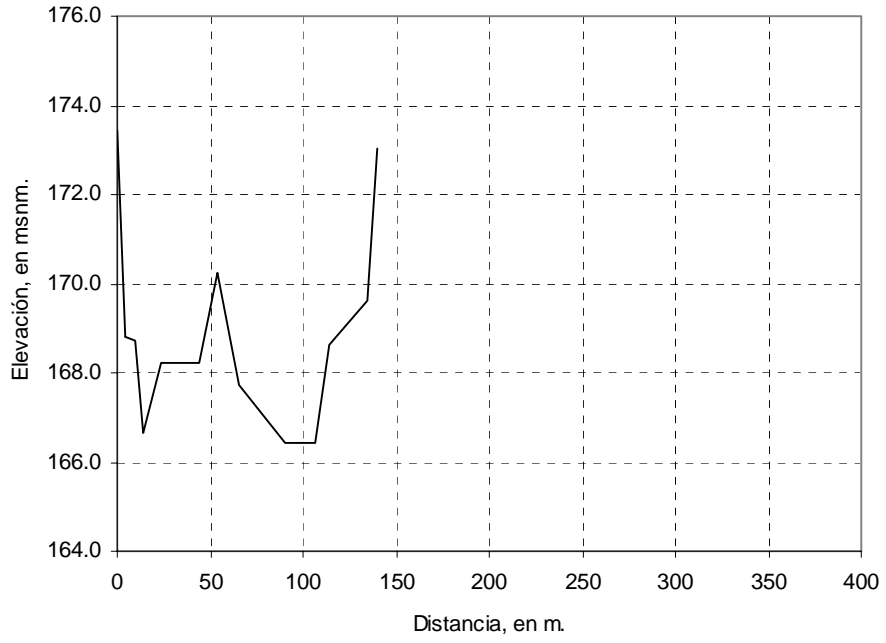
Sección COATÁN 2+528.



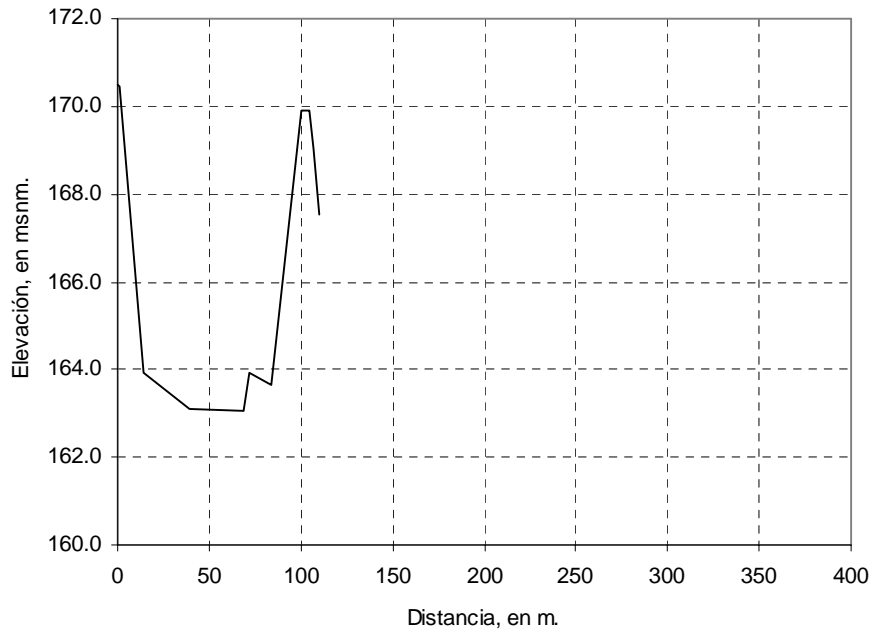
Sección COATÁN 2+726.



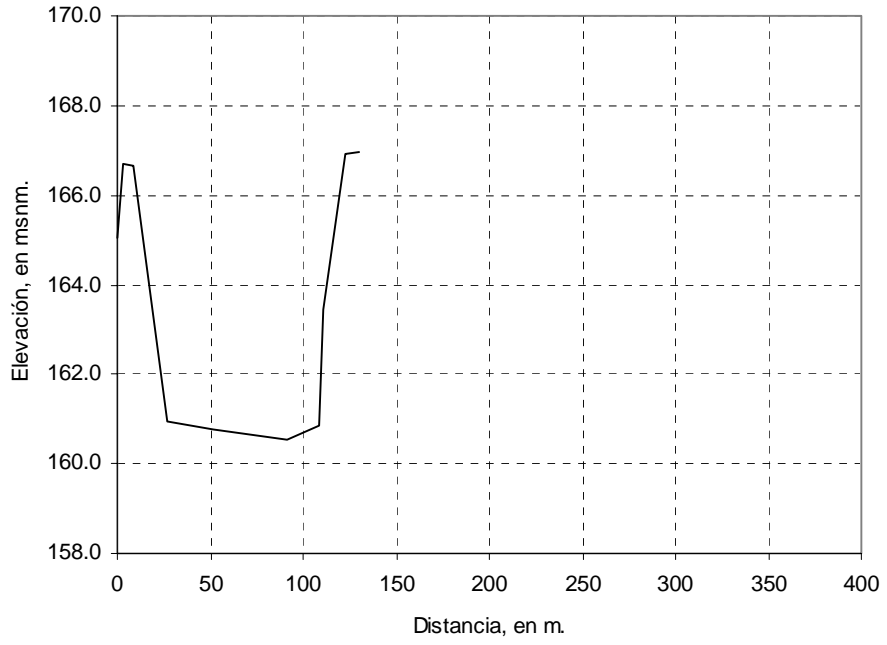
Sección COATÁN 2+878.



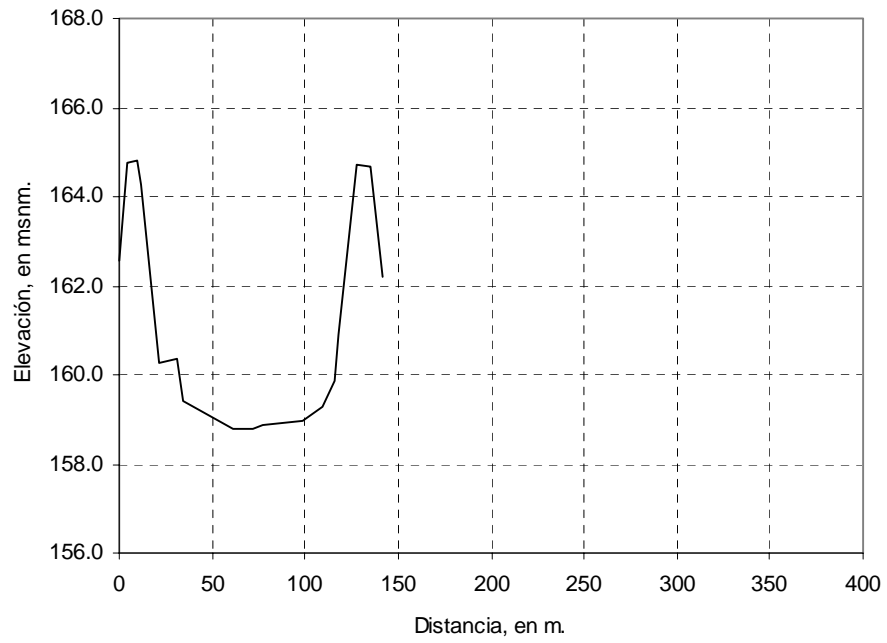
Sección COATÁN 3+122.



