



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**MODELAMIENTO BIDIMENSIONAL HIDRODINÁMICO DEL FLUJO Y TRANSPORTE
DE SEDIMENTOS A TRAVÉS DEL RÍO CALABÍ Y OBRAS HIDRÁULICAS.**

**Trabajo de titulación previo
a la obtención del título de
Ingeniero Civil**

Autor:

Tomás Andrés Salamea Guillén.

Director:

Ing. MSc. José Vicente Tinoco Ochoa.

Octubre - 2015



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

RESUMEN

La modelación física y numérica es una herramienta fundamental para la validación e identificación de parámetros y posibles problemas a los cuales está sujeta una obra de aprovechamiento hidráulico en un cauce natural. Esta investigación se enfoca en el análisis hidrodinámico y capacidad de transporte de sedimentos del río Calabí mediante modelación numérica, con el objetivo de analizar el comportamiento del flujo y los efectos que ocasiona en la fluviomorfología del río, la implantación de una obra de toma lateral. Para ello se hace uso de modelos hidrodinámicos, modelos de transporte sólido y modelos de turbulencia. Debido a las características del río un esquema bidimensional es utilizado. Las ecuaciones empleadas para la construcción del modelo son: las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant, la ecuación de Exner de continuidad de sedimentos, la ecuación de Meyer-Peter & Müller para arrastre de fondo, y un modelo de turbulencia de Prandtl. A partir de ello se verifica el funcionamiento de la obra, se determina que no existen problemas considerables en el río ocasionados por la incorporación de la bocatoma y se comprueba la necesidad de la incorporación de tres muros espigones para evitar una zona de estancamiento. El modelo numérico aplicado para las simulaciones es Iber.

Palabras Claves: Modelamiento bidimensional, ecuaciones de Saint-Venant, transporte de sedimentos, modelación de la turbulencia, modelos numéricos.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

ABSTRACT

Physical and numerical modeling is an essential tool for validation and identification of parameters and possible problems, which a hydraulic exploitation in a natural channel is subjected. This research project focuses on hydrodynamic analysis and transport capacity of sediments from the Calabí River with numerical modulation, aiming to analyze the flow behavior and the effects it causes in the fluviomorphology of the river, the implementation of an intake system. To carry out this project, various models will be used including: hydrodynamic models, solid transport models, and turbulence models. A two-dimensional scheme was used for the project due to the characteristics of the river. The equations used for the construction of the model are the two-dimensional Saint-Venant equation, the Exner equation for the sediment continuity, the transport formula of Meyer-Peter & Müller, and the turbulent Prandtl model. From this, the operation of the intake is verified, it is determined that there are no significant problems in the river caused by the incorporation of the intake system and the need for the addition of three breakwaters walls checks to avoid stagnation zone. The numerical model used for the simulations is Iber.

Keywords: Two dimensional modelling, Saint Venant equations, sediment transport, turbulence modelling, numerical modelling.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

CONTENIDO:

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	9
1.1. Introducción.	9
1.2. Objetivo general.....	10
1.3. Objetivos específicos.	10
1.4. Antecedentes.	11
1.5. Zona de estudio.	11
1.6. Justificación.	12
CAPÍTULO 2: MATERIALES Y MÉTODOS	13
2.1. Datos.....	13
2.2. Métodos para la construcción del modelo numérico del río Calabí.....	19
2.2.1. Ecuaciones hidrodinámicas.....	19
2.2.2. Fricción de fondo.....	21
2.2.3. Modelos de turbulencia.....	22
2.2.4. Transporte de Sedimentos.....	27
2.2.5. Modelos de socavación.....	34
2.2.6. Esquemas numéricos.....	36
2.3. Métodos para la implementación del modelo numérico del río Calabí.....	50
2.3.1. Proceso de datos.	50
2.3.2. Descripción del Modelo Iber.....	53
3. CAPÍTULO 3: RESULTADOS	68
3.1. Resultados de los modelos con el caudal medio de invierno.....	69
3.1.1. Gráficos de evolución del calado.	69
3.1.2. Gráficos de la distribución de las concentraciones de sedimentos.	70
3.1.3. Gráficos de la distribución de las velocidades en las secciones.	73
3.1.4. Gráficos de la distribución de la tensión de fondo en la sección.	74
3.1.5. Gráficos de la distribución del caudal específico en la sección.....	76
3.1.6. Secciones transversales del río.	77
3.1.7. Secciones socavadas del modelo incorporado la bocatoma.....	79



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

3.1.8. Resultados del funcionamiento de la bocatoma.....	81
4. CAPÍTULO 4: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	84
4.1. Efectos en el río de incorporar la obra.....	84
4.2. Funcionamiento de la obra.....	85
4.3. Comportamiento del río para los caudales de periodo de retorno.	86
4.4. Conclusiones y recomendaciones.....	89
5. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	91
6. ANEXOS.....	93
6.1. Distribución de los caudales para el cálculo de la socavación (caudal medio).93	
6.2. Mapas de la simulación del modelo con el caudal medio de invierno.94	
6.3. Resultados de los modelos para los caudales de comprobación.....97	
6.3.1. Gráficos de evolución del calado.97	
6.3.2. Gráficos de la distribución de concentraciones de sedimentos.....98	
6.3.3. Gráficos de la distribución de las velocidades en la sección.....101	
6.3.4. Gráficos de la distribución de la tensión de fondo en la sección.....102	
6.3.5. Distribución del caudal específico en la sección.....104	
6.3.6. Secciones transversales del río.105	
6.3.7. Secciones socavadas.....107	
6.3.8. Distribución de los caudales para el cálculo de la socavación.112	
6.3.9. Mapas de la simulación del modelo con los caudales de comprobación. ...114	



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, Carlos Andrés Argudo Zapata, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art.5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Noviembre del 2015

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Carlos Andrés Argudo Zapata".

Carlos Andrés Argudo Zapata
Cl: 0104817465



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, Hugo Fabián Castillo Barahona, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art.5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Noviembre del 2015



Hugo Fabián Castillo Barahona
CI: 1401029010



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

AGRADECIMIENTOS

Son muchas las personas que han contribuido de una u otra forma con este trabajo. En primer lugar quiero agradecer a Dios por haberme acompañado y darme la fuerza necesaria para seguir adelante. A mis padres y hermanos por haberme apoyado y guiado en cada paso, sin ellos todo esto no fuera posible, conforman una gran parte de mi vida y comparten este logro. A mis amigos que me alentaron y apoyaron en cada situación, son y serán siempre una parte importante de mí. Por último quiero agradecer al director de esta tesis el Ing. Vicente Tinoco por su apoyo, paciencia y dedicación que ha brindado para la elaboración de este trabajo.

Tomás Salamea.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción.

El conocimiento del comportamiento hidrodinámico de un río ante una crecida es fundamental para encontrar posibles soluciones a problemas de hidráulica fluvial. Para ello es posible construir modelos físicos a escala y modelos numéricos, con el fin de entender, predecir y controlar todos los procesos físicos que ocurren en un río, además de servir como base para estudio de transporte de sedimentos y de procesos de erosión. A partir de las simulaciones es posible predecir el comportamiento de las estructuras hidráulicas bajo condiciones de diseño, condiciones de operación y situaciones de emergencia. Los resultados de las simulaciones servirán para la validación e identificación de parámetros de diseño de la obra, así como el requerimiento de obras complementarias, ya sea para el correcto funcionamiento de la misma o para protección de zonas aledañas.

En la práctica es más viable el uso de modelos numéricos puesto que: son más económicos que realizar mediciones experimentales, tienen un bajo costo temporal y presentan además la ventaja de poder incluir escenarios hipotéticos para evaluar las afecciones y efectos de una futura actuación. Por otro lado con la modelación numérica es posible conseguir una gran variedad de resultados que en un modelo físico resulta más complicado obtener. Dependiendo del grado de simplificación al que se pueda llegar y manteniendo un buen orden de precisión en el modelo, es posible optar por tres distintos esquemas hidrodinámicos: unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales.

La elección de un modelo numérico dependerá de cada caso de estudio y del grado de precisión que se deseé. En la actualidad es posible el uso de modelos tridimensionales para el cálculo del flujo en estructuras hidráulicas, sin embargo el costo computacional es muy elevado teniendo en consideración que en hidráulica fluvial el dominio es muy extenso y las geometrías con las que se trabaja son muy complejas. Es por esto que hoy en día son más utilizados los modelos en dos dimensiones e incluso modelos unidimensionales. Los modelos bidimensionales de aguas someras han sido utilizados satisfactoriamente para simular flujos poco profundos (en donde las dimensiones horizontales respecto a las verticales predominan), con niveles de turbulencia elevados y procesos de transporte de sedimentos.

Esta tesis se enfoca en el análisis hidrodinámico y la capacidad de transporte de sedimentos del río Calabí mediante modelación numérica. Para ello es necesario el uso de modelos hidrodinámicos, modelos de turbulencia y modelos de transporte sólido. Puesto que el río se puede caracterizar como flujo poco profundo un modelo bidimensional es implementado. El objetivo principal de esta investigación es el evaluar



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

el comportamiento hidrodinámico del río en condiciones naturales y la factibilidad de la incorporación de una obra de toma lateral. Para ello se realiza la simulación del caudal medio de invierno en el río en condiciones naturales y con la obra incorporada, adicionalmente se comprueba el comportamiento del río ante los caudales de periodo de retorno de 5, 50, y 100 años. De los resultados obtenidos se obtendrán parámetros de diseño y operación para la obra de toma, así como el comportamiento del río ante los caudales mencionados. Para este propósito se usarán las siguientes ecuaciones: las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant para la parte hidrodinámica, la ecuación de Exner de continuidad de sedimentos, la ecuación de Meyer-Peter & Müller para arrastre de fondo, y un modelo de turbulencia de Prandtl. El modelo numérico aplicado para las simulaciones es Iber.

1.2. Objetivo general.

- Analizar el comportamiento bidimensional del flujo y la capacidad de transporte de sedimentos de un tramo del río Calabí y los efectos que causan la implantación de una obra de toma.

1.3. Objetivos específicos.

- Implementar un modelo matemático para simular el tránsito del flujo en el cauce y zonas de inundación
- Determinar la relación de toma y la cantidad de sedimentos captados.
- Evaluar el comportamiento de la obra de toma.
- Determinar parámetros hidráulicos de diseño de la obra de toma.
- Evaluar la respuesta del río ante los caudales de periodo de retorno de 5, 50, y 100 años, así como el determinar las profundidades de socavación en sitios de interés.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

1.4. Antecedentes.

El estudio del río Calabí y de la obra de captación es parte del proyecto PACALORI (Plan de Aprovechamiento y Control de Aguas en la Provincia de Los Ríos), cuyo objetivo principal es mejorar la calidad de vida de la población y contribuir a su desarrollo. Con este fin se construirán trasvases y canales para asegurar el suministro de agua para riego en la estación seca, a través de almacenar agua durante la temporada de lluvias en embalses, que a su vez mitigarán las inundaciones, así como también el suministrar agua para riego desde el río Calabí y Quevedo hacia los embalses. El proyecto comprende la construcción de dos trasvases y beneficia aproximadamente a 180000 personas y cubre un área de 103000 Hectáreas de riego (PROMAS, 2014).

1.5. Zona de estudio.

El proyecto PACALORI está ubicado en el centro de la provincia de los Ríos, en la cuenca media del río Guayas. Está delimitado por los ríos Calabí, el mismo que hacia el sur del cantón Ventanas toma el nombre de Catarama, Quevedo y Macul. Está constituido por dos zonas perfectamente marcadas, una zona al Oeste, a lo largo del

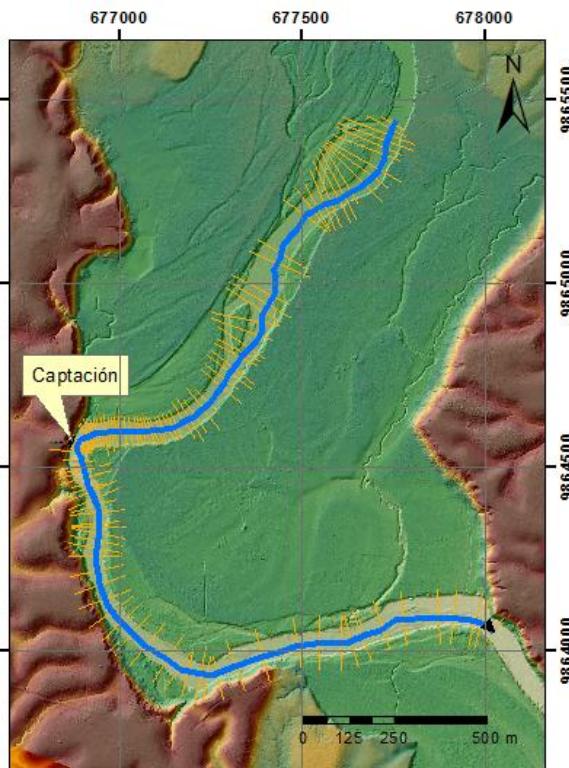


Figura 1.1 Zona de estudio río Calabí



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

río Macul; y la zona Este a ser servida desde el río Calabí.

El tramo en estudio del río Calabí está ubicado entre las zonas de Lechugal y Quinsaloma, Provincia de Los Ríos. La longitud del tramo es de 3 km, abarcando el sitio de captación. El área de escorrentía correspondiente al tramo de estudio es de 14.70 Km².

1.6. Justificación.

Si bien es verdad la cuenca del Río Guayas siempre se ha caracterizado por su abundante riqueza hídrica, sin embargo presenta un conflicto permanente por una mala distribución temporal y espacial de este recurso. Estudios realizados muestran que un 80% de la producción anual de agua, se concentra en el periodo de lluvias de enero a mayo, mientras que el 20% restante en julio a diciembre. Esto provoca que en meses lluviosos se produzcan grandes inundaciones y en meses de estiaje sequías extremas (PROMAS, 2014).

Son claros los problemas de desarrollo que ocasiona este desequilibrio e inseguridad del agua y peor aun conociendo que la población que radica en esta zona, trabaja únicamente en el sector agrícola. Como consecuencia la zona regable se encuentra muy poco desarrollada generando una tasa de productividad baja. Es por ello que la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) ha priorizado el tomar acciones para corregir los problemas de sequías e inundaciones, a través de proyectos para la implementación de grandes obras de infraestructura hidráulica, como es el Proyecto PACALORI (PROMAS, 2014).

Con esta investigación se podrá conocer el comportamiento del segundo trasvase en el río Calabí. Este es un punto de gran importancia puesto que si la obra de toma no funcionara correctamente todo el trasvase fracasaría. Es por esto que se realiza un estudio completo abarcando aspectos hidrodinámicos, procesos de arrastre, suspensión y turbulencia.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

CAPÍTULO 2: MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Datos.

Toda la información necesaria fue proporcionada por el Programa para el Manejo de Agua y Suelo (PROMAS). Los datos necesarios para la construcción del modelo son:

a) Topografía:

- Información LIDAR expresada en un modelo digital del terreno.

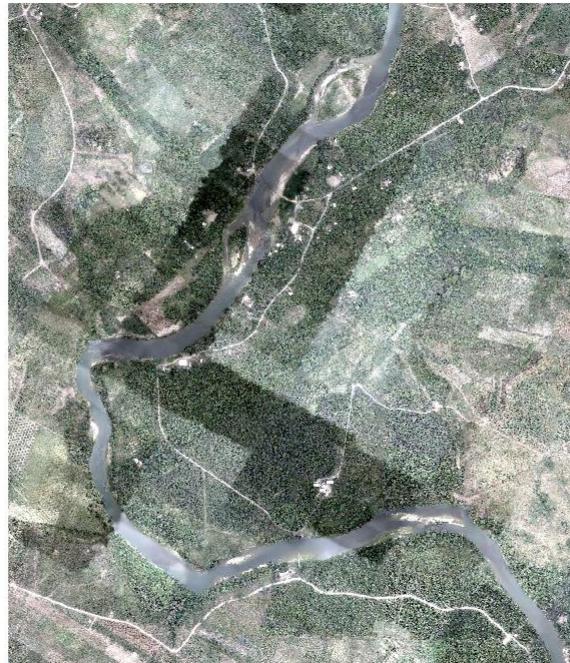


Figura 2.1 Ortofoto del río Calabí

Ortofotos.

Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2013



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

b) Estudios hidrológicos. Para la elaboración de estos caudales se utilizaron los datos de la estación Zapotal en Lechugal.

Tabla 2.1 Caudales medios del río Calabí

Descripción	$Q(m^3/s)$
Caudal medio Invierno	83.2
Caudal medio Enero	46.6
Caudal medio Febrero	108.4
Caudal medio Marzo	114.4
Caudal medio Abril	98.9
Caudal medio Mayo	50.8

Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2013

Tabla 2.2 Caudales de Calabí.

periodo de retorno del río

Periodo de retorno (años)	$Q(m^3/s)$
2	411.25
5	550.85
10	644.12
25	761.64
50	848.65
100	934.94
500	1020.87
1000	1134.20

Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2013

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

c) Diseño de la estructura de captación y muros de espigones: la superficie y su ubicación en el río en un archivo de AutoCad Civil 3D.



Figura 2.2 Estructura en planta de la obra

Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2013

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

d) Usos de suelo, para caracterizar la resistencia al flujo del río y zonas aledañas.

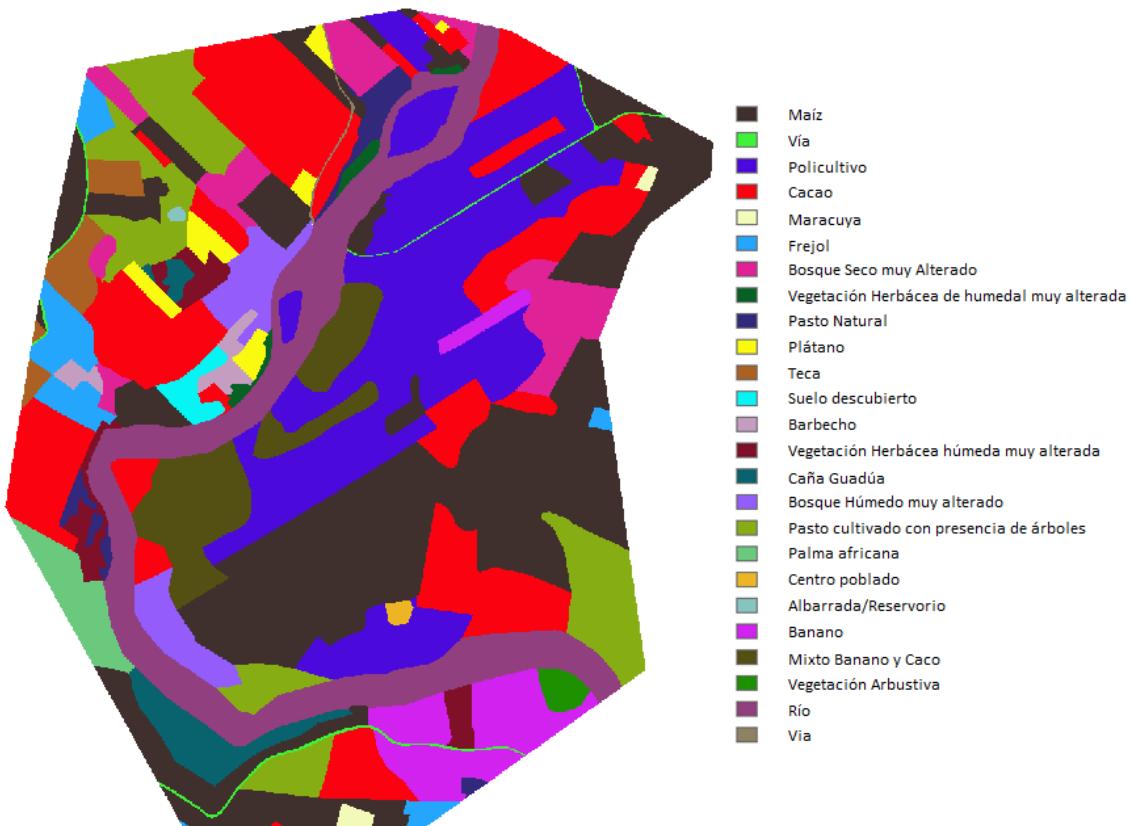


Figura 2.3 Usos de suelo



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

e) Aforos sólidos y granulometrías, con el fin de caracterizar los procesos de transporte de sedimentos.

- Análisis de sedimentos en suspensión. A partir de mediciones experimentales en el río, se obtiene una tabla de concentraciones de sedimentos en suspensión para diferentes caudales medidos.

Tabla 2.3 Concentración de sedimentos para caudales observados

$Q(m^3/S)$	Concentración media (g/m ³)
72.80	0.032
315.35	0.264
186.75	0.119
49.78	0.029
34.47	0.040
17.61	0.011
11.95	0.002
7.95	0.017
7.91	0.009
3.10	0.014

Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2013

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

- Granulometría. Para el estudio se realizó un muestreo de la granulometría subsuperficial del lecho del río. La tabla 2.4 resume los resultados.

Tabla 2.4 Granulometría subsuperficial del fondo del río Calabí

Diámetro del tamiz (mm)	Diámetro del tamiz (malla #)	Peso retenido (g)	Peso retenido corregido (g)	Peso retenido acumulado (g)	Porcentaje de material retenido acumulado	Porcentaje de material que pasa
50.8	2"	188.00	188.00	188.00	4.79%	95.21%
38.1	11/2"	524.00	524.00	712.00	18.14%	81.86%
25.4	1"	660.00	661.00	1373.00	34.99%	65.01%
19.05	3/4"	359.00	359.00	1732.00	44.14%	55.86%
12.7	1/2"	417.00	417.00	2149.00	54.77%	45.23%
9.53	3/8"	222.00	222.00	2371.00	60.42%	39.58%
4.75	Nº 4	357.00	357.00	2728.00	69.52%	30.48%
Pasa # 4		1196.00	----	----	----	----
2	2	81.63	81.67	81.67	75.73%	24.27%
1	1	69.69	69.69	151.35	81.02%	18.98%
0.71	Nº 25	41.08	41.08	192.43	84.15%	15.85%
0.5	Nº 35	49.33	49.33	241.77	87.90%	12.10%
0.355	Nº 45	59.70	59.70	301.47	92.43%	7.57%
0.25	Nº 60	59.34	59.34	360.81	96.94%	3.06%
0.18	Nº 80	19.00	19.00	379.81	98.39%	1.61%
0.125	Nº 120	12.41	12.41	392.22	99.33%	0.67%
0.09	Nº 170	4.89	4.89	397.11	99.70%	0.30%
0.063	Nº 230	2.36	2.36	399.46	99.88%	0.12%



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

FONDO	Finos	1.54	1.54	401.00	100.00%	0.00%
-------	-------	------	------	--------	---------	-------

Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2013

$$d_{50} = 15.548 \text{ mm}$$

2.2. Métodos para la construcción del modelo numérico del río Calabí.

La modelación de hidrodinámica consiste en resolver las ecuaciones de Barré de Saint Venant para calcular niveles de agua en las secciones transversales especificadas a lo largo del trayecto para los caudales en estudio. Para el estudio de la capacidad de transporte del cauce es necesario aplicar a más de modelos de transporte sólido, modelos de turbulencia puesto que la variación en el campo de velocidades afecta los procesos de mezcla. A continuación se describe las formulaciones utilizadas para construir el modelo del río.

2.2.1. Ecuaciones hidrodinámicas.

Varios estudios en ingeniería hidráulica conllevan al análisis de flujos en superficie libre, de los cuales un gran número se los puede considerar como poco profundos, refiriéndonos a estos como aquellos que presentan una relación profundidad/ancho del cauce, pequeña (Cea Gómez, 2005). Para la modelación hidrodinámica de flujos poco profundos en ríos es necesario resolver las ecuaciones de flujo variable en lámina libre o ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant. Estas ecuaciones se obtienen promediando en la vertical las ecuaciones turbulentas de Reynolds. (Calzas Pérez, 2013). Para ello es necesario asumir que la velocidad no varía en profundidad y que además las aceleraciones verticales son despreciables. Estas hipótesis se cumplen razonablemente en cauces donde las dimensiones horizontales predominan respecto a las verticales, lo cual es común en ríos de regiones costeras (Cea, et al., 2009; Navarrina & Puertas, 2005). Para poder llevar a cabo la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant son necesarias las siguientes suposiciones:

- Pendiente de fondo suave.
- Presión hidrostática. (Esto es equivalente a despreciar las aceleraciones verticales como se mencionó anteriormente)



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

- Movimiento de las partículas solo ocurre en planos horizontales
- Velocidad vertical de la partícula despreciable con respecto a la gravedad
- Las componentes de la velocidad en las direcciones x e y en una misma vertical son casi iguales
- La profundidad es pequeña en relación con las otras dimensiones.

(Bladé & Gómez, 2006; Calzas Pérez, 2013; Fe Marqués, 2005; González Aguirre, 2012)

Aplicando estas hipótesis al modelo turbulento de Reynolds se obtienen las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant, que consisten en un sistema hiperbólico de tres ecuaciones en tres derivadas parciales con 3 incógnitas, estando definidas sobre un dominio espacial bidimensional (Calzas Pérez, 2013). Estas ecuaciones en su forma conservativa se expresan como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hU_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hU_y)}{\partial y} = M_s \quad \text{Ec. 2.1}$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_x^2) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_x U_y) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - gh \frac{\partial h}{\partial x} + 2\Omega \operatorname{sen}\lambda U_y + \frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xx}^e) + \frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{xy}^e) + M_x \quad \text{Ec. 2.2}$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_y) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_x U_y) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_y^2) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} - gh \frac{\partial h}{\partial y} - 2\Omega \operatorname{sen}\lambda U_x + \frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xy}^e) + \frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{yy}^e) + M_y \quad \text{Ec. 2.3}$$

Donde U_x y U_y son las velocidades promediadas en profundidad, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, ρ es la densidad del agua, Ω es la velocidad angular de la tierra, λ es la latitud del punto considerado, h representa la altura de agua y M_s, M_x, M_y son los términos fuente/sumidero de masa y momento, a través de los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros. $\tau_{xx}^e, \tau_{xy}^e, \tau_{yy}^e$ son las tensiones efectivas horizontales(Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).

Los términos fuente que se incluyen en las ecuaciones hidrodinámicas son: Presión hidrostática, pendiente del fondo tensiones tangenciales viscosas y turbulentas, rozamiento del fondo, rozamiento superficial por viento, precipitación e infiltración. De igual forma se han de modelar los frentes seco-mojado estacionarios así como no estacionarios. Estos frentes son de gran importancia para la modelación de zonas inundables tanto en ríos como estuarios.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Más detalles de la deducción de las ecuaciones, se puede encontrar en (Cea Gómez, 2005; Fe Marqués, 2005).

2.2.2. Fricción de fondo.

La fricción de fondo tiene dos efectos en las ecuaciones de flujo, produce una fuerza de fricción τ_b que se opone a la velocidad media, y genera turbulencia. Ambos efectos pueden ser descritos por la velocidad de fricción u_f , que simplemente es expresar la tensión tangencial de fondo con unidades de velocidad (Calzas Pérez, 2013; Cea Gómez, 2005):

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad \text{Ec 2.4}$$

En los modelos de aguas someras, no es posible evaluar la velocidad de fricción de fondo por medio de funciones de pared estándar, debido a que las ecuaciones no se resuelven en la vertical. Por ello es necesario una expresión que relacione la velocidad de fricción con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción. La tensión tangencial de fondo se puede expresar como (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003):

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2 \quad \text{Ec. 2.5}$$

Siendo C_f el coeficiente de fricción de fondo. En la literatura técnica se puede encontrar distintas expresiones para aproximar este coeficiente, sin embargo la mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

La fricción de fondo se calcula a partir de la ecuación de Manning, la misma que utiliza el coeficiente de Manning n como parámetro (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003):

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad \text{Ec. 2.6}$$

2.2.3. Modelos de turbulencia.

En general se puede decir que la mayor parte de los flujos en lámina libre son turbulentos, es por eso que al considerar un modelo de turbulencia se consiguen resultados más precisos en la simulación (Calzas Pérez, 2013; Cea Gómez, 2005). Es común observar en cualquier cauce natural pequeños remolinos que aparecen y desaparecen de manera caótica. Estos remolinos son los causantes de todos los procesos de mezcla, desempeñando un papel importante en los procesos de transporte y mezcla de sedimentos; y contaminantes. (Flumen, et al., 2003)

En ciertos casos la turbulencia no suele ser lo suficientemente alta para ocasionar variaciones en el campo de la velocidad, por lo que no existiría mayor diferencias entre usar o no un modelo de turbulencia. Esto por lo general ocurre en ríos de zonas costeras, en donde la geometría del cauce es lo suficientemente suave como para que no se originen zonas de recirculación. Sin embargo no deja de jugar un papel importante en los procesos de transporte de sólidos, por lo que para poder tener resultados confiables de la capacidad de transporte del cauce, será necesario una correcta modelización de la turbulencia (Flumen, et al., 2003). Matemáticamente, un modelo de turbulencia aproxima el término de las tensiones de Reynolds relacionándolo con las variables medias, de modo que estos; no describen los detalles de las fluctuaciones turbulentas, sino el efecto de dichas fluctuaciones sobre las variables medias (Bladé & Gómez, 2006).

Existen varias aproximaciones que permiten considerar los efectos de la turbulencia en el flujo (Cea Gómez, 2005). El enfoque más sencillo es el modelo DNS (Direct Numerical Simulation), y consiste en resolver las ecuaciones de Navier Stokes. El problema principal de este modelo es que requiere utilizar pasos de tiempo y espacio muy pequeños durante la simulación, siendo muy costoso computacionalmente. Por



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

ello este método solo se utilizará en casos donde la configuración de la geometría sea muy simple, a números de Reynolds bajos (Calzas Pérez, 2013; Cea Gómez, 2005).

Un segundo método es el modelo LES (Large Eddy Simulation), que resuelve las fluctuaciones a gran escala mientras se modela el movimiento de alta frecuencia. Este método es computacionalmente menos costoso que los DNS, y resulta una buena aproximación en flujos dominados por grandes estructuras. Los modelos LES se empezaron usando en computación ingenieril con geometrías simples, sin embargo aún no pueden ser usados en la práctica en general (Calzas Pérez, 2013; Cea Gómez, 2005).

El método más comúnmente usado en la actualidad en problemas de práctica ingenieril es el modelo RANS (Reynolds Average Navier-Stokes), que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes mediante el promedio de Reynolds, en donde todos los efectos de la turbulencia son considerados. Esta aproximación es la menos computacionalmente costosa, pero la precisión obtenida depende fundamentalmente del modelo de turbulencia utilizado, ya que no existe un modelo único con constantes universales. Sin embargo los modelos RANS son frecuentemente usados ya que presenta un buen balance entre precisión y coste computacional (Calzas Pérez, 2013; Cea Gómez, 2005).

En este trabajo se utilizará un modelo RANS, para la simulación de la turbulencia ya que es el que el modelo Iber emplea. El objetivo principal de un modelo de turbulencia es el de calcular las tensiones de Reynolds. Para el cálculo Iber utiliza la aproximación de Boussinesq que relaciona las tensiones de Reynolds con los gradientes de velocidad media a través de la viscosidad turbulenta como:

$$-\overline{u_i u_j} = v_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde v_t es la viscosidad turbulenta, k es la energía cinética turbulenta y $\overline{u_i u_j}$ representa las tensiones turbulentas (Cea, et al., 2009).

La función del modelo de turbulencia es de proporcionar la viscosidad turbulenta para utilizarla en la expresión de Boussinesq (Flumen, et al., 2003). Esta hipótesis no deja de ser una simple aproximación que funciona mejor o peor en función de las condiciones de flujo (Bladé i Castellet, et al., 2009). Uno de los principales problemas de esta aproximación es que asume que la viscosidad turbulenta es isotrópica, para calcular las tensiones de Reynolds. En casos donde la turbulencia sea anisótropa se recomienda el uso de modelos de tensiones algebraicas ya que estos consideran la



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

turbulencia generada por fricción de fondo y calculan las tensiones de Reynolds promediadas en profundidad (Calzas Pérez, 2013).

Para poder estimar las tensiones de Reynolds mediante la expresión de Boussinesq, es necesario el cálculo de la viscosidad cinemática turbulenta de remolino v_t , para esto se han desarrollado distintos modelos, los que incluye Iber en su módulo de turbulencia son:(Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).

- a) Viscosidad turbulenta constante
- b) Modelo parabólico
- c) Modelo de longitud de mezcla
- d) Modelo k- ϵ de Rastogi y Rodi (Rastogi & Rodi, 1978)

2.2.3.1. Viscosidad turbulenta constante.

Este método consiste en fijar arbitrariamente un valor de la viscosidad turbulenta de remolino, a partir tablas disponibles en la literatura, que proponen valores en función del flujo considerado (Bladé i Castellet, et al., 2009). Pretender modelar correctamente la turbulencia con un coeficiente de viscosidad constante no tiene mucho sentido, puesto que no toma en cuenta que ésta varía fuertemente de un punto a otro, y es ésta variación espacial la que determina el campo de la velocidad media (Bladé & Gómez, 2006; Calzas Pérez, 2013). Es por ello que no puede ser considerado un modelo adecuado ni realista, ya que puede llevar a resultados con errores de gran magnitud (Bladé i Castellet, et al., 2009; Calzas Pérez, 2013).

2.2.3.2. Modelo parabólico.

Este modelo asume una distribución parabólica en profundidad de la viscosidad turbulenta en función del calado, módulo de la velocidad promediado en profundidad y del coeficiente de Manning (Flumen, et al., 2003).

2.2.3.3. Modelo de longitud de mezcla.

Este modelo es el primero que describe la distribución de la viscosidad, es relativamente sencillo y permite obtener resultados confiables cuando la turbulencia es generada localmente y por fricción de fondo (Calzas Pérez, 2013). Considera la



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

producción de turbulencia debido a gradientes horizontales de velocidad, pero no toma en cuenta el transporte convectivo y la disipación de la turbulencia (Flumen, et al., 2003). Este modelo fue desarrollado por Prandtl y en él asume que la viscosidad turbulenta es proporcional al producto de las escalas de longitudes por la de velocidades. La desventaja que presentan es que no son apropiados para flujos con separación de la pared y fuertes zonas de recirculación (Fe Marqués, 2005).

En este método la viscosidad turbulenta se calcula en función de las características locales del flujo, según la expresión:

$$v_t = [\min(0.267kh, kd_{wall})]^2 \sqrt{2S_{ij}S_{ij} + \left(2.34 \frac{u_f}{kh}\right)^2} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Siendo k la constante de Von Karman que toma el valor de $k = 0.41$

2.2.3.4. Modelo k-ε de Rastogi y Rodi.

El modelo de Rastogi y Rodi resuelve una ecuación de transporte, para la energía turbulenta k y la tasa de disipación de energía turbulenta ϵ . El modelo toma en cuenta la turbulencia originada por gradientes de velocidad, la disipación y el transporte convectivo. Es relativamente complejo y proporciona resultados aceptables en flujos poco profundos (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).

Incorporar modelos de turbulencia de diferente complejidad permite escoger el más conveniente para cada caso en función de las características del flujo y de la complejidad del modelo. En general los modelos de longitud de mezcla y los modelos $k-\epsilon$ se comportan satisfactoriamente cuando se modelan estructuras hidráulicas en canales en lámina libre (Flumen, et al., 2003). Es por ello, y teniendo en cuenta que un modelo $k-\epsilon$ exige mallas finas y condiciones de contorno que no se disponen para el cálculo, que se opta por usar un modelo de longitud de mezcla para este trabajo.

2.2.3.5. Análisis dimensional de los términos turbulentos en las ecuaciones de aguas poco profundas.

Las ecuaciones de Saint-Venant adimensionalizadas dan como resultado los siguientes números:



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$F = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad \text{Ec. 2.9}$$

$$T = \frac{1}{C_t} \frac{H}{L} \quad \text{Ec. 2.10}$$

$$R_1 = \frac{UL}{v} \quad \text{Ec. 2.11}$$

$$R_t = \frac{UL}{v_t} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Éstos representan respectivamente: (F) la relación entre la inercia de la masa de agua y la fuerza de presión, (T) la fuerza de rozamiento de fondo, (R_1) las tensiones tangenciales laminares y (R_t) las tensiones tangenciales turbulentas. La importancia de los efectos relativos asociados a cada número adimensional es inversamente proporcional a su valor, es decir; cuanto mayor sea el número más insignificante será la importancia del proceso que representa. De esta manera, para números de Reynolds laminares altos, el flujo será turbulento y para valores altos del número de Reynolds turbulento el flujo será laminar. Entonces es posible estimar los efectos de las tensiones turbulentas sobre la velocidad media en función del número de Reynolds turbulento, que a su vez depende de la magnitud de la viscosidad turbulenta. Para estimar la magnitud de la viscosidad se puede utilizar un modelo parabólico como (Calzas Pérez, 2013):

$$v_t = \frac{1}{6} k u_f h \approx \frac{1}{6} k \sqrt{g n h^{5/6}} U \approx 0.21 n h^{5/6} U \quad \text{Ec. 2.13}$$

En donde se ha utilizado la expresión de Manning para aproximar la velocidad de fricción de fondo u_f . Remplazando la viscosidad turbulenta en el número de Reynolds se tiene (Calzas Pérez, 2013):

$$R_t = \frac{4.8 L}{n h^{5/6}} \quad \text{Ec. 2.14}$$

Con esta expresión es posible conocer en primera instancia los efectos turbulentos en el flujo (Calzas Pérez, 2013).



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

2.2.4. Transporte de Sedimentos.

El análisis de los procesos de transporte de sedimentos es fundamental al momento de evaluar el rendimiento de una obra de aprovechamiento hidráulico en un cauce natural. Los modelos matemáticos que se disponen para la caracterización del movimiento en un esquema de flujo bidimensional consideran: la variación vertical de velocidades, el esfuerzo de corte que el agua ejerce en el lecho de un cauce y las propiedades de las partículas que definen el material. La interacción entre las características del material y las propiedades del flujo, incluyendo el efecto de las fuerzas gravitatorias y la turbulencia presente en el agua, permiten caracterizar el transporte de sedimentos (Pacheco T. & Carrillo S., 2014).

El movimiento de los sedimentos ocurre cuando el esfuerzo cortante producido por el agua excede un valor crítico del material presente en el lecho. Las partículas se moverán de diferentes maneras ya sea rodando, saltando o en suspensión en el flujo. El problema radica en que no existe un claro concepto entre la diferencia de los modos de transporte. Según la teoría desarrollada por Hans Albert Einstein (1950), el transporte de fondo ocurre hasta una distancia de dos diámetros de la partícula, por otro lado Van Rijn (1987) define el límite del transporte de fondo estableciendo la distancia a que las partículas saltarán en el flujo. A menudo se utiliza el parámetro de Hunter Rouse para determinar la distribución vertical de la concentración del sedimento en función de la velocidad de caída de las partículas, la constante de Von Karman y la velocidad de corte (Olsen, 2011).

Los ríos tienen determinada capacidad de transporte dada por sus características hidráulicas y el tamaño del sedimento. Mientras más sedimentos están presentes en el cauce estos tienden a depositarse incluso si la tensión crítica de arrastre fuera excedida. Por otro lado si en el río existiese concentraciones bajas de sedimento la capacidad de transporte tiende a la erosión (Olsen, 2011).

El módulo de transporte de sedimentos incorporado en Iber resuelve las ecuaciones de transporte en régimen no estacionario, tanto para transporte por arrastre de fondo como en suspensión, modelándose un término de sedimentación/re-suspensión para considerar el acoplamiento entre carga de fondo y la carga en suspensión. Para el cálculo utiliza el campo de velocidades, calados y turbulencia. El arrastre de fondo se calcula a partir de fórmulas empíricas pudiéndose escoger entre las ecuaciones de Meyer-Peter & Müller corregida por Wong (2003) y Wong y Parker (2006), Engelund-Fredsoe, Engelund-Hansen y Van Rijn. Por otro lado el transporte por suspensión se modela utilizando una ecuación de transporte turbulento promediado en profundidad (Calzas Pérez, 2013).

