



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

METODOLOGÍA INTEGRAL PARA LA ESTIMACIÓN Y MITIGACIÓN DE LA
EROSIÓN MARGINAL EN RÍOS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
LAURA COUTIÑO ROMÁN

TUTOR
DR. ADRIÁN PEDROZO ACUÑA, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D. F. DICIEMBRE 2015

JURADO ASIGNADO:

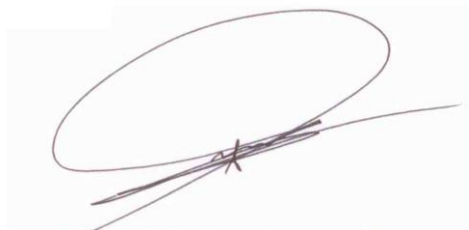
Presidente: Dr. Oscar Fuentes Mariles
Secretario: Dr. Ramón Domínguez Mora
Vocal: Dr. Adrián Pedrozo Acuña
Suplente: Dr. Óscar Pozos Estrada
Suplente: Dr. José Agustín Breña Naranjo

Lugar de realización de tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. ADRIÁN PEDROZO ACUÑA



FIRMA

Resumen

La dinámica que se genera en un río conlleva muchos procesos, entre los cuales se tiene el desprendimiento, transporte y deposición de los sedimentos que conforman su perímetro mojado. Tales procesos, traen consigo efectos colaterales entre los cuales se encuentra el tema central de este trabajo, las erosiones de las márgenes de los cauces; y, debido a la constante incidencia en daños que resultan como consecuencia de este fenómeno, es de interés en el desarrollo de este trabajo, definir una metodología para su óptimo análisis y así brindar soluciones más acertadas y funcionales. Asimismo, se plantea el análisis en particular, de un caso de estudio ubicado en inmediaciones del municipio Centro en el estado de Tabasco, específicamente en la margen izquierda del río Carrizal, en el cambio de dirección con una curvatura a 89° , aproximadamente a la altura de la ranhería González, y frente a la población Buena Vista Río Nuevo; se considera este estudio, ya que a pesar de que en la rivera se localizan 3 espigones para su protección, se continua teniendo afectaciones. La metodología está integrada en dos partes; primeramente, se estiman las velocidades máximas permisibles para los materiales que componen el cauce, y las socavaciones tanto generales como locales (estructuras), aplicando métodos empíricos. Posteriormente, se modela el comportamiento del flujo bajo diferentes condiciones a través de un modelo bidimensional (IBER), el cual calcula las velocidades, y las tasas de erosión y sedimentación. Esto se realiza tanto para las condiciones actuales del sistema de protección, como para las propuestas de soluciones de alivio. Los resultados confirman, que el sistema actual no está trabajando correctamente debido a que los espigones se encuentran deteriorados, además se observa que las condiciones en la margen mejoran notablemente al rediseñar las estructuras de protección.

Tabla de contenido

Tabla de contenido	iv
Lista de figuras	v
Lista de tablas	ix
1. Introducción	2
2. Antecedentes.....	7
2.1 Aspectos fundamentales de la erosión	7
2.1.1 Perfil de equilibrio en un río	8
2.1.2 Principales erosiones que se presentan en los cauces	10
2.2 Erosión marginal en ríos	12
2.2.1 Inestabilidad marginal del cauce	13
2.2.2 Factores preponderantes.....	15
2.2.3 Clasificación por material en las márgenes y fondo	15
2.2.4 Velocidad del flujo de agua.....	15
2.2.5 Fuerza tractiva	17
2.2.6 Fricción hidráulica	19
2.2.7 Energía hidráulica	19
2.2.8 Erosionabilidad.....	20
2.2.9 Sedimentos	21
2.3 Medidas de protección	25
2.3.1 Metodología para el diseño de la obra de protección	28
2.3.2 Obras de protección	31
2.4 Casos de ejemplo.....	33
3. Caso de estudio: río Carrizal, Tabasco.....	37
3.1 Localización.....	37
3.2 Caracterización	38
3.2.1 Características hidráulicas.....	38
3.2.2 Caracterización del sedimento.....	39
3.3 Topobatimetría	41
3.4 Determinación de socavación histórica.....	44

4.	Predicción y mitigación de la erosión marginal	46
4.1	Modelos empíricos	47
4.1.1	Socavación general.....	48
4.1.2	Socavación en las curvas	51
4.1.3	Socavación local (espigones).....	52
4.1.4	Velocidad crítica de arrastre permisible.....	54
4.2	Modelo numérico bidimensional IBER	62
4.2.1	Ecuaciones de gobierno.....	63
4.2.2	Puesta a punto del modelo numérico	71
4.2.3	Simulación de escenarios de alivio	79
4.2.4	Comparación y análisis de sensibilidad.....	91
5.	Análisis de Resultados	93
5.1	Comparación y análisis de sensibilidad	93
5.2	Resultados modelos empíricos.....	99
5.3	Resultados modelo numérico.....	100
5.3.1	Condiciones actuales	101
5.3.2	Condiciones de alivio.....	104
6.	Conclusiones	115
6.1	Conclusiones.....	115
6.2	Recomendaciones.....	117
	Bibliografía	119

Lista de figuras

Figura 2.1.1	Erosión, sedimentación y perfil de equilibrio en un río.	9
Figura 2.1.2	Balance de Lane (Modificado de Langendoen, 2013).	10
Figura 2.2.1	Erosión marginal de un cauce (http://www.vanguardia.com).	12
Figura 2.2.2	Erosión en curvas. a) Vista en planta y b) Vista en perfil (Maza,1963).	13
Figura 2.2.3	Trayectoria de partículas localizadas en la curva de un río (Condori,2015).	14

Figura 2.2.4 Ciclo del proceso erosivo en la margen de un cauce (Modificado de Langendoen, 2013).....	14
Figura 2.2.5 Campo de velocidades de un río (Modificado de Langendoen, 2013).	16
Figura 2.2.6 Velocidad del flujo de agua en un cauce (Modificado de Langendoen, 2013).	17
Figura 2.2.7 Velocidades de erosión, transportación y sedimentación para diferentes tamaños de partículas (Wolfgang Griem et al, 2014).	20
Figura 2.3.1 Diagrama general para el diseño de obras para el control de la erosión (Suárez,2001).	30
Figura 2.3.2 Espigones hechos con bolsacreto.	31
Figura 2.3.3 Recubrimiento marginal. a) Detalles a diseñar en un revestimiento (Suárez,2001); b) Fotografía de un revestimiento hecho con rocas (Descargado de: www.armortech.com.mx).	32
Figura 2.3.4 Diques marginales. a) Detalles a diseño (Maza,1963); b) Fotografía de un dique.....	33
Figura 2.4.1 Figura 2.4.1 Los restos de una casa que se derrumbó que se encontraba a la orilla del río en la ciudad de Wangmo (http://www.boston.com).	34
Figura 2.4.2 Afectaciones causadas por las intensas lluvias en el año 2010 a orillas del río Indo, en Pakistán. (Langendoen, 2013).	34
Figura 2.4.3 Afectaciones causadas orillas del río Mezcalapa ubicado en el estado de Tabasco, México. (Langendoen, 2013).....	35
Figura 3.1.1 Margen Izquierda del río Carrizal. Ubicación de la zona erosionada (Google Earth, 2014); ubicación del sistema de ríos y en naranja estaciones hidrométricas.....	37
Figura 3.2.1 Estación hidrométrica Gonzalez, clave 20062, ubicada en la zona de estudio.....	39
Figura 3.2.2 Granulometría del río Carrizal. $D_{50}=0.24\text{mm}$, 87.5% Arena Limosa. 12.5%, peso de la muestra 116.19 g a una profundidad de 6.60 a 7.20 m.	40
Figura 3.2.3 Prueba de penetración estándar para la primera sección del río Carrizal. Compacidad suelta a media de arena fina a los 8 m de profundidad. ...	40

Figura 3.3.1 Batimetría de la franja del río Carrizal, y elevaciones en su margen.	41
Figura 3.3.2 Datos topo-batimétricos de los espigones existentes en la zona de interés.	42
Figura 3.3.3 Fotografías de la zona de estudio. (a) Rivera del río; (b) Margen afectada por el proceso erosivo; (c) Espigón existente; (d) Espigón existente.	43
Figura 3.4.1 Cambio de las márgenes del río carrizal a través del tiempo (Google Earth).	44
Figura 4.1.1 Criterio de Hjülstrom para el transporte de partículas de tamaño uniforme (Sotelo, 2002).	56
Figura 4.1.2 Velocidad máxima permisible, para material no cohesivo, según datos de la ex-Unión Soviética (Sotelo, 2002).	57
Figura 4.1.3 Factor de corrección de la velocidad máxima permisible para suelos cohesivos y no cohesivos, en función del tirante en el canal, según datos de canales en la ex-Unión Soviética (Sotelo, 2002).	58
Figura 4.1.4 Velocidad máxima permisible para suelos no cohesivos (Lischtan-Levediev, 1959).	58
Figura 4.1.5 Comparación de criterios de velocidad crítica media para suelos no cohesivos (García Flores, 1996).	59
Figura 4.1.6 Comparación de ecuaciones adimensionales de velocidad crítica media para suelos no cohesivos (García Flores, 1996).	59
Figura 4.1.7 Velocidad máxima permisible para suelos cohesivos, según datos de canales en la ex-Unión Soviética (Sotelo, 2002).	61
Figura 4.2.1 Pretratamiento de la información topobatimétrica a través de un GIS.	73
Figura 4.2.2 Geometría trazada para análisis hidrodinámico.	73
Figura 4.2.3 Malla implementada en el análisis hidrodinámico.	74
Figura 4.2.4 Superficie con las elevaciones topobatimétricas para análisis hidrodinámico.	75
Figura 4.2.5 Batimetría de la franja del río Carrizal, elevaciones en su margen y de los espigones actuales.	75
Figura 4.2.6 Distribución de la rugosidad de los espigones actuales.	76

Figura 4.2.7 Condiciones de frontera y malla de modelación para la zona de estudio.....	77
Figura 4.2.8 Radio de curva.	81
Figura 4.2.9 Localización en plan de los espigones actuales.....	81
Figura 4.2.10 Espaciamiento de espigones ubicados en orillas curvas.	83
Figura 4.2.11 Redireccionamiento de los espigones.....	84
Figura 4.2.12 Vista de perfil de espigón de diseño (unidades en metros).	85
Figura 4.2.13 Protección marginal propuesta.....	90
Figura 5.1.1 Comparación de los perfiles generados con el modelo unidimensional (1D) y bidimensional (2D), con respecto al gasto ordinario ($Q=200$ m ³ /s).....	93
Figura 5.1.2 Comparación de los perfiles generados con el modelo unidimensional (1D) y bidimensional (2D), con respecto al gasto extraordinario ($Q=850$ m ³ /s).	94
Figura 5.1.3 Comparación de los niveles de agua generados aplicando los modelos uni y bidimensional, con respecto al gasto ordinario.	94
Figura 5.1.4 Comparación de los niveles de agua generados aplicando los modelos uni y bidimensional, con respecto al gasto extraordinario.	95
Figura 5.1.5 Análisis de sensibilidad con respecto al modelo de sedimentos.	96
Figura 5.1.6 Análisis de sensibilidad con respecto al modelo de turbulencia.	97
Figura 5.3.1 Resultados de la simulación para condiciones actuales con el gasto de 200 m ³ /s. El inciso a,b,c, y d, muestra los tirantes de agua, las velocidades, el gasto específico y la erosión, respectivamente.	101
Figura 5.3.2 Resultados de la simulación para condiciones actuales con el gasto de 850m ³ /s. El inciso a,b,c, y d, muestra los tirantes de agua, las velocidades, el gasto específico y la erosión, respectivamente.	103
Figura 5.3.3 Erosión generada por el gasto extraordinario (850m ³ /s) en la zona crítica y en la ubicación actual de los espigones.....	104
Figura 5.3.4 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa I.	105
Figura 5.3.5 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa I.	106
Figura 5.3.6 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa II.	107

Figura 5.3.7 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa II.	107
Figura 5.3.8 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa III.	108
Figura 5.3.9 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa III.	109
Figura 5.3.10 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa IV.	110
Figura 5.3.11 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa IV.	110
Figura 5.3.12 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa V.	111
Figura 5.3.13 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa V.	112

Lista de tablas

Tabla 2.2.1 Clasificación de tamaños de partículas (Ramírez, 2009).	23
Tabla 2.2.2 Tipo de transporte de sedimentos (Breusers y Raudkivi, 1991).	24
Tabla 2.2.3 Clasificación de cauces según Schumm.	25
Tabla 2.3.1 Formas y mecanismos de erosión y obras de estabilización (Suárez, 2001).	27
Tabla 4.1.1 Valores de x y z (Maza, 1967).	50
Tabla 4.1.2 Valores de ψ (Maza, 1967).	50
Tabla 4.1.3 Valores de β (Maza, 1967).	51
Tabla 4.1.4 Valores del coeficiente de contracción del cauce μ (Maza, 1967). ...	51
Tabla 4.1.5 Valores de k para el cálculo de socavación en curvas (García, 1979).	52
Tabla 4.1.6 Coeficiente K_1 (Juárez, 2001).	53
Tabla 4.1.7 Coeficiente K_2 (Juárez, 2001).	53
Tabla 4.1.8 Coeficiente K_3 (Juárez, 2001).	53
Tabla 4.1.9 Velocidad y esfuerzo tangencial máximos permisibles recomendados pro Fortier y Scobey (1926) para distintos materiales en canales rectos de pendiente pequeña y después de años en uso (Sotelo, 2002).	55

Tabla 4.1.10 Velocidad máxima permisible V_e (no erosiva) en canales con suelos no cohesivos, según distintos autores (García Flores y Maza, 1996).....	60
Tabla 4.1.11 Velocidad media permisible (no erosiva) en m/s para suelos cohesivos en canales rectos (Levediev, 1959).....	61
Tabla 4.2.1 Parámetro de estabilidad.....	87
Tabla 4.2.2 Parámetro crítico de Shields Ψ	87
Tabla 4.2.3 Parámetro de turbulencia KT	88
Tabla 4.2.4 Ángulo de fricción θ	88
Tabla 4.2.5 Dimensionamiento de la protección marginal.....	90
Tabla 5.2.1 Comparación de metodologías de estimación de socavación.....	99
Tabla 5.2.2 Comparación de metodologías de estimación de la velocidad máxima permisible.....	100

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1. Introducción

Los ríos son volúmenes de agua en movimiento, los cuales debido a la fuerza tractiva de la corriente pueden producir el desprendimiento, transporte y depositación de las partículas de suelo o sedimentos tanto en el fondo como en las márgenes de la corriente, a partir de lo cual se generan los procesos conocidos como erosión y sedimentación.

La erosión de las orillas o también conocida como erosión marginal es un proceso clave en la dinámica de los ríos, que conlleva a problemas físicos, ecológicos y socio-económicos en el entorno fluvial. Estos incluyen la creación y evolución de la morfología, llanuras de inundación y sus hábitats asociados (por ejemplo, Hooke, 1980; Millar y rápidos, 1993; Darby y Thorne, 1996a; Barker et al., 1997; Millar, 2000; Goodson et al, 2002), los problemas de turbidez (Bull, 1997; Eaton et al, 2004), sedimentos, nutrientes y la dinámica de contaminantes (eg. Reneau et al, 2004), la pérdida de tierras ribereñas (Amiri-Tokaldany et al, 2003). Por otra parte, estudios recientes han demostrado que el aporte de sedimentos bancarios puede ser más alta de lo que se pensaba, aunque la fracción exacta varía en función de la escala de tiempo de medición (Bull, 1997).

El estudio de la socavación es realmente nuevo y se inició con las investigaciones de E.M. Laursen en 1949, pero los procedimientos de diseños de estructuras contra socavación no se iniciaron hasta 1960 y fue hasta 1998 cuando se especificaron procedimientos unificados para el cálculo de socavación en los diseños de puentes por parte de la FHWA (Federal Highway Administration) en los Estados Unidos, la cual ha publicado hasta la fecha cinco guías para el manejo de la inestabilidad de los cauces y la socavación:

- HEC-23 “Bridge Scour and Stream Stability Countermeasures” (Lagasse y otros, 1997)
- HEC-18 “Evaluation Scour at bridges” (Richardson y otros, 1995)
- HEC 20 “Stream Stability at Highway Structures” (Lagasse y otros, 1995)
- HIRE “Highways in the river environment” (Richardson y otros, 1990)
- HEC 11 “Design of Riprap Revetment” (Brown y otros, 1989)

Aunado a lo anterior, las últimas técnicas de teledetección existentes en el mercado han abierto la posibilidad de introducir mejoras en los trabajos de caracterización y gestión del medio fluvial. Es el caso de los sensores láser transportados desde plataformas aéreas, cuyas innovaciones tecnológicas suponen un gran incremento de la resolución horizontal, y sobre todo vertical de las imágenes. Los datos resultantes

de tales técnicas son conocidas con el nombre genérico de LiDAR (Light Detection and Ranging), y entre sus aplicaciones se encuentra el análisis de los procesos erosivos y sedimentarios (movimientos en ladera, erosión laminar, análisis torrencial, etc.), lo que se puede observar ya en distintas investigaciones como, mapeos retrospectivos, los cuales evidencian que en el complejo reajuste de la morfología del cauce en busca de un nuevo equilibrio dinámico, en el que la morfología responde al aumento del caudal dominante; también interviene la gran energía incorporada al sistema por las crecidas, que dependiendo de su duración y distribución temporal interna originan diversas modificaciones en la morfología del sistema (Cardini et al, 2009); así también con estas nuevas herramientas se realizan modelaciones en las que se busca cuantificar la tasa de erosión en las márgenes de ríos (Simon, 2006).

El proceso de erosión es complejo y se pueden desarrollar modelos que permiten predecir las cantidades de erosión, incorporando factores geotécnicos e hidráulicos. Estos modelos son generalmente válidos para ríos de pendientes bajas, pero no son aplicables a los torrentes y ríos en áreas montañosas.

Debido a la constante incidencia en daños que resultan como consecuencia del fenómeno de erosión marginal en distintas comunidades del país, es de gran interés definir un marco para su óptimo análisis y así dar soluciones más acertadas y funcionales. Aunado a esto, diversos estudios han determinado que existe una fracción significativa de material dentro del sistema de sedimentos aluviales derivados de las riberas de los ríos.

Así que, es necesario identificar las metodologías y herramientas que se encuentran disponibles y que son aplicables a esta problemática, pues a partir de ello se pueden establecer los procedimientos de análisis que resulten más favorables de acuerdo a, la zona de estudio, datos y registros disponibles, recursos técnicos con los que se cuenten, etcétera.

Partiendo de esto último, el presente trabajo tiene como objetivo principal desarrollar una metodología integral para la estimación y mitigación de la erosión marginal, teniendo como caso de estudio la margen izquierda del río Carrizal a la altura de la ranchería González primera y cuarta sección, frente a ranchería Buenavista Río Nuevo primera sección, municipio de centro, en el estado de Tabasco. La zona de análisis está centrada en 1.6 km del río en el cambio de dirección con una curvatura a 89°. A continuación se mencionan los objetivos particulares del trabajo:

- Explicar los fundamentos para la evaluación del fenómeno de erosión, y las metodologías más empleadas de solución y prevención;

- Utilizar datos recabados de campo para construir un arreglo numérico del río que permita simular condiciones actuales y críticas de la zona;
- Realizar una valoración de las condiciones hidrodinámicas que determinan los campos de velocidad permisibles en el río;
- Aplicar un modelo numérico y otras herramientas de análisis que permitan la valoración de los efectos erosivos en el río Carrizal a la altura de la rancharía González; y,
- Ofrecer alternativas de solución.

Se propone como parte de la metodología para el análisis del caso de estudio, la implementación y puesta a punto del modelo numérico bidimensional, Iber. Este comprende la generación de una malla de modelación con datos topo-batimétricos y la definición de las condiciones de frontera. El modelo es utilizado para obtener las velocidades y elevaciones del cauce en condiciones normales y en condiciones críticas.

El modelo Iber posee un módulo de transporte de sedimentos el cual es utilizado para determinar en una malla numérica las tasas de acreción y decreción de sedimento.

Considerando las condiciones normales y extraordinarias de operación del río en el modelo se pudieron determinar los mapas de acreción y decreción de sedimento en el dominio numérico. Tales resultados fueron generados para los distintos escenarios propuestos como parte de las alternativas de solución.

El trabajo se encuentra estructurado de la siguiente manera:

Capítulo 2. Antecedentes

En esta sección se describen los procesos, causas y efectos de la erosión marginal, con la finalidad de establecer los aspectos fundamentales requeridos para ser tomados en cuenta en la realización del análisis y modelación del fenómeno. Además, se incluye una revisión bibliográfica de las diferentes alternativas de solución existentes enfocadas a la mitigación de la erosión bajo este tipo de condiciones.

Capítulo 3. Caso de estudio: río Carrizal, Tabasco

Se describen a detalle las condiciones de la zona de estudio, como su localización, y otros datos disponibles como batimetrías y topografía. Asimismo, se presenta una caracterización de los sedimentos existentes debido a su gran importancia en el desarrollo del análisis.

Capítulo 4. Predicción de la erosión marginal en ríos

Se muestra una compilación de las diferentes metodologías que se encuentran disponibles para el análisis de la erosión. Primeramente, se incluyen las modelaciones empíricas, siendo cada una de ellas brevemente descrita para posteriormente establecer las que son finalmente viables para ser implementadas al caso de estudio del río Carrizal. Así también, se detallan los fundamentos del modelo numérico utilizado (software Iber), y se presentan las condiciones implantadas para su puesta a punto.

Capítulo 5. Análisis de resultados

Este capítulo contiene los resultados de las metodologías basadas en modelos empíricos y numéricos descritos en capítulos anteriores, así como la comparación entre ellos para las diferentes condiciones de análisis establecidas, y considerando las obras de control o mitigación propuestas.

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

En este capítulo se presenta de forma resumida las conclusiones a las que se llegaron a partir de los resultados obtenidos durante la realización de este trabajo y algunas sugerencias para las futuras líneas de investigación que se desprenden de esta tesis.

Capítulo 2

Antecedentes

2. Antecedentes

El proceso de erosión cobra mucha importancia en la dinámica fluvial, pues es considerado de acuerdo a Juárez (2001) como el componente más importante de contaminación del agua en cuanto a volúmenes de contaminantes se refiere, ya que del total de las erosiones generadas en el mundo, aproximadamente de 1/4 a 1/3 de los sedimentos se transportan hasta el mar, y los demás se depositan en los planos de inundación, los canales de los ríos, los lagos y los embalses

En este capítulo se abordan los aspectos fundamentales para el análisis de los procesos erosivos, como las causas y efectos, y también sobre su control y mitigación.

2.1 Aspectos fundamentales de la erosión

La interacción entre las fuerzas de fricción de gases o fluidos en movimiento conlleva a que se genere el fenómeno de erosión, y comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito de materiales de suelo o roca por acción de la fuerza de dichos elementos.

La disposición a este fenómeno depende diversos elementos como, del clima, las características del suelo, la morfología del terreno, la cobertura del suelo, y la intervención antrópica.

Para la estimación de la erosión, diversos investigadores han desarrollado una gran cantidad de ecuaciones con base en los diversos parámetros con las que se intenta representar el fenómeno, como Ayres (1960), la cual posteriormente fue ampliada para determinar el potencial de erosión en campos agrícolas conocido como la Ecuación Universal de Pérdidas de suelo desarrollada por Smith y Wischmeier (Tragsa, 1994). El modelo paramétrico permite la evaluación de las pérdidas de suelo, incluyendo tanto la erosión laminar como la erosión en surcos mediante la expresión (USLE, Universal Soil Loss Equation, es decir, Ecuación Universal de Pérdida de Suelo):

$$E = f(R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P) \quad (\text{Ecuación 2.1.1})$$

donde:

E = Pérdida de suelo promedio anual en [t/ha/año];

R = Factor erosividad de las lluvias en [MJ/ha*mm/hr];

K = Factor erodabilidad del suelo en [t/ha.MJ]*ha/mm*hr];

LS= Factor topográfico (función de longitud-inclinación-forma de la pendiente), adimensional;

C = Factor ordenación de los cultivos (cubierta vegetal), adimensional; y,

P= Factor de prácticas de conservación (conservación de la estructura del suelo), adimensional.

A continuación se enlistan los diferentes tipos de erosión que se pueden presentar:

- Afloramiento de agua
- Cárcavas
- Cauces de agua (erosión lateral y profundización)
- En masa (deslizamientos)
- Gotas de lluvia
- Interna
- Laminar
- Oleaje
- Surcos
- Viento

Las fuerzas generadas por el agua y el viento son principalmente las que intervienen en la erosión superficial, y la fuerza de gravedad es la que mayormente actúa en la erosión en masa.

De acuerdo a los alcances y requerimientos del presente trabajo, únicamente se hablará sobre la erosión en cauces de agua. Para lo cual, primeramente, se explica brevemente el proceso morfodinámico que se presenta en un río.

2.1.1 Perfil de equilibrio en un río

Los ríos, a lo largo de su trayectoria, pueden estar sujetos en cada sección o intervalo, en mayor o menor medida a un proceso de erosión, sedimentación o bien, en equilibrio.

Se considera que existe erosión si se presenta un desprendimiento de los materiales del lecho o margen del cauce, lo cual es ocasionado por la influencia de la fuerza de la corriente; sedimentación, cuando tales materiales son transportados y posteriormente depositados; y existe equilibrio si no hay variación en el perfil medio del fondo y de las márgenes (Figura 2.1.1).

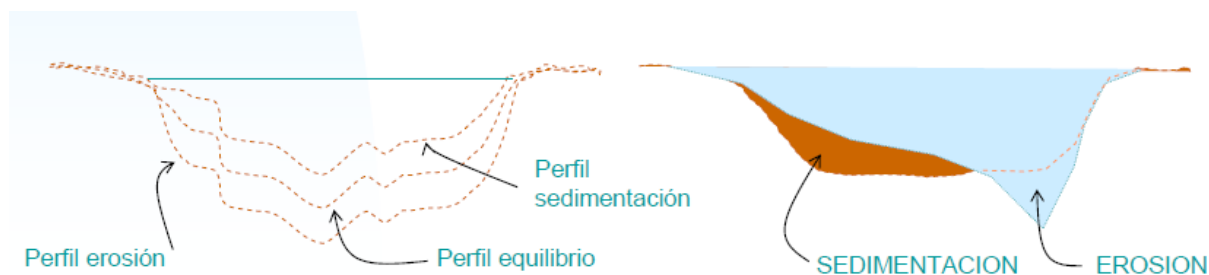


Figura 2.1.1 Erosión, sedimentación y perfil de equilibrio en un río.

Cabe mencionar que, en una misma sección o corte se puede presentar más de uno de los procesos mencionados. En hidráulica fluvial el fenómeno descrito es un proceso natural, y se considera en equilibrio a un río en el que prácticamente el tirante medio, ancho medio y pendiente permanecen casi constantes.

La acción antropogénica influye, en ocasiones, estos procesos pudiendo acelerarlos, suavizarlos, o frenarlos, lo cual es mediante obras que se encuentren ubicadas en los propios cauces, o en algún sitio de las cuencas incidentes. Las alteraciones producidas en el flujo del río se traducen de inmediato en erosiones o sedimentaciones, que pueden ser muy locales o abarcar grandes tramos del río.

Los ríos se crean, mantienen y transforman a partir de la interrelación entre el flujo y los sedimentos; y, su equilibrio puede ser definido a partir de la siguiente expresión:

$$Q_S \cdot D_{50} \propto Q_A \cdot S \quad (\text{Ecuación 2.1.2})$$

donde:

Q_S : Descarga de sedimentos

D_{50} : Tamaño de partícula del sedimento

Q_A : Caudales

S : Pendiente

Cuando existe un desequilibrio entre la capacidad del transporte y el aporte de sedimentos se produce una agradación (subida) o una degradación (bajada) del lecho, esto puede apreciarse gráficamente a través del diagrama del balance de Lane (Figura 2.1.2).

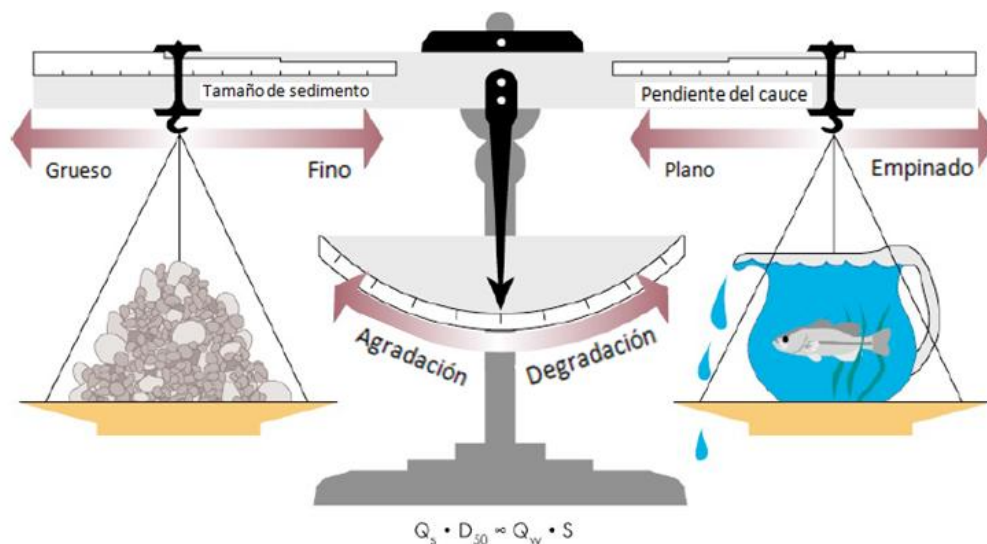


Figura 2.1.2 Balance de Lane (Modificado de Langeendoen, 2013).

2.1.2 Principales erosiones que se presentan en los cauces

A continuación, se exponen las erosiones que más comúnmente ocurren en los ríos, ocasionadas tanto de forma natural como por la presencia de las obras antropogénicas, de acuerdo al Manual de Ingeniería de ríos de la CONAGUA (1996):

General

Esta radica en el descendimiento generalizado del lecho del río como resultado de un aumento de la capacidad de la corriente para transportar en suspensión al material del fondo durante el lapso de una avenida. También, se puede generar por la diferencia entre la capacidad de transporte que se tiene entre dos secciones al pasar la avenida. Est tipo de erosión ocurre a cualquier punto o zona del río y no se debe a factores antropogénicos.

Transversal

Puede ser por causas naturales o antropogénicas, y se ubica en las zonas del cauce en donde su ancho se reduce; el proceso erosivo se frena cuando se cumple el principio de continuidad del gasto líquido y del gasto sólido entre las secciones estrechas y las que no lo son.

En curvas

Ocurre de manera natural como resultado de la corriente helicoidal que se forma en este tipo de configuraciones por la sobreelevación del agua que produce la fuerza centrífuga; se presentan con el aumento de la profundidad de la margen exterior o cóncava. Es común localizar las mayores profundidades en la segunda mitad de aguas debajo de las curvas regulares.

Local al pie de obras rodeadas por las corrientes

Se generan como parte de un factor antropogénico, al colocar una estructura la cual se encuentra rodeada en su totalidad por la corriente, ocasionando con ello la deflexión de las líneas del flujo, y la presencia de los vórtices y la turbulencia.

Local al pie de obras unidas a la margen

De igual manera que en el caso anterior, es generada por factores antropogénicos y procesos asimiles, pero se trata de estructuras que en un extremo son colindantes a la margen del cauce.

Aguas debajo de presas

Proviene de la presencia de un embalse, el cual interrumpe el transporte natural de los sedimentos, y con ello provoca un descenso del fondo, mientras que el flujo aguas abajo tenga capacidad de acarrear tales materiales.

Local aguas debajo de descargas de tanques o deflectores

Se presentan aguas abajo de obras, como son los tanques amortiguadores, al no encontrarse recubiertas, o al pie de caídas producidas por asaltos de ski o deflectores.

Erosión aguas arriba de cortes de meandros y rectificaciones

Este tipo de factores antropogénicos aumentan la pendiente del río, con lo cual el transporte se incrementa, produciendo una erosión del fondo para conservar la continuidad del transporte, ya que cada gasto líquido que escurre por el río transporta una determinada cantidad de sedimentos.

Local bajo tubería

Es ocasionada por la interrupción del escurrimiento debido la presencia de una tubería colocada horizontalmente en el lecho del río.

Partiendo de lo anterior, se puede decir que, en un río pueden ocurrir dos tipos de afectaciones debidas a procesos erosivos:

1. Erosión marginal o también conocida como lateral, que amplía su ancho, aumentando la altura de los taludes; y,
2. Profundización del cauce.

Cabe mencionar que, en ambos casos la magnitud o alcance del proceso erosivo, depende directamente de la caracterización geotécnica del material del fondo y la margen, su configuración geometría, la pendiente y particulares del flujo de agua.

De acuerdo a los alcances del presente trabajo, se abordarán principalmente los aspectos teóricos relacionados o vinculados con los procesos erosivos en las márgenes de un cauce generados en las zonas de curvas.

2.2 Erosión marginal en ríos

La afectación en las márgenes de un río son muy frecuentes en los procesos erosivos debidos a la presencia de curvas. Se presentan principalmente en los ríos que escurren a través de material aluvial, la cual se intensifica sobre todo durante las épocas de crecientes; en la Figura 2.2.1 puede observarse un ejemplo de este tipo de proceso erosivo.



Figura 2.2.1 Erosión marginal de un cauce (<http://www.vanguardia.com>).

2.2.1 Inestabilidad marginal del cauce

Es un proceso que ocurre en cuanto se produce la erosión marginal y suele conllevar un proceso de sedimentación en la curva convexa del río (Figura 2.2.2). Este fenómeno de erosión y sedimentación, se debe a la fuerza centrífuga que genera el escurrimiento, la que produce una sobreelevación del nivel del agua en la margen exterior, la cual a su vez genera una corriente de retorno por el fondo hacia la margen interior. La suma de la corriente normal del río más esa corriente de retorno transversal forman una corriente helicoidal en las curvas, por lo que las partículas de la superficie se desplazan hacia aguas abajo y lentamente hacia la margen interior. De esta manera, el arrastre de partículas de fondo, genera una erosión en la margen exterior de la curva y un depósito en la margen interior de la misma (Figura 2.2.3).

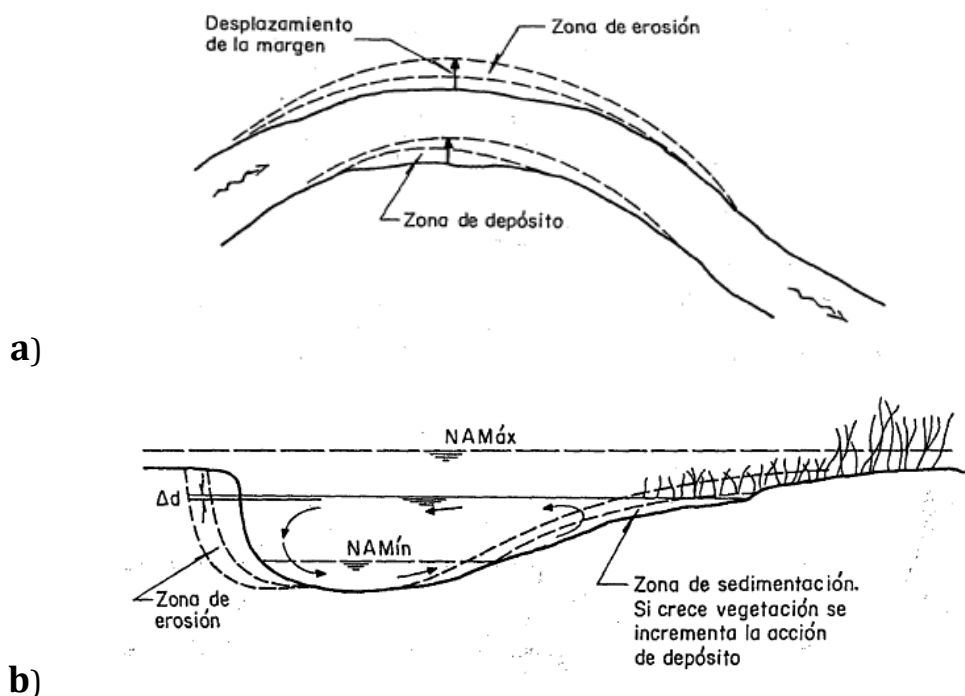


Figura 2.2.2 Erosión en curvas. a) Vista en planta y b) Vista en perfil (Maza,1963).

