



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas)

Sebastian Barbosa Gil

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Escuela de Geociencias y Medio Ambiente
Medellín, Colombia

2013

Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas)

Sebastian Barbosa Gil

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:
Magister en Ingeniería – Recursos Hidráulicos

Directora:
Ph.D. Lilian Posada García

Línea de Investigación:
Hidráulica Fluvial

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Escuela de Geociencias y Medio Ambiente
Medellín, Colombia

2013

Dedicatoria

... A mi hijo Matias, motivación y fuerza para salir adelante cada día.

Agradecimientos

Ante todo, agradezco a mi familia por el apoyo incondicional, sin ellos no hubiera existido el estímulo necesario para culminar esta etapa de mi vida profesional.

A Lilian Posada, quien fue mi maestra y la persona que sembró en mí el interés por la hidráulica fluvial, quien me brindó sus conocimientos para hacer de mí un profesional más competente en esta área, y quién me asesoró durante estos años de maestría.

Igualmente agradezco a todos los amigos y compañeros que me dejaron este paso por la maestría, sin ellos este camino no habría sido tan grato.

Finalmente agradezco a EPM por facilitarme la información solicitada para poder llevar a feliz término mi tesis, en especial a los ingenieros Mauricio Correa y Paula Lizet Correa.

Resumen

La modelación de la profundidad de socavación 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 éste trabajo se comparan los resultados obtenidos por estas diferentes metodologías a partir de mediciones bienales de cambios en el lecho de un tramo del río Medellín, en el periodo 2001-2009. Tramo con condiciones morfológicas y sedimentológicas particulares de un río de montaña.

Se evaluaron metodologías tradicionales para el cálculo de la socavación general, como son Lacey, Blench, Lischtván & Lebediev, Laursen, Maza Álvarez y Neill, y se compararon con modelos hidrodinámicos unidimensionales (HEC-RAS y SRH-1D) capaces de modelar cambios en el lecho, a partir de ecuaciones de transporte de sedimentos aplicables a ríos de gravas.

Se encontró que el modelo HEC-RAS, mediante la ecuación de transporte de sedimentos Ackers & White calibrada para los datos observados en el río Medellín, es la que mejor reproduce la estimación de la socavación general. Por tanto, a partir de este resultado, en este trabajo se presenta una guía metodológica para estimar la socavación general en una corriente de montaña mediante este modelo.

Palabras clave: Socavación general, modelos de transporte de sedimentos, ríos de gravas, modelación hidrodinámica, cambios en el lecho.

Abstract

Modeling of general scour depth can usually be done from different points of view, from purely empirical methods as regime theory, semi-empirical formulations based on equilibrium condition, or by mass balance between the sediment load and sediment transport capacity.

In this master's thesis the results obtained by different methodologies from biennial measurements of bed changes of a reach from Medellín river, at the period 2001-2009, are compared. This reach has morphological and sedimentological characteristic proper of a mountain river.

Conventional methodologies, such as Lacey, Blench, Lischtván & Lebediev, Laursen, Maza Álvarez and Neill, were evaluated for modeling general scour depth and compared them with 1D-hydrodynamic models (HEC-RAS and SRH-1D) capable of modeling bed-changes by using sediment transport equations applicable to gravel-bed rivers.

HEC-RAS model, using the sediment transport equation Ackers & White, calibrated to the measure data in the Medellín river, is the best model to estimate general scour. Therefore, from this result, this work presents a methodological guide for estimating the general scour depth in mountain rivers by this model.

Keywords: General scour, sediment transport models, gravel-bed river, hydrodynamic modeling, bed-changes.

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Lista de figuras	XIII
Lista de tablas	XVI
Introducción	1
Objetivos	5
Capítulo 1. Marco Teórico	7
1.1 Socavación	7
1.1.1 Factores que influyen en la socavación.....	7
1.1.2 Tipos de socavación	8
1.2 Modelación de la socavación	11
1.2.1 Teoría del régimen	11
1.2.2 Metodologías de velocidad competente	13
1.3 Modelos hidrodinámicos	15
1.3.1 HEC-RAS.....	16
1.3.2 SRH-1D.....	19
1.4 Ecuaciones de transporte de sedimentos no cohesivos	21
1.4.1 Meyer-Peter & Muller (1948)	23
1.4.2 Ackers & White (1973)	24
1.4.3 Yang (1984)	25
1.4.4 Parker (1990)	25
1.4.5 Wu, Wang & Jia (2000)	26
1.4.6 Wilcock & Crowe (2003).....	27
1.4.7 Wilcock & Crowe modificado por Gaeuman (2009)	28
Capítulo 2. Caso de Estudio	29
2.1 Generalidades	29
2.2 Información base	32
2.3 Batimetrías	33
2.4 Información hidrométrica	35
2.5 Caracterización del sedimento.....	40
2.6 Escenarios de modelación.....	43
Capítulo 3. Análisis de Sensibilidad	47
3.1 Sensibilidad de parámetros en las metodologías empíricas y semi-empíricas.....	47
3.2 Sensibilidad de parámetros en los modelos hidrodinámicos	51

3.2.1	Análisis de sensibilidad en HEC-RAS 4.1	51
3.2.2	Análisis de sensibilidad en SRH-1D 3.0	65
Capítulo 4.	Evaluación de la Profundidad de Socavación General.....	77
4.1	Cálculo de la socavación general mediante modelos semi-empíricos	80
4.2	Cálculo de la socavación general mediante la aplicación de modelos hidrodinámicos.....	84
4.2.1	Resultados del modelo HEC-RAS 4.1.....	85
4.2.2	Resultados del modelo SRH-1D 3.0	92
Capítulo 5.	Metodología propuesta.....	97
5.1	Geometría del modelo	97
5.2	Información hidrométrica	97
5.3	Información de sedimentos	98
5.4	Ejecución del modelo	100
5.5	Visualización de resultados	100
Limitaciones	103
Conclusiones	105
Referencias	107
Anexo A. Secciones Batimétricas.....	111

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1-1 Analogía de la balanza de Lane	10
Figura 1-2 Esquema de sección con perfil de socavación	13
Figura 2-1 Cuenca del río Medellín hasta el tramo de estudio	30
Figura 2-2 Panorámica del tramo de estudio sobre el río Medellín	31
Figura 2-3 Evolución temporal del perfil altimétrico del tramo de estudio	34
Figura 2-4 Localización de las estaciones hidrométricas y del tramo de estudio.	36
Figura 2-5 Régimen mensual de caudales en la estación RMS22-Girardota.	37
Figura 2-6 Régimen mensual de caudales en la estación Descarga Tasajera.	38
Figura 2-7 Régimen mensual de caudales en la estación RMS13-El Hatillo.	38
Figura 2-8 Series de caudales medios diarios usadas de las estaciones RMS13-El Hatillo y RMS22-Girardota.	39
Figura 2-9 Curva de calibración de la estación RMS13-El Hatillo.	40
Figura 2-10 Curvas granulométricas de los sedimentos del lecho de la estación Girardota (AMVA, 2007).	41
Figura 2-11 Curva granulométrica integrada para caracterizar el lecho del tramo de estudio.	42
Figura 2-12 Curva de descarga de sedimentos totales.	43
Figura 3-1 Variación de la profundidad de socavación con el diámetro característico para un caudal unitario $q=1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	49
Figura 3-2 Variación de la profundidad de socavación (Lischtván-Lebediev) con el diámetro característico para un caudal entre 10 y 250 m^3/s	50
Figura 3-3 Variación de la profundidad de socavación con el caudal unitario, para un diámetro característico $d_{50}=21 \text{ mm}$	50
Figura 3-4 Variación de la profundidad de socavación (Lischtván-Lebediev) con un diámetro característico entre 2 y 64 mm.	51
Figura 3-5 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el paso de cómputo.	53
Figura 3-6 Variación de los tiempos de modelación.	54
Figura 3-7 Sensibilidad de profundidad de socavación con la temperatura.	55
Figura 3-8 Sensibilidad de la profundidad de socavación con la ecuación de velocidad de caída.	57
Figura 3-9 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro A.	59
Figura 3-10 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro m.	59
Figura 3-11 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro C_A	60
Figura 3-12 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro τ^*_c	61

Figura 3-13	Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro “Coefficient”.	62
Figura 3-14	Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro “Power”.	62
Figura 3-15	Sensibilidad de la profundidad de socavación calculada por el método de Yang con la ecuación de velocidad de caída.	63
Figura 3-16	Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro τ^*	64
Figura 3-17	Sensibilidad de la profundidad de socavación con el paso de cómputo en SRH-1D	67
Figura 3-18	Tiempos de modelación en SRH-1D	67
Figura 3-19	Sensibilidad de la profundidad de socavación con la temperatura en SRH-1D	69
Figura 3-20	Sensibilidad de la profundidad de socavación con el espesor de la capa activa en SRH-1D	70
Figura 3-21	Perfil del lecho para análisis de sensibilidad del número de Shields crítico en SRH-1D.	72
Figura 3-22	Sensibilidad de la profundidad de socavación con el número de Shields crítico.	72
Figura 3-23	Sensibilidad de la profundidad de socavación con el coeficiente del factor de exposición.	74
Figura 3-24	Perfil del lecho para análisis de sensibilidad del coeficiente del factor de exposición.	74
Figura 4-1	Esquema del modelo hidráulico construido en HEC-RAS.	78
Figura 4-2	Perfil de la capacidad de transporte de flujo.	79
Figura 4-3	Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2003.	82
Figura 4-4	Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2005.	83
Figura 4-5	Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2007.	83
Figura 4-6	Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2009.	84
Figura 4-7	Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada mediante la ecuación de Yang en el modelo HEC-RAS.	87
Figura 4-8	Ventana de calibración de las ecuaciones de transporte en el modelo HEC-RAS.	88
Figura 4-9	Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada mediante la ecuación de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller en el modelo HEC-RAS.	89
Figura 4-10	Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada para los parámetros calibrados. Años 2003 y 2005.....	91
Figura 4-11	Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada para los parámetros calibrados. Años 2007 y 2009.....	92