2.2.4.1. Ecuación de conservación del sedimento.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

El cambio de la cota de fondo se calcula a partir de la ecuación de conservación del sedimento de Exner:

$$(1 - p) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E \quad \text{Ec. 2.15}$$

Donde p es la porosidad de los sedimentos del lecho, Z_b es la cota del fondo, $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$, son las dos componentes del caudal sólido de fondo. El término $D - E$ representa un balance entre la carga de fondo y la carga de sedimentos en suspensión (Flumen, et al., 2003).

2.2.4.2. Transporte de sedimentos por arrastre de fondo.

El transporte de sedimentos por arrastre de fondo consiste en el movimiento de las partículas erosionadas del lecho por la masa del agua (PROMAS, 2014). Existen varias formulaciones en la literatura técnica para estimar la capacidad de transporte del cauce para ciertas condiciones que suponen la existencia de un flujo muy esquematizado (Rocha Felices, 1998). Se debe tener especial cuidado al momento de la selección teniendo en cuenta para las condiciones que fue propuesta. En las siguientes subsecciones se presenta la formulación aplicada para el modelo.

2.2.4.2.1. Partición de tensiones.

La tensión de fondo total presente en el lecho de un río es producida por dos efectos: la rugosidad que genera el sedimento y la producida por las formas de fondo (rizos, dunas o antidunas). Únicamente la tensión que genera la partícula contribuye al transporte de sedimentos por arrastre de fondo. Es por ello que antes de estimar el caudal sólido de fondo es necesario realizar una partición de las tensiones. Iber utiliza la partición propuesta por Einstein, en la cual se calcula la tensión de grano a partir de la tensión total como (Flumen, et al., 2003):

$$\tau_{bs}^* = \tau_b^* \left(\frac{n_s}{n} \right)^{1.5} \quad \text{Ec. 2.16}$$

$$n_s \approx \frac{K_s^{1/6}}{25} \quad \text{Ec. 2.17}$$



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$K_s \approx \frac{2}{3} D_s \quad \text{Ec. 2.18}$$

Donde n es la rugosidad de Manning total del lecho, n_s es la rugosidad debida al grano, D_s es el diámetro del sedimento, K_s la altura de rugosidad del grano, τ_b^* y τ_{bs}^* son las tensiones total y de grano adimensionales calculadas a partir de (Flumen, et al., 2003):

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gD_s} \quad \text{Ec. 2.19}$$

$$\tau_{bs}^* = \frac{\tau_{bs}}{(\rho_s - \rho)gD_s} \quad \text{Ec. 2.20}$$

Donde τ_b es la tensión total de fondo, τ_{bs}^* es la tensión de fondo debida al grano, ρ_s es la densidad del sedimento y ρ es la densidad del agua. En Iber se utiliza $K_s = 2.5 D_s$ (Flumen, et al., 2003).

2.2.4.2.2. Ecuaciones de transporte sólido por arrastre de fondo.

El caudal sólido de fondo es calculado mediante formulaciones empíricas. Como se mencionó anteriormente, IBER tiene implementado cuatro ecuaciones distintas, cada una de ellas con sus ventajas y limitaciones. La ecuación de Meyer-Peter & Müller es aplicada universalmente y se consigue resultados satisfactorios en cauces con diámetro de sedimento inferior a 30 milímetros. Varios trabajos corroboran su uso, (Peña González, 2002) su tesis doctoral concluye que esta expresión es la que mejor ajusta los resultados experimentales (Pacheco T. & Carrillo S., 2014) en su investigación resalta que las tasas de arrastre calculadas con esta expresión posibilitan que se repliquen los fenómenos de socavación y las condiciones morfológicas observadas en el cauce. Por todo esto y tomando en cuenta que el diámetro característico del sedimento en el tramo de estudio está dentro de los rangos de aplicabilidad, se opta por el uso de la expresión de Meyer-Peter & Müller corregida por Wong y Parker que se define como:

$$q_{sb}^* = 3.97(\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad \text{Ec. 2.21}$$



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Siendo τ_{bs}^* la tensión tangencial de fondo debida al grano, y τ_c^* la tensión crítica de arrastre que para caso de fondo plano $\tau_c^* = 0.0495$, en caso contrario es necesario realizar una corrección por pendiente de fondo (Flumen, et al., 2003).

2.2.4.2.3. Corrección por pendiente de fondo.

Cuando la pendiente del fondo no es plana, es necesario realizar una corrección para tomar en cuenta el efecto de la gravedad, en el sentido que si ésta fuera positiva, estuviera favoreciendo el transporte de sedimentos, mientras que si fuese adversa; estuviera disminuyendo la capacidad de transporte.

Para considerar el efecto de la pendiente de fondo se combina de forma vectorial la componente del peso del sedimento con la tensión de fondo, obteniendo de esta manera una tensión efectiva que se define como:

$$\tau_{bs,eff}^* = \tau_{bs}^* + D_o \cdot \sin\beta \cdot b \quad \text{Ec. 2.22}$$

Donde b es un vector unitario en dirección de la máxima pendiente, β es el ángulo de la línea de máxima pendiente y D_o es un parámetro de forma de la partícula que se define como:

$$D_o = \frac{\tau_{c,0}^*}{\tan\phi} \quad \text{Ec. 2.23}$$

Siendo $\tau_{c,0}^*$ la tensión crítica adimensional para fondo plano. Por otra parte, la tensión crítica efectiva disminuye proporcionalmente a la componente de la gravedad normal a la pendiente de fondo según:

$$\tau_{eff,crit}^* = \tau_{c,0}^* \cdot \cos\beta \quad \text{Ec. 2.24}$$

Esta ecuación es una formulación íntegramente vectorial del caudal sólido de fondo apta de considerar cualquier dirección del flujo respecto de la línea de máxima pendiente.

2.2.4.3. Transporte de sedimentos en suspensión.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

El material sólido en suspensión transportado en un río está constituido por las partículas finas, que se distribuyen en toda la sección transversal del río y dan color al agua. El inicio del transporte ocurre cuando la velocidad de corte producida por el cauce, llega a un valor que excede la velocidad de caída de las partículas y éstas entran en suspensión (Rocha Felices, 1998).

El transporte de sedimentos en suspensión se modela mediante una ecuación de transporte turbulento promediada en profundidad. La ecuación implementada en Iber es la siguiente:

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial hU_x C}{\partial x} + \frac{\partial hU_y C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(\Gamma + \frac{v_t}{S_{c,t}} \right) h \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + \frac{\partial D_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial D_{sy}}{\partial y} + (E - D) \quad \text{Ec. 2.25}$$

Siendo C la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, U_x y U_y son las dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad, v_t es la viscosidad turbulenta, Γ es el coeficiente de difusión molecular, y $S_{c,t}$ es el número de Schmidt. Los términos D_{sx} , D_{sy} modelan la dispersión del sedimento en suspensión debido a la no homogeneidad de las velocidades y de las concentraciones de los sólidos en la vertical (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).

Los términos E y D modelan el acoplamiento entre la carga de fondo y el sedimento en suspensión para controlar los efectos de re-suspensión y sedimentación. Para el cálculo de este término están implementadas tres ecuaciones en Iber: (Ariathurai & Arulanandan, 1978; Smith, 1975; Van Rijn, 1987). Las primeras dos formulaciones son válidas para lechos de arena granulares y el último para suelos cohesivos. Para esta investigación se utiliza la expresión de Van Rijn por ser la más extendida entre todas y válida para las características del lecho del río en estudio (Calzas Pérez, 2013).

El término $E - D$ según la expresión de Van Rijn se calcula de acuerdo a la expresión:

$$E - D = w_s(c_a^* - c_a) = \alpha w_s(C^* - C) \quad \text{Ec. 2.26}$$

En donde α es un parámetro característico de la suspensión, que describe la distribución vertical de las concentraciones, su valor se obtiene a partir del perfil de Rouse (Rocha Felices, 1998), w_s es la velocidad de la sedimentación de la partícula, C^* es la concentración de sedimentos en suspensión promediada en profundidad en condiciones de equilibrio, c_a^* y c_a respectivamente representan , la concentración



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

instantánea y la concentración de equilibrio a una altura $z = a$. Siendo a la altura teórica de separación entre transporte de fondo y transporte en suspensión. Este valor se puede estimar a partir del diámetro del sedimento mientras que para el coeficiente α se puede calcular a partir de la siguiente integral (Calzas Pérez, 2013):

$$\alpha = \frac{h - a}{\int_a^h \left(\frac{h - z}{z} \frac{a}{h - a} \right)^{\frac{w_s}{k \cdot u_*}} dz}, \quad a = 3 \cdot D_{50} \quad \text{Ec. 2.27}$$

Siendo k la constante de Karman igual a 0.41.

La concentración de equilibrio cerca del fondo del río planteada por Van Rijn (1987) es:

$$c_a^* = 0.015 \frac{D_{50} \cdot T^{1.5}}{a \cdot D_*^{0.3}} \quad \text{Ec. 2.28}$$

$$a = k_s \quad \text{Ec. 2.29}$$

$$k_s = 3 \cdot D_s \quad \text{Ec. 2.30}$$

$$D_* = D \cdot \left(\frac{gR}{V_*^2} \right)^{1/3} \quad \text{Ec. 2.31}$$

Al parámetro característico de la suspensión o número de Rouse se lo puede aproximar mediante la siguiente expresión (Rocha Felices, 1998):

$$Z = \frac{w}{\beta \kappa V_*} \quad \text{Ec. 2.32}$$

Donde β es un coeficiente menor que uno, κ es la constante Karman, V_* es la velocidad de corte y w es la velocidad de sedimentación de la partícula. Se suele asumir para β el valor de uno y para κ el valor de 0.41 obteniéndose buenos resultados por lo que la expresión anterior se definiría como (Rocha Felices, 1998):

$$Z = 2.5 \frac{w}{V_*} \quad \text{Ec. 2.33}$$

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Siendo la velocidad de corte igual a:

$$V_* = \sqrt{gyS}$$

Ec. 2.34

La velocidad de sedimentación se puede aproximar en función de su diámetro característico mediante (Van Rijn, 1987):

$$w_s = \frac{R \cdot g \cdot D_{50}^2}{18 \cdot v}; \text{ con } D_{50} < 10^{-4} \text{ m.}$$

Ec. 2.34

O a partir de gráficos realizados en distintas investigaciones como el desarrollado en el laboratorio de hidráulica de Zúrich (Rocha Felices, 1978):

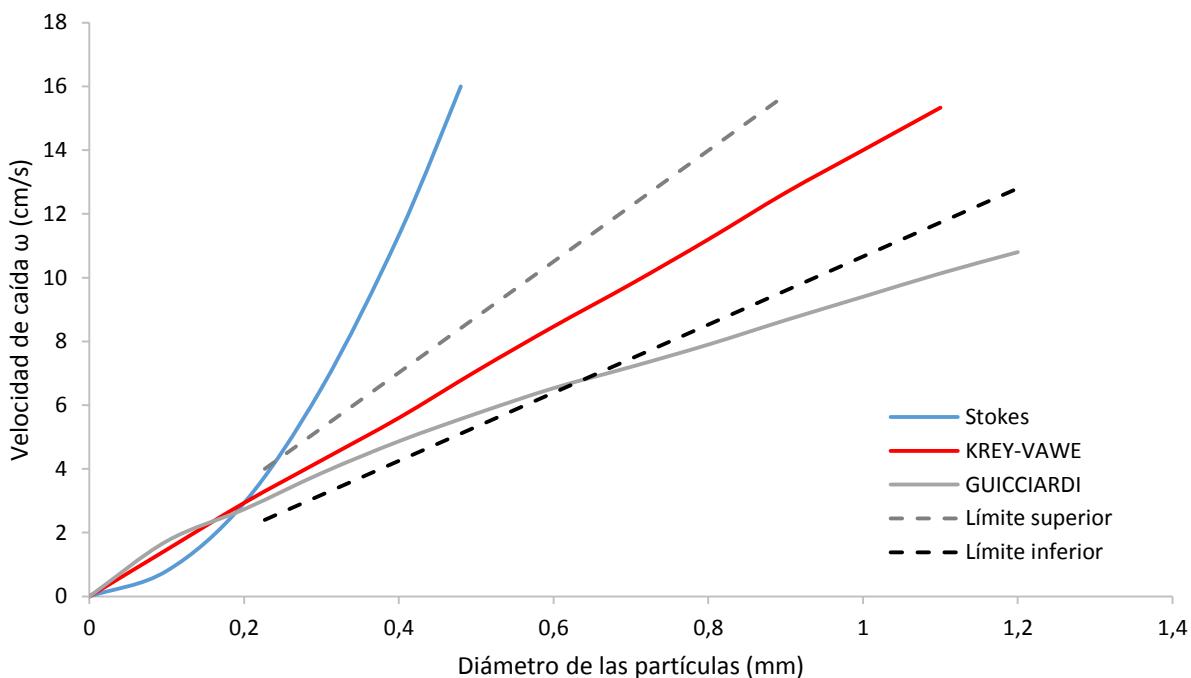


Figura 2.4 Velocidad de caída en función del diámetro de las partículas, cuadro elaborado por el laboratorio de hidráulica de Zúrich.

Para este trabajo se asume una velocidad de caída de $0.5 \text{ cm}^2/\text{s}$, para los sedimentos puestos en suspensión con el diámetro representativo mencionado anteriormente.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Estos conceptos son importantes para comprender el comportamiento de los sólidos en suspensión, que resultan útiles para resolver problemas de diseño en bocatomas y desarenadores (Rocha Felices, 1998). Para interpretar correctamente el significado de la expresión de la distribución vertical de concentraciones, debemos examinar los valores que el número de Rouse puede tomar. De esta manera, si el material puesto en suspensión está compuesto por partículas muy finas, en un cauce de alta velocidad, el número de Rouse tendrá valores pequeños, lo que se traduce en una distribución uniforme de la concentración en la vertical. Para este caso, al analizar una obra de toma se observa que para valores bajos de este número, la proporción del gasto sólido captado tiende ser igual a los gastos líquidos captados (Rocha Felices, 1978, 1998).

Si por lo contrario el material está compuesto por partículas grandes de alta velocidad de caída, en una corriente de velocidad baja, los valores del número de Rouse serán altos. Esto significa un alto gradiente de concentración de sedimentos en la vertical. En este caso, al analizar el comportamiento de una obra de toma se observa que para valores altos del número de Rouse, la proporción del gasto sólido captado tiende a ser mucho mayor que el gasto líquido. Algunas investigaciones demuestran que para el 50% del gasto líquido captado el 90% de los sólidos son captados. Esto ocurre debido a que en las capas inferiores, de acuerdo a la distribución logarítmica propuesta por Prandtl, la velocidad es muy baja y por ello son en estas capas en donde se realizan los cambios de dirección y se dirigen íntegramente hacia el canal de una obra de toma. Esta es la razón por la que el porcentaje de sólidos captados sea alto, ya que las capas inferiores son las que usualmente se hallan cargadas de sedimentos. Esto no sucede en las capas superiores ya que el flujo sigue la corriente. A este efecto se lo conoce como efecto Bulle en honor al investigador que realizó los primeros estudios de este tipo en el laboratorio de Karlsruhe en Alemania (Rocha Felices, 1978, 1998).

2.2.5. Modelos de socavación.

La socavación es la remoción de material del lecho de un río ocasionada por erosión hídrica debido a la capacidad de transporte que tiene lugar en un evento hidrológico (Barbosa Gil, 2013). Según la American Society of Civil Engineering (ASCE) (Manual 43) la socavación es “la acción erosiva del agua de una corriente que excava y transporta el suelo del lecho y de las márgenes” (Rodríguez Díaz, 2010).

Esta erosión ocasiona una reducción de la cota de fondo del cauce denominada profundidad de socavación. Establecer ésta profundidad es de suma importancia para determinar las condiciones de diseño de las cimentaciones de cualquier estructura que intervenga en un cauce natural, ya que es a menudo la causa del colapso o falla de las mismas (Barbosa Gil, 2013; Rodríguez Díaz, 2010). Determinar esta profundidad es compleja debido a la naturaleza propia de la erosión, existen diversas formulaciones de



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

carácter empírico desarrolladas por diversos autores con distintos puntos de vista. Dentro de ellos se destacan dos tipos de enfoques, el primero se fundamenta en la teoría del régimen mientras que el segundo en el equilibrio de la velocidad del flujo y la velocidad crítica para el movimiento de las partículas. En general la profundidad de socavación se la puede expresar en función del caudal unitario y del diámetro característico de las partículas según la expresión (Barbosa Gil, 2013):

$$h_s = \sigma \frac{q^\omega}{d_{50}^\eta} \quad \text{Ec. 2.35}$$

En la tabla 2.5 se presentan los valores de los coeficientes σ , ω y η según diversos autores.

Tabla 2.5 Coeficientes σ , ω y η

Método	σ	ω	η
Maza Álvarez & Echavarria Alfaro (1973)	0.365	0.784	0.157
Lischtvan-Lebediev (1959)	0.310	0.758	0.212
Laursen (1963)	0.210	0.857	0.285
Maza Álvarez & García Flores (1978)	0.209	0.870	0.304
Neil (1980)	0.320	0.798	0.200
Lacey (1930)	0.351	0.667	0.167
Blench (1939)	0.692	0.667	0.083

En este trabajo se aplica la expresión de Lischtvan-Lebediev para el cálculo de la socavación en tres secciones diferentes en donde se incorporarán tres muros de espigones. Se opta por el uso de esta expresión debido a que es ampliamente usada y no tiende a sobreestimar ni subestimar la profundidad de socavación en comparación con las otras formulaciones presentadas.

Para obtener resultados más reales, se va a ponderar el caudal diferenciando tres zonas marcadas en el cauce (orilla derecha, centro del cauce y orilla derecha). El porcentaje de caudal que circula por cada zona se va a obtener a partir de la distribución del caudal específico que Iber permite obtener en secciones particulares. Primero se integra el caudal para conocer con más precisión la totalidad que circula, y luego se lo distribuye en cada zona diferenciada.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Para más detalle sobre el cálculo de la profundidad de socavación se puede consultar en (Barbosa Gil, 2013; Rodríguez Díaz, 2010).

2.2.6. Esquemas numéricos.

Las ecuaciones de Saint-Venant, las ecuaciones de Exner y las ecuaciones que modelan la turbulencia, no son resolubles analíticamente en un problema real, por lo que es de interés el estudio de métodos numéricos para su resolución. En la actualidad existen varios métodos y esquemas adecuados, se los puede clasificar en esquemas clásicos y de alta resolución. Dentro de los clásicos se encuentran entre los más populares, el método de diferencias finitas y el método de elementos finitos. Dentro de los de alta resolución se encuentra el método de los volúmenes finitos. (Bladé & Gómez, 2006; Calzas Pérez, 2013)

Los esquemas clásicos presentan desventajas en cuanto a que aparecen discontinuidades en la solución (resaltos hidráulicos, frentes de onda, etc.) y son óptimos solo para la resolución de problemas de flujo gradualmente variado. Por otro lado la técnica de volúmenes finitos, permite una gran flexibilidad geométrica (ideal para problemas de hidráulica fluvial), siendo un método especialmente adecuado para resolver las ecuaciones de conservación (de masa y de movimiento de las ecuaciones 2D). Por ello se muestra muy útil y toma ventaja respecto a los esquemas clásicos, siendo el método más extendido y frecuentemente usado en problemas de dinámica de fluidos computacional. Es por esto que se utiliza el método de volúmenes finitos para la solución del problema. (Bladé & Gómez, 2006; Calzas Pérez, 2013).

2.2.6.1. Discretización del dominio.

El uso de volúmenes finitos en la dinámica de fluidos fue introducido por McDonald en 1971 e independientemente por Mc Cormack y Paullay en 1972 para la solución de las ecuaciones de Euler en 2D. Para resolver las ecuaciones diferenciales mediante este método es necesario partir de una discretización previa del dominio de cálculo, en elementos normalmente de tres o cuatro lados, dividiendo en pequeñas celdas de cálculo a partir de lo cual se genera lo que se conoce como malla de cálculo. Estas mallas numéricas se las puede clasificar en estructuradas y no estructuradas. La principal ventaja del uso de mallas estructuradas es el alto orden de precisión que se obtiene debido a la sencillez de las mismas, sin embargo no son adecuadas para el uso en geometrías complejas. En cuanto a esto, las mallas no estructuradas toman ventaja, debido a que se adaptan fácilmente a cualquier tipo de geometría. El principal problema de este tipo de discretización reside en que requieren algoritmos más complejos para conseguir un mayor orden de precisión en el espacio. Sin embargo resulta preferible el

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

uso de estos tipos de discretizaciones no estructuradas cuando se trabaja con las ecuaciones de bidimensionales de flujo ya que no requiere que la malla tenga ningún tipo de estructura interna ajustándose bien a geometrías complejas. (Calzas Pérez, 2013; Fe Marqués, 2005; Flumen, et al., 2003).

Existen varios tipos de volúmenes finitos, éstos se diferencian por la manera en la que evalúan el flujo en la frontera y el tratamiento de los términos fuente. Entre ellos se tiene: Volumen finito tipo celda, Volumen finito de tipo vértice y Volumen finito de tipo arista. En ésta tesis se desarrollan volúmenes de tipo celda. La principal característica de este tipo de discretización es que los valores de las variables dependientes se almacenan en los centros de la celda, conocidos como nodos de la malla (centro de los cuadriláteros o baricentros de los triángulos, ver Figura 2.5). El valor de la variable en dichos nodos representa su valor medio en todo el elemento. En el modelo IBER todos los cálculos se realizan en estos nodos. (Calzas Pérez, 2013; Fe Marqués, 2005; Flumen, et al., 2003; López, et al., 2009)

Para hallar el valor de las variables hidráulicas entre centro y centro de los volúmenes, es necesario realizar una aproximación del flujo de agua o cantidad de movimiento entre los diferentes elementos que forman la malla de cálculo (ver Figura 2.5). Esto constituye la discretización espacial de los elementos. La discretización temporal corresponde a que instante se realiza las aproximaciones del flujo entre elementos.(Flumen, et al., 2003)

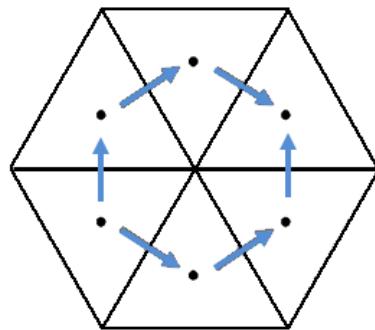


Figura 2.5 Discretización de volumen finito tipo celda. (Las flechas azules representan las aproximaciones realizadas de la cantidad de movimiento).

2.2.6.1.1. Discretización espacial.

Para hallar las variables hidráulicas entre elementos es necesario una interpolación entre celdas. La interpolación más intuitiva es una interpolación lineal o esquema centrado. El principal problema con estos tipos de esquemas es que son

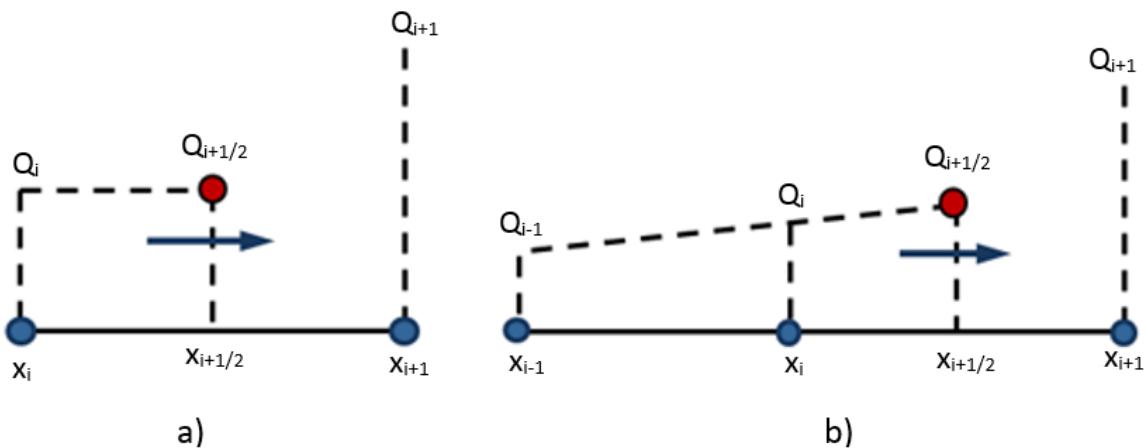


Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

numéricamente inestables lo que se traduce como una posible falla en el proceso de resolución de las ecuaciones. Esto ocurre ya que un esquema centrado no considera la dirección en la cual se propaga el flujo. Estos problemas no presentan los esquemas descentrados ya que toman en cuenta la velocidad y dirección de propagación del flujo. Es posible usar esquemas descentrados de distinto orden, la principal diferencia entre ellos es la forma en la que estiman el flujo entre los elementos de la malla. Un esquema de primer orden para evaluar el flujo utiliza información del nodo ubicado aguas abajo mientras que uno de segundo orden utiliza información de varios nodos ubicados aguas arriba (por lo general dos). En general un esquema de primer orden es menos preciso y se requiere que el tamaño de las celdas de la malla sean relativamente pequeñas, pero en cambio es mucho más estable que un esquema de segundo orden. El modelo Iber para la interpolación del flujo convectivo incluye esquemas descentrados de primer orden (esquema de Roe) y de segundo orden (esquema de Minmod) que son esquemas de tipo Godunov. (Flumen, et al., 2003)

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Figura 2.6 Esquemas descentrados: a) orden 1 b) orden 2



2.2.6.1.2. Discretización temporal.

Como se mencionó anteriormente la discretización temporal hace referencia a que instante del tiempo se va evaluar el flujo entre los elementos de la malla. Se puede optar por dos tipos de esquemas: explícitos e implícitos. (Flumen, et al., 2003) Un esquema explícito utiliza para el cálculo de las variables el valor que toman las mismas en el instante anterior, en cambio un esquema implícito evalúa las variables dependientes en el instante t^{n+1} y utiliza para el cálculo el valor que toman en el instante anterior t^n y en el mismo instante t^{n+1} , es por ello que tienen un alto coste computacional. Esta dificultad no presentan los esquemas explícitos pero en cambio es necesario que el paso del tiempo sea pequeño para que sean estables (Bladé & Gómez, 2006). La estabilidad numérica de los esquemas explícitos está controlada por



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

la condición CFL (llamada así por los tres matemáticos que la propusieron: Richard Courant, Kurt Friedrichs y Hans Lewy). Esta condición limita el valor máximo del paso del tiempo de acuerdo a la expresión:

$$\Delta t_{CFL} = CFL \frac{\Delta x}{U + \sqrt{g \cdot h}} \quad \text{con } CFL < 1 \quad \text{Ec. 2.36}$$

Siendo Δx el tamaño de celda, U la velocidad del agua, g la aceleración de la gravedad, h la altura de agua y CFL un parámetro que debe estar entre 0 y 1.(Flumen, et al., 2003)

El parámetro CFL fija una restricción en el paso del tiempo utilizado para desarrollar la integración temporal de las ecuaciones de aguas someras. Mientras mayor sea el valor de CFL menos tiempo se demorará en realizarse el cálculo, sin embargo es posible que se produzcan problemas de estabilidad numérica. Se recomienda el uso de un CFL igual a 0,45 cuando el esquema utilizado es de segundo orden. Si se presentaran problemas de estabilidad se recomienda disminuir el valor de CFL hasta un límite inferior de 0,3; ya que para valores inferiores a éste es probable que los problemas de estabilidad sean por una razón diferente (Geama & Flumen, 2012).

2.2.6.2. Discretización en volúmenes finitos de las ecuaciones de Saint-Venant.

Para la discretización por el método de volúmenes finitos se trabajará con las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant escritas en forma conservativa y vectorial, debido a la habilidad que presentan para calcular las ondas de choque en la solución. (Calzas Pérez, 2013)

Las ecuaciones de aguas someras en forma conservativa y vectorial se definen mediante la expresión:

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} = \sum_k G_k \quad \text{Ec. 2.37}$$

En donde el vector de variables conservadas w y el vector de los términos de flujo F_x , F_y se definen como:

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$\mathbf{w} = \begin{pmatrix} h \\ q_x \\ q_y \end{pmatrix} \quad F_x = \begin{pmatrix} q_x \\ \frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{q_x q_y}{h} \end{pmatrix} \quad F_y = \begin{pmatrix} q_y \\ \frac{q_x q_y}{h} \\ \frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix} \quad \text{Ec. 2.38}$$

Siendo:

$$q_x = h \cdot U_x \quad \text{Ec. 2.39}$$

$$q_y = h \cdot U_y \quad \text{Ec. 2.40}$$

Donde h representa el calado, U_x y U_y son las velocidades promediadas en profundidad y g es la aceleración de la gravedad. Los términos G_k representan los términos fuente incluidos en las ecuaciones hidrodinámicas. El vector G_1 toma en cuenta la pendiente de fondo, el vector G_2 la pendiente de fricción y el vector G_3 los términos turbulentos y viscosos. (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003; González Aguirre, 2012)

$$G_1 = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} \end{pmatrix} \quad G_2 = \begin{pmatrix} 0 \\ -\frac{\tau_{b,x}}{\rho} \\ -\frac{\tau_{b,y}}{\rho} \end{pmatrix} \quad G_3 = \begin{pmatrix} 0 \\ S_{t1} \\ S_{t2} \end{pmatrix} \quad \text{Ec. 2.41}$$

Para discretizar las ecuaciones de conservación de masa y momento se realiza la integral de las ecuaciones diferenciales en cada celda de la malla de cálculo. Esto resulta ventajoso para la resolución de las ecuaciones de conservación ya que resuelven ecuaciones en forma integral, permitiendo formular de forma sencilla métodos conservativos.(Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).

La discretización temporal de las ecuaciones bidimensionales viene dada por:

$$\frac{w^{n+1} - w^n}{\Delta t} + \frac{\partial F_x}{\partial x}(w^n) = \sum_k G_k \quad \text{Ec. 2.42}$$

Siendo w^n y w^{n+1} vectores de variables conservativas en los tiempos t^n y t^{n+1} respectivamente. Integrando esta ecuación para la celda C_i se tiene:

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$\int_{C_i} \frac{w_i^{n+1} - w_i^n}{\Delta t} dA + \int_{C_i} \left(\frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} \right) dA = \int_{C_i} \sum_k G_k dA \quad \text{Ec. 2.43}$$

Aplicando el teorema de divergencia de Gauss a los términos de flujo convectivo la ecuación 2.43 se la puede escribir como:

$$\frac{w_i^{n+1} - w_i^n}{\Delta t} A_i + \int_{L_i} (F_x \tilde{n}_x + F_y \tilde{n}_y) dL = \sum_k G_{k,i} A_i \quad \text{Ec. 2.44}$$

Donde L_i es la frontera de la celda C_i , y $\tilde{n} = (\tilde{n}_x, \tilde{n}_y)$ es el vector normal unitario exterior a la frontera.

2.2.6.3. Discretización de los términos de flujo convectivo.

Para la discretización de estos términos se aplican los esquemas descentrados de tipo Godunov mencionados anteriormente. Estos son ampliamente usados para la solución de las ecuaciones de flujo en mallas no estructuradas (Nogueira, et al., 2010). Para la solución se puede aplicar esquemas de primer y segundo orden. No se recomienda el uso de un esquema de primer orden cuando el flujo presente zonas de recirculación o gradientes especiales de velocidad debido a que proporciona campos de velocidad excesivamente difusivos.(Calzas Pérez, 2013)

La integral de contorno que corresponde a los términos de flujo convectivo se obtiene de una función de flujo numérico Φ , mediante la expresión:

$$\int_{L_i} (F_x \tilde{n}_x + F_y \tilde{n}_y) dL \approx \sum_{j \in K_i} \Phi_{LR}(W_L, W_R, n_{ij}) \quad \text{Ec. 2.45}$$

Siendo Φ_{ij} la función de flujo numérico expresada para cada arista LR; las letras L y R denotan los nodos a la izquierda y derecha de la arista en cuestión.(Flumen, et al., 2003)

2.2.6.3.1. Esquema descentrado de orden 1 (Esquema de Roe).

La función de flujo numérico para este esquema se puede expresar según:

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$\Phi_{LR} = \frac{Z_L + Z_R}{2} - \frac{1}{2} |J|_{LR} (w_R - w_L), \quad \text{Ec. 2.46}$$

$$Z = F_x \hat{n}_x + F_y \hat{n}_y, \quad \text{Ec. 2.47}$$

$$J = \frac{\partial Z}{\partial w} \rightarrow J = X \cdot D \cdot X^{-1} \rightarrow |J| = X \cdot |D| \cdot X^{-1} \quad \text{Ec. 2.48}$$

Siendo Z_L y Z_R , el flujo normal al contorno a los dos lados de la arista LR, $|J|_{LR}$ es el módulo de la matriz Jacobiana del flujo Z, determinado en el estado medio de Roe, que se define por:

$$\tilde{h} = \sqrt{h_L h_R} \quad \text{Ec. 2.49}$$

$$\tilde{c} = \sqrt{g \frac{h_L h_R}{2}} \quad \text{Ec. 2.50}$$

$$\tilde{U}_x = \frac{\sqrt{h_L} U_{x,L} + \sqrt{h_R} U_{x,R}}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}} \quad \text{Ec. 2.51}$$

$$\tilde{U}_y = \frac{\sqrt{h_L} U_{y,L} + \sqrt{h_R} U_{y,R}}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}} \quad \text{Ec. 2.52}$$

Los autovalores λ y autovectores \tilde{e}_m de la matriz Jacobiana J, se definen como:

$$\tilde{\lambda}_1 = \tilde{\lambda}_2 + \tilde{c} \sqrt{\tilde{n}_x^2 + \tilde{n}_y^2}, \quad \tilde{\lambda}_2 = \tilde{n}_x \tilde{U}_x + \tilde{n}_y \tilde{U}_y, \quad \tilde{\lambda}_3 = \tilde{\lambda}_2 - \tilde{c} \sqrt{\tilde{n}_x^2 + \tilde{n}_y^2} \quad \text{Ec. 2.53}$$

$$\tilde{e}_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ \tilde{U}_x + \tilde{c} \tilde{n}_x \\ \tilde{U}_y + \tilde{c} \tilde{n}_y \end{pmatrix} \quad \tilde{e}_2 = \begin{pmatrix} 1 \\ -\tilde{c} \tilde{n}_y \\ \tilde{c} \tilde{n}_x \end{pmatrix} \quad \tilde{e}_3 = \begin{pmatrix} 1 \\ \tilde{U}_x - \tilde{c} \tilde{n}_x \\ \tilde{U}_y - \tilde{c} \tilde{n}_y \end{pmatrix} \quad \text{Ec. 2.54}$$

Para poder implementar en Iber es necesario descomponer la diferencia de estados ($w_R - w_L$) a la izquierda y derecha de la arista considerada en la base de autovectores e_m :

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$(w_R - w_L) = \sum_{m=1}^3 \alpha_m \tilde{e}_m \quad \text{Ec. 2.55}$$

Entonces el flujo numérico lo podríamos expresar como sigue:

$$\Phi_{LR} = \frac{Z_L + Z_R}{2} - \frac{1}{2} \sum_{m=1}^3 |\tilde{\lambda}_m| \alpha_m \tilde{e}_m \quad \text{Ec. 2.56}$$

Este esquema es de orden uno en espacio. El descentramiento del flujo convectivo es similar a incluir un término de difusión, con un factor de difusividad numérica proporcional al tamaño de la malla. Es por ello que resulta conveniente utilizar mallas de celdas pequeñas o utilizar esquemas de orden superior para disminuir el error introducido.

2.2.6.3.2. Esquema descentrado de segundo orden.

Cuando es de interés obtener grados de precisión elevados sin tener que utilizar mallas relativamente pequeñas es necesario recurrir a esquemas de orden superior. El modelo Iber incluye una extensión de orden dos del flujo numérico en conjunto con una función limitadora TVD (Total Variation Diminishing), para con esto, incrementar el grado de precisión del esquema de Roe.

$$\Phi_{LR} = \frac{Z_L - Z_R}{2} - \frac{1}{2} \sum_{m=1}^3 |\tilde{\lambda}_m| \alpha_m (1 - \Psi_m(1 - |v_m|)) \tilde{e}_m \quad \text{Ec. 2.57}$$

En donde $v_m = \tilde{\lambda}_m \Delta t / d_{LR}$ y d_{LR} es la longitud entre los componentes L y R.

La función limitadora se escribe en términos del parámetro r_m , que nos indica el salto que experimentan las variables entre la arista upwind (descentrada) y la arista de cálculo (Calzas Pérez, 2013) según:



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$(r_m)_{ij} = \frac{(\alpha_m |\tilde{\lambda}_m| (1 - |v_m|))_{\text{upwind}}}{(\alpha_m |\tilde{\lambda}_m| (1 - |v_m|))_{ij}} \quad \text{Ec. 2.58}$$

Iber incluye tres funciones limitadoras:

Minmod:

$$\Psi(r) = \max[0, \min(r, l)] \quad \text{Ec. 2.59}$$

Superbee:

$$\Psi(r) = \max[0, \min(2r, l), \min(r, 2)] \quad \text{Ec. 2.60}$$

Van Leer:

$$\Psi(r) = \begin{cases} 0, & r \leq 0 \\ \frac{2r}{l+r}, & r > 0 \end{cases} \quad \text{Ec. 2.61}$$

2.2.6.4. Discretización del término fuente, pendiente del fondo.

Iber usa discretizaciones centradas de los términos fuente con excepción de los de pendiente de fondo. Esto es debido a que una discretización descentrada evalúa de forma exacta la solución hidrostática con batimetría regular, de esta manera previniendo la presencia de oscilaciones espurias en la superficie libre de agua y en las velocidades. En general estas oscilaciones no son de magnitud considerable, sin embargo en batimetrías irregulares pueden llegar a ser un problema (Calzas Pérez, 2013).

La discretización en un volumen finito C_i para la pendiente de fondo se define como:

$$S_i = \int_{C_i} S dA = \sum_{j \in K_i} S_{ij} \quad \text{Ec. 2.62}$$

En donde S_{ij} es una discretización descentrada de la pendiente de fondo en cada arista del volumen finito y que se expresa como:



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$S_{ij} = -g \frac{|n_{ij}|}{2} \frac{h_L + h_R}{2} (z_{b,R} - z_{b,L}) (I - X|D|D^{-1}X^{-1}) \begin{pmatrix} 0 \\ \tilde{n}_{x,ij} \\ \tilde{n}_{y,ij} \end{pmatrix} \quad \text{Ec. 2.63}$$

De la misma forma que para el flujo convectivo, es necesario descomponer la discretización antecedente en la base de autovectores e_m para poder implementar en Iber según (Calzas Pérez, 2013):

$$S_{ij} = \sum_{m=1}^3 \beta_m \tilde{e}_m \quad \text{Ec. 2.64}$$

2.2.6.5. Discretización de las ecuaciones de turbulencia k-ε, y de transporte de sedimentos en suspensión.

El modelo de turbulencia k-ε y el modelo de transporte de sedimento en suspensión en forma simbólica se definen como:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\partial F_j}{\partial x_j} = S \quad \text{Ec. 2.65}$$

Siendo $\Phi = Ch$ la variable conservada, C representa la variable no conservada del modelo utilizado, pudiendo ser: concentración de sedimento, energía cinética turbulenta o tasa de disipación turbulenta, S representa los términos fuente y F es el flujo convectivo y difusivo que puede definirse como:

$$F_j = Chu_j - \Gamma_e h \frac{\partial C}{\partial x_j} \quad \text{Ec. 2.66}$$



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

El término Γ_e se define como el coeficiente de difusividad efectivo, que incorpora difusión molecular y turbulenta, pudiéndose despreciar la primera debido a la magnitud de la misma con respecto a la turbulenta.(Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003)

2.2.6.5.1. Ecuación de transporte promediada en profundidad.

Con el fin de discretizar la ecuación de transporte se realiza la integral de la misma, en cada celda de la malla obteniendo así:

$$\frac{(Ch)_i^{n+1} - (Ch)_i^n}{\Delta t} A_i + \int_{A_i} \nabla \cdot (Ch u) dA = \int_{A_i} \nabla \cdot (\Gamma_e h \nabla C) dA + \int_{A_i} (E - D) dA \quad \text{Ec. 2.66}$$

El término Ch ahora representa el promedio de la magnitud conservada en la celda y el término $E - D = S$ representa a la variable conservada. Aplicando a esta ecuación el teorema de la divergencia, se tiene (extendiendo las integrales de área al contorno de la celda):

$$\frac{(Ch)_i^{n+1} - (Ch)_i^n}{\Delta t} A_i + \int_{L_i} Ch u \cdot n dL = \int_{L_i} \Gamma_e h (\nabla C) \cdot n dL + \int_{A_i} (E - D) dA \quad \text{Ec. 2.67}$$

Obteniéndose así la ecuación de la conservación en su forma integral, si estas integrales se realizan en forma discreta se tiene, (extiendiendo los contornos a todas las caras de la celda):

$$\frac{(Ch)_i^{n+1} - (Ch)_i^n}{\Delta t} A_i + \sum_{j \in K_i} (Ch u \cdot n)_{ij} L_{ij} = \sum_{j \in K_i} (\Gamma_e h (\nabla C) \cdot n)_{ij} L_{ij} + (E - D)_i A_i \quad \text{Ec. 2.68}$$

En esta ecuación las sumatorias representan el flujo de la variable analizada que sale a través de su respectiva cara.