El proceso erosivo marginal es un ciclo en el que la corriente remueve y arrastra principalmente las partículas de la zona baja de la margen del cauce, tendiendo a hacerse vertical, con lo cual, dependiendo del material con el cual este conformado la orilla, se produce la falla de un tramo, ya sea por deslizamiento o por fracturamiento, en el caso de materiales cohesivos, previo a la falla pueden producirse cavidades al pie de la margen. Después de la falla, la pendiente disminuye y se conserva así, hasta que

la corriente arrastra el material depositado por la falla, reiniciando el ciclo erosivo (Figura 2.2.4).

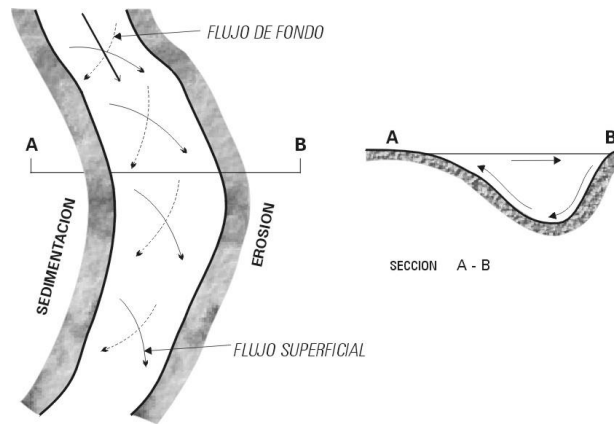


Figura 2.2.3 Trayectoria de partículas localizadas en la curva de un río (Condori,2015).

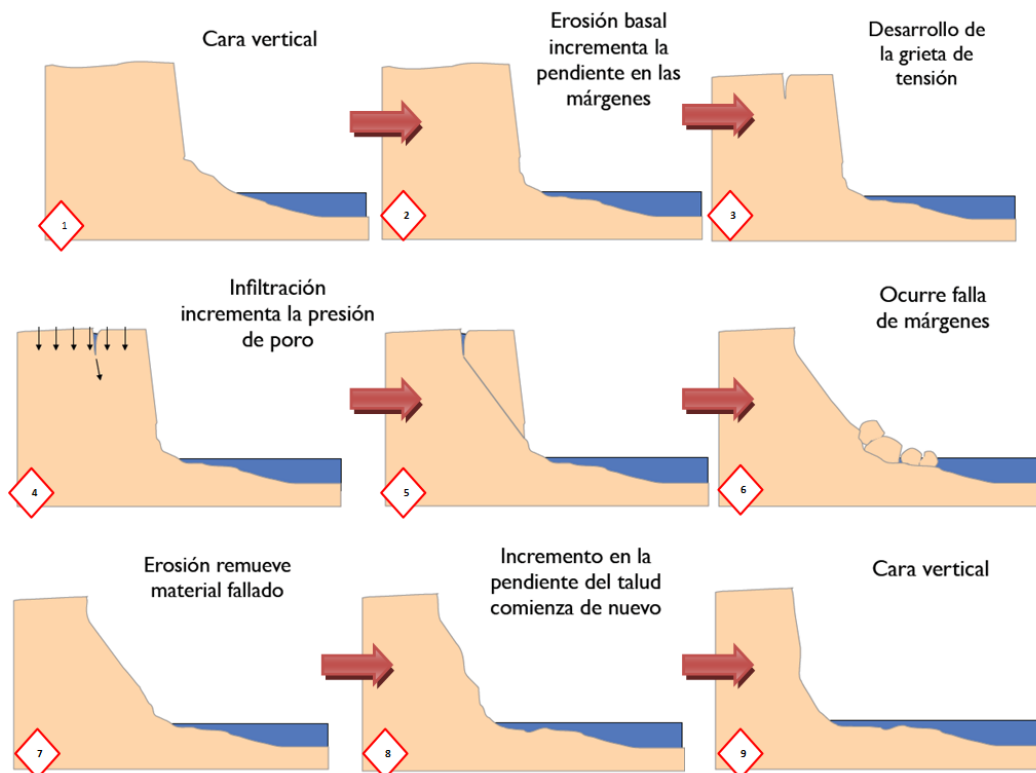


Figura 2.2.4 Ciclo del proceso erosivo en la margen de un cauce (Modificado de Langendoen, 2013).

2.2.2 Factores preponderantes

Los factores que intervienen en este tipo de erosión según, Henderson y Shields (1984) son los siguientes:

- Erosión por acción directa de la corriente
- Reptación de porciones de orillas con materiales cohesivos en saturación y con dificultad de drenaje
- Deslizamientos en suelos limoso/arenosos saturados
- Erosión del suelo por movimiento del agua subterránea hacia el exterior del talud
- Erosión de la parte superior de las orillas o de su parte inferior, debida al oleaje de las aguas por el viento o paso de embarcaciones.

2.2.3 Clasificación por material en las márgenes y fondo

De acuerdo a la OCE (1981), se pueden encontrar los siguientes tipos de márgenes u orillas en los ríos.

- Orillas de roca, generalmente muy estables y sometidas únicamente a una erosión gradual y rotura intermitente de bloques.
- Orillas de material no cohesivo, son una mezcla de limos, arenas y gravas. Son suelos sin elementos que agreguen las partículas, la erosión se va a producir partícula a partícula.
- Orilla de material cohesivo, con gran porcentaje en arcillas. Más resistentes a la erosión superficial, en cambio tienden a la rotura cuando se produce una bajada del nivel del agua, por su escasa permeabilidad.
- Orillas con materiales estratificados, son las más frecuentes. Su erosión va a depender de la composición de cada estrato.

2.2.4 Velocidad del flujo de agua

Es la rapidez con la que la corriente se desplaza hacia aguas abajo, la cual es variable a causa del contacto del flujo con el lecho del río y sus márgenes; en condiciones normales, varía entre un valor próximo a cero y un máximo situado en la mitad de la corriente y a cierta distancia del fondo, pero al ir variando la morfología del lecho, los campos de velocidad también son modificados; en la Figura 2.2.5 puede observarse esta diferencias.

Cuando el cauce es homogéneo, el movimiento de los caudales es lento y las *líneas* de agua se deslizan uno sobre otros, generándose lo que se conoce como flujo laminar; si por el contrario, el cauce es rugoso y la velocidad alta, las líneas de agua se entrecruzan, lo que se define como flujo turbulento.

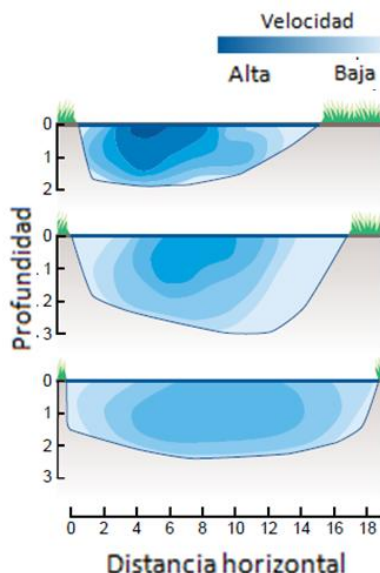


Figura 2.2.5 Campo de velocidades de un río (Modificado de Langendoen, 2013).

La fuerza centrífuga que se presenta a lo largo de un escurrimiento en una curva, ocasiona una sobreelevación de la superficie libre en la margen cóncava y un descenso en la margen convexa. Tal sobreelevación (asociada a una pérdida de energía a lo largo del fondo) produce un flujo helicoidal cuya velocidad transversal mueve la carga del fondo hacia la margen convexa donde se va acumulando (Figura 2.2.6).

En un cauce, la velocidad de la corriente está determinada por los siguientes factores:

- *Rugosidad.* Este factor define la fricción ocasionada por la interacción existente entre el flujo y el perímetro mojado del cauce, la cual varía dependiendo del tipo de material que conforme el lecho y las orillas.
- *Forma.* El parámetro utilizado para medir el efecto de la forma del cauce o canal se denomina radio hidráulico, y se define como la superficie de la sección transversal dividida por el perímetro mojado.
- *La pendiente.* Este factor describe la variación del nivel de una sección a otra del cauce, y su efecto en la velocidad es proporcional, pues esta última aumenta cuando se trata de una pendiente más pronunciada.

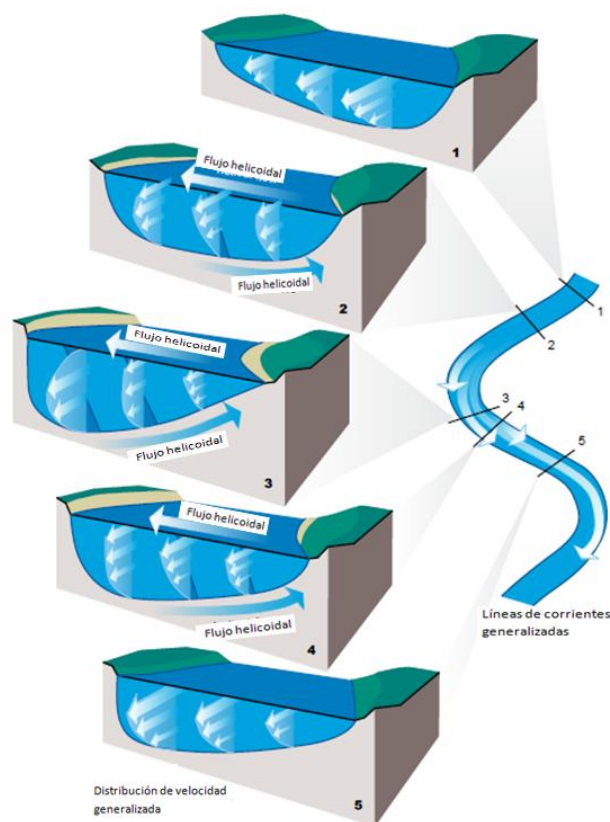


Figura 2.2.6 Velocidad del flujo de agua en un cauce (Modificado de Langendoen, 2013).

Algunos autores relacionan la erosión directamente con la velocidad del agua, y suponen que existe una velocidad crítica a la cual se inicia el movimiento de las partículas de suelo, y para cada tipo de suelo hay una velocidad a la cual se produce arrastre.

2.2.5 Fuerza tractiva

La erosión se inicia con el desprendimiento de la partículas en el perímetro del cauce por acción de la fuerza tractiva (Suárez, 2001). Puede ser definida como, la fuerza de corte de la corriente sobre el lecho u orillas del río.

Las fuerza tractiva (τ_o), depende de parámetros como, la velocidad del flujo, la turbulencia, los gastos líquidos, la configuración morfológica y rugosidad del cauce, y la caracterización de las partículas de suelo.

El control del fenómeno erosivo tiene como objetivo reducir dicha fuerza, y/o aumentar la resistencia del suelo a la erosión. A continuación, se detalla brevemente metodologías existentes para su estimación.

Para un cauce recto y ancho, la fuerza tractiva ejercida por el agua puede determinarse por medio en la fórmula general:

$$\tau_o = \rho \cdot V^2 = \rho \cdot g \cdot y \cdot i \quad (\text{Ecuación 2.2.1})$$

donde:

τ_o = Fuerza tractiva

ρ = Densidad del agua

v = Velocidad de la corriente en la superficie del cauce

y = Altura de flujo

i = Pendiente promedio

g = Aceleración de la gravedad

Asumiendo una distribución vertical de velocidades esta ecuación se puede presentar en la siguiente forma:

$$\tau_o = \rho \left[\frac{V_o}{2.5 \ln \left(12.3 \frac{y}{k_s} \right)} \right]^2 \quad (\text{Ecuación 2.2.2})$$

donde:

V_o = Velocidad promedio de la corriente

k_s = Altura media de la rugosidad

Para un canal no muy ancho la fuerza tractiva puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$\tau_o = \gamma \cdot Rh \cdot i \quad (\text{Ecuación 2.2.3})$$

donde:

Rh = Radio hidráulico

Murray (1976) presentó la siguiente expresión:

$$\tau_o = \frac{\rho}{g} \cdot \left[\frac{V}{5.75 \log(18.4)^{R/K_S}} \right]^2 \quad (\text{Ecuación 2.2.4})$$

donde:

V = Velocidad promedio de la corriente cm/seg;

R = Radio hidráulico;

Ks = Diámetro promedio de las partículas de arena.

La curvatura relativa de una curva o relación entre el radio y el ancho de la curva es el factor que más influencia tiene en la fuerza tractiva o esfuerzo de cortante en la superficie del cauce en una curva.

Cuando la curvatura relativa disminuye a valores menores de 1.5, la fuerza tractiva aumenta considerablemente, y para curvaturas relativas mayores de 3.5 la fuerza tractiva es relativamente uniforme (Chen y Shen, 1983).

2.2.6 Fricción hidráulica

Se define como fricción hidráulica a la resistencia que se presenta en el contacto entre el flujo y el perímetro mojado de un cauce, la cual forma una zona de turbulencia en la corriente; el espesor y características dinámicas de dicha zona dependen de la rugosidad del material que conforma el lecho y las márgenes, así como también, de la velocidad, dirección y tipo de flujo.

La fricción que genera la fuerza tractiva en la superficie y el transporte de sedimentos en especial de los granulares produce una pérdida de energía y una disminución de velocidad del agua cerca al contacto con el suelo (Suárez, 2006). Y, para que la erosión ocurra se requieren velocidades mayores que las que son necesarias para el transporte de los sedimentos. Las partículas son erosionadas cuando las fuerzas de tracción, levantamiento y abrasión exceden las fuerzas de gravedad, cohesión y fricción, que tratan de mantener las partículas en su sitio (Figura 2.2.7).

2.2.7 Energía hidráulica

El parámetro que representa la capacidad erosiva de un flujo se denomina energía o potencia hidráulica, y es expresada mediante la siguiente ecuación:

$$w = \tau_o \cdot V \quad \text{(Ecuación 2.2.5)}$$

w = Energía hidráulica por unidad de superficie (watts/m²).

τ_o = Tensión de arrastre (N/m²).

v = Velocidad media en la sección transversal (m/seg.)

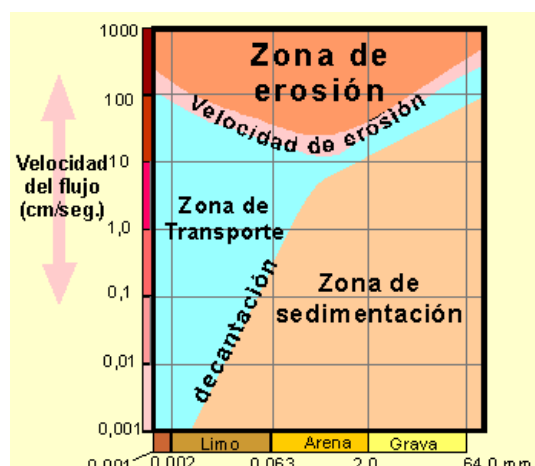


Figura 2.2.7 Velocidades de erosión, transportación y sedimentación para diferentes tamaños de partículas (Wolfgang Griem et al, 2014).

2.2.8 Erosionabilidad

La susceptibilidad con la que las partículas que conforman el perímetro mojado del cauce son desprendidas, se conoce como erosionabilidad o erodabilidad.; y, es dependiente de las propiedades del suelo y el flujo. Agena y Saad (1995) cuantifican la erosionabilidad por medio de tres factores: dispersión de las arcillas, erosión propiamente dicha y granulometría del suelo.

Vanoni expresa que los factores básicos que definen la erosionabilidad de un suelo son:

- Tamaño y distribución de las partículas;
- Resistencia al corte (Cohesión);
- Índice de plasticidad;
- Contenido de arcilla;
- Porcentaje de arena, limo y arcilla;
- Tipo de arcilla;
- Dispersibilidad de la arcilla;
- Valencia de los Iones absorbidos;
- Tamaños de los Iones absorbidos;
- Porcentaje y tipo de los suelos disueltos;
- Temperatura;
- Orientación de las partículas;

- Factores geométricos (estado de esfuerzos);
- Humedad natural antes de la lluvia;
- Área expuesta;
- Intensidad de la lluvia;
- Pendiente del terreno;
- Gasto líquido;
- Profundidad de la corriente;
- Velocidad del flujo;
- Longitud de recorrido de la corriente; y,
- Características de la cobertura vegetal.

La erosionabilidad depende de las características del fenómeno en cada sitio, y es importante considerar que algunos de los factores indicados tienen mayor influencia que la de los otros.

Suárez (2001) establece las siguientes tendencias:

- Es baja en gravas gruesas bien gradadas;
- Es elevada en limos y arenas finas uniformes;
- Disminuye con el aumento del contenido de materia orgánica;
- Aumenta al aumentar la relación de vacíos;
- Aumenta con el incremento del contenido de iones de Na;
- Aumenta al aumentar la pendiente del talud; y,
- Aumenta al aumentar la longitud del canal.

2.2.9 Sedimentos

Las cuencas producen continuamente sedimentos que el río transporta y luego deposita; y la variabilidad espacial de los sedimentos es un resultado de la influencia del clima, vegetación, relieve, geología y los procesos antrópicos de erosión.

En general, las técnicas utilizadas para el cálculo del transporte de fondo de sedimentos son empíricas, las cuales se basan principalmente en modelos de laboratorio, lo cual se debe a que la medición de transporte de fondo en ríos reales es poco confiable; ocurriendo lo opuesto en la medición de la carga suspendida ya que esta última resulta ser fácil y confiable. Los análisis deben realizarse combinando las mediciones de campo con fórmulas empíricas ya que la forma irregular de la mayoría de los cauces y la no uniformidad de los sedimentos dificulta su obtención generando que el margen de error en los cálculos de sedimentos transportados sea considerablemente alto.

Clasificación de los sedimentos

Los sedimentos son clasificados en dos tipos, sedimentos cohesivos y sedimentos no cohesivos. Los sedimentos no cohesivos comprenden los cantos y bloques, gravas y arenas y los cohesivos son, básicamente, mezclas de limos y arcillas.

Existen diferencias importantes en el comportamiento e interacción con el flujo entre estos dos grupos de sedimentos. Especialmente, en la principal fuerza de resistencia a la erosión, mientras que las partículas cohesivas es el peso sumergido de las mismas, en los materiales cohesivos las fuerzas netas de atracción entre partículas y las fuerzas electroquímicas controlan la resistencia a la erosión. Estas mismas fuerzas controlan el comportamiento hidrodinámico de las suspensiones de sedimentos finos.

Así que, el análisis de la erosión y transporte de los sedimentos no cohesivos es más sencilla y confiable de analizar que la de los sedimentos cohesivos, debido al comportamiento más complejo que se presenta en estos últimos.

Tamaño de los sedimentos

El tamaño de las partículas y la distribución de tamaños o granulometría tienen gran influencia en su dinámica a lo largo del cauce.

Los sedimentos, de acuerdo a su tamaño pueden ser clasificados; en la Tabla 2.2.1 se presenta una opción extraída de Ramírez (2009) clasificar como se expresa en la Tabla 2.2.1, que enseguida se presenta.

Forma de los sedimentos

La forma de los sedimentos se caracteriza con el factor de forma, el cual es determinado en tres ejes de la partícula mutuamente perpendiculares entre sí.

$$F = c/ab^{1/2} \quad \text{(Ecuación 2.2.6)}$$

donde:

- F = Factor de forma;
- a = Dimensión máxima;
- b = Dimensión intermedia;
- c = Dimensión mínima.

En el caso específico de las arenas, tienen un factor de forma de 0.7, aproximadamente.

Velocidad de caída

La velocidad de caída de las partículas en aguas quietas es un parámetro importante para analizar procesos de sedimentación y suspensión. La magnitud de la velocidad de caída refleja el balance entre la fuerza hacia abajo, debida al peso sumergido y las fuerzas que se oponen a la caída, debidas a la resistencia viscosa del fluido y las fuerzas de inercia o tracción de la corriente (Suárez, 2001).

Cuando el Numero de Reynolds es menor de 0.1, para partículas de limo o arcilla, las fuerzas de inercia son despreciables y la resistencia viscosa controla el flujo. Para partículas de más de 2 mm la resistencia más importante es debida a la inercia y la viscosidad es despreciable.

Tabla 2.2.1 Clasificación de tamaños de partículas (Ramírez, 2009).

Dimensiones de las partículas			Número de aberturas en el tamiz, por pulgada		Categoria
Milímetros	Milímetros	Micrones	Tyler	Estándar E.U.A.	
4000 - 2000					piedra redondeada muy grande
2000 - 1000					piedras redondeada grande
1000 - 500					piedra redondeada mediana
500 - 250					piedra redondeada pequeña
250 - 130					canto rodado grande
130 - 64					canto rodado pequeño
64 - 32					grava muy gruesa
32 - 16					grava gruesa
16 - 8			2 1/2		grava mediana
8 - 4			5	5	grava fina
4 - 2			9	10	grava muy fina
2 - 1	2.00 - 1.00	2000 - 1000	16	18	arena muy gruesa
1 - 1/2	1.00 - 0.50	1000 - 500	32	35	arena gruesa
1/2 - 1/4	0.50 - 0.25	500 - 250	60	60	arena mediana
1/4 - 1/8	0.25 - 0.125	250 - 125	115	120	arena fina
1/8 - 1/16	0.125 - 0.062	125 - 62	250	230	arena muy fina
1/16 - 1/32	0.062 - 0.031	62 - 31			limo grueso
1/32 - 1/64	0.031 - 0.016	31 - 16			limo mediano
1/64 - 1/128	0.016 - 0.008	16 - 8			limo fino
1/128 - 1/256	0.008 - 0.004	8 - 4			limo muy fino
1/256 - 1/512	0.004 - 0.0020	4 - 2			arcilla gruesa
1/512 - 1/1024	0.0020 - 0.0010	2 - 1			arcilla mediana
1/1024 - 1/2048	0.0010 - 0.0005	1 - 0.5			arcilla fina
1/2048 - 1/4096	0.0005 - 0.00024	0.5 - 0.24			arcilla muy fina

Transporte de sedimentos

En el movimiento de aguas interviene la fuerza de la gravedad y la de fricción; y la interacción de estas dos fuerzas determina la capacidad de erosión y transporte de los sedimentos.

En un sistema fluvial los sedimentos pueden ser transportados de tres maneras:

Disolución. Este proceso proporciona sólidos disueltos en forma de iones químicos. Los materiales más abundantes en disolución son el calcio y el bicarbonato, siendo también comunes los iones de sodio, magnesio, hierro y sulfato.

Suspensión. Es la forma de transporte de las partículas más finas, como arcillas y limos, denominándose, en general, como la carga en suspensión.

Saltación, rodadura o deslizamiento. Afecta a las partículas más gruesas, en conjunto se denominan carga de fondo del curso de agua.

Tabla 2.2.2 Tipo de transporte de sedimentos (Breusers y Raudkivi, 1991).

Velocidad de caída/ velocidad del flujo	Tipo de transporte
0 a 0.7	Suspensión
0.7 a 2	Saltación
2 a 6	Carga de fondo

Existe una clasificación de los ríos, propuesta por Schumm, que se establece a partir de la carga de sedimento, pues considera que dicho factor afecta significativamente la estabilidad del cauce, su forma y su sinuosidad. Establece tres tipos principales de cauces: estable, erosionable y depositante, y propone subclases dependiendo del modo de transporte del sedimento, ya sea en la capa de fondo, mixto o en suspensión (Tabla 2.2.3).

Las partículas más grandes son cargadas por tracción, que consiste en rodamiento y arrastre, y las partículas de tamaño mediano son transportadas a saltos; en cuanto a la concentración de sedimentos, es mayor en el fondo del torrente que en la superficie, mientras las partículas finas están más o menos uniformemente distribuidas, las partículas gruesas son transportadas muy cerca al fondo.

Tabla 2.2.3 Clasificación de cauces según Schumm.

Forma del transporte de sedimento	M %	Estable	Estabilidad del cauce Con depósito	Estabilidad del cauce Con erosión
En suspensión del 85 al 100%	100	$F < 7$ $P > 2.1$ S baja	El principal depósito ocurre en las márgenes que origina el estrechamiento del cauce. El depósito en el fondo es menor.	Predomina la erosión del fondo. Poca ampliación de márgenes.
En suspensión del 65 % al 85 % y en el fondo del 15 % al 35 %	30	$7 < F < 25$ $1.5 < P < 2.1$ S moderada	Es importante el depósito tanto en las márgenes como en el fondo.	Es importante la erosión en el fondo y la ampliación de las márgenes.
De fondo del 35 % al 70%	< 5	$F > 25$ $1 < P < 1.5$ S alta	Depósito en el fondo y formación de islas.	La erosión del fondo es baja, pero la ampliación del cauce es muy importante.

donde,

M= Porcentaje de sedimentos transportados menores de 0.074 mm;

F =B/d siendo B= Ancho de la superficie libre del curso de agua, y d= tirante medio de la corriente;

P= Sinuosidad;

S= Pendiente longitudinal del fondo;

M_L= Longitud de onda de los meandros;

Q_m= Caudal medio anual en m³/s.

2.3 Medidas de protección

Se han desarrollado diversos procedimientos para proteger las márgenes de los ríos, principalmente en la parte exterior de las curvas, debido a la constante incidencia del fenómeno erosivo en este tipo de zonas.

Cuando los desplazamientos generados por la erosión tienen que ser controlados para evitar que el río afecte zonas de su entorno, se requiere de la construcción de obras de control que mantengan las márgenes en forma permanente.

La eficacia de la técnica de estabilización o control de erosión obedece a diversos factores como técnicos, económicos y ambientales . En la selección del método de estabilización deben considerarse los siguientes factores:

- Durabilidad de la obra. Además de tener en cuenta la vida útil proyectada también debe contemplarse los requerimientos de mantenimiento, las condiciones de clima, el desgaste de los elementos y otros riesgos como, el vandalismo, el deterioro por los animales, el fuego, etcétera.
- Ajuste de la obra de estabilización. Algunos tipos de estructura no son flexibles y no se acomodan al cambio en las condiciones del sitio por erosión o subsidencia.
- Variaciones en el flujo. Debe contemplarse los niveles de aguas máximas, medias y mínimas, así como las velocidades potenciales.
- Impacto de la obra sobre el flujo. La alteración de la geometría de un canal o de un talud va a generar cambios en la localización de corrientes de agua, los cuales pueden causar degradación o erosión, daños a la vegetación y deterioro ambiental.
- Impacto de la obra sobre otros sitios. Las obras laterales de protección pueden dirigir la corriente hacia la otra orilla, generando erosiones localizadas.
- Limitaciones topográficas de suelo, de clima, etcétera.

En la Tabla 2.3.1, se establecen distintas obras de control, de acuerdo al mecanismo que conlleva al proceso erosivo.

Tabla 2.3.1 Formas y mecanismos de erosión y obras de estabilización (Suárez,2001).

Elemento erosionante	Forma	Mecanismo	Obras de estabilización
Gotas de lluvia	Semilaminar	Golpeo, desprendimiento y esparcimiento	Cobertura vegetal de altura media y baja, revestimientos tratamiento químico, impermeabilización.
Escorrentía	Semilaminar (Difusa)	Transporte de suelos desprendidos por la lluvia y arrastre de materiales sueltos.	Cobertura vegetal, canales, recubrimiento con suelos resistentes.
	En surcos	Desprendimiento y transporte a lo largo de canales intermitentes con avance hacia arriba.	Recubrimientos diversos, cobertura vegetal, barreras, canaletas.
	En cárcavas	Desprendimiento, turbulencia en canales intermitentes con avance hacia arriba.	Recubrimientos diversos, trinchos, muros, barreras, canaletas, lavaderos, bioingeniería y biotecnología.
Agua quieta Impermeabilización o en movimiento	Disolución	Los componentes químicos solubles en agua son disueltos por el agua.	Impermeabilización
	Dispersión	Desmoronamiento o separación de las partículas al saturarse.	Impermeabilización, geotextiles, recubrimientos.
Flujo tangencial	Profundización y/o ampliación del cauce	Corrosión en el perímetro mojado del cauce.	Recubrimientos, muros, enrocados, espigones, retardadores, biotecnología.
Flujo curvilíneo	Avance lateral de la ribera	Erosión por velocidad del agua y aportes por falla lateral de riberas verticales.	Recubrimientos, muros, enrocados, espigones, retardadores, biotecnología
Flujo alrededor de obstáculos	Erosión localizada por turbulencias	Socavación alrededor del obstáculo, pila de puente, etc. por cambio de dirección del flujo.	Recubrimiento del fondo, hexápodos, enrocados.
Construcción de represas	Profundización por eliminación de sedimentos	Al no aparecer sedimentos para reposición de erosión el cauce se profundiza.	Recubrimiento estructuras del fondo del cauce, biotecnología.
Cambios artificiales del cauce	Profundización y/o sedimentación	Todo cambio en el régimen del río produce erosión y la socavación.	Recubrimientos, estructuras de fondo, biotecnología.
Afloramiento	Cárcavas en	El gradiente hidráulico del afloramiento desprende el suelo en	Drenes de pantalla, subdrenes de

de agua	taludes	cáscaras o flujo.	penetración, biotecnología
Movimientos de aguas subterráneas	Erosión interna	Desprendimiento y transporte interno de suelo por velocidades altas del agua subterránea.	Impermeabilización, barreras enterradas, subdrenes.
	Tubificación a lo largo de los contactos	Gradientes hidráulicos superiores a la capacidad de tracción del suelo.	Barreras enterradas, geotextiles, subdrenes de penetración.
Oleaje	Erosión y movimiento litoral en playas	Erosión y transporte de sedimentos hacia arriba, abajo y lateralmente en la orilla del mar.	Espigones, rompeolas, muros.
	Cavernas en taludes de presas	Desprendimientos y descascamiento por la acción de olas repetidas.	Enrocados, recubrimientos, rompeolas.
Gravedad y presión de poros	Deslizamientos	Disminución de la resistencia al corte y falla por movimientos en masa.	Muros, pantallas ancladas, subdrenes, abatimientos, bermas, bioingeniería, biotecnología
	Flujos de suelo o roca. Erosión en masa	Los materiales se comportan como un fluido viscoso y fluyen talud abajo.	Estructuras de fondo, muros, recubrimientos, bioingeniería, biotecnología.

2.3.1 Metodología para el diseño de la obra de protección

Los métodos de diseño de obras de control está basado en la reducción de las fuerzas causantes de los procesos erosivos.

Se garantiza la seguridad de un sistema de protección, si la efectividad de la estructura ante la erosión excede los esfuerzos generados por el proceso, lo que en la mayoría de los casos se dificulta cumplir, debido a que no resulta ser una alternativa económica viable. Por lo cual, es común en la práctica, adoptar una probabilidad aceptable de ocurrencia de fenómenos extremos, garantizando una determinada vida útil.

Los métodos de diseño pueden ser determinísticos o probabilísticos y es práctica de la ingeniería, la utilización de los métodos determinísticos. En estos últimos, se determina un nivel máximo de cargas denominado estado límite, este estado límite o esfuerzo máximo depende del evento de diseño. La excedencia de la condición de estado límite puede resultar en la falla de la estructura. Finalmente, considerando la incertidumbre en el sistema, se adiciona un factor de seguridad.

Así como la ocurrencia de un evento que excede el estado límite llega a afectar el sistema de protección, también puede suceder por la ocurrencia acumulativa repetida de varios eventos que aunque estén por debajo de dicho límite, puede contribuir a la falla estructural con el tiempo.

El procedimiento de diseño de un sistema de protección está integrado por las siguientes etapas (Suárez, 2001):

- 1) Recolección de la información hidrológica, hidráulica, geológica, geotécnica, topográfica, ambiental, etcétera.
- 2) Cotejar y analizar los sistemas de protección disponibles.
- 3) Diseño preliminar de las obras con base en criterios heurísticos. Se deben analizar varias alternativas.
- 4) Determinación de la alternativa óptima mediante estudio de costo-beneficio.
- 5) Diseño detallado de las obras utilizando modelos matemáticos o físicos.

A continuación, se integra un diagrama de flujo que describe el proceso de diseño de obras de control (Figura 2.3.1).

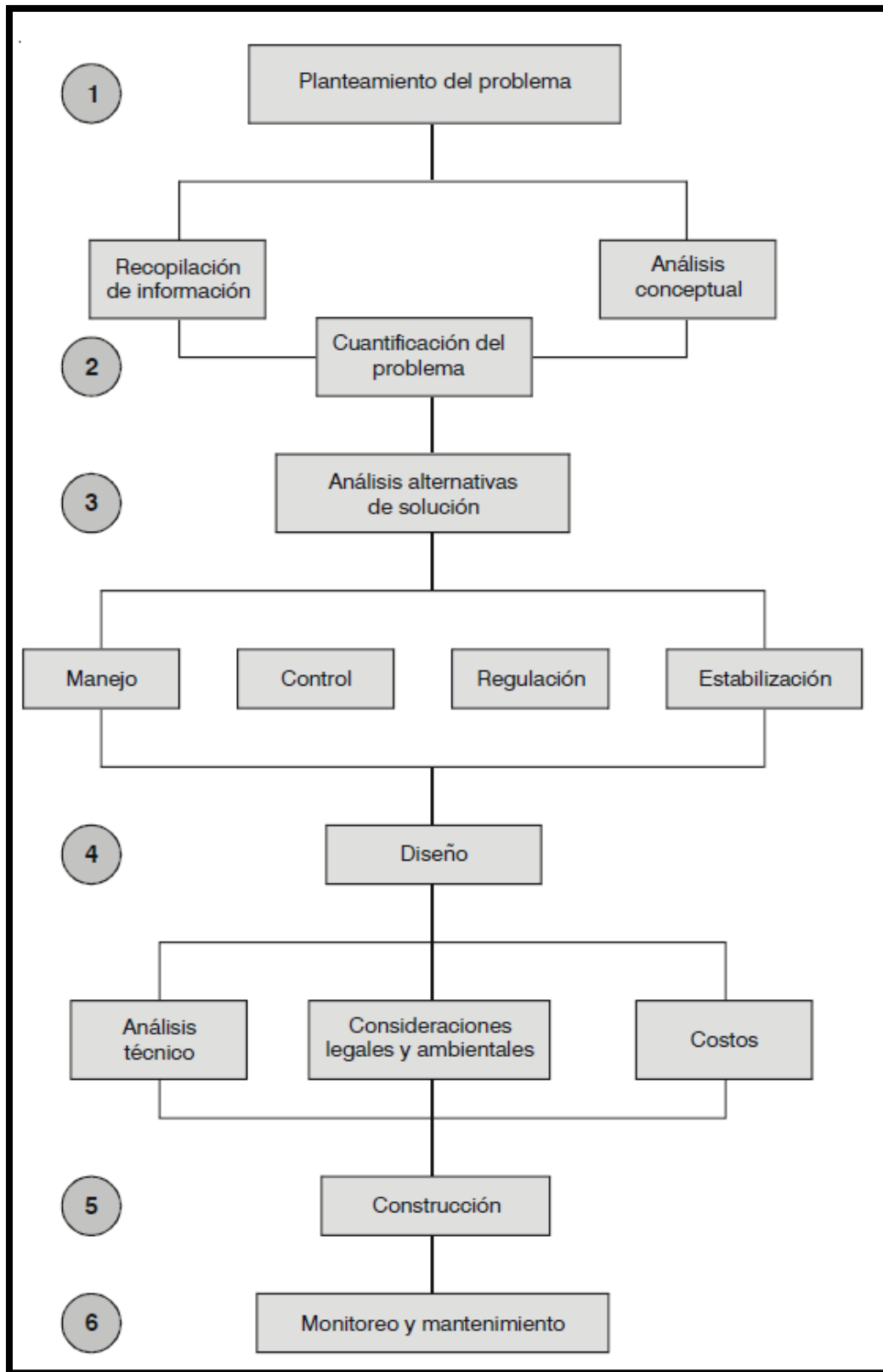


Figura 2.3.1 Diagrama general para el diseño de obras para el control de la erosión (Suárez,2001).

2.3.2 Obras de protección

Las obras más comúnmente utilizadas para protecciones marginales en los cauces en las zonas exteriores de las curvas, son: los recubrimientos marginales, los espigones y los diques marginales. El propósito principal de las obras mencionadas consiste en evitar el contacto directo entre el flujo con alta velocidad y el material que conforma la margen, además permiten guiar dirigir el flujo en una dirección deseada o funcional. A continuación se describen brevemente cada uno.