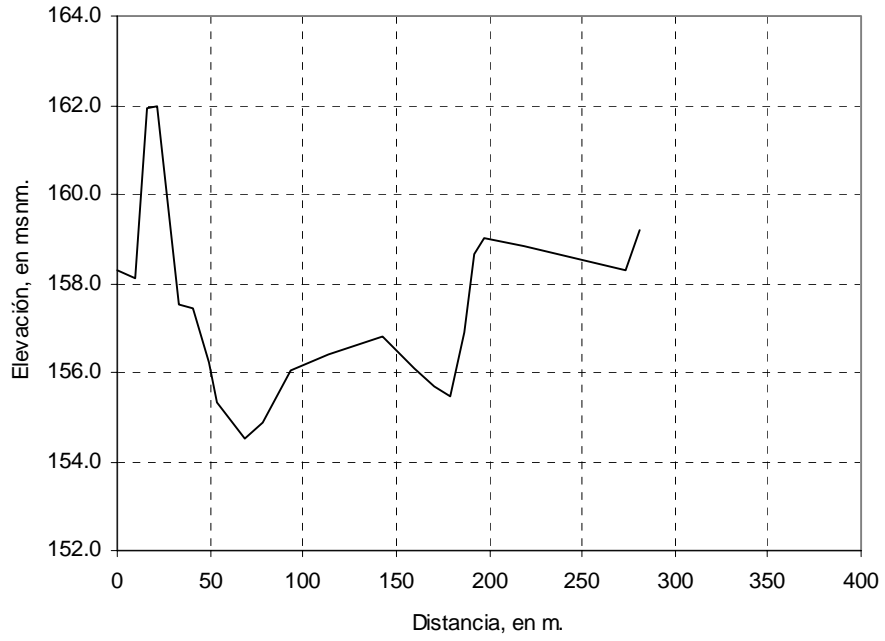
Sección COATÁN 3+310.



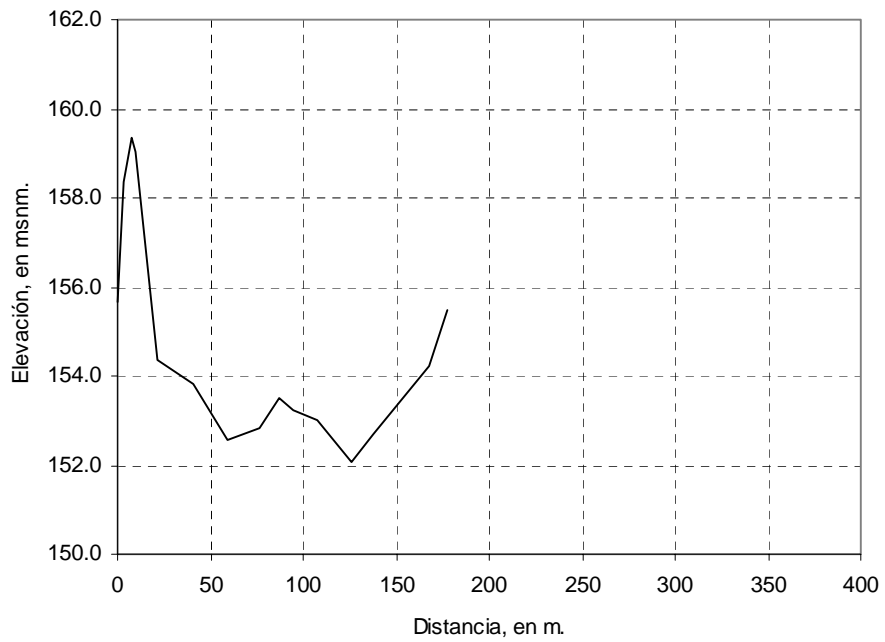
Sección COATÁN 3+491.



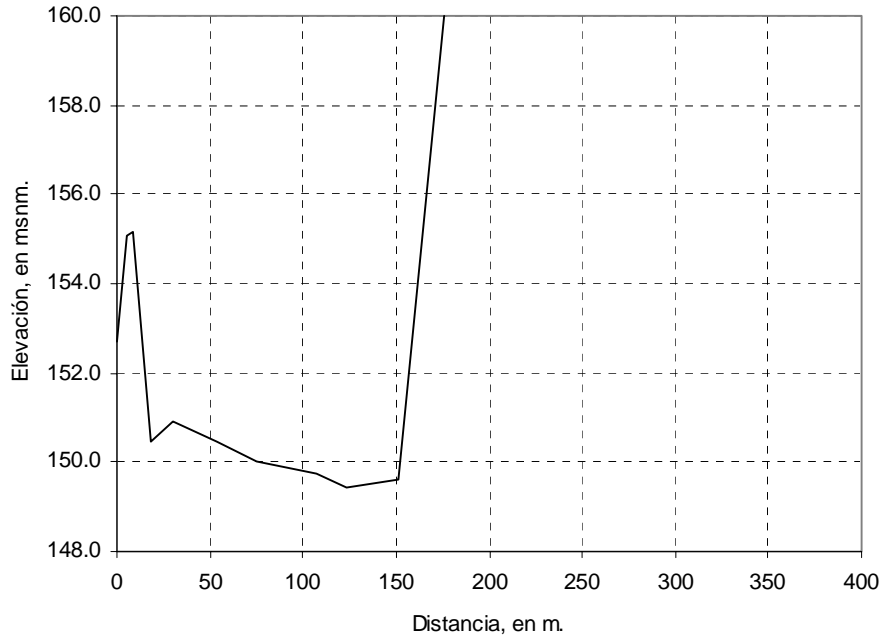
Sección COATÁN 3+689.



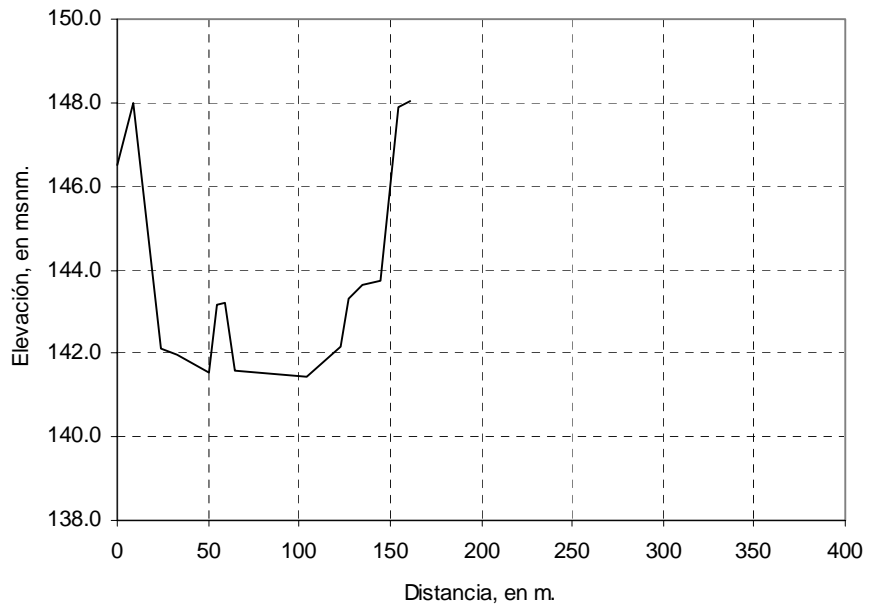
Sección COATÁN 3+902.