Para el cálculo del flujo difusivo se emplea una discretización centrada de segundo orden sin presentar problemas de estabilidad, por el contrario, las discretizaciones a usar para el cálculo del flujo convectivo, suelen tener problemas de estabilidad numérica. Iber emplea esquemas descentrados de orden 1 y 2, para la discretización de estos términos (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

2.2.6.5.2. Esquemas descentrados de orden 1.

Como ya se mencionó anteriormente un esquema descentrado toma en cuenta la dirección en la que se propaga el flujo para realizar la discretización. Para el caso del flujo convectivo la información tiene la misma dirección que la velocidad del agua. La discretización del flujo convectivo para un esquema descentrado de orden uno se puede definir como:

$$(Ch \cdot n)_{ij} = (u \cdot n)_{ij} (Ch)_{ij} = u_{n,ij} \cdot (Ch)_{ij} \quad \text{Ec. 2.69}$$

La velocidad es discretizada centradamente, en cambio el término Ch es discretizado de forma descentrada y este toma el valor del nodo ubicado aguas arriba:

$$u_{n,ij} = \alpha u_{n,i} + (1 - \alpha) u_{n,j} \quad \text{Ec. 2.70}$$

$$u_{n,ij} = \alpha u_{n,i} + (1 - \alpha) u_{n,j} \quad \text{Ec. 2.71}$$

El término α es un factor de interpolación lineal que para discretizaciones equiespaciadas toma el valor de 0.5.

Como se describió anteriormente, desde el punto de vista matemático, el realizar una discretización de orden 1 es similar a incluir un término de difusión, con un factor de difusividad numérica Γ_n , que es proporcional a la malla empleada y que para ganar estabilidad, esta malla deberá ser relativamente pequeña con el fin de disminuir el error introducido por el coeficiente Γ_n . (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003)

2.2.6.5.3. Esquema descentrado de orden 2 por líneas.

Los esquemas de segundo orden no requieren mallas excesivamente finas para obtener grados de precisión altos debido a que no incluyen el factor de difusión de los esquemas de primer orden. Es por ello que el modelo Iber tiene implementado en su código un esquema descentrado de orden 2 por líneas tipo MUSCL (por sus siglas en inglés: Monotic Upstream Scheme for Conservative Laws), en el cual se desarrolla una reconstrucción lineal en cada elemento de la malla de variable no conservada.

Al terminar la reconstrucción lineal de la variable se evalúa el flujo convectivo en cada arista de la malla según la siguiente expresión:



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$(Ch \cdot n)_{ij} = (u \cdot n)_{ij} (Ch)_{ij} = u_{n,ij} \cdot (Ch)_{ij} \quad \text{Ec. 2.72}$$

$$u_{n,ij} = \alpha u_{n,i} + (1 - \alpha) u_{n,j} \quad \text{Ec. 2.73}$$

$$(Ch)_{ij} = \begin{cases} (Ch)_{ij}, & u_{n,ij} > 0 \\ (Ch)_{ij}, & u_{n,ij} < 0 \end{cases} \quad \text{Ec. 2.74}$$

Los términos $(Ch)_{Ij}$ y $(Ch)_{ij}$ representan los valores de la variable en la arista L_{ij} (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003).

2.2.6.6. Discretización de la ecuación de conservación de sedimento de Exner.

La ecuación de Exner en su forma integral para una celda bidimensional se puede definir como:

$$(1 - p) \frac{z_{b,i}^{n+1} - z_{b,i}^n}{\Delta t} A_i + \int_{A_i} \left(\frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} \right) dA = (D - E)_i A_i \quad \text{Ec. 2.75}$$

Si a esta ecuación aplicamos el teorema de la divergencia se tiene:

$$(1 - p) \frac{z_{b,i}^{n+1} - z_{b,i}^n}{\Delta t} A_i + \sum_{j \in K_i} (q_{sb}^* n)_{ij} L_{ij} = (D - E)_i A_i \quad \text{Ec. 2.76}$$

El término $(q_{sb}^*)_{ij}$ representa el valor de la carga de fondo evaluada en cada una de las aristas, esta se evalúa en forma descentrada como (Calzas Pérez, 2013; Flumen, et al., 2003):



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

$$(q_{sb}^*)_{ij} = \begin{cases} q_{sb,i}, & (q_{sb}^* n)_{ij} > 0 \\ q_{sb,j}, & (q_{sb}^* n)_{ij} < 0 \end{cases} \quad \text{Ec. 2.77}$$

2.3. Métodos para la implementación del modelo numérico del río Calabí.

2.3.1. Proceso de datos.

El proceso de datos necesario para implementar la modelación numérica del caso de estudio en Iber, se lo ha dividido en cuatro grupos:

Modelo del río en condiciones naturales.

La construcción del modelo del río es la parte más sencilla del trabajo ya que no requiere más que la conversión del terreno a un formato ASCII que es con el que Iber trabaja. En resumen lo que se realiza es exportarlo de ArcGis a Iber.

Modelo del río incorporado la obra de captación.

Antes de incorporar la obra y construir el modelo se debe trasladar el modelo del terreno, la estructura de captación y los usos de suelo a un sistema de coordenadas con el origen ubicado en el canal de la estructura, debido a que la geometría de la obra se distorsionaba al momento de exportarla a Iber. Para la incorporación de la toma es



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

necesario realizar un corte en el modelo del terreno en el sitio de captación, para posteriormente incorporar la estructura hidráulica en el río. Todo este trabajo se realizó en ArcGis. La estructura hidráulica fue exportada desde el software Civil Cad 3D. Una vez implementada la obra se exporta al formato ASCII. La desventaja de este procedimiento es que al momento de realizar la conversión de los modelos, es necesario definir un tamaño de pixel perdiéndose detalles importantes de la obra de toma y por consiguiente introduciendo errores. Es por ello que una vez exportado el modelo a Iber se afina estos detalles en los sitios de interés utilizando la geometría de la captación que primero es exportada de Civil Cad 3D a un formato DXF que admite ArcGis y luego de este último a un formato shapefile para poder abrirlo en Iber.

Clasificación de los usos de suelo.

Esta clasificación es realizada para asignar diferentes rugosidades al terreno. Se agruparon en 17 usos de suelo de los 25 originales, observando zonas con áreas pequeñas y rugosidades similares. Para el río incorporado la captación, se agregaron dos usos de suelo más, para el canal y para los taludes en el inicio de la captación. La tabla 2.6 muestra cómo se agruparon los usos de suelo y la rugosidad de Manning asignada para cada grupo. Los valores asumidos se tomaron de las tablas propuestas en la literatura técnica por (Barnes Jr, 1967; Chow, 1994; Jarrett, 1985).

Tabla 2.6 Usos de suelo implementado en el modelo Calabí y sus respectivas rugosidades

Uso de suelo agrupado	Usos de suelo sin agrupar	Rugosidad
Maíz	Maíz	0.085
Cacao	Cacao	0.09
Suelo	Barbecho Suelo descubierto	0.023
Banano	Banano Mixto Banano y Cacao	0.095
policultivo	Frejol Policultivo	0.065
Palma	Palma	0.08
Residential	Residential	0.15
Vía	Vía	0.02
Pasto	Pasto cultivado con presencia de arboles Pasto Natural	0.05



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Reservorios	Reservorios	0.02
Bosque seco	Bosque seco	0.015
Bosque húmedo	Bosque húmedo	0.14
Vegetación Arbustiva	Maracuyá	0.18
	Vegetación Arbustiva	
Árboles con cultivos	Teca	0.12
	Caña Guadua	
Vegetación en Humedal	Vegetación herbácea de humedal muy alterada	0.04
	Vegetación Herbácea Húmeda muy alterada	
río	río	0.03
Sin clasificar	Sin clasificar	0.04
Talud	Talud	0.013
Canal	Canal	0.013

Ajuste de la curva caudal vs concentración.

Es necesario realizar un ajuste de las concentraciones de sedimentos presentadas en la sección de datos, con el fin de conseguir una ecuación que permita obtener una concentración de sedimentos esperada en el cauce, en función del caudal a modelar. La Figura 2.6 muestra el ajuste realizado y la ecuación obtenida es:

$$y = 2 \times 10^{-6}x^2 + 0.0003x + 0.0103 \quad \text{Ec. 2.78}$$

Donde y representa la concentración de sedimentos en gramos/litro y x el caudal en m^3/s .

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

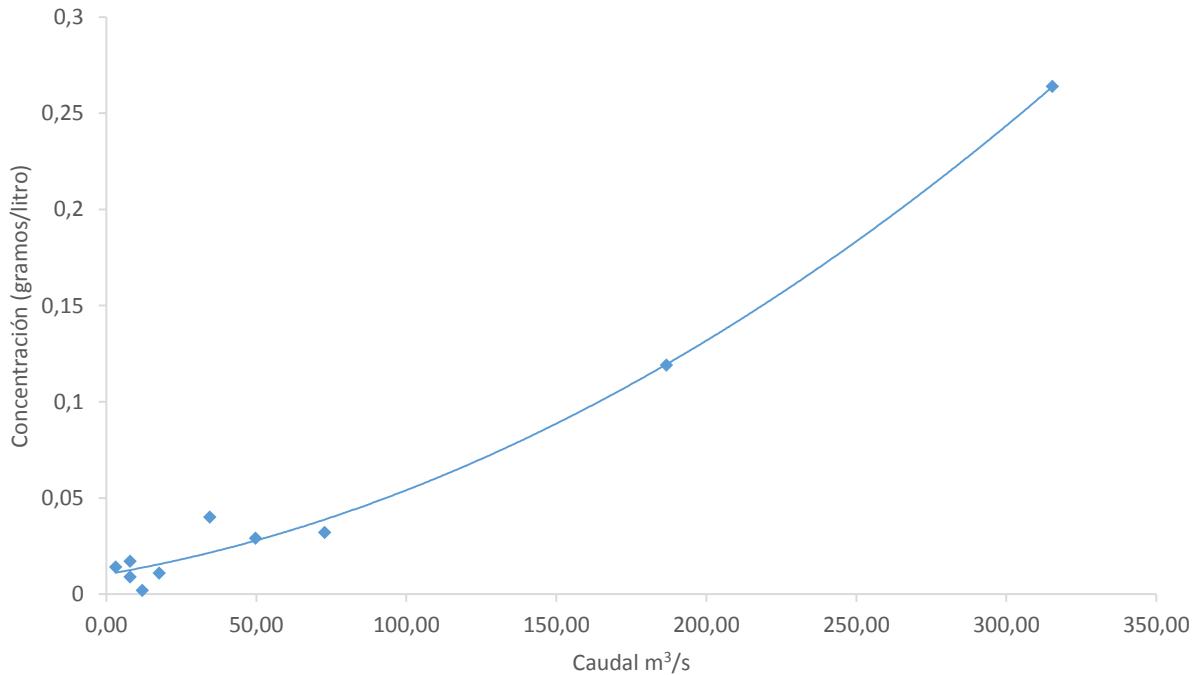


Figura 2.6 Ajuste de la concentración de los sedimentos en suspensión del río Calabí.

2.3.2. Descripción del Modelo Iber.

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medio ambientales en hidráulica fluvial. Las aplicaciones de Iber incluyen la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la determinación de zonas inundables, el análisis de transporte de sedimentos y la simulación de rotura de presas (Geama & Flumen, 2012).

El modelo resuelve las ecuaciones hidrodinámicas, de transporte y de turbulencia de aguas someras con los métodos expuestos en los capítulos anteriores, dadas unas condiciones iniciales, condiciones de contorno, resistencia al flujo del terreno y unos



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

parámetros adicionales del problema (tiempo de simulación, incremento de tiempo de cálculo, condición de Courant, esquema de cálculo, entre otras). En este capítulo se explica las opciones que el código permite utilizar y las utilizadas para la construcción del modelo. Para el desarrollo de esta sección se basó en el manual básico de usuario de Iber: (Geama & Flumen, 2012) y de la tesis de Master de: (Calzas Pérez, 2013), para más detalles se puede consultar la bibliografía referenciada.

Para construir el modelo del río y llevar a cabo una simulación con Iber se debe tener en cuenta:

- a) Pre-proceso.
 1. Crear o importar una geometría.
 2. Generar malla de cálculo.
 3. Asignar condiciones de borde y condiciones iniciales.
 - a. Asignar rugosidades al terreno.
 - b. Condiciones de borde hidrodinámicas.
 - c. Condiciones de borde de transporte de sedimentos.
 - d. Condiciones de borde de turbulencia.
- b) Cálculo.
 4. Parámetros del problema.
 - a. Parámetro de tiempo.
 - b. Parámetros de cálculo.
 - c. Elección del modelo de turbulencia.
 - d. Determinar modelos de transporte de sedimentos.
- c) Post-proceso.
 5. Visualización de resultados.

2.3.2.1. Construcción de la geometría.

A partir de la información topográfica de la zona de estudio procesada previamente (formato ASCII), se construyó la geometría del río Calabí. Esta geometría se importó a Iber en forma de una red irregular de triángulos rectángulos (RTIN). Iber incluye distintas maneras de importación del terreno, se escogió ésta en particular debido a que discretiza el terreno en una malla no estructurada, que como se mencionó anteriormente se ajusta mejor para problemas en hidráulica fluvial. Para acceder a esta opción en Iber se debe ir al menú herramientas y seleccionar el submenú crear RTIN. Para crearlo es necesario indicar una longitud mínima y máxima del lado de los



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

triángulos que se formarán, así como una tolerancia que representa la máxima distancia en vertical entre el modelo digital del terreno (MDT) y la geometría creada, este valor debe ser igual al orden de precisión altimétrica del MDT.

Debido al alto costo computacional que exigen los modelos a realizar y en especial la turbulencia, se optó por dos tipos de geometrías de diferente precisión. La primera es del tamaño completo de 3 km para modelar el río en condiciones naturales e incorporado la obra de toma utilizando el caudal medio de invierno, de esta manera podremos caracterizar el comportamiento de la obra en funcionamiento. Para la segunda geometría se recortó el modelo a 500 metros en la zona de interés, para simular los caudales de periodo de retorno, y de esta manera caracterizar el río ante diferentes eventos.

Para la construcción del primer modelo se asignó un tamaño máximo de 100 metros, un tamaño mínimo de un metro y una tolerancia de 0.3. Una vez importado el modelo es necesario colapsar la geometría, ya que los triángulos se han importado como triángulos independientes, es decir sin compartir un lado común. Como se mencionó anteriormente, el asignar un valor mínimo de un metro genera errores en la zona de interés perdiéndose detalles. Es por eso que se realiza una segunda importación de la geometría de la captación únicamente, con la diferencia que se lo hace a través del menú archivo, luego se selecciona importar y finalmente shapefile. Al igual que para RTIN, es necesario colapsar el modelo de la geometría importada. Al hacerlo de esta forma no se pierden detalles ya que no se está importando un modelo digital del terreno, sino por lo contrario, solo líneas con información geo-referenciada. Una vez realizado esto, se incorpora esta nueva geometría al terreno, y se la convierte en superficie con ayuda de las herramientas de creación de puntos, líneas y superficies de Iber. Se realizó una aproximación de la forma original de la pila, con el fin de optimizar tiempos computacionales y evitar problemas de convergencia. La Figura 2.8 muestra el detalle de la pila.

Para la construcción del segundo modelo se asignó un tamaño máximo de 5 metros, un tamaño mínimo de un metro y una tolerancia de 0.3. Este modelo requiere alta precisión por la magnitud de los caudales a modelar.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

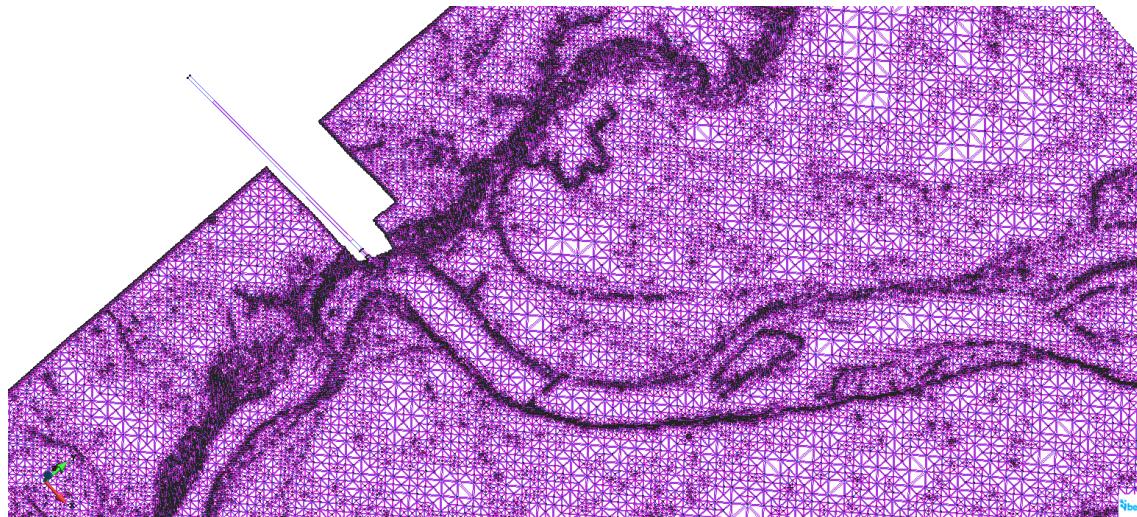


Figura 2.7 Geometría del modelo del río Calabí incorporado la bocatoma

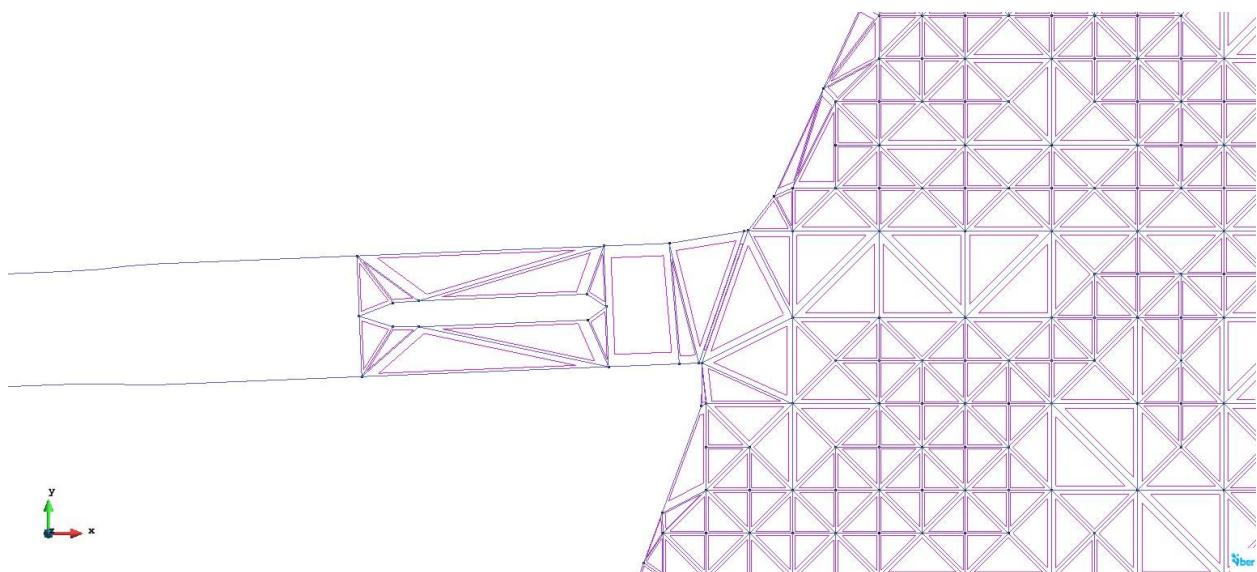
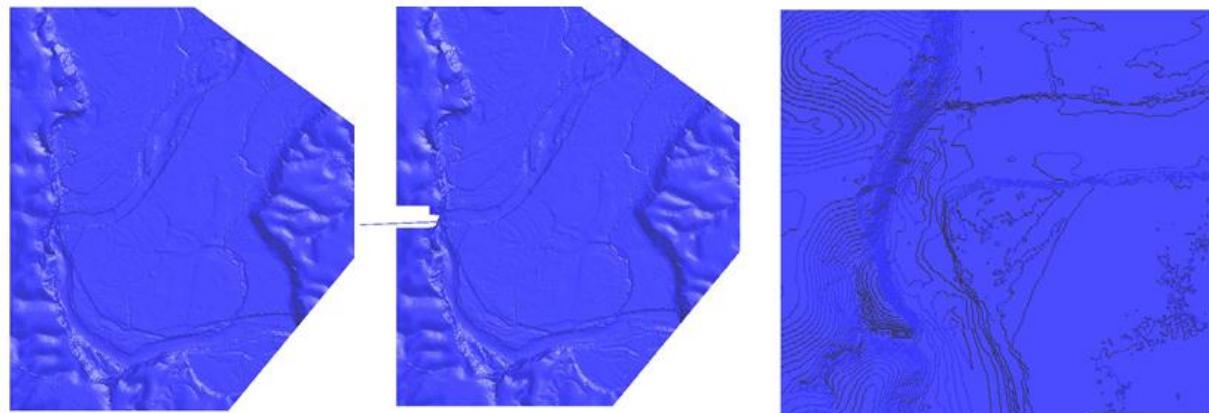


Figura 2.8 Aproximación de la pila.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

2.3.2.2. Generar malla de cálculo.

Para generar la malla de cálculo solo es necesario ir al menú malla y luego seleccionar generar malla. Este proceso puede tardar varios minutos según la complejidad del



modelo.a)

b)

c)

Figura 2.9 Mallas de cálculo: a) modelo en condiciones naturales b) modelo incorporado la bocatoma c) modelo en condiciones naturales recortado.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

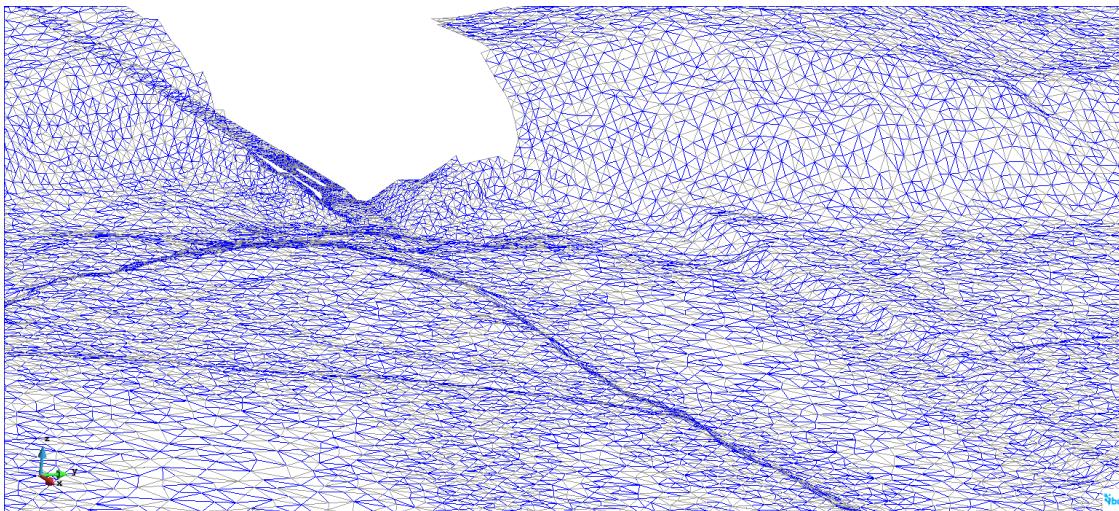


Figura 2.10 Malla de cálculo del río incorporado la bocatoma.

2.3.2.3. Condiciones de borde y condiciones iniciales.

2.3.2.3.1. Asignar rugosidades al terreno.

En Iber la resistencia al flujo se asigna a partir del coeficiente de rugosidad de Manning. Para esto se dispone de un archivo de usos de suelo generado anteriormente en formato ASCII que contiene la distribución de los coeficientes de rugosidad. Para importarlo a Iber se lo realiza desde el menú “Datos>Rugosidad>Asignación automática”. Este menú abre una ventana de selección en donde se puede elegir el archivo. Cuando se asigna los coeficientes de Manning a través de un archivo ASCII, es necesario que en el mismo directorio exista un archivo en formato CSV con el mismo nombre, que contenga la lista de los usos de suelo utilizados, que además deben coincidir con la base de datos existente en Iber. Si los usos de suelo no existieran se pueden crear en la base de datos a través del menú “Datos>Rugosidad>Uso de suelo”. Para el caso del río Calabí, se tuvo que ingresar la mayor parte de usos de suelo.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

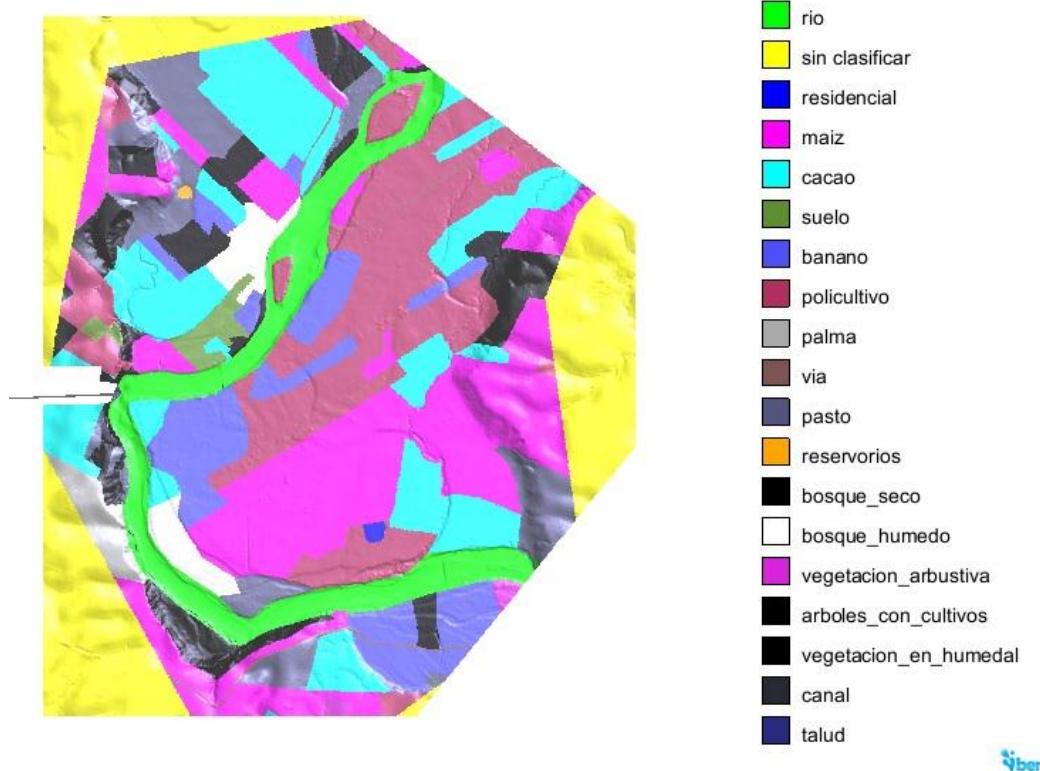


Figura 2.11 Usos de suelo del modelo del río Calabí incorporado la bocatoma.

2.3.2.3.2. Condiciones de borde hidrodinámicas.

Es necesario ingresar condiciones iniciales y de contorno para ejecutar el módulo hidrodinámico.

a) Condiciones Iniciales.

Se refiere al estado del modelo al inicio de la simulación y se debe asignar a todo el dominio. Es posible escoger entre asignar un calado o una cota de agua. Para el modelo desarrollado se empezó la simulación con todo el río y sus llanuras secas.

b) Condiciones de contorno.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Se deben establecer en los bordes de la malla, siendo necesario imponerse diferentes

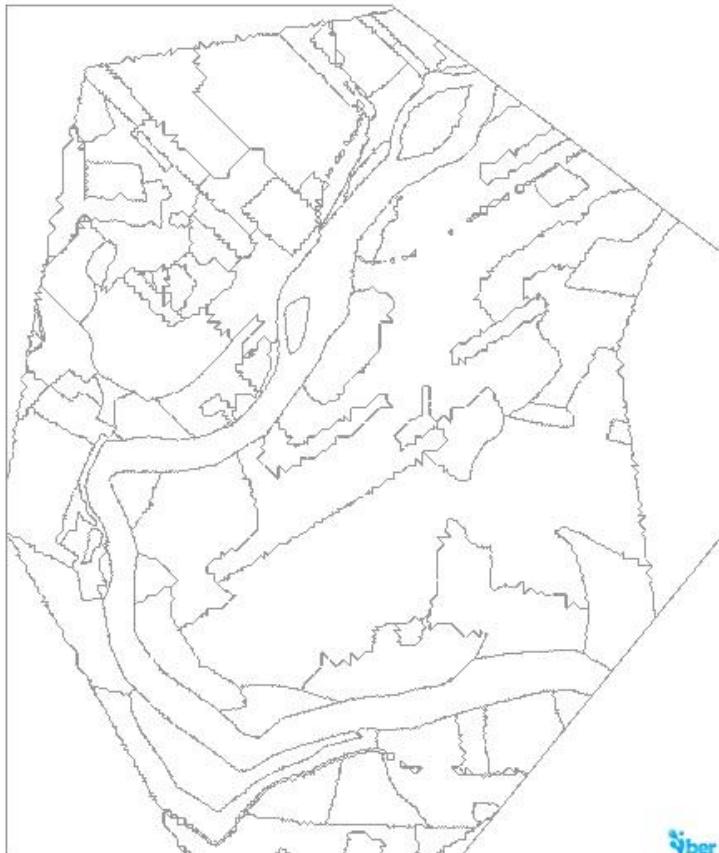


Figura 2.12 Contornos de la malla del modelo del río Calabí.

tipos de condiciones. Se deben fijar condiciones de contorno de entrada y salida.

- **Condiciones de contorno de entrada.**

Para asignar la entrada de un fluido en Iber, se lo puede hacer ingresando un caudal total, un caudal específico (caudal por unidad de ancho) o una cota de agua. Para cada uno de los casos es necesario definir si el régimen es subcrítico, crítico o supercrítico. Si el régimen fuese supercrítico se deben imponerse tres condiciones de contorno (tiempo-caudal-velocidad), mientras que para el caso de crítico/subcrítico únicamente son necesarias dos (tiempo-caudal) (Calzas Pérez, 2013; Geama & Flumen, 2012). El tipo de régimen es posible determinarlo a partir del número de Froude (Chow, 1994).



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Si no fuera posible determinar o se desconociera con precisión las condiciones de contorno, se recomienda ampliar el dominio lo suficientemente lejos de la zona de interés y asumir régimen crítico (Geama & Flumen, 2012).

Para el caso de estudio se asumió régimen crítico/subcrítico y a partir del menú “Datos>Hidrodinámica>Condiciones de contorno>Entrada 2D” se establecen en los bordes de la malla los caudales a simular que se presentaron en capítulos anteriores, asumiendo un caudal constante en el tiempo. Iber permite ingresar caudales variables en el tiempo o hidrogramas de entrada.

- Condiciones de contorno de salida.

Al igual que para la entrada, para asignar las condiciones de salida, se debe establecer la condición de flujo. Si el régimen fuese subcrítico es necesario fijar parámetros adicionales pudiéndose escoger entre una condición de vertedero, una condición de cota o calado dado, o una curva de gasto.

Para el caso de estudio se asumió régimen supercrítico/crítico para el cual lo único que se debe hacer es definir las salidas del flujo (salida de la captación y al final del tramo de estudio, aguas abajo del río); en los bordes de la malla, a partir del menú “Datos>Hidrodinámica>Condiciones de contorno>Salida 2D”.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

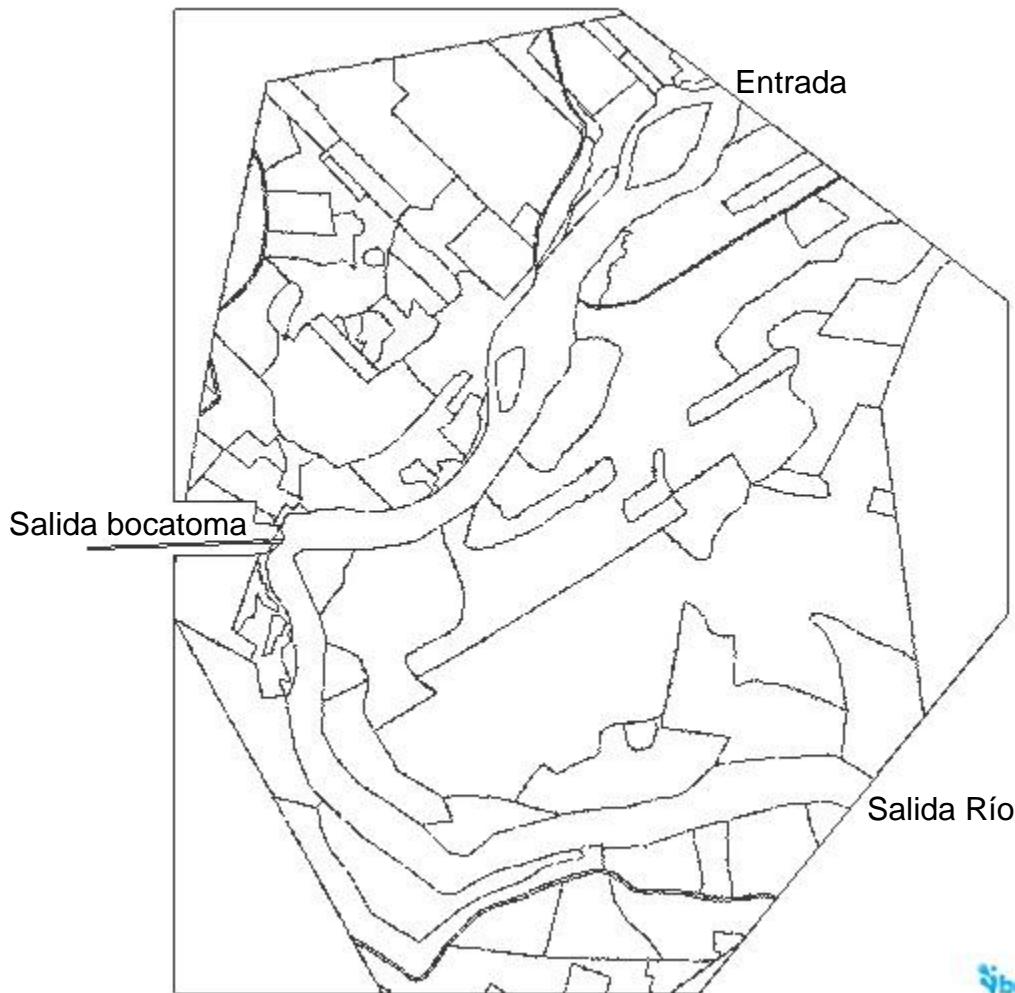


Figura 2.13 Condiciones de contorno del modelo del río Calabí (incorporado la bocatoma).



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

2.3.2.3.3. Condiciones de borde de transporte de sedimentos.

A través del menú “Datos>Transporte de Sedimentos” es posible acceder a diferentes opciones para asignar las condiciones de contorno tanto para el transporte por arrastre como para el transporte en suspensión.

El menú de transporte de sedimentos incorporado en Iber permite diferentes opciones entre ellas:

a) Transporte en suspensión.

- Condición inicial de los sedimentos en suspensión.

Al igual que para el módulo hidrodinámico se deben fijar las condiciones iniciales del modelo, pudiendo asignar una concentración inicial de sedimentos a todo el dominio. Para el caso de estudio se asume que al iniciar la simulación no existen concentraciones de sedimentos en el dominio

- Entrada de sedimentos en suspensión.

A partir de este submenú incorporado en Iber se asigna a los contornos de la malla una concentración de sedimentos en suspensión. Para obtener las concentraciones de sedimentos utilizamos la ecuación 2.78 presentada en la sección de proceso de datos. De esta manera las concentraciones a ingresar son: 0.0491 gramos/litro para el caudal medio de invierno, 0.782 gramos/litro para el caudal con periodo de retorno de 5 años, 1.705 gramos/litro para el caudal con periodo de retorno de 50 años y 2.039 gramos/litro para el caudal con periodo de retorno de 100 años.

- Fuente de sedimentos en suspensión.

A través de este submenú es posible asignar un aporte de caudal concentración definida de sedimentos en suspensión a cualquier elemento de la malla de cálculo. No se consideró esto para el modelo en estudio.

b) Transporte por arrastre de fondo.

- Condición de contorno del transporte por arrastre de fondo.

A través de este submenú se asigna a los contornos de la malla la condición del caudal sólido por arrastre de fondo. Iber presenta varias opciones para el cálculo del caudal sólido. En este trabajo se define el caudal sólido mediante la capacidad de arrastre del



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

flujo, que a su vez depende del modelo de arrastre de fondo utilizado. Para definir se debe ingresar al menú “Datos>Transporte de sedimentos> Cond Cont Transp Sed Fondo>Capacidad de arrastre”. El modelo a utilizar como se explicó en el capítulo anterior es el de Meyer-Peter & Müller corregido por Wong y Parker. En secciones posteriores se explica cómo definir el modelo a utilizar en Iber.

- Posición de una cota no erosionable.

Con este submenú se permite fijar una cota o una profundidad a la cual ya no habrá erosión en el lecho. Esta condición interactúa con el transporte en suspensión y por arrastre de fondo.

2.3.2.3.4. Condiciones de borde del modelo de turbulencia.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, el modelo utilizado para simular la turbulencia es el de longitud de mezcla. Al ser un modelo de 0 ecuaciones no necesita condiciones de borde, lo único que es necesario es definirlo, esto se realiza cuando se establecen los parámetros del problema que se explicarán más adelante. Sin embargo Iber incluye un modelo de turbulencia $k - \varepsilon$ de dos ecuaciones para el cual es necesario definir condiciones de contorno. Esto se realiza a través del submenú Datos>Turbulencia $k - \varepsilon$.

2.3.2.4. CÁLCULO.

2.3.2.4.1. Parámetros de tiempo.

En este apartado se define diferentes parámetros relativos a la integración temporal de las ecuaciones de Saint-Venant y a la salida de resultados.

Para lanzar el cálculo primero es necesario establecer ciertos valores del tiempo, que están directamente relacionados con las condiciones de contorno, condiciones de la malla, y capacidad del computador. De esta forma es necesario definir el instante del tiempo de inicio del cálculo, el tiempo máximo de simulación y un intervalo de tiempo para almacenar los resultados. Iber ajusta automáticamente un parámetro adicional de incremento de tiempo máximo en función de satisfacer la condición de Courant con el objetivo de que el modelo sea numéricamente estable.

Para el caso del modelo simulado con el caudal medio de invierno se establece un tiempo máximo de simulación de 7200 segundos (el doble de la duración del caudal de entrada), tiempo que se considera suficiente para que la simulación converja. Para el modelo recortado, la simulación converge en menos tiempo, es por ello que el proceso



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

se detuvo al momento en que existía un equilibrio entre los caudales de entrada y salida, esto se realizó con el fin de optimizar costos computacionales. Para los dos modelos el intervalo de resultados se fija en 60 segundos y el instante de inicio de la simulación en cero.