Espigones

Son obras interpuestas al flujo de agua, teniendo uno de sus extremos unido a la margen en contacto con ella, o bien, estar empotrados una cierta longitud dentro de la orilla (Figura 2.3.2).

Tienen como fin, alejar de la orilla a las líneas de corriente con velocidades altas, evitando con ello que el material pueda ser erosionado o transportado. Aunado a ello, estas estructuras facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con que se logra una protección adicional de la margen.



Figura 2.3.2 Espigones hechos con bolsacreto (Descargado de: <http://www.tabascohoy.com/>).

Recubrimientos o muros marginales

Son estructuras que consisten en colocar, directamente sobre la margen, un material natural o artificial que no pueda ser arrastrado por el cauce; para lo cual, comúnmente

se perfila la orilla con un talud que permita la colocación fácil y segura del material de protección. Entre este último material y el que forma la margen usualmente se coloca un filtro, ya sea artificial como puede ser un geotextil o natural con materiales pétreos formando una o varias capas con elementos cuyo tamaño decrece de afuera hacia la margen. El objetivo del filtro es evitar que las partículas finas de la orilla salgan a través de los huecos que pueden tener la capa exterior o coraza, que es diseñada para resistir las altas velocidades del flujo (Figura 2.3.3).

Los recubrimientos marginales, al ser colocados directamente contra el talud de la margen tienen la inclinación de ésta, aunque también son construidos verticalmente formando muros sobre todo en los tramos en que los ríos cruzan ciudades y poblados. También son formados con elementos colocados cerca de la margen y a lo largo de ella, como los jacks, con los que se logra reducir la intensidad del flujo y que ésta arrastre las partículas de la orilla.

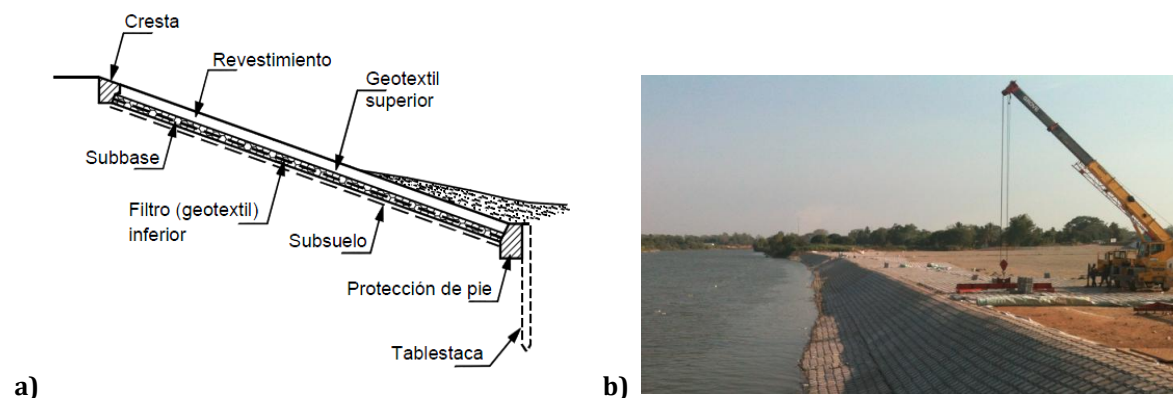


Figura 2.3.3 Recubrimiento marginal. a) Detalles a diseñar en un revestimiento (Suárez,2001); b) Fotografía de un revestimiento hecho con rocas (Descargado de: www.armortech.com.mx).

Diques marginales

Son protecciones, en ocasiones de gran longitud, colocadas dentro del cauce y que son utilizados cuando se pretende conformar una nueva orilla que permita encauzar al flujo en forma más adecuada o cuando se desea reducir el ancho del río.

De igual forma que los espigones, éstas obras pueden iniciar y estar unidos a la margen mientras que toda la obra está dentro de la corriente; así que se diferencian uno de otro, en que los espigones interfieren con las líneas de flujo mientras que los diques pretenden lograr que las líneas de corriente sean paralelas a esas obras.

Son elaborados con materiales como arena, arcilla o materiales pétreos, y su sección transversal es trapecial y el talud en contacto con el flujo del cauce es formado en forma similar a los recubrimientos marginales.

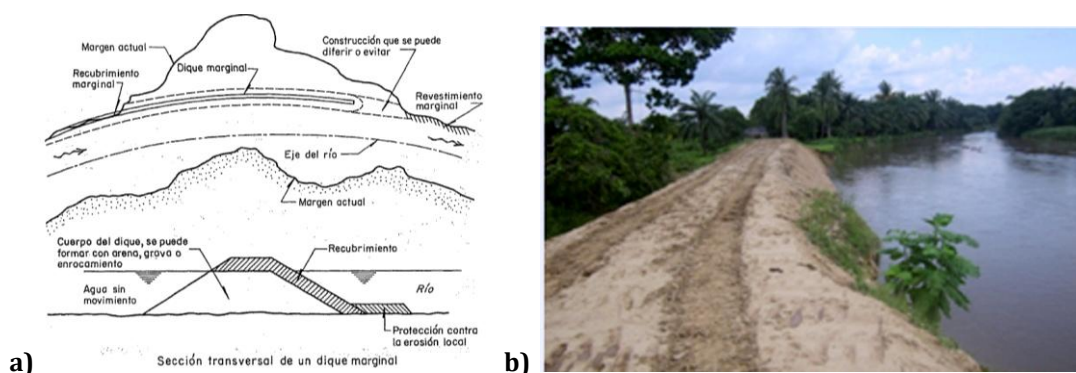


Figura 2.3.4 Diques marginales. a) Detalles a diseño (Maza,1963); b) Fotografía de un dique.

2.4 Casos de ejemplo

La problemática que se genera a partir de la erosión marginal en ríos va más allá que cambios en su morfología, pues las afectaciones pueden localizarse en distintos lugares u obras, como: zonas agrícolas, comunidades ubicadas cercanas a los ríos ,las presas, etcétera.

A continuación se presentan algunos casos reales en los que se ha podido observar este tipo de fenómeno.

En la ciudad de Wangmo, ubicada en la provincia sur occidental de Guizhou en China, en junio de 2008 se presentaron fuertes lluvias que conllevaron a inundaciones en la ciudad y grandes extensiones de tierras de cultivo sumergidas, teniendo pérdidas económicas importantes que sumaron aproximadamente 1,4 millones de dólares. Además de ello, el caudal que se presentó en el cauce ocasionó erosiones importantes a lo largo de la margen del río dejando a esta zona de la población con propiedades afectadas por completo (Figura 2.4.1).



Figura 2.4.1 Figura 2.4.1 Los restos de una casa que se derrumbó que se encontraba a la orilla del río en la ciudad de Wangmo (<http://www.boston.com>).

En la cuenca del río Indo, localizado en Pakistán, también se han presentado daños importantes como la ocurrida en el año 2010, cuando se presentó la inundación más importante en la zona desde hace aproximadamente 80 años, afectando a más de 20 millones de personas. Debido a lo cual se han financiado estudios para modelar las inundaciones y la erosión que el mismo problema genera, todo esto con la finalidad de comprender cómo las grandes inundaciones socavan la infraestructura de defensa contra inundaciones como el caso de los diques ya existentes. Durante este trabajo de campo, encuestas de estos sitios mostraron que la orilla del río se compone principalmente de sedimentos muy débiles.



Figura 2.4.2 Afectaciones causadas por las intensas lluvias en el año 2010 a orillas del río Indo, en Pakistán. (Langendoen, 2013).

A nivel nacional, se encuentran las constantes afectaciones causadas por el río Mezcalapa localizado en el estado de Tabasco. Pues a pesar de que en zonas como la ranchería El Habanero se cuenta con obras de protección contra la erosión marginal, el problema no se ha logrado erradicar dejando expuestas las tierras, cultivos y viviendas de los pobladores (Figura 2.4.3).



Figura 2.4.3 Afectaciones causadas orillas del río Mezcalapa ubicado en el estado de Tabasco, México. (Langendoen, 2013).

Capítulo 3

Caso de estudio: río Carrizal, Tabasco.

3. Caso de estudio: río Carrizal, Tabasco.

El presente trabajo tiene como objetivo principal analizar el fenómeno erosivo en la margen de un cauce, así que se propone una metodología en particular y para llevarla a cabo se requiere de las características y registros de la zona de estudio que a continuación se exponen.

3.1 Localización

El trabajo tiene como caso de estudio la erosión en una de las márgenes del río Carrizal, que se encuentra ubicado en las inmediaciones del municipio de Centro, del estado de Tabasco.

La zona de análisis está centrada en 1.6 km del río Carrizal en el cambio de dirección con una curvatura a 89° , aproximadamente a la altura de la ranhería González, y frente a la población Buena Vista Río Nuevo (Figura 3.1.1).

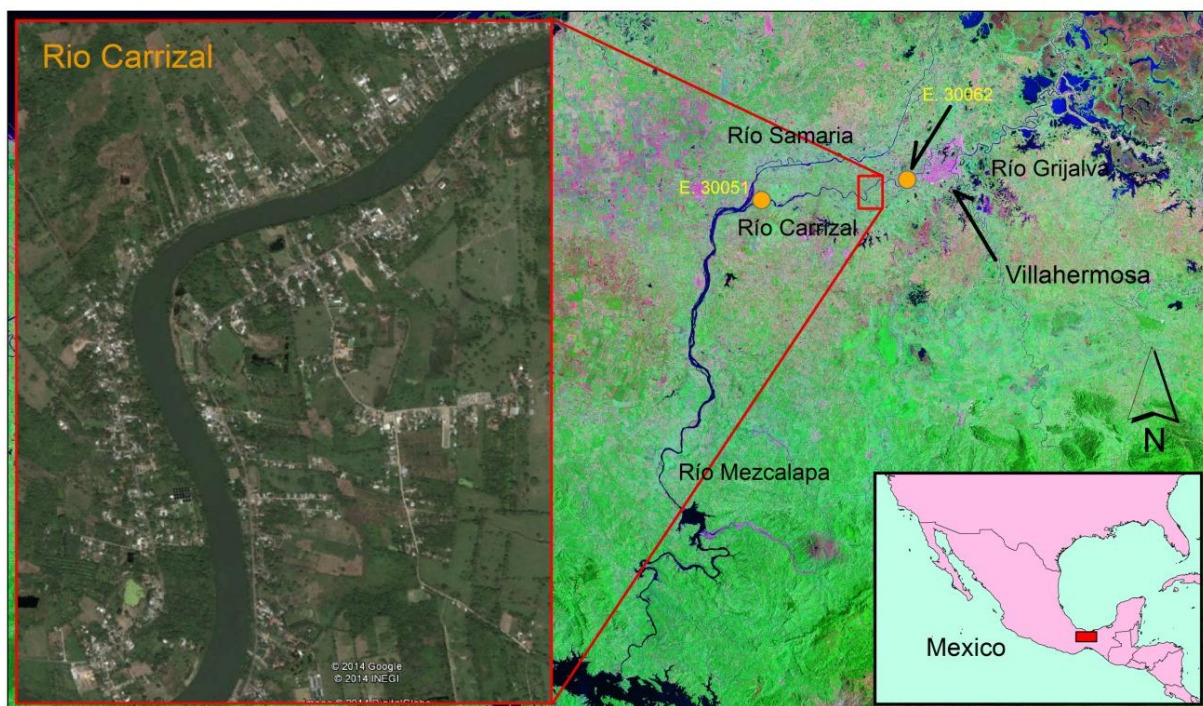


Figura 3.1.1 Margen Izquierda del río Carrizal. Ubicación de la zona erosionada (Google Earth, 2014); ubicación del sistema de ríos y en naranja estaciones hidrométricas.

Las fuerzas de fricción hidráulica son mayores en las curvas, como es el caso de la zona de estudio; esto es, por la ocurrencia de corrientes secundarias y por una concentración de velocidades más altas hacia la parte exterior de la curva. Por esta razón las secciones de los ríos con esta configuración presentan una tendencia natural a erosionar la ribera cóncava o exterior de las curvas.

3.2 Caracterización

A continuación, se presenta la información que se tiene disponible acerca de las condiciones hidráulicas y la caracterización de los sedimentos.

3.2.1 Características hidráulicas

La información hidrométrica disponible fue suministrada por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). En el tramo analizado se encuentran localizadas dos estaciones hidrométricas operadas por esta entidad.

El río se encuentra bajo condiciones de gasto definidas por el control que ejerce la compuerta de la bifurcación Samaria-Carrizal (conocida como Macayo), ubicada después de la bifurcación del río Mezcalapa, por el río Carrizal. Esta obra producto del Plan Hídrico Integral de Tabasco, tiene la finalidad de controlar un gasto de entrada al río Carrizal de 850 m³/s, además de controlar la variación de los niveles provocada, en parte por la turbinación diaria de la presa Peñitas (GET, 2008). Con lo anterior, quedan determinadas las condiciones de frontera críticas del análisis (gasto extraordinario).

El segundo registro proveniente de la CONAGUA es de la estación hidrométrica 30062, la cual es una serie de caudales, con gasto medio anual de aproximadamente 200 m³/s. La Figura 3.2.1 muestra los datos de los gastos reportados por esta estación desde el año 1975, hasta el año 2011, fecha hasta donde se encontraron registros aceptables. Este gasto representa las condiciones normales del flujo (gasto ordinario).

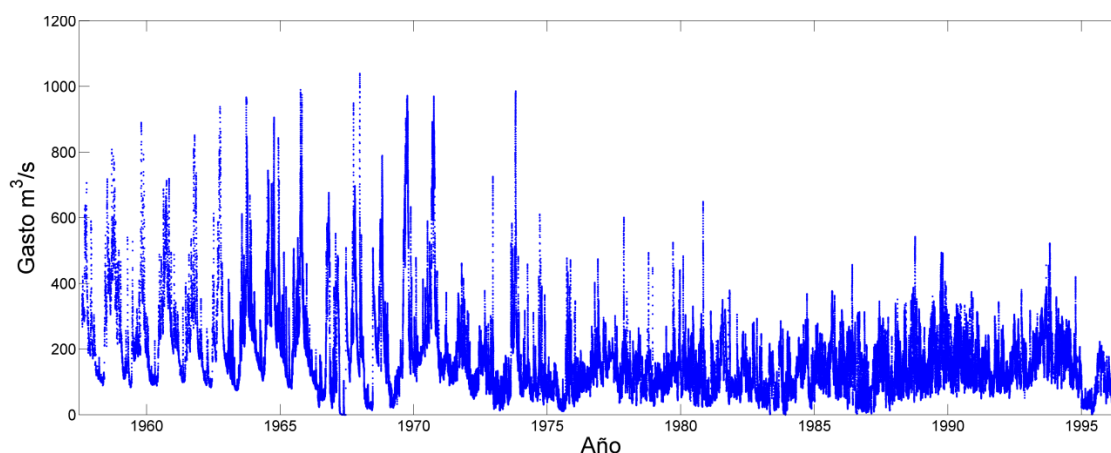


Figura 3.2.1 Estación hidrométrica Gonzalez, clave 20062, ubicada en la zona de estudio.

3.2.2 Caracterización del sedimento

La información sedimentológica disponible fue obtenida en campo, a través de un sondeo mixto en el lecho del río.

El lecho del suelo en el lugar del estudio es arenoso, siendo arena fina mal graduada con limo de compacidad suelta a media. En general el margen del río es arenoso ($D_{med}=0.24mm$), ocupando un 87.5 % del total de la muestra.

Para este caso de estudio se determinó por el tipo de material una rugosidad constante en el lecho del río, determinada por la relación del tamaño del sedimento. A continuación se muestran la granulometría para la primera sección del río Carrizal (Figura 3.2.2).

Para la determinación de las velocidades respecto al material cohesivo que configura el acorazamiento del río Carrizal, se presenta en la Figura 3.2.3 la estratigrafía del sondeo de la prueba de penetración estándar para este caso de estudio.

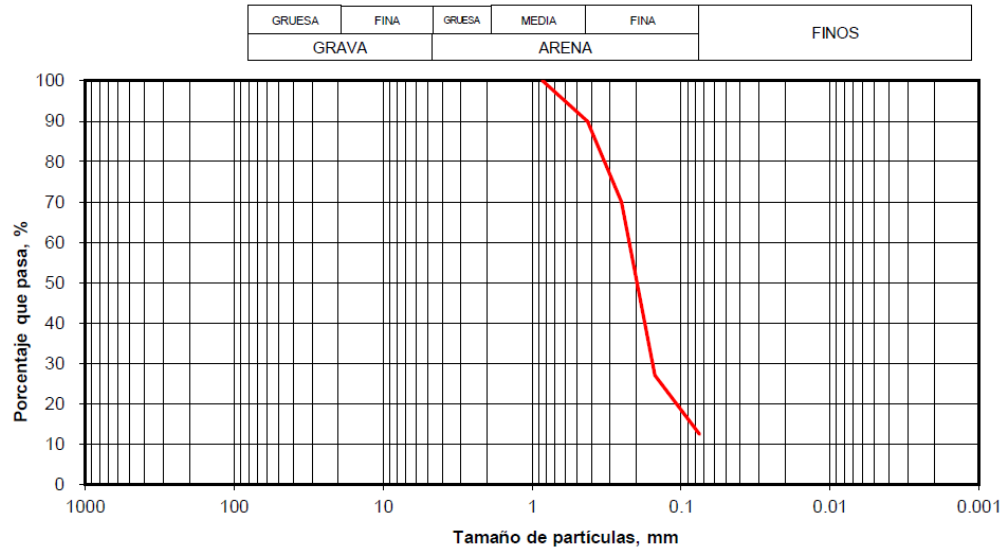


Figura 3.2.2 Granulometría del río Carrizal. $D_{50}=0.24\text{mm}$, 87.5% Arena Limosa. 12.5%, peso de la muestra 116.19 g a una profundidad de 6.60 a 7.20 m.

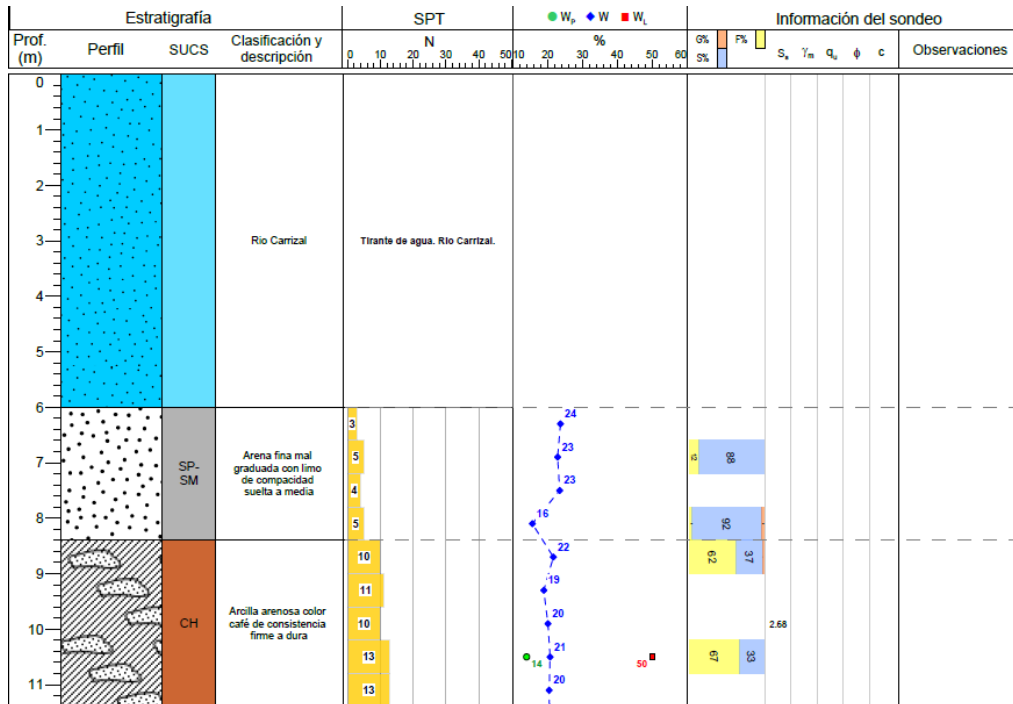


Figura 3.2.3 Prueba de penetración estándar para la primera sección del río Carrizal. Compacidad suelta a media de arena fina a los 8 m de profundidad.

3.3 Topobatimetría

Para la realización de este trabajo, se tienen disponibles los datos de elevación LiDar, y entre los datos de campo la batimetría a lo largo de toda la sección de estudio (Figura 3.3.1).

En la Figura 3.3.2 se puede observar las obras ingenieriles a lo largo del cauce, definidas por tres espigones separados a 130 metros cada uno aproximadamente; además, se muestra un acercamiento de las elevaciones obtenidas para cada espigón en la zona, resultado de información reciente de campo para cada uno de ellos.

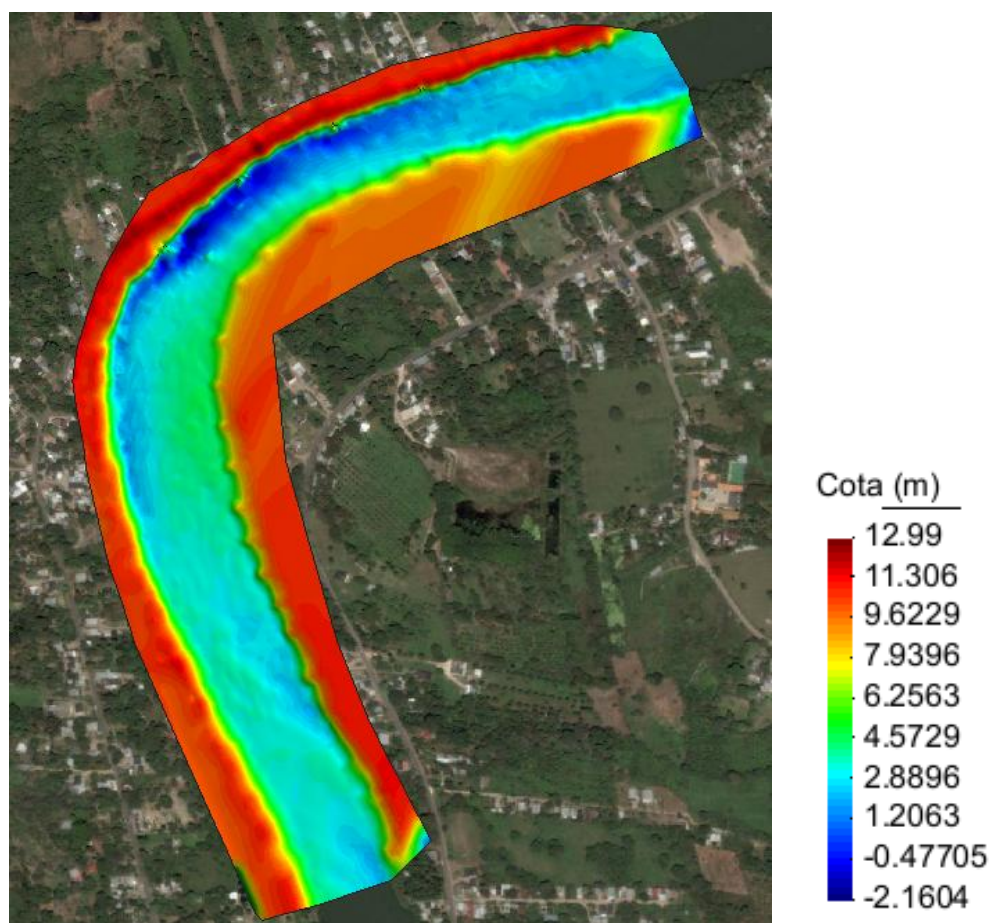


Figura 3.3.1 Batimetría de la franja del río Carrizal, y elevaciones en su margen.

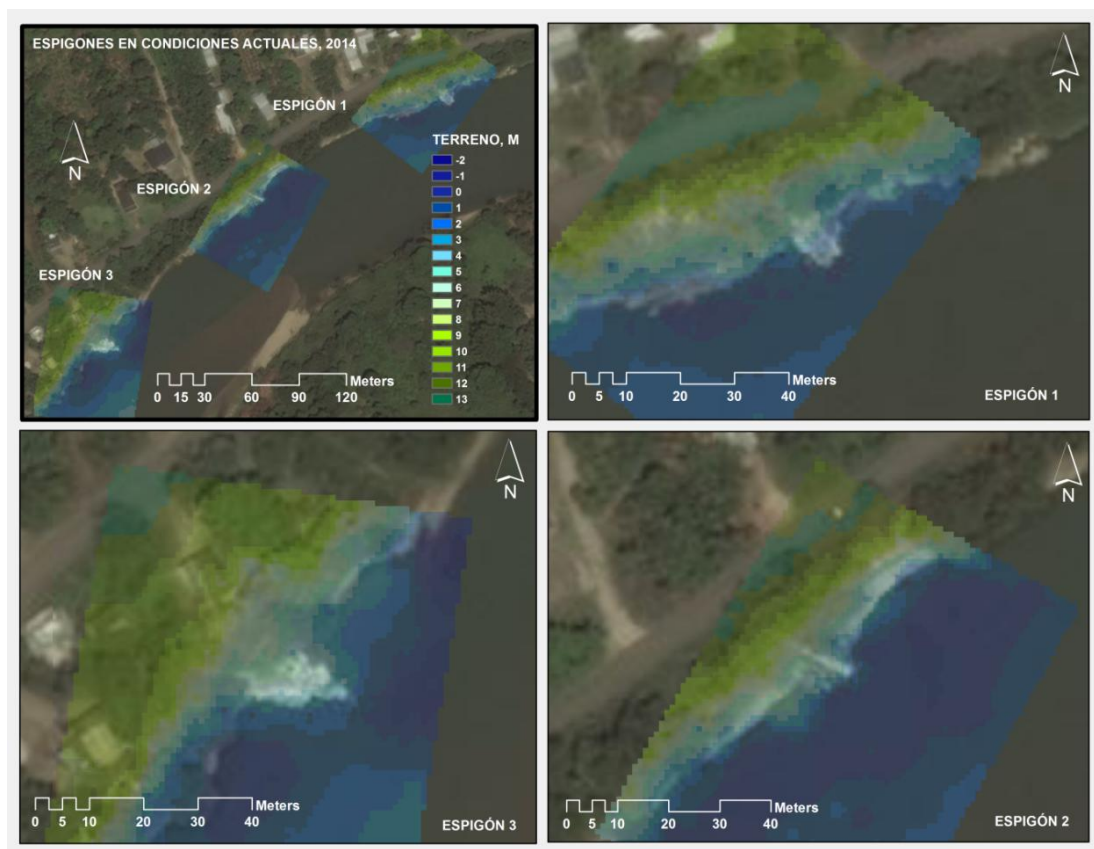


Figura 3.3.2 Datos topo-batimétricos de los espigones existentes en la zona de interés.

A continuación, se muestran fotografías tomadas del área de estudio en donde se puede apreciar visiblemente la amplitud y otras características del río, y su entorno (tipo de vegetación, tipo y uso de suelo), así como los impactos que se tienen en las márgenes del cauce debido al proceso erosivo, y el deterioro en que se encuentran actualmente los espigones (Figura 3.3.3).



Figura 3.3.3 Fotografías de la zona de estudio. (a) Rivera del río; (b) Margen afectada por el proceso erosivo; (c) Espigón existente; (d) Espigón existente.

3.4 Determinación de socavación histórica

Los procesos fluviales y geomorfológicos que dan lugar a la erosión ocurren en un amplio rango de escalas espacio-temporales, debido a esto y a la falta de datos en el río, la comprensión del problema para el río Carrizal es compleja.

La única información previa obtenida es la proporcionada por imágenes satelitales; la Figura 3.4.1 muestra el cambio de las márgenes del río a través de los años.

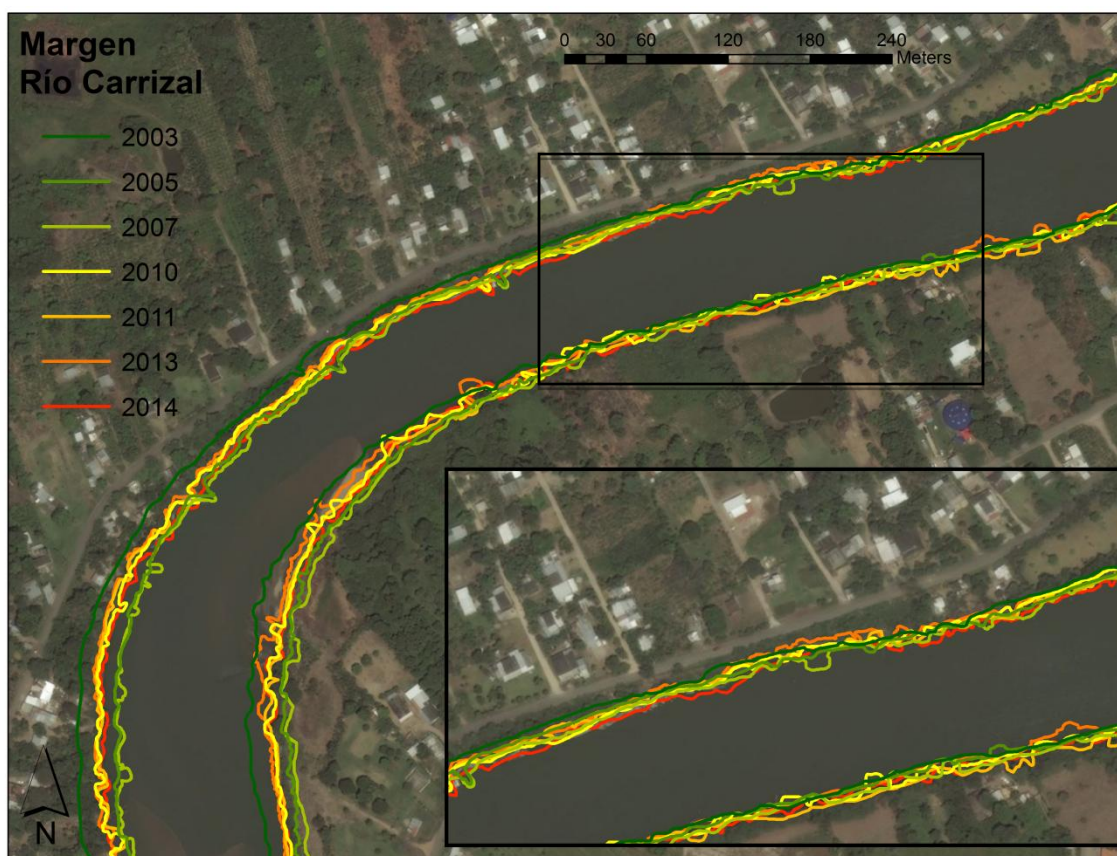


Figura 3.4.1 Cambio de las márgenes del río carrizal a través del tiempo (Google Earth).

Capítulo 4

Predicción de la erosión marginal en ríos

4. Predicción y mitigación de la erosión marginal

Un modelo es una representación discreta y simplificada de una situación continua y compleja de un flujo real. Los diferentes tramos de un río o un canal son representados por elementos equivalentes o simplificados (unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales), en los cuales se considera que el flujo sigue o responde a ciertas leyes físicas (continuidad y cantidad de movimiento), representadas mediante ecuaciones diferenciales que incluyen diferentes coeficientes empíricos (E. Bladé, M. Sánchez, H. P. Sánchez, D. Ñiñerola, M. Gómez, 2009).

La modelización trata de dar respuesta a todos aquellos aspectos técnicos que facilitan el conocimiento de los diferentes parámetros e interrelaciones implicados, para posteriormente, con ayuda de las actuales herramientas informáticas, tratar de reproducir el sistema en el que se desarrollan los procesos, ya sea desde el estudio de una simple tubería, a un complejo modelo distribuido que pueda explicar el comportamiento global en una cuenca hidrográfica.

La modelización de los procesos erosivos se basa en la obtención de algoritmos matemáticos que describan la disgregación, el transporte y la deposición de los materiales. Las tres razones básicas para la modelización de los procesos de erosión, según Lal (1996), son las siguientes:

- Se pueden utilizar como herramientas de predicción, en la evaluación de las pérdidas de suelo, en la planificación de conservación de suelos, en los proyectos de planificación, inventario de zonas erosionadas, etcétera.
- Los modelos matemáticos con base física, a través de distintos soportes informáticos, pueden predecir dónde y cuándo ocurre la erosión, por lo tanto, ayudan al planificador en las tareas relacionadas con la reducción de la erosión.
- Pueden utilizarse como meras herramientas que ayuden a comprender los procesos erosivos, sus interacciones, estableciendo las prioridades para futuras investigaciones.

Existe una amplia gama de modelos para su uso en la simulación de transporte de sedimentos y transporte de contaminantes asociados.

Estos modelos se diferencian en términos de complejidad, procesos considerados, y los datos necesarios para su calibración y el uso. En general, no existe un modelo dominante para todas las aplicaciones. El más apropiado dependerá del uso previsto y de las características de la cuenca de captación se está considerando. Otros factores que afectan a la elección de uno en particular para una aplicación incluyen:

- Datos requeridos del modelo, incluyendo la variación espacial y temporal de los datos de entrada y salida;
- La precisión y la validez del modelo;
- Los componentes del modelo, refiriéndose a las capacidades o alcances del mismo;
- Los objetivos del usuario del modelo, incluyendo la facilidad de manipulación, las escalas en las que se requieren resultados y su forma (tales como la concentración vs. carga); y
- Requisitos de hardware del modelo.

De acuerdo a los alcances de este trabajo, se emplean para el análisis del caso de estudio planteado en el capítulo 3, tanto modelos empíricos como la implementación de un modelo numérico. Este último comprende la generación de una malla de modelación con datos topo-batimétricos y la definición de las condiciones de frontera. El modelo es utilizado para obtener las velocidades y elevaciones del cauce en condiciones normales y en condiciones críticas, y de esta forma obtener información de las condiciones de flujo que generan erosión en dicha margen.

Por ello, enseguida se presentan los fundamentos y características de dichos modelos, así como las consideraciones tomadas en cuenta para su aplicación.

Así también, se proponen alternativas de solución a la problemática que está generando el fenómeno erosivo, tomando en cuenta también las obras de protección existentes; y finalmente cada una de ellas es modelada para ver su efecto en las condiciones hidrodinámicas de la zona de análisis.

4.1 Modelos empíricos

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, entre otros.

Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce.

La socavación depende de muchos factores, que pueden diferenciarse en dos grupos principales: los factores geomorfológicos y los factores de transporte; por ejemplo, depende del tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho y la magnitud,

duración del evento hidrológico, de las características hidráulicas del cauce y localización de los elementos que la inducen

Un proceso importante dentro del río es la degradación. Esta se manifiesta cuando el nivel del lecho baja o si las márgenes se desplazan hacia afuera, principalmente cuando la carga de sedimentos es inferior a la capacidad de transporte del flujo de agua. También, se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua, siendo uno de los tipos de erosión hídrica. Esta pérdida de material a largo plazo genera problemas importantes para la población que se sitúa cerca de los cauces por pérdida de terrenos o deslizamientos en las laderas.

El conocimiento de los procesos hidrodinámicos y morfológicos de una corriente aluvial, dadas unas condiciones hidrológicas conocidas, permite desarrollar un adecuado plan de manejo de los diseños hidráulicos que se lleven a cabo en dicho cauce. La modelación de la profundidad de degradación general se puede hacer desde varios enfoques, a partir de metodologías netamente empíricas como la teoría del régimen, formulaciones semi-empíricas basadas en una condición de equilibrio, o mediante balances de masa entre el sedimento transportado y la capacidad de transporte de una corriente. En consecuencia, es necesario evaluar las condiciones de flujo del sistema, para plantear soluciones necesarias para detener la erosión o prevenir inundaciones en pro a la recuperación de las franjas del río. De igual manera las soluciones que se planteen requieren una cuidadosa revisión hidráulica del flujo, a fin de evitar la transferencia de problemas de inundación o erosión en otras zonas del río.

Además, la socavación puede clasificarse en dos tipos según su naturaleza: socavación general y socavación local.

4.1.1 Socavación general

La socavación general se puede producir por varias causas:

- Aumento del caudal durante las avenidas;
- Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros;
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce;
- Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes;
- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal; y

- Esta socavación es una erosión general de todo el cauce y no depende de que exista o no un puente u otra estructura.