Figura 4-12	Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada mediante las ecuaciones de Ackers & White, Meyer-Peter & Muller y Yang, en el modelo SRH-1D.	94
Figura 4-13	Perfil del lecho modelado mediante las ecuaciones de Wilcock & Crowe y Gaeuman.	95
Figura 4-14	Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada para los parámetros calibrados en el modelo SRH-1D.	96
Figura 5-1	Interfaz para ingresar la curva granulométrica en HEC-RAS.....	99
Figura 5-2	Interfaz para ingresar calibrar las ecuaciones de transporte de sedimentos en HEC-RAS	99
Figura 5-3	Interfaz para definir los intervalos de los archivos de salida del modelo HEC-RAS	100
Figura 5-4	Esquema de la propuesta metodológica.....	101

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1-1: Formulaciones para estimar la velocidad crítica.....	14
Tabla 1-2: Coeficientes empíricos de las formulaciones para estimar la profundidad de socavación general.	15
Tabla 1-3: Ecuaciones de transporte de sedimentos.	22
Tabla 1-4: Coeficientes de la ecuación de Ackers & White.	25
Tabla 2-1: Secciones batimétricas levantadas a lo largo del tramo de estudio.....	34
Tabla 2-2: Estaciones hidrométricas empleadas en el estudio.....	36
Tabla 2-3: Diámetros característicos del río Medellín en el tramo de estudio.....	41
Tabla 2-4: Escenarios de simulación para flujo no permanente.	44
Tabla 2-5: Escenarios de simulación en HEC-RAS.....	44
Tabla 2-6: Escenarios de simulación en SRH-1D.	45
Tabla 3-1: Codificación para las ecuaciones empíricas de profundidad de socavación general.	47
Tabla 3-2: Variación de los parámetros de las ecuaciones de socavación general.	48
Tabla 3-3: Datos de entrada del modelo HEC-RAS.	52
Tabla 3-4: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del paso de cómputo.	52
Tabla 3-5: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad de la temperatura.	54
Tabla 3-6: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad de la velocidad de caída.	56
Tabla 3-7: Variación de los parámetros de la ecuación de transporte de Ackers & White.	58
Tabla 3-8: Variación de los parámetros de la ecuación de transporte de Meyer-Peter & Muller.	61
Tabla 3-9: Datos de entrada para la modelación de socavación en SRH-1D.....	65
Tabla 3-10: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del paso de cómputo en SRH-1D.....	66
Tabla 3-11: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad de la temperatura en SRH-1D.	68
Tabla 3-12: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del espesor de la capa activa en SRH-1D.....	70
Tabla 3-13: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del espesor de la capa activa en SRH-1D.....	71

Tabla 3-14: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del coeficiente de factor de exposición.	73
Tabla 4-1: Secciones seleccionadas para el análisis de socavación.	79
Tabla 4-2: Caudales medios para los periodos de modelación.....	81
Tabla 4-3: Parámetros calibrados para las ecuaciones de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller.....	90
Tabla 4-4: Parámetros de modelación del modelo SRH-1D	93

Introducción

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. Entre los procesos fluviales, se destacan tres procesos como elementales: la erosión, el transporte y la depositación de sedimentos.

La erosión fluvial puede darse tanto en las bancas como en el fondo, dependiendo los grados de libertad del cauce (Maza Álvarez & García Flores, 1996). La erosión natural del fondo en cauces naturales producida por un incremento del caudal líquido, sea por crecidas naturales o inducidas, es llamada socavación general, y la estimación de su profundidad es un tema de gran importancia en ingeniería fluvial, especialmente útil para la toma de decisiones en el diseño de obras de cruce a través del cauce, tales como puentes, tuberías, túneles subfluviales, etc. (Farias, 2003).

La socavación general es un proceso físico complejo, cuyas bases teóricas aún no se encuentran bien definidas y no es posible estimar con confianza los cambios en el lecho tras el tránsito de un flujo. Los factores que influyen en la socavación general se pueden agrupar en tres grupos: factores geomorfológicos, factores de transporte y el tipo de material que conforma el lecho; todos factores únicos para cada río, lo cual dificulta la existencia de una ley general (Melville & Coleman, 2000).

Uno de los factores fundamentales para estimar la profundidad de socavación en cualquier tipo de cauce natural es el tipo de material del lecho que conforma el cauce y está expuesto a las fuerzas erosivas de la corriente. El tipo de material que conforma el cauce hace referencia al tamaño del mismo, e investigaciones han demostrado que en ríos aluviales, es decir, aquellos que corren sobre materiales transportados por el propio río en el pasado geológico, la granulometría del material del lecho está directamente relacionada con las características geomorfológicas de un corriente (Autumn & Springer,

2006). Por lo tanto, el estudio de socavación se puede acotar a ríos de montaña (característica geomorfológica), en los cuales el tamaño medio de las partículas que conforman el lecho son superiores a 2 mm, y en general, corresponden a corrientes con buena capacidad de transporte, valles encañonados y con pendientes longitudinales superiores a 0.1% (Leopold, Wolman & Miller, 1964). Este tipo de cauces son característicos en la geografía del Valle de Aburrá.

Los primeros pasos en la hidráulica fluvial para determinar la profundidad de socavación partieron de la teoría del régimen, formulaciones completamente empíricas entre las que se destacan la de Lacey (1930) y Blench (1939).

Posteriormente, a partir de la década de los 60, se le dio un nuevo enfoque a las metodologías desarrolladas para calcular la profundidad de socavación, basadas en el equilibrio entre la velocidad de flujo y la velocidad crítica para el material que conforma el lecho, entre las que se destacan las formulaciones de Lischtván & Lebediev (1959), Laursen (1963), Maza Álvarez (1973) y Neill (1980), entre otras. Todas estas formulaciones semi-empíricas, en su desarrollo conceptual, parten de hipótesis que simplifican el problema, entre las que se destaca la asunción de flujo permanente, situación que durante una creciente no ocurre y que no tiene en cuenta que la iniciación del movimiento de las partículas de fondo ocurre luego de un denominado tiempo de “stress”. Asimismo, la velocidad crítica es calculada a partir de coeficientes empíricos que representan las condiciones de los cauces donde fueron calibrados y se debe verificar su aplicación en otras cuencas, sin mencionar que el efecto de escondimiento de las partículas no son tenidas en cuenta por ninguna de estas metodologías (Schreider et al., 2001. Yager, Kirchner & Dietrich, 2007).

Por otro lado, con el desarrollo de herramientas de modelación hidrodinámica que incluyen módulos de transporte de sedimentos y cambios en el lecho (como el HEC-RAS o el SRH-1D), es posible modelar procesos de agradación y degradación del lecho a partir de las ecuaciones de transporte y de continuidad de sedimentos.

Bajo el panorama expuesto, este trabajo presenta una comparación entre las formulaciones empíricas para estimar la profundidad de socavación general y los

resultados obtenidos mediante la modelación morfo-dinámica en un río de gravas, como el río Medellín, y propone una metodología para el cálculo de la profundidad de socavación general ocurrida durante una creciente a partir de modelos computacionales que tienen en cuenta el tránsito de flujo no permanente, la gradación del lecho, el factor de escondimiento y condiciones para la iniciación del movimiento (Melville & Coleman, 2000), como el HEC-RAS o el SRH-1D.

Este documento se distribuye de la siguiente forma, en el capítulo 1 se hace una descripción de conceptos teóricos de la socavación, así como su formulación matemática desde varios enfoques. En el capítulo 2 se presentan las características geomorfométricas, hidrométricas y sedimentológicas del tramo analizado, y los escenarios de modelación propuestos. En el capítulo 3 se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros de los modelos evaluados, y posteriormente, en el capítulo 4 se muestran los resultados de las modelaciones de socavación mediante los diferentes métodos propuestos para su comparación, y así proponer la metodología más apropiada para modelar el proceso de socavación, descrita en el capítulo 5. Finalmente se presentan las limitaciones que se tuvieron para mejorar los resultados obtenidos, y las conclusiones de este trabajo.

Objetivos

Objetivo General

Desarrollar una metodología para el cálculo de la profundidad de socavación general, apoyada en modelos morfodinámicos e hidrodinámicos que incluyan herramientas de modelación de transporte de sedimentos e iniciación de movimiento que representen adecuadamente las condiciones de ríos con lecho de gravas.

Objetivos Específicos

Recopilar las formulaciones más utilizadas para el cálculo de la socavación general para ríos con lecho de grava, así como las ecuaciones de transporte de sedimentos aplicables a éstos.

Identificar los parámetros que tienen mayor influencia y sensibilidad en la modelación del proceso de socavación general.

Simular los cambios del lecho ocurridos tras el tránsito de una serie de caudales mediante los modelos HEC-RAS y SRH-1D, que poseen módulos de transporte de sedimentos gruesos.

Comparar e interpretar las diferencias entre los resultados de la estimación de la profundidad de socavación general mediante los modelos hidrodinámicos seleccionados y las metodologías empíricas tradicionales.

Capítulo 1. Marco Teórico

1.1 Socavación

La socavación es un tipo de erosión hídrica que hace referencia a la pérdida del material del lecho y márgenes de un cauce, debido a la capacidad de transporte asociada a un evento hidrológico. La reducción de este nivel respecto a un nivel de referencia es denominada profundidad de socavación. La profundidad de socavación alcanzada depende del tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho y la magnitud y duración del evento hidrológico.

La socavación depende de muchos factores, que pueden agruparse en dos grupos principales: los factores geomorfológicos y los factores de transporte.

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

1.1.1 Factores que influyen en la socavación

- Factores geomorfológicos

Los factores geomorfológicos hacen referencia a las características de la cuenca y el río analizado. Dentro de las características de la cuenca se incluyen los factores climáticos y los usos y tipos de suelos, elementos de primera importancia para determinar las tasas de erosión y transporte en el sitio de interés.

Las características de mayor interés son la pendiente, la geometría de la sección transversal, su forma en planta, las características del material del lecho y las condiciones de borde del canal.

La caracterización del material del lecho incluye la distribución del sedimento, la gradación, la estratificación de capas en el lecho y la presencia de materiales cohesivos.

Los sedimentos no cohesivos son aquellos cuyo movimiento depende solamente de las propiedades de las partículas que los componen y de la posición relativa entre las mismas. Dentro de este grupo se encuentran las arenas y gravas. Los sedimentos cohesivos, por el contrario, son aquellos cuyo movimiento inicial depende de la compleja interacción físico-química entre las partículas coloidales y los efectos de la presión de poros. La socavación en lechos de material cohesivo es un fenómeno mucho más complejo y no puede ser evaluado según las características del tamaño de la partícula.