2.3.2.4.2. Parámetros de cálculo.

En este apartado se definen parámetros relacionados a la integración temporal y espacial de las ecuaciones de Saint-Venant.

Iber dispone de varias opciones a definir según la complejidad y características del modelo a simular. Los parámetros que se pueden fijar son: el número de procesadores del ordenador en los que se ejecutará el cálculo, el esquema numérico, el valor de la condición CFL, condición de Courant estricta, el límite seco-mojado, el método de secado y la fricción en las paredes.

No se definen todos los detalles de cada una de las opciones, si se requiere se los puede encontrar en las referencias citadas. Para este trabajo se utilizó un esquema de primer orden que como ya se mencionó en capítulos anteriores es más estable pero menos preciso, se fijó un valor de Courant de 0.3, se consideró una condición estricta de Courant ya que se recomienda su uso cuando se trabaja con mallas de elementos irregulares, se fijó el límite seco-mojado en un centímetro, se estableció un método de secado por defecto, y no se consideró la fricción generada por las paredes.

2.3.2.4.3. Elección del modelo de turbulencia.

En el caso de los modelos de turbulencia de longitud de mezcla y parabólico lo único que se debe hacer es definir en el submenú “Datos>Datos del Problema” en la pestaña de turbulencia el modelo a utilizar. Para la simulación del río Calabí como ya se ha mencionado anteriormente se utiliza un modelo de longitud de mezcla propuesto por Prandtl.

2.3.2.4.4. Determinar modelos de transporte sólido.

Dentro de los datos del problema en la pestaña de sedimentos es posible activar los módulos de transporte, tanto por arrastre de fondo como suspensión. En este submenú se definen todos los parámetros de los modelos a utilizar. En ambos casos Iber permite definir el instante de inicio del fenómeno para de esta forma obviar procesos de erosión y sedimentación hasta que las condiciones de calado y velocidad se estabilicen. Iber incluye también un modelo de avalancha para ambas formas de transporte, que controla el deslizamiento de las partículas cuando la inclinación de la celda de cálculo es superior al ángulo de fricción del material.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Para el caso de transporte por suspensión Iber permite modificar los siguientes parámetros:

Coeficiente de difusión: Este parámetro corresponde a la difusión molecular de las partículas, que por lo general su influencia en los resultados es irrelevante (Calzas Pérez, 2013). Teniendo en cuenta esto y conociendo que el coeficiente de difusión molecular es varios órdenes inferior con respecto a la difusión turbulenta se opta por tomar el valor por defecto de Iber.

Número de Schmidt: Este parámetro corresponde a la difusión turbulenta de sedimentos. Su valor generalmente se suele asignarlo entre 0.7-1.5 y posteriormente comprobar sus influencias en los resultados. Para esta tesis se optó por un valor de 1.1.

Diámetro de los sedimentos en suspensión: Se estimó como 0.075 mm (abertura del tamiz 200); debido a que se puede caracterizar a las partículas en suspensión del cauce como limos y arcillas.

Porosidad: Ya que no se disponen datos referentes a la porosidad de las partículas en suspensión del cauce, se tuvo que estimarlas a partir de lo propuesto en la literatura técnica. La tabla 2.7 resume los valores de porosidad propuestos. Para estimar un valor en concreto se realizó una media entre todos los valores fijando finalmente un valor de $p = 0.5$.

Tabla 2.7 Rangos de porosidad del limo y arcilla según distintos autores.

Material	Límite Inferior	Límite Superior	Autor
Limo	0.35	0.50	(Freeze & Cherry, 1979)
	0.35	0.50	(Fetter, 2001)
	0.35	0.50	(Sanders, 1998)
Arcilla	0.40	0.70	(Freeze & Cherry, 1979)
	0.33	0.60	(Fetter, 2001)
	0.40	0.60	(Sanders, 1998)

Para calcular el término de acoplamiento entre carga de fondo y sedimento en suspensión se utiliza el modelo de (Van Rijn, 1987). No se considera un modelo de avalancha debido al pequeño diámetro de la partícula considerada en suspensión.

Para el caso de transporte por arrastre de fondo Iber permite modificar los siguientes parámetros:

Ecuación de arrastre: Iber permite escoger entre cinco modelos, entre ellos se tiene; el propuesto por Meyer-Peter & Müller, el modelo de Van Rijn, el desarrollado por



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Engelund-Fredsoe, el de Engelund-Hansen y un modelo Ad Hoc. El que mejor se ajusta a las características del material y del río es el de Meyer-Peter & Müller y es por ello que se utiliza para esta investigación.

El diámetro característico del sedimento (d₅₀): Este valor es un dato y su valor es: 15.548 mm.

Porosidad: Al igual que para los sedimentos en suspensión no se disponen de datos, por lo que se estiman a partir de lo propuesto en la literatura técnica. La tabla 2.8 resume los valores de porosidad propuestos. Se procede de la misma forma y se obtiene un promedio de los valores y se fija la porosidad para el sedimento del fondo del cauce en $p = 0.35$.

Tabla 2.8 Rangos de porosidad de la grava según distintos autores.

Material	Límite Inferior	Límite Superior	Autor
Grava	0.25	0.40	(Freeze & Cherry, 1979)
	0.25	0.50	(Fetter, 2001)
	0.25	0.40	(Sanders, 1998)

Para el caso del transporte por arrastre de fondo si se va a considerar un modelo de avalancha, debido a que si es posible que las partículas se deslicen por el tamaño que presentan. Para ello es necesario definir un ángulo de fricción, el mismo que se estima a partir del gráfico propuesto por la U.S Bureau of Reclamation sacado de (Chow, 1994). Asumiendo partículas levemente angulares se tiene que el ángulo de fricción para el material del lecho es de 34 grados o 0.5934 radianes.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

CAPÍTULO 3: RESULTADOS

Los resultados de las simulaciones del río Calabí, tanto en condiciones naturales como incorporando la bocatoma se presentan en este capítulo. Las gráficas de los resultados pertenecen a las secciones transversales del río de interés, presentadas en la Figura 3.1. Un análisis similar se realizó con los modelos simulados con los caudales de 5, 50, y 100 años, estos resultados se incluyen en la sección de anexos, en donde adicionalmente se presentan mapas obtenidos mediante Iber. Este capítulo sintetiza los resultados de varias simulaciones, un análisis e interpretación más detallado se presenta en el capítulo cuatro.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.



Figura 3.1 Secciones transversales analizadas.

3.1. Resultados de los modelos con el caudal medio de invierno.

3.1.1. Gráficos de evolución del calado.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Las Figuras 3.2, 3.3 y 3.4 tienen la finalidad de observar el tiempo en el que el modelo se estabiliza, así como obtener una altura de agua promedio en los puntos de interés.

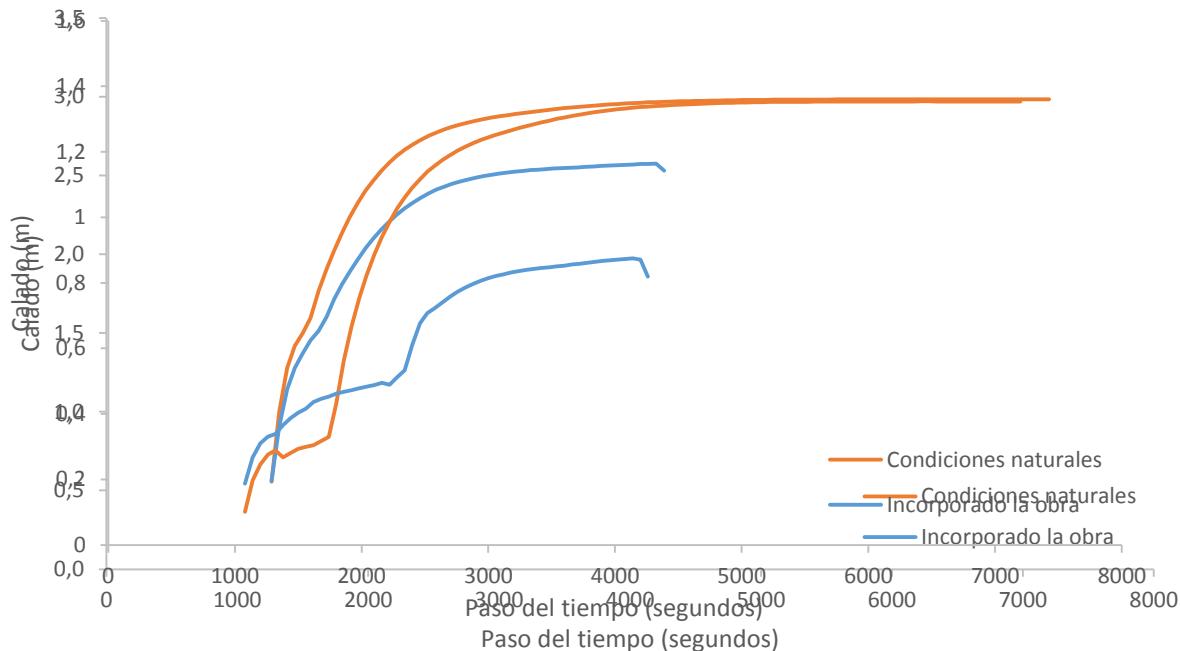


Figura 3.4 Evolución del calado en la sección aguas abajo

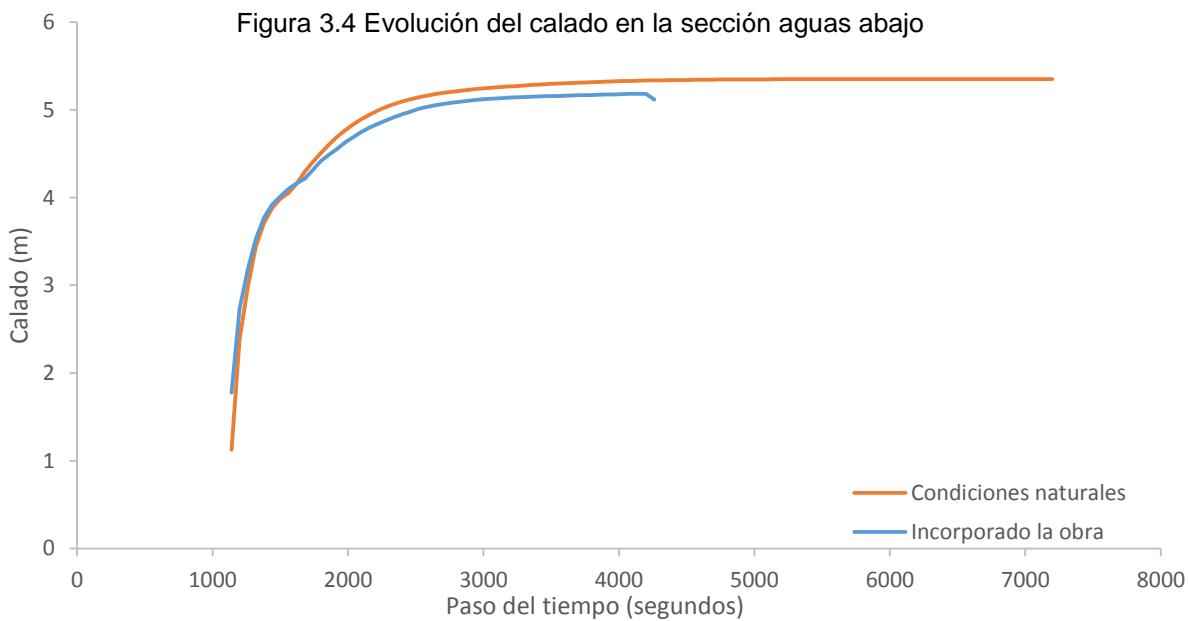


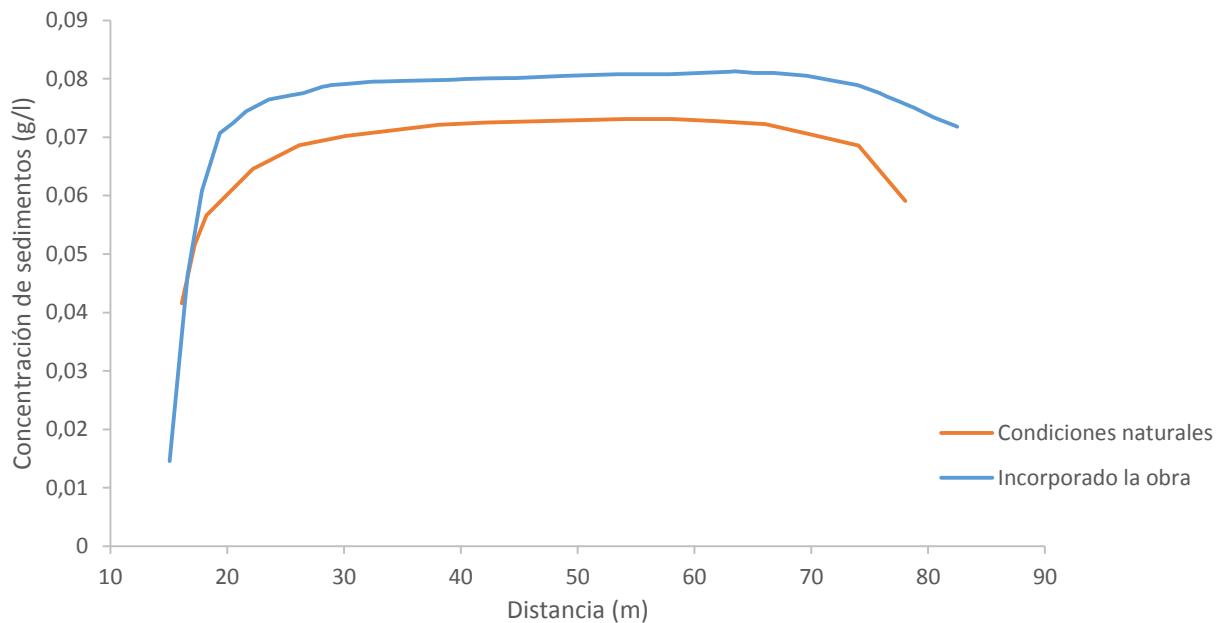
Figura 3.3 Evolución del calado en la sección próxima a la captación.

3.1.2. Gráficos de la distribución de las concentraciones de sedimentos en las secciones.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Las Figuras 3.5, 3.6 y 3.7 tienen la finalidad de evaluar la variación de la concentración



de los sedimentos en los puntos de interés.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

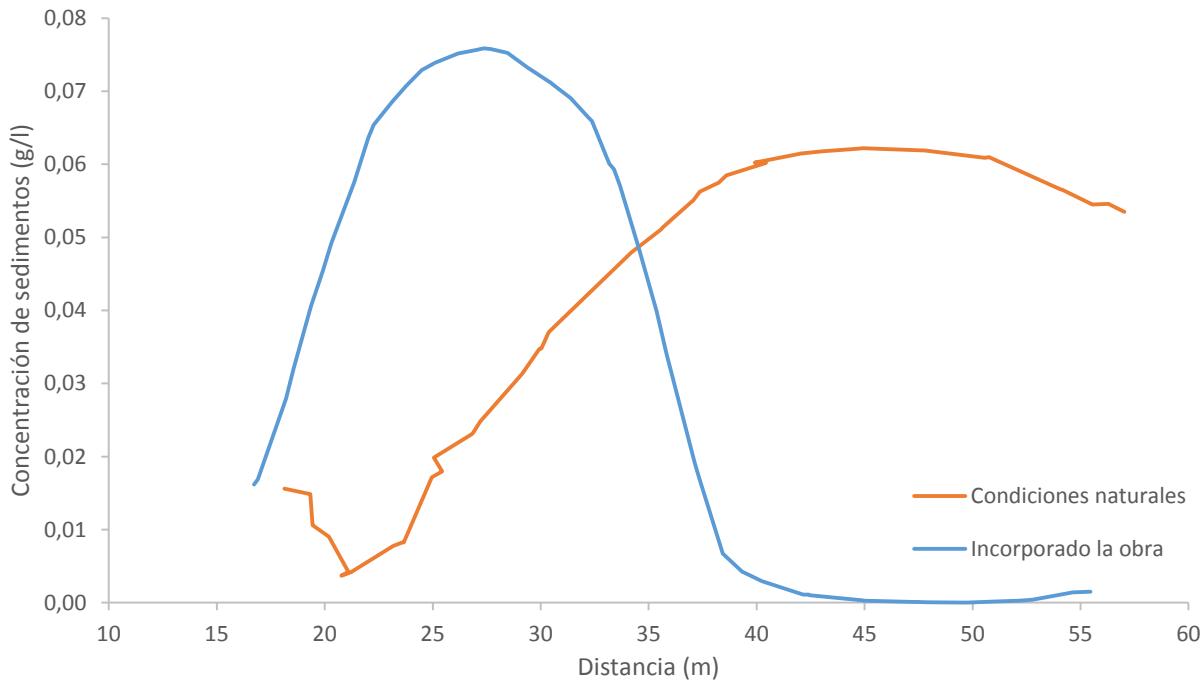


Figura 3.6 Distribución de las concentraciones de sedimentos en la sección próxima a la captación.

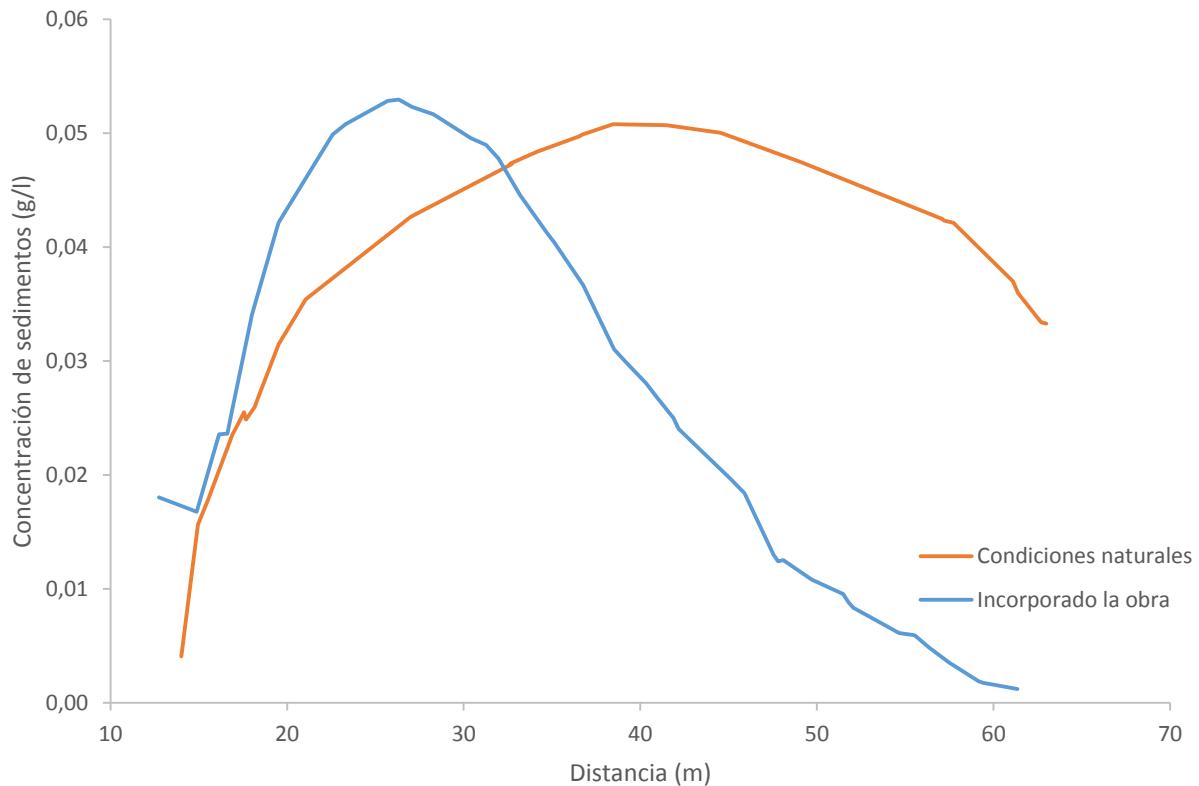


Figura 3.7 Distribución de las concentraciones de sedimentos en la sección aguas abajo.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

3.1.3. Gráficos de la distribución de las velocidades en las secciones.

Las Figuras 3.8, 3.9 y 3.10 tienen la finalidad de evaluar la variación de las velocidades

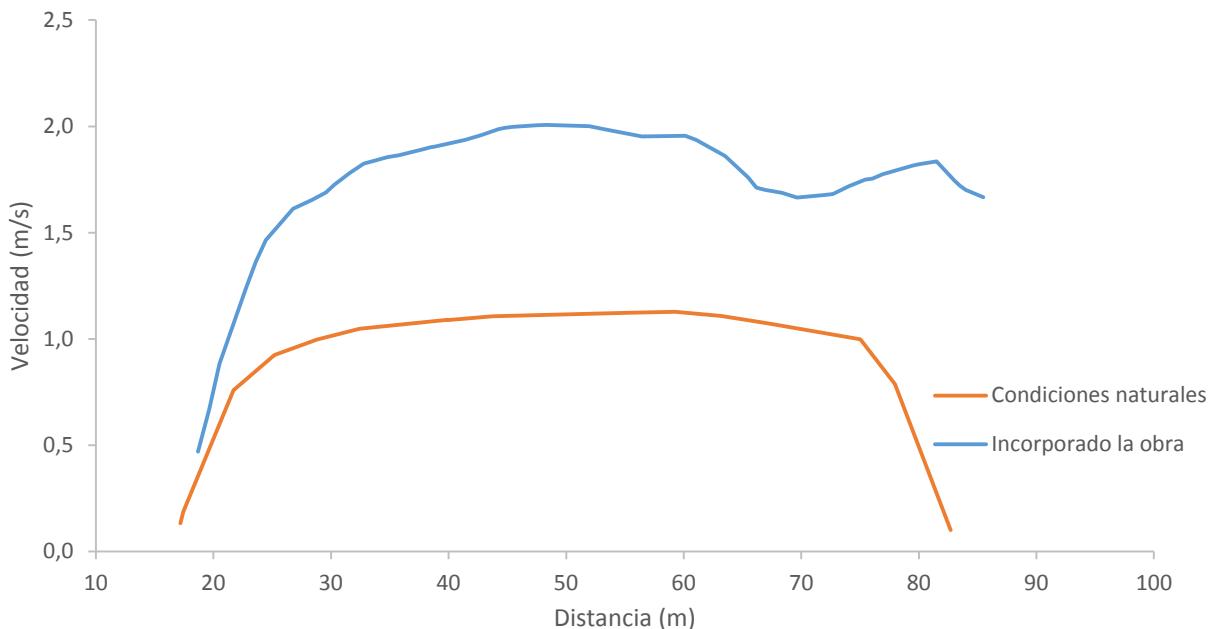


Figura 3.8 Distribución de las velocidades en la sección aguas arriba.

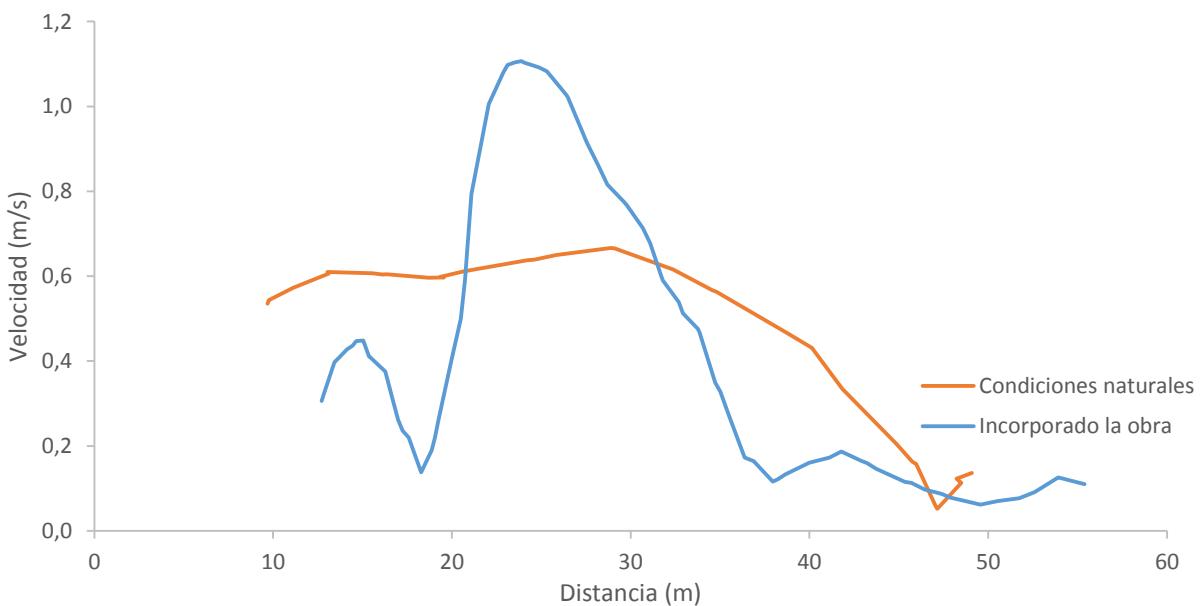


Figura 3.9 Distribución de las velocidades en la sección próxima a la captación.
en los puntos de interés.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

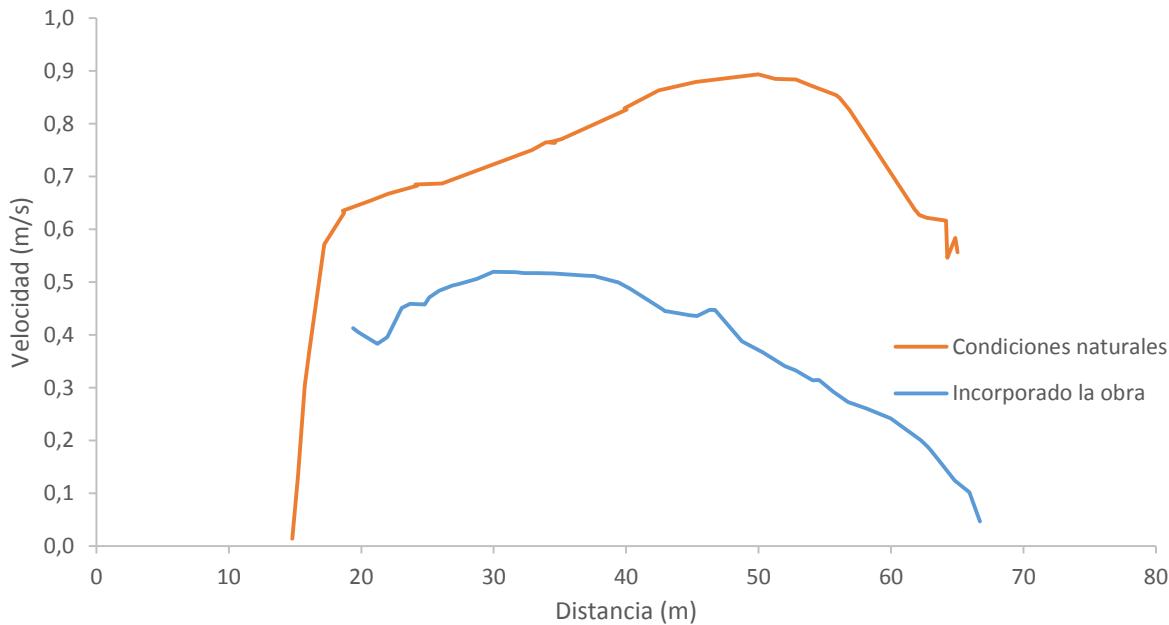


Figura 3.10 Distribución de las velocidades en la sección aguas abajo.

3.1.4. Gráficos de la distribución de la tensión de fondo en la sección.

Las Figuras 3.11, 3.12 y 3.13 tienen la finalidad de evaluar la variación de la tensión de fondo en los puntos de interés.

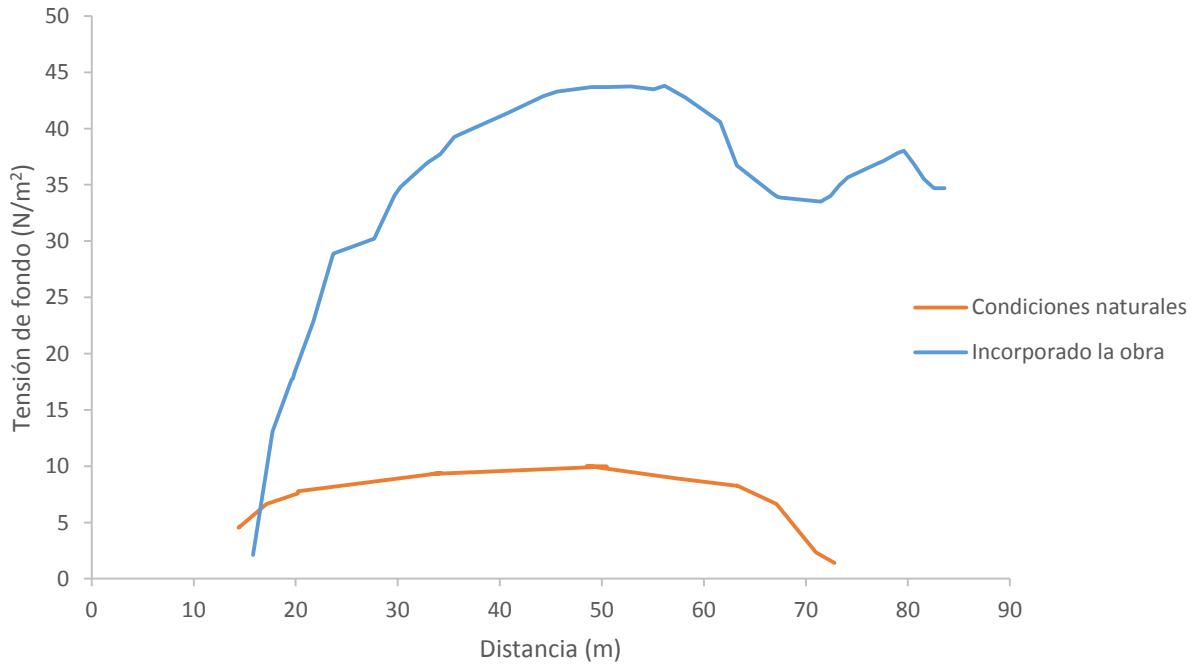


Figura 3.11 Distribución de la tensión de fondo en la sección aguas arriba.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

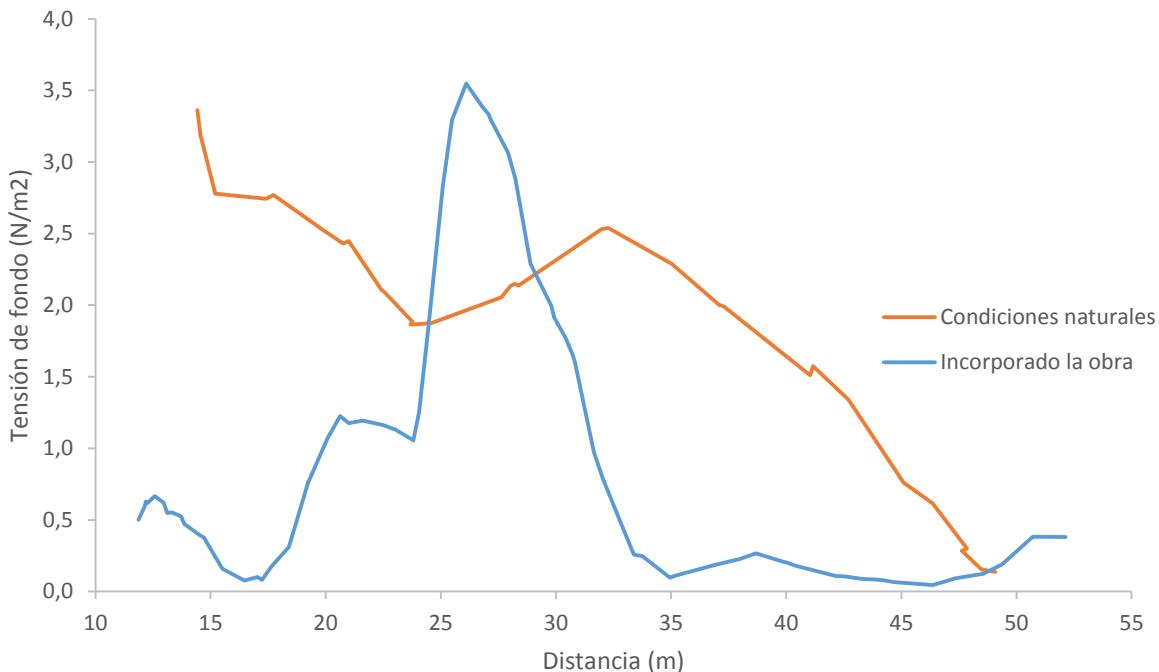


Figura 3.12 Distribución de la tensión de fondo en la sección próxima a la captación.

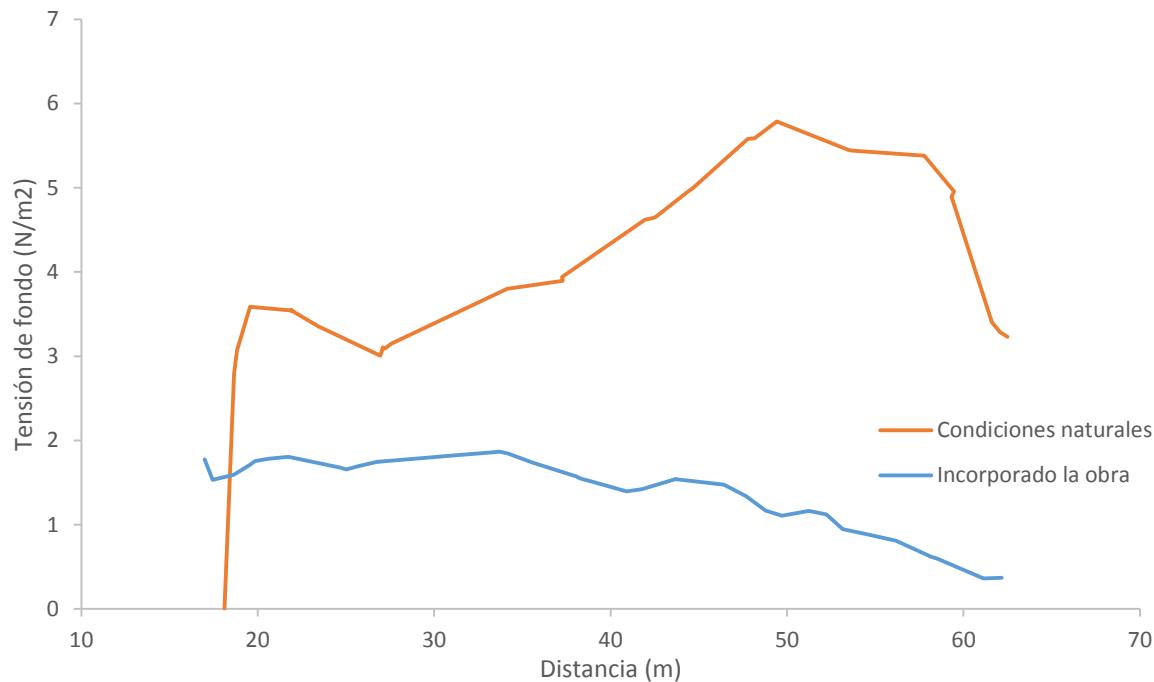


Figura 3.13 Distribución de la tensión de fondo en la sección aguas abajo.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

3.1.5. Gráficos de la distribución del caudal específico en la sección.

Las Figuras 3.14, 3.15 y 3.16 tienen la finalidad de evaluar la variación del caudal

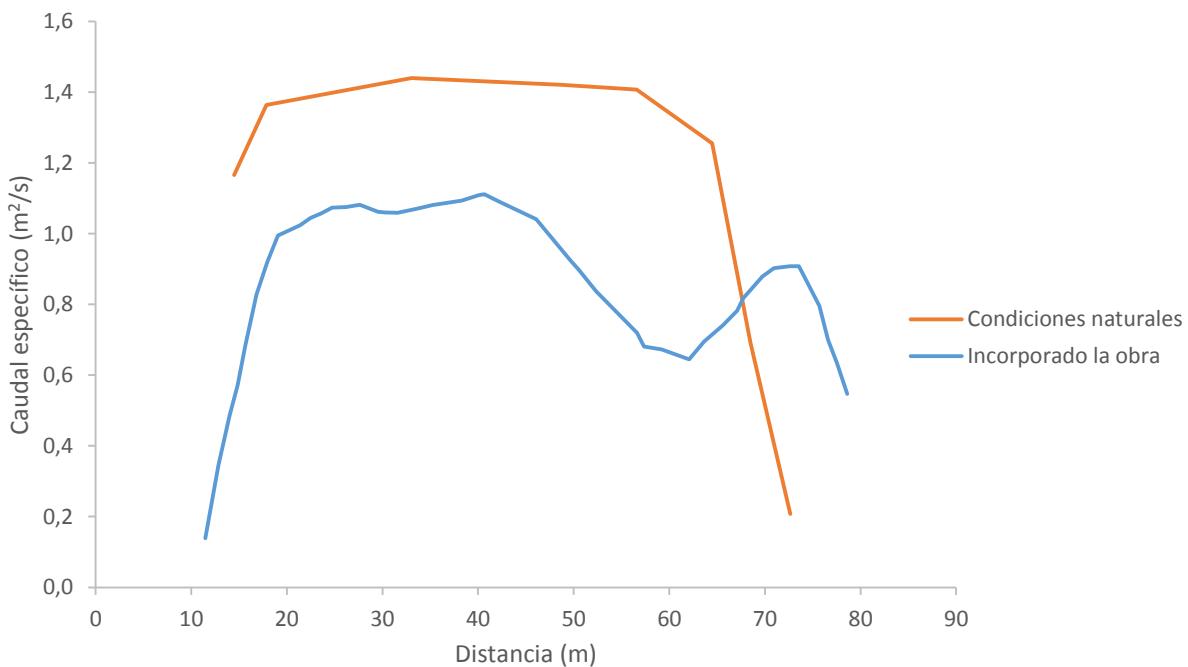


Figura 3.14 Distribución del caudal específico en la sección aguas arriba.