La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones, de los oleoductos y otras estructuras colocadas en el cauce del río.

Maza(1997) define la socavación general como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión; partículas que toma del fondo del cauce. Según Maza al aumentar la velocidad de la corriente, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al erosionar aumenta el área de la sección y disminuye la velocidad hasta que ya no es capaz de erosionar más.

La socavación puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida. Los niveles de socavación general varían de acuerdo a los caudales y la profundidad de socavación no es la misma en toda la sección. Generalmente la socavación es mayor en el sector más cercano al Thalweg.

Según Líschtvan-Levediev (Maza, 1967) las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes:

Para suelos NO cohesivos:

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{\frac{1}{1+Z}} \quad (\text{Ecuación 4.1.1})$$

Para suelos cohesivos:

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.68 \gamma^{1.18} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{\frac{1}{1+X}} \quad (\text{Ecuación 4.1.2})$$

donde:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} B_e \cdot \mu} \quad (\text{Ecuación 4.1.3})$$

y_s = Desnivel entre la superficie del agua, al pasarla avenida y el fondo erosionado;

H_m = Desnivel entre la superficie del agua, al pasarla avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida);

B_e = Ancho de superficie libre del cauce;

y_s, y_o = Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo;

y_m = Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre B_e ;

w_e = Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida;

Q_d = Gasto del diseño;

D_m = Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante;

γ_s = Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo;

x, y = Exponentes en función de D_m o γ_s según el tipo de material del fondo (Tabla 4.1.1);

ψ = Coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión (Tabla 4.1.2);

β = Coeficiente que depende del período de retorno del gasto de diseño (Tabla 4.1.3);

μ = Coeficiente que depende de la contracción del cauce (Tabla 4.1.4).

Tabla 4.1.1 Valores de x y z (Maza, 1967).

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γd	x	$\frac{1}{1+x}$	γd	x	$\frac{1}{1+x}$	$d(mm)$	z	$\frac{1}{1+z}$	$d(mm)$	z	$\frac{1}{1+z}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Tabla 4.1.2 Valores de ψ (Maza, 1967).

γ mezcla agua-sedimento	Coeficiente ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

Tabla 4.1.3 Valores de β (Maza,1967).

Probabilidad(en % de que se presente el caudal de diseño)	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 4.1.4 Valores del coeficiente de contracción del cauce μ (Maza, 1967).

Velocidad media en m/seg	Luz libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente μ												
Menorde1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

4.1.2 Socavación en las curvas

La socavación en las curvas es un fenómeno con una complejidad de análisis alta, mayormente debido a los flujos secundarios y la gradación de los sedimentos. Además, el nivel de agua y la profundidad del cauce son variables a lo largo de la curva y ambos casos, son difíciles de predecir. La superficie del agua aumenta hacia el extradós de la curva y el cauce tiende a profundizarse por acción de los flujos secundarios. No existe una teoría para analizar con precisión el fenómeno de socavación en una curva. Según Maza la socavación en el extradós de una curva puede ser hasta tres veces mayor que en un tramo recto y propone la siguiente relación:

$$y_s(\text{tramo curvo}) = K \cdot y_s(\text{tramo recto}) \quad (\text{Ecuación 4.1.4})$$

donde, k depende del radio de curvatura r y del ancho del cauce W (ver Tabla 4.1.5).

Tabla 4.1.5 Valores de k para el cálculo de socavación en curvas (García, 1979).

W/r	Coefficiente k
0.5	3.0
0.33	2.57
0.25	2.20
0.20	1.84
0.16	1.48
0	1.27

4.1.3 Socavación local (espigones)

Los espigones actúan como deflectoras del flujo, disminuyendo el ancho efectivo del cauce. Las velocidades se aumentan y se producen dos tipos de socavación, las cuales deben sumarse:

- Socavación por contracción del cauce, la cual puede calcularse con los sistemas desarrollados para otro tipo de contracciones.
- Socavación local en la punta del espigón.

La socavación en la punta del espigón depende de la posición del espigón, su forma y su inclinación con respecto a la orilla.

Breusers y Raudkivi recomiendan utilizar la siguiente expresión:

$$y = 2 (K_1 \cdot K_2 \cdot K_3) q_1^{2/3} \quad (\text{Ecuación 4.1.5})$$

donde:

q_1 = Descarga unitaria en la sección contraída en m^3/s

K_1, K_2, K_3 , son coeficientes que se obtienen de las Tablas 4.1.6, 4.1.7 y 4. 1.8.

Tabla 4.1.6 Coeficiente K1 (Juárez, 2001).

Ángulo entre el Espigón y la orilla (en	K1
30	0.8
45	0.9
60	0.95
90	1.0
120	1.05
150	1.50

Tabla 4.1.7 Coeficiente K2 (Juárez, 2001).

Pendiente de la pared del dique	K2
Vertical	1.0
45o	0.85

Tabla 4.1.8 Coeficiente K3 (Juárez, 2001).

Posición del espigón respecto al canal	K3
Canal recto (Ambas orillas)	1.0
Parte cóncava de la curva	1.1
Parte convexa de la curva	0.8
Sector aguas abajo en una curva muy fuerte	1.4
Sector aguas abajo en una curva moderada	1.1

Además, para obtener la socavación al pie del extremo de un espigón, se utiliza la ecuación obtenida por Maza, al utilizar los datos y el criterio de Latuischenkov.

$$Y_s = 0.855 \text{ do } [4.17 + \ln Q_1/Q]^{(0.0028\alpha - 0.24k)} \quad (\text{Ecuación 4.1.6})$$

donde Y_s es la erosión máxima en el extremo del espigón, medida desde la superficie libre del agua y el fondo de la socavación, y asociada al gasto Q . La profundidad del flujo, do , corresponde a la zona cercana al extremo del espigón no afectada por la erosión. Las variables α y k corresponden a la orientación y el talud del extremo del espigón, respectivamente. El gasto teórico Q_1 que podría pasar por la zona ocupada

por el espigón se obtiene al calcular el gasto unitario $q = Q / b$ y multiplicarlo por la longitud del espigón proyectada en un plano perpendicular a la dirección del flujo, donde b es el ancho del río. Para el cálculo de la socavación se utiliza el gasto Q que tiene un periodo de retorno entre 25 y 50 años y es mayor que el dominante.

4.1.4 Velocidad crítica de arrastre permisible

Existen distintos criterios para estimar la velocidad crítica de arrastre. Para la mayoría es necesario disponer de la distribución granulométrica y densidad del material en el cauce, pero también del tirante del flujo. No obstante, la velocidad crítica tiene un significado más claro para el ingeniero y ha sido más común su empleo.

La máxima velocidad media del flujo que soportan las partículas sin ser arrastradas se denomina velocidad sin desplazamiento, velocidad máxima permisible o no erosiva y se designa como V_p . Cuando no hay arrastre del material, la fuerza de sustentación fluctúa sin sobrepasar todavía el valor del peso sumergido de las partículas gruesas de materiales cohesivos bien graduados, pero puede arrastrar las finas. Esta es la razón por la cual suele confundirse a V_p con V_c .

Por otra parte, la menor velocidad media del flujo que logra separar continuamente a las partículas es la llamada velocidad de separación V_s , para la cual la fuerza de sustentación de la partícula es casi igual a su peso sumergido. Es así que también se confunde a V_s con V_c . En ambos casos, la condición se asocia a la definición de condición crítica de arrastre que se haya adoptado.

Los procedimientos y metodologías utilizados para la realización de este trabajo, se presentan a continuación en forma de tablas, figuras o ecuaciones, separando los que corresponden a materiales no cohesivos de los de los cohesivos. Puede decirse que todos son producto de la experimentación en laboratorio o en campo.

Los resultados de Etcheverry fueron de los primeros que se publicaron (1915) en forma de tabla, conteniendo los valores de las velocidades y los esfuerzos tangenciales máximos permisibles que no provocan erosión en distintas clases de suelos (Maza, 1996).

El criterio de la velocidad máxima permisible surgió teniendo como bases teóricas los trabajos pioneros de Fortier y Scobey, publicados en 1926, y cuyos resultados se resumen en la Tabla 4.1.9, siendo todavía de uso común y su aplicación es en canales rectos y curvos. Para su utilización es conveniente hacer los siguientes comentarios:

- Los valores corresponden a canales con tangentes largas; cuando se trata de canales sinuosos, Lane (1955), recomendó las siguientes reducciones:

levemente sinuosos 5%;
moderadamente sinuosos 13%;
muy sinuosos 22%.
- Los valores corresponden a tirantes menores de 0.91 m; para tirantes mayores los valores deben incrementarse en el orden de 0.15 m/s. Según Mehotra (1983), los valores se deben multiplicar por un factor, que en canales muy anchos es $y^{1/6}$;
- Cuando el canal transporte sedimento abrasivo la velocidad se debe reducir en el orden de 0.15 m/s;
- Si el canal deriva el flujo desde un río con cargas de sedimento elevadas, se debe diseñar con una velocidad media de 0.30 a 0.61 m/s mayor que la permitida para el mismo material, y considerar como si el agua no fuera a transportar sedimento.

Tabla 4.1.9 Velocidad y esfuerzo tangencial máximos permisibles recomendados pro Fortier y Scobey (1926) para distintos materiales en canales rectos de pendiente pequeña y después de años en uso (Sotelo, 2002).

Material	n	Agua limpia	Agua que transporta sedimento coloidal		
		V en m/s	τ en N/m^2*	V en m/s	τ en N/m^2*
Arena fina, coloidal.	0.020	0.46	1.295	0.76	3.597
Marga arenosa, no coloidal.	0.020	0.53	1.774	0.76	3.597
Sedimento margoso, no coloidal.	0.020	0.61	2.302	0.91	5.275
Sedimento aluvial, no coloidal.	0.020	0.61	2.302	1.07	7.193
Tierra común, firme.	0.020	0.76	3.597	1.07	7.193
Arena volcánica.	0.020	0.76	3.597	1.07	7.193
Arcilla dura, muy coloidal.	0.025	1.14	12.469	1.52	22.06
Limo aluvial, coloidal.	0.025	1.14	12.469	1.52	22.06
Pizarras, arena cementada con fango o con roca volcánica.	0.025	1.83	32.131	1.83	32.131
Grava fina.	0.020	0.76	3.597	1.52	15.346
Tierra graduada de arcilla a guijarros, no coloidal.	0.030	1.14	18.223	1.52	31.651
Limos graduados hasta piedrillas, coloidal.	0.030	1.22	20.621	1.68	38.365
Grava gruesa, no coloidal.	0.025	1.22	14.387	1.83	32.131
Piedrillas y guijarros.	0.035	1.52	43.64	1.68	52.752

Velocidad crítica permisible para materiales no cohesivos

A continuación se presentan otros criterios utilizados, algunos de los cuales son más recientes.

- **Diagrama de Hjülstrom (Hjülstrom F., 1935)**

Se presenta en la Figura 4.1.1 la delimitación de zonas donde las condiciones pueden significar transporte, erosión o sedimentación de partículas de tamaño uniforme. La línea que separa las zonas de transporte y sedimentación representa a la condición de velocidad crítica de arrastre. Los resultados valen para tirantes sin mucha variación.

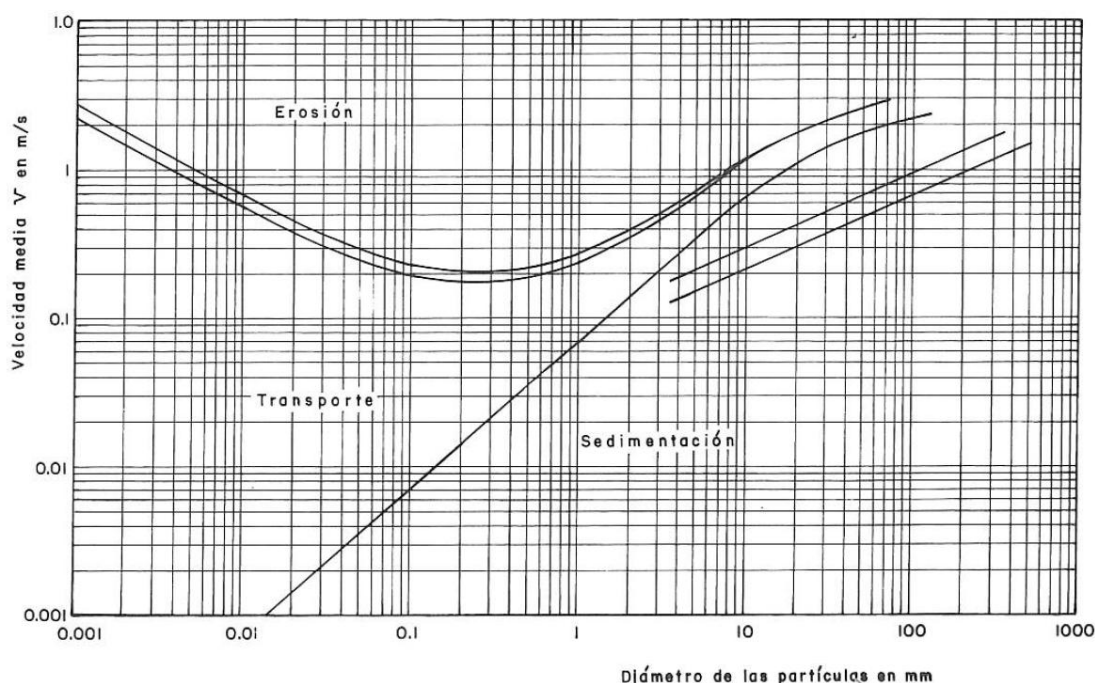


Figura 4.1.1 Criterio de Hjülstrom para el transporte de partículas de tamaño uniforme (Sotelo, 2002).

- **Criterio soviético**

En la revista citada en la publicación *Hydrotechnical Construction* (1936) se publicaron los valores de la velocidad máxima permisible para suelos no cohesivos cubriendo un intervalo amplio de tamaño de partículas, para un tirante medio de 1 m. Los resultados se presentan en la Figura 4.1.2, los cuales se corrigen por el factor que se obtiene de la Figura 4.1.3 cuando el tirante es diferente de 1 m.

- **Criterio de Lischtván-Levediev**

Los resultados de estos autores se presentan en la Figura 4.1.4, donde puede estimarse la velocidad máxima permisible (no erosiva) en términos de un intervalo amplio del diámetro de partículas y tirante en suelos no cohesivos. Otros investigadores expresaron los resultados de Lischtván-Levediev en términos de los parámetros adimensionales y/d y el número de Froude de la partícula, $V_c / [(S_s - 1) g d]^{1/2}$. Las ecuaciones de ajuste obtenidas por García Flores y Maza se presentan al principio de la Tabla 4.1.10; ellos observaron la tendencia hacia dos rectas bien definidas a pesar de la dispersión de los puntos.

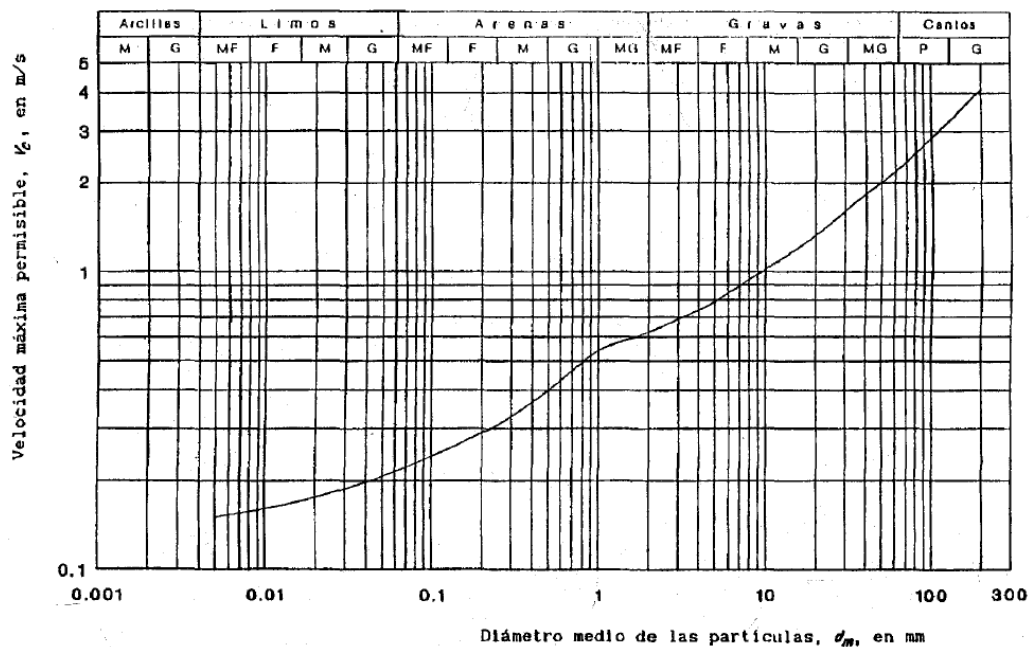


Figura 4.1.2 Velocidad máxima permisible, para material no cohesivo, según datos de la ex-Unión Soviética (Sotelo, 2002).

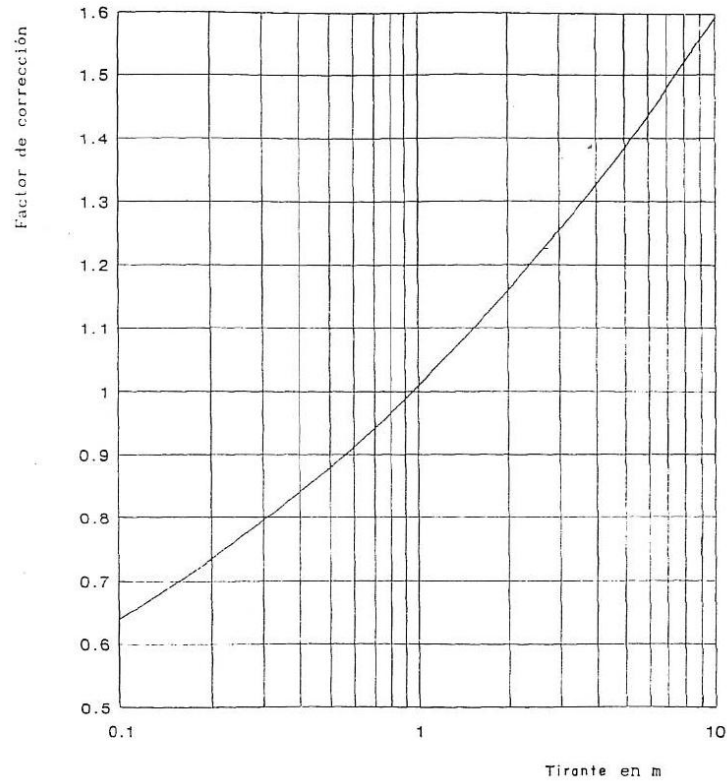


Figura 4.1.3 Factor de corrección de la velocidad máxima permisible para suelos cohesivos y no cohesivos, en función del tirante en el canal, según datos de canales en la ex-Unión Soviética (Sotelo, 2002).

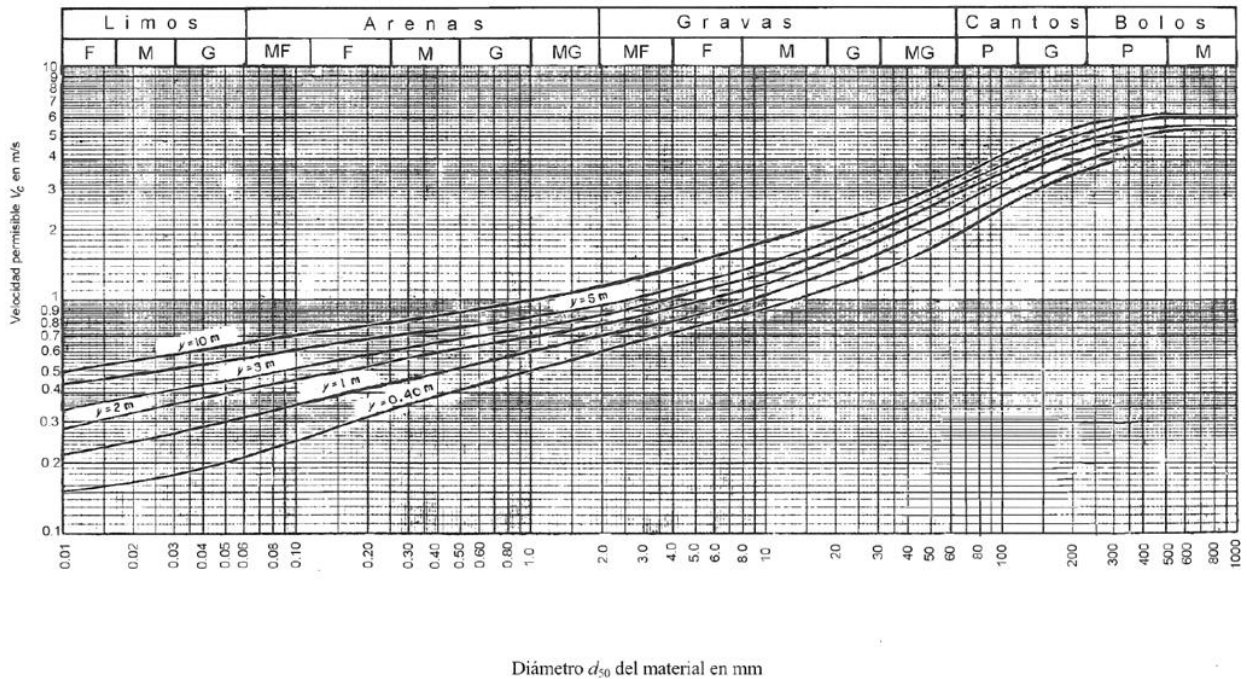


Figura 4.1.4 Velocidad máxima permisible para suelos no cohesivos (Lischtan-Levediev, 1959).

Otras ecuaciones para calcular la velocidad máxima permisible o sus variantes también se presentan en la Tabla 4.1.10 y su representación gráfica comparativa en las Figuras 4.1.5 y 4.1.6.

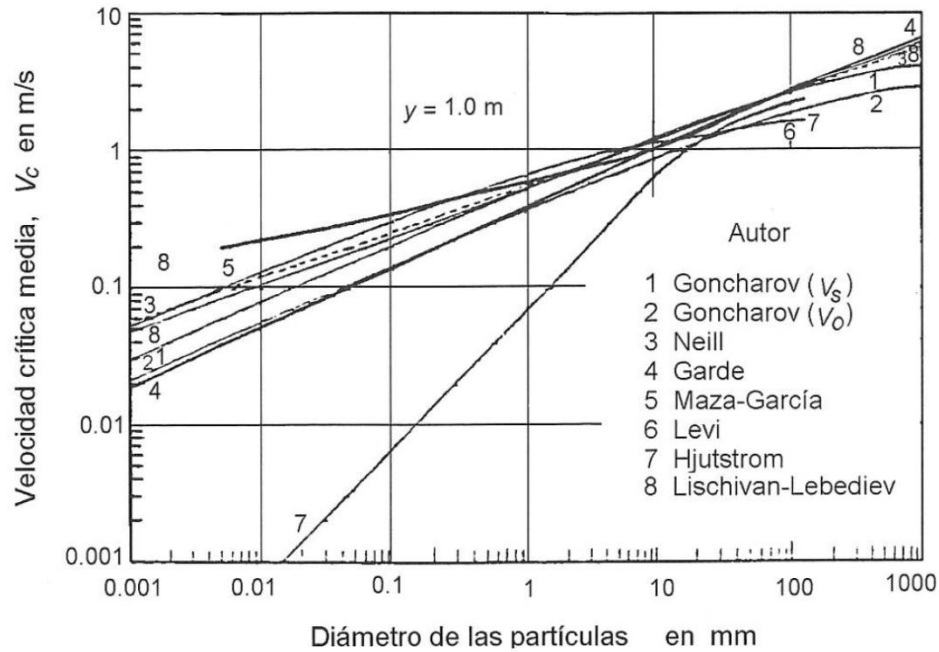


Figura 4.1.5 Comparación de criterios de velocidad crítica media para suelos no cohesivos (García Flores, 1996).

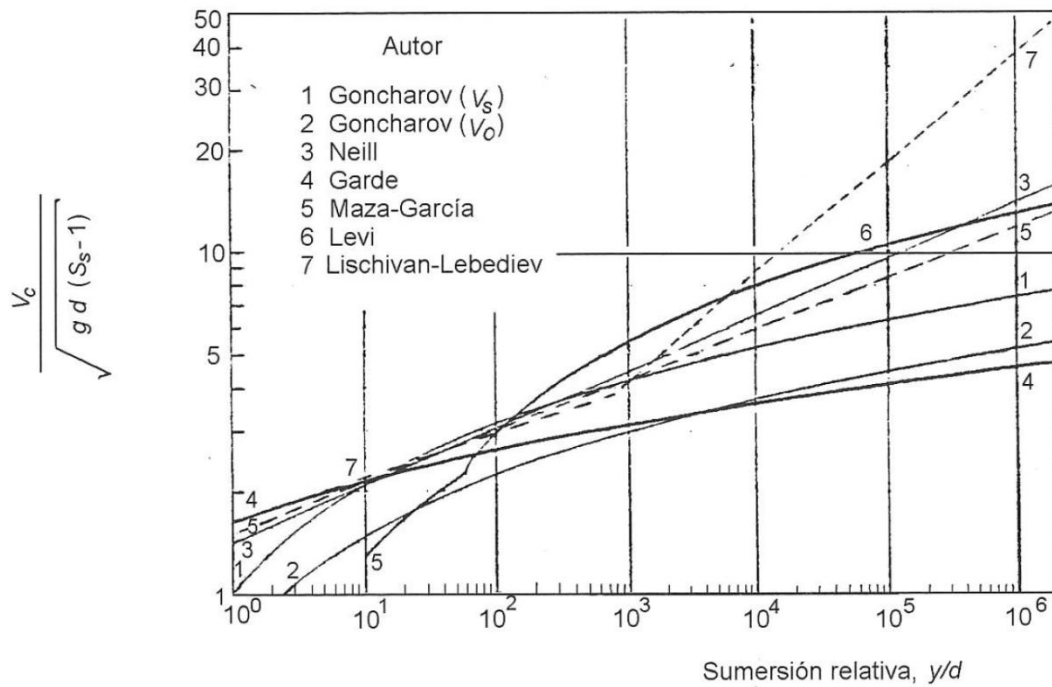


Figura 4.1.6 Comparación de ecuaciones adimensionales de velocidad crítica media para suelos no cohesivos (García Flores, 1996).

Tabla 4.1.10 Velocidad máxima permisible V_e (no erosiva) en canales con suelos no cohesivos, según distintos autores (García Flores y Maza, 1996).

Autor	Ecuación	Comentarios
Lischtvan - Levediev (1959) (referencia 22)	$\frac{V_e}{(S_s - 1)g d} = 1.63 \left[\frac{y}{d} \right]^{0.1283} \text{ Para } \frac{y}{d} \leq 744.19$ $\frac{V_e}{(S_s - 1)g d} = 0.4527 \left[\frac{y}{d} \right]^{0.3221} \text{ Para } \frac{y}{d} \leq 744.19$	d diámetro medio de las partículas en m, y tirante en m, S_s densidad relativa del material. (Ecuaciones de ajuste según García Flores) (referencia 17).
Goncharov (1964) (referencia 22)	$\frac{V_e}{(S_s - 1)g d} = 1.069 \log \left[8.8 \frac{y}{d} \right]$ $\frac{V_e}{(S_s - 1)g d} = 0.75593 \log \left[8.8 \frac{y}{d} \right]$	V_s velocidad de separación; V_e velocidad permisible (sin separación). Se relacionan mediante la expresión $V_e = 1.41421 V_p$ d diámetro medio de las partículas cuando la granulometría no es uniforme.
Maza-García (1978) (referencia 23)	$\frac{V_e}{(S_s - 1)g d} = 1.504 \left[\frac{y}{d} \right]^{-0.15}$	V_e velocidad crítica media, d el diámetro d_m cuando la granulometría no es uniforme. Pared hidráulicamente rugosa.
Neill (1968) (referencia 24)	$\frac{V_e}{(S_s - 1)g d} = 1.414 \left[\frac{y}{d} \right]^{-1/6}$	V_e velocidad crítica media. Pared hidráulicamente rugosa. d diámetro medio de las partículas.
Garde (1970) (referencia 25)	$\frac{V_e}{(S_s - 1)g d} = 0.5 \log \left[\frac{y}{d} \right] + 1.63$	V_e velocidad crítica media. Pared hidráulicamente rugosa. d diámetro medio.
Levi (referencia 26)	$\frac{V_e}{g d_m} = 1.4 \left[1 + \ln \left[\frac{y}{7 d_m} \right] \right]^{12} \left[\frac{d_{\max}}{d_m} \right]^{17} \text{ Para } 10 < \frac{y}{d_m} < 60$ $\frac{V_e}{g d_m} = 1.4 \left[\frac{d_{\max}}{d_m} \right]^{1/7} \ln \left[\frac{y}{7 d_m} \right] \text{ Para } \frac{y}{d_m} > 60$	d_m y d_{50} son diámetros característicos del material. Cuando es uniforme, $d_{\max} = d_m$. V_e velocidad crítica media. Pared hidráulicamente rugosa.

Velocidad crítica permisible para materiales cohesivos

Las experiencias en este caso son escasas y muy limitadas y se presentan en función de la compacidad del suelo o de su relación de vacíos. En la Figura 4.1.7 se muestran los valores de la velocidad crítica media en suelos cohesivos, elaborada con datos de la ex-Unión Soviética (*Hydrotechnical Construction*, 1936). Lischtvan y Levediev (1959) presentaron sus resultados para suelos arcillosos, en función del tirante medio del flujo, de la compacidad del suelo o de la densidad relativa del material seco y del porcentaje de su contenido de partículas finas, como se muestran en la Tabla 4.1.11.

Capítulo 4. Predicción de la erosión marginal en ríos

Tabla 4.1.11 Velocidad media permisible (no erosiva) en m/s para suelos cohesivos en canales rectos (Levediev, 1959).

Denominación de los suelos	Diámetro medio (en mm) y porcentaje del contenido de partículas		Suelos poco compactos, con densidad relativa del material seco hasta 1.2, relación de vacíos mayor de 1.2				Suelos medianamente compactos, con densidad relativa del material seco de 1.2 a 1.66, relación de vacíos de 1.2 a 0.6				Suelos compactos, con densidad relativa del material seco de 1.66 a 2.04, relación de vacíos de 0.6 a 0.3				Suelos muy compactos, con densidad relativa del material seco de 2.04 a 2.14, relación de vacíos de 0.3 a 0.2			
			Tirante en m															
	<0.005 (mm)	0.005 a 0.05 (mm)	0.4	1.0	2.0	3.0 o más	0.4	1.0	2.0	3.0 o más	0.4	1.0	2.0	3.0 o más	0.4	1.0	2.0	3.0 o más
Arcillas	30 a 50%	50 a 70%																
Suelos muy arcillosos	20 a 30%	70 a 80%	0.35	0.4	0.46	0.50	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Suelos poco arcillosos	10 a 20%	80 a 90%																
Suelos de aluvión, arcillas margosas			0.27	0.32	0.37	0.40	0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7
Suelos arenosos	5 a 10%	20 a 40%	Según la figura 4.1.7, de acuerdo con el tamaño de las fracciones arenosas.															

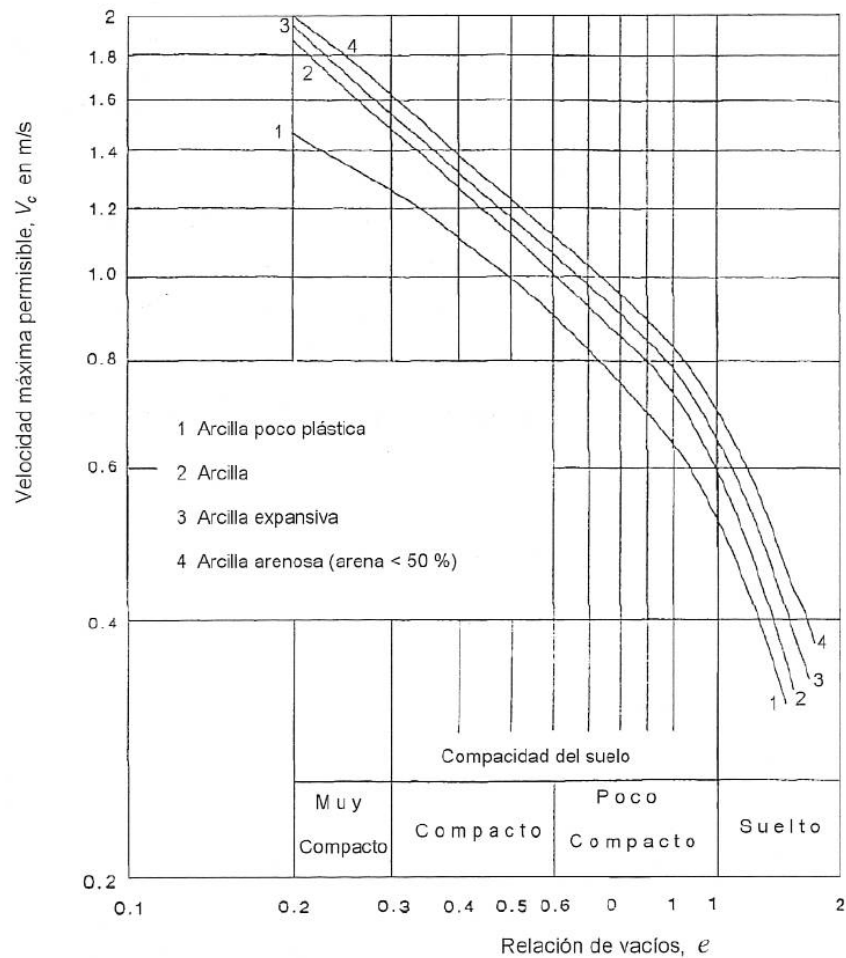


Figura 4.1.7 Velocidad máxima permisible para suelos cohesivos, según datos de canales en la ex-Unión Soviética (Sotelo, 2002).

4.2 Modelo numérico bidimensional IBER

Las herramientas numéricas han sido implementadas, desde hace varias décadas, en la hidrodinámica de masas de agua. Actualmente, existen diversos tipos de modelos, los cuales pueden ser usados para resolver una amplia variedad de problemas y generar distintos escenarios de solución. Estos modelos tienen varios grados de sofisticación y detallado, como las dimensiones en las que se conforma el análisis pudiendo ser entre modelos uni, bi o tridimensionales (1D, 2D y 3D); por lo anterior, la elección del modelo depende, en suma, del área de interés, las características físicas del sitio, y el fenómeno considerado.

La modelación matemática del flujo en lámina libre ha evolucionado paralelamente a la capacidad de procesamiento de equipos de cómputo, a los avances en las técnicas de percepción remota, y a la difusión de modelos informáticos de tipo hidrodinámico. Todo esto ha permitido que este tipo de modelización se convierta en una herramienta cada vez más atractiva y accesible.

Asimismo, en el desarrollo de un modelo hidrodinámico existen consideraciones a tener en cuenta, pues el objetivo central es obtener una modelación que sea lo más realista y precisa posible, y aún existen algunas limitaciones que todavía hoy son difíciles de solventar (Beven, 2001). Éstas incluyen aspectos como la carga computacional de los cálculos hidrodinámicos, los recursos necesarios para recopilar o generar los datos de entrada del modelo, así como para su desarrollo. Por tanto, la necesaria evaluación del comportamiento de los modelos, y la incertidumbre de los datos de entrada, condiciona fuertemente la propia selección del modelo a aplicar.

Con la finalidad de cumplir con los objetivos planteados sobre evaluar flujos cerca de la margen izquierda del río Carrizal, en inmediaciones del municipio de Centro, Estado de Tabasco, se propone de metodología la implementación y puesta a punto del modelo numérico bidimensional, utilizando el software IBER, desarrollado por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua, y desarrollado en colaboración con el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (de la Universidad de A Coruña UDC), el Grupo FLUMEN (de la Universitat Politècnica de Catalunya UPC y de la Universitat de Barcelona UB) y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE (vinculado a la Universitat Politècnica de Catalunya UPC), el cual ha sido utilizado en diversos estudios de inundación y erosión en el mundo, ya que consta de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos,

con lo cual se conforma una herramienta muy completa y se adecua claramente a los alcances del presente estudio.