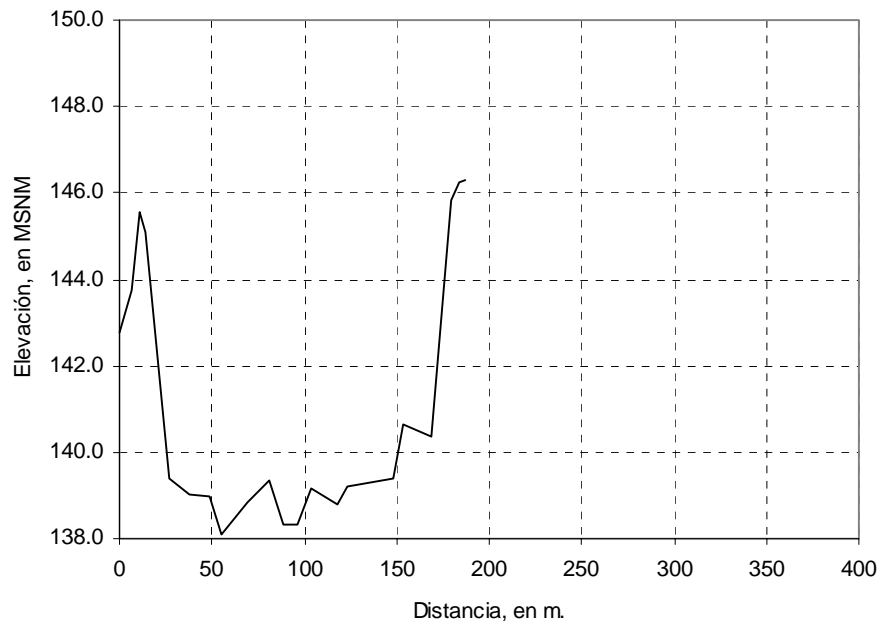
Sección COATÁN 4+096.



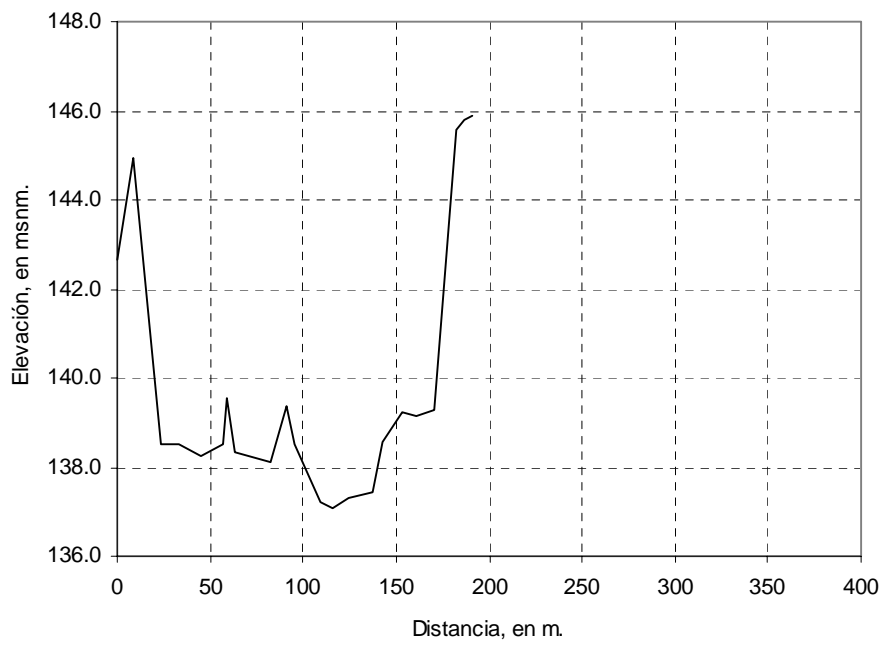
Sección COATÁN 4+696.



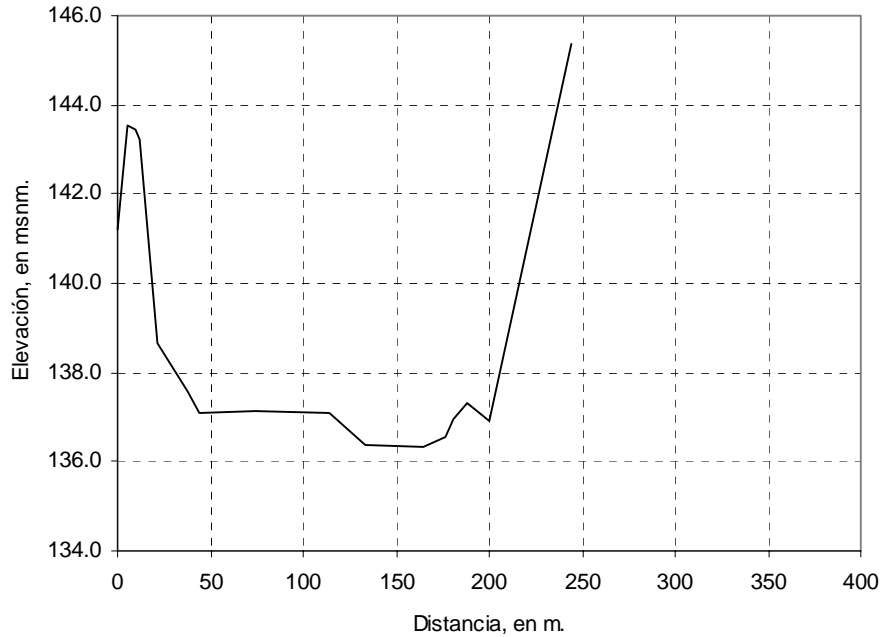
Sección COATÁN 4+884.



Sección COATÁN 4+945.



Sección COATÁN 5+054.



A.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO FLO-2D

El FLO-2D es un modelo numérico bidimensional que permite la simulación de procesos físicos tales como eventos de lluvia escurrimiento, tránsitos de avenidas, transporte de sedimentos (arenas), así como la reproducción de un flujo de lodos, barro y escombros en una cuenca hidrográfica dada. El programa fue diseñado principalmente para la simulación de eventos extraordinarios que se presentan con poca frecuencia.

El FLO-2D integra numéricamente las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento (III.1 a III.3) tanto para flujo de agua clara como para flujo con sedimento. El programa resuelve la aproximación dinámica completa de la ecuación de cantidad de movimiento. En muchas aplicaciones, donde la pendiente del terreno es pronunciada, es suficiente la aplicación de la ecuación de la onda cinemática, esto es, se pueden despreciar los términos de aceleración y de presión ($S_{fx} - S_{0x} = 0$). No obstante, el FLO-2D emplea la versión completa de la ecuación, con el objetivo de mejorar la solución en algunos casos. Por ejemplo, el término de presión, es empleado para afinar la simulación de inundaciones en zonas con topografía compleja; mientras que, los términos de aceleración local y convectiva

resultan importantes en la solución del flujo en un canal sin pendiente, o con pendiente adversa o muy pronunciada.

La característica más importante del FLO-2D es la atenuación de la onda de flujo, ésta se logra mediante la simulación del intercambio de fluido en movimiento y fluido almacenado. La atenuación de la onda de flujo representa la interacción de los términos de fricción y pendiente del fondo con el gradiente de presión.

El área de estudio se discretiza mediante elementos de malla cuadrados y uniformes (celdas) en los que se distribuye el volumen total de flujo. A través de las celdas se simula el avance del flujo sobre una superficie de inundación y el tiempo que esto requiere, limitado por los criterios de estabilidad numérica. La resolución espacial y temporal del modelo depende del tamaño de los elementos de malla y de la forma del hidrograma de entrada.

En cada celda existen ocho posibles direcciones de flujo: norte, noreste, este, sureste, sur, suroeste, oeste y noroeste, lo que da una forma octagonal a los elementos de malla (Figura A.2.1). Esta característica disminuye el error que se tiene cuando las celdas no están alineadas con la dirección principal del flujo, además facilita la consideración del término de aceleración convectiva cuando se presentan cambios bruscos de dirección.