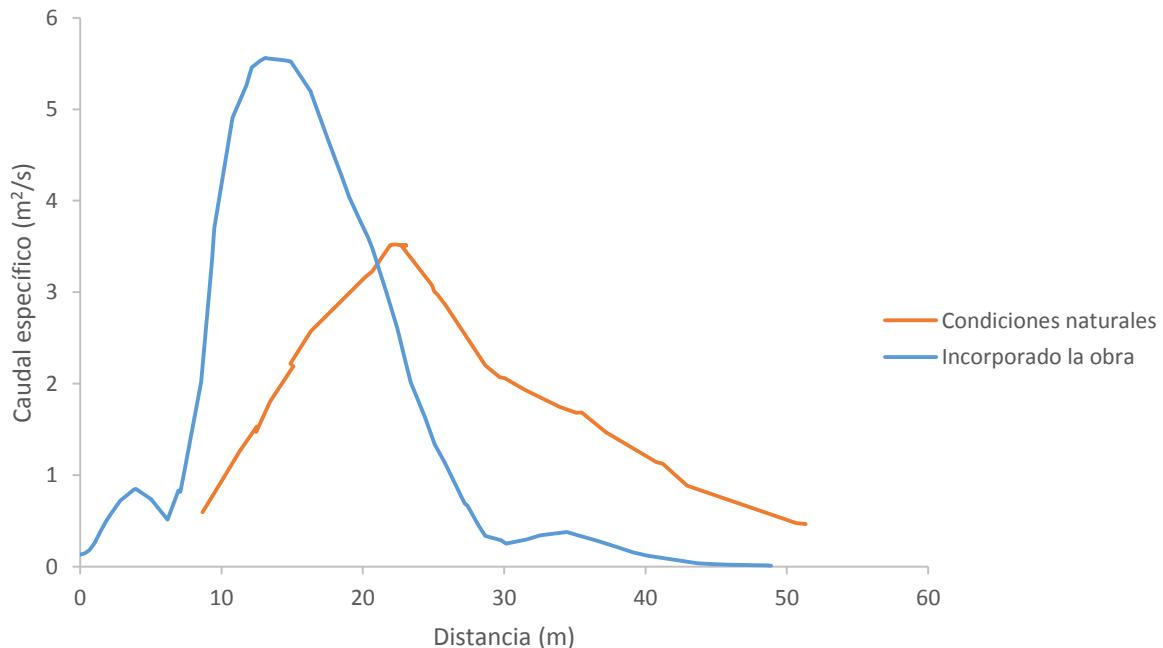


Figura 3.15 Distribución del caudal específico en la sección próxima a la captación.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

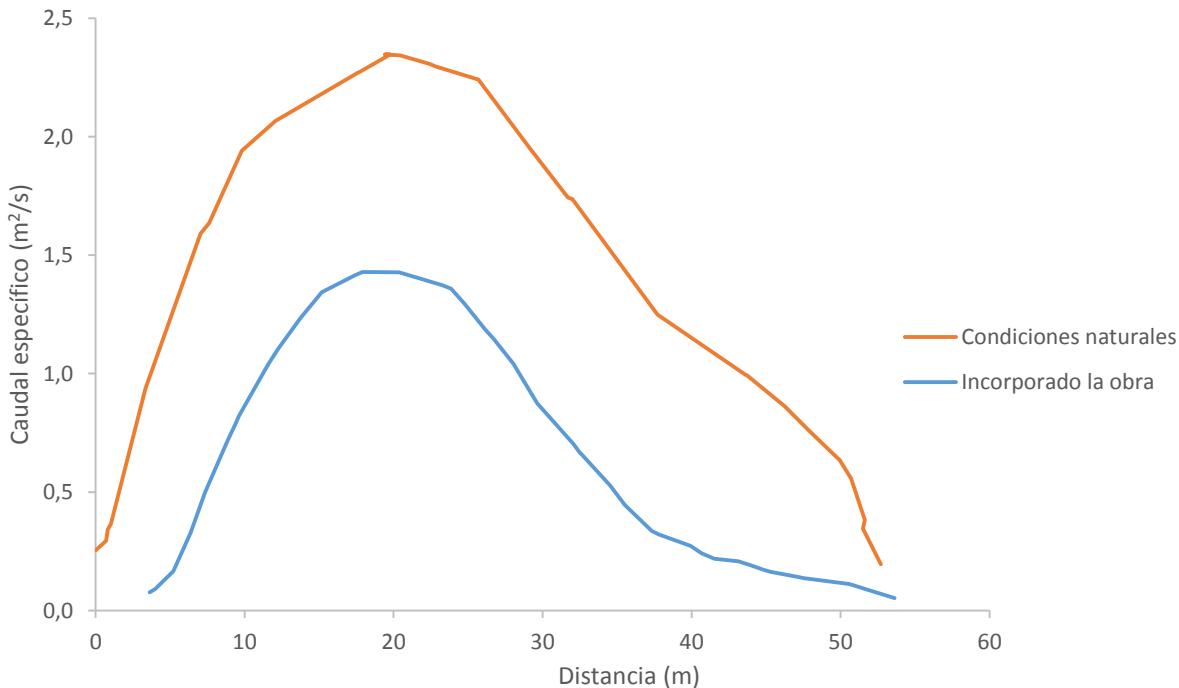


Figura 3.16 Distribución del caudal específico en la sección aguas abajo. específico en los puntos de interés.

3.1.6. Secciones transversales del río.

Las Figuras 3.17, 3.18 y 3.19 tienen la finalidad de obtener la variación de profundidad de agua en la sección, producto de la incorporación de la obra, así como de observar

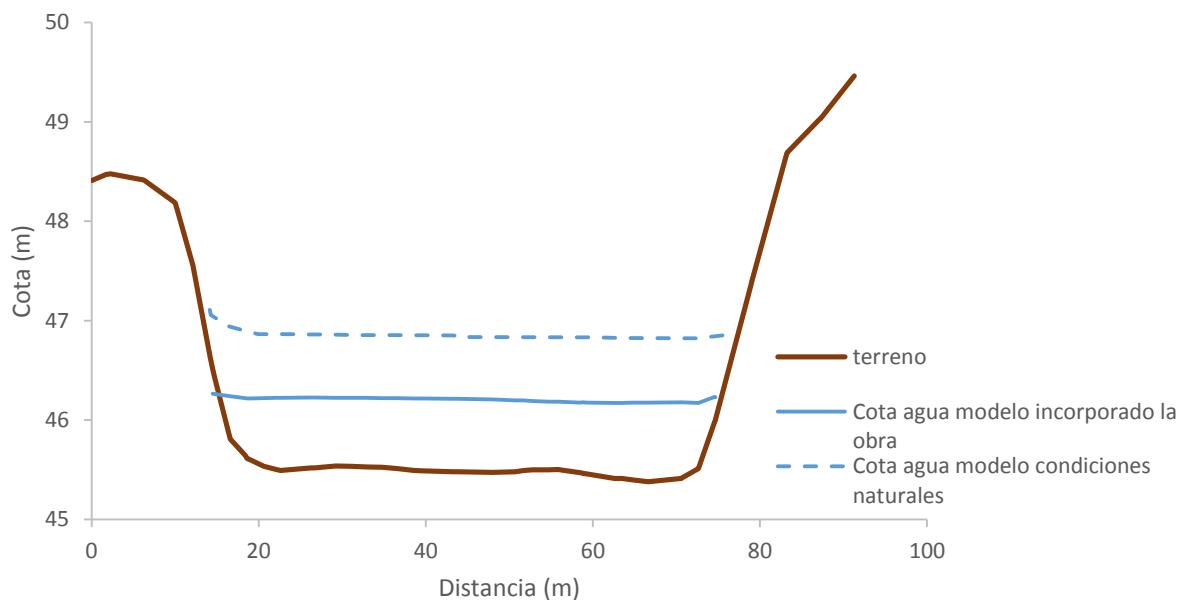


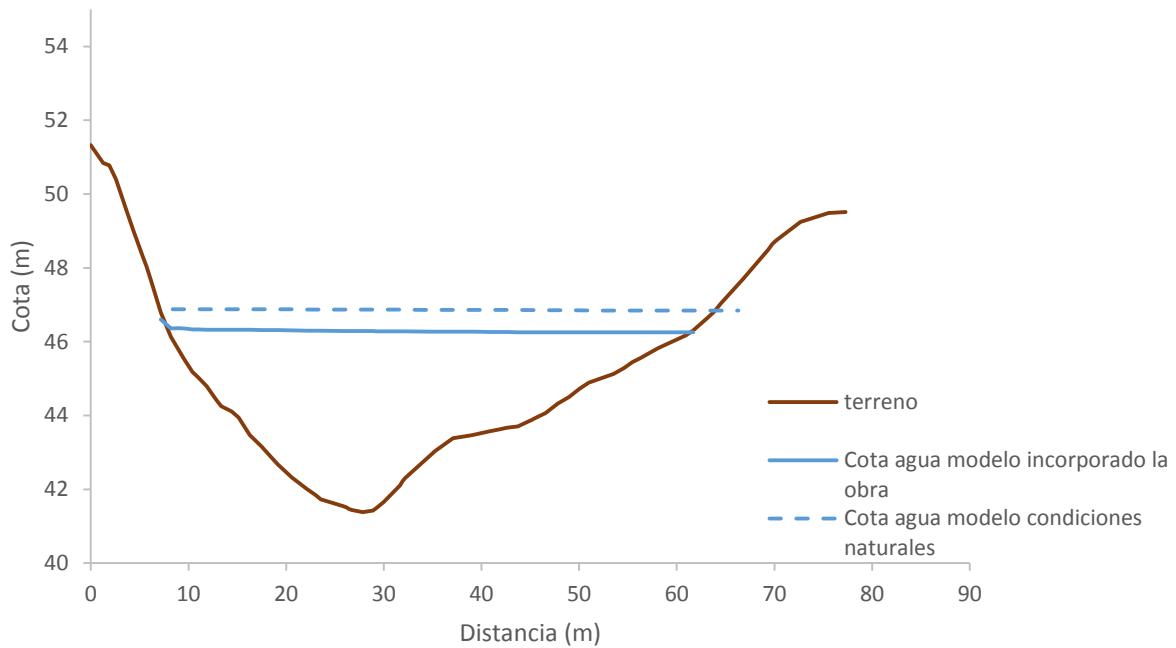
Figura 3.17 Sección transversal aguas arriba.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

las secciones en los puntos de interés.

Figura 3.18 Sección transversal próxima a captación.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

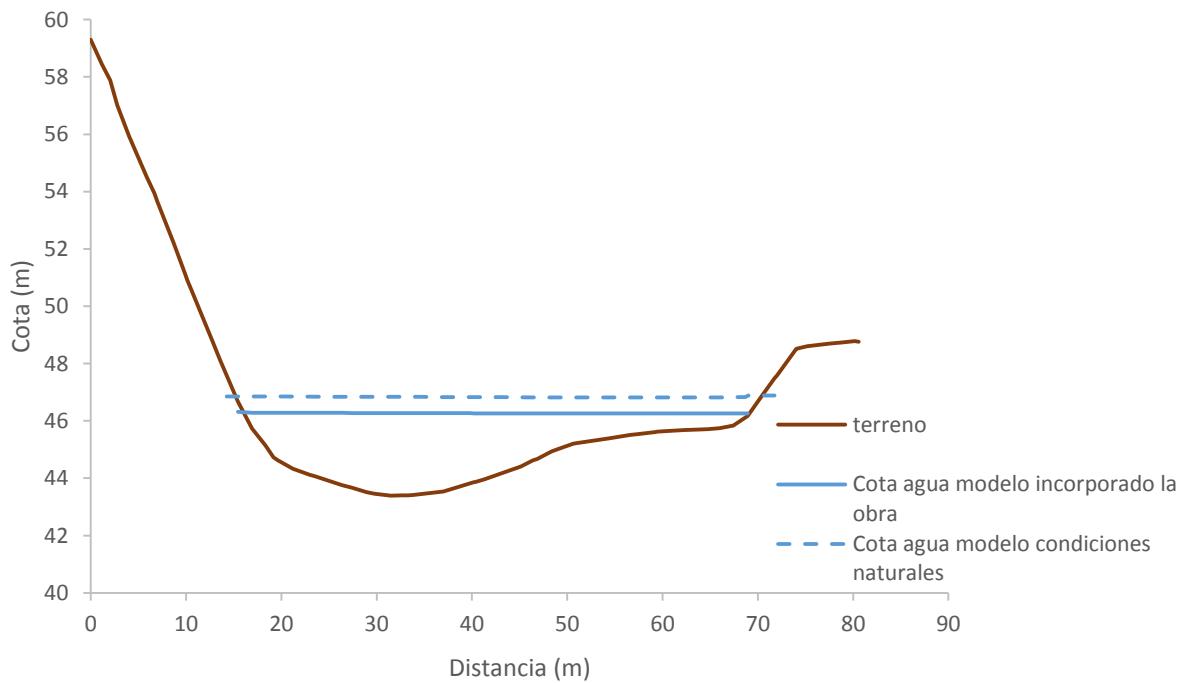
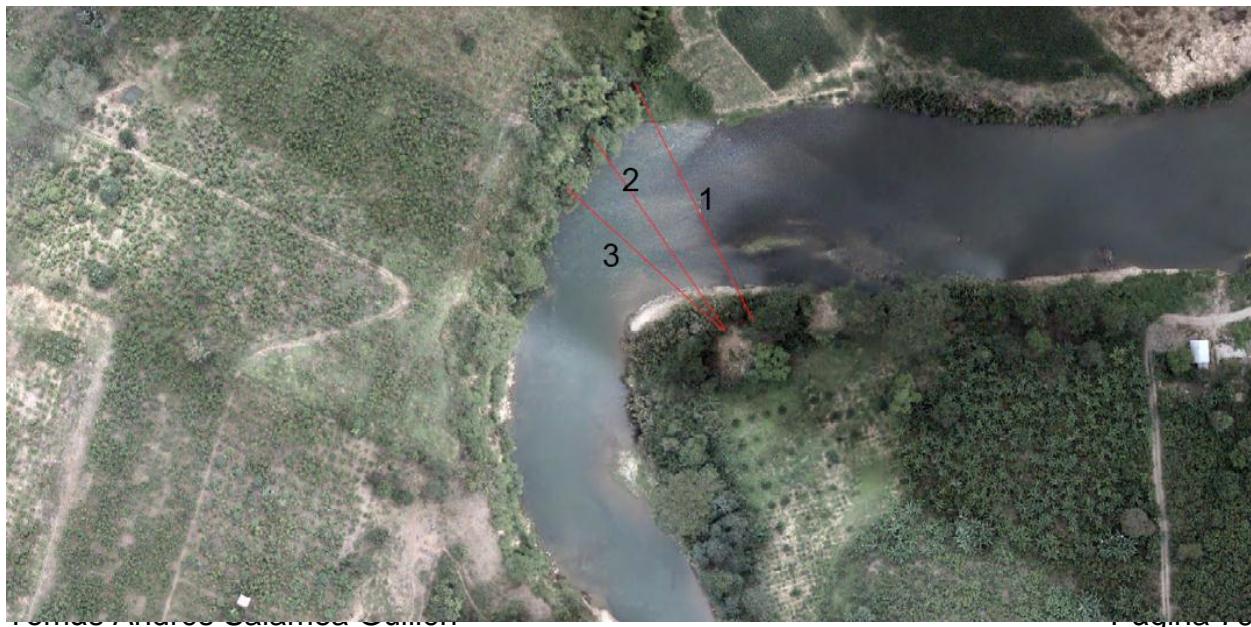


Figura 3.19 Sección transversal aguas abajo.

3.1.7. Secciones socavadas del modelo incorporado la bocatoma.

Las Figuras 3.21, 3.22 y 3.23 presentan las posibles profundidades de socavación. Las gráficas de los resultados pertenecen a las secciones transversales presentadas en la



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Figura 3.20.

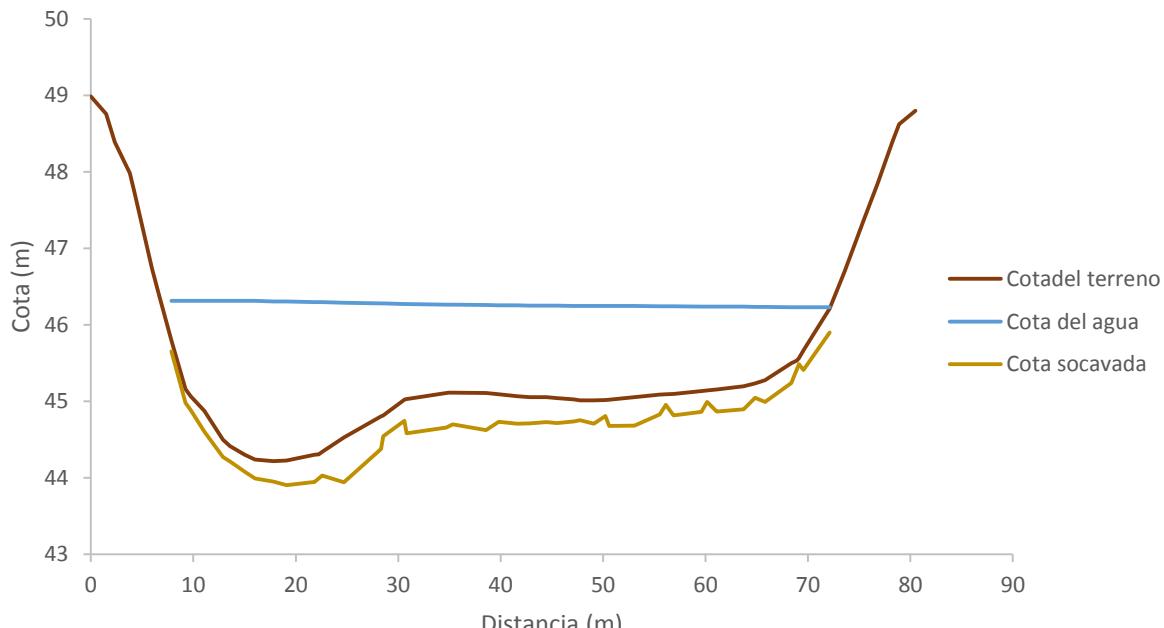


Figura 3.22 Sección socavada segundo espigón. Cota del agua

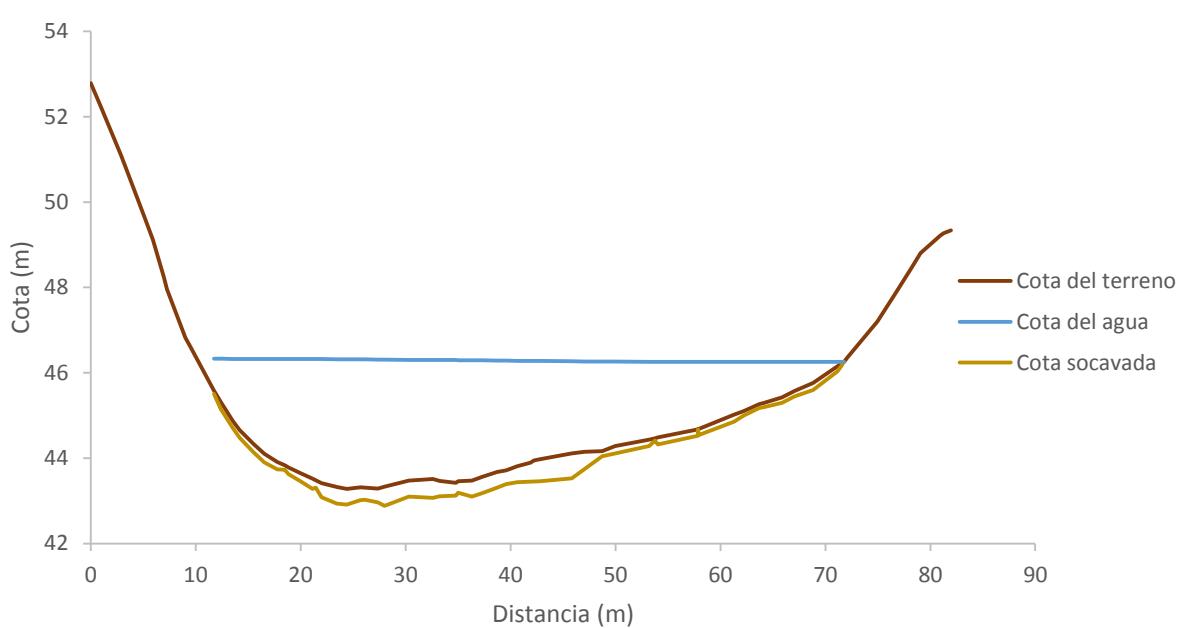


Figura 3.23 Sección socavada tercer espigón.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

3.1.8. Resultados del funcionamiento de la bocatoma.

Las Figuras 3.24, 3.25, 3.26 y 3.27 tienen la finalidad de evaluar el rendimiento y funcionamiento de la obra de captación.

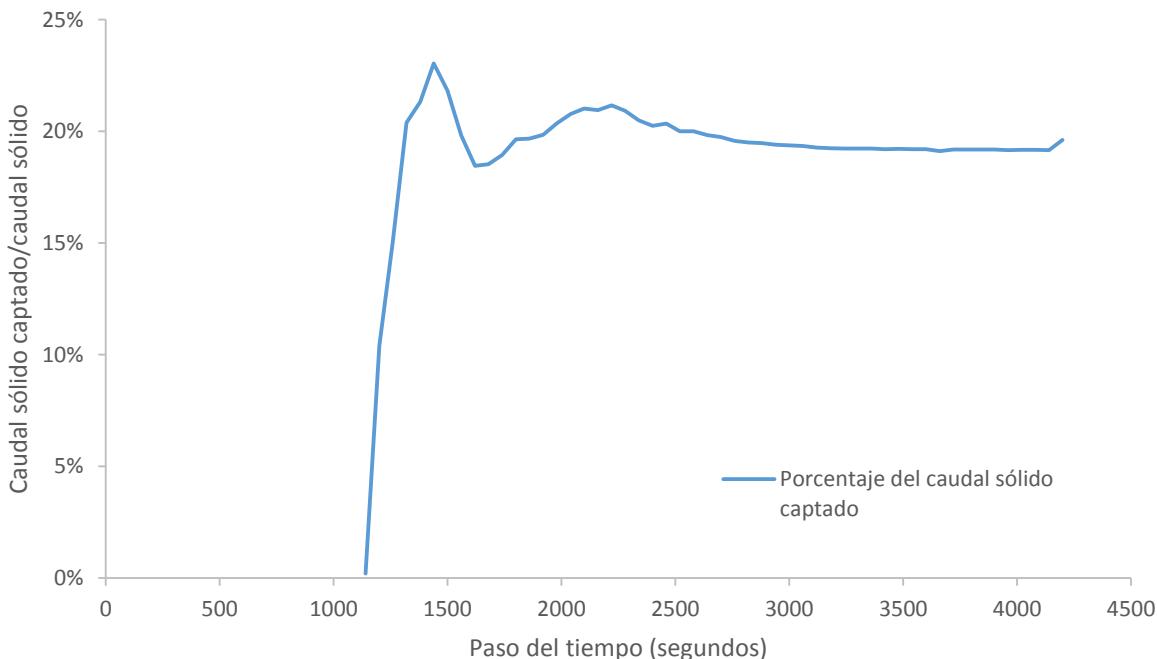
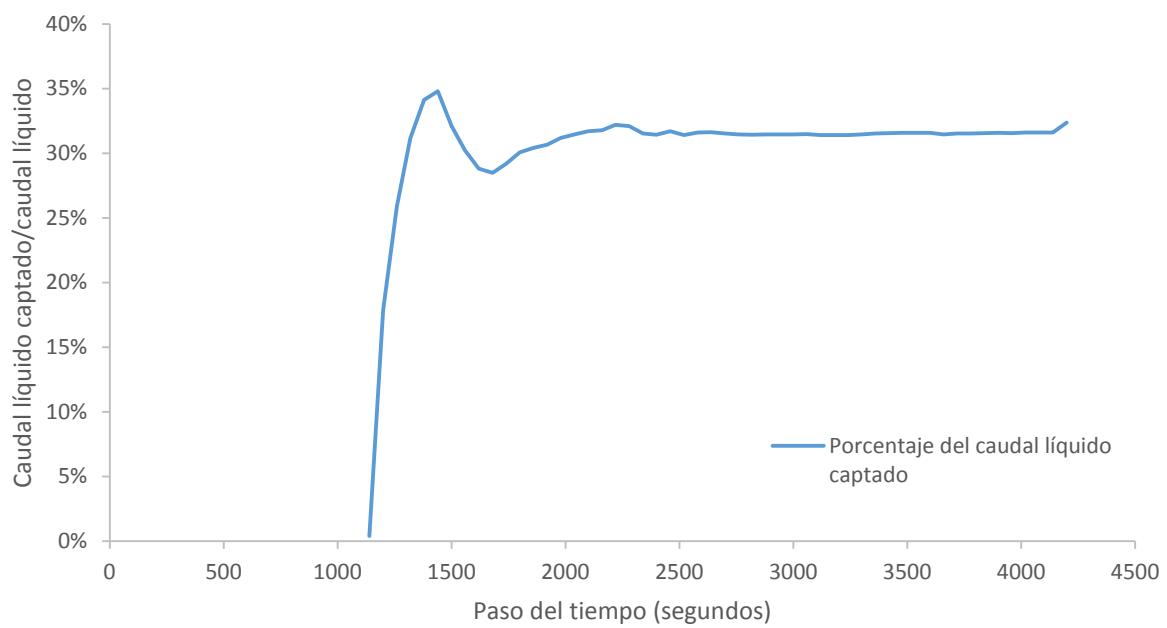


Figura 3.24 Evolución de la proporción del caudal sólido captado.

Figura 3.25 Evolución de la proporción del caudal líquido captado.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

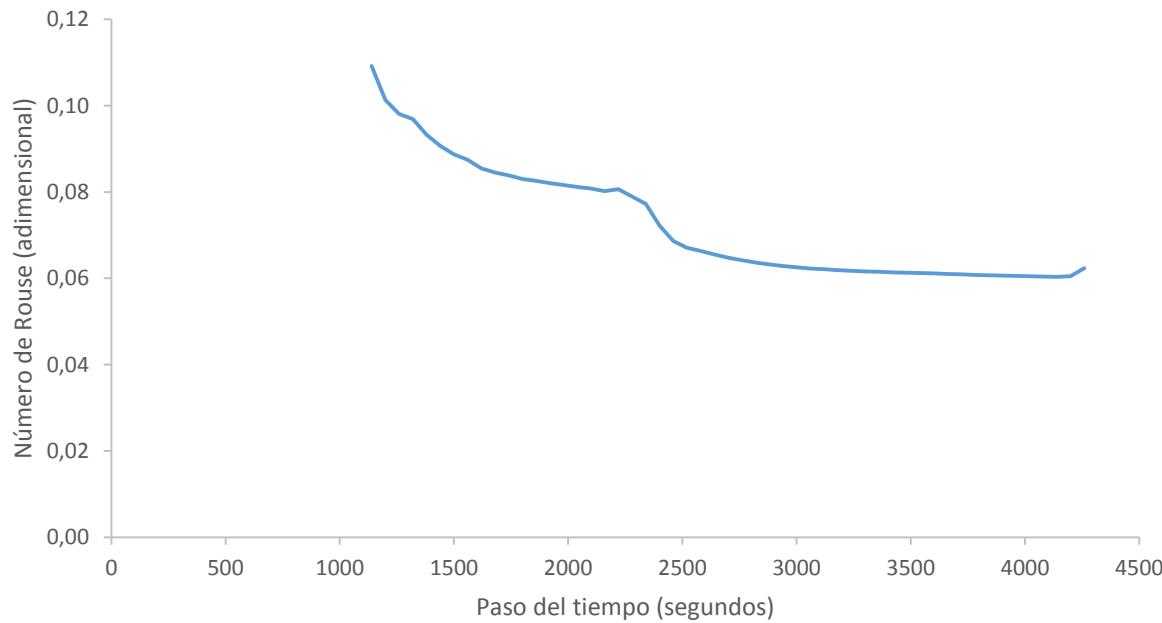


Figura 3.26 Evolución del número de Rouse evaluado antes del ingreso a la captación.

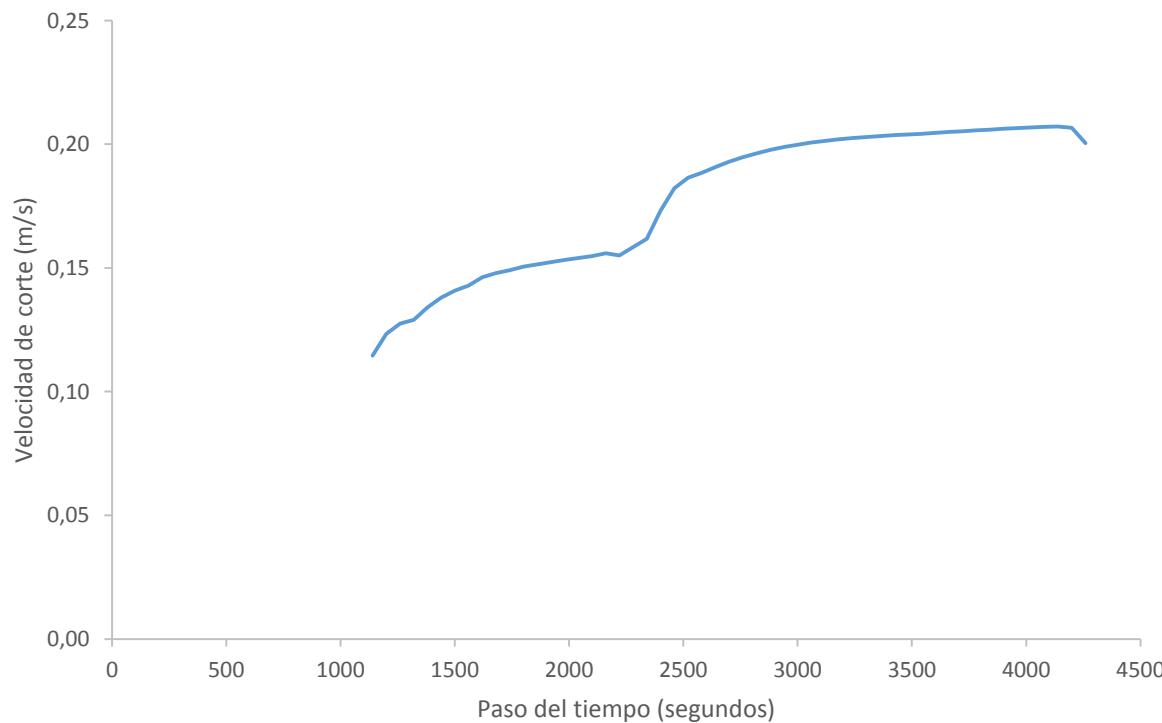


Figura 3.27 Evolución de la velocidad de corte evaluada antes del ingreso a la captación.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

CAPÍTULO 4: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

El análisis se dividirá en tres grupos, primero se caracterizará los efectos de incorporar la captación en el río, luego la eficiencia y características de la toma, y por último la comprobación del comportamiento del río para los caudales de periodo de retorno.

4.1. Efectos en el río de incorporar la obra.

Como era de esperarse, la incorporación de la obra genera una reducción del nivel de la superficie de agua. A causa de esto, el río tiende acumular mayor cantidad de sedimentos en los alrededores de la toma. Al observar el mapa de concentraciones de sedimentos, se distingue una zona de acumulación aguas arriba de la toma. A pesar de ello estas no representan un peligro ya que el valor máximo que toman es de 0.083 gramos/litro.

El cambio en las líneas de flujo producido por la obra de derivación, genera un cambio en la distribución de los sedimentos en las secciones aguas abajo de la toma y en la toma. Estas tienden acumularse en la orilla derecha del cauce, con concentraciones de hasta 0.076 gramos/litro, valor que no llega a ser de consideración.

La velocidad y tensión de fondo son parámetros que tienen una directa relación, y por ello se comportan de manera similar. Al comparar los dos modelos, se observa que la incorporación de la obra genera cambios distintos para cada sección evaluada. En la zona aguas arriba de la toma se produce un aumento de estos dos parámetros mientras que en la zona próxima al canal, solo llega a ser mayor en el ingreso, esto debido al cambio en las líneas de flujo (los vectores velocidad y tensión se dirigen a la toma). En cuanto a la sección aguas abajo los valores disminuyen debido que el caudal es menor por la proporción captada.

Al analizar los valores de la velocidad en las zonas próximas a la captación en los dos modelos, se observa un lugar en donde toman valores demasiadamente bajos y se crea una zona muerta del flujo, que ocasiona un estancamiento no deseado en el río. Es por eso que es necesario la incorporación de tres muros de espigones mencionados anteriormente y para los cuales se analizó la posible profundidad de socavación.

En cuanto al caudal específico la incorporación de la toma genera una reducción de este parámetro en las secciones aguas arriba y abajo, mientras que para el punto de captación, el caudal específico es mayor y presenta un pico en la entrada a la bocatoma. Esto indica una posición óptima de la obra en el río donde las líneas de flujo se dirigen hacia el canal de captación. En la zona aguas arriba ocurre un cambio en la distribución del caudal, ya que este se concentra más en la orillas derecha del cauce por lo que se espera en estos puntos más deformación del fondo del río.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Otro efecto producto de la incorporación, es la presencia de vórtices o zonas de recirculación en el flujo en las cercanías al ingreso del canal de derivación. Si se observa los mapas de viscosidad turbulenta presentada de los dos modelos, es evidente el aumento de este parámetro en el modelo con la obra incorporada, y en consecuencia para viscosidades turbulentas altas se tiene números de Reynolds bajos lo que se traduce en un flujo altamente turbulento. Es por ello que en estos lugares se generarán procesos importantes de mezcla debido a la alta turbulencia existente en esta zona. Es esta característica del flujo y las zonas de recirculación las que introducen un error en la simulación del modelo, ya que para representar la turbulencia se utilizó un modelo de longitud de mezcla propuesto por Prandtl, y como se mencionó anteriormente éste solo es óptimo cuando el fenómeno es causado únicamente por fricción de fondo y no existen zonas de recirculación. Para estos casos lo que se recomienda es el uso de modelos más complejos como lo son los $\kappa-\varepsilon$.

Para este modelo no se presenta arrastre de fondo esto es debido a que la mayor parte de sedimentos se encuentran en suspensión. No obstante existen ciertos puntos discretos en los que se observa cierto arrastre que por su magnitud son despreciables.

4.2. Funcionamiento de la obra.

La obra de toma capta alrededor del 31% del gasto líquido, llevando consigo un 20% del gasto sólido presente en el río. El parámetro de Rouse para la distribución de sólidos presentes antes del ingreso a la obra, toma valores pequeños de aproximadamente 0.061 cuando el modelo se estabiliza. Esto quiere decir que los sólidos en suspensión se encuentran distribuidos de manera uniforme en la vertical, y que la proporción del gasto líquido captado tiende a ser igual al gasto sólido captado, que corrobora lo anteriormente analizado. Es por ello que no se tienen problemas mayores de ingreso de sólidos, prácticamente la mayor parte del caudal sólido es llevado por la corriente aguas abajo. Captando el 30% del gasto líquido se garantiza que aguas abajo de la obra no se produzcan problemas de sedimentación.

Las velocidades, calados, y tensión de fondo presentes en el canal de la obra toman valores altos que significarían serios problemas de erosión en esta zona, esto sucede ya que el modelo no contempla una compuerta ni la operación prevista para controlar el caudal de ingreso.

Por todo lo mencionado es posible decir que para el caudal medio de invierno el diseño de la obra es el adecuado, ya que se encuentra en un lugar estratégico en donde no se tienen problemas de nivel de la superficie de agua, las líneas de flujo y velocidad se dirigen a la toma sin llevar consigo una cantidad de sólidos significante, esto sin tomar en cuenta que el modelo no contempla las medidas de prevención para el ingreso de sólidos de la obra que reducirán aún más el gasto sólido captado. La obra de toma no



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

genera problemas de erosión ni sedimentación aguas abajo de la misma, conservando un caudal ecológico para el desarrollo biológico de las especies. No obstante, en la sección aguas arriba de la bocatoma se genera una zona de acumulación de sedimentos, que para el caudal medio de invierno toma el valor de 0.083 gramos por litro.

Socavación en los espigones.

Debido a la magnitud del caudal la socavación no representa un problema ya que en general el valor máximo que toma llega a ser de 0.586 metros Esto se realiza con más detalle para los caudales de comprobación que producen profundidades de socavación mayores.

4.3. Comprobación del comportamiento del río para los caudales de periodo de retorno.

Para estos caudales es de suma importancia analizar la estabilidad del cauce por las altas velocidades y tensiones de fondo que se producen, así como los puntos de mayor inundación a proteger, además de caracterizar posibles profundidades de socavación y zonas de acumulación de sedimentos.

Para los caudales de comprobación se generan velocidades que van desde aproximadamente 7.8 m/s para el modelo de periodo de retorno de 5 años hasta 8.1 m/s para el modelo de 100 años. Las máximas velocidades presentes para cada uno de los modelos se concentran en: la zona previa a la curva de interés, en la curva en la zona de captación, en la orilla derecha aguas abajo de la obra, y en la entrada y salida del modelo. La distribución de la velocidad en la sección próxima a la bocatoma presenta un comportamiento no muy común, ya que tienden a ser mayor hacia la parte interna de la curva (orilla izquierda del modelo) siendo un resultado que varía completamente con lo obtenido para el caudal medio de invierno. Esto ocurre de manera similar para la tensión de fondo. Lo que nos indica que se presentará una zona de erosión en la parte interior de la curva, en la zona de captación, suceso que no es muy común en el comportamiento de los ríos en general. La mayor erosión y mayor velocidad suelen pronunciarse en la parte exterior de la curva (orilla derecha para el modelo analizado). Debería comprobarse esta particularidad con el modelo físico construido o analizar la validez de las distribuciones en la curva más detalladamente. Esto puede ser el resultado de un error del modelo por ser tan corto. Se debería extender la zona de estudio para validar los resultados, esto a un costo computacional alto.

Otra particularidad del modelo analizado son los valores altos que toma la tensión de fondo en la entrada y salida del modelo. Esto probablemente es un error de la



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

simulación ocasionado por las condiciones de borde impuestas en el río, y por ello los resultados sean no muy confiables. Lo que nos lleva a dudar sobre la validez de la zona de erosión ubicada pocos metros aguas abajo del inicio, que para el caudal de periodo de retorno de 100 años llega a erosionar las llanuras de inundación.

Todos estos problemas encontrados en los modelos reducidos crean incertidumbre sobre los resultados encontrados. Y si a ello le sumamos que los mapas de máximos presentados por Iber muestran un error, debido a que, estos ocurren al inicio de la simulación del modelo (primer paso del tiempo) antes de que comiencen a estabilizarse, aunque realmente no se observe un valor evidente de estabilización del modelo para las tensiones de fondo (y por ello las velocidades), puesto que hasta el final de la simulación existen valores que difieren mucho más de lo que se obtuvo con el modelo para el caudal medio. Por ello es posible concluir que los resultados obtenidos para estos caudales necesariamente deben ser validados. Fuera de esto es posible afirmar que la curva de captación y sus alrededores son zonas vulnerables a ser erosionadas, utilizando de referencia los resultados para el caudal medio y asumiendo una distribución similar para las tensiones con la única diferencia en su magnitud.

En cuanto a las concentraciones de sedimentos, para estos modelos, al igual que para el caudal medio se puede distinguir una zona remarcada de acumulación aguas arriba de la toma. Las concentraciones de sedimentos para los modelos de 50 y 100 años no se diferencian considerablemente, éstas alcanzan en promedio 1.80 gramos/litro, mientras que el modelo de 5 años alcanza en promedio en las zonas de interés, el valor de 0.65 gramos/litro. La distribución de las concentraciones en las secciones aguas arriba y abajo no difieren significativamente, ocurren en el centro del cauce, mientras que en la zona de captación los sedimentos tienden acumularse en la parte interna de la curva (orilla izquierda del modelo). Las zonas de mayor acumulación según el mapa obtenido en Iber, muestran altas concentraciones al inicio del modelo que van disminuyendo según se recorre aguas abajo. Este es un resultado que también por estar ubicado en la entrada del modelo crea incertidumbre sobre su validez, ya que es posible que sea resultado de las condiciones de borde introducidas. No obstante, no se descarta que por la cantidad de sedimentos que se genera debido a la magnitud del caudal modelado, existe cierta distribución de las concentraciones en el río, que para el caudal de 100 años llegan a ocupar las llanuras de inundación.

Al observar las secciones analizadas se observa que la superficie libre de agua no es completamente horizontal, los calados tienden a ser decrecientes de derecha a izquierda en una misma sección. Esta es la razón para que el terreno se encuentre más erosionado y sea más profundo en este lado del río, ya que siempre permanece con una altura de agua superior. Otra característica propia del río es que en las secciones



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

antes de la curva en la zona de la obra de toma, los calados tienden a ser menores que secciones aguas abajo, esta es la razón porque esta zona sea de acumulación de sedimentos.

Debido a las características del río en esta zona profunda en la curva, siempre habrá una altura necesaria de agua para el ingreso a la captación sin necesidad de elevar el nivel mediante la incorporación de un azud en el río. Esto comprueba los diseños planteados y la eficiencia de la bocatoma. Se deberá crear planes de alerta temprana para esta zona ya que para el caudal de 100 años el nivel del agua es posible que cubra 1.70 metros, bastante riesgoso para los habitantes en la zona.

Debido a la cantidad de agua existente en el río y por ello la velocidad, la zona muerta analizada para el caudal medio de invierno no presenta velocidades bajas que produzcan problemas estancamiento, aun así existe una gran diferencia entre la velocidad promedio de la sección y la velocidad presente este lugar.