Para sustentar la aplicación de la modelación numérica, se presenta brevemente el marco teórico en el que se incluyen ecuaciones de gobierno que conforman la herramienta seleccionada. Además, se describe la puesta a punto del modelo a fin de simular los flujos del río Carrizal en Tabasco.

4.2.1 Ecuaciones de gobierno

Este apartado contiene las bases teóricas a partir de las cuales se realiza la modelación en IBER. Para el desarrollo de este trabajo, fueron aplicados los 3 módulos que conforman el software, por lo cual se hace referencia a cada uno de ellos a continuación.

Ecuaciones hidrodinámicas

Las ecuaciones de Navier Stokes rigen el comportamiento de los fluidos viscosos, y debido a su complejidad no poseen solución analítica salvo en ciertos casos puntuales, ya que gobiernan el movimiento de un fluido en las tres dimensiones del espacio. Pero al asumir algunas hipótesis simplificativas, se obtiene el sistema de ecuaciones de aguas someras en dos dimensiones (en inglés 2D-SWE, *Shallow Water Equation*), también conocidas como ecuaciones de Saint-Venant, que resultan válidas cuando el flujo que se quiere analizar presenta carácter bidimensional, con velocidades verticales pequeñas, pendientes del fondo del cauce suaves y en general predominio de las dimensiones horizontales sobre la vertical.

Para llegar de las primeras ecuaciones al sistema de Saint Venant 2D se realizan las siguientes acciones:

- Un promedio temporal para filtrar las fluctuaciones turbulentas, con lo cual se obtienen las ecuaciones de Reynolds;
- Una promedio en la profundidad para pasar de las ecuaciones tridimensionales a las ecuaciones bidimensionales.

El flujo de agua es turbulento, lo que significa que la velocidad instantánea del agua se puede descomponer en dos componentes: un valor medio y unas fluctuaciones turbulentas. Así que, el promedio temporal, también identificado como

descomposición de Reynolds consiste en descomponer la velocidad instantánea en la suma de la velocidad media y unas fluctuaciones turbulentas de manera que la velocidad media se puede entender como el promedio temporal de la velocidad instantánea en un cierto intervalo de tiempo. Las ecuaciones que se obtienen después de este proceso se conocen como ecuaciones de Reynolds.

El promedio en la profundidad, o integración vertical consiste en promediar todos los términos de las ecuaciones de Reynolds en la dirección vertical. Para poder llevar a cabo dicho promedio, una suposición básica es que la componente vertical de la velocidad es despreciable frente a la fuerza ejercida por la gravedad y que las otras dos componentes de la velocidad no varían mucho en la misma vertical, es decir, se puede asumir que son constantes en la vertical.

El módulo hidrodinámico del software IBER resuelve las ecuaciones de Saint-Venant. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad.

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s \quad (\text{Ecuación 4.2.1})$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \quad (\text{Ecuación 4.2.2})$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{h^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} + 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \quad (\text{Ecuación 4.2.3})$$

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

Discretización del dominio

Las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales son un sistema de ecuaciones diferenciales, en derivadas parciales, hiperbólico y no lineal, y pese a su notable simplificación respecto a las ecuaciones de Navier Stokes, ni siquiera las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant tienen solución analítica teniendo que ser resueltas mediante métodos numéricos.

Existen un gran número de métodos y esquemas numéricos apropiados entre ellos, los más populares son:

- Volúmenes finitos
- Elementos finitos
- Diferencias finitas

Actualmente los más utilizados en modelos de dinámica de fluidos son los métodos de volúmenes finitos y de elementos finitos, ya que ambos métodos permiten una gran flexibilidad geométrica para definir el problema a estudiar, lo que los hace especialmente adecuados para problemas de hidráulica fluvial con geometrías irregulares.

El software IBER resuelve las ecuaciones diferenciales por el método de volúmenes finitos, lo que hace necesario realizar previamente una discretización espacial del dominio a estudiar. Para ello se divide el dominio de estudio en celdas de tamaño relativamente pequeño, generando lo que se conoce como malla de cálculo. Estas mallas numéricas se pueden clasificar en dos grupos principales: mallas estructuradas y no estructuradas. Las primeras usan algoritmos numéricos más simples y generalmente consiguen ordenes de precisión más altos, mientras que las mallas no estructuradas son más adecuadas para geometrías complejas, ya que se adaptan con facilidad a cualquier tipo de geometría, convirtiéndolas en las más indicadas para ser utilizadas en modelaciones de hidráulica fluvial.

En mallas bidimensionales, lo más habitual es utilizar mallas formadas por elementos triangulares, pudiéndose utilizar asimismo elementos cuadrangulares en zonas con una geometría más regular.

Fricción de fondo

El fondo ejerce una fuerza de rozamiento sobre el fluido que es equivalente al rozamiento con una pared, con la particularidad de que, en general, en ingeniería hidráulica la rugosidad del fondo es elevada, como ocurre en los ríos. La fricción del

fondo tiene un doble efecto en las ecuaciones de flujo, por un lado produce una fuerza de fricción que se opone a la velocidad media, y por otro lado, produce turbulencia (FLUMEN,2014).

En los modelos promediados en profundidad, como es nuestro caso, no es posible calcular la velocidad de fricción por medio de funciones de pared estándar, tal y como se hace en los contornos tipo pared, ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical. Por tanto es necesario relacionar la velocidad de fricción con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción (FLUMEN,2014).

IBER evalúa la fricción de fondo mediante la fórmula de Manning, la cual utiliza el coeficiente de Manning (n) como parámetro. La fórmula de Manning utiliza el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad (\text{Ecuación 4.2.4})$$

en donde, C_f es coeficiente de fricción de fondo, n el coeficiente de Manning, g es la aceleración de la gravedad, y h representa el tirante.

Modelos de turbulencia

En toda modelación numérica se tiene como objetivo central representar los procesos en estudio tal como suceden en la realidad, para lo cual se incluyen diversos parámetros a través de los cuales se pretende incorporar su efecto. Por lo anterior, y ya que prácticamente la totalidad de los flujos en lámina libre en ríos, canales y zonas costeras son turbulentos, el módulo de turbulencia favorece ampliamente el desarrollo de este trabajo.

En un flujo turbulento en lámina libre pueden observarse remolinos de diferente tamaño que aparecen y desaparecen con un movimiento aparentemente caótico. Tales remolinos turbulentos son los principales responsables de los procesos de mezcla, por lo que juegan un importante papel tanto en la hidrodinámica como en los estudios de la mezcla de las propiedades transportadas tales como la energía, el momento, transporte en suspensión; por lo cual, al simular la turbulencia se logra obtener resultados más precisos cuando se resuelve mediante computación numérica.

Existen diversas aproximaciones para tomar en cuenta los efectos turbulentos en el flujo, entre los cuales se encuentra el método RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes), que modela todos los efectos de la turbulencia promediando las ecuaciones de Navier-Stokes mediante el promedio de Reynolds. Esta técnica es menos costosa

pero la precisión obtenida en la simulación de la turbulencia depende del modelo de turbulencia utilizado, ya que no existe un único modelo con constantes universales. No obstante, la aproximación RANS es una técnica comúnmente utilizada en la práctica ingenieril puesto que proporciona un buen compromiso entre precisión numérica y coste computacional, ya que trabaja con la velocidad media como variable de cálculo.

Las tensiones turbulentas, también conocidas como tensiones de Reynolds representan el efecto de las fluctuaciones turbulentas en la hidrodinámica del flujo, y su cálculo aproximado requiere la utilización de un modelo de turbulencia.

Se han desarrollado diversos modelos, los cuales varían según el número de ecuaciones diferenciales necesarias para caracterizar el estado de turbulencia. En el software IBER se incorporan las siguientes opciones para calcular la viscosidad turbulenta promediada en profundidad (de menor a mayor complejidad):

- Viscosidad turbulenta constante
- Perfil parabólico de viscosidad turbulenta
- Modelo de longitud de mezcla
- Modelo k-ε de Rastogi y Rodi (1978)

La inclusión de modelos de turbulencia de diferente complejidad permite seleccionar el más adecuado en cada caso de estudio, teniendo en cuenta la complejidad del flujo y del modelo.

Modelo de transporte sólido

El módulo de transporte sólido resuelve las ecuaciones de transporte de sedimentos no cohesivos en régimen no estacionario. Se resuelven tanto las ecuaciones de transporte de fondo como las ecuaciones de transporte en suspensión, modelándose el acoplamiento entre la carga de fondo y la carga en suspensión mediante un término de sedimentación/resuspensión. El módulo de transporte de sedimentos utiliza el campo de velocidades, calados y de turbulencia proporcionado por los módulos hidrodinámico y de turbulencia (Flumen, 2014).

La variación de la cota de fondo se calcula mediante la ecuación de conservación del sedimento de Exner, que viene dada por:

$$(1 - p) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E \quad (\text{Ecuación 4.2.5})$$

donde p es la porosidad de los sedimentos que forman el lecho, Z_b es la cota de fondo, $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$ son las dos componentes del caudal sólido de fondo. La diferencia D-E representa un balance entre carga de fondo, D, y carga en suspensión, E.

El caudal sólido de fondo se calcula a partir de formulaciones empíricas. En la versión actual del modelo se implementan las siguientes formulaciones ampliamente conocidas y utilizadas.

- Meyer-Peter Müller (1948)

La ecuación es deducida para fondos de grava de hasta 30 milímetros de diámetro; y en el software es aplicada considerando la corrección de Wong (2003) y Wong y Parker (2006):

$$q_{sb}^* = 3.97(\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{2/3} \quad (\text{Ecuación 4.2.6})$$

en donde τ_{bs}^* es la tensión de grano adimensional, y τ_c^* representa la tensión crítica de fondo adimensional, que al tratarse de un fondo plano se considera de 0.0495, y en caso contrario se realiza una corrección.

Cuando el fondo no es plano, las ecuaciones anteriores deben corregirse para tener en cuenta el efecto de la gravedad, tanto en el sentido de aumentar el transporte de fondo con pendiente positiva, como de disminuirlo con pendiente adversa. La formulación de la corrección por pendiente de fondo, que se realiza sobre el término de tensión crítica de inicio del movimiento, se detalla en Apsley y Stansby (2008) donde se presenta un trabajo que engloba y generaliza metodologías de trabajos anteriores de varios autores (Flumen, 2014).

- Van Rijn

En la formación de Van Rijn el caudal sólido de fondo se calcula a partir de las siguientes expresiones:

$$T < 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.053 - \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad (\text{Ecuación 4.2.7})$$

$$T > 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.100 - \frac{T^{1.5}}{D_*^{0.3}} \quad (\text{Ecuación 4.2.8})$$

siendo T un parámetro adimensional que mide el exceso de fricción de fondo por encima del valor crítico que define el umbral del movimiento:

$$T = \frac{\tau_{bs}^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad (\text{Ecuación 4.2.9})$$

El diámetro adimensional se define como:

$$D_* = D_s \left(\frac{g R}{v^2} \right)^{1/3} \quad (\text{Ecuación 4.2.10})$$

$$R = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (\text{Ecuación 4.2.11})$$

en donde v es la velocidad, γ_s peso específico de las partículas, y γ peso específico del agua.

- Engelund y Hansen

Engelund y Hansen (1967) es una ecuación de carga total de transporte que fue desarrollada de datos aforados. Fueron usadas arenas de tamaño relativamente uniformes de entre 0.19 mm y 0.03 mm. Aunque relativamente es función simple de la velocidad del canal, la fuerza cortante en el lecho y el material tipo d_{50} . La aplicación de esta ecuación debería ser únicamente para sistemas arenosos (Brunner, 2010a).

$$q_{sb}^* = 0.05 \gamma_s v^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g \Delta} \right)^{1/2} \quad (\text{Ecuación 4.2.12})$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \quad (\text{Ecuación 4.2.13})$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (\text{Ecuación 4.2.14})$$

siendo D_{50} es el diámetro de las partículas de la mezcla tal que el 50% en peso son menores que esos valores; τ_o , es el esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo.

El transporte de sedimentos en suspensión se modela mediante la siguiente ecuación de transporte turbulento promediada en profundidad:

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial hU_x C}{\partial x} + \frac{\partial hU_y C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(\Gamma + \frac{v_t}{S_{c,t}} \right) h \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + \frac{\partial D_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial D_{sy}}{\partial y} + (D - E) \quad (\text{Ecuación 4.2.15})$$

en donde C es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, U_x , U_y son las dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad, ν es la viscosidad turbulenta, Γ es el coeficiente de difusión molecular de sólidos en suspensión, y Sc_t es el número de Schmidt, que relaciona el coeficiente de difusión turbulenta de momento con el coeficiente de difusión turbulenta de sólidos en suspensión (Flumen, 2014).

Los términos D_{sx} , D_{sy} modelan la dispersión de sedimento en suspensión debido a la no homogeneidad del perfil de velocidades y de concentración de sedimento en la dirección vertical. Normalmente su efecto se desprecia en los modelos 2D de aguas someras, a pesar de que su importancia puede ser relevante cuando las concentraciones y velocidades varíen en profundidad, como por ejemplo en canales con codos o radios de curvatura pequeños. Los términos E y D modelan respectivamente la puesta en suspensión de sólidos que se encuentran en el fondo (resuspensión de sedimento) y la deposición de sólidos en suspensión en el fondo del lecho. Su diferencia representa un balance, y por lo tanto un acoplamiento, entre carga de fondo y carga en suspensión (Flumen, 2014).

Se implementan 3 formulaciones para el cálculo del término de resuspensión/deposición: Van Rijn (1987), Smith (1977) y Ariathurai y Arulanandan (1978). Las dos primeras son válidas para lechos de arena, mientras que la de Ariathurai es válida para lechos cohesivos. Las 3 formulaciones están especialmente recomendadas en el último Manual de Transporte de Sedimentos del ASCE, entre ellas la más extendida es la formulación de Van Rijn, por ello y debido también a que el material que se localiza en la zona de estudio es no cohesivo, únicamente se aplicara la formulación de Van Rijn, que a continuación es detallada.

En la formulación de van Rijn (1987) el término $E-D$ se evalúa a partir de la siguiente expresión:

$$E - D = W_s(c_a^* - c_a) = \alpha W_s(C^* - C) \quad (\text{Ecuación 4.2.16})$$

en donde α es un coeficiente que relaciona la concentración media de partículas en suspensión y la concentración cerca del lecho del río, cuyo valor se obtiene a partir del perfil de Rouse para la distribución de concentración de sedimentos en profundidad, W_s es la velocidad de sedimentación de las partículas sólidas, C es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad, C^* es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad en condiciones de equilibrio (capacidad de transporte de sólidos en suspensión), c_a y c_a^* son respectivamente la concentración instantánea y la concentración de equilibrio a una altura $z=a$ sobre el lecho del río,

siendo a el espesor de la capa en la cual se produce el transporte de fondo (límite teórico de separación entre el transporte de fondo y el transporte en suspensión). Dicho espesor se puede evaluar de forma aproximada a partir del diámetro del sedimento. El coeficiente α se calcula a partir de la distribución de concentración en la vertical (perfil de Rouse) a partir de la siguiente integral:

$$\alpha = \frac{h-a}{\int_a^h \left(\frac{h-z}{z} \frac{a}{h-a} \right)^{W_s/k \cdot u_*} dz} \quad (\text{Ecuación 4.2.17})$$

siendo $\kappa=0.41$ la constante de von Karman, a es 3 veces el D_{50} , y la concentración de equilibrio cerca del lecho del río es:

$$c_a^* = 0.015 \frac{D_{50} \cdot T^{1.5}}{a \cdot D_*^{0.3}} \quad (\text{Ecuación 4.2.18})$$

$$a = k_s \quad (\text{Ecuación 4.2.19})$$

$$k_s = 3 \cdot D_s \quad (\text{Ecuación 4.2.20})$$

$$D_* = D \cdot \left(\frac{gR}{v^2} \right)^{1/3} \quad (\text{Ecuación 4.2.21})$$

4.2.2 Puesta a punto del modelo numérico

Debido a condiciones de deslave que se han presentado en la zona cóncava de la margen izquierda del río Carrizal, y a que esta misma margen está sujeta a velocidades importantes que ayudan al proceso de erosión, se realiza el análisis numérico con la finalidad de cuantificar los forzamientos físicos que generan dichas condiciones. Posteriormente, basados en los procedimientos más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo en curvas, en esta sección, se presenta la simulación numérica del flujo de tres escenarios posibles.

La metodología básica o común para llevar a cabo una modelación bidimensional en este software es la siguiente: crear geometría; asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad del fondo, modelo de turbulencia, modelos de sedimentos, etcétera); asignar condiciones de contorno e iniciales; asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico y activación de módulos adicionales); construir una malla de cálculo; y, ejecución de los cálculos.

Para determinar las velocidades de la corriente en el tramo del río, se utilizan 24 horas de modelación, que son suficientes para observar una estabilización del flujo.

El punto de partida de este estudio consiste en evaluar las velocidades en la zona de interés que resulten del tránsito del gasto medio anual reportado bajo las condiciones actuales (3 espigones) y también con las alternativas de solución propuestas. Así mismo, se plantea la simulación numérica del gasto máximo posible determinado por la compuerta reguladora del Macayo en el río.

Para poder desarrollar la modelación bidimensional por medio del software IBER 2.2, se requiere preparar y transformar los datos al formato adecuado que puede procesar tal programa, para lo cual se da un pretratamiento a la información base del proyecto, mediante la aplicación de un SIG (Sistema de Información Geográfica); a continuación se describe brevemente dicho procedimiento.

Pretratamiento de los datos

El modelo bidimensional restringe el ingreso de información procesada a ciertos formatos, entre los que se encuentra el sistema de codificación ASCII. Así, a través de un SIG se transforman los datos de las elevaciones del área de estudio a este tipo de código.

Se trata de una etapa primordial, ya que las curvas topobatimétricas de la zona de interés conforman la base fundamental de este tipo de modelaciones, por lo que se requiere contar con información que represente y describa con precisión el área a procesar.

Por medio del SIG, las curvas de nivel mencionadas, las cuales se encuentran en formato dxf, son interpoladas para completar la información faltante en la zona de interés, generando con ello una red irregular de triángulos (TIN), que es una superficie basada en vectores que representa la morfología de la superficie del terreno en estudio. Dicha red, requiere ser transformada a un formato ráster (información contenida en celdas o píxeles) para poder ser procesada en el modelo bidimensional, así debido a la precisión requerida y al ancho del río Chichas, se consideró forman píxeles de 0.25 metros.

Posteriormente, se realiza una última transformación de los datos a un formato de archivo de texto, eligiendo el código de intercambio de información ASCII. Finalmente, este nuevo archivo puede ser ingresado como información al modelo IBER (Figura 4.2.1).

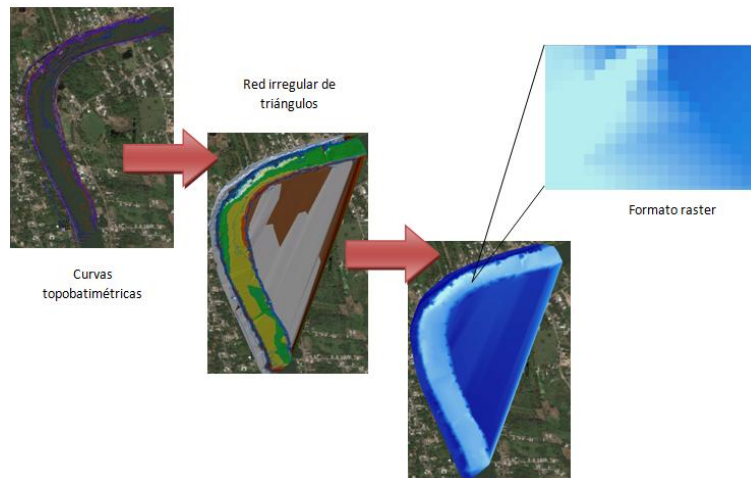


Figura 4.2.1 Pretratamiento de la información topobatemétrica a través de un GIS.

Geometría y mallado

Las condiciones de contorno e iniciales, así como la mayor parte de parámetros de entrada se pueden asignar a la geometría, como también a la malla. La diferencia reside en que las condiciones asignadas sobre la geometría se traspasan a la malla al crearla, mientras que las condiciones asignadas sobre la malla se pierden al remallar (Calzas, 2013). Además, la geometría establece el dominio físico de análisis del modelo numérico, por ello y lo anteriormente mencionado, es importante identificar la estructuración más conveniente con la finalidad de facilitar tales asignaciones posteriores.

Por tanto, tomando en cuenta lo anterior se trazó la geometría a partir del cauce, las áreas inundables durante la modelación, y el seccionamiento de la rugosidad. En la Figura 4.2.2 pueden observarse el conjunto de superficies en color magenta, mientras que las líneas se encuentran representados en azul.

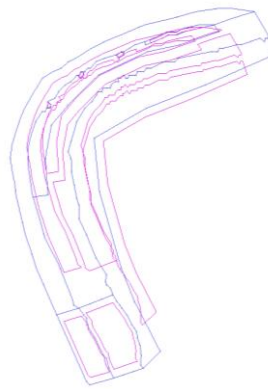


Figura 4.2.2 Geometría trazada para análisis hidrodinámico.

La malla determina el dominio de cálculo (computacional) al discretizar el dominio físico de interés, es decir, el cálculo se realiza para cada elemento que conforma el mallado, por ello es tan importante optimizar esta condición pues va directamente relacionada al tiempo de cálculo, ya que conforme aumenta el número de elementos también el tiempo de procesamiento.

De acuerdo a la estructuración de la geometría, se trabaja con un mallado no estructurado e irregular, integrado por elementos triangulares. Y, el tamaño de los elementos se determinan tomando en cuenta: las características de los ríos, como su ancho; las zonas inundables, y zonas críticas, como son en el caso de estudio del río Carrizal, la zona en donde se localizan los espigones y deslaves.

Para poder determinar los tamaños óptimos, se llevó a cabo una calibración entre tiempo de simulación o costo computacional, y tamaño mínimo requerido para los elementos. En la Figura 4.2.3, inciso *a*, se observan los diferentes tamaños de malla utilizados finalmente, que van desde 10 m² para zonas menos predominantes, hasta 1 m² para zonas como donde se ubican los espigones y la zona de deslave. En el inciso *b*, se observa la estructura de la malla finalmente establecida, la cual esta compuesta por 46 288 elementos triangulares.

A continuación, a la malla se le asignan las elevaciones transformadas anteriormente en el SIG, con lo que se obtiene una nueva superficie que es la base de la modelación (Figura 4.2.4).

Finalmente, se obtiene la topobatimetría a lo largo del cauce, y las elevaciones de la zona cercanas a la margen (Figura 4.2.5).

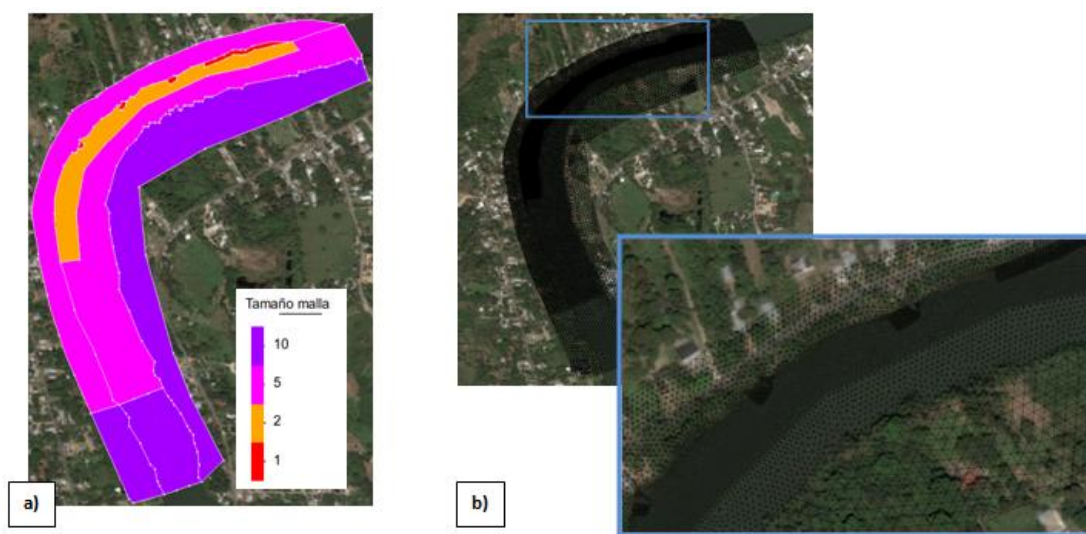


Figura 4.2.3 Malla implementada en el análisis hidrodinámico.



Figura 4.2.4 Superficie con las elevaciones topobatimétricas para análisis hidrodinámico.

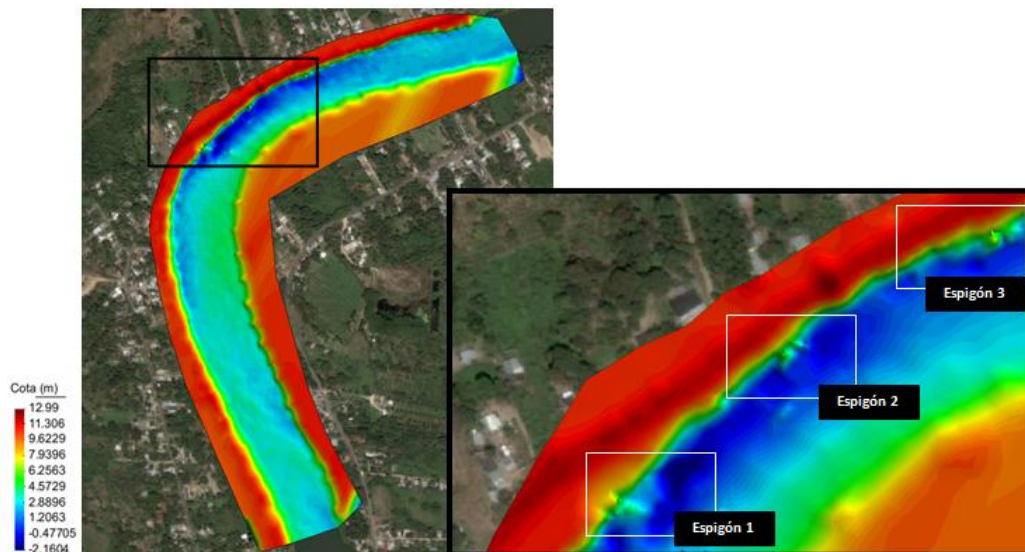


Figura 4.2.5 Batimetría de la franja del río Carrizal, elevaciones en su margen y de los espigones actuales.

Rugosidad

En Iber, la rugosidad se establece a través del coeficiente de Manning, que se puede definir según usos de suelo para caracterizar las superficies que conformen la geometría o, en su caso, a los elementos de la malla.

Se consideró la rugosidad variable a lo largo del sistema (Figura 4.2.6), diferenciando a las zonas de las laderas, márgenes y estructuras tales como son los espigones en el río de acuerdo a los valores recomendados por Chow (1982).

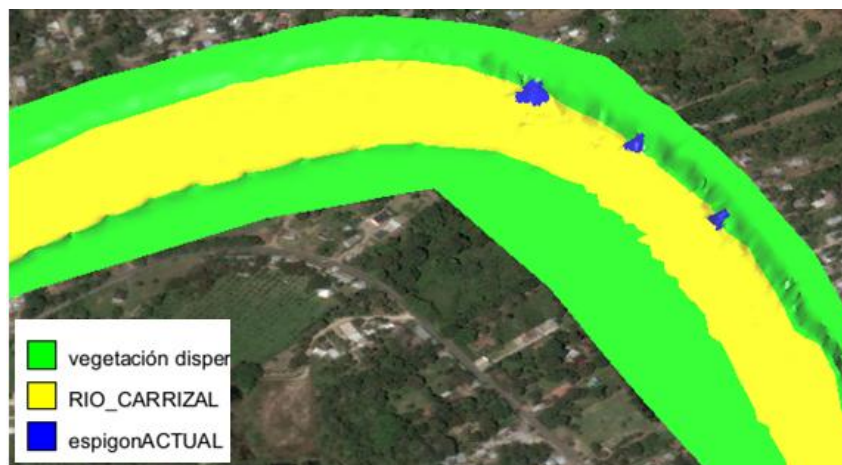


Figura 4.2.6 Distribución de la rugosidad de los espigones actuales.

Condiciones de frontera e iniciales hidrodinámicas

Una vez establecida la malla de modelación, se definieron y ubicaron las condiciones de frontera para localizar el forzamiento del flujo dentro del modelo.

Como puede observarse en la Figura 4.2.7, se determinaron dos fronteras, representando la entrada y salida del flujo. La condición de entrada es determinada por el caudal proveniente de la compuerta Macayo, para las cual se cuenta con dos condiciones:

- Condiciones normales del flujo, con un gasto de $200 \text{ m}^3/\text{s}$; y
- Condiciones críticas del flujo, con un gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$.

En este análisis se asigna como condición de salida, de acuerdo a la bibliografía consultada, un vertedor de altura cero, con un coeficiente de 1.7 (Figura 4.2.7). Esta condición de salida en simulaciones fluviales es ampliamente utilizada, ya que es recomendada por los mismos creadores del software, al no disponer de registros (Flumen, 2015).

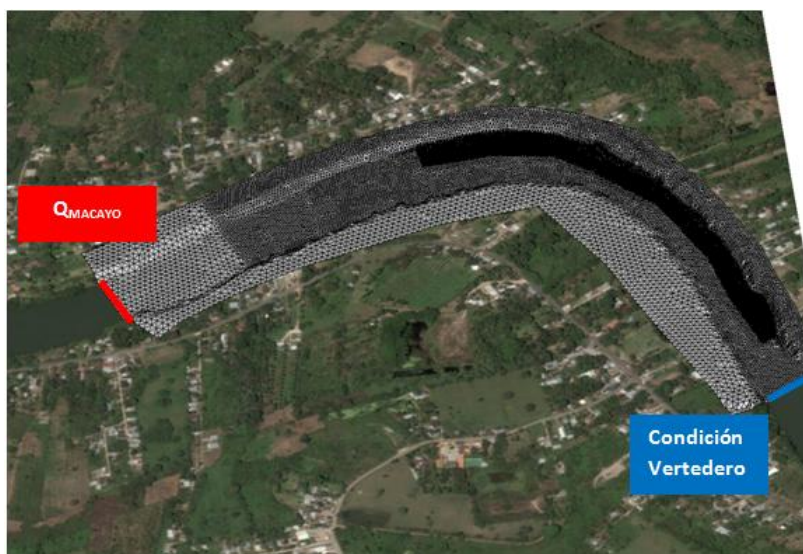


Figura 4.2.7 Condiciones de frontera y malla de modelación para la zona de estudio.

Se considera como condición inicial tirantes nulos asignados a todo el dominio, es decir se inicia con toda la superficie seca, condición que generalmente se aplica en este tipo de simulaciones cuando no se dispone de datos.

Condiciones de frontera e iniciales para módulo de turbulencia

Prácticamente la totalidad de los flujos a superficie libre (lámina libre) en ríos, canales y zonas costeras son turbulentos, aunque en determinados casos la turbulencia no es suficientemente elevada como para tener una influencia notoria en el campo de velocidad en profundidad; situación que suele suceder en ríos y estuarios con una geometría lo suficientemente suave como para que no se produzcan zonas de recirculación en planta.

Se decidió analizar bajo diferentes perspectivas las condiciones que prevalecen y determinar qué modelo es el más adecuado para este trabajo. Primeramente, se consultó en la bibliografía las recomendaciones que se utilizan para el software, después se complementó con un análisis de sensibilidad de los modelos de turbulencia disponibles, y la información de sitio que se tiene sobre la zona de estudio.

De acuerdo a la complejidad del modelo de turbulencia seleccionado aumenta el costo computacional, por ello es importante precisar los requerimientos del estudio, para lograr un balance entre los tiempos de simulación y la precisión de los resultados.

Finalmente, se determinó que se requiere tomar en cuenta un modelo de turbulencia que presente las zonas de recirculación, para lo cual un modelo recomendado es el Modelo K- ϵ de Rastogi y Rodi; el cual al ser el más complejo del software, se incrementa considerablemente el tiempo de simulación. El módulo de turbulencia requiere la asignación de condiciones de contorno para las variables k y ϵ , y condiciones iniciales en todo el dominio.

Como condición inicial se debe definir el valor de las variables k y ϵ en todos los elementos de la malla del problema en cuestión. Si el cálculo comienza a partir de condiciones hidrostáticas (como suele ser habitual en Iber) se recomienda dejar estos valores igual a cero (CIMNE, 2012).

Las condiciones de contorno se imponen únicamente en el contorno de entrada. Al no contar con los valores estimados de k y ϵ , se determina la condición de flujo uniforme, en la cual Iber calcula automáticamente los valores de k y ϵ en el contorno asumiendo flujo uniforme en canal rectilíneo, utilizando para ello los valores de velocidad, calado y tensión de fondo en el contorno. Esta opción viene a ser equivalente a imponer una condición de tirante (calado) normal, pero únicamente se aplica a las variables turbulentas.

Se establece el parámetro de tirante límite el cual debe ser siempre igual o superior a la tolerancia seco-mojado.

Así también, de acuerdo a la bibliografía, se activa la Estabilización y se determina un esquema MUSCL (Monotone Upstream Schemes for Conservation Laws), que es aplicable cuando se requiere un orden de precisión elevado con un tamaño de malla que no sea excesivamente fino, en el cual se realiza una reconstrucción lineal en cada elemento de la malla de variable no conservada, y posteriormente, se calcula el flujo convectivo en cada arista de la malla de cálculo.

Si se activa la opción de Estabilización se mejora la estabilidad del modelo en la presencia de frentes de inundación a cambio de perder un poco de precisión en la resolución de las ecuaciones k - ϵ . Se recomienda dejar activada esta opción (CIMNE, 2012).

Condición del módulo de sedimentos

Para poder observar el proceso de erosión y sedimentación en la zona de estudio, se requiere implementar el módulo de sedimentos; en este, se asignan los modelos que rigen el comportamiento de las partículas tanto para las de fondo como en suspensión.

De acuerdo a un análisis de sensibilidad, a la caracterización de la zona de estudio y, a investigación bibliográfica, se determinó que la ecuación aplicable es Meyer Peter & Müller, ya que hasta ahora es uno de los modelos que mejor resultados arroja (Marin, 2011). Para su aplicación, es necesario determinar ciertas características de las partículas como: la porosidad, D_{50} , ángulo de fricción y, número de Schmidt; estableciéndose este último de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Referencia del programa ya que se no es un dato conocido. Los otros requerimientos fueron obtenidos de la información obtenida a través de mediciones en campo presentadas en el Capítulo 3, además de otras fuentes (Sanders, 1998), quedando finalmente de la siguiente manera:

- $D_{50} = 0.0024$ metros
- Porosidad = 0.38
- Ángulo de fricción = 0.58 radianes

Así también, se asigna como condición de entrada de sedimentos la opción de capacidad de arrastre, en la cual el ingreso al sistema de material depende directamente del modelo de sedimentos que se seleccionó anteriormente.

4.2.3 Simulación de escenarios de alivio

Además de simular un modelo bajo las condiciones actuales en que se encuentra la zona en estudio, se plantean procedimientos comúnmente utilizados para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo en curvas. Las alternativas propuestas están enfocadas a dos tipos de estructura: espigones y protección marginales.

Actualmente, en la zona de estudio se cuenta con 3 espigones, pero de acuerdo a Maza et al. (1977) no se encuentran funcionando adecuadamente, por lo que se propone rehabilitar los existentes, además en otros de escenarios de alivio se plantea aumentar el número de espigones. Así también, se propone la incorporación de una protección marginal (rip rap) y, la combinación de ambas estructuras, esto es con la finalidad de observar que escenario ofrece los mejores resultados.

A continuación, se describe brevemente la metodología seguida para el diseño de cada una de alternativas de mitigación del proceso erosivo en la zona de estudio.

Diseño de espigones

Los espigones se encuentran en deterioro debido a las condiciones de velocidades máximas generadas en el cambio de dirección, y según las condiciones detalladas, no cumplen con los requerimientos de reducción de la intensidad de flujo en el sistema, por lo cual se plantea su diseño nuevamente. Existen diferentes diseños de espigones, espigón empotrado o espigón apoyado en la margen, así como de diferentes tamaños, cortos (spurs) o largos (groynes), o pueden ser permeables o impermeables en el sentido que pueden permitir o no el paso del agua a través de ellos. Los espigones permeables son más efectivos en los ríos que tienen mayor cantidad de carga de fondo y altas concentraciones de sedimentos, debido a que estos espigones facilitan la sedimentación.