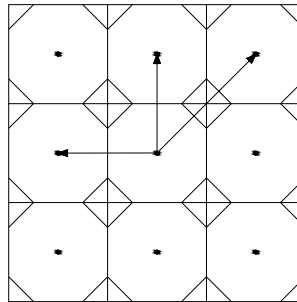


Figura A.2.1 Concepción octagonal de las celdas

El FLO-2D está escrito en lenguaje Lahey Fortran 95 y los programas auxiliares para pre y post procesamiento, GUI (Graphical User Interface), GDS (Grid Developer System) y MAPPER, están escritos en Visual Basic. La interfase gráfica para Windows fue creada mediante el lenguaje Winteracter del Interactive Software Services, Ltd. del Reino Unido.

A.2.1 Consideraciones y limitaciones

Las consideraciones básicas del FLO-2D son las siguientes:

- Cada celda en un canal o cauce tiene una geometría y rugosidad uniforme
- Flujo permanente durante el paso de tiempo
- Distribución hidrostática de presiones
- Rugosidad hidráulica basada en la resistencia a un flujo turbulento permanente y uniforme

La principal limitante del FLO-2D es la discretización de la superficie de inundación en elementos cuadrados y uniformes. Esto implica que el área comprendida dentro de una celda será representada por un solo valor de elevación y de rugosidad, sin considerar los detalles. Cuando se emplean secciones transversales para representar un río o canal, un número insuficiente de las mismas puede generar transiciones abruptas que podrían originar inestabilidad numérica.

El FLO-2D no puede simular flujo rápidamente variado, ondas de choque ni saltos hidráulicos, por lo que estas discontinuidades son suavizadas durante los cálculos. No obstante, el régimen de flujo puede pasar de subcrítico a supercrítico y viceversa.

Cuando se presentan condiciones de almacenamiento de agua con tirantes grandes, el modelo requiere pasos de tiempo pequeños que puede incrementar considerablemente el tiempo de simulación.

Todas las simulaciones en el FLO-2D consideran fondo fijo, excepto aquellas en las que se simula el transporte de sedimentos. Esta suposición es válida para representar el flujo en pendientes pronunciadas, en zonas urbanas y el flujo de lodos. En todos estos casos el área de inundación generada por un evento extremo generalmente no es afectada por los cambios de fondo. El uso de fondo móvil es recomendado en los casos de eventos no extremos, flujo en abanicos aluviales o zonas en las que el movimiento del fondo pueda cambiar la trayectoria de flujo.

A.2.2 Solución numérica

El FLO-2D resuelve la forma diferencial de las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento empleando un esquema numérico de diferencias finitas de tipo explícito.

El algoritmo de solución sigue los siguientes pasos:

1. Se calculan el promedio de los parámetros geométricos, la rugosidad y la pendiente entre dos elementos de malla

2. Se calcula el tirante del paso de tiempo $i+1$ a partir del paso anterior i , mediante el promedio entre dos celdas: $h_x^{i+1} = h_x^i + h_{x+1}^i$. El tirante calculado se emplea para estimar la velocidad en el paso de tiempo $i+1$
3. Se calcula la velocidad mediante la aproximación difusiva de la ecuación de cantidad de movimiento
4. La velocidad difusiva se emplea como valor inicial en el método de Newton-Raphson para resolver la aproximación dinámica. En el caso de flujo de lodos o de debrís el cálculo de la velocidad debe incluir los términos de viscosidad y de esfuerzo de fricción crítico. Este último parámetro representa el esfuerzo que debe rebasarse para la iniciación del movimiento

La aceleración local se calcula como la diferencia entre la velocidad en el paso actual y la del paso de tiempo anterior para una dirección dada

$$\frac{\Delta(V_t - V_{t-1})_{celda}}{(g\Delta t)} \quad (\text{A.2.1})$$

Mientras que, la aceleración convectiva se evalúa como la diferencia de la velocidad a través del elemento de malla en el paso de tiempo anterior, por ejemplo

$$\frac{V_2\Delta(V_2 - V_4)_{celda}}{g\Delta x} \quad (\text{A.2.2})$$

donde V_2 es la velocidad en la dirección este y V_4 es la velocidad en la dirección oeste

5. El gasto en la frontera de un elemento se calcula multiplicando la velocidad por el área de flujo transversal. Cuando se emplean factores de reducción de ancho en la planicie de inundación el modelo ajusta el área de acuerdo con ellos
6. El gasto calculado en las ocho direcciones de flujo se suma para obtener el cambio neto en la descarga que entra o sale de un elemento de malla

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_o + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{so} + Q_{no} \quad (\text{A.2.3})$$

Esta descarga se multiplica por el paso de tiempo Δt para determinar el cambio en el volumen, y este valor se divide por el área de almacenamiento de la celda para obtener el incremento o decremento del tirante

$$\Delta h_x^{i+1} = \frac{\Delta Q_x^{i+1} \Delta t}{\text{área de almacenamiento}} \quad (\text{A.2.4})$$

7. Se revisa el criterio de estabilidad numérica para el nuevo tirante. En caso de que alguno de los criterios de estabilidad sea excedido, el esquema regresa al paso de tiempo anterior y se reduce el paso de tiempo comenzando nuevamente los cálculos
8. La simulación continúa avanzando incrementando el paso de tiempo mientras que el criterio de estabilidad no se exceda

En la secuencia de cómputo el modelo calcula primero las entradas de flujo al sistema, enseguida determina las características del flujo en los cauces, canales y calles que se hayan indicado y al final efectúa el cálculo del flujo en la superficie de inundación considerando las 8 direcciones posibles de flujo. Enseguida se revisan los criterios de estabilidad numérica para cada celda, y si alguno de ellos no se cumple se reduce el paso de tiempo y se reinician los cálculos. Cuando se cumplen los criterios de estabilidad el paso de tiempo se aumenta y se continúan los cálculos.

En el caso de que no se logre la estabilidad numérica de la simulación, el modelo permitirá el incumplimiento de la condición de conservación de volumen, esto es, se generará o perderá masa.

A.2.2.1 Criterios de estabilidad

Tirante de Flujo

Este es el primer criterio empleado por el modelo numérico, y consiste en revisar el porcentaje de cambio del tirante de flujo de un paso de tiempo al paso de tiempo siguiente. Si el cambio es mayor al especificado, el paso de tiempo se reduce y los cálculos se efectúan nuevamente. El porcentaje recomendado en el manual está entre el 10% y el 30%.

Condición de Courant-Friedrich-Lewy (CFL)

Esta condición relaciona la celeridad de la onda de flujo con los incrementos tanto espacial como temporal. De acuerdo con ella el paso de tiempo está limitado por la siguiente relación

$$\Delta t = \frac{C \Delta x}{(V + c)} \quad (\text{A.2.5})$$

donde C es el número de Courant ($C < 1.0$), Δx es el tamaño de celda, V es la velocidad promedio calculada, y c es la celeridad de onda calculada.

En el FLO-2D el número de Courant C ya está establecido como $C = 1.0$, este valor permite al modelo trabajar con el mayor paso de tiempo. Cuando se emplea $C = 1.0$ en una ecuación convectiva lineal, la difusividad numérica o artificial es teóricamente igual a cero.