El transporte de fondo es despreciable aun así para estos caudales, ya que los sedimentos entran en suspensión por la magnitud de la velocidad presente en el cauce, el valor máximo de la tasa de arrastre para el modelo de 100 años es de $0.042 \text{ m}^2/\text{s}$ y este ocurre en las llanuras de inundación. El máximo valor observado en el cauce (orilla izquierda en la curva del río) es de $0.003 \text{ m}^2/\text{s}$ aproximadamente, que resulta un proceso no relevante en el río para la granulometría modelada. Este es un resultado no muy convincente, y que crea aún más incertidumbre sobre lo modelado. Para poder conocer más a fondo los efectos de la incorporación de la obra de toma y corroborar los resultados presentados, sería necesario simular los caudales de comprobación para el modelo sin recortar e incorporado la bocatoma en el río, hecho que no se pudo realizar en esta tesis, debido a la inestabilidad que los modelos presentaban. Esta inestabilidad numérica es producto de la simulación de la turbulencia, que exige discretizaciones muy finas a tiempos computacionales extremadamente altos. En las aplicaciones a ríos se duda sobre la utilidad de simular este fenómeno e incluso se discute desde un enfoque teórico la propiedad de representar la turbulencia a partir de un modelo bidimensional.

Socavación del río.

Como se mencionó en el capítulo de métodos, para el cálculo más preciso de la socavación se consideró la distribución de los caudales en las tres secciones analizadas. Se observa que los caudales tienen una distribución parabólica con su máximo tendiendo a la orilla izquierda del río, que es en donde se presentarán las máximas profundidades de socavación. Esto resulta beneficioso ya que los muros a incorporar en el río se ubicarán en la orilla derecha (para el encauzamiento del río debido a la zona muerta previamente mencionada). Las máximas profundidades son:



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Tabla 4.1 Profundidades máximas de socavación.

Sección	Q5	Q50	Q100
1	1.777	1.857	1.929
2	2.052	2.109	2.317
3	2.104	2.167	2.379

Las secciones del río analizadas presentan ciertas irregularidades no muy usuales. Para el caso de la sección del segundo espigón se observa una acumulación del fondo del río en el centro, sería incorrecto afirmar que esto se debe a una acumulación de sedimentos, o que la topografía del río realmente se presente así, puesto que esto es probablemente un error de la malla de cálculo. Esto también ocurre en las demás secciones que aparentemente son completamente planas, hecho que es imposible en un río.

Estos errores de la malla varían de acuerdo a la precisión del modelo, es por ello que si comparamos las secciones obtenidas con los caudales de comprobación, con el modelo del caudal medio de invierno se observaran varias diferencias en la forma del fondo. Por todo ello todas las profundidades presentadas en esta tesis se deberían tomar como referencia y necesariamente ser validadas ya que son producto de una esquematización de varios parámetros, sin tomar en cuenta todos los posibles errores que una simulación y en particular ésta pueda tener.

4.4. Conclusiones y recomendaciones.

La incorporación de la bocatoma genera importantes zonas de recirculación y por ello zonas de mezclas de sedimentos. Esto introduce un error a la simulación realizada, para estos casos se recomienda el uso de modelos de turbulencia de dos ecuaciones como lo son los $k - \varepsilon$. Es por ello que las concentraciones de sedimentos presentadas deben tomarse como referencia, ya que se requiere un análisis más detallado y por ello más complejo en esta zona.

El río no presenta problemas de erosión ni sedimentación considerables, incluso no existe trasporte de fondo en el río para el caudal medio de invierno. Será necesario la incorporación de tres muros de espigones en la zona previamente mostrada, puesto que se generan velocidades bajas y con ello problemas de estancamiento.

La obra de captación se comporta de manera adecuada para el caudal medio de invierno, presenta una posición óptima en la que no es necesario la elevación del nivel del agua mediante un azud. Además de ello no se presenta problemas mayores de



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

ingreso de sedimentos ya que estos son arrastrados por la propia corriente aguas abajo, sin tomar en cuenta que el modelo no contempla la compuerta prevista para el ingreso del caudal ni la rejilla para evitar el ingreso de sedimentos, ésta solo admite un 20% de los sólidos.

Los resultados presentados para los modelos de 5, 50 y 100 años deben ser validados ya sea ampliando la zona de estudio mediante modelación numérica o mediante modelación física. Ya que todos los resultados analizados presentan incongruencias con el comportamiento habitual de los ríos. Sin embargo la parte que es posible rescatar de estas simulaciones, son las posibles alturas de inundación que se van a tener en zonas aledañas que para el caudal de 100 años alcanza 1.70 metros de altura. Otro valor de referencia a utilizar y que es de gran ayuda, es la posible profundidad de socavación que tendrá el río, que para el caudal de 100 años el valor que toma es de 2.379 metros.

La simulación de modelos de turbulencia requiere discretizaciones extremadamente finas para obtener resultados aceptables, esto a tiempos computacionales altos. En esta investigación se optó por el uso de estos modelos debido a la importancia que presentan en los procesos de transporte y mezcla, si este no fuera el caso el uso del modelo pudiera ser descartado, ya que en la actualidad se discute sobre la aplicabilidad en un esquema bidimensional, incluso es posible que se introduzcan mayores errores al realizar una simulación incluyendo estos efectos que siendo descartados.

El uso de modelos hidrodinámicos y de transporte es producto de una serie de esquematizaciones del flujo, un análisis más detallado debe estar siempre validado con un modelo físico, así de esta manera sería posible calibrarlo, hecho que en esta tesis no se realizó. De esta manera se puede comprobar la ecuación de transporte empleada o incluso desarrollar una propia del modelo. Las simulaciones tanto numéricas como físicas son herramientas indispensables al momento de evaluar los diseños de estructuras de aprovechamiento hidráulico en un cauce natural, habrá para cada situación en particular consideraciones y esquematizaciones a realizar cada una de ellas en relación con el fenómeno que se quiere simular.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Ariathurai, R. & Arulanandan, K., 1978, Erosion rates of cohesive soils, 279–283.
- Barbosa Gil, S., 2013, Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas)..
- Barnes Jr, H.H., 1967, Roughness Characteristics of Natural Channels, 211.
- Bladé, E. & Gómez, M., 2006, *Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado en una y dos dimensiones.*, Barcelona, 230.
- Bladé i Castellet, E., Corestein, G., Cea, L., Lara, Á., Dolz, J., Puertas, J., & Balairón Pérez, L., 2009, Desarrollo de un modelo de simulación de flujo en ríos..
- Calzas Pérez, M., 2013, *Modelización del canal de la planta TEL en la U . P . T . de As Pontes.*, 100.
- Cea Gómez, L., 2005, An unstructured finite volume model for unsteady turbulent shallow water flow with wet-dry fronts: Numerical solver and experimental validation., 248.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, E., & Puertas, J., 2009, El método de volúmenes finitos aplicado a problemas de ingeniería fluvial y costera., 71–93.
- Chow, V. Te, 1994, *Hidráulica de canales abiertos*, McGraw Hill.
- Fe Marqués, J.M., 2005, *Aplicacion del método de volúmenes finitos a la resolución numérica de las ecuaciones de aguas someras con incorporación de los esfuerzos debidos a la turbulencia.*, Universidad de Coruña, 242.
- Fetter, C.W., 2001, *Applied Hydrogeology*, Prentice-Hall, 598.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Flumen, Geama, Cedex, & Cimne, 2003, *Manual de referencia hidráulico*, 1-17.

Freeze, R.A. & Cherry, J.A., 1979, *Groundwater*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 604.

Geama & Flumen, 2012, Manual básico de usuario.

González Aguirre, J.C., 2012, *Simulación Numérica de Inundaciones en Villahermosa.*, Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, 143.

Jarrett, R.D., 1985, Determination of roughness coefficient in for streams in Colorado, 54.

López, J., Alavez-Ramírez, J., & Hernández, J.L., 2009, Solución numérica del modelo de Saint-Venant vía volúmenes finitos., 34–53.

Navarrina, F. & Puertas, J., 2005, *Aplicación del método de volúmenes finitos a la resolución numérica de las ecuaciones de aguas someras con incorporación de los esfuerzos debidos a la turbulencia.*, Universidad de Coruña, 226.

Nogueira, X., Colominas, I., & Cueto-Felgueroso, L., 2010, Una formulación numérica de volúmenes finitos de alto orden basada en el método de Mínimos Cuadrados Móviles para flujo compresible, 83–107.

Olsen, N.R.B., 2011, *Modelling and Hydraulics*, 155.

Pacheco T., E.A. & Carrillo S., V.M., 2014, Transporte de fondo potencial mediante estudio en modelo físico de lecho móvil..

Peña González, E., 2002, *Estudio numérico y experimental del transporte de sedimentos en cauces aluviales.*, Universidad de Coruña, 213.

Rastogi, A. & Rodi, W., 1978, Predictions of heat and mass transfer in open channels., 397–420.

Rocha Felices, A., 1978, *Introducción teórica al estudio de bocatomas*, Lima, Perú, 33.

Rocha Felices, A., 1998, *Introducción a la Hidráulica Fluvial*, Perú, 270.

Rodríguez Díaz, H.A., 2010, Hidráulica Fluvial Fundamentos y Aplicaciones Socavación.

Sanders, L., 1998, *A manual of Field Hydrogeology*, Pretince-Hall, 381.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Smith, J.D., 1975, *Modeling of sediment transport on continental shelves.*

Van Rijn, L.C., 1987, *Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport.*, Waterloopkundig Laboratorium Delft.

ANEXOS

6.1. Gráficos de la distribución de los caudales específicos en las secciones utilizadas para el cálculo de la socavación en los espigones para el modelo con el caudal medio de invierno.

Las Figuras 6.1, 6.2 y 6.3 fueron utilizadas para ponderar el caudal en cada zona del río y obtener una profundidad de socavación más real para los espigones analizados.

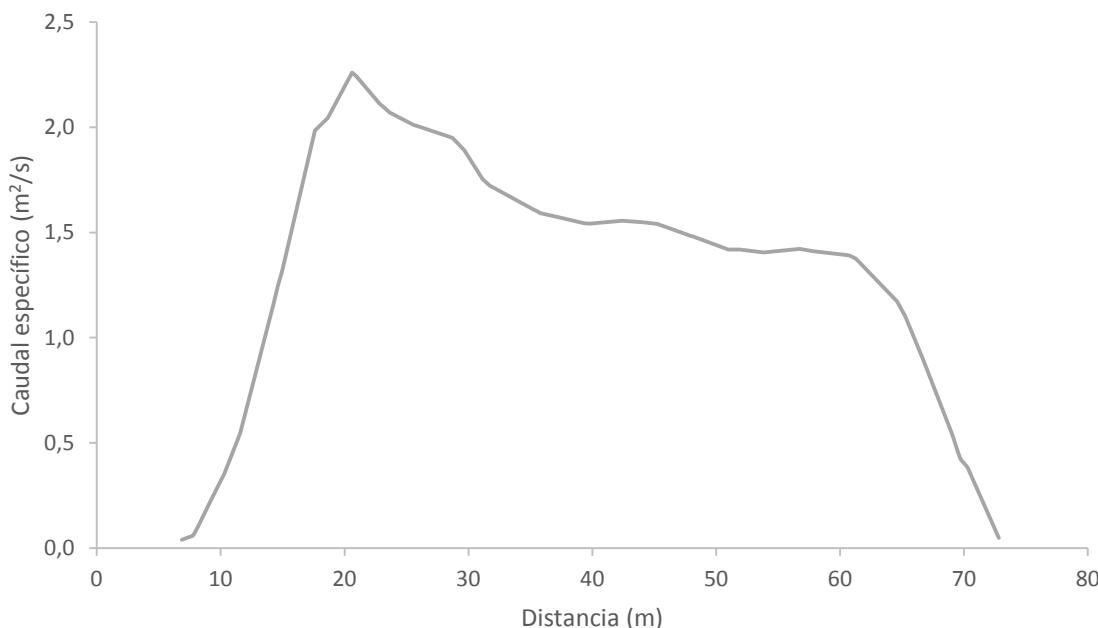


Figura 6.1 Distribución del caudal específico en el primer espigón.

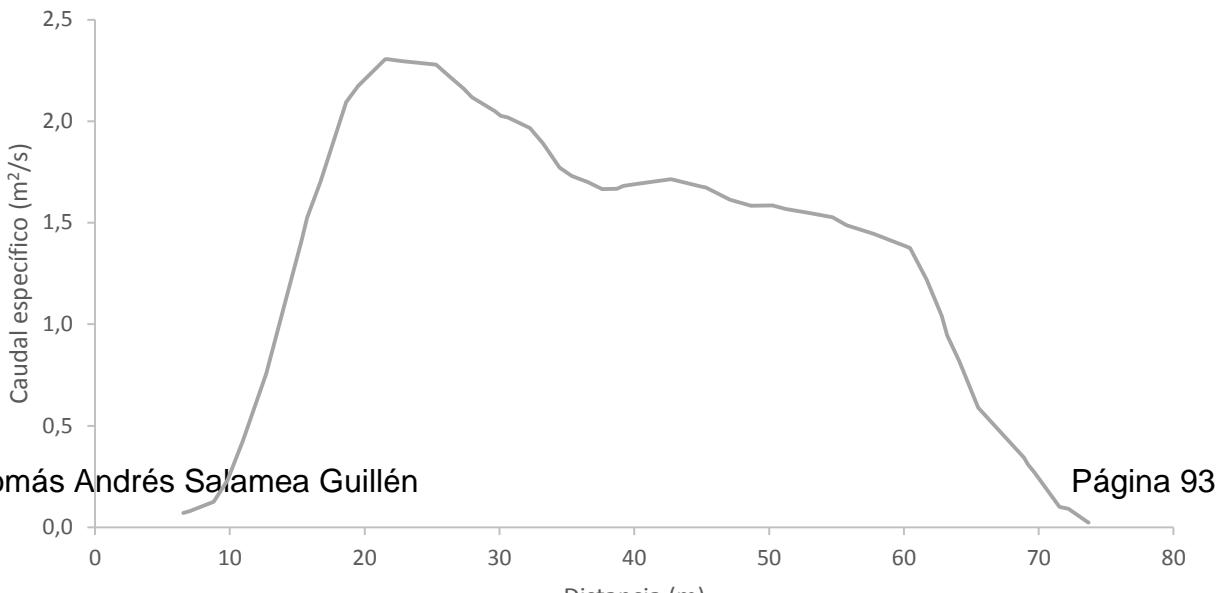


Figura 6.2 Distribución del caudal específico en el segundo espigón.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

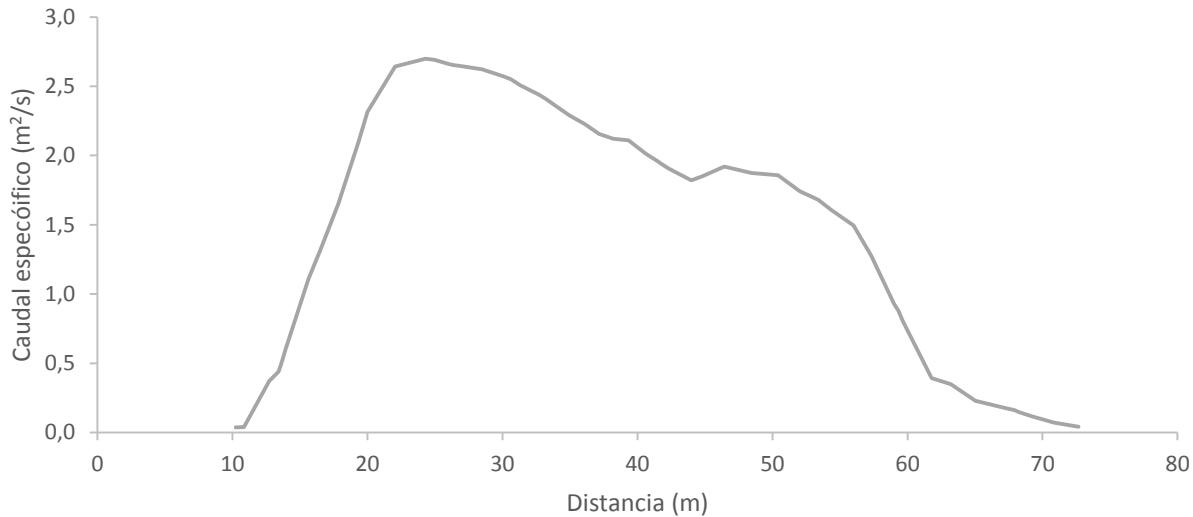


Figura 6.3 Distribución del caudal específico en el tercer espigón.

6.2. Imágenes de la simulación al final del proceso y máximos para el modelo con el caudal medio de invierno.

De la Figura 6.4 a la Figura 6.8 muestran los mapas de la simulación, que se obtuvieron con la finalidad de observar de manera global los efectos en el cauce, de incorporar la bocatoma.

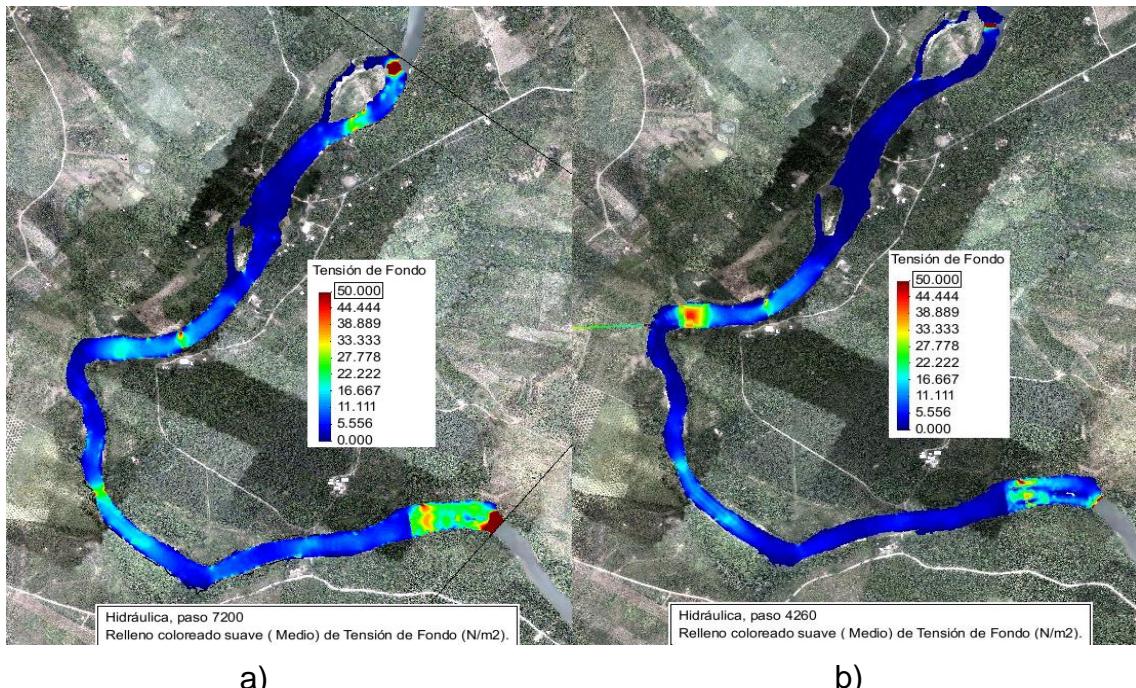


Figura 6.4 Mapa de la tensión de fondo al finalizar simulación: a) condiciones naturales. b) incorporado la bocatoma.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

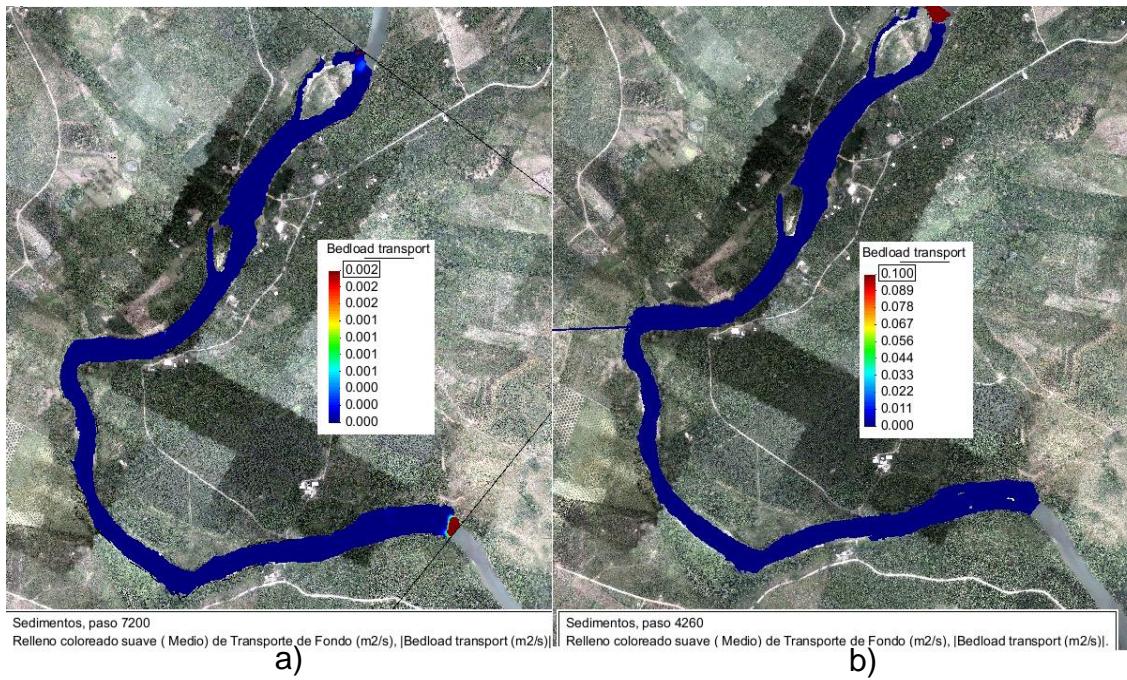


Figura 6.5 Mapa del transporte de fondo: a) condiciones naturales. b) incorporando la bocatoma.

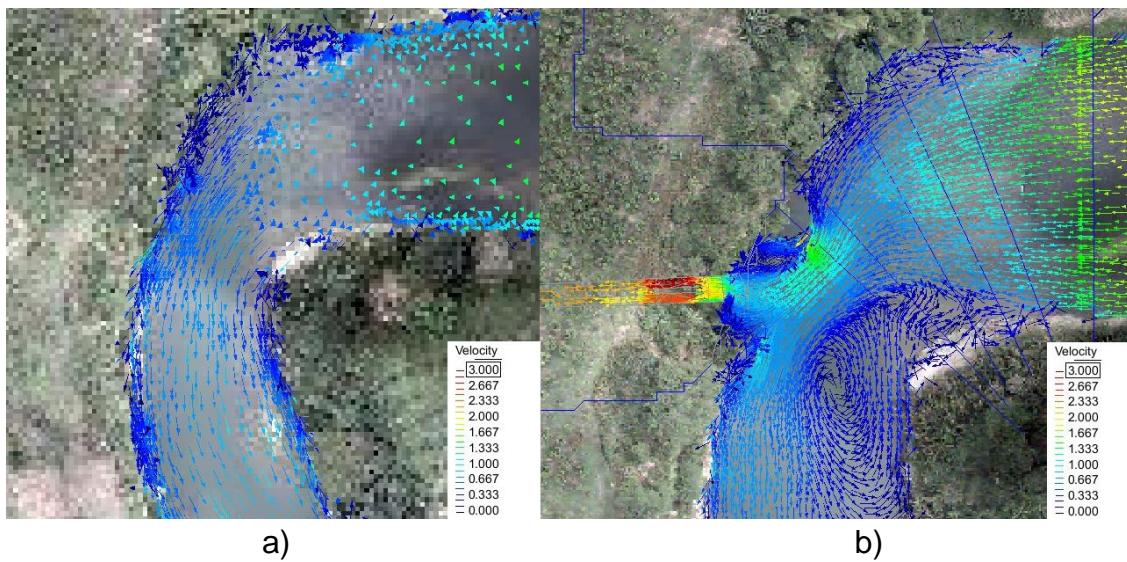
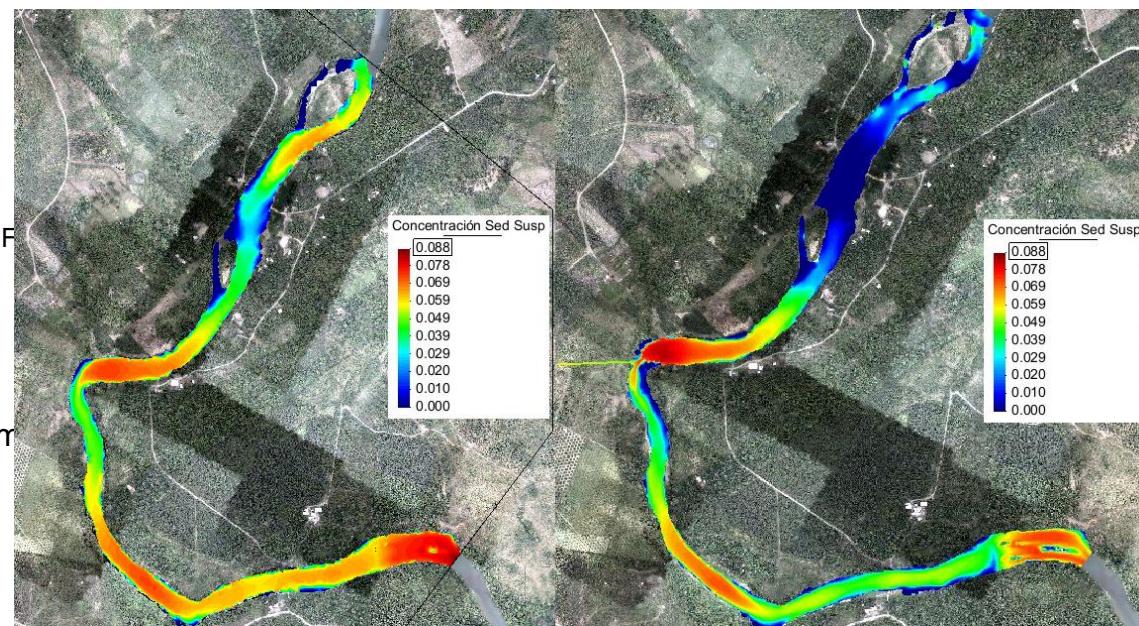
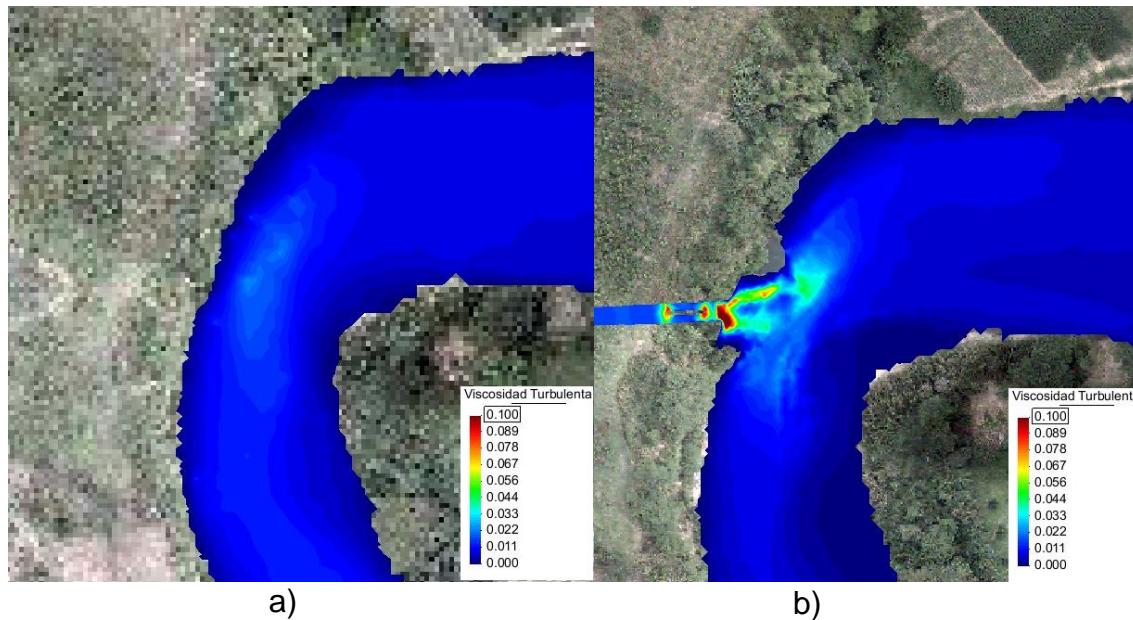


Figura 6.6 Vectores velocidad: a) condiciones naturales. b) incorporando la bocatoma.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

6.3. Resultados de los modelos para los caudales de comprobación.

En esta sección se presentan los resultados de las simulaciones del río Calabí para los caudales de comprobación. Las gráficas de los resultados pertenecen a las secciones transversales del río de interés, presentadas en la Figura 3.1.

6.3.1. Gráficos de evolución del calado.

Las Figuras 6.9, 6.10 y 6.11 tienen la finalidad de observar el tiempo en el que el modelo se estabiliza, así como obtener una altura de agua promedio en los puntos de

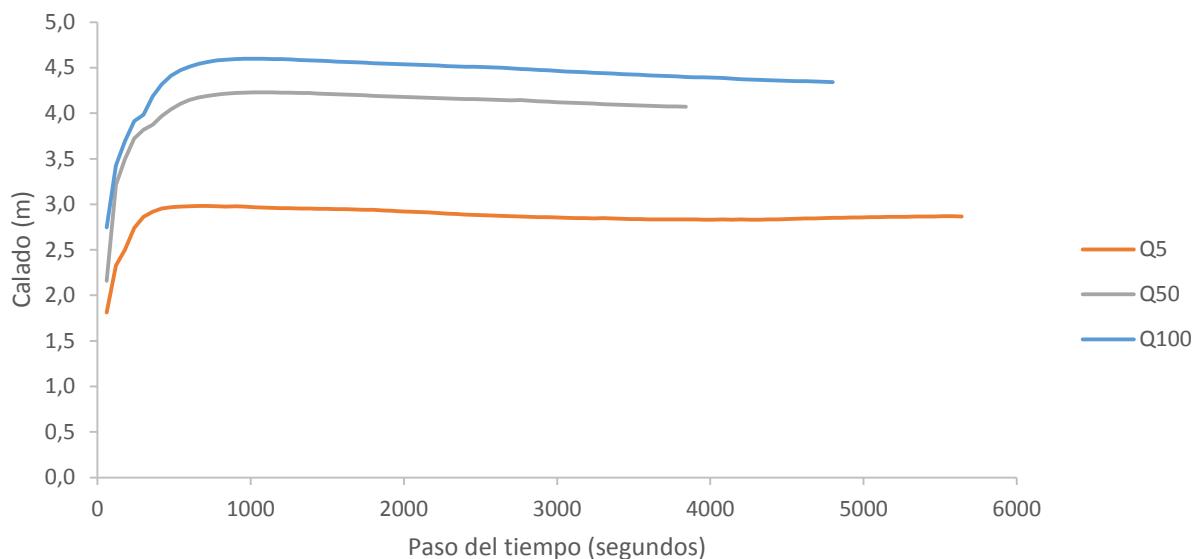


Figura 6.9 Evolución del calado en la sección aguas arriba.

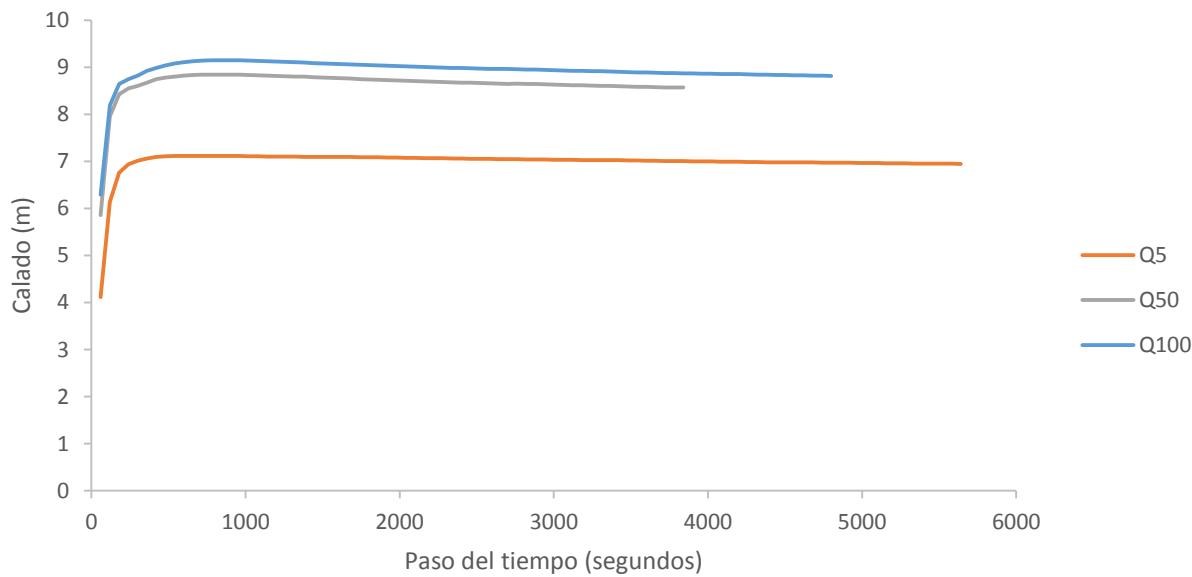


Figura 6.10 Evolución del calado en la sección próxima a la captación.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

interés.

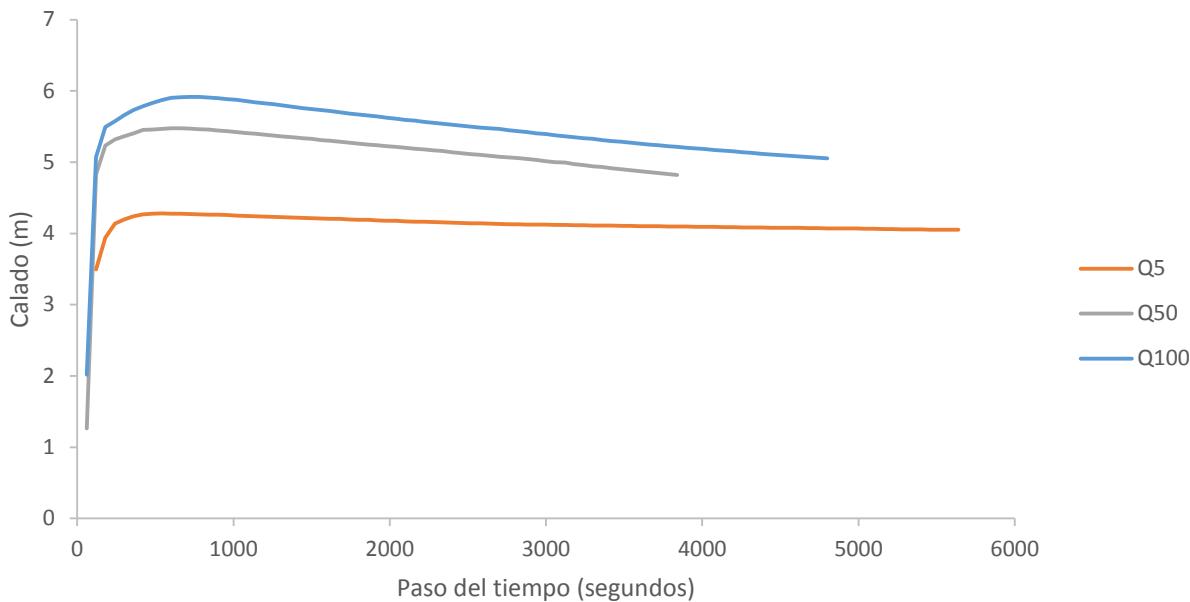


Figura 6.11 Evolución del calado en la sección aguas abajo.

6.3.2. Gráficos de la distribución de concentraciones de sedimentos en la sección.

Las Figuras 6.12, 6.13 y 6.14 tienen la finalidad de evaluar la variación de la concentración de los sedimentos entre los diferentes modelos en los puntos de interés.

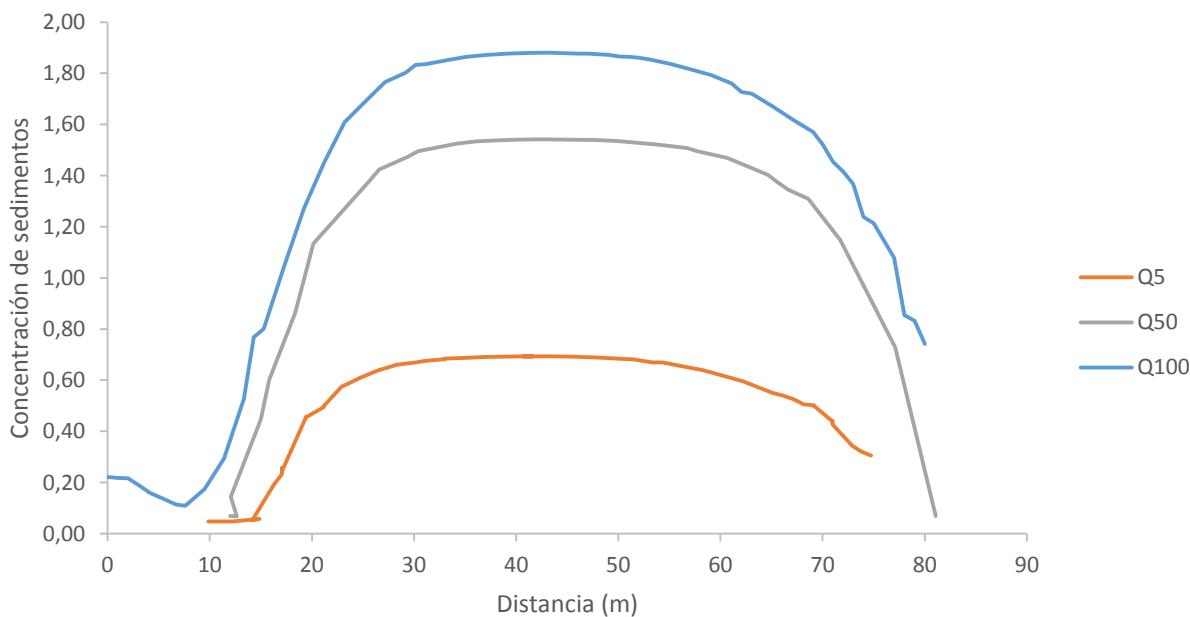


Figura 6.12 Distribución de la concentración de sedimentos en la sección aguas arriba.
Tomás Andrés Salamea Guillén



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

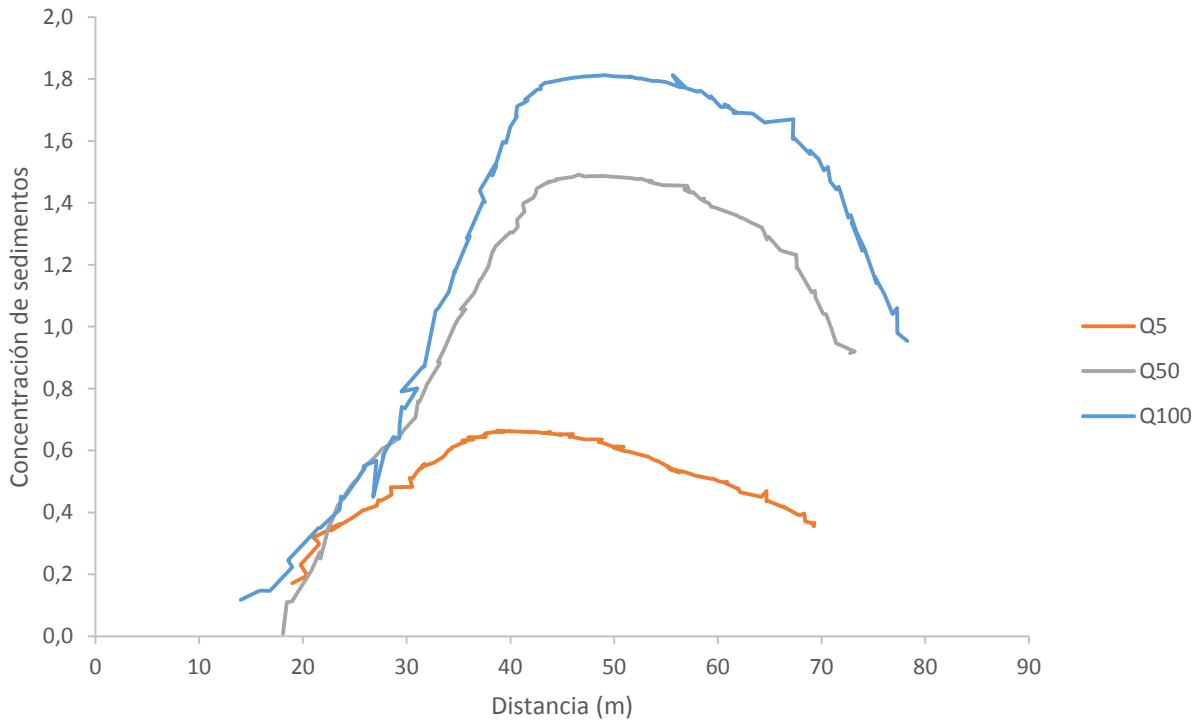


Figura 6.13 Distribución de la concentración de sedimentos en la sección próxima a la captación.