La solución numérica de rehabilitación considera las estructuras de espigones existentes (geometría y distribución espacial), y se basa en las recomendaciones de los diseños establecidos en los manuales de hidráulica de ríos (Maza et al, 1997; Suárez, 2001), por lo cual, primeramente se inspeccionan las condiciones existentes.

- **Radio**

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, conviene dentro de lo posible, que los radios de las curvas nuevas, medidos hasta el eje del río tengan la longitud R siguiente (Suárez, 2001) :

$$2.5 B < R < 8B \quad \text{(Ecuación 4.2.22)}$$

donde:

R = Radio de Curva

B = Ancho del río

Al respetar los radios anteriores, la defensa que se haga sobre la base de espigones, trabajará eficientemente. Si los radios de curvatura son menores, la separación de los espigones disminuye y económicamente es preferible construir una defensa marginal apoyada en la orilla. Si los radios son mayores, el río tiende a formar un cauce con menores radios dentro de la curva y no todos los espigones trabajan eficientemente.

Se considera también la recomendación de Maza (1996), que cuando se protege una curva trazada con un único radio de curvatura y la margen exterior es uniforme, todos los espigones tendrán la misma longitud y ángulo de orientación y, por tanto, la separación entre ellos será la misma (Figura 4.2.8).

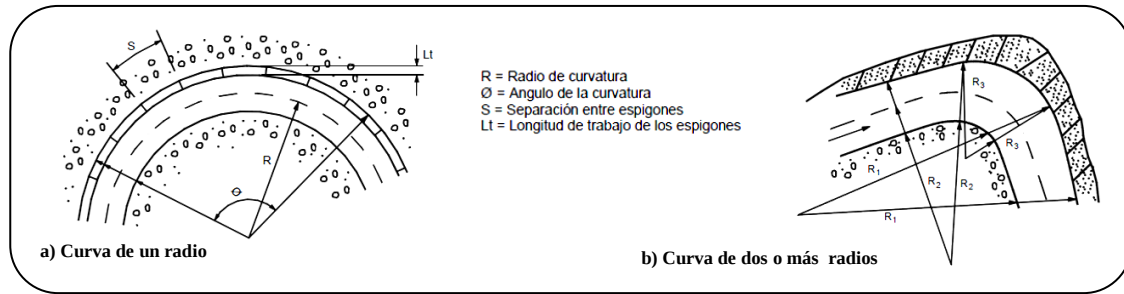


Figura 4.2.8 Radio de curva.

El ancho promedio del río es de 105 m, y el radio actual es aproximadamente de 469.14 m, por lo que se cumple perfectamente la tal recomendación para asegurar el buen funcionamiento de las estructuras (Figura 4.2.9).

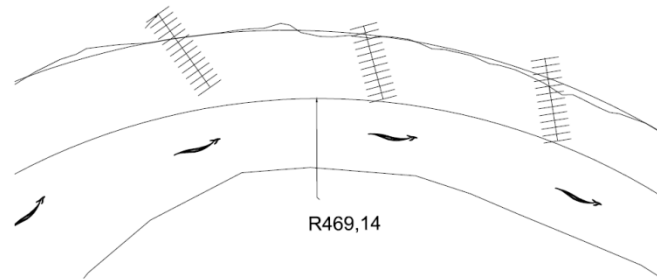


Figura 4.2.9 Localización en plan de los espigones actuales.

• Longitud de espigones

La longitud total de un espigón (L) se divide en longitud de anclaje o empotramiento (L_e) y longitud del trabajo (L_t). La primera es la que está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

$$L = L_t + L_e \quad (\text{Ecuación 4.2.23})$$

Normalmente, la longitud de trabajo debe estar comprendida entre los siguientes límites:

$$d \leq L_t \leq B/4 \quad (\text{Ecuación 4.2.24})$$

siendo d , el tirante o profundidad del río, asociado al gasto formativo, en el sitio donde se construirá el espigón.

Por lo cual, se propone una longitud de trabajo para cada uno de los espigones (tomando en cuenta que el ancho del río es de aproximadamente 105 m) de 25 m. Los espigones actuales, cuentan con longitudes distintas entre ellos y mucho menores que la propuesta, esto puede ser debido al desgaste a que han tenido.

- **Orientación y separación entre espigones**

El ángulo de orientación de los espigones (α) se refiere al que se encuentra formado hacia aguas abajo por el eje longitudinal del espigón con respecto a la tangente a la orilla en el punto de arranque (Figura 4.2.10).

La orientación puede ser hacia aguas abajo ($\alpha < 90^\circ$), hacia aguas arriba ($\alpha > 90^\circ$) o ser perpendiculares ($\alpha = 90^\circ$) a la dirección del flujo; pero habrá que tomar en cuenta que esta característica repercute en la separación entre ellos. Por ejemplo, espigones orientados hacia aguas arriba requieren distancias menores entre ellos y por tanto, un mayor número de estructuras para proteger la misma longitud del río.

Maza (1989) estableció que experimentalmente se han encontrado que espigones con orientaciones de 12° y con pendiente longitudinal en su corona, no trabajan satisfactoriamente y aún más, cuando un espigón falla, la erosión de la margen es mayor que la que se produce cuando los espigones tienen ángulos entre 60° y 70° . Así también, destacó que los espigones con pendiente horizontal si se pueden orientar hacia aguas arriba pero teniendo como límite un ángulo de 115° .

Así que, por lo anterior se recomienda que el ángulo de orientación se encuentre entre los 60° y 90° ; y para el caso específico de curvas con márgenes uniformes se recomienda trabajar con un ángulo de 70° .

Al determinarse la distribución de los espigones, se busca encontrar un punto de equilibrio entre los costos y una distancia tal que la acción conjunta de ellos pueda separar el eje de flujo de la margen, debilitando dicha acción y promoviendo la sedimentación entre espigones. Por ello, se debe tener cuidado pues si los espigones están demasiado separados, las corrientes pueden atacar la margen que se busca proteger pudiendo generar erosiones, mientras que la instalación de espigones más próximos unos de otros de lo necesario conlleva a un arreglo menos eficiente y costoso.

Generalmente la distancia entre espigones está relacionada con el ancho del río, la longitud del espigón, la velocidad del flujo, el ángulo y la curvatura de la orilla, así

como su permeabilidad, ya que los espigones permeables pueden ser espaciados a mayores distancias que los impermeables.

Para la localización de espigones en curva, Maza (1989) recomienda suponer un ángulo de expansión (β) de 9° a 14° de desviación de la corriente para la colocación del siguiente espigón; con este ángulo se representa la expansión teórica que sufre la corriente al transitar por el extremo del espigón (Figura 4.2.10). Si se busca generar un diseño más conservador se suele tender a fijar este ángulo próximo a los 14° .

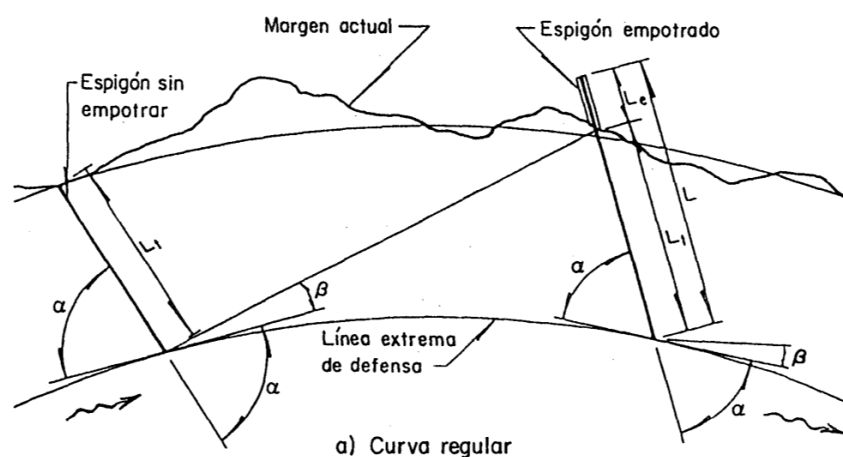


Figura 4.2.10 Espaciamiento de espigones ubicados en orillas curvas.

En el caso particular de tratarse de una curva regular que tiene un único radio de curvatura, la separación que se ha probado con buenos resultados esta dentro de los siguientes límites:

$$2.5L_t \leq S_C \leq 4L_t \quad (\text{Ecuación 4.2.25})$$

Y, para radios de curvatura mayores de cuatro veces el ancho del río (B) se han usado separaciones de $4L_t$; esto es, de acuerdo a las recomendaciones establecidas por Maza (1989), donde se especifica que son aplicables o válidas al contar con un ángulo de orientación del espigón (α) entre 60° y 90° .

De acuerdo a López (1988), cuando se desea efectuar una obra más económica, la separación puede ser hasta 8 veces la longitud de trabajo del espigón, en secciones rectas, y al tratarse de curvas, puede ser hasta $6L_t$; esto es posible considerando que al

año siguiente se debe considerar construir espigones intermedios de menor longitud aguas arriba de los que estén amenazados o hayan fallado.

Siguiendo las pautas anteriormente mencionadas, se determina redireccionar los espigones existentes, quedando finalmente como se muestra en la Figura 4.2.11. Cabe resaltar, que las especificaciones que en este trabajo se mencionan y se utilizan son únicamente para protecciones que se ubican en márgenes en zonas de curvas.

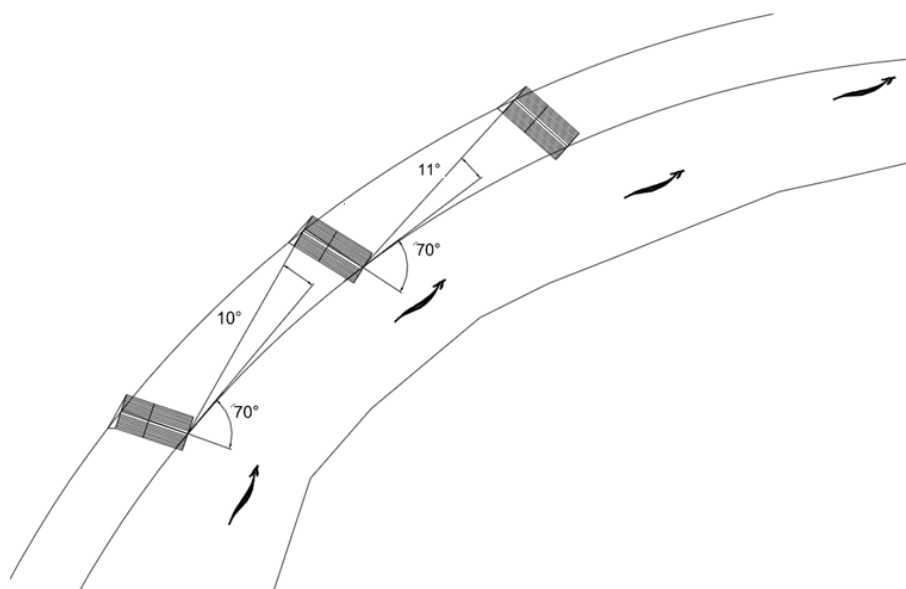


Figura 4.2.11 Redireccionamiento de los espigones

- **Caracterización del espigón**

Los espigones en los cuales su función se centra en la protección marginal, su cresta debe tener una pendiente longitudinal de la orilla hacia el otro extremo, iniciando en la zona de la orilla con la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre correspondiente al gasto dominante. De acuerdo a Suárez (2001), el extremo dentro del cauce debe tener altura máxima de 50 centímetros sobre el fondo actual, con lo cual se logran pendientes de 0.50 a 0.25. Los espigones contruidos con pendientes longitudinales de 0.1 o mayores han proporcionado más favorablemente el depósito de sedimento entre ellos y han resultado más económicos. Así también, determina que la corona o cresta se deja por lo general de 2 metros de ancho, por los procesos constructivos que se llevan a cabo.

Acorde a lo anterior, se determina una configuración de geometría para los espigones como se muestra en la Figura 4.2.12, teniendo como ancho de cresta 3m, y una pendiente de 0.50 m. La altura del espigón en su extremo colindante a la margen es fijada de acuerdo al nivel del NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias), mientras que la altura en el extremo dentro del cauce es de 0.33 m sobre el fondo actual.

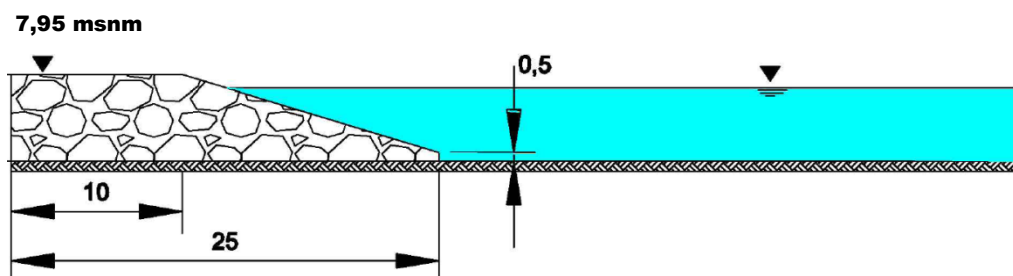


Figura 4.2.12 Vista de perfil de espigón de diseño (unidades en metros).

Después del cálculo de las dimensiones y la ubicación del sentido de los espigones, se realizó la implementación de los mismos en el modelo.

Desde el punto de vista hidráulico estas estructuras aumentan la velocidad en el centro del cauce, ayudando con ello a disminuir la resistencia al movimiento y la erosión en la margen del río. Otro aspecto importante es que los espigones al incrementar la velocidad del agua, aumentan el gradiente y generan macroturbulencia intensa.

Diseño de protección marginal

En esta solución numérica se atiende al hecho de que la configuración de la batimetría del río en la zona del cambio de dirección y sobre todo en la zona de deslave debe ser rehabilitada. Una estructura muy utilizada para rehabilitar son las protecciones marginales, estas estructuras cubren la zona afectada, es decir son estructuras de refuerzo de la superficie del suelo, construidas con el objeto de aumentar la resistencia al esfuerzo tractivo del agua en movimiento.

Como segunda alternativa se expone el diseño de una protección marginal de tipo revestimiento con enrocada o Riprap, que consiste en bloques o cantos de roca de diferentes tamaños con formas irregulares colocados sobre el talud a lo largo de la orilla de la corriente. Este tipo de sistemas es muy utilizado por que posee la habilidad

de resistir fuertes corrientes y el material con el que se construye tiene bajo costo. Además, el enrocado se adapta fácilmente a los movimientos del terreno, se repara en forma sencilla, puede aumentarse su espesor si se requiere y permite el establecimiento de vegetación. El revestimiento se puede resumir a un sistema completo de protección consistente en:

- Una armadura o manto superficial de protección
- Un filtro o base protectora contra la erosión debajo de la armadura
- Una protección contra la socavación en el pie del talud revestido
- Una protección o anclaje del revestimiento en la cabeza o cresta del revestimiento.

El diseño de este tipo de estructura de protección lateral requiere de un análisis detallado no solamente del comportamiento de la estructura, sino también de los efectos del revestimiento sobre la erosión de fondo o la erosión en las orillas contiguas u opuestas. Para este estudio el cálculo del revestimiento o tapete en general se define en función de la velocidad del flujo crítico calculado en condiciones críticas. Con este resultado se calcula el esfuerzo cortante debido al flujo y con las dimensiones del talud se realiza un diseño preliminar. Los parámetros más importantes para el diseño son el cálculo del espesor del recubrimiento y el cálculo del tamaño de bloques o elementos. El cálculo de estos parámetros se realiza según lo propuesto en manuales de hidráulica de ríos (Maza et al, 1997, May et al 2002). Para el cálculo del espesor del revestimiento se presenta uno de las ecuaciones universalmente más utilizadas, la ecuación de Pilarczyk:

$$\Delta D = 0.035 \frac{\Phi}{\Psi} \frac{K_T K_h}{K_m} \frac{u_{cr}^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 4.2 26})$$

donde:

Φ = Parámetro de estabilidad (Tabla 4.2.1)

Ψ = Parámetro crítico de Shields (Tabla 4.2.2)

K_T = Parámetro de turbulencia (Tabla 4.2.3)

g = Aceleración de la gravedad

u = Velocidad crítica promedio

K_h = Parámetro de profundidad

$$K_h = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12h}{k_s}\right)\right)^2} \quad (\text{Ecuación 4.2.27})$$

K_m = Parámetro de pendiente del talud

$$K_m = \sqrt{1 - \left(\frac{\text{sen}\alpha}{\text{sen}\theta}\right)^2} \quad (\text{Ecuación 4.2.28})$$

donde h es la profundidad de agua en metros y K_s es la rugosidad equivalente en metros. Para Riprap usualmente se toma igual a dos veces el diámetro de las piedras y para bolsas igual al espesor de las bolsas. Para otros revestimientos k_s es aproximadamente 0.05 metros para superficies lisas; α es la pendiente del talud de la ribera; y, θ es el ángulo de fricción del material del revestimiento (Tabla 4.2.4).

Tabla 4.2.1 Parámetro de estabilidad.

Tipo de revestimiento	Parámetro de estabilidad Φ	
	Parte central del revestimiento	Bordes y transiciones
Riprap o bloques sueltos	1	1.5
Mantos de bloques, gaviones, geobolsas y geomantos	0.5 a 0.75	0.75 a 1.0

Tabla 4.2.2 Parámetro crítico de Shields Ψ .

Material	Parámetro crítico de Shields
Riprap y bolsas pequeñas sueltas	0.035
Bloques entrelazados y bolsas grandes	0.05
Mantos de bloques unidos por cables	0.07
Gaviones	0.07 a 0.10
Geomantos	0.75 a 1.0

Tabla 4.2.3 Parámetro de turbulencia K_T .

Tipo de turbulencia	Sitio	Parametro de turbulencia
Normal	Muros laterales	1
Mediana	Curvas suaves	1.5
Fuerte	Resaltos hidráulicos y curvas fuertes	2
	Sitios de alta turbulencia	2.0 a 2.5
Carga directa del agua sobre revestimiento	Jets espirales	3.0 a 4.0

Tabla 4.2.4 Ángulo de fricción θ .

Material	Angulo de fricción θ (°)
Riprap (Enrocado)	40
Sistemas llenos de arena	30 a 40
Revestimientos de concreto o bloques unidos por cables	90
Revestimientos unidos pero flexibles	70
Mantos de geotextil	15 a 20

El tamaño de los bloques o elementos se realiza por la fórmula propuesta por el Método del U.S. Geological Survey:

$$D_{50} = 0.01V^{2.44}$$

(Ecuación 4.2.29)

donde V es la velocidad media del flujo.

Las dimensiones del tapete se realizan según el área a proteger. Se propuso la incorporación de un revestimiento rugoso en el lecho del río pegado a la margen izquierda. Con un ancho de 40 metros y 120 metros a lo largo de la dirección del flujo. El tapete rugoso es modelado numéricamente incrementando la rugosidad y el sedimento estimado para el cauce. Las dimensiones del tapete calculado con las ecuaciones anteriores y con las recomendaciones de diferentes manuales son:

- Pendiente máxima permitida 1.5H : 1V (AASHTO 1999).
- Piedras no redondeadas con espesores superiores a 100 mm. Para condiciones críticas, la velocidad máxima en la zona es de 4.0 m/s, para un espesor de ≈ 0.3 m, y un peso mínimo de 300 kg. (Clase de enrocado 0.23 ton (AASHTO 1999)).
- Gradación amplia $D_{85} / D_{15} = 1.5$ a 2.5; $W_{85} / W_{15} = 3.4$ a 16 (CUR 1995)
- Espesor de la capa de enrocado: $< D_{100}$ y a dos veces D_{50} la mayor de las dimensiones. Con la ecuación de Pilarczyk el espesor de todo el sistema es de 1 m
- Bajo el agua el espesor debe ser 50% mayor al anterior.
- El espesor de la capa de filtro o geotextil puede estar entre 150 y 450 mm.

Suele colocarse en estas estructuras para evitar la infiltración una capa impermeabilizante debajo del revestimiento con arcilla y concreto o asfalto y se deben colocar lloraderos para disipar las presiones de poro debajo del revestimiento, generalmente en cuadrícula de cuatro metros con lloraderos de dos pulgadas de diámetro (en PVC) y cincuenta centímetros de longitud. La Figura 4.2.13 y Tabla 4.2.5 muestra el sistema de revestimiento en general y los cálculos realizados para obtener las dimensiones de la protección marginal.

Tabla 4.2.5 Dimensionamiento de la protección marginal.

PARAMETROS	VALOR
Pe = Parámetro de estabilidad (Tabla 4.2.1)	1.00
ψ = Parámetro crítico de Shields (Tabla 4.2.2)	0.00
K_T = Parámetro de turbulencia (Tabla 4.2.3)	1.50
g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)	9.81
u = Velocidad máxima promedio (m/s)	4.00
h = Profundidad de agua (m)	8.00
θ = Ángulo de fricción del material del revestimiento	40.00
α = Pendiente del talud de la ribera	2.60
K_s = Rugosidad equivalente en metros	0.60
D_{50} = Diámetro de los bloques (m)	0.30
K_h = Parámetro de profundidad	0.60
K_m = Parámetro de pendiente del talud	0.70
ΔD = Espesor del revestimiento	1.01

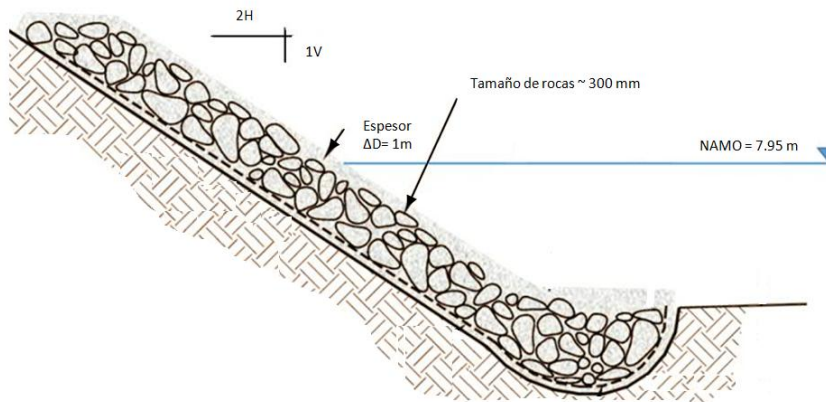


Figura 4.2.13 Protección marginal propuesta.

Además del revestimiento, se requiere que la estructura incluya obras de protección en pie para el control de la socavación generada (tablestacas, estacas de madera, vigas de concreto o zanjas).

Para establecer qué escenarios de alivio serían estudiados, se tomó en cuenta la geometría actual como referencia o base; así también, se han considerado los resultados obtenidos de algunas alternativas procesadas inicialmente, los cuales fundamentaron nuevas propuestas, a partir de lo que se concluyó de las iniciales.

Finalmente, las propuestas para alternativas de alivio ante el fenómeno erosivo que fueron simuladas se enumeran a continuación.

- I. Rehabilitación de espigones actuales;
- II. Rehabilitación de espigones actuales, y agregando un cuarto espigón al sistema;
- III. Rehabilitación de espigones actuales, y agregando dos espigones al sistema;
- IV. Rehabilitación de espigones actuales y añadiendo una revestimiento marginal de 200m; y,
- V. Rehabilitación de espigones actuales, añadiendo un cuarto espigón al sistema y una revestimiento marginal.

4.2.4 Comparación y análisis de sensibilidad

Para poder corroborar el procesamiento realizado en el modelo bidimensional (IBER), se lleva a cabo una modelación hidrodinámica unidimensional a través del software HEC-RAS, el cual es ampliamente utilizado y de acuerdo a diversos autores como Cuervo (2012), se ha demostrado que los resultados que generan ambos modelos son congruentes entre sí.

Asimismo, se efectúa el análisis de sensibilidad del modelo bidimensional respecto a algunos parámetros de interés, para conocer el grado de incertidumbre de los resultados obtenidos posteriormente.

Dentro de este apartado, se estudian los diferentes modelos de sedimentos que se encuentran disponibles en el software, para observar como representan cada uno de ellos el comportamiento del proceso erosivo de la zona de estudio, y determinar cuál es el adecuado para el desarrollo de este trabajo. Así también, se realiza el mismo proceso enfocado a los modelos de turbulencia.

Capítulo 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5. Análisis de Resultados

En este capítulo, primeramente se presentan los resultados que se obtuvieron de la comparativa entre los modelos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER); así también, se incluye lo derivado del proceso de análisis de sensibilidad realizado con respecto a los parámetros del modelo bidimensional.

Además, se describen los resultados obtenidos de la aplicación de los modelos empíricos y numéricos descritos en apartados anteriores, con la finalidad de identificar las soluciones de alivio optimas para el control de la erosión marginal que se ha presentado durante el caso de estudio tratado en este trabajo.

5.1 Comparación y análisis de sensibilidad

Con la finalidad de verificar el procesamiento de la modelación bidimensional realizada en el software Iber, se realiza una comparativa del análisis hidrodinámico con respecto al modelo unidimensional HEC-RAS; tal análisis se realiza tanto para el gasto ordinario ($Q=200\text{m}^3/\text{s}$) como para el extraordinario ($Q=850\text{m}^3/\text{s}$).

Para ello, se toman como referencia los perfiles generados por cada modelo, y son comparados gráficamente. En las Figuras 5.1.1 y 5.1.2 se muestran dichos perfiles con el gasto ordinario y extraordinario respectivamente.

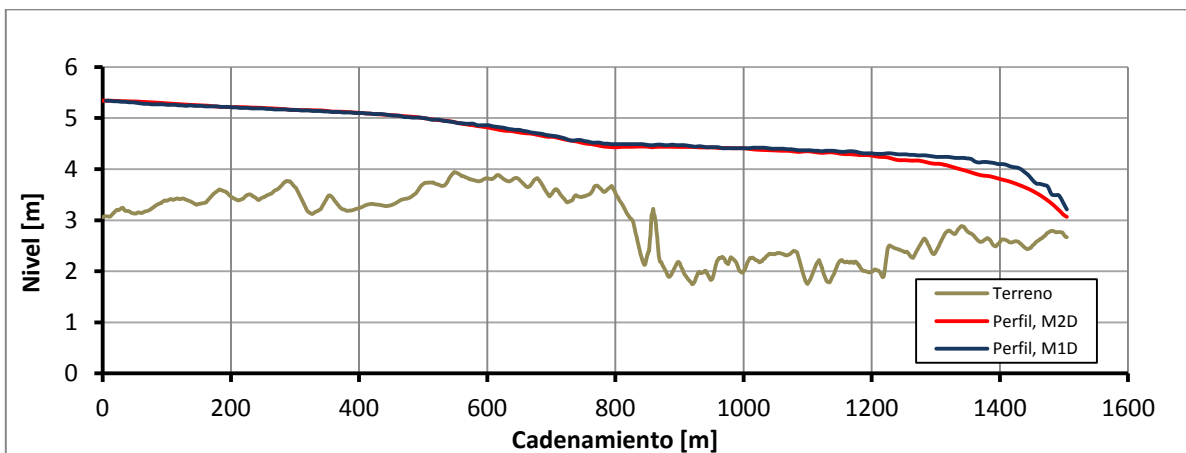


Figura 5.1.1 Comparación de los perfiles generados con el modelo unidimensional (1D) y bidimensional (2D), con respecto al gasto ordinario ($Q=200\text{ m}^3/\text{s}$).

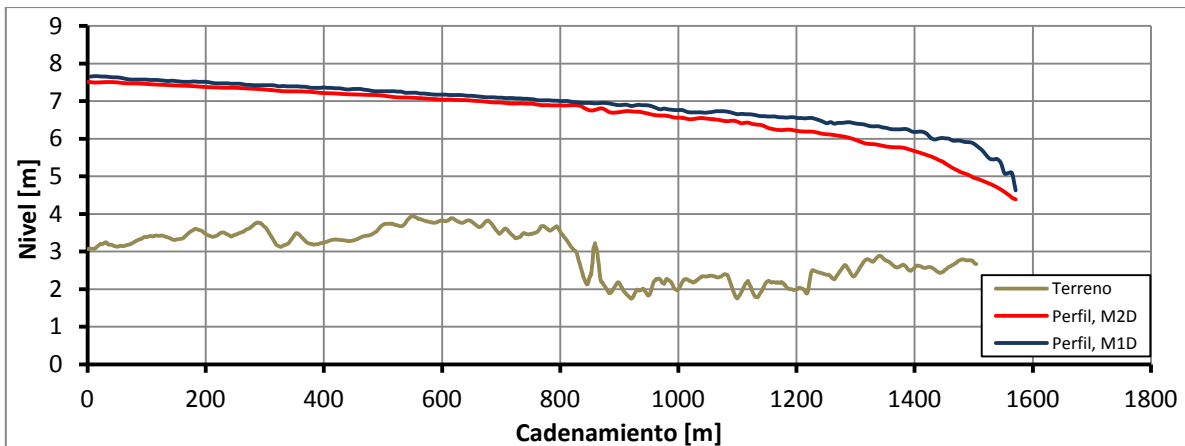


Figura 5.1.2 Comparación de los perfiles generados con el modelo unidimensional (1D) y bidimensional (2D), con respecto al gasto extraordinario ($Q=850 \text{ m}^3/\text{s}$).

En las gráficas anteriores se puede observar una buena correlación entre los modelos, obteniéndose un porcentaje de error relativo máximo de 8.33% para el análisis respecto al gasto ordinario, y de 14.35% para el gasto extraordinario; cabe destacar, que la mayor disparidad entre los modelos sucede en las cercanías de la frontera de salida. Es común, que exista variabilidad en los resultados producidos a través de modelos matemáticos en esta localización; tomando en cuenta lo anterior, al determinar la región de análisis a procesar se ha considerado áreas más allá de la zona de interés.

Así también, se presenta en la Figura 5.1.3 y 5.1.4, una comparativa visual de los tirantes que se obtienen de cada modelo.

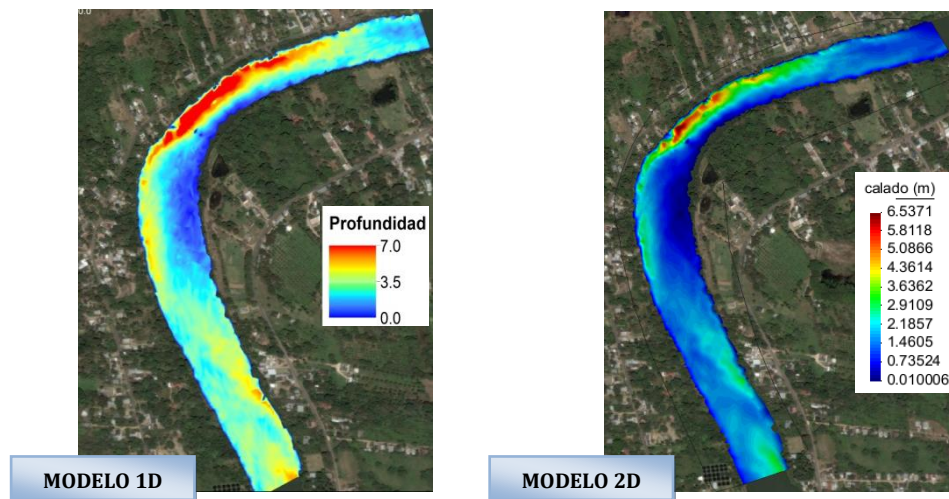


Figura 5.1.3 Comparación de los niveles de agua generados aplicando los modelos uni y bidimensional, con respecto al gasto ordinario.

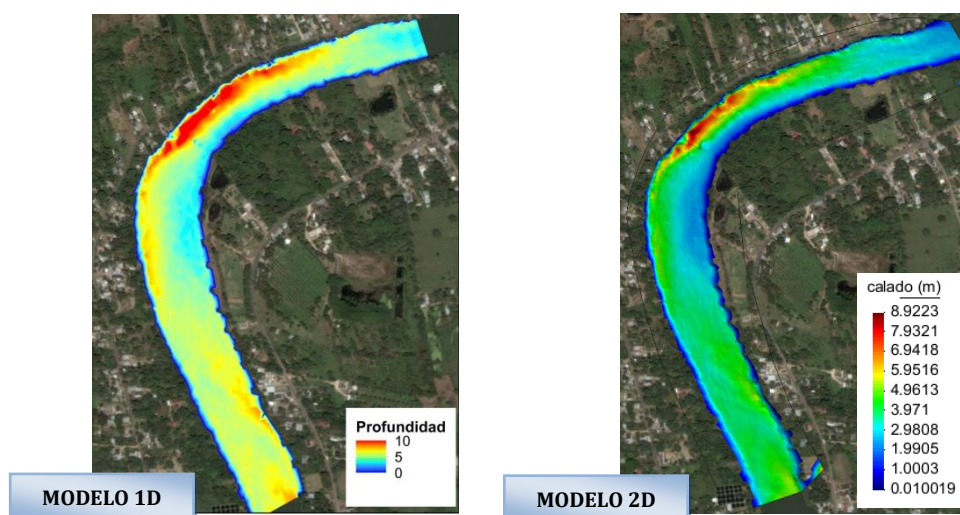


Figura 5.1.4 Comparación de los niveles de agua generados aplicando los modelos uni y bidimensional, con respecto al gasto extraordinario.

Se observa en cada uno de los resultados anteriores una sobreestimación del modelo 1D con respecto al modelo 2D, esto es una tendencia generalizada, que ha sido evidenciada en diversas investigaciones como Gonzalo (2011) donde es destacada la mayor precisión y verosimilitud del modelo construido con Iber (2D) y la mayor eficiencia del modelo construido con Hec-Ras (1D).

Como parte de la preparación de la puesta punto del modelo, se llevo a cabo un análisis de sensibilidad del software Iber con respecto a los modelos de sedimentos que se tienen disponibles. Esto se considero, ya que de acuerdo a la caracterización del material existente en la zona de estudio de este trabajo, prácticamente todos los modelos eran aptos, de acuerdo a los requerimientos de cada uno de ellos, para ser aplicados en este caso específico.

Para su desarrollo se utilizó se utiliza la topobatimetria actual pero implementando una mallado integrado por elementos de mayor tamaño, y el gasto extraordinario ($850 \text{ m}^3/\text{s}$) durante un tiempo simulado de 18 horas.

Respecto al tamaño de sedimentos, se realizaron con dos diferentes propuestas de simulación, la primera con el D50 de la muestra (0.24 mm), y la segunda tomando de referencia el tamaño máximo de partículas de la granulometría presentada en el Capítulo 3 (0.80 mm).

En la Figura 5.1.5 se observa, que el modelo de Hansen-Engelund de acuerdo a las condiciones de entrada ingresadas al programa, no alcanza a representar el fenómeno erosivo en el cauce.