Otra característica importante son los controles geológicos, pues determinan los límites probables de erosión.

- Factores de transporte

Los factores de transporte se relacionan con el transporte tanto de agua como de sedimentos. Las características del flujo, como la velocidad, duración, caudal y frecuencia, así como las tasas de transporte y tipo de sedimento transportado durante tales eventos, son necesarias para estimar la profundidad de socavación.

1.1.2 Tipos de socavación

- Socavación general

La socavación general es aquella disminución en el nivel base del lecho del cauce como consecuencia de aumento en la velocidad y el esfuerzo cortante del flujo en el lecho, que pone en movimiento las partículas de fondo y de las márgenes que se encuentran en equilibrio, indistintamente de la presencia o no de cualquier estructura antropogénica.

Los procesos fluviales y geomorfológicos que dan lugar a la socavación general ocurren en un amplio rango de escalas espacio-temporales.

Dentro de la socavación general se incluyen los procesos de degradación naturales como incisión del lecho, migración lateral, cambios en las formas del lecho y socavación en confluencias.

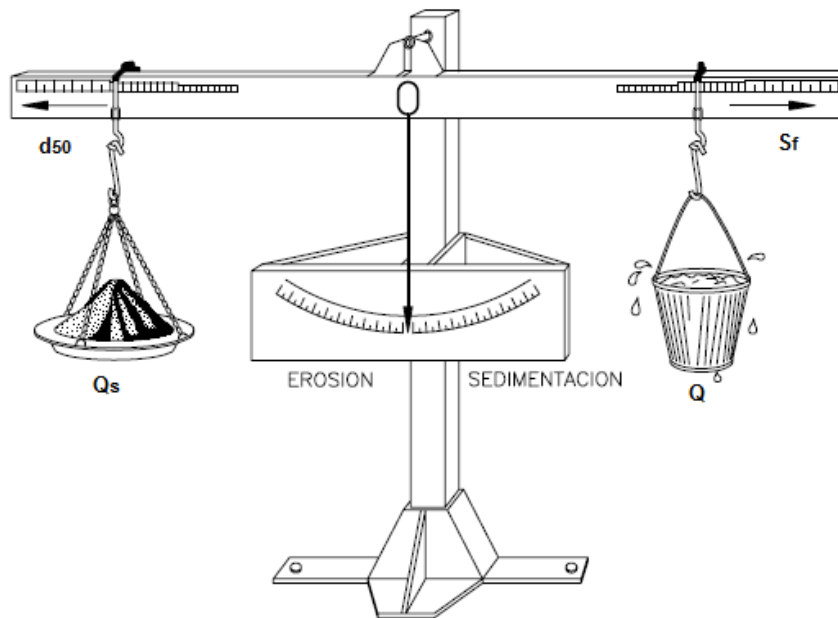
En términos de escala espacial, inestabilidades dentro de la cuenca pueden influir en los procesos que contribuyen a la socavación general. Por ejemplo, cambios en los usos del suelo pueden afectar la disponibilidad de sedimentos que transporta un río y por consiguiente afectar directamente las tasas de socavación de algún un tramo en particular.

Los cambios ocasionados por la socavación general a diferentes escalas espaciales son proporcionales a la escala temporal en que ocurren, es decir, cambios en los patrones de drenaje y perfiles longitudinales en una cuenca varían en escalas de tiempo geológicas. A escala de tramo, el alineamiento de un cauce puede variar desde años a siglos, cambios en la sección transversal pueden ocurrir de días a años, y cambios a escalas locales, como las formas del lecho, pueden variar incluso a escala horaria.

Los cambios a largo plazo son consecuencia de una degradación progresiva y cuasi-permanente debida a cambios hidrológicos y/o geomorfológicos a escala de cuenca, por ejemplo, cambio climático, disminución del nivel base o construcción de una presa. A corto plazo, la socavación general se desarrolla durante una creciente o crecientes continuas durante un espacio temporal corto (días).

La socavación es un fenómeno complejo que para la comprensión del problema y su solución requiere un análisis cualitativo inicial, enfocado en entender los procesos físicos a escala de cuenca, de tramo y de sección.

La relación cualitativa propuesta por Lane (1955) ayuda a comprender las respuestas de un río ante cambios en la cuenca que pueden producir agradación o degradación del lecho. En la **Figura 1-1** se representa el sistema fluvial como una balanza que permite predecir la respuesta cualitativa de un cauce ante algún cambio que se presente en alguno de los elementos característicos de la cuenca.

Figura 1-1 Analogía de la balanza de Lane

- Socavación local

Contrario a la socavación general, la socavación local es el descenso abrupto en el lecho fluvial, generado por la remoción del material de fondo debido a algún elemento físico componente de alguna obra dentro del cauce o alguna singularidad natural que se encuentre interpuesta dentro de la corriente. Dada la complejidad del movimiento del fluido causante de la socavación localizada, su análisis se deriva en teorías diferentes y en ocasiones contradictorias, dependiendo de las condiciones que se hayan tenido en cuenta para su definición.

Este tipo de socavación ha sido más estudiado que la socavación general, pues los análisis de socavación se realizan, en su mayoría, para conocer el diseño de cimentaciones de obras que están en contacto directo con el cauce (puentes, espolones, estribos, pilas, etc), ya que son obras de importancia en la subestimación de la socavación podría conllevar a la destrucción total de la estructura, o la sobreestimación llevaría a adoptar profundidades de cimentación que hacen extremadamente costosa la obra.

Sea cual sea el tipo de socavación estudiado, determinar la magnitud de la profundidad de socavación es complicado por la naturaleza cíclica del proceso erosivo. La erosión puede alcanzar su máximo valor durante una creciente, y volverse difícilmente visible tras el paso de la misma al rellenarse con sedimento los “huecos” erosionados.

La socavación en lechos con fondo móvil se da cuando el río analizado transporta una carga de sedimentos antes de entrar a la sección de control del tramo de interés, en este caso el equilibrio en el balance de transporte determina la finalización del proceso erosivo. Cuando el caudal sólido de ingreso al tramo de análisis es mínimo o nulo, se denomina socavación en agua clara, y el proceso erosivo se detiene cuando el esfuerzo cortante del cauce disminuye por debajo de los valores críticos de iniciación de movimiento del material que conforma el lecho del tramo. También se considera erosión en agua clara cuando el material del lecho es transportado en suspensión a través del hueco de socavación hacia aguas abajo sin depósito en la sección de interés.

1.2 Modelación de la socavación

La estimación de la profundidad de socavación generalmente se basa en relaciones empíricas o modelación computacional, que aproxima numéricamente la solución de las ecuaciones de continuidad y transporte de sedimentos.

Dentro de las relaciones empíricas se destacan dos enfoques, el primero se basa en la teoría del régimen y el segundo en el equilibrio entre la velocidad del flujo y la velocidad crítica para el movimiento de las partículas que conforman el lecho.

1.2.1 Teoría del régimen

La teoría del régimen fue iniciada en 1895 por Kennedy, quién para construir una red de canales no revestidos para riego, observó y midió las dimensiones de 22 canales del sistema Alto Bari Doab (India) que ya estaban en operación, y su sección se había ajustado a unas dimensiones estables para los caudales, líquidos y sólidos, que transportaban. Kennedy obtuvo que la velocidad media de flujo está en función de la profundidad de equilibrio de los canales, y con esa relación dimensionó futuros canales (Maza Álvarez & García Flores, 1996).

$$V_c = c \cdot h_s^b$$

Lindley (1919) empleó el término régimen para definir que un canal se encuentra en régimen cuando su sección y pendiente están en equilibrio para el caudal transportado, de tal manera que aumentos o disminuciones de él, hacen que el ancho y la profundidad se modifiquen (Maza Flores & García Flores, 1996). Numerosos autores propusieron relaciones empíricas de este tipo, basados en datos de canales de riego de la India, Pakistan, Egipto y Estados Unidos.

En este trabajo se describen los métodos de Lacey (1930) y Blench (1939), el primero por estar basado en la recopilación de muchos métodos anteriores a él, y el segundo por ser uno de los más difundidos.

- Lacey

El autor continuó y amplió los estudios de Lindley, quien ya había observado 4345 km de canales en la India. En 1930 presentó las ecuaciones para obtener los principales parámetros hidráulicos y geométricos de canales estables.

La ecuación de Lacey (y todas las formulaciones de la teoría del régimen) no es dimensionalmente correcta, por tanto debe ingresarse en las unidades adecuadas. La ecuación aquí mostrada se aplica utilizando el sistema métrico y el d_{50} en mm.

$$h_s = 1.34 \cdot \left(\frac{q^2}{1.76 \cdot d_{50}^{0.5}} \right)^{1/3}$$

- Blench

Basado en las observaciones de varios autores, Blench en 1939 y 1941, así como en publicaciones posteriores, presentó sus fórmulas básicas y de diseño.

Para gravas ($d_{50} > 2\text{mm}$) la ecuación de Blench se puede escribir como

$$h_s = 1.23 \cdot \left(\frac{q^2}{d_{50}^{1/4}} \right)^{1/3}$$

Donde el d_{50} está expresado en mm y las demás variables en el sistema métrico.

1.2.2 Metodologías de velocidad competente

Los métodos de velocidad competente están basados en el supuesto que la socavación ocurre hasta que se alcanzan las condiciones límites para las cuales la velocidad competente está en equilibrio con la velocidad media del flujo. Estos métodos suelen ser conservadores pues canales que transportan sedimentos muchas veces son estables y no necesariamente socavan (Melville & Coleman, 2000).

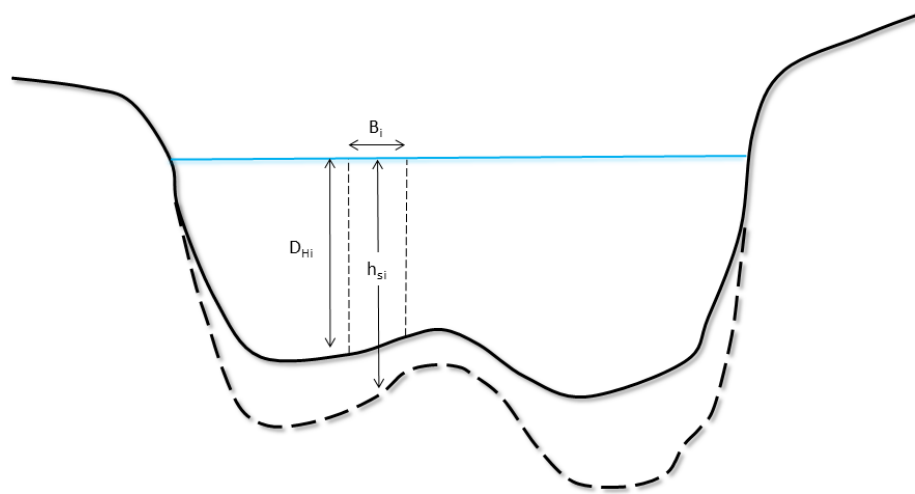
La hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo.

Por tanto, la sección transversal analizada se divide en sub-áreas i , con ancho B_i , profundidad hidráulica D_{Hi} y profundidad de equilibrio h_{si} , y mediante el empleo de las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_i puede expresarse entonces de modo más general como (Schreider et al., 2001):

$$V_i = \frac{q_i}{h_{si}}$$

En la **Figura 1-2** se presenta la representación esquemática del análisis de una sección socavada.

Figura 1-2 Esquema de sección con perfil de socavación



Para evaluar la velocidad crítica, diversos autores proponen ecuaciones empíricas en función de la profundidad de equilibrio y el diámetro característico del material del lecho.

En la **Tabla 1-1** se presentan 5 formulaciones empíricas para estimar la velocidad crítica, aplicables para lechos con tamaños de partículas tipo gravas. Todas las expresiones están en sistema métrico.

Tabla 1-1: Formulaciones para estimar la velocidad crítica.

Maza Alvarez & Echavarria Alfaro (1973)		
$V_c = 3.62 \cdot d_{50}^{0.200} \cdot h_s^{0.275}$		
Lischtvan-Lebediev (1959)		
$V_c = 4.70 \cdot d_{50}^{0.280} \cdot h_s^z$	$z = \frac{0.223}{d_{50}^{0.092}}$	$2.8 < d_{50}[\text{mm}] < 182$
Laursen (1963)		
$V_c = 6.19 \cdot d_{50}^{0.333} \cdot h_s^{0.167}$		
Maza Alvarez & García Flores (1978)		
$V_c = 6.05 \cdot d_{50}^{0.350} \cdot h_s^{0.150}$		
Neill (1980)		
$V_c = 4.16 \cdot d_{50}^{0.250} \cdot h_s^x$	$x = \frac{0.125}{d_{50}^{0.180}}$	$0.3 < d_{50}[\text{mm}] < 30$
$V_c = 6.35 \cdot d_{50}^{0.167} \cdot h_s^{0.333}$		$d_{50}[\text{mm}] > 30$

Igualando la velocidad crítica con la velocidad del flujo, es decir cuando el cauce alcanza el equilibrio para un caudal determinado, se puede expresar mediante algunas transformaciones matemáticas la profundidad de socavación en función del caudal unitario y del diámetro característico del lecho.

$$h_s = \kappa \cdot \frac{q^\omega}{d_{50}^\eta}$$

En la **Tabla 1-2** se presentan los valores de los coeficientes κ , ω y η para las metodologías de la teoría del régimen y de la velocidad competente. Para las ecuaciones de Lischtvan-Lebediev y Neill, los parámetros corresponden a un diámetro característico del sedimento de 21 mm, consecuente con la caracterización de los sedimentos del río Medellín presentada en el Capítulo 2.

Tabla 1-2: Coeficientes empíricos de las formulaciones para estimar la profundidad de socavación general.

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

1.3 Modelos hidrodinámicos

Los procesos de socavación pueden ser modelados en diferentes dimensiones (1D, 2D y 3D), mediante esquemas de solución numérica de las ecuaciones que determinan el comportamiento del flujo, los sedimentos y su interacción.

Hace 20 años, el uso de la modelación numérica para solucionar problemas fluviales era impensado, pues las limitaciones computacionales de velocidad y almacenamiento hacían difícil su aplicación a problemas reales de escala finita. Hoy en día, la modelación numérica es un área en continuo desarrollo, en la que se aún no se ha evaluado el potencial que tienen estas herramientas para modelar casos prácticos.

En términos generales, los modelos unidimensionales son apropiados para simular procesos de agradación y/o degradación general. Los modelos bidimensionales también pueden ser aplicados para este propósito, y permiten un mejor análisis de la erosión en una contracción, aunque entre mayor sea la dimensión del modelo, se necesitan más requerimientos de información base y parámetros de calibración. Por tanto, según sea la necesidad es más conveniente usar uno u otro modelo.

Los modelos unidimensionales con módulos de simulación de lecho móvil y transporte de sedimentos son generalmente usados para predecir cambios en el lecho. Entre los

modelos más comerciales de éste tipo se destacan el HEC-6 (actual HEC-RAS), GSTAR (actual SRH) y el MIKE11, desarrollados por el U.S. Army Corps of Engineers, el U.S. Bureau of Reclamation y el Danish Hydraulics Institute, respectivamente. Los resultados de éstos y de cualquier otro modelo unidimensional para predecir cambios en el lecho depende en gran medida de las ecuaciones de transporte adoptadas en la modelación (Melville & Coleman, 2000).

Asimismo, Fan (1994) concluye en sus estudios que los modelos unidimensionales son altamente dependientes de los datos de entrada, incluso más que los modelos bidimensionales, siendo esenciales para su desarrollo, calibración, validación e implementación. El autor encontró que para los mismos datos, diferentes modelos pueden predecir resultados significativamente diferentes (Melville & Coleman, 2000).

Para el presente trabajo, se seleccionaron los dos modelos unidimensionales más comerciales en el medio y que han tenido un mayor y continuo desarrollo en modelación de cambios en el lecho, el HEC-RAS (antiguo HEC-6) y el SRH-1D (antiguo GSTAR). A continuación se presenta una descripción de sus principales características, capacidades y limitaciones.

1.3.1 HEC-RAS

El HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) es un modelo hidrodinámico desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers, capaz de realizar análisis unidimensionales de sistemas fluviales mediante cuatro componentes: simulación de perfiles de flujo permanente, simulación de flujo no permanente, cálculo de transporte de sedimentos y cambios en el lecho, y calidad de aguas. El software está en continuo desarrollo, la última versión del HEC-RAS es la 4.1 de enero de 2010.

El software está fundamentado en la solución de la ecuación de la energía, donde las pérdidas por fricción son evaluadas mediante la ecuación de Manning y las pérdidas por contracción y/o expansión son proporcionales al cambio en las cabezas de velocidad. Para situaciones de flujo rápidamente variado, como en la entrada a obras hidráulicas o

resaltos hidráulicos, HEC-RAS usa también la ecuación de momentum para encontrar la solución.

Para flujo no permanente, HEC-RAS resuelve las ecuaciones de conservación de masa y momentum mediante un esquema implícito de diferencias finitas desarrollado por Preissmann y Chen (1973).

El módulo de sedimentos del HEC-RAS permite calcular el transporte de sedimentos mediante diferentes métodos, y para condiciones de concentración, distribución granulométrica y velocidad de caída de las partículas definidas por el usuario. Las ecuaciones de transporte incluidas en el modelo son:

1. Método de Ackers & White (1973).
2. Método de Engelund & Hansen (1972).
3. Método de Laursen modificado por Copeland (1989).
4. Método de Meyer-Peter & Muller (1948).
5. Método de Toffaleti (1968).
6. Método de Yang (arenas 1973 y gravas 1984).

Los cambios en el lecho son calculados mediante la solución de la ecuación de continuidad de sedimento (también conocida como ecuación de Exner), bajo tres restricciones: limitantes temporales de depositación y de erosión, y acorazamiento del lecho.

- Capacidades

HEC-RAS posee interfaz gráfica que facilita las labores de preproceso y postproceso de la información de entrada y visualización de resultados.

HEC-RAS modela el tránsito de hidráulico de flujo permanente y no permanente, en régimen de flujo subcrítico, supercrítico y mixto, para tramos de cauces con pendiente longitudinal menor al 10%.

HEC-RAS es capaz de modelar tanto flujo gradualmente variado como rápidamente variado mediante la soluciones de las ecuaciones de energía y momentum.

HEC-RAS posee herramientas que permiten comparar planes de modelación.

HEC-RAS es capaz de modelar desde tramos sencillos, hasta sistemas fluviales dendríticos y divergencias de flujo, apoyado con herramientas de optimización.

HEC-RAS permite analizar el comportamiento hidráulico de obras hidráulicas como puentes, vertederos, alcantarillas, compuertas, etc.

HEC-RAS permite importar y exportar la geometría de un caso de modelación y los resultados obtenido a un SIG y combinarlos con un modelo digital del terreno.

HEC-RAS posee herramientas de modelación de transporte de sedimentos y cambios en el lecho a través de varias metodologías.

HEC-RAS tiene en cuenta el acorazamiento del lecho para la predicción de cambios en el lecho.

HEC-RAS permite hacer análisis de temperatura y transporte de algunos solutos importantes para analizar la calidad del agua.

- Limitaciones

HEC-RAS modela flujos en ríos con pendientes menores al 10%, para pendientes mayores los perfiles de flujo deben corregirse dividiendo por el $\cos \theta$.

HEC-RAS sólo considera flujo unidimensional, aunque aproximaciones numéricas permite realizar una distribución de velocidades en la sección.

HEC-RAS tiene problemas de estabilidad numérica en la simulación de flujos altamente dinámicos.

1.3.2 SRH-1D

SRH-1D (Sedimentation and River Hydraulics – One Dimension) es un modelo numérico unidimensional para simulación hidráulica y de sedimentos en ríos aluviales, desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation. El software está en continuo desarrollo, la última versión del SRH-1D es la 3.0 de noviembre de 2012.

SRH-1D es capaz de modelar problemas complejos en hidráulica fluvial como el comportamiento de ríos con lecho móvil, con flujo de caudales permanentes y no permanentes, transporte de sedimentos cohesivos y no cohesivos, o simulación de barras e islas.

SRH-1D emplea las mismas ecuaciones que HEC-RAS para la modelación del flujo permanente y no permanente. Para la solución de flujo no permanente SRH-1D también permite el uso del esquema numérico de solución del modelo MIKE11 (Huang & Greimann, 2012).

Los cambios en el lecho y el transporte de sedimentos son modelados a partir de la ecuación de continuidad de Exner (flujo cuasi no permanente), válida cuando la concentración de sedimentos en suspensión puede ser ignorada. Para el tránsito de sedimentos en condiciones no permanente (cuando la concentración cambia rápidamente), SRH-1D tiene la opción de modelar el problema mediante la solución de la ecuación de convección-difusión promediada en la profundidad, solucionada mediante el esquema de Lax-Wendroff. Ésta opción puede traer problemas de estabilidad en el modelo, por tanto su uso no es conveniente si no es estrictamente necesario.

Las ecuaciones de transporte de sedimentos que incluye el modelo son:

1. Método de Meyer-Peter & Muller corregido por Wong & Parker (2006).
2. Método de Engelund & Hansen (1972).
3. Método de Laursen (1958) modificado por Madden (1993).
4. Método de Ackers & White (1973) modificado por HR Wallingford (1990).
5. Método de Brownlie (1981).
6. Método de Yang (arenas 1973 y gravas 1984).

7. Método de Parker (1990).
8. Método de Wilcok & Crowe (2003)
9. Método de Wu (2000)
10. Método de Gaeuman (2009)

- Capacidades

SRH-1D calcula los perfiles de flujo de canales sencillos o múltiples para flujo permanente y no permanente.

SRH-1D estima el transporte de sedimentos cohesivos y no cohesivos mediante múltiples ecuaciones de sedimentos aplicables a un amplio rango de condiciones de flujo y sedimentos.

SRH-1D es capaz de calcular erosión, agregación, depositación y consolidación de sedimentos cohesivos.

SRH-1D calcula transporte de sedimentos por clases, distribución del sedimento y acorazamiento.

SRH-1D calcula la erosión de lechos en roca.

SRH-1D permite modelar condiciones de frontera internas, como puentes, compuertas, vertederos, etc.

- Limitaciones

SRH-1D no posee interfaz gráfica para la entrada de datos ni visualización de resultados.

SRH-1D es un modelo unidimensional. Fenómenos donde los componentes 2D y 3D no puedan ser ignorados no es conveniente modelarlos.

SRH-1D sólo funciona en el sistema operativo Windows 7 de 64-bits.

1.4 Ecuaciones de transporte de sedimentos no cohesivos

Las ecuaciones de transporte de sedimentos tratan de cuantificar el caudal sólido de una corriente en función de sus características hidráulicas, geométricas y granulométricas del cauce.

La complejidad de la mecánica del transporte de sedimentos es tal que no ha podido proponerse una verdadera ecuación dinámica del transporte de la fase sólida de un flujo de agua y sólidos. En su lugar han florecido ecuaciones empíricas o semi-empíricas basadas en distintas teorías y que dan razón de ciertas observaciones. Estas ecuaciones son aproximadas, no exactas, y sólo válidas dentro del rango de valores para el que fueron obtenidas.

Los principales enfoques usados para la deducción de las ecuaciones de transporte son el probabilístico, el determinístico, las regresiones, la potencia de flujo y otros que no siguen alguna hipótesis en particular.

Las ecuaciones obtenidas por regresión parten de la premisa que el transporte de sedimentos en un proceso complejo que no puede ser descrito por la combinación de parámetros hidráulicos. Por tanto, los autores de estas ecuaciones recomiendan usar regresiones basadas en datos de campo y/o laboratorio. Dentro de este grupo de ecuaciones se destacan el método de Yang (1973), de Shen & Hung (1972) y el de Karim & Kennedy (1990). La aplicación de ecuaciones de regresión por fuera de los rangos de datos usados, así como el uso de regresiones que no tengan parámetros adimensionales puede conducir a errores en las tasas de transporte estimadas.

Modelos de transporte como el de Einstein (1950) son basados en un enfoque probabilístico. Éstos asumen que el inicio y el cese del movimiento del sedimento pueden ser expresados en términos de probabilidad. Métodos de éste tipo no son muy utilizados en la ingeniería por su complejidad. Los métodos de este tipo, son modificaciones del método original de Einstein, dentro de las que se destacan las realizadas por Colby & Hembree (1955) y el de Toffaleti (1968).

Las ecuaciones determinísticas parten de la afirmación que existe una y sólo una relación directa entre las variables dependientes e independientes. La variable dependiente en este caso es el transporte de sedimentos y las variables independientes más comúnmente usadas son el caudal, la velocidad, el esfuerzo cortante, la pendiente de energía y la potencia de flujo. Dentro de éste tipo se destacan las ecuaciones de Meyer-Peter & Muller (1948) y Colby (1964).

A continuación, en la **Tabla 1-3**, se lista una recopilación de las ecuaciones de transporte de sedimentos más conocidas, y su respectivo rango de tamaños de sedimentos para el cual es válido aplicarlas. Resaltadas aparecen las ecuaciones seleccionadas en este estudio, por ser apropiadas para aplicar en ríos de gravas ($d_{50} > 2$ mm), que están incluidas en los modelos numéricos escogidos y que fueron utilizadas en los escenarios de modelación propuestos en este trabajo.

Tabla 1-3: Ecuaciones de transporte de sedimentos.

Ecuación		d_s (mm)	Ecuación		d_s (mm)
1	Du Boys (1879)	N/D	21	Mizuyama (1977)	N/D
2	Schoklitsch (1930, 1959)	0.30 - 5.00	22	Brownlie (1981)	0.15 - 1.71
3	Shields (1936)	N/D	23	Simons et al. (1983)	N/D
4	Kalinske (1947)	N/D	24	Yang (1984)	2.46 – 10.00
5	Einstein (1942, 1950)	N/D	25	Van Rijn (1984)	N/D
6	Meyer-Peter & Müller (1948)	0.40 - 30.00	26	Smart (1984)	N/D
7	Einstein Brown (1952)	N/D	27	Bettes (1984)	N/D
8	Einstein Modificado (1955)	0.283	28	Bathurst (1985)	N/D
9	Chien (1956)	0.4 - 30.00	29	Heng Seng Low (1989)	N/D
10	Bagnold (1956, 1966, 1980)	0.15 - 1.71	30	Laursen & Copeland	0.011 - 29
11	Laursen (1958)	0.08 - 0.70	31	Karim & Kennedy (1990)	0.06 - 2.00
12	Rottner (1959)	N/D	32	Parker (1990)	54
13	Yalin (1963)	N/D	33	Andrews (1994)	N/D
14	Colby (1964)	0.10- 0.80	34	Posada (1994)	N/D

Ecuación		d _s (mm)	Ecuación		d _s (mm)
15	Graf (1968)	N/D	35	Posada Nordin (1994)	0.04 - 1.13
16	Toffaletti (1969)	0.062 - 4.00	36	Colby Modificado (1994)	N/D
17	Engelund y Hansen (1972)	0.19 - 0.93	37	Yang, Molinas & Wu	0.013 - 0.09
18	Shen & Hung (1972)	0.35	38	Molinas & Wu (1996)	0.09 - 1.15
19	Ackers & White (1973)	0.04 - 7.00	39	Wu, Wang & Jia (2000)	0.30 - 30
20	Yang (1973)	0.15 - 1.71	40	Wilcock & Crowe (2003)	> 2.00

1.4.1 Meyer-Peter & Muller (1948)

Formula desarrollada en Suiza a partir de ensayos de laboratorio, muy empleada en Europa. Fue desarrollada para pendientes de hasta el 2% y diámetro de hasta 30 mm (Vide, 2003).

$$\frac{q_b}{\sqrt{g \cdot (s - 1) \cdot d^3}} = 8 \cdot \left(\frac{\left(\frac{n}{n'}\right)^{3/2} \cdot R \cdot S}{(s - 1) \cdot d} - 0.047 \right)^{3/2}$$

q_b: caudal sólido en volumen por unidad de ancho

n': rugosidad asociada a los granos $n' = \frac{d_{90}^{1/6}}{26}$

n: rugosidad de Manning

g: gravedad

s: gravedad específica del sedimento

d: diámetro medio del sedimento

R: radio hidráulico

S: pendiente de energía

Wong & Parker (2006) reanalizaron los mismos datos empleados por Meyer-Peter & Muller y encontraron que la corrección por la pendiente de energía era innecesaria (Huang & Greimann, 2012). La modificación sugerida es la siguiente, y es la ecuación con que se ejecutaran los modelos que empleen este método de transporte.

$$\frac{q_b}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d^3}} = 3.97 \cdot \left(\frac{R \cdot S}{(s-1) \cdot d} - 0.0495 \right)^{3/2}$$

1.4.2 Ackers & White (1973)

Ackers & White basados en el concepto de energía y potencia de flujo aplicaron análisis dimensional para estimar la tasa de transporte y la movilidad del sedimento en función de parámetros adimensionales. Los experimentos originales se realizaron con partículas de hasta 4 mm, pero la aplicabilidad se puede extender hasta partículas de 7 mm.

$$C_W = C_A \cdot s \cdot \frac{d}{D} \cdot \left(\frac{V}{V_*} \right)^n \cdot \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m$$

C_W : concentración por peso del sedimento

V : velocidad de flujo

V_* : velocidad de fricción $V_* = \sqrt{g \cdot D \cdot S}$

F_{gr} : Número de movilidad del sedimento

$$F_{gr} = \frac{V_*^n}{\sqrt{g \cdot d \cdot (s-1)}} \cdot \left(\frac{V}{\sqrt{32} \cdot \text{Log} \left(\frac{10 \cdot D}{d} \right)} \right)^{1-n}$$

C_A , A , n , m : coeficientes en función del diámetro de sedimento adimensional

$$d_{gr} = d \cdot \left(\frac{g \cdot (s-1)}{\vartheta^2} \right)^{1/3}$$

ν : viscosidad cinemática del agua

Para partículas menores a 0.2 mm, la ecuación de Ackers & White tiende a sobrestimar la carga de sedimentos. En 1990, la consultora HR Wallingford corrigió esa tendencia mediante la revisión de los coeficientes C_A , A , n , m (Huang & Greimann, 2006).

En la **Tabla 1-4** se presentan los coeficientes de la ecuación de Ackers & White.

Tabla 1-4: Coeficientes de la ecuación de Ackers & White.

Rango	Ackers & White (1973)	HR Wallingford (1990)
$1 < d_{gr} < 60$	$A = 0.23 \cdot d_{gr}^{-1/2} + 0.14$ $Log C_A = -3.53 + 2.86 \cdot Log(d_{gr}) - (Log(d_{gr}))^2$ $m = \frac{9.66}{d_{gr}} + 1.34$ $n = 1.00 - 0.56 \cdot Log(d_{gr})$	$A = 0.23 \cdot d_{gr}^{-1/2} + 0.14$ $Log C_A = -3.46 + 2.79 \cdot Log(d_{gr}) - 0.98 \cdot (Log(d_{gr}))^2$ $m = \frac{6.83}{d_{gr}} + 1.67$ $n = 1.00 - 0.56 \cdot Log(d_{gr})$
$d_{gr} > 60$	$A = 0.17$ $C_A = 0.025$ $m = 1.50$ $n = 0$	$A = 0.17$ $C_A = 0.025$ $m = 1.78$ $n = 0$

1.4.3 Yang (1984)

El método de Yang parte de la premisa que la potencia de flujo es el parámetro dominante en la estimación de la carga de sedimentos. La investigación se soporta en datos de campo y de laboratorio, con partículas de sedimento hasta de 10 mm y cauces con pendiente longitudinal entre 0.01% y 2.8% (Bureau of Reclamation, 2008).

$$Log(C_w) = 6.681 - 0.633 \cdot Log\left(\frac{w \cdot d}{g}\right) - 4.816 \cdot Log\left(\frac{V}{w}\right) + \left(2.784 - 0.305 \cdot Log\left(\frac{w \cdot d}{g}\right) - 0.282 \cdot Log\left(\frac{V}{w}\right)\right) \cdot Log\left(\frac{V \cdot S}{w} - \frac{V_c \cdot S}{w}\right)$$

C_w : concentración de sedimentos por peso en ppm

w : velocidad de caída del sedimento

V_c : velocidad critica para la iniciación del movimiento

1.4.4 Parker (1990)

Parker desarrollo una metodología basada en el criterio de igual movilidad y datos de campo del Oak Creek, Oregon. Los rangos en que fue calibrada la ecuación corresponde a ríos con pendiente longitudinal entre 0.97% y 1.08%, y tamaño medio de sedimentos de 54 mm (Huang & Greimann, 2012).

$$\frac{q_b \cdot g \cdot (s - 1)}{\left(\frac{\tau_g}{\rho}\right)^{3/2}} = 11.93 \cdot f(\phi)$$

τ_g : esfuerzo cortante del grano

$$\frac{V}{\sqrt{\frac{\tau_g}{\rho}}} = 2.5 \cdot \ln\left(\frac{12.27 \cdot R'}{k_s}\right)$$

ρ : densidad del agua

k_s : rugosidad del lecho $k_s = 2 \cdot d_{90}$

R' : radio hidráulico asociado al esfuerzo cortante del grano $\tau_g = \gamma \cdot R' \cdot S$

ϕ : esfuerzo cortante relativo

$$\phi = \frac{\theta}{\theta_c}$$

θ, θ_c : número de Shields de la partícula y crítico

$$\theta = \frac{\tau_g}{\gamma \cdot (s - 1) \cdot d}$$

$$\theta_c = 0.0386$$

$$f(\phi) = \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{1 - 0.853}{\phi}\right)^{4.5}, \phi > 1.59 \\ 0.000183 \cdot e^{14.2 \cdot (\phi - 1) - 9.28 \cdot (\phi - 1)^2}, 1 < \phi \leq 1.59 \\ 0.000183 \cdot \phi^{14.2}, \phi \leq 1 \end{array} \right\}$$

1.4.5 Wu, Wang & Jia (2000)

La ecuación de Wu et al. (2000) se basa en que la descarga de sedimentos de fondo es función del esfuerzo cortante del flujo en lecho. Fue obtenida mediante el ajuste de parámetros adimensionales de datos de laboratorio y cinco corrientes naturales, con tamaño de sedimentos entre 0.062 y 28 mm, y pendiente longitudinal entre 0.04% y 0.7%.

$$\frac{q_b}{\sqrt{g \cdot (s - 1) \cdot d^3}} = 0.0053 \cdot \left(\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \cdot \frac{\tau_b}{\tau_c} - 1 \right)^{2.2}$$

n' : rugosidad asociada a los granos $n' = \frac{d_{50}^{1/6}}{20}$

n : rugosidad de Manning

τ_b : esfuerzo cortante en el lecho $\tau_b = \gamma \cdot R_b \cdot S$

R_b : radio hidráulico del lecho $R_b = \left(\frac{n \cdot V}{S^{1/2}}\right)^{3/2}$

τ_c : esfuerzo crítico para iniciación del movimiento

$$\tau_c = \theta_c \cdot (s - 1) \cdot d \cdot \xi$$

$$\theta_c = 0.03$$

ξ : factor de escondimiento

1.4.6 Wilcock & Crowe (2003)

La ecuación de Wilcock & Crowe, similar a la de Parker, considera que el transporte es dependiente del material en contacto directo con el flujo. La ecuación fue calibrada con 48 grupos de datos de laboratorio y de campo (Wu, 2001).

$$\frac{q_b \cdot g \cdot (s - 1)}{\left(\frac{\tau_g}{\rho}\right)^{3/2}} = 14 \cdot f(\phi)$$

Donde

$$f(\phi) = \begin{cases} \left(\frac{1 - 0.853}{\sqrt{\phi}}\right)^{4.5}, & \phi \geq 1.35 \\ 0.000143 \cdot \phi^{7.5}, & \phi < 1.35 \end{cases}$$

El esfuerzo crítico, en la formulación original de Wilcock & Crowe, depende la fracción de arena presente en el lecho, Gaeuman et al (2009) modificaron la expresión de manera que dependa de la desviación estándar de la distribución granulométrica (Huang & Greimann, 2012).

$$\theta_c = \theta_{c0} + \frac{0.015}{(1 + e^{10.1 \cdot \sigma_{sg} - 14.41})}$$

$$\theta_{c0} = 0.021$$

σ_{sg} : desviación estándar geométrica de la distribución de sedimento del lecho.

1.4.7 Wilcock & Crowe modificado por Gaeuman (2009)

Posteriormente, Gaeuman conservó la formulación inicial de Wilcock & Crowe, pero modificó la función para estimar el esfuerzo adimensional crítico, con base en un mejor ajuste para los datos recolectados en el Trinity River, California del Norte (Huang & Greimann, 2012).

$$\theta_c = \theta_{c0} + \frac{0.022}{(1 + e^{7.1 \cdot \sigma_{sg} - 17.786})}$$

$$\theta_{c0} = 0.03$$

Capítulo 2. Caso de Estudio

2.1 Generalidades

La cuenca del río Medellín está localizada sobre la cordillera Central, en el centro del departamento de Antioquia, en la región Occidental de Colombia. El cauce principal (río Medellín) tiene una longitud aproximada de 104 km y el área de la cuenca es de 1250 km² (AMVA, 2008). La cuenca tiene una topografía irregular con altitudes que oscilan entre los 1300 y los 2800 msnm y está definida por el río Medellín, el cual nace en el alto de San Miguel en el municipio de Caldas, atraviesa 10 municipios y finalmente se une al río Grande en el sitio Puente Gabino, donde cambia de nombre a río Porce.

En la cuenca del río Medellín predomina el clima templado, y este presenta un régimen bimodal con dos épocas lluviosas en el año, alrededor de los meses de abril y octubre. La precipitación media anual está entre 1000 y 2500 mm/año.

La cuenca tiene una forma alargada en dirección Nordeste y red de drenaje dendrítica. Dadas las características geomorfológicas de la zona y el nivel de pluviosidad, en la cuenca son comunes las fuentes de agua superficial. La cuenca del río Medellín se divide en 108 subcuencas, correspondientes a las quebradas más importantes que drenan directamente en el río (AMVA, 2008).

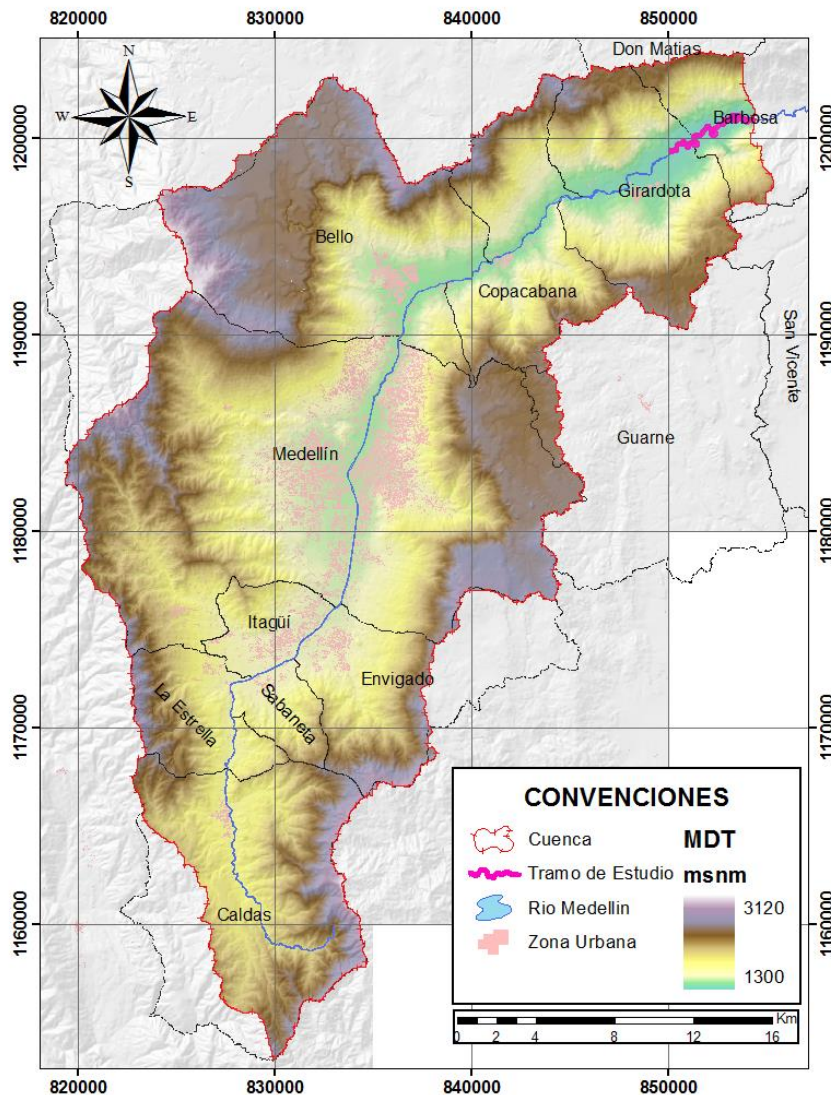
Existe una gran variedad de usos del suelo en la cuenca del río Medellín, a causa de la extensión misma de la cuenca, la geomorfología, la temperatura, la pluviosidad y los ecosistemas; siendo el factor más importante la población que alberga, la cual corresponde a 3 345 000 habitantes (AMVA, 2008).

El tramo de estudio corresponde a la zona de la descarga de la Central La Tasajera al río Medellín, donde se han realizado monitoreos del río entre el puente de Girardota y el

puente El Hatillo. Estos monitoreos, a cargo del Área de Hidrometría e Instrumentación de EPM, se iniciaron en el año 2000 y fueron facilitados para éste estudio.

En la **Figura 2-1** se muestra la localización del tramo del río Medellín en estudio y la cuenca hidrográfica asociada.

Figura 2-1 Cuenca del río Medellín hasta el tramo de estudio



El tramo monitoreado tiene una longitud aproximada de siete kilómetros, en el cual el río se desarrolla en una llanura aluvial de 600 m de ancho aproximadamente. En este tramo, el río se caracteriza por tener un trazado meándrico. La descarga de la central La

Tasajera se realiza aproximadamente 4.7 km aguas arriba del puente El Hatillo. En la margen izquierda del río Medellín, sobre la llanura aluvial, se desarrolla la carretera Troncal del Norte que comunica la población de Caucasia con la ciudad de Medellín, y en la margen derecha del río se desarrolla la carretera que comunica a las poblaciones de Girardota y Barbosa (**Figura 2-2**).

Figura 2-2 Panorámica del tramo de estudio sobre el río Medellín



Durante los diferentes monitoreos realizados se efectuaron levantamientos topográficos de secciones transversales a lo largo del tramo monitoreado del río, y de las orillas del cauce. Los levantamientos topográficos de las secciones transversales corresponden a los sitios definidos, desde el año 1993, en el estudio de impacto ambiental de la central La Tasajera. En promedio, en cada monitoreo, se realizó el levantamiento de 21 secciones transversales. La localización de las secciones transversales y el contorno de los bordes del cauce levantados en los diferentes monitoreos se presentan en el capítulo de batimetrías.

En 1993, EPM construyó un canal de alivio de aproximadamente 300 m para reducir el efecto de las descargas de la central La Tasajera, mediante la distribución del flujo entre el canal de alivio y el cauce principal, lo que adicionalmente disminuiría los niveles de agua en la zona aledaña a la Granja Avícola Marruecos. En el año 2000 el río abandonó su cauce natural, que discurría por el meandro existente frente a la Granja Avícola Marruecos, y comenzó a fluir permanentemente por el canal de alivio por consecuencia de la ruptura de este último.

2.2 Información base

Para la descripción física de la zona de estudio, se partió de la información disponible en el Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del Río Aburrá (AMVA, 2008).

La información batimétrica de las secciones estudiadas fue obtenida de los estudios de dinámica fluvial ejecutados o contratados por EPM en el tramo de estudio, después del año 2000, cuando el río Medellín adquiere su actual alineamiento en el tramo, tras la ruptura del canal de alivio de la Central La Tasajera. Estos estudios se describen a continuación.

En junio de 2002 el Área de Hidrometría e Instrumentación de EPM publicó el informe de resultados relacionado con el segundo monitoreo de la dinámica del río Medellín entre la descarga de la central y el puente El Hatillo, realizado para el período 2000 – 2001. La forma de evaluar la dinámica del río Medellín en el tramo en estudio, fue mediante el seguimiento del cambio en las secciones transversales batimétricas definidas en anteriores trabajos y en el levantamiento topográfico de las orillas del río. Se incluyó además, el análisis de los efectos de la ruptura del canal de alivio en el año 2000.

En septiembre de 2003 el Área de Hidrometría e Instrumentación de EPM publicó el informe de resultados del tercer monitoreo de la dinámica del río Medellín, entre la descarga de la central y el puente El Hatillo, para el período 2001 – 2003. En este monitoreo se continuó con la metodología utilizada en los anteriores estudios, evaluando la dinámica del río mediante el cambio en el tiempo de las secciones batimétricas y el trazado del contorno de las orillas.

En diciembre de 2005, mayo de 2007 y junio de 2009, la firma de ingenieros consultores INGETEC S.A., realizó para EPM el monitoreo de la dinámica del río Medellín, aguas abajo de la descarga de la Central La Tasajera. En desarrollo del contrato No 03421615, el cual consiste en el seguimiento y monitoreo ambiental de las Centrales de energía en operación.

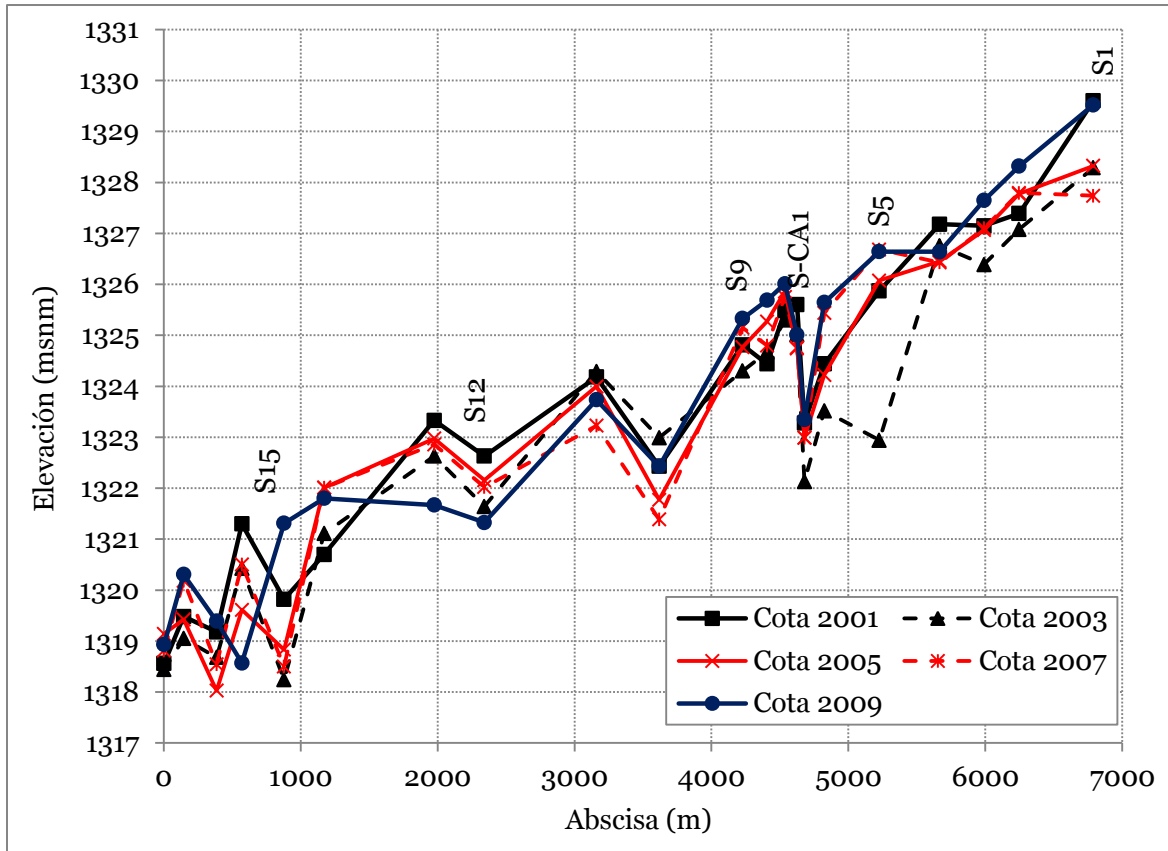
2.3 Batimetrías

Se contó con la información histórica de las batimetrías realizadas por EPM e INGETEC S.A. realizadas en el tramo La Tasajera para los estudios de dinámica fluvial del río Medellín. En total se tienen 5 batimetrías, tomando como base el levantamiento batimétrico del año 2001, tras la ruptura del canal de alivio. De manera que se tienen 4 periodos para realizar los análisis de socavación general a largo plazo.

El levantamiento batimétrico consiste en 21 secciones transversales levantadas en un tramo de 6.8 km, separadas entre sí, desde 50 hasta 800 m. Las secciones siempre son levantadas entre puntos fijos, lo cual permite hacer un análisis temporal de los cambios en el lecho.

Para el análisis de socavación general propuesto en este estudio se tiene como dificultad que algunas secciones han migrado lateralmente, situación que no es tomada en cuenta por las ecuaciones semi-empíricas a evaluar, ni por los modelos hidrodinámicos 1D a implementar.

En la **Tabla 2-1** se presentan tabuladas las abscisas y las elevaciones para cada uno de los periodos en que se realizaron los levantamientos batimétricos, y en la **Figura 2-3** se presentan de forma gráfica los cambios en el perfil que ha sufrido el tramo durante esta última década.

Figura 2-3 Evolución temporal del perfil altimétrico del tramo de estudio**Tabla 2-1:** Secciones batimétricas levantadas a lo largo del tramo de estudio.

Sección	Abscisa	Longitud (m)	2001 (msnm)	2003 (msnm)	2005 (msnm)	2007 (msnm)	2009 (msnm)
1	6789	522.9	1330.0	1328.7	1328.8	1328.3	1330.2
2	6247	83.6	1328.2	1327.7	1328.4	1328.6	1329.3
3	5991	300.6	1327.9	1326.9	1327.8	1327.8	1328.2
4	5667	320.5	1327.8	1327.5	1327.2	1327.3	1327.7
5	5225	402.9	1326.8	1324.0	1327.1	1327.2	1327.5
6	4825	328.2	1325.7	1325.4	1325.3	1326.0	1326.4
7	4680	674.0	1325.5	1324.9	1325.4	1325.4	1325.5
CA-1	4625	137.3	1326.5	1325.9	1325.9	1325.7	1326.1
CA-2	4537	107.8	1325.9	1326.3	1326.6	1326.1	1326.4

Sección	Abscisa	Longitud (m)	2001	2003	2005	2007	2009
CA-3	4406	113.7	1325.1	1325.5	1325.8	1325.5	1326.6
9	4227	685.3	1325.5	1325.1	1325.2	1325.6	1325.7
10	3619	508.5	1323.2	1323.6	1323.5	1322.4	1323.6
11	3161	772.7	1324.4	1324.5	1324.2	1323.7	1324.0
12	2341	809.5	1323.4	1323.3	1322.6	1322.6	1322.2
13	1976	661.7	1323.8	1322.9	1323.5	1323.9	1322.7
14	1172	429.6	1322.8	1322.1	1322.5	1322.5	1323.5
15	878	204.3	1322.1	1321.2	1321.8	1321.9	1322.3
16	571	242.0	1321.4	1320.5	1320.2	1321.1	1319.0
17	387	138.1	1319.8	1319.1	1318.8	1319.0	1320.0
18	146	127.8	1320.4	1319.6	1320.4	1320.4	1320.5
19	2	83.3	1319.4	1318.8	1320.9	1319.4	1319.8

Dada la separación de las secciones se realizó una interpolación de secciones intermedias, con una separación en promedio cada 100 m, definiendo los anchos del cauce con la ayuda de imágenes satelitales de Google Earth.

La pendiente promedia del tramo analizado es de 0.15%, con variaciones locales debido a la sinuosidad del tramo estudiado. Por la geometría del tramo estudiado, el río Medellín es un río meándrico, con sinuosidad $p = 1.55$, que por sus características granulométricas y de pendiente puede clasificarse como un río de alta montaña, según la clasificación propuesta por Lojtin (Maza Álvarez & García Flores, 1996).

2.4 Información hidrométrica

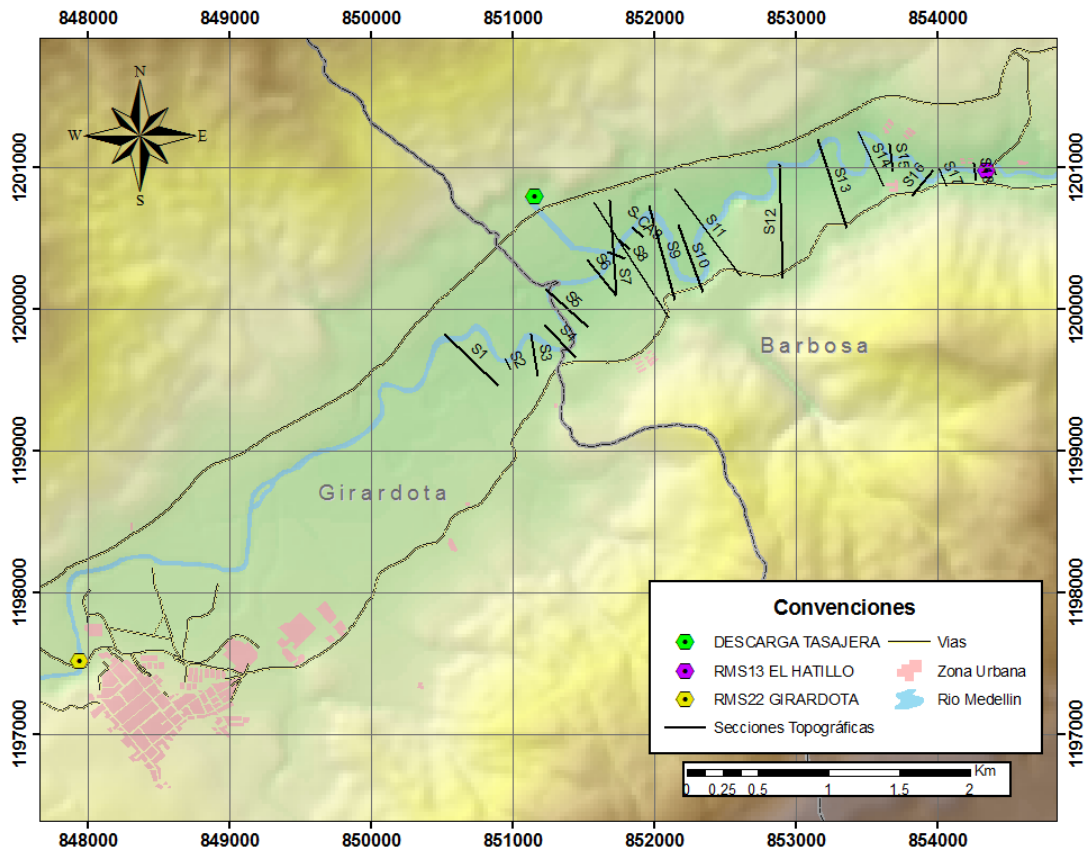
La información hidrométrica disponible fue suministrada por EPM. En el tramo analizado se encuentran localizadas tres estaciones hidrométricas operadas por esta entidad.

Las estaciones hidrométricas empleadas en este estudio se relacionan en la **Tabla 2-2**.

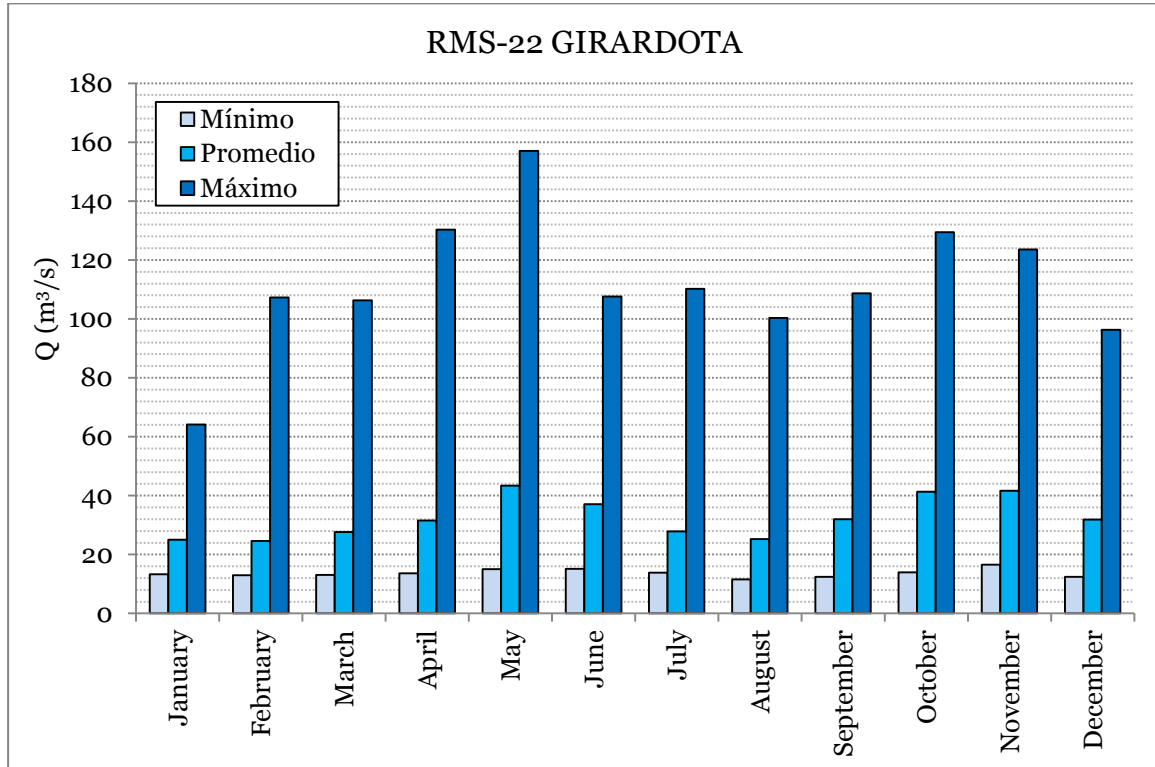
Tabla 2-2: Estaciones hidrométricas empleadas en el estudio.

Código	Nombre	Corriente	Municipio	Tipo	Norte (m)	Este (m)	Altitud (msnm)
2701738	RMS13-El Hatillo	Medellín	Barbosa	LG	1'200 980	854 350	1335
2701806	RMS22-Girardota	Medellín	Girardota	LG	1'197 518	847 950	1340
2701804	Descarga Tasajera	Grande	Barbosa	LG	1'200 800	851 160	1358

En la **Figura 2-4** se presenta la localización de las estaciones hidrométricas respecto al tramo en estudio.

Figura 2-4 Localización de las estaciones hidrométricas y del tramo de estudio.

La serie de la estación RMS22-Girardota es una serie de caudales natural, con un caudal medio de $33 \text{ m}^3/\text{s}$ y régimen bimodal característico de las cuencas andinas colombianas. Se contó con el registro de caudales desde 1996 hasta 2009. En la **Figura 2-5** se presenta en ciclo anual de caudales.

Figura 2-5 Régimen mensual de caudales en la estación RMS22-Girardota.

La estación RMS13-El Hatillo, por el contrario, está regulada por la descarga de la Central La Tasajera. El caudal medio en este punto es de 61 m³/s, con una descarga promedio de 24 m³/s y máxima de 40.5 m³/s. Los registros obtenidos son entre los años 1996 y 2009 para la estación RMS13-El Hatillo, y entre 1998-2009 para la estación Descarga Tasajera.

Como se observa en las **Figura 2-6** y **Figura 2-7**, la estación RMS13-El Hatillo conserva el régimen bimodal natural a pesar de los aportes de la descarga de la Central La Tasajera, que sigue un régimen artificial en función de la producción energética de la central.

Figura 2-6 Régimen mensual de caudales en la estación Descarga Tasajera.