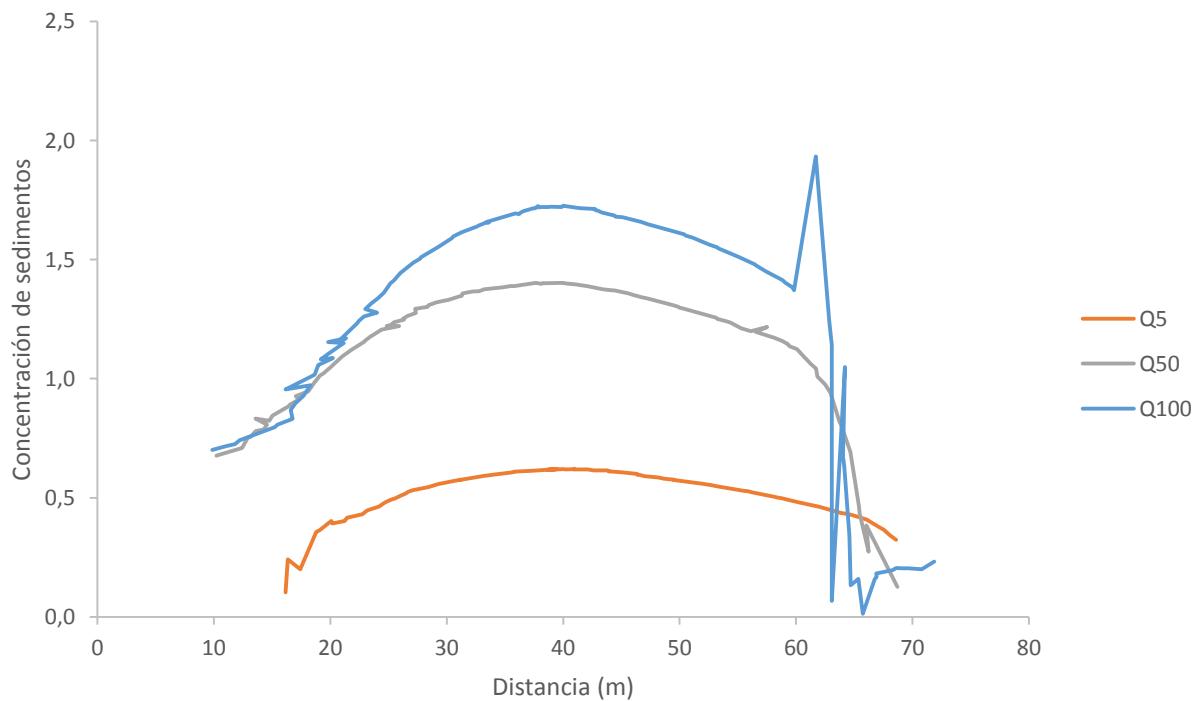


Figura 6.14 Distribución de la concentración de sedimentos en la sección aguas abajo.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

6.3.3. Gráficos de la distribución de las velocidades en la sección.

Las Figuras 6.15, 6.16 y 6.17 tienen la finalidad de evaluar la variación de las velocidades entre los diferentes modelos en los puntos de interés.

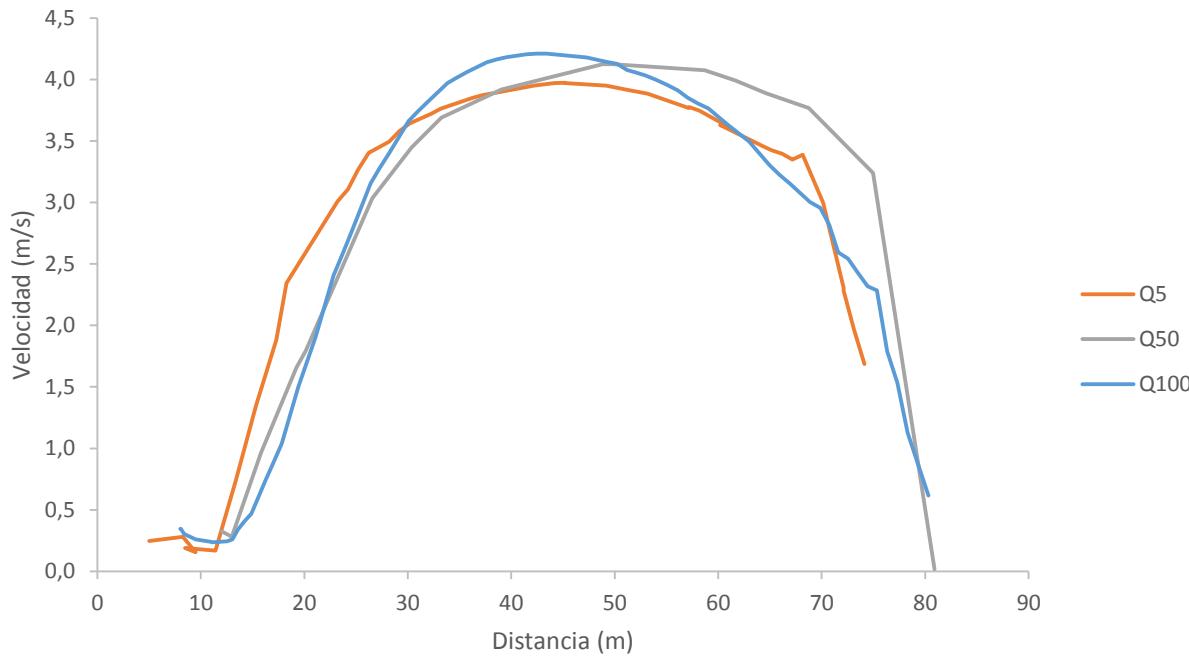


Figura 6.15 Distribución de las velocidades en la sección aguas arriba.

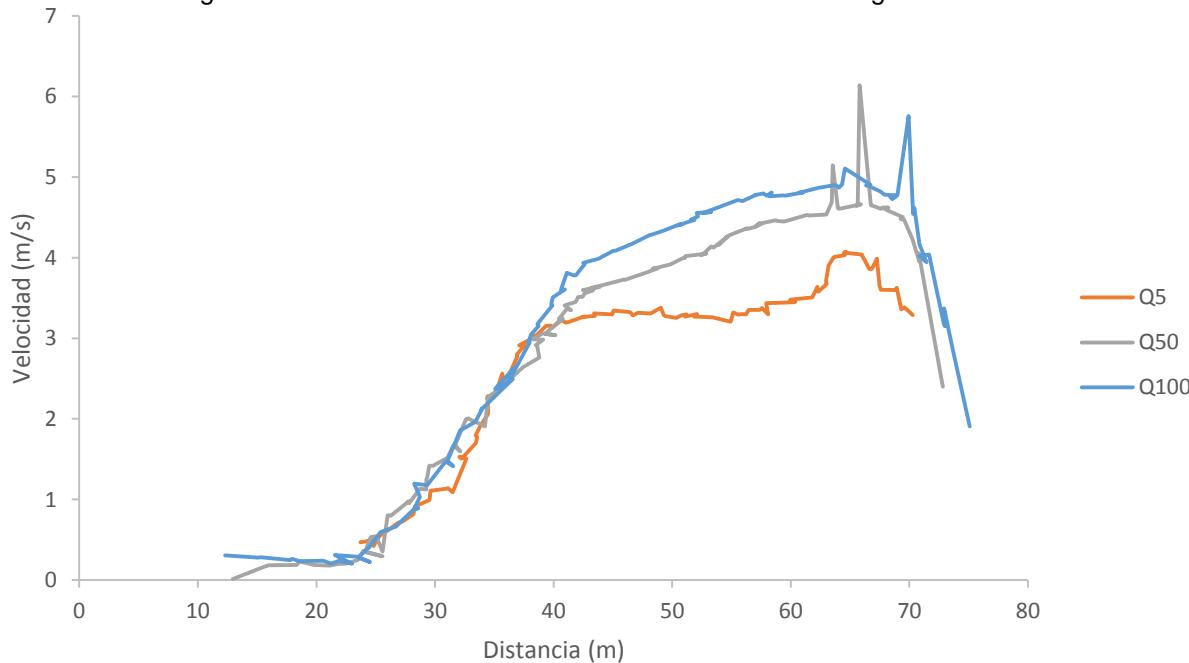


Figura 6.16 Distribución de las velocidades en la sección próxima a la captación.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

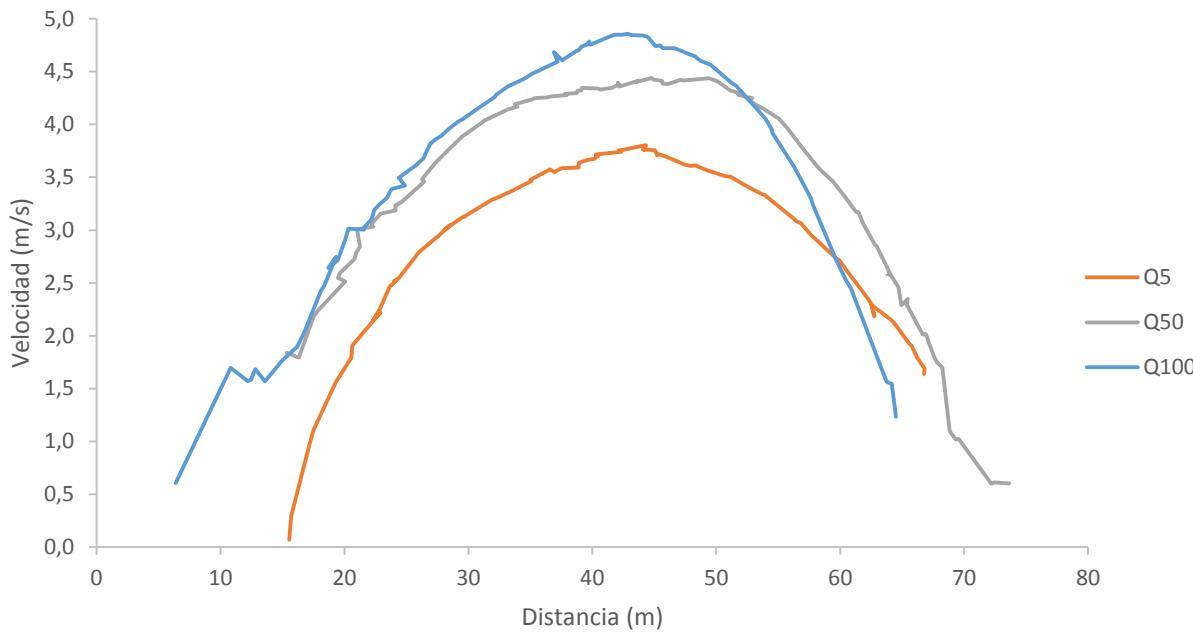


Figura 6.17 Distribución de las velocidades en la sección aguas abajo.

6.3.4. Gráficos de la distribución de la tensión de fondo en la sección.

Las Figuras 6.18, 6.19 y 6.20 tienen la finalidad de evaluar la variación de la tensión de

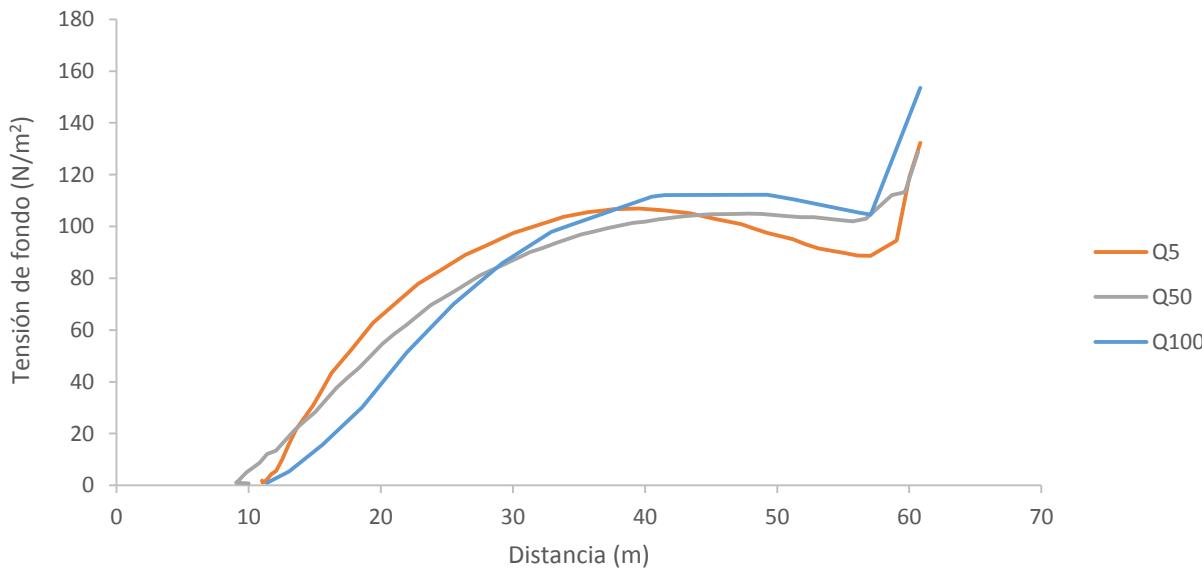


Figura 6.18 Distribución de la tensión de fondo en la sección aguas arriba. fondo entre los diferentes modelos en los puntos de interés.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

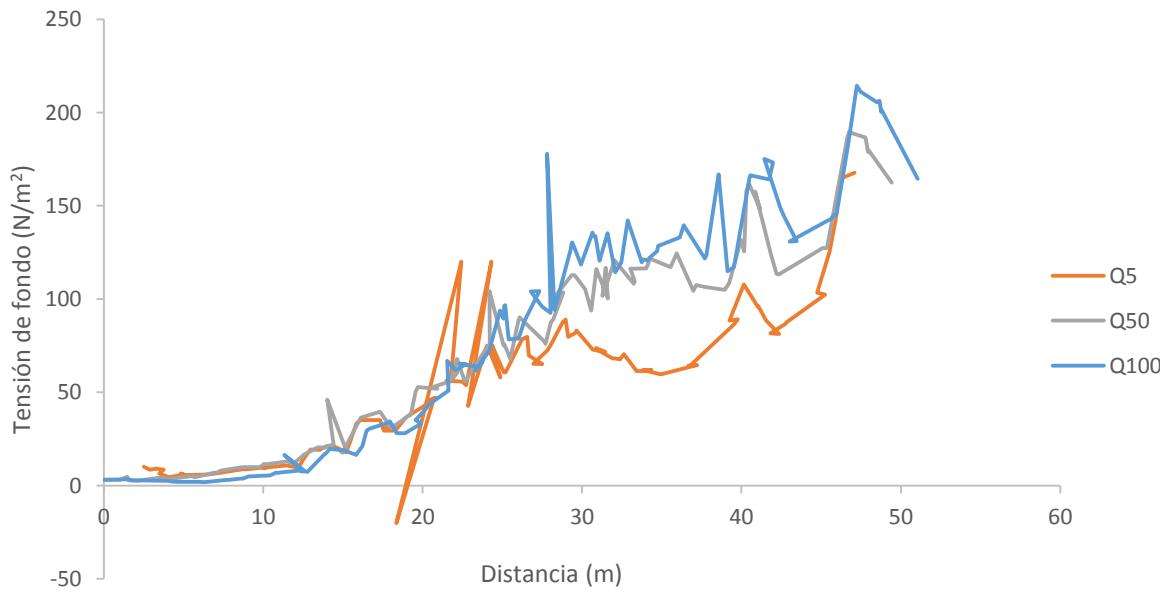


Figura 6.19 Distribución de la tensión de fondo en la sección próxima a la captación.

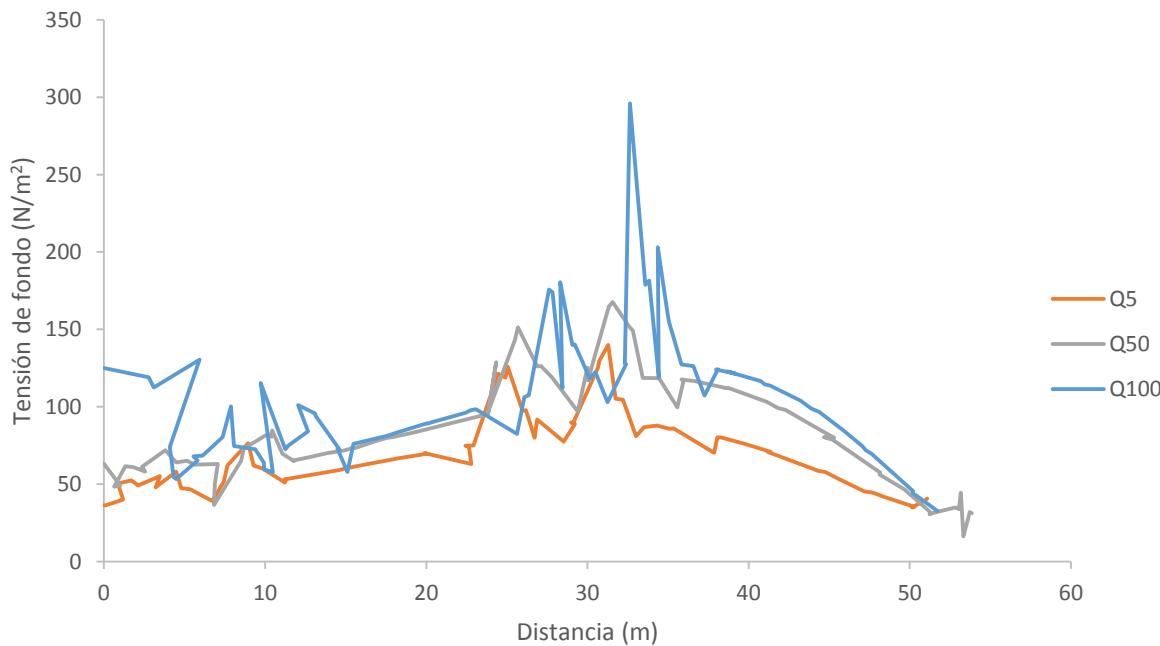


Figura 6.20 Distribución de la tensión de fondo en la sección aguas abajo.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

6.3.5. Distribución del caudal específico en la sección.

Las Figuras 6.21, 6.22 y 6.23 tienen la finalidad de evaluar la variación del caudal específico entre los diferentes modelos en los puntos de interés.

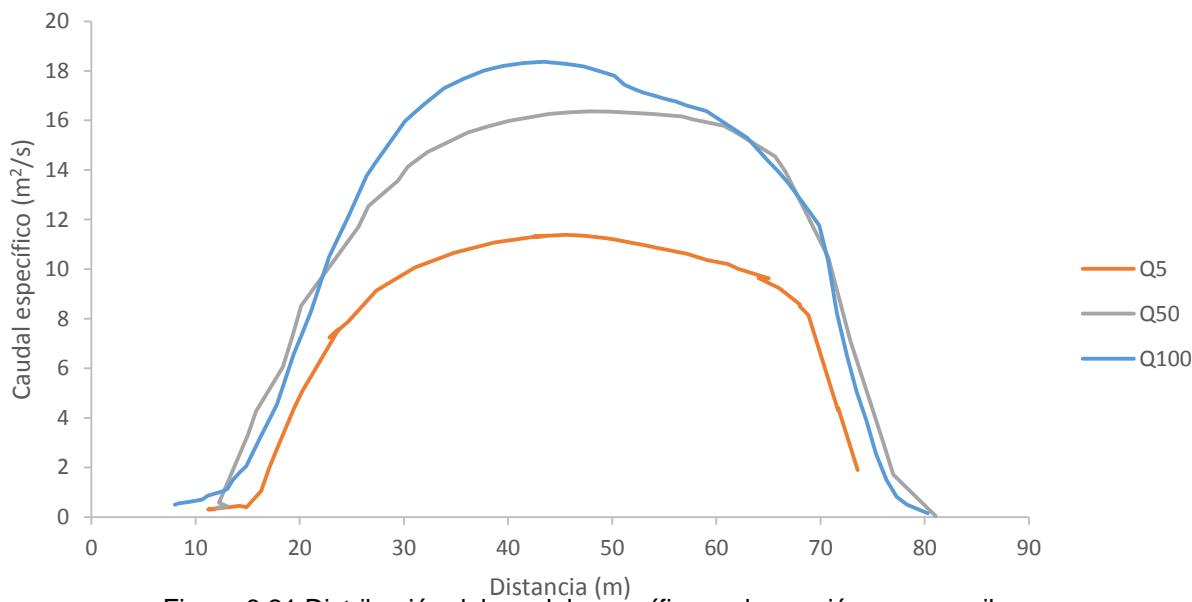


Figura 6.21 Distribución del caudal específico en la sección aguas arriba.

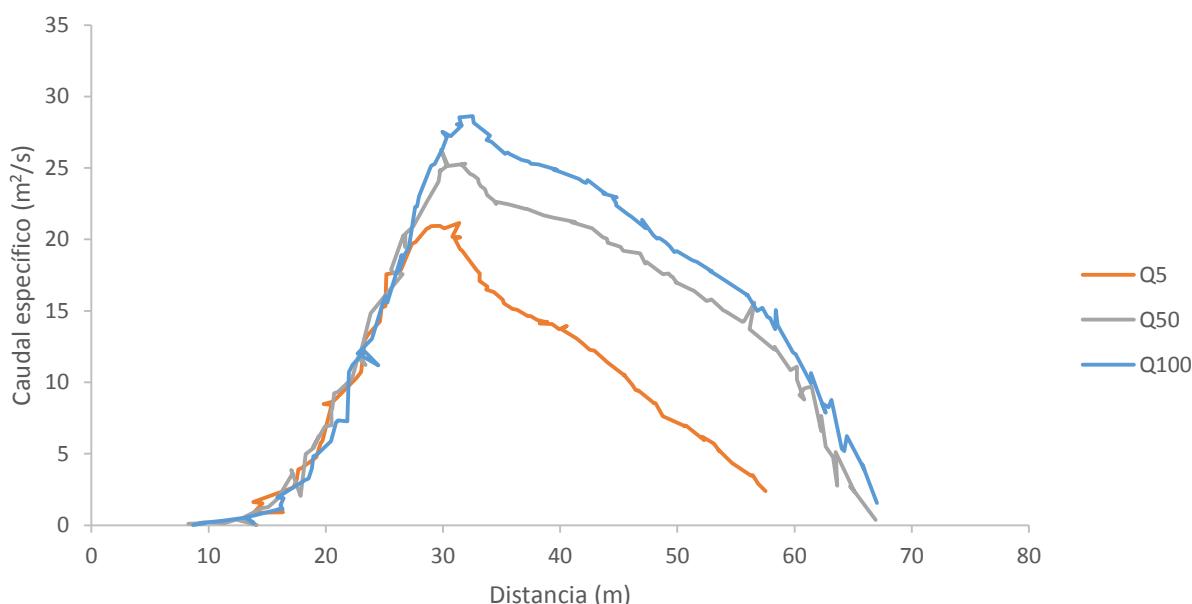


Figura 6.22 Distribución del caudal específico en la sección próxima a la captación.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

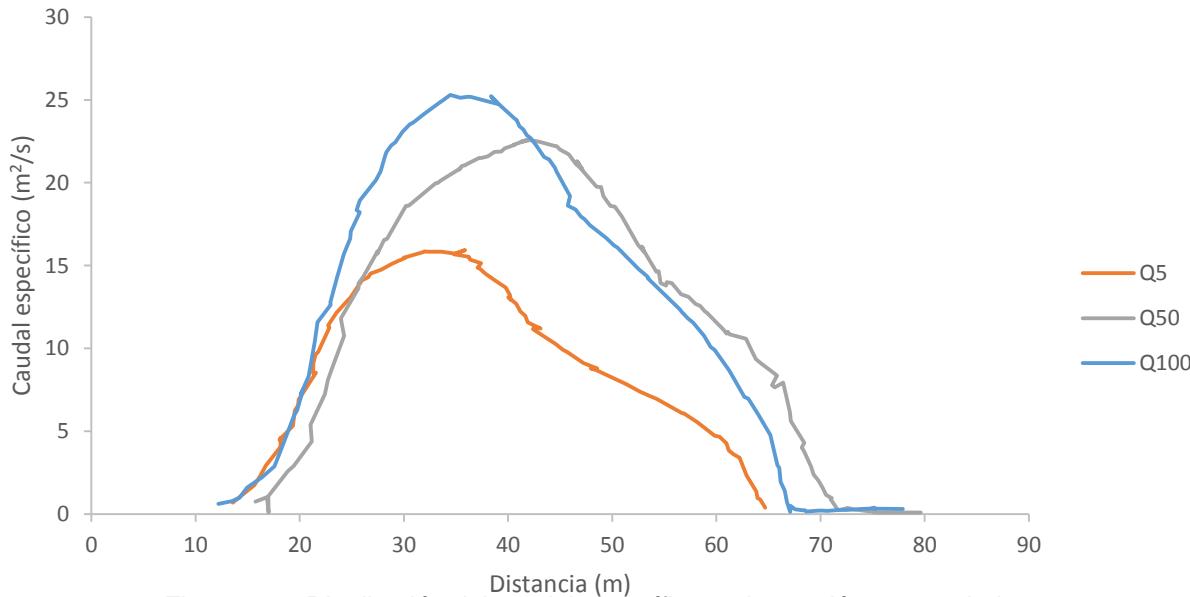


Figura 6.23 Distribución del caudal específico en la sección aguas abajo.

6.3.6. Secciones transversales del río.

Las Figuras 6.24, 6.25 y 6.26 tienen la finalidad de obtener la variación del nivel del agua para los diferentes caudales, así como de observar las secciones transversales

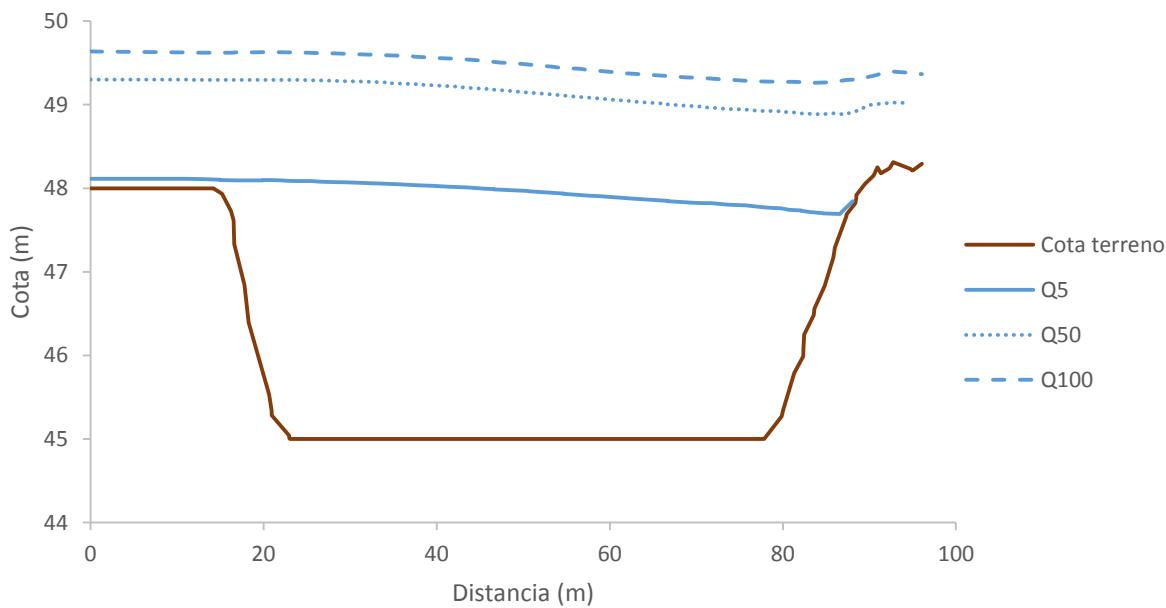


Figura 6.24 Sección transversal aguas arriba.
en los puntos de interés.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

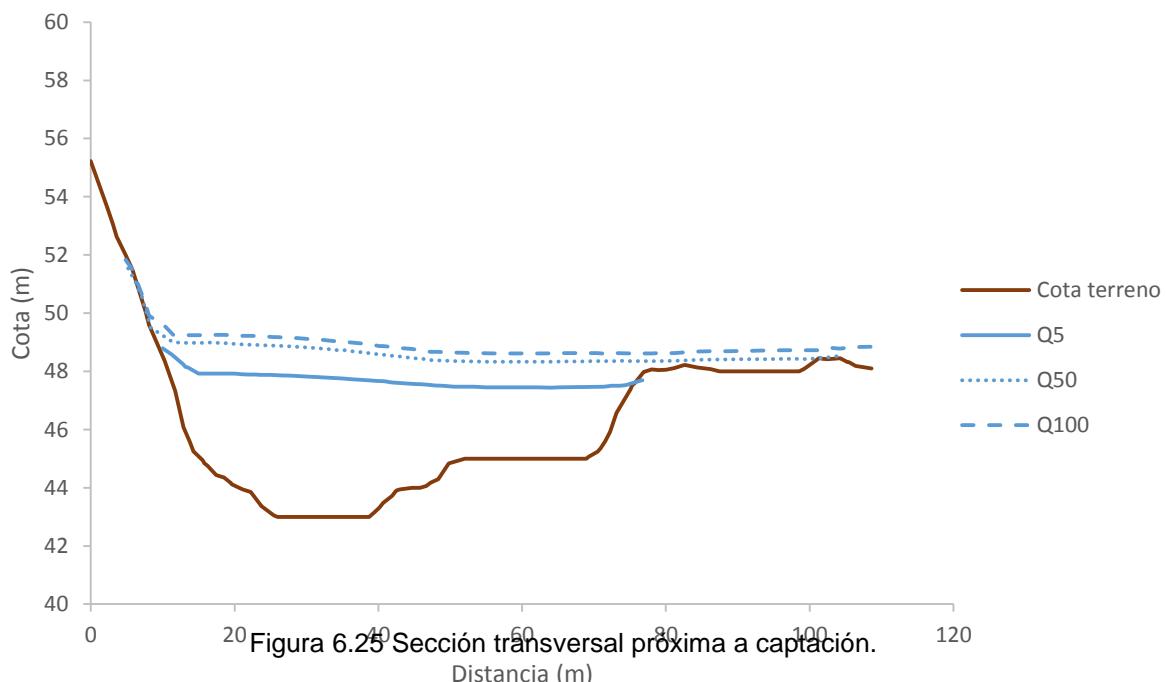
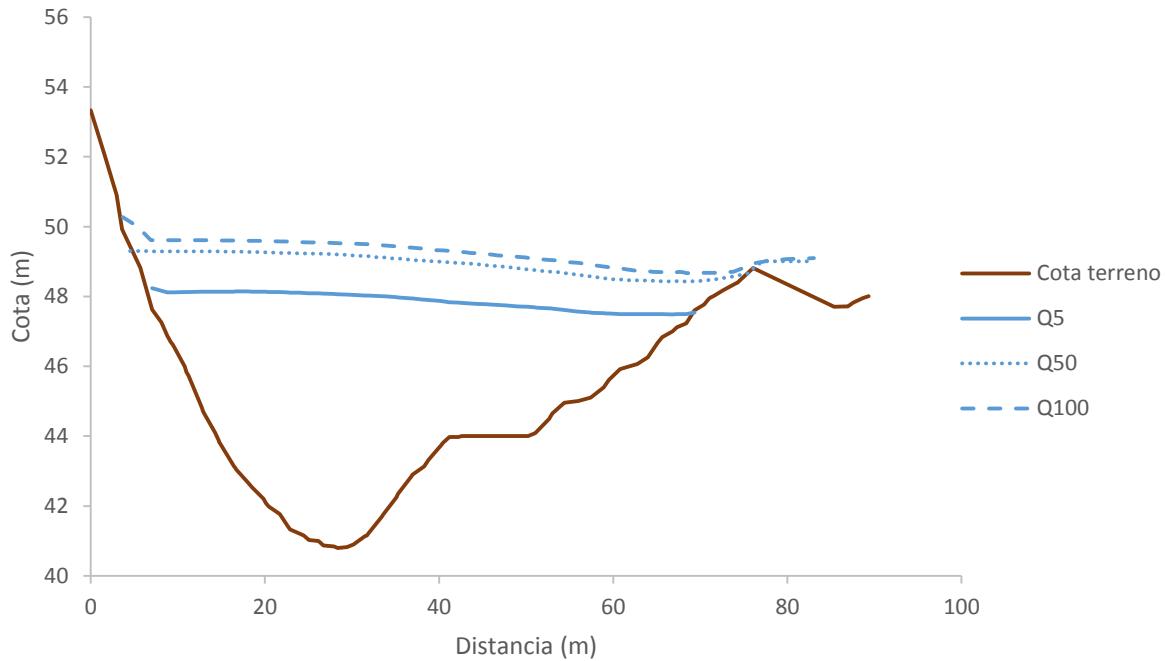


Figura 6.25 Sección transversal próxima a captación.
Distancia (m)



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

6.3.7. Secciones socavadas.

De la Figura 6.27 a la Figura 6.35 se presentan las posibles profundidades de socavación. Las gráficas de los resultados pertenecen a las secciones transversales presentadas en la Figura 3.20

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

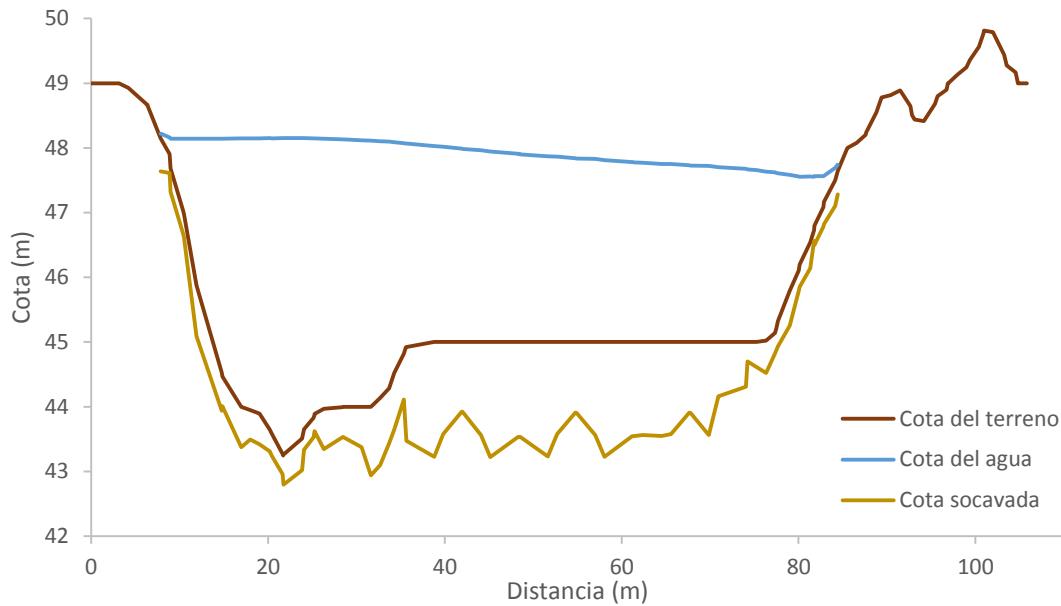
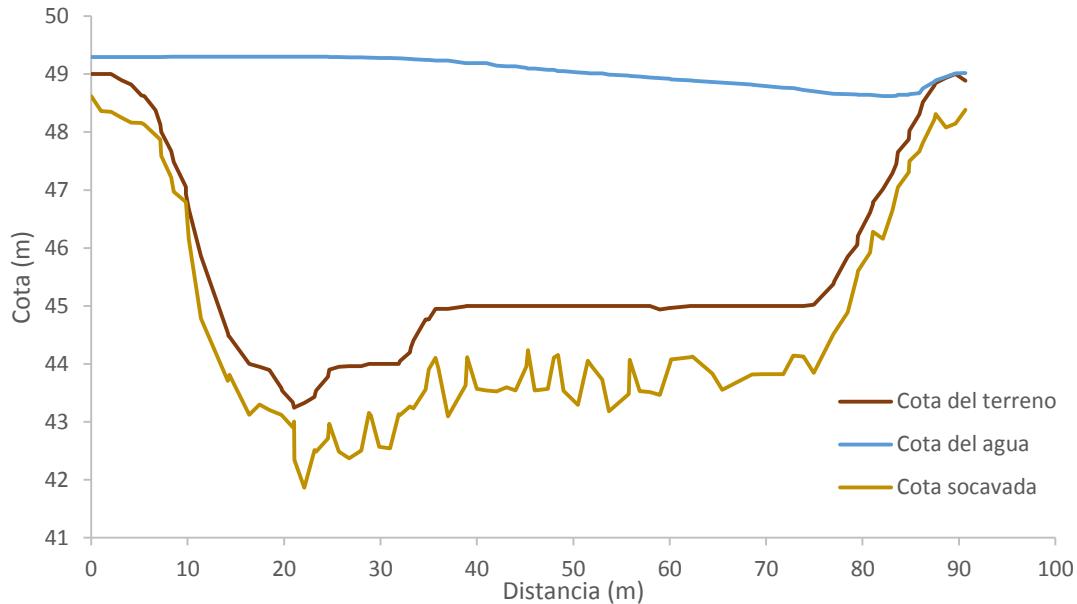


Figura 6.27 Sección socavada primer espigón para el caudal de 5 años de periodo de retorno.



6.3.7.1. Primer espigón.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

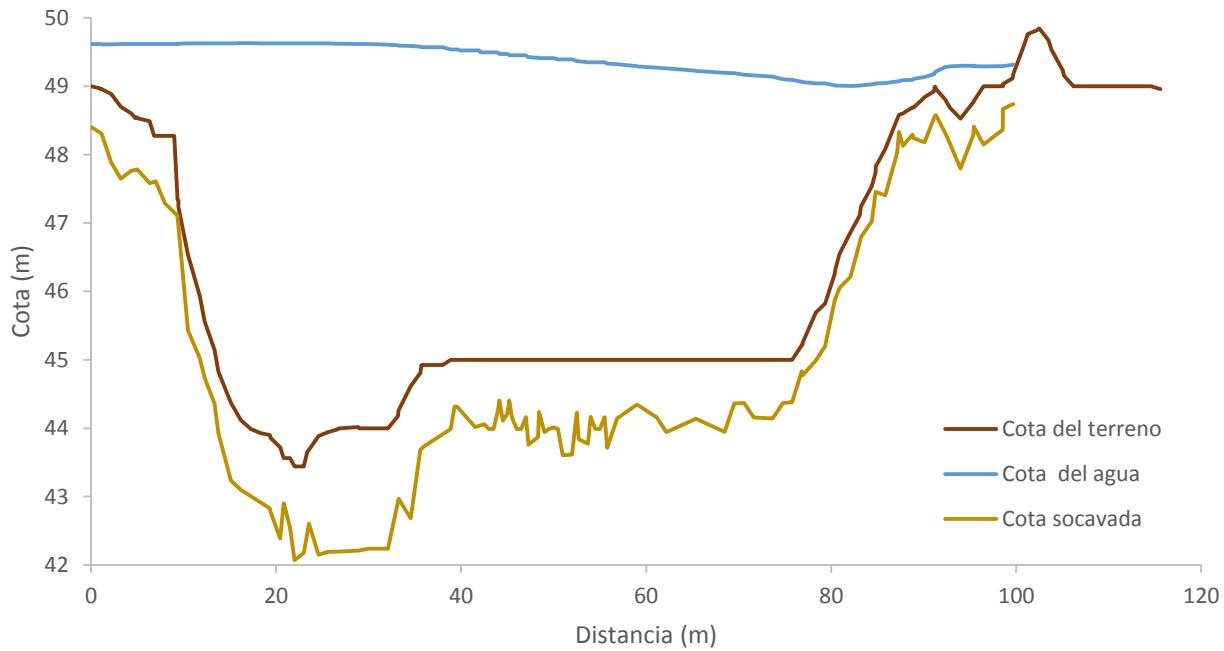


Figura 6.29 Sección socavada primer espigón para el caudal de 100 años de periodo de retorno.