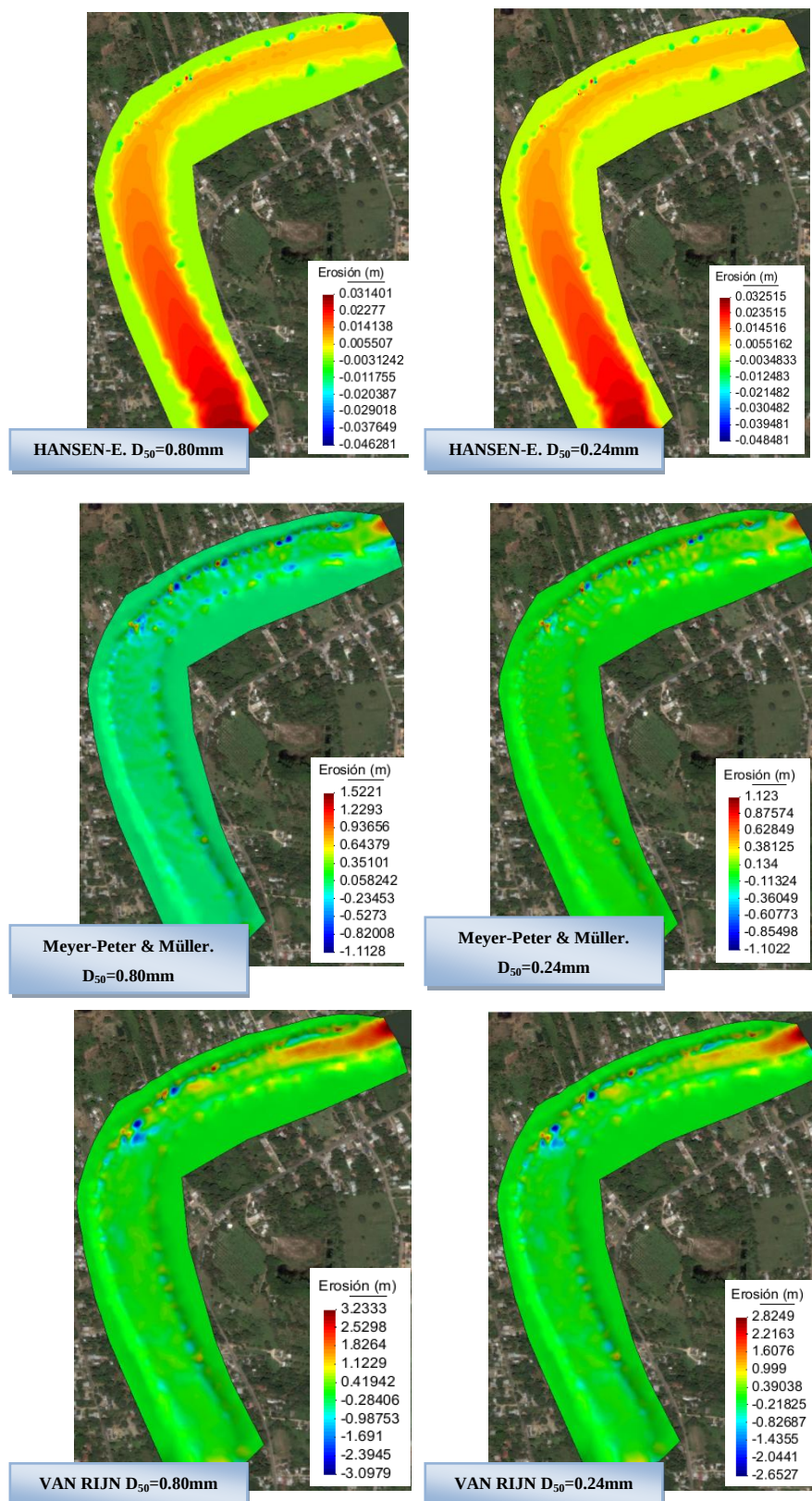


Figura 5.1.5 Análisis de sensibilidad con respecto al modelo de sedimentos.

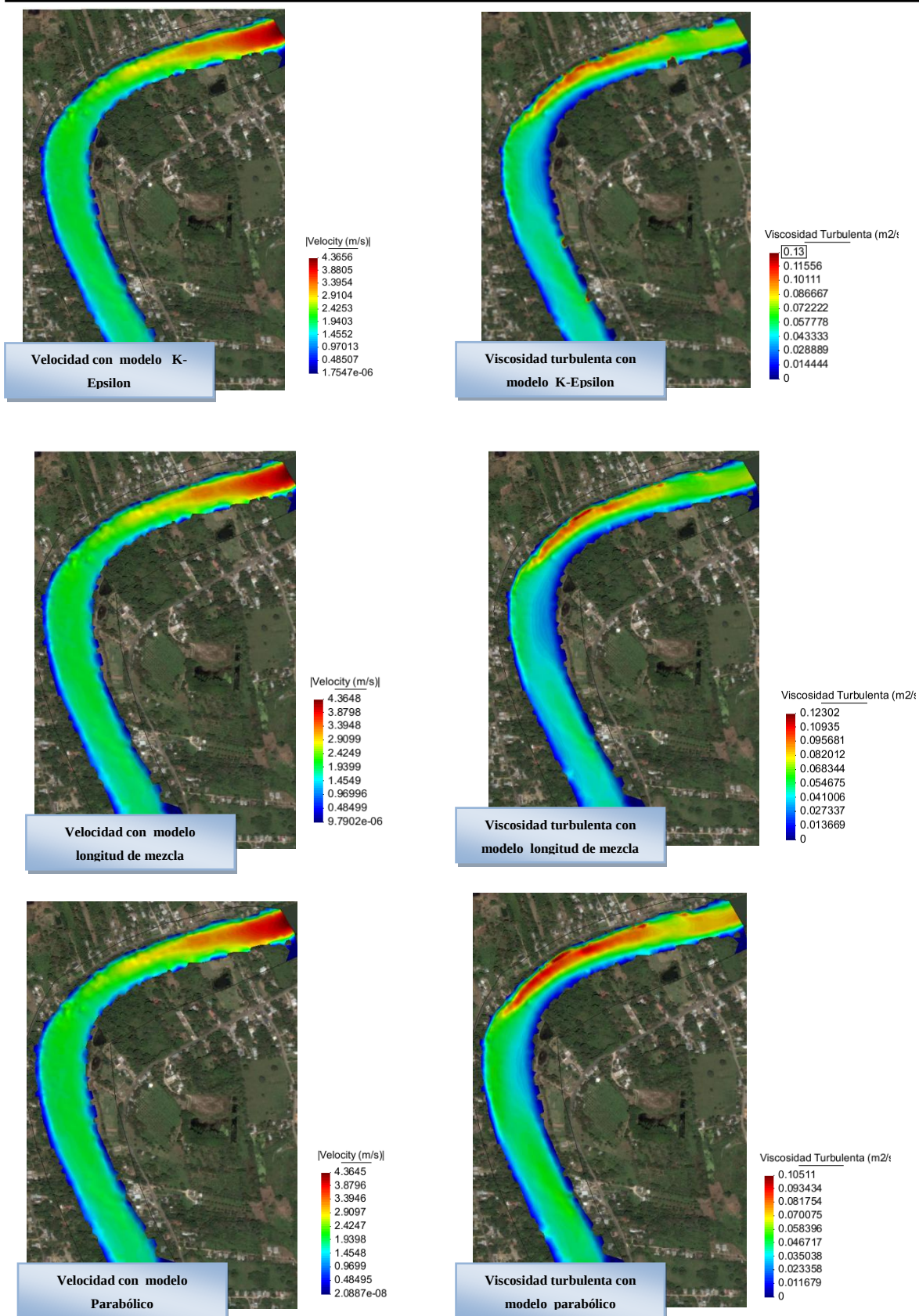


Figura 5.1.6 Análisis de sensibilidad con respecto al modelo de turbulencia.

Mientras que los modelos de Van Rijn y Meyer - Peter & Müller tiene mayor similitud en el comportamiento del proceso erosivo, pero en la simulación generada aplicando el modelo de Van Rijn, tiene mucha mayor influencia o efecto la condición de salida establecida. Por lo anterior, se establece que el modelo que más se adecua a las características de este estudio es Meyer - Peter & Müller.

Así también se realizó el análisis de sensibilidad con respecto del modelo de turbulencia ya que el software Iber, como se menciona en el capítulo 4, cuenta con diferentes opciones siendo la mayor diferencia entre ellos el nivel de complejidad, permitiendo seleccionar el más adecuado en cada caso de estudio, teniendo en cuenta la complejidad del flujo y del modelo.

Los modelos de turbulencia implementados en Iber son, en orden creciente de complejidad:

- Modelo parabólico
- Modelo de longitud de mezcla
- Modelo k- ϵ

Los modelos parabólico y de longitud de mezcla no requieren ningún parámetro adicional, ni de condiciones de contorno e iniciales. En cambio, el modelo k- ϵ si requiere imponer condiciones de contorno e iniciales para las variables k y ϵ .

Además, existe la posibilidad de fijar un valor constante del coeficiente de viscosidad turbulenta, pero este enfoque es muy sencillo, y no se puede considerar propiamente como un modelo de turbulencia.

Aunado a ello, no es un enfoque realista ya que no tiene en cuenta que la viscosidad turbulenta varía espacialmente y depende de las características del flujo. Por todo ello no se recomienda utilizar este método, ya que en el caso de que la turbulencia sea relevante puede llevar a resultados con errores considerables, generalmente por utilizar valores excesivamente elevados de viscosidad turbulenta, así como por no considerar su variabilidad espacial (UdC, 2013).

En problemas de flujo en canales con zonas de recirculación importantes, el modelo más adecuado de los implementados en Iber es el k- ϵ . En problemas de cálculo de zonas inundables, en general los resultados son muy poco sensibles al modelo de turbulencia utilizado (UdC, 2013).

Cabe mencionar que la importancia de este análisis es que al aumentar la complejidad en el modelo de turbulencia también aumenta el costo computacional.

En la Figura 5.1.6, se presentan los resultados de este análisis, en el cual se observa el comportamiento de la velocidad y la viscosidad turbulenta. Se observa, que el

comportamiento de la velocidad es muy poco sensible entre los 3 modelos, presentándose en el modelo K-Epsilon ligeramente el mayor valor para este parámetro.

Respecto a la viscosidad turbulenta, igualmente se observan semejanzas en la distribución a lo largo del río, pero nuevamente el modelo K-Epsilon resulta con valores mayores; sobre todo, las diferencias principales entre los modelos se manifiestan en la zonas de recirculación que se producen por la presencia de los espigones.

Por todo lo anterior, y tomando en cuenta que se cambiarán las dimensiones de los espigones propiciado con ello mayor efecto de la recirculación en esta áreas, se elige trabajar con el modelo K-Epsilon.

5.2 Resultados modelos empíricos

En el capítulo 4 se detallaron las diferentes metodologías teóricas enfocadas en el estudio y cálculo de la erosión; a continuación, se presentan los resultados obtenidos al aplicar cada una de ellas la Tabla 5.2.1 que resume los valores de socavación estimados para las condiciones actuales considerando gastos ordinarios de 200 m³/s y extraordinarios de 850 m³/s. Además, se añaden otros criterios adicionales basados en el “Manual on scour at bridges and other hydraulic structures”.

Tabla 5.2.1 Comparación de metodologías de estimación de socavación.

CONDICIONES ACTUALES DE SOCAVACIÓN GENERAL (METROS)		
MÉTODO	Q= 200m³/s	Q= 850m³/s
Joglekar (1971)	4.32	5.78
Líschtván-Levediev (Maza, 1967)	1.88	3.75
Engelund and Hansen (1967)	1.84	2.31
CONDICIONES ACTUALES DE SOCAVACIÓN LOCAL (METROS)		
MÉTODO	Q= 200m³/s	Q= 850m³/s
Inglis (1949)	7.22	10.48
ahmad (1953)	6.10	6.80
Breusers y Raudkivi (1991)	2.82	7.40
Latuischenkov (Maza, 1967)	4.04	5.61

Se observa, que para ambos gastos el método para socavación general que ofrece los resultados más desfavorables es Joglekar (1971) mientras que para la socavación local Inglis (1949). Así también, se observa que con respecto a los otros modelos, se despegan de manera considerable de la media, es decir no hay una uniformidad evidente entre los resultados.

Además de calcular la socavación teórica, también se estimaron las velocidades aplicando los diferentes modelos empíricos disponibles, tanto para suelos cohesivos como no cohesivos.

Los resultados de la aplicación de los diferentes modelos se encuentran resumidos en la Tabla 5.2.2 en la cual se observa, que las velocidades más desfavorables se obtienen de acuerdo al modelo de Lischtan-Levediev (1959). Nuevamente, se puede apreciar que los resultados no son uniformes u homogéneos.

Tabla 5.2.2 Comparación de metodologías de estimación de la velocidad máxima permisible.

MÉTODO	COHESIVOS	NO COHESIVOS
Hjülstrom F. (1935)		0.20 m/s
Criterio Soviético	0.70m/s	0.35 m/s
Lischtan-Levediev (1959)	0.72m/s	0.72 m/s

La determinación de las velocidades permisibles con los criterios anteriormente descritos es relacionada directamente con los resultados encontrados en laboratorio por diversos investigadores por lo que las velocidades encontradas no dependen directamente de la distribución espacial del sedimento o de la configuración geométrica que posea el cauce del río en particular.

5.3 Resultados modelo numérico

Se presentan a continuación, las simulaciones realizadas de acuerdo a las condiciones actuales del sistema de protección para los gastos: ordinario y extraordinario, esto con la finalidad de justificar o evidenciar la necesidad de ensayar nuevas propuestas o condiciones de alivio.

Así también, se manifiestan los resultados obtenidos de los sistemas de protección propuestos y, siguiendo la metodología detallada en el Capítulo 4, con la finalidad de controlar la erosión marginal que se ha venido presentando en el tramo del río Carrizal estudiado en este trabajo.

5.3.1 Condiciones actuales

Primeramente, en la Figura 5.3.1 se muestra los resultados del procesamiento a partir de las condiciones actuales (3 espigones sin ser redimensionados) con un gasto de $200\text{m}^3/\text{s}$, por un tiempo de simulación de 24 horas.

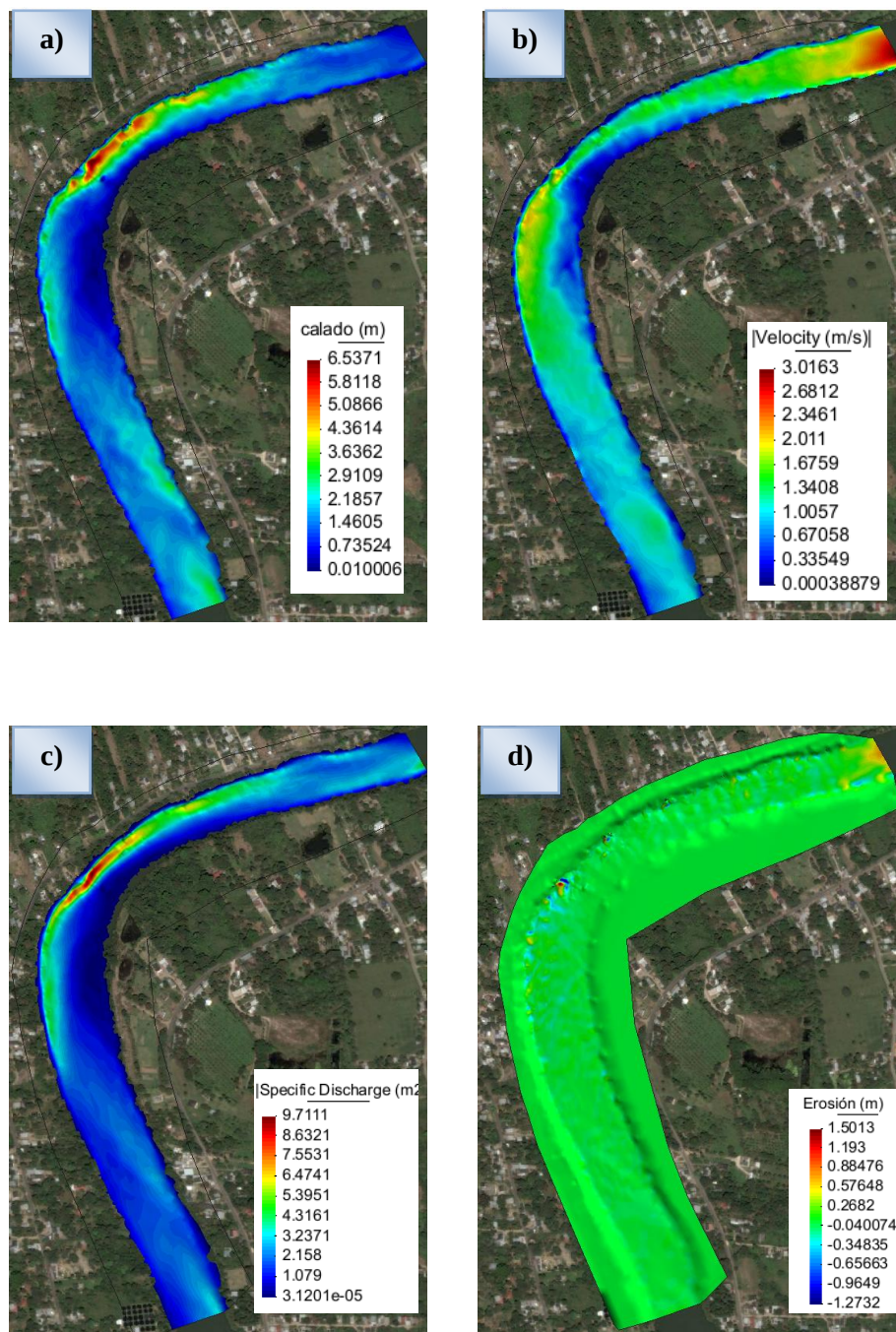


Figura 5.3.1 Resultados de la simulación para condiciones actuales con el gasto de $200\text{ m}^3/\text{s}$. El inciso a,b,c, y d, muestra los tirantes de agua, las velocidades, el gasto específico y la erosión, respectivamente.

Inicialmente, se encuentran en el inciso *a*, los tirantes o profundidades existentes a lo largo de la zona de estudio, observándose que en la margen exterior de la curva, muy próxima a la zona afectada se localizan los mayores tirantes que es producto del proceso erosivo que se ha venido generando; en contraste, la zona de la curva interior se observan azules intensos que representan las profundidades menores de acuerdo a la barra de color; en el inciso *b*, se tienen las velocidades, y puede observarse como las mayores velocidades se recargan a la margen cóncava, alcanzando valores de hasta 1.10 m/s, superando las velocidades máximas permisibles teóricas anteriormente presentadas; en el inciso *c*, se incluye el gasto específico circulando en la zona análisis; y en el inciso *d*, se puede observar el proceso erosivo producido durante el tiempo de simulación, en el cual el máximo se localiza justo en las cercanías del primer espigón, y posterior a este se detectan erosiones menores también coincidentes con la ubicación de los espigones.

Así también, en la Figura 5.3.2 se presentan los resultados con el gasto extraordinario de 850 m³/s por un tiempo de simulación de 24 horas, y nuevamente se presentan los mismos parámetros que para el gasto ordinario (200m³/s).

Se observa prácticamente el mismo comportamiento, únicamente que en magnitudes mayores. Los tirantes se incrementan en la zona perjudicada hasta valores mayores a 8 m, que es producto del proceso erosivo iniciado; las velocidades aumentan hasta 1.84 m/s en la zona crítica, notándose que aún con la presencia de los espigones actuales, las velocidades continúan recargándose en la margen cóncava; se observa un aumento en las mismas zonas erosionadas localizadas con el gasto ordinario, y se detecta ahora la presencia de erosión entre los espigones ya de manera más evidente, por lo cual se presenta en la Figura 5.3.3 un acercamiento a la zona crítica en donde se ubican los espigones, y se reduce la escala de colores de la erosión.

Se puede observar, que se detectan erosiones importantes cercanas a 1 m a lo largo de toda la margen izquierda, lo que resalta que las condiciones actuales de los espigones no están frenando el proceso erosivo.

En la figura anterior se puede notar que se presenta una erosión importante en la zona posterior a la ubicación de los 3 espigones, esto es coincidente con la ubicación en donde actualmente se reportan deslaves. De igual manera, se observan erosiones en la margen izquierda ubicadas entre las estructuras actuales.

Por lo anterior, se hace evidente la necesidad de proponer nuevas alternativas o condiciones de alivio, ya que el sistema actual se ha deteriorado y no está protegiendo la margen vulnerable.

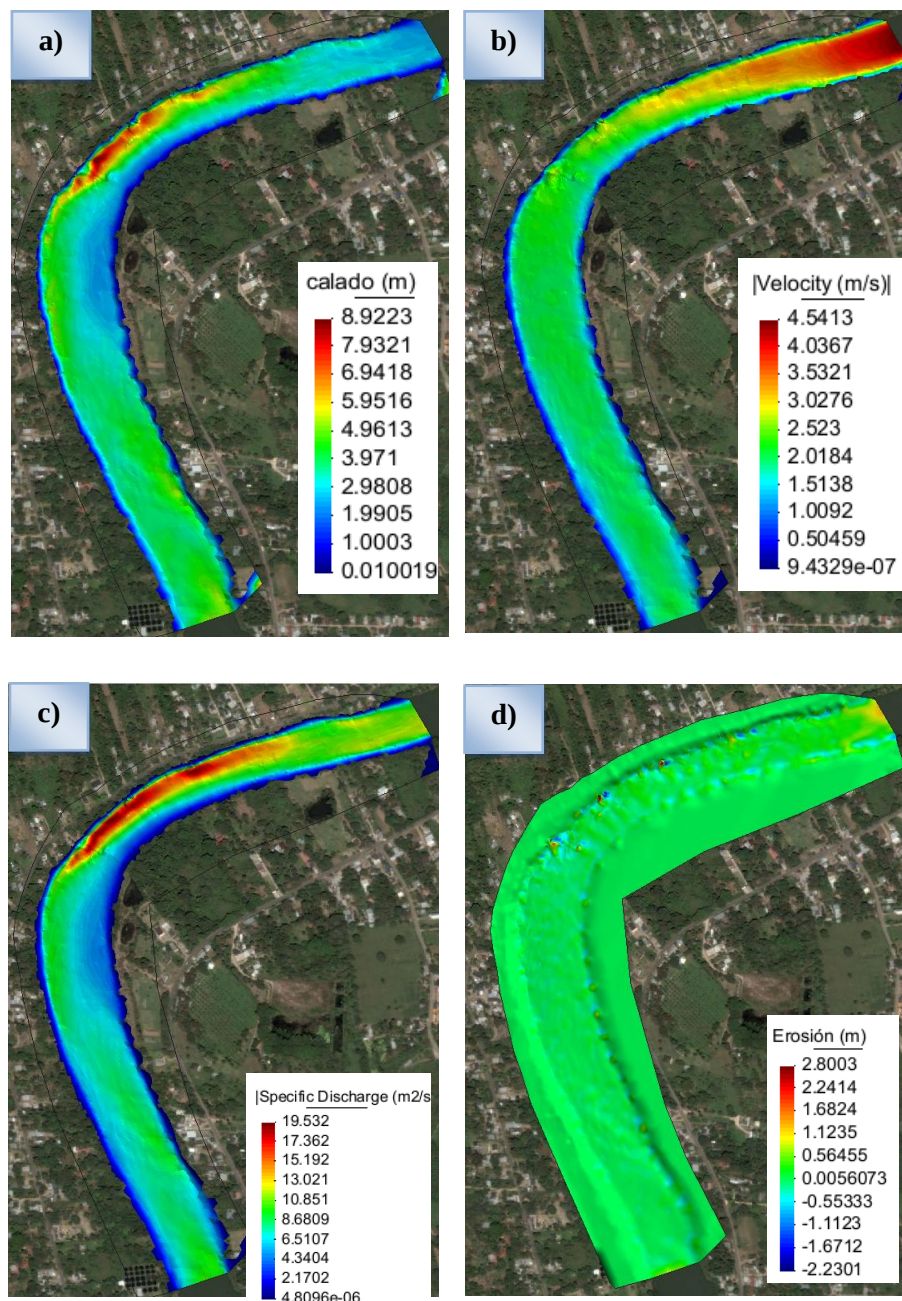


Figura 5.3.2 Resultados de la simulación para condiciones actuales con el gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$. El inciso a,b,c, y d, muestra los tirantes de agua, las velocidades, el gasto específico y la erosión, respectivamente.

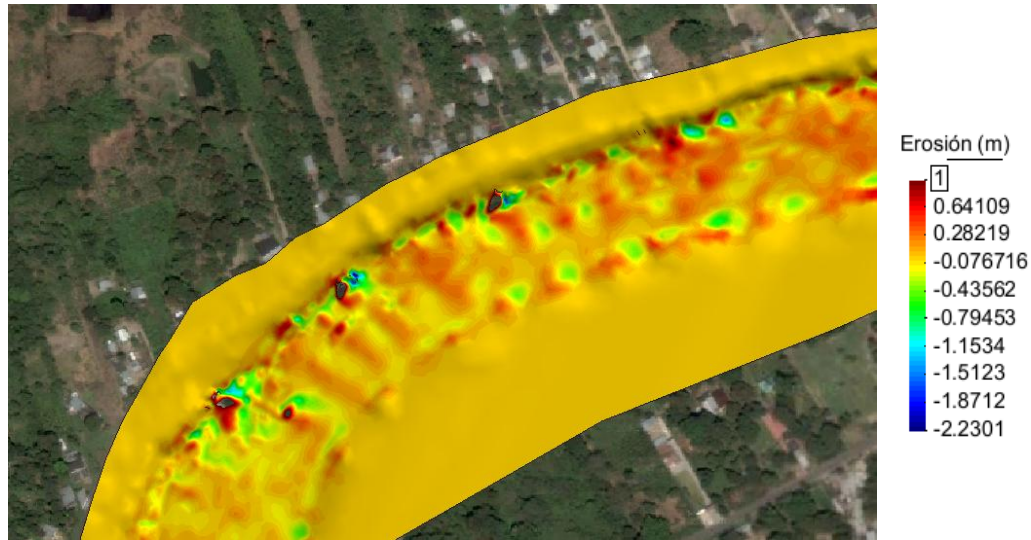


Figura 5.3.3 Erosión generada por el gasto extraordinario ($850\text{m}^3/\text{s}$) en la zona crítica y en la ubicación actual de los espigones.

5.3.2 Condiciones de alivio

Se simularon diferentes propuestas con la finalidad de identificar a la más óptima, ya que se requiere considerar y evaluar el costo y eficiencia que se obtiene de cada una.

Entre las propuestas se manejaron dos tipos de estructuras: espigones y protecciones marginales, para las cuales su diseño es presentado en el Capítulo 4. Las condiciones de alivio que fueron simuladas son las siguientes:

- VI. Rehabilitación de espigones actuales;
- VII. Rehabilitación de espigones actuales, y agregando un cuarto espigón al sistema;
- VIII. Rehabilitación de espigones actuales, y agregando dos espigones al sistema;
- IX. Rehabilitación de espigones actuales y añadiendo una revestimiento marginal de 200m; y,
- X. Rehabilitación de espigones actuales, añadiendo un cuarto espigón al sistema y una revestimiento marginal.

A continuación se detallan los resultados que se obtuvieron de simular por un tiempo de 24 horas cada una de las propuestas de acuerdo a la condición más crítica que es producida por el gasto extraordinario de $850\text{ m}^3/\text{s}$, las cuales se podrán comparar a las condiciones de protección actuales descritas anteriormente, y también con lo

obtenido al aplicar las metodologías teóricas para la estimación de la socavación tanto general como local, y las velocidades máximas permisibles.

I. Rehabilitación de espigones actuales

Este sistema de protección consiste en rehabilitar los 3 espigones existentes, es decir, rediseñarlos y redireccionarlos de acuerdo a lo calculado y propuesto en el Capítulo 4.

Primeramente, se presenta el campo de velocidades generado para el cauce donde puede observarse una redistribución del mismo, que resulta favorable pues las velocidades mayores se encuentran ahora más próximas al centro del cauce, y en las zonas ubicadas entre espigones, las velocidades están por debajo de 0.50 m/s, que se encuentra ligeramente por debajo del promedio de velocidades máximas permisibles (presentadas en la Tabla 5.2.2).

En contraste, en la zona posterior a los 3 espigones aún se observan velocidades que superan las permisibles, siendo cercanas a 1 m/s.

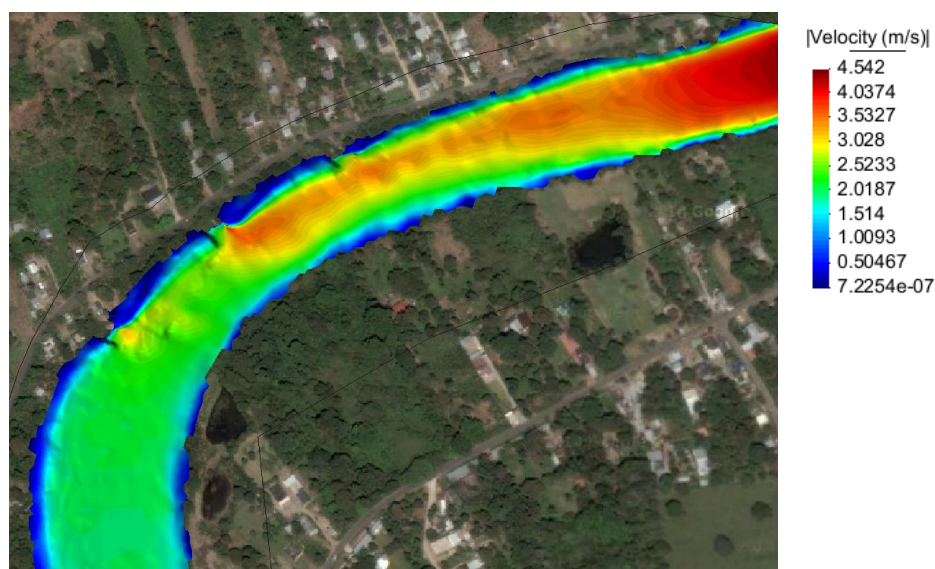


Figura 5.3.4 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa I.

A continuación, en la Figura 5.3.5 se muestra los resultados de la simulación sobre el cambio en el lecho del río, es decir, la erosión y sedimentación ocasionada por el movimiento de los sedimentos.

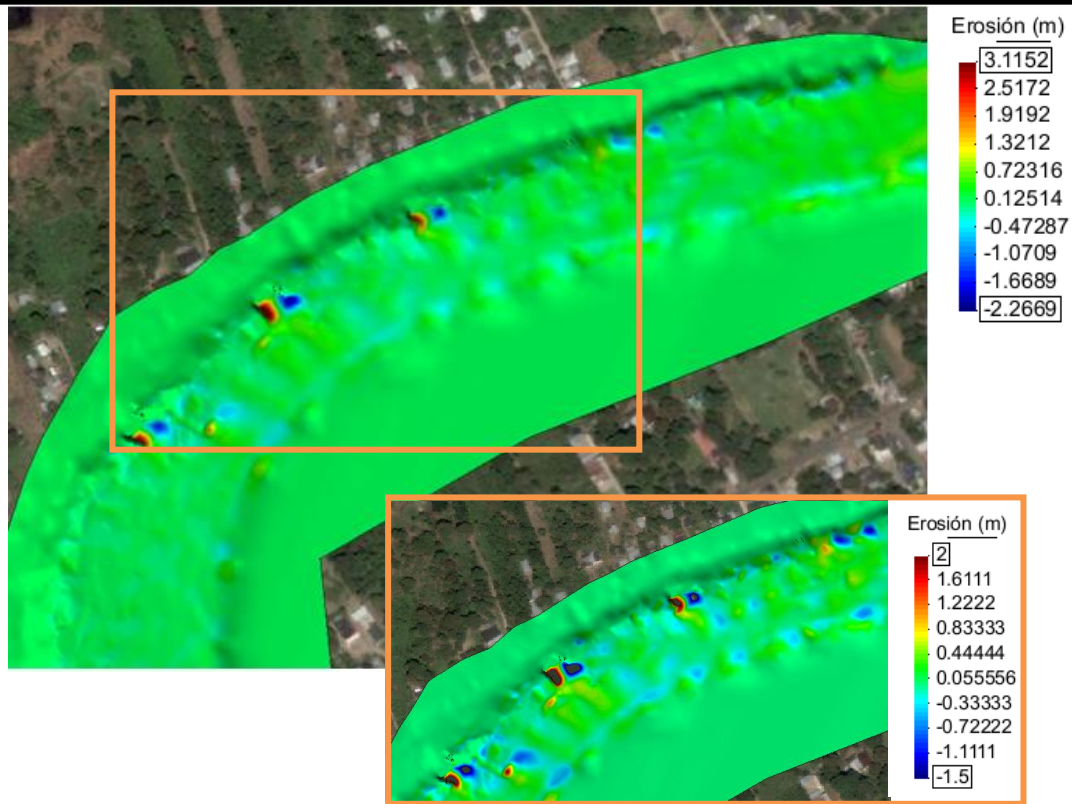


Figura 5.3.5 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa I.

Se observa, que las erosiones en la margen izquierda del río se disminuyen drásticamente para las zonas ubicadas entre los espigones, pero después del 3 espigón persisten erosiones que se aproximan a 1 m.

II. Rehabilitación de espigones actuales, y agregando un cuarto espigón al sistema

Para esta propuesta de solución, se retoma la propuesta I pero ahora se añade un cuarto espigón aguas abajo, colocado a la misma distancia que existe entre los anteriores.

Se propone agregar un espigón más a la configuración existente, ya que de acuerdo a las recomendaciones de Derrick (1998), los espigones se construyen en grupos mínimo de cuatro espigones seguidos. Así también, se hace esta consideración ya que en los resultados de la alternativa anterior, aún se observa que persisten erosiones en la zona posterior a los 3 espigones.

En las Figuras 5.3.6 y 5.3.7 se muestran las velocidades y los cambios en el lecho del río generados para esta condición, respectivamente.

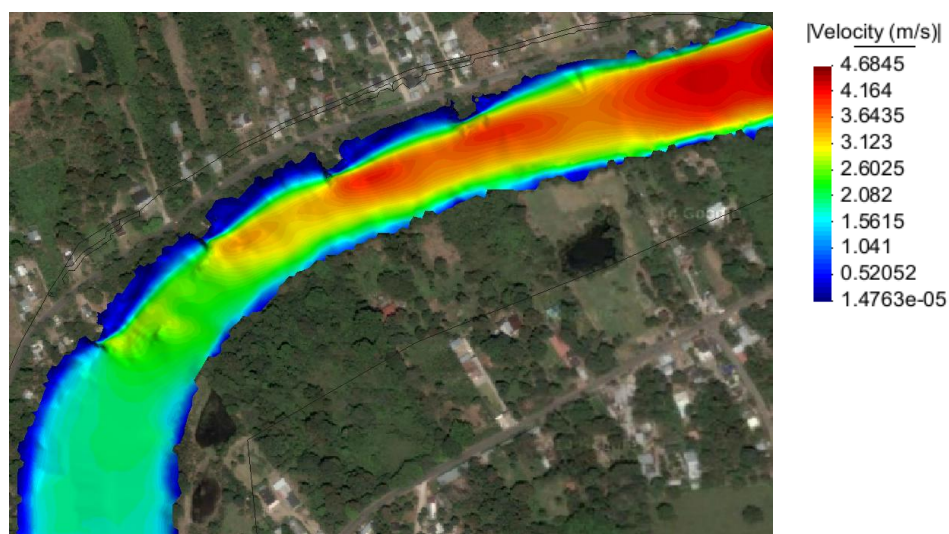


Figura 5.3.6 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa II.

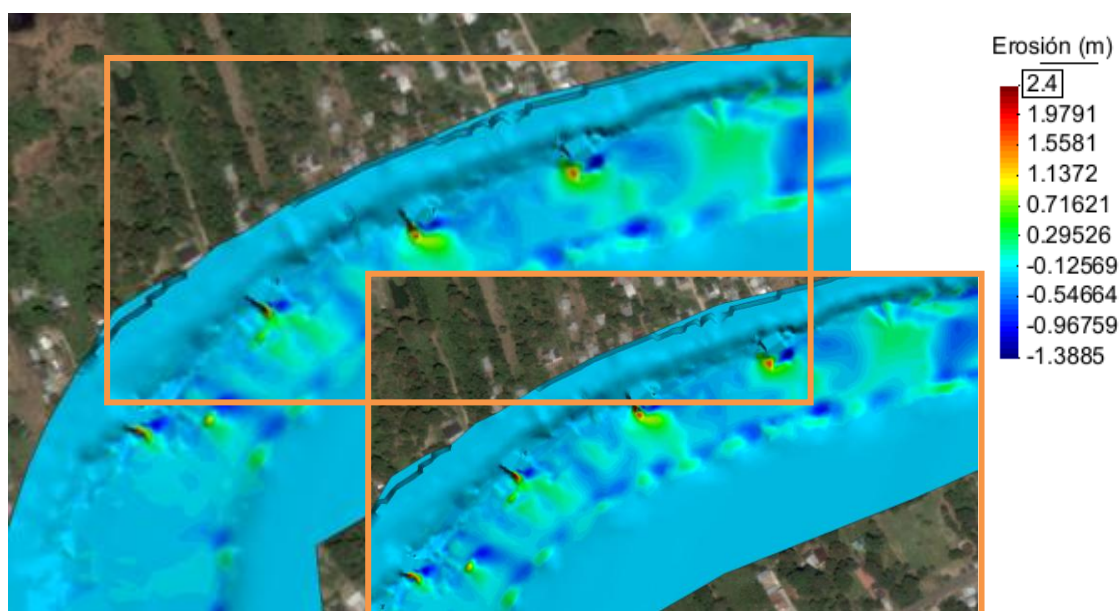


Figura 5.3.7 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa II.

De acuerdo a la Figura 5.3.6, se aprecia que las velocidades en la zona de la margen donde se ubican los espigones se mantiene por debajo de 0.20 m/s; pero nuevamente después de donde se ubica el último espigón, para este caso el número 4, las velocidades nuevamente están por encima de las velocidades máximas permisibles.

Respecto al proceso erosivo se observa en la Figura 5.3.7, que se reducen los máximos en comparación con el escenario de solución anterior; se continúa detectando que la principales erosiones son locales (en los espigones) alcanzando valores de 2.4 m. Asimismo, es notorio que se está sedimentando material en las franjas que se localizan entre los espigones, siendo una condición que nos indica que los espigones están funcionando adecuadamente.

Además, se observa que persiste una franja vulnerable posterior al cuarto espigón que continua siendo afectada con erosiones cercanas a los 0.6m, lo cual es congruente con el campo de velocidades.

III. Rehabilitación de espigones actuales, y agregando dos espigones al sistema

Partiendo de los resultados obtenidos de la condición de alivio II, en la que aún con un cuarto espigón se detectan erosiones importantes en la margen izquierda, se propone añadir al sistema un quinto espigón ubicado aguas abajo, para el cual nuevamente se retoma el diseño que mantienen los demás. A continuación, se presentan los resultados generados a partir de la simulación de esta condición.

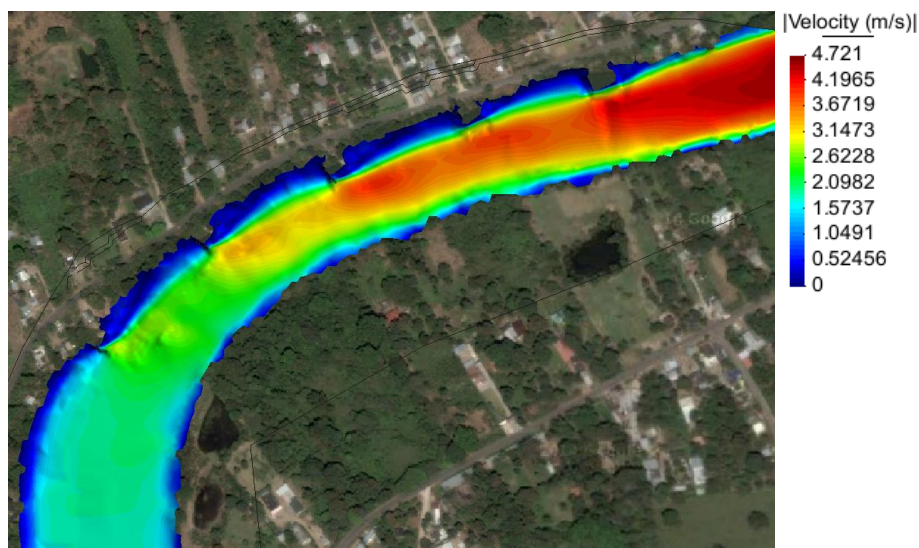


Figura 5.3.8 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa III.

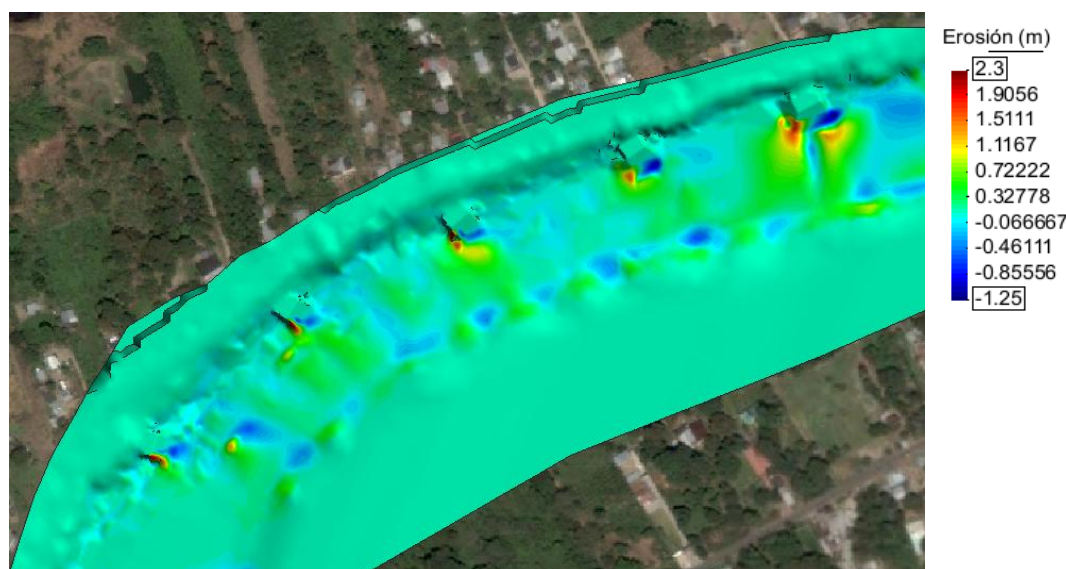


Figura 5.3.9 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa III.

Con esta configuración se observa, que de nuevo la velocidades disminuyen favorablemente hasta antes del último espigón, pero posterior a este, nuevamente se presentan velocidades altas aguas abajo, aproximadamente de 1.15 m/s, siendo coincidente con la zona que con la alternativa anterior se tenían deficiencias.

En la Figura 5.3.9 se presentan los cambios del lecho del río; es apreciable que disminuyen los máximos valores erosivos, y que no se presentan erosiones en la margen hasta antes del quinto espigón, en el cual, sobre su ubicación se genera una zona vulnerablemente importante.

IV. Rehabilitación de espigones actuales y añadiendo una revestimiento marginal de 200m

En esta alternativa de solución se propone la rehabilitación de los espigones, tal como se conformo la alternativa I, pero considerando los resultados obtenidos en ella, se tiene que sigue existiendo una zona vulnerable a los procesos erosivos, por lo que se decide añadir una protección marginal, de la cual su diseño fue descrito en un apartado del Capítulo 4.

Enseguida, se muestran las figuras que detallan los resultados con respecto al campo de velocidades y movimiento de sedimentos para esta condición de alivio.

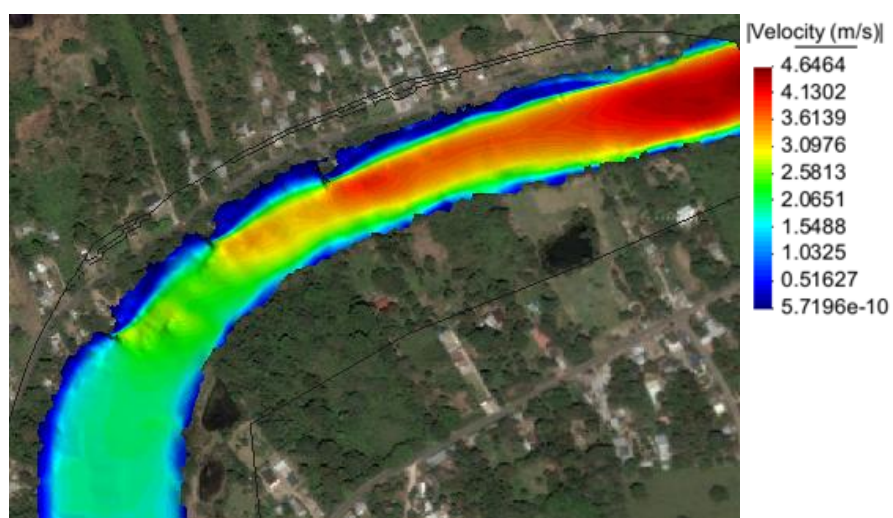


Figura 5.3.10 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa IV.

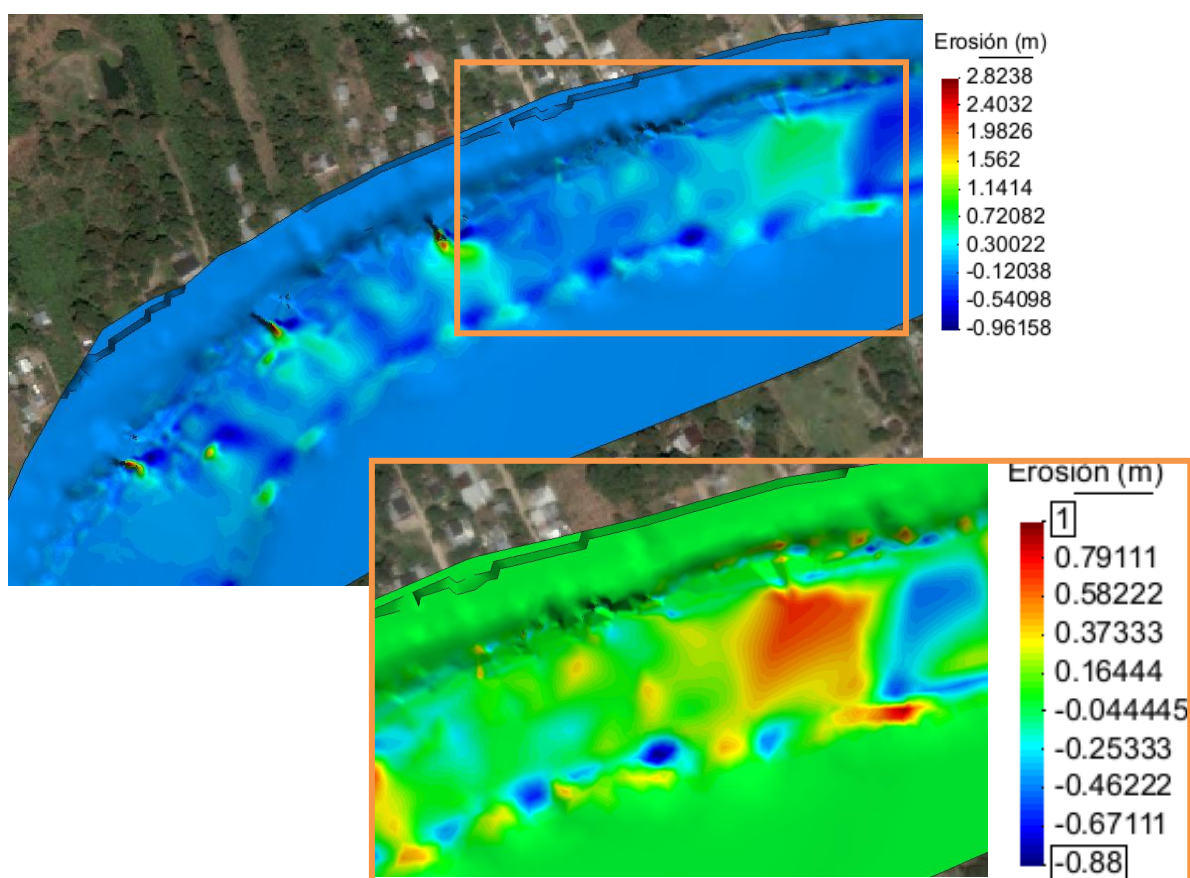


Figura 5.3.11 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa IV.

En la Figura 5.3.10, se manifiesta una redistribución de los campos de velocidad al ser comparado con lo obtenido de la alternativa I (espigones existentes rehabilitados); se muestra una reducción de las velocidades favorable que se mantienen por debajo de 0.50 m/s, pero la zona crítica que se ha identificado con cada una de las alternativas aún mantiene velocidades cercanas a 1 m/s.

Nuevamente, se observa que el proceso erosivo es controlado satisfactoriamente en la margen afectada hasta la ubicación del último espigón (aguas abajo), pero sigue presentándose afectaciones en la zona posterior a dicha estructura, e identificándose la misma zona vulnerable de las alternativas anteriores, aunque se trata de procesos erosivos ya muy reducidos.

V. Rehabilitación de espigones actuales, añadiendo un cuarto espigón al sistema y una protección marginal.

La última propuesta simulada parte de lo observado en la alternativa II (espigones rehabilitados y uno adicional aguas abajo), pues se observaron resultados bastante satisfactorios, pero se tienen identificadas zonas vulnerables en la margen izquierda después de la ubicación del último espigón.

Por lo anterior, se propone adicionar una protección marginal en vez de colocar un espigón más ya que de acuerdo a lo mostrado en la alternativa III (espigones rehabilitados y dos adicionales aguas abajo), no trabajará de forma eficiente ya que resulta vulnerable al ubicar este tipo de estructura en esa zona.

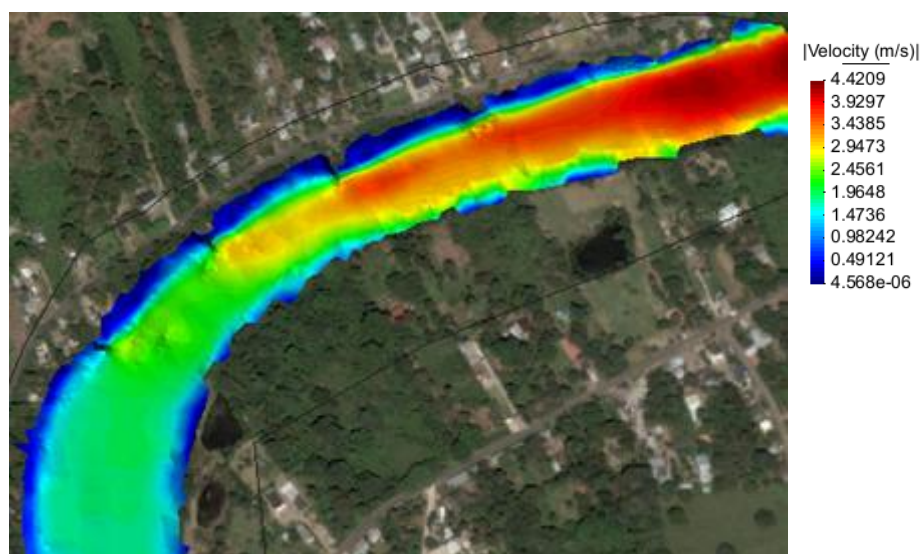


Figura 5.3.12 Velocidades del río para condiciones críticas, alternativa V.

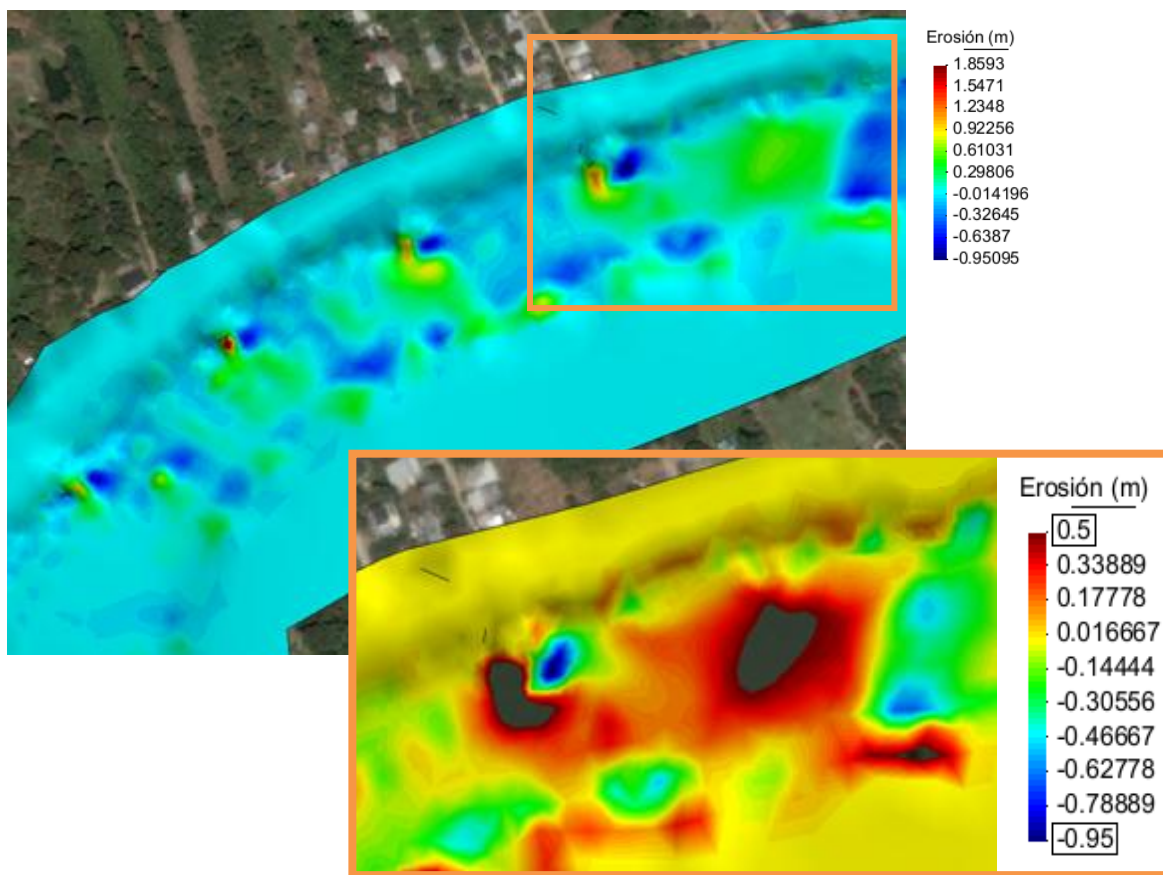


Figura 5.3.13 Proceso de erosión-sedimentación del cauce para condiciones críticas, alternativa V.

En la Figura 5.3.12 se encuentran los resultados del parámetro de velocidades, y se observa que hay un control mucho más eficiente de las velocidades en la zona de la margen posterior del cuarto espigón, lo cual se debe a que la protección marginal esta sobre la zona crítica que se ha observado en todas las alternativas anteriores, lo que permite una notable mejoría en el sistema ya que se consigue obtener velocidades por debajo de 0.49 m/s.

Respecto al comportamiento del proceso erosivo en la margen izquierda, se observa que se reduce de manera importante las erosiones en la zona crítica, en la Figura 5.3.13 se puede ver en el acercamiento que están por debajo de los 0.20 m.

Las alternativas, en general, demuestran que la rehabilitación de los espigones es la adecuada. Pero, se ha localizado una zona crítica en la que la gran mayoría no alcanza a reducir tal vulnerabilidad. Esto es determinado, a partir de contrastar los resultados del modelo numérico con respecto de las velocidades máximas permisibles estimadas,

es decir, la eficiencia de cada alternativa depende de que en la margen en estudio las velocidades estén por debajo de las teóricas.

La alternativa I (3 espigones rehabilitados) y IV (3 espigones rehabilitados y protección marginal de 200m), es deficiente, ya que no alcanza a proteger la margen completa en estudio; mientras que la alternativa III (3 espigones rehabilitados y dos adicionales) logra cubrir gran parte de la orilla cóncava, pero se observa que es susceptible a procesos de erosión importantes. Finalmente, las alternativas II (3 espigones rehabilitados y uno adicional) y V (3 espigones rehabilitados, uno adicional y protección marginal), ofrecen soluciones eficientes, pero únicamente la condición de alivio V alcanza a reducir la vulnerabilidad en la zona crítica.

Capítulo 6

CONCLUSIONES

6. Conclusiones

En este trabajo se ha expuesto la modelación del proceso erosivo para una margen cóncava, en un tramo del río Carrizal, que se localiza en el estado de Tabasco. Esto cobra gran importancia ya que se trata de una región que permanece vulnerable al proceso del transporte de los sedimentos, y entre los problemas que esta situación trae consigo se encuentran, las grandes erosiones sobre todo en zonas que coinciden con localidades o pequeñas colonias que se han visto directamente afectadas.

Por lo anterior, se realizó un análisis de la erosión marginal de una manera integral, ya que se aplicaron metodologías teóricas y modelaciones numéricas implementando para ello el software bidimensional Iber. A continuación, se detallan las conclusiones y recomendaciones que se obtuvieron de los resultados.

6.1 Conclusiones

Para los estudios de campo, en la actualidad se tiene la posibilidad de utilizar tecnologías eficientes para medir a detalle, y con mucha precisión las velocidades de flujo, descargas de los ríos, las profundidades, entre otros muchos parámetros, lo cual ha beneficiado y popularizado el uso de los modelos numéricos para analizar procesos hidrodinámicos. Esto se debe a, que la veracidad en los resultados depende directamente de la calidad de los datos o información con la que alimentamos al modelo.

Los modelos bidimensionales se tratan de métodos bastante equilibrados para realizar el análisis a detalle de un proceso hidrodinámico, pues ofrece grandes ventajas como, al tratarse de modelaciones en dos dimensiones, permite obtener una mayor precisión que modelaciones unidimensionales, ya que al implementar una malla de cálculo se adapta con mayor precisión a las irregularidades del terreno; además, permiten trabajar con áreas de extensiones considerables, y por periodos de tiempo mucho mayores en comparación con las modelaciones tridimensionales, que a pesar de ser mucho más completas, tienen estas limitantes. Pero, la decisión concreta de qué modelo es el más adecuado siempre recaerá en la información y herramientas que se tengan disponibles, es decir, la información con que son alimentados o que requieren cada una de las opciones varia; y también la disposición para solventar el coste computacional que cada una requiere.

La comparación realizada del modelo Iber con respecto al modelo unidimensional Hec-Ras, permite apreciar que a pesar de que los esquemas de cálculo difieren, existe una correlación aceptable entre ellos respecto a sus resultados hidrodinámicos. Además, en diversos estudios como, Bladé (2012) se ha observado que la tendencia en las comparaciones llevadas a cabo entre estos dos modelos se mantiene en una sobreestimación de los deducciones del modelo unidimensional con respecto al modelo bidimensional. Lo anterior, permite concluir que se

generan resultados confiables con un nivel aceptable de precisión; esto es útil ya que no se cuenta con herramientas para realizar una calibración y validación del modelo.

Es necesario hacer un análisis de sensibilidad para conocer el nivel de error de las predicciones, cuando no es posible su validación. Así también, es de utilidad ya que los parámetros del modelo, como es el tamaño de celda, resolución de la malla o el modelo de turbulencia, disponen en gran medida la estabilidad conseguida en el procesamiento de los resultados y la optimización del tiempo de cálculo.

En general, los resultados bidimensionales permiten tener una mayor apreciación de la distribución espacial de los diferentes parámetros, tales como, los campos de velocidades y la evolución espacial del movimiento de los sedimentos. Esto es muy beneficioso en estudios de este tipo, en los que en la misma sección transversal del cauce se están llevando a cabo dos procesos distintos, como la erosión y deposición de los sedimentos.

De acuerdo a los criterios teóricos aplicados la socavación evaluada es, en la mayoría de los casos, sobreestimada en comparación con las tasas de transporte estimadas por el modelo numérico. Sin embargo, estas estimaciones sirven para poder corroborar a groso modo los cambios batimétricos que sufre el cauce del río bajo las condiciones hidrodinámicas establecidas.

Los criterios de la determinación de las velocidades máximas permisibles son basados en los resultados de los experimentos y mediciones de campo por diversos investigadores; y, están mayormente relacionados con el tamaño de la partícula dejándola en función de las velocidades de inicio de movimiento. Por ello, resultan de gran utilidad en la ingeniería de ríos, pues permiten tener un estimado del comportamiento de los sedimentos en los ríos, al tener la limitante de realizar trabajos de laboratorio. Pero, debe tomarse en cuenta que las velocidades encontradas de esta manera no consideran la configuración espacial de los sedimentos o la configuración geométrica del cauce.

Los espigones actuales se encuentran en deterioro debido a las condiciones de velocidades máximas generadas en el cambio de dirección del cauce; por lo cual, en condiciones normales y críticas, el estado actual de los espigones no están proporcionando un alivio de la velocidad de flujo esperado, por esta razón la margen izquierda está completamente vulnerable.

De acuerdo al análisis de resultados que se obtuvo de aplicar una modelación bidimensional, se determina que la rehabilitación de los espigones es factible, ya que se observa en cada una de las alternativas su eficiencia, logrando reducir las velocidades críticas cercanas a la margen erosionada. Además, se nota una redistribución del campo de velocidades en general, en la cual se observa que las velocidades altas se encuentran más cercanas al centro del cauce.

Los recubrimientos marginales son estructuras enfocadas a ofrecer una mayor resistencia al flujo; pero, al tratarse de un enrocamiento, se incrementa la rugosidad en la zona donde son colocados con lo cual se reduce la velocidad y son alejadas las líneas de corriente mayores.

Este efecto resulta favorable para el mismo recubrimiento, ya que se reduce la magnitud de erosión al pie de su talud, y la zona más profunda del río se aleja de la orilla exterior.

Finalmente, al contrastar los resultados de las alternativas de solución se observa, que la rehabilitación de los espigones con uno adicional es la más eficiente para reducir las velocidades marginales del río Carrizal, brindando así protección a la misma, ya que los campos de velocidad locales en la franja localizada en las áreas de influencia de tales estructuras quedan por debajo de las velocidades críticas permisibles.

Así también, se requiere colocar una protección marginal en la margen crítica restante, que se ubica aguas abajo de la zona de espigones, y que ha sido identificada en cada una de las alternativas modeladas. De acuerdo a lo observado, es la estructura que se adapta mejor en esa zona en específico, la cual se caracteriza por tener una configuración diferente, pues su radio de curvatura y pendiente varía con respecto a la franja u orilla anterior donde se encuentran colocados los espigones.

6.2 Recomendaciones

Más allá del modelo implementando para la estimación de una área de inundación, la base de un buen resultado es la información con la que es alimentado (MDE, batimetría, gastos y caracterización de la cuenca), con ello podemos garantizar una buena aproximación.

Independientemente de la alternativa de solución elegida deben considerarse las obras de mantenimiento, ya que este tipo de medidas estructurales de alivio conllevan entre sí por lo menos una rehabilitación anual para tratar el problema de socavación y erosión de los márgenes donde son colocados.

Es importante poner sumo cuidado en la configuración del tamaño de la malla de cálculo, ya que en conjunto con los parámetros como, la velocidad del agua, la aceleración de la gravedad, los tirantes o profundidades y la condición CFL (Courant-Friedrichs-Lewy), determinan la estabilidad y convergencia numérica del modelo, a través del número de Courant, que representa la relación entre el intervalo de tiempo y el tiempo de residencia en un volumen finito.

Para evitar la erosión local en los espigones, se debe colocar una colchoneta o platea en el lecho del río sobre el que descansará cada espigón con una capa de rocas de aproximadamente 30 cm de espesor, un ancho de 0.5 veces el tirante del río y la longitud de dos veces la socavación estimada, respecto a la cual Castañón (20) menciona que la experiencia ha mostrado que dicha longitud puede variar entre 1.8 y 6.0 m; con lo anterior, según Maza (1967) se puede reducir drásticamente el mantenimiento de las estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía

- Arregui, C., Hungsbert, E., Ramírez, R. (2009). **Potamología: Visión y práctica en la Comisión Nacional del Agua**. 2do. Seminario de Potamología “José Antonio Maza Álvarez”.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014). **Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos**. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol.30(1) pp.1-10. España.
- Calzas Pérez, Mario (2013). **Modelización del canal de la planta TEL en la U.P.T. de As Pontes**. Tesis de maestría. Universidad de Coruña. España.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, M. E., Puertas, J. (2009). **El método de volúmenes finitos aplicado a problemas de ingeniería fluvial y costera**. RSME, Vol. 12. España.
- Cea, L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E. (2007). **Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts**. Archives of Computational Methods in Engineering, State of the art reviews, Vol.14 (3) pp.303-341. España.
- Cea Gómez, L. (2008). **Modelización de la turbulencia en aguas poco profundas**. Boletín de la Sociedad Española de Matemática Aplicada, Num.42. España.
- Chow (1994). **Hidráulica de canales abiertos** . McGraw – Hill. México.
- Chu-Agor, M., Fox, G., Wilson, G.(2008). **Numerical Modeling of Bank Instability by Seepage Erosion Undercutting of Layered Streambanks**. USDA-ARS / UNL Faculty.
- CIMNE-UdC-UPC. **Modelo IBER, Tema 7 Turbulencia** [en línea]. [Fecha de consulta: 23 octubre 2014]. Disponible en: www.iberaula.com

- CIMNE-UdC-UPC. **Modelo IBER, Tema 5 Esquemas numéricos y cálculo** [en línea]. [Fecha de consulta: 23 octubre 2014]. Disponible en: www.iberaula.com
- Condori Luque, Harvey . **Control de inundaciones en el río Coata** [en línea]. [Fecha de consulta: 18 marzo 2015]. Disponible en: <http://www.monografias.com/trabajos20/control-inundaciones/control-inundaciones.shtml#conclu>. última visita enero 2015.
- Corestein G., Bladé, E. (2011). **Validación del módulo de transporte de sedimentos de fondo-Modelo IBER** [en línea]. [Fecha de consulta: 15 enero 2015]. Disponible en: www.ingenieriadelaagua.com/2004/JIA/Jia2013/pdf/a04.pdf
- Crosato, Alessandra (2008). **Analysis and modelling of river meandering**. Tesis doctoral. Università degli Studi di Padova. Italia.
- Cuervo, Astrid E. (2012). **Comparación de modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos**. Tesis de maestría. Universitat Politècnica de Catalunya. España.
- De Gonzalo, Carlos (2011). **Propuesta metodológica de modelización hidrometeorológica e hidrodinámica enfocada a la ordenación del riesgo de inundación: aplicación a la cuenca del río Pejibaye (Costa Rica)**. Tesis de Maestría. Universidad Politécnica de Madrid. España.
- Earth Surface Dynamics Research Group. **Evaluating bank erosion on the Indus river in Pakistan**. [en línea]. [Fecha de consulta: 04 enero 2015]. Disponible en: <https://esdsoton.wordpress.com/2012/10/16/evaluating-bank-erosion-on-the-indus-river-in-pakistan/>
- ESRI. **ArcGIS Resources. Help Library** [en línea]. Actualizada: 07 julio 2014. [Fecha de consulta: 04 enero 2015]. Disponible en: <http://help.arcgis.com/es/arcgisdesktop/10.0/help/>
- FLUMEN, CEDEX, GEAMA, CIMNE (2014). **Manual de referencia hidráulico IBER. Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas**. España.

- FLUMEN, CEDEX, GEAMA, CIMNE (2012). **Manual básico de usuario IBER. Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas**. España.
- FLUMEN. **Tutorial Iber** [en línea]. [Fecha de consulta: 25 noviembre 2014]. Disponible en:
<http://www.flumen.upc.es/iber/Tutorial/Tutorial.html>
- García Flores, M. y Maza A., José A. (1996). **Origen y propiedades de los sedimentos**. Capítulo 7 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México.
- García Flores, M. y Maza A., José A. (1996). **Inicio de movimiento y acorazamiento**, Capítulo 8 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México.
- García Flores, M. y Maza A., José A. (1996). **Transporte de sedimentos**. Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México.
- García Flores, M. y Maza A., José A. (1996). **Morfología de ríos**. Capítulo 11 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México.
- García Flores, M. y Maza A., José A. (1996). **Estabilidad de Cauces**. Capítulo 12 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México.
- García Flores, M. y Maza A., José A. (1996). **Erosión en ríos**. Capítulo 13 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México.
- García Flores, M. y Maza A., José A. (1996). **Estabilización y rectificación de ríos**. Capítulo 14 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México.
- García Jiménez, Fermín, Fuentes Mariles, Oscar, Gracia Sánchez, Jesús. (1995). **Erosión en laderas**. Cuadernos de Investigación. Número 24. CENAPRED.

- GET, Gobierno del Estado de Tabasco. **“Tercer informe de Gobierno 2009”, Plan Hídrico Integral de Tabasco** . [en línea]. [Fecha de consulta: 07 febrero 2015]. Disponible en:
http://seplades.tabasco.gob.mx/seplades/pret/pdfs/pret_difinitivo.pdf
- GET, Gobierno del Estado de Tabasco. **“Programa de Reconstrucción y Reactivación para transformar Tabasco”**. [en línea]. [Fecha de consulta: 07 febrero 2015]. Disponible en:
http://seplades.tabasco.gob.mx/seplades/pret/pdfs/pret_difinitivo.pdf
- González, A., López, D., Berga, M. (2011). Ajuste del transporte de sedimentos de fondo en modelo físico y calibración del modelo numérico Iber. JIA 2011: II Jornadas de ingeniería del agua. Modelos numéricos en dinámica fluvial. Barcelona.
- Hernández Aguilar, Darío Alfredo, Aragón Hernández, José Luis, Fuentes Mariles, Óscar Arturo y Fernández Esparza, Héctor Francisco (2014). **Comportamiento hidráulico de los puentes principales del río Tula**. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica. México.
- Lagasse, P.F., M.S. Byars, L.W. Zevenbergen, P.E. Clopper, (1997), **Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures – Experience, Selection, and Design Guidance**. Hydraulic Engineering Circular 23, FHWA HI-97-030, Washington, D.C.
- Langendoen, Eddy J., Simon, Andrew (2008). **Modeling the Evolution of Incised Streams II: Streambank Erosion**. Journal of hydraulic engineering.
- Langendoen, Eddy, et al (2013). **RVR MEANDER: Modelando la migración de ríos en múltiples escalas, desde la investigación hasta su aplicación en restauración de ríos**. USDA-ARS National Sedimentation Laboratory. Watershed Physical Processes.
- LEMAC. **Manual del gavión** [en línea]. [Fecha de consulta: 19 noviembre 2014]. Disponible en: <http://www.lemac.com.mx/descargas.html>
- López Cadenas de Llano, F. (1988). **Corrección de torrentes y estabilización de cauces**. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la alimentación. Roma.

- Marcos García, P., Anta Otores, R., Herrero Ramos, J., Goya Azañedo, R., Cuadrado Rica, M. (2011). **Aplicación del modelo IBER al estudio hidráulico del arroyo de la Almucera en Quiruelas de Vidriales (Zamora)** [en línea]. [Fecha de consulta: 15 enero 2015]. Disponible en: <http://www.ingenieriadelagua.com/2004/JIA/Jia2011/pdf/p507.pdf>
- Marin Martin, Maria D., et al. (2011). **Simulación agregada-distribuida y evaluación del transporte de sedimentos en cauces efímeros**. Universidad Politécnica de Cartagena. Colombia.
- May, R. W. P., Ackers, J. C., & Kirby, A. M. (2002). **Manual on scour at bridges and other hydraulic structures**. (Vol. 551). Ciria. Londres, Inglaterra.
- Ramírez, Martin (2009). **Construcción de bordos de encauzamiento y protección marginal en ríos**. Segundo Seminario de Potamología "José Antonio Maza Álvarez". 2009. México.
- Ramirez Rascon, Armando, Espinoza Figueroa, Dario, Rodriguez Bastarmerito, Roberto, Meza Mieres, Rodrigo (). **Estudio de las protecciones y márgenes inestables de los ríos Carrizal, Usumacinta, La Sierra y Grijalva**. Capítulo 12. Instituto de Ingeniería. UNAM [en línea]. [Fecha de consulta: 08 octubre 2015]. Disponible en: <http://www.igs-mexico.org/archivos/estudioprotecciones.pdf>
- Rinaldi, M., Darby, S.E. (2007). **Modelling river bank erosion processes and mass failure mechanisms: progress towards fully-coupled simulations**. Developments in Earth Surface Processes. Volumen 11.
- Rivera- Trejo, et al (2005). **La medición de sedimentos en México**. Ediciones IMTA-UIAT (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua - Universidad Juárez Autónoma de Tabasco). México.
- Rodi, W. (2000). **Turbulence models and their application in hydraulics - a state of the art review**. International Association for Hydraulic Research. 3 Ed. Balkema. Rotterdam, Países Bajos.
- Suárez, Jaime (2001). **Control de erosión en zonas tropicales**. Instituto de erosión. Bucaramanga, Colombia.

- The Boston Globe. **Flooding in China** [en línea]. [Fecha de consulta: 23 junio 2015]. Disponible en:
http://www.boston.com/bostonglobe/photos/photos_galleries/FloodinginChina?pg=8
- U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic engineering center (2010). **HEC-RAS, River Analysis System. Hydraulic Reference Manual**. Versión 4.1. Davis, California
- Velez Sanchez, D. (2006). Estudio de consultoria para diseño del encauzamiento y obra de protección contra la erosión margen izquierda del río Cali- Sector Entrerios. Colombia.