Criterio para la ecuación dinámica completa

La aproximación dinámica de la ecuación de cantidad de movimiento es una ecuación diferencial parcial, no lineal de segundo orden. Debido a que la difusividad artificial no se elimina completamente para ecuaciones no lineales al usar un número de Courant igual a 1.0, el FLO-2D emplea un tercer criterio de estabilidad tomado de Ponce y Theurer (1982). Esta condición es función de la pendiente del terreno, el gasto unitario y el tamaño de celda

$$\Delta t < \frac{\zeta S_o \Delta x^2}{q_o} \quad (\text{A.2.6})$$

donde q_o es el gasto unitario, S_o es la pendiente del terreno, ζ es un coeficiente máximo de estabilidad numérica que es ajustado por el modelo durante la simulación dentro del rango de 0.01 a 2.

A.2.3 Aplicaciones del FLO-2D

El FLO-2D permite la simulación de:

A.2.3.1 Llanuras de inundación

El FLO-2D permite simular el flujo sobre planicies de inundación o abanicos aluviales. Esto permite considerar diferentes anchos cuando el flujo atraviesa las celdas. Para el cálculo de áreas se sigue considerando un área cuadrada para las celdas.

Para obtener mayor detalle en estas simulaciones el modelo permite la representación de los efectos de obstrucción en el flujo causados por edificaciones, la limitación del mismo por bordos, su constricción por la acción de puentes o alcantarillas, la simulación de cauces naturales o canales así como el flujo en calles. También es posible considerar el aporte por lluvia y las pérdidas por infiltración.

En el caso de cauces naturales o canales es posible el intercambio de flujo (unidimensional) entre estos elementos y los de la superficie de inundación, es decir, es posible representar el desbordamiento de un canal o río así como el reencauzamiento del flujo a los mismos.

A.2.3.2 Canales y cauces naturales

La simulación del flujo en ríos o canales es posible mediante un módulo unidimensional del FLO-2D, en el cual no se consideran los efectos de sobreelevación en curvas ni del flujo secundario, por lo que la superficie libre del agua es uniforme. La simulación de saltos hidráulicos depende de su longitud de desarrollo, para lo cual se toma como referencia el tamaño de las celdas. En el caso de la transición de flujo subcrítico a supercrítico los cálculos se basan en condiciones promedio entre dos celdas.

Para representar un río es posible emplear secciones transversales medidas, mientras que en el caso de un canal se pueden implementar secciones rectangulares o trapeciales. Las características del cauce o canal son descritas mediante un archivo principal que incluye: una serie de celdas que configuran su curso, así como las características geométricas de la sección o secciones transversales, la rugosidad media del fondo y la distancia entre secciones. En el caso de usar secciones transversales medidas se requiere un archivo adicional que deberá contener la distancia desde una cierta estación de los puntos levantados, la elevación correspondiente a dichos puntos y un número de referencia que relaciona las secciones con las celdas del archivo principal. A cada elemento del cauce o canal se le asigna una sección transversal que el programa extenderá automáticamente a dos o más celdas dependiendo de si su longitud es mayor al 95% del ancho de la celda. Si la elevación de las márgenes es diferente entre sí, aun cuando la longitud de la sección no exceda la del elemento de malla que la contiene, el programa empleará tres celdas para simular las diferencias de nivel. Además, los elementos del cauce o canal pueden intercambiar flujo con los elementos de la planicie sobre ambas márgenes con lo cual es posible simular su desborde o el re-encauzamiento del caudal.

El programa permite estimar los parámetros hidráulicos de la sección mediante dos métodos: uno, a través de tablas calculadas directamente a partir de los datos y otro mediante curvas de regresión que han sido previamente diseñadas empleando otro programa auxiliar denominado XSEC. Estas ecuaciones tienen la forma siguiente: $A = ah^b$, $P_w = ah^b$ y $B = ah^b$, donde A es el área hidráulica, P_w el perímetro mojado, d el tirante hidráulico y B el ancho de la superficie del agua; además, a y b son el coeficiente y exponente obtenidos de la regresión.

En el manual de usuario se recomienda el uso de las tablas porque con ellas se obtiene mayor precisión y estabilidad numérica.

A.2.3.3 Estructuras (puentes o alcantarillas)

El modelo numérico admite la simulación de estructuras hidráulicas de control tales como puentes, alcantarillas, vertedores y diques. Para su representación se requiere una tabla que relacione el caudal y el tirante, o una curva Q-H ($Q = ah^b$, donde Q es el gasto, h es el tirante, a y b son respectivamente el coeficiente y el exponente de un análisis de regresión). El FLO-2D puede simular además el efecto aguas arriba por la presencia de una estructura, el bloqueo por material de arrastre en el caso de una alcantarilla o puente, así como el desborde de un puente por una avenida extraordinaria.

A.2.3.4 Zonas urbanas

El FLO-2D tiene la opción de simular obstrucciones al flujo o reducción del área potencial de inundación por la presencia de zonas urbanas en las que se contempla el efecto de edificaciones, muros de contención o cambios en la topografía. Para ello el modelo emplea factores de reducción de área: ARFs (area reduction factors) y factores de reducción de ancho: WRFs (width reduction factors) que son coeficientes que modifican el área de una celda o el ancho de alguno de sus lados para lograr el efecto de reducción. Estos factores se especifican como un porcentaje del total del área o del ancho del elemento de malla.

A.2.3.5 Bordos permeables o impermeables

El modelo puede suponer la implementación de bordos mediante el bloqueo de una o más de las 8 direcciones de flujo en las celdas de cálculo. Los bordos se asignan sobre las fronteras de las celdas y es posible definir una elevación de cresta diferente para cada dirección de flujo. Cuando el flujo sobrepasa la elevación del bordo el modelo calcula la descarga sobre éste.

Además existe la opción de simular la falla de un bordo especificando el tamaño y ubicación de una fisura en el mismo conforme transcurre el tiempo. El gasto a través de la fisura se calcula tomando como datos su ancho y la diferencia de elevación del agua a ambos lados del bordo.

A.2.3.6 Transporte de sedimentos (arenas)

El programa dispone de un módulo que calcula el transporte de sedimentos, esto es, el depósito o erosión de sedimento en cauces o canales, llanuras de inundación y calles. Este componente estima la capacidad de transporte de sedimento en cada elemento de malla y lo compara con el aporte de material. El exceso o déficit de sedimento lo distribuye uniformemente sobre la superficie potencial de flujo en la celda, para lo cual toma en cuenta la porosidad del sedimento. En el caso de un cauce definido con secciones transversales medidas, la distribución de sedimento se lleva a cabo empleando una ecuación empírica. Para el cálculo se dispone de siete ecuaciones: Zeller y Fullerton (1983), Yang, Ackers y White, Engelund y Hansen, Laursen, Meyer-Peter y Müller combinada con la ecuación de Woo y la ecuación de Toffaletti.

El manual de usuario del FLO-2D hace la observación de que la ecuación de Ackers y White y la de Engelund y Hansen son las que estiman la mayor capacidad de transporte de sedimento y recomienda su uso para régimen de flujo subcrítico en donde el transporte de sedimentos sea bajo. En el caso de las ecuaciones de Yang y Zeller-Fullerton se menciona que proporcionan un transporte moderado, recomendándose el uso de la ecuación de Yang para el cálculo del transporte de arenas y grava en ríos, y de la de Zeller-Fullerton cuando el transporte de fondo es un porcentaje significativo del transporte total. Se hace notar también que las ecuaciones de Laursen y Toffaletti son las que calculan la menor capacidad de transporte y se recomienda el uso de la ecuación de Laursen para ríos poco profundos con arenas finas y cieno, mientras que la de Toffaletti para ríos grandes y de fondo arenoso. Finalmente, se recomienda el uso de la ecuación de Meyer-Peter y Müller combinada con la de Woo para corrientes con pendientes pronunciadas, fondo arenoso y abanicos aluviales.

Durante el cálculo, los parámetros hidráulicos son actualizados únicamente hasta que el depósito o erosión acumulados alcanzan 0.03 metros (no se actualizan cada paso de tiempo). De esta forma, el cálculo de transporte de sedimentos se realiza de manera independiente del cálculo hidráulico hasta que se cumple esta condición.

En el cálculo de la capacidad de transporte es posible emplear una distribución de diferentes tamaños de partículas de sedimento. Para ello se requiere una tabla que contenga los diámetros en milímetros y un porcentaje de la muestra de material que es menor de dicho diámetro.

Cuando se emplean fracciones de sedimento, el FLO-2D lleva a cabo de forma automática el cálculo del acorazamiento del fondo. Para efectuar esto el modelo emplea una capa de intercambio de material con un espesor definido por tres veces el D_{90} (Figura A.2.2), en la que se evalúa el volumen de cada fracción de sedimento.

Cuando la capa tiene un volumen aproximadamente del 33% del volumen inicial, se rellena nuevamente con material que tiene la distribución original de tamaños. Durante este proceso el material que va quedando es más grueso cada vez, y cuando su tamaño impide el transporte y la capa de intercambio tiene un volumen mayor del 33% se impide el movimiento de material para ese paso de tiempo, es decir, se acoraza el fondo. Adicionalmente a este proceso se puede definir un espesor de sedimento disponible para erosión, el programa establece de inicio una capa erosionable de 3 metros.

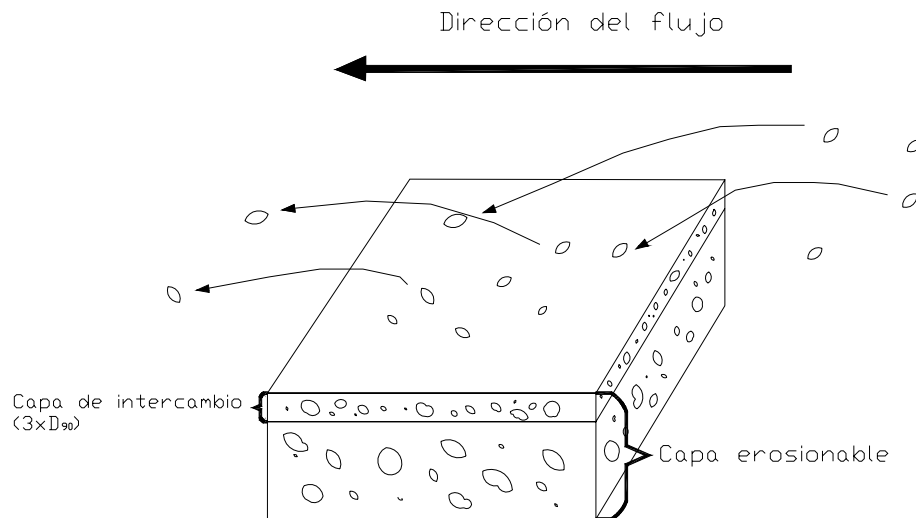


Figura A.2.2 Capa erosionable y capa de intercambio para transporte de sedimentos

A.2.3.7 Transporte de lodos

El FLO-2D permite la simulación del transporte de lodos (flujo de barro y escombros) considerándolo como un continuo de flujo y prediciendo el movimiento viscoso que lo caracteriza en función de la concentración del sedimento. Para ello emplea el modelo reológico cuadrático de la ecuación III.5.

Conforme la concentración de sedimento va cambiando en un elemento dado de la malla se simulan efectos de dilución, cese de movimiento y nueva movilización de depósitos. En el FLO-2D se considera que el flujo de lodos, al estar dominado por efectos viscosos y esfuerzos

de dispersión, es un proceso totalmente diferente al transporte de sedimentos tanto de fondo como en suspensión. De acuerdo con esto, en este modelo no es posible llevar a cabo una simulación con ambos procesos de forma simultánea.

La aproximación empleada por el FLO-2D al modelo reológico cuadrático consiste en una analogía de los trabajos de Meyer-Peter y Müller (1948 en O'Brien, 2006) y Einstein (1950 en O'Brien, 2006), en los que la relación entre los esfuerzos de fricción es integrada en la vertical y escrita en forma de una pendiente

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (\text{A.2.7})$$

donde S_f (la pendiente total de fricción) es la suma de la pendiente del esfuerzo crítico S_y , la pendiente viscosa S_v y la pendiente que engloba los términos turbulento y de dispersión S_{td} . La ecuación es expresada en términos de la velocidad promediada V en la profundidad y toma la siguiente forma

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_s h} + \frac{K_r \mu_f V}{8 \gamma_s h^2} + \frac{n_{td}^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (\text{A.2.8})$$

donde γ_s es el peso específico del sedimento, h es el tirante, K_r es un parámetro de resistencia al flujo, μ_f es la viscosidad dinámica. y n_{td} es un coeficiente de resistencia, equivalente a la n de Manning, que corresponde a la combinación de los esfuerzos turbulento y de dispersión

En un régimen laminar, la variable K_r puede tomar valores desde 24 para simular un canal uniforme de sección rectangular, hasta 50,000 para representar la rugosidad y geometría irregular de una sección transversal medida. En el Manual del Usuario del FLO-2D se presenta una tabla donde se recomiendan rangos de valores de acuerdo con características generales del sitio (O'Brien, 2006). Además, en el Manual de Datos de Entrada se recomienda un valor inicial de 2480, y se explica que cuando $K_r = 0$ entonces este valor es calculado automáticamente a partir de la n de Manning, mediante las siguientes relaciones

$$\begin{aligned} n < 0.01, & \quad K_r = 24 \\ 0.01 < n < 0.25, & \quad K_r = 1,460,865.81 * n^{2.381} \\ 0.25 < n, & \quad K_r = 2480 \end{aligned}$$

El coeficiente n_{td} toma en cuenta el incremento de la resistencia al flujo generado por los esfuerzos dispersivos cuando existen altas concentraciones de sedimento. Para estimar este

incremento, se modifica el coeficiente de resistencia debido al flujo turbulento (n_t), mediante una función exponencial que depende de la concentración

$$n_{td} = n_t b e^{mC_v} \quad (\text{A.2.9})$$

donde b es igual a 0.0538 y m es un exponente igual a 6.0896. La ecuación anterior esta basada en un trabajo no publicado de Julien y O'Brien (1998 en O'Brien, 2006).

El FLO-2D resuelve la ecuación A.2.7 estimando una velocidad del flujo, la cual es empleada después en la solución de la ecuación de cantidad de movimiento. Los parámetros de peso específico del sedimento γ_s , esfuerzo de fricción crítico τ_y y viscosidad μ_f dependen principalmente de la concentración del sedimento, en el modelo se emplean las siguientes relaciones empíricas para el cálculo de τ_y y μ_f

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (\text{A.2.10})$$

$$\mu_f = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (\text{A.2.11})$$

donde α_i y β_i son coeficientes empíricos definidos por resultados de experimentos en laboratorio (O'Brien y Julien, 1998 en O'Brien, 2006). Para estimar estos valores se emplearon la tabla 9 y Figuras 19 y 20 del Manual del Usuario del FLO-2D (O'Brien, 2006).

A.2.4 Programas auxiliares

El FLO-2D tiene dos tipos de programas auxiliares: los empleados para el preprocesamiento de los datos y los empleados en el post-procesamiento de resultados de las simulaciones. En seguida se describen los programas utilizados en el desarrollo de este trabajo.

A.2.4.1 GDS (GRID DEVELOPER SYSTEM)

Este programa es útil para la preparación, generación y edición gráfica de la malla de cálculo, así como de los elementos (cauces, bordos, puentes, etc.) que se requiera simular. Para construir la malla de cálculo, el GDS requiere de un archivo de puntos X, Y, Z que puede ser obtenido de un modelo digital de elevaciones (DTM). A partir de ésta información, el programa interpola y asigna a cada celda una elevación y simultáneamente proporciona a los archivos el formato requerido por el programa, ver Figura A.2.3.

A.2.4.2 PROFILES

El FLO-2D cuenta con un programa denominado PROFILES que permite la interpolación de secciones transversales cuando no se cuenta con suficiente información para asignar una sección diferente a cada elemento del cauce o canal. La interpolación puede llevarse a cabo considerando todas las secciones de una sola vez, pero también se pueden ajustar los resultados interpolando únicamente entre dos secciones o modificando elevaciones de forma manual. En la Figura A.2.4 se muestra la ventana de trabajo del programa PROFILES en la que se pueden modificar las secciones transversales. El programa efectúa una interpolación lineal del fondo del cauce y del ancho de la superficie del agua, mientras que la interpolación de las elevaciones y su distancia a una estación es cuasilineal; además lleva a cabo un ajuste de estos parámetros de acuerdo al peso de las áreas. Este programa es también un post-procesador, por lo que es útil para revisar resultados de simulaciones, como por ejemplo: el perfil de la superficie libre del agua en un paso de tiempo especificado o en su condición máxima, el gasto máximo, así como la elevación del fondo de un cauce o canal al final de la simulación.

A.2.4.3 MAPPER

El MAPPER es un programa para el post-procesamiento de resultados de las simulaciones del FLO-2D. Mediante este programa es posible crear mapas de variables hidráulicas tales como: elevaciones de la superficie del agua, tirantes del agua y velocidades (Figura A.2.5). También permite mostrar la configuración del terreno en el caso de depósito y erosión de sedimentos.

A.2.4.4 MAXPLOT

Mediante este programa se pueden generar mapas de resultados de tirantes máximos, velocidades máximas en calles, planicies o canales y algunos otros parámetros (Figura A.2.6). El procesamiento de resultados es muy semejante al del programa MAPPER y recomiendan su uso para la revisión rápida de resultados por su mayor velocidad en la generación de los mismos. Dispone de las opciones para mostrar los resultados en tres dimensiones y en diferentes perspectivas, sin embargo tiene la desventaja de que la resolución de los mismos es mucho menor que la del MAPPER.

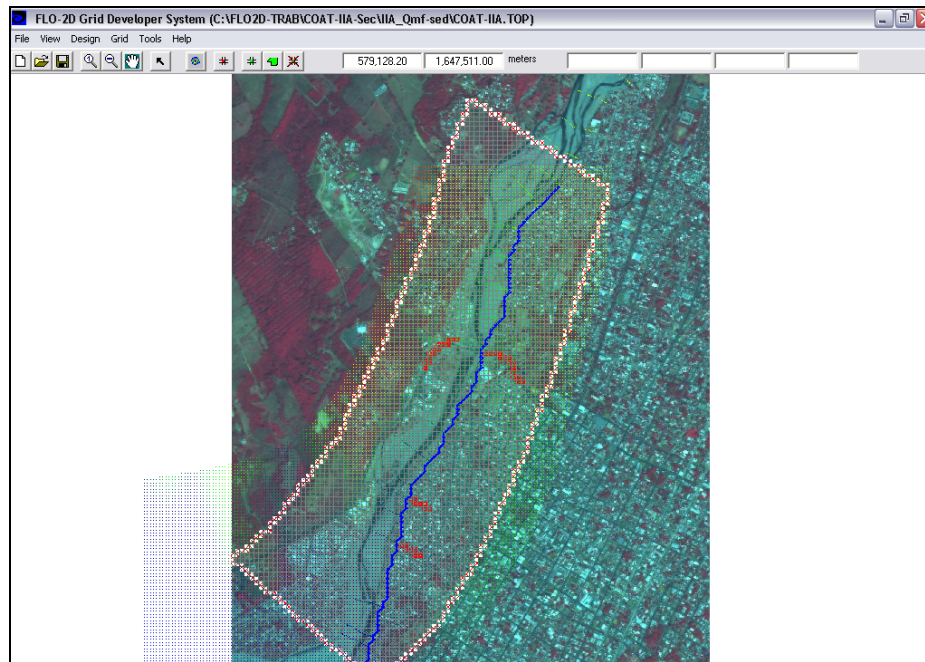


Figura A.2.3 Ventana de trabajo del programa auxiliar GDS

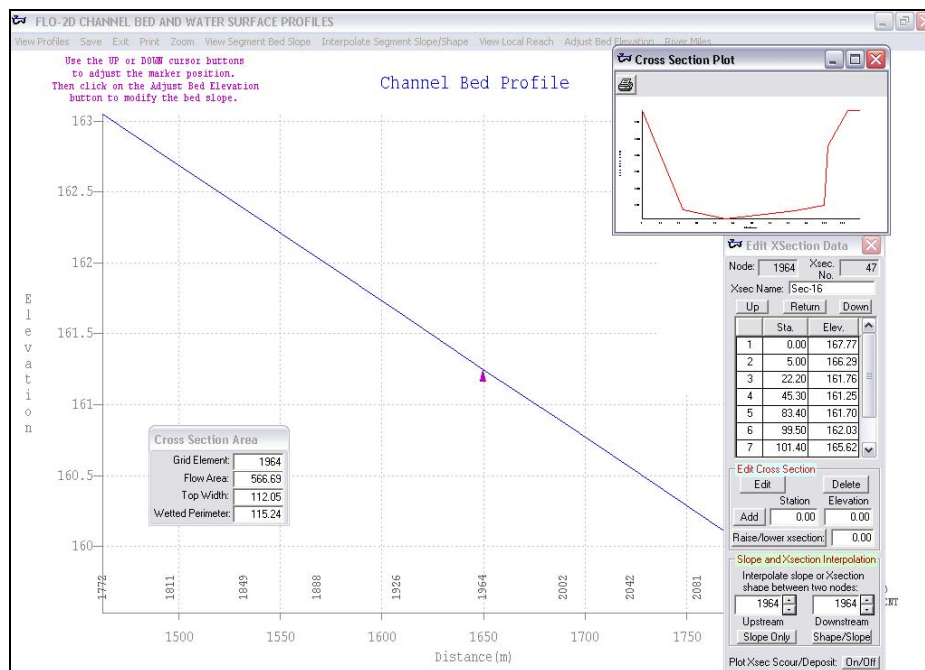


Figura A.2.4 Ventana y menú de interpolación del programa auxiliar PROFILES

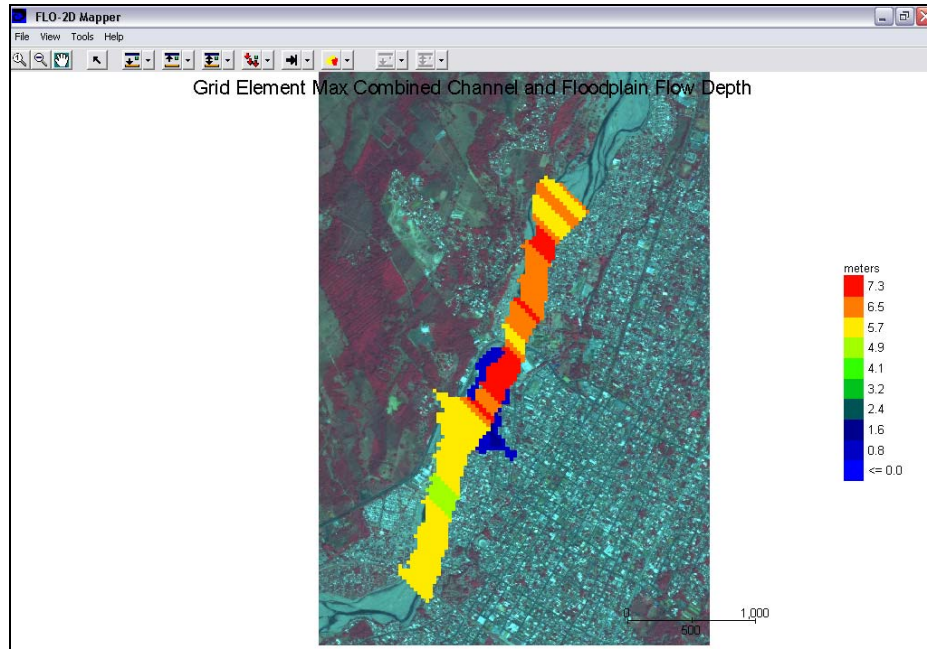


Figura A.2.5 Ejemplo de post-procesamiento de datos mediante el programa MAPPER

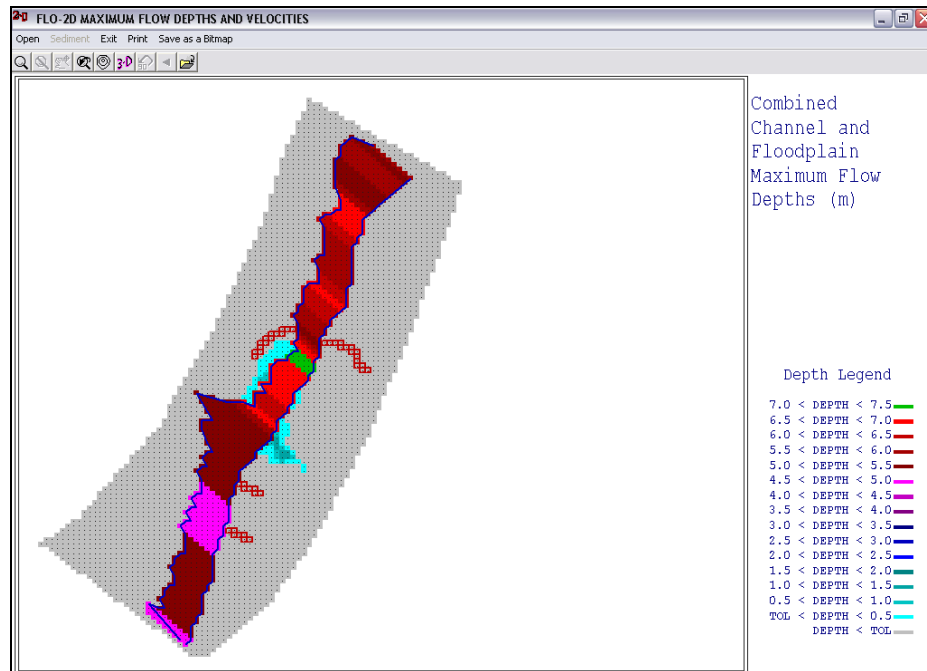


Figura A.2.6 Mapa de tirantes del agua generado mediante el programa auxiliar MAXPLOT

A.3 NOTACIÓN DE VARIABLES

a_i	coeficiente empírico aproximadamente igual a 0.01
a_L	espesor de la capa de sedimento donde hay movimiento
A	área hidráulica
A_s	promedio anual de pérdida de suelo
B	ancho de la superficie libre del agua
c	celeridad de onda
C	número de Courant
C_l	concentración límite
C_u	factor de manejo de cultivos
C_v	concentración volumétrica de sólidos en el flujo
C^*	máxima concentración de sólidos empacados completamente
C_∞	concentración de equilibrio en un flujo rocoso
D_s	diámetro de la partícula de sedimento
D_m	diámetro medio de la fracción
D_{50}	diámetro de la curva granulométrica, tal que el 50 por ciento de las partículas son menores que él
D_{90}	diámetro de la curva granulométrica, tal que el 90 por ciento de las partículas son menores que él
F	función que depende del diámetro de las partículas y de la viscosidad cinemática
g	aceleración de la gravedad
g_B	arrastre en la capa de fondo expresado en peso
g_{SM}	gravedad específica del sedimento en un flujo de lodos
G^2	esfuerzo de fricción adimensional
G_m^2	esfuerzo de fricción adimensional modificado
h	tirante de flujo
h_l	tirante de un flujo inmaduro
h_o	tirante de la capa de agua sobre la capa de sedimento saturado
i	intensidad de la lluvia
K	factor de erosionabilidad del suelo
K_r	parámetro de resistencia al flujo
l	longitud de la mezcla de Prandtl
L	factor de longitud de la pendiente

n	coeficiente de rugosidad de Manning
n_b	coeficiente de rugosidad del fondo
n_w	coeficiente de rugosidad de las paredes
n_t	factor de resistencia al flujo debido a la turbulencia
n_{td}	factor de resistencia al flujo correspondiente a los esfuerzos cortantes turbulento y de dispersión
n'	rugosidad debida a las partículas
N	número de Bagnold
N_f	número de fricción
N_m	número de Bagnold modificado
N_s	número de Savage
p_s	presión entre granos
P	factor de prácticas mecánicas de control de erosión
P_w	perímetro mojado
q_o	gasto unitario de agua clara
q_B	arrastre en la capa de fondo expresado en volumen
Q	gasto de agua clara
R	factor de erosividad de la lluvia
R_h	radio hidráulico
S	factor de grado de la pendiente
S_f	pendiente de fricción
S_{fx}, S_{fy}	componentes de la pendiente de fricción en las direcciones x, y
S_y	pendiente del esfuerzo crítico
S_{td}	pendiente que engloba los términos turbulento y de dispersión
S_v	pendiente viscosa
S_o	pendiente media del terreno
S_{ox}, S_{oy}	componentes de la pendiente media del terreno en las direcciones x, y
t	tiempo
$\tan\alpha$	constante de proporcionalidad relacionada con el número de Bagnold
V	Velocidad del flujo de agua clara
V_x, V_y	componentes de la velocidad en las direcciones x, y promediadas en la vertical
V_m	velocidad de la mezcla de agua y sedimento
V_*	velocidad al esfuerzo cortante del flujo
z	dirección perpendicular al fondo

Δx	tamaño de celda
ϕ	ángulo de fricción interna del material
γ	peso específico del agua
γ_s	peso específico del sedimento
η	porosidad
λ	concentración del flujo
μ_c	constante con las mismas dimensiones que la viscosidad
μ_f	viscosidad dinámica del fluido intersticial
μ_s	incremento de la viscosidad debido a la adición de partículas
μ_T	viscosidad del flujo de barros y escombros
ν_o	viscosidad cinemática del fluido
θ	ángulo de la pendiente del cauce
ρ	densidad del agua
ρ_m	densidad de la mezcla de agua y sedimentos
ρ_s	densidad de las partículas
τ	esfuerzo cortante total
τ_a	esfuerzo cortante adimensional
τ_c	esfuerzo de cohesión entre las partículas finas
τ_d	esfuerzo dispersivo
τ_f	esfuerzo de fricción entre partículas
τ_{mc}	esfuerzo friccional de Mohr Coulomb
τ_t	esfuerzo turbulento
τ_T	esfuerzo generado por turbulencia de mayor escala
τ_v	esfuerzo viscoso
τ_y	esfuerzo cortante crítico
τ^*	número o parámetro adimensional de Shields
ξ	coeficiente máximo de estabilidad numérica
ψ	parámetro turbulento