6.3.7.2. Segundo espigón.

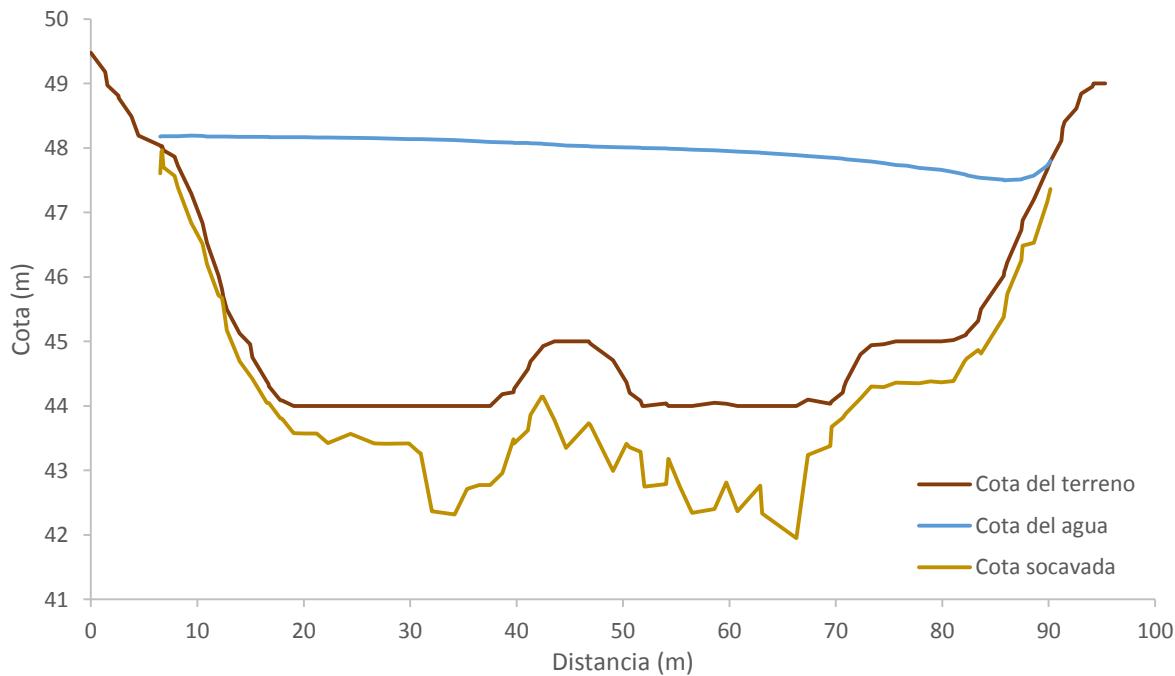
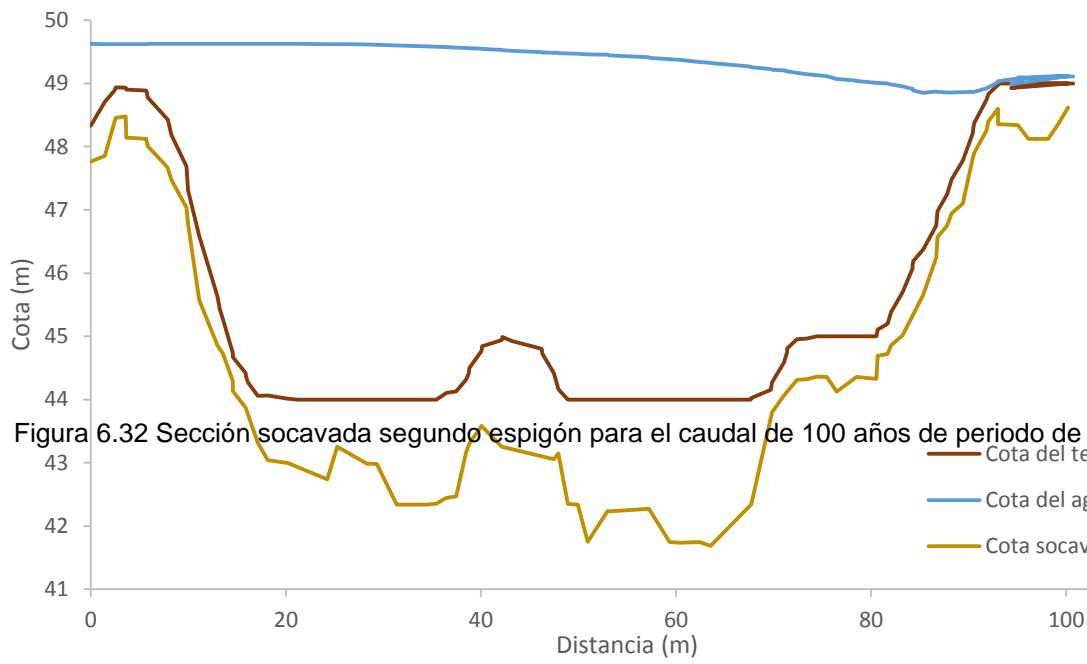
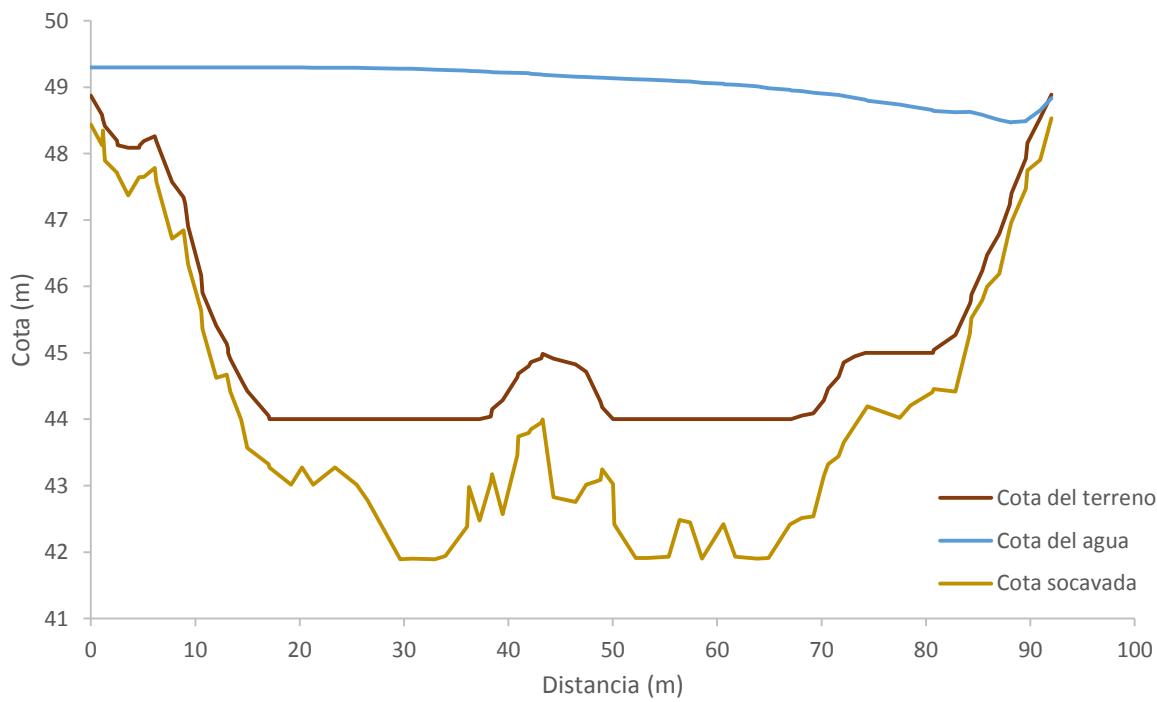
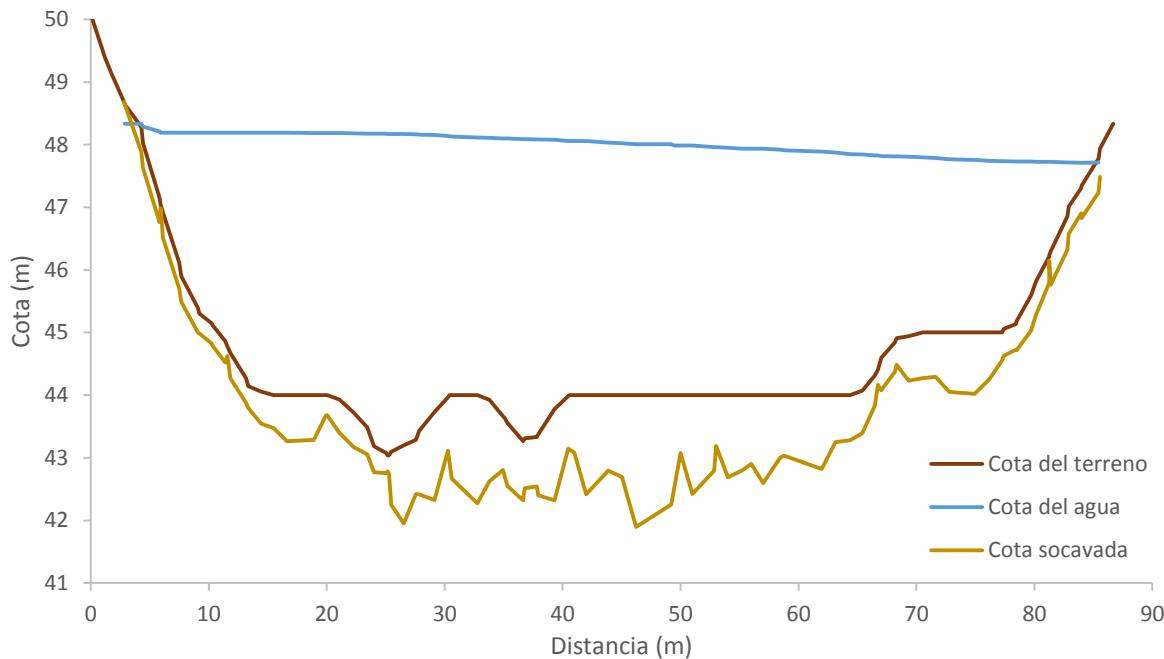


Figura 6.30 Sección socavada segundo espigón para el caudal de 5 años de periodo de retorno.

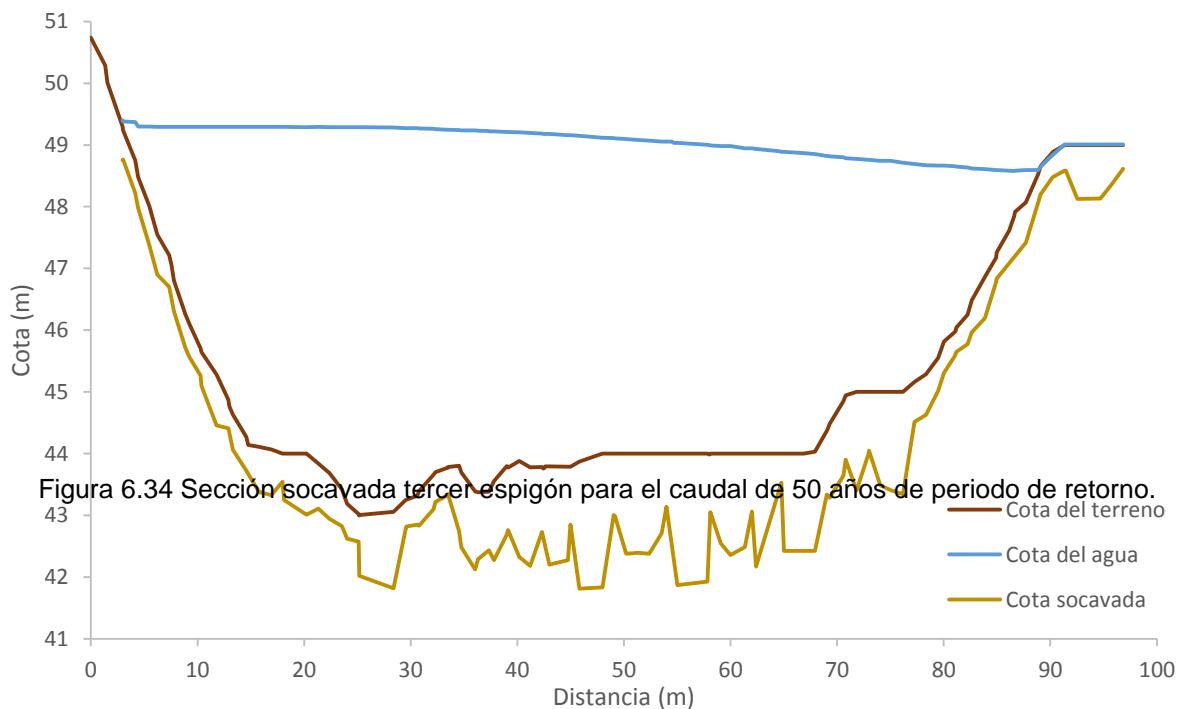
Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.



6.3.7.3. Tercer espigón.



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

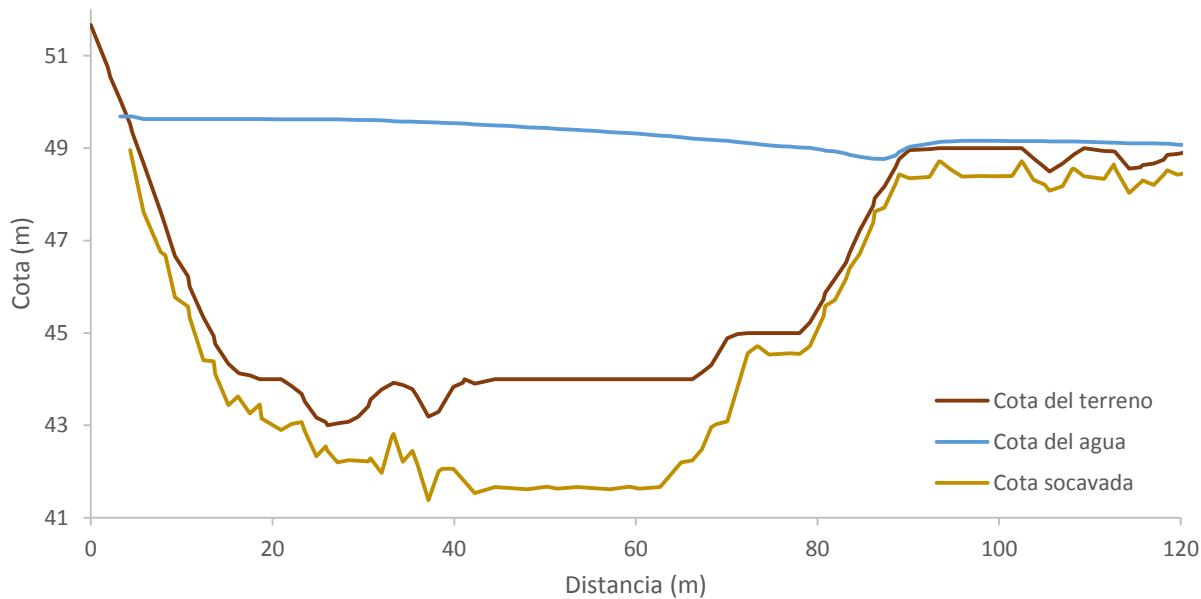


Figura 6.35 Sección socavada tercer espigón para el caudal de 100 años de periodo de retorno.

6.3.8. Gráficos de la distribución de los caudales específicos en las secciones utilizadas para el cálculo de la socavación en los espigones para los modelos con los caudales comprobación.

Las Figuras 6.36, 6.37 y 6.38 fueron utilizadas para ponderar el caudal en cada zona del río y obtener una profundidad de socavación más real para los espigones analizados.

6.3.8.1. Primer espigón.

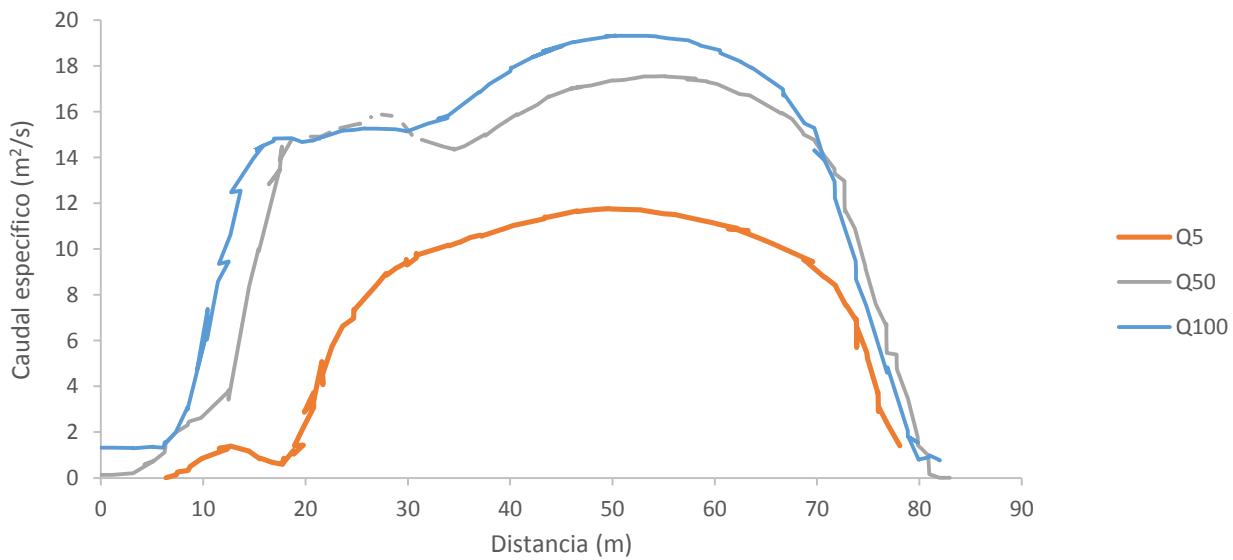


Figura 6.36 Distribución del caudal específico en el primer espigón.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

6.3.8.2. Segundo espigón.

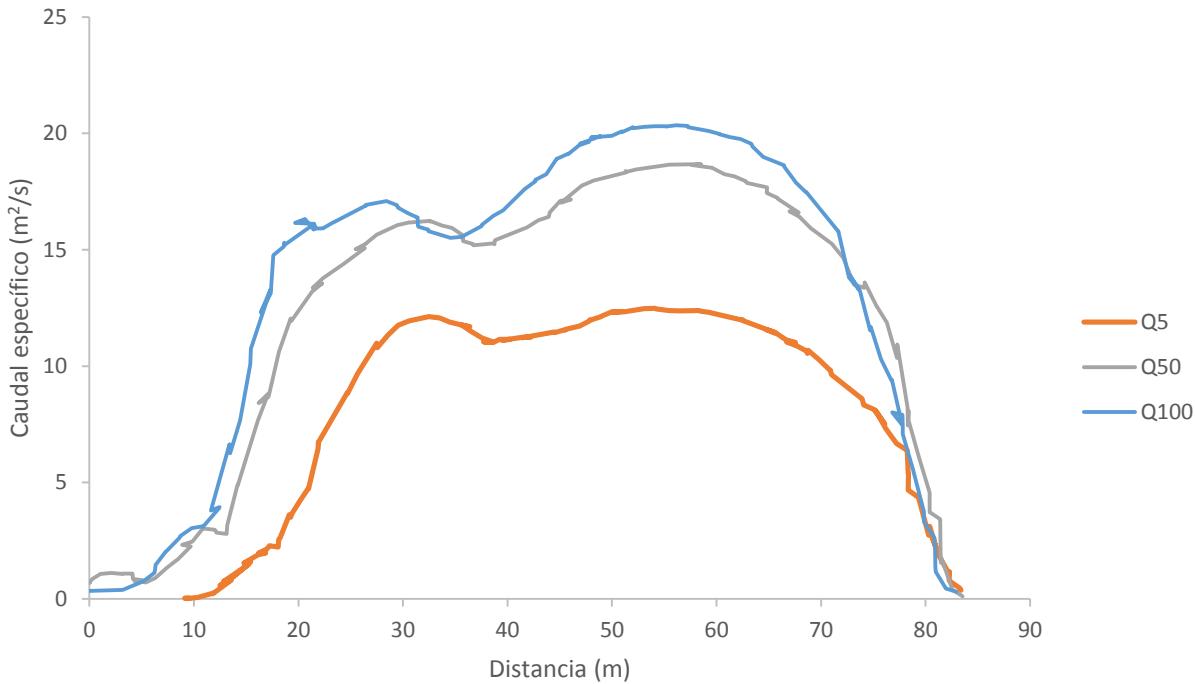


Figura 6.37 Distribución del caudal específico en el segundo espigón.

6.3.8.3. Tercer espigón.

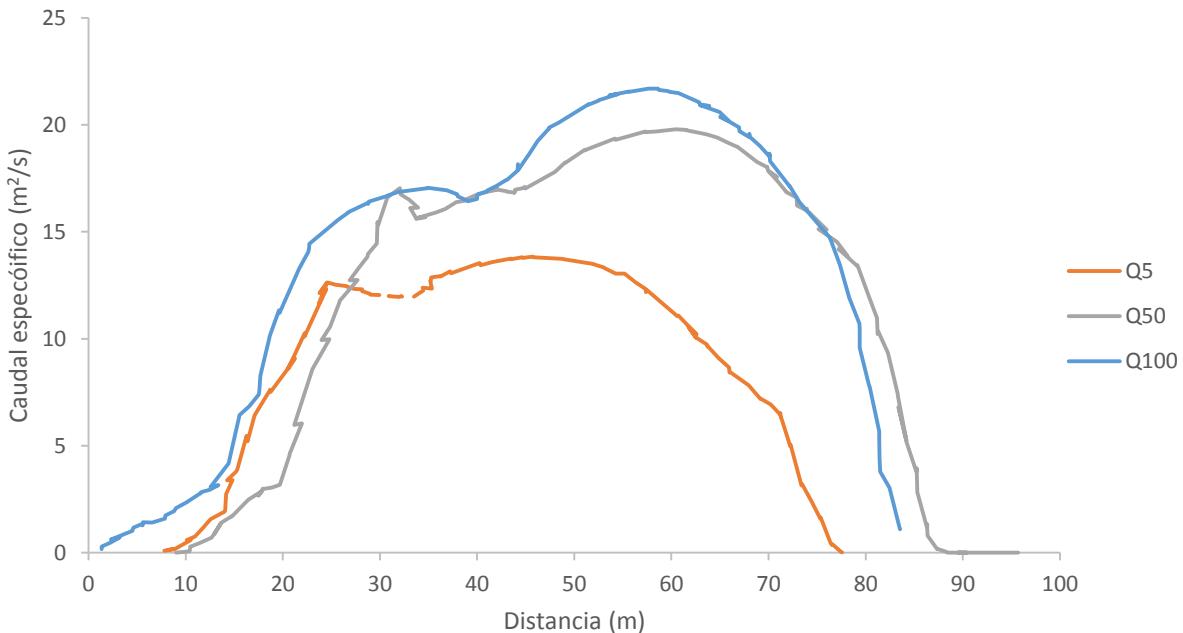


Figura 6.38 Distribución del caudal específico en el tercer espigón.

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

6.3.9. Imágenes de la simulación al final del proceso y máximos para los modelos con los caudales de comprobación.

De la Figura 6.39 a la Figura 6.45 se muestran mapas de la simulación, que se obtuvieron con la finalidad de observar de manera global los parámetros analizados para los caudales de comprobación, así como obtener los máximos valores que toman.

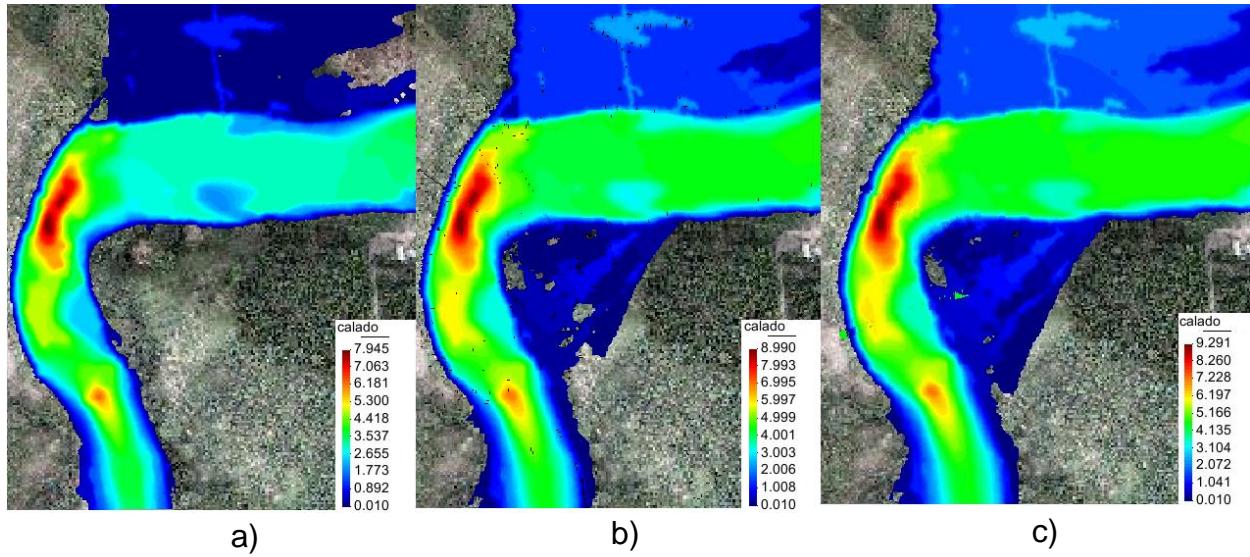
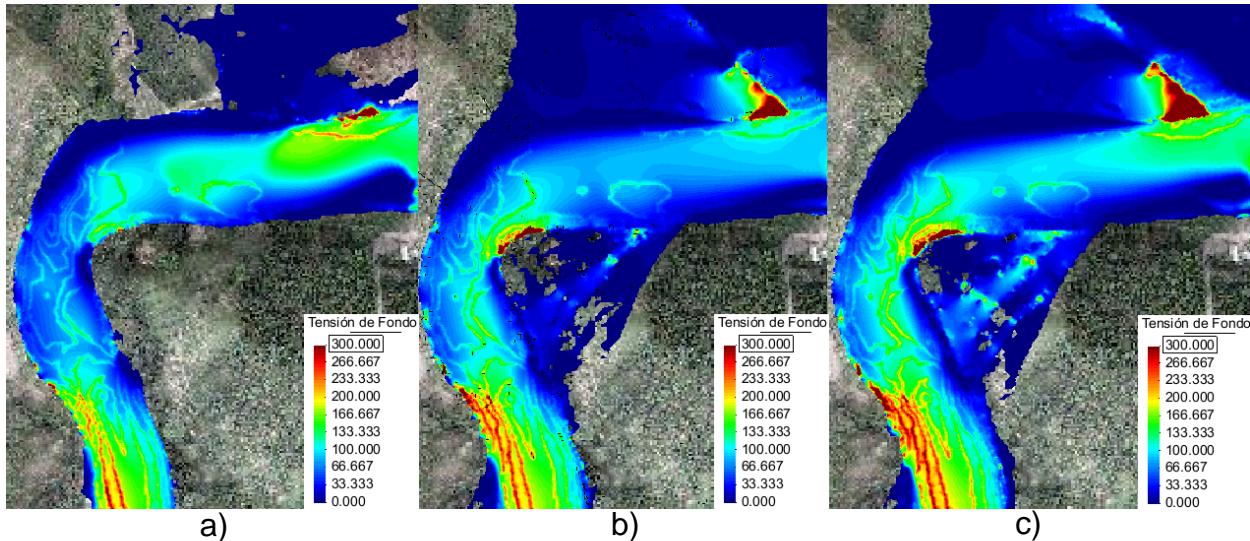


Figura 6.39 Calados máximos (m) al finalizar simulación para los caudales de periodo de retorno de: a) 5 años b) 50 años c) 100 años



Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

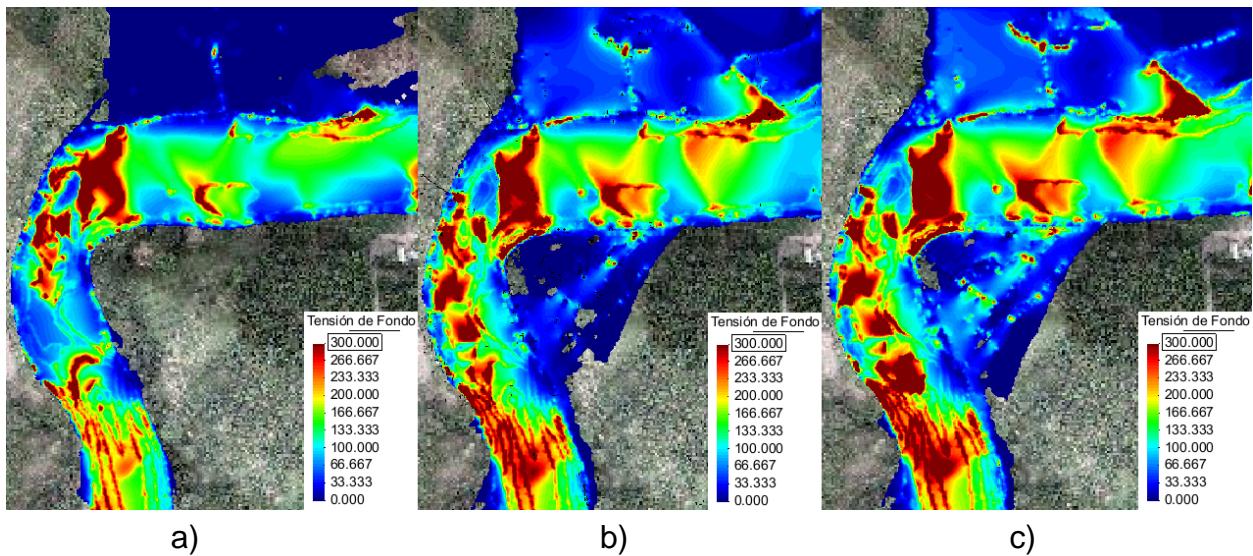


Figura 6.41 Tensión de fondo (N/m^2) máximas para los caudales de periodo de retorno de: a) 5 años b) 50 años c) 100 años

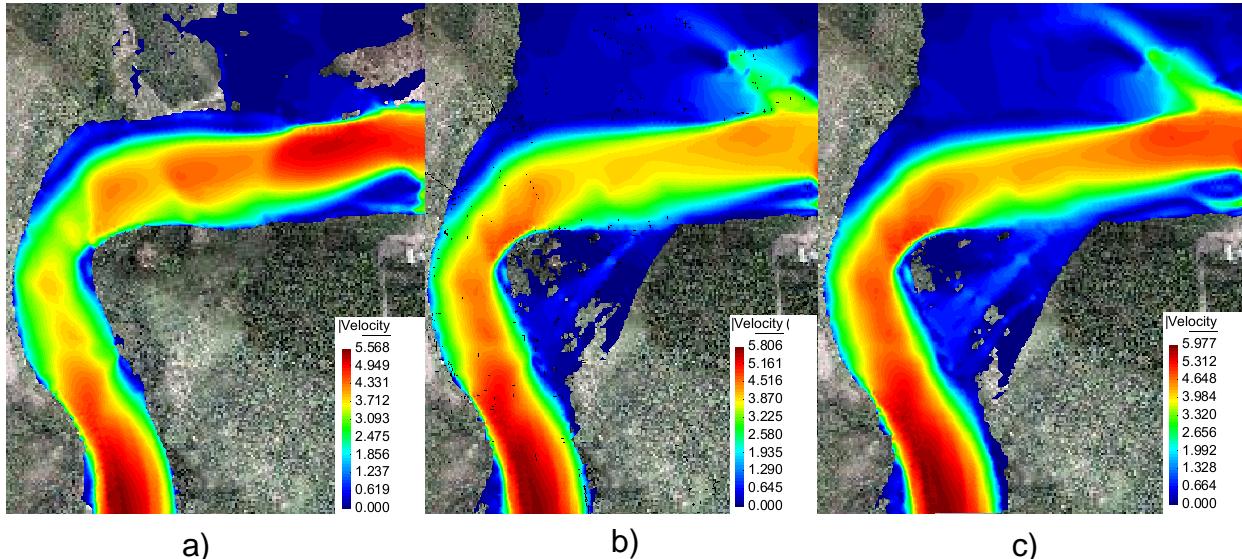


Figura 6.42 Velocidad (m/s) al finalizar simulación para los caudales de periodo de retorno de: a) 5 años b) 50 años c) 100 años

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

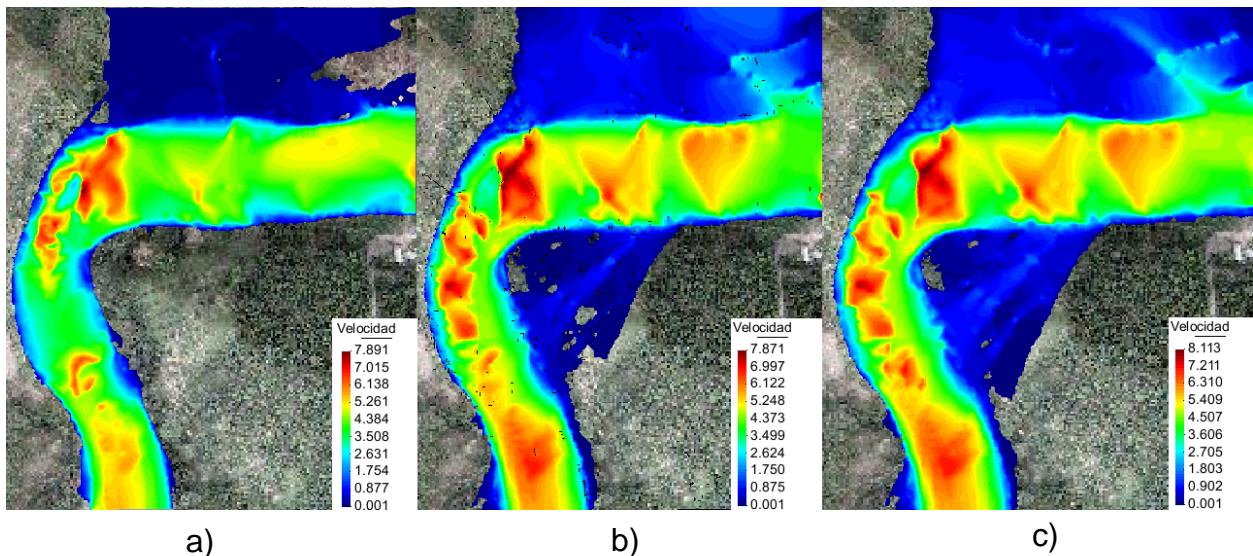


Figura 6.43 Velocidad máxima (m/s) para los caudales de periodo de retorno de: a) 5 años b) 50 años c) 100 años

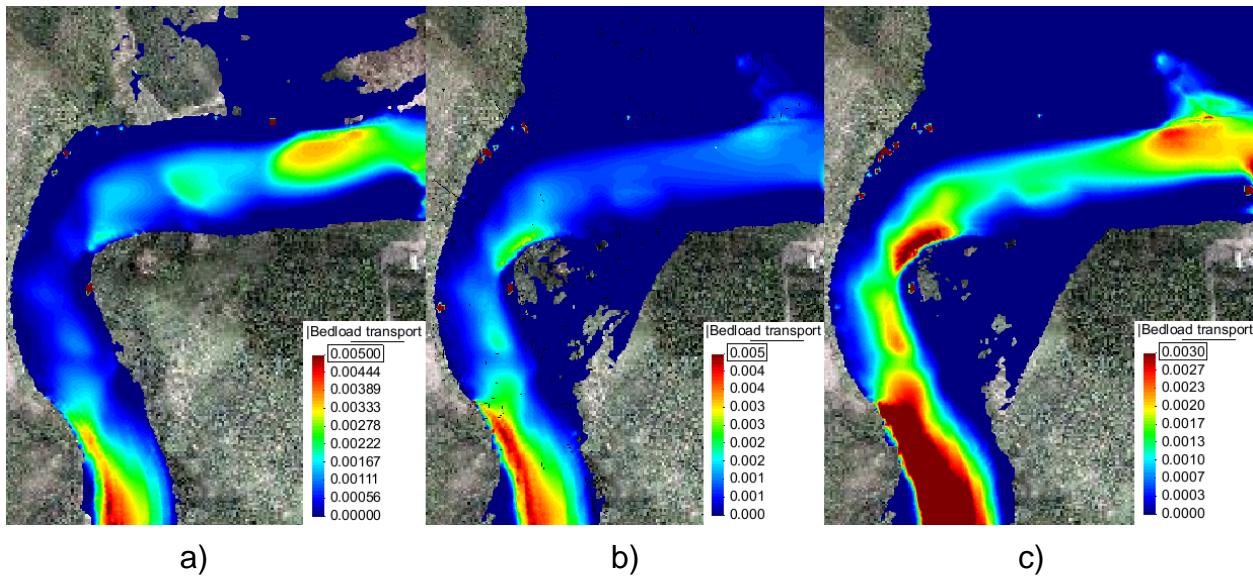


Figura 6.44 Transporte de fondo (m^2/s) para los caudales de periodo de retorno de: a) 5 años b) 50 años c) 100 años

Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas.

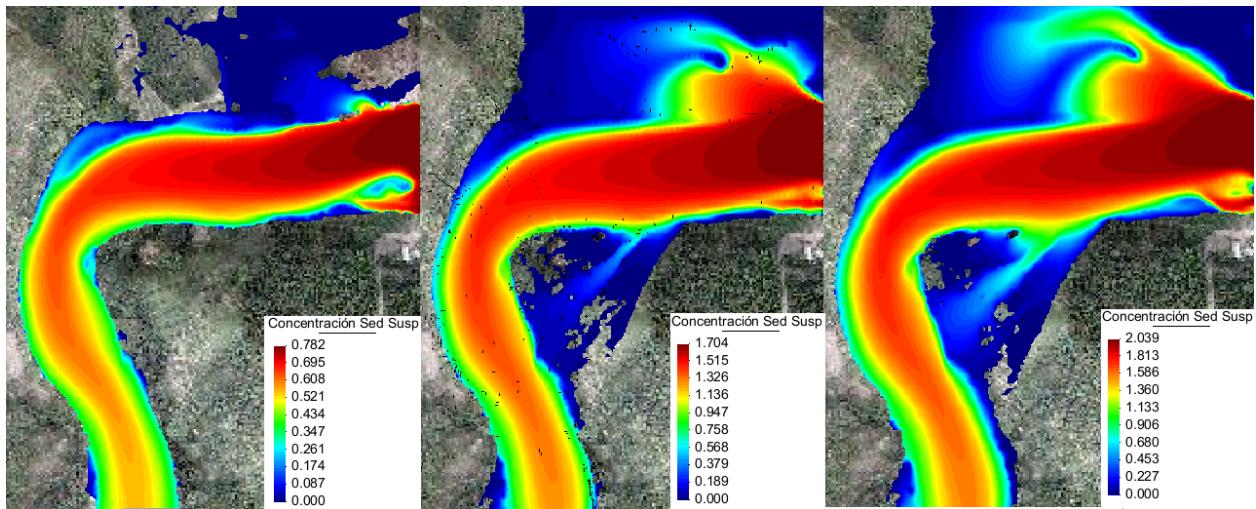


Figura 6.45 Concentraciones de sedimentos (g/l) para los caudales de periodo de retorno de: a) 5 años
b) 50 años c) 100 años

a)

b)

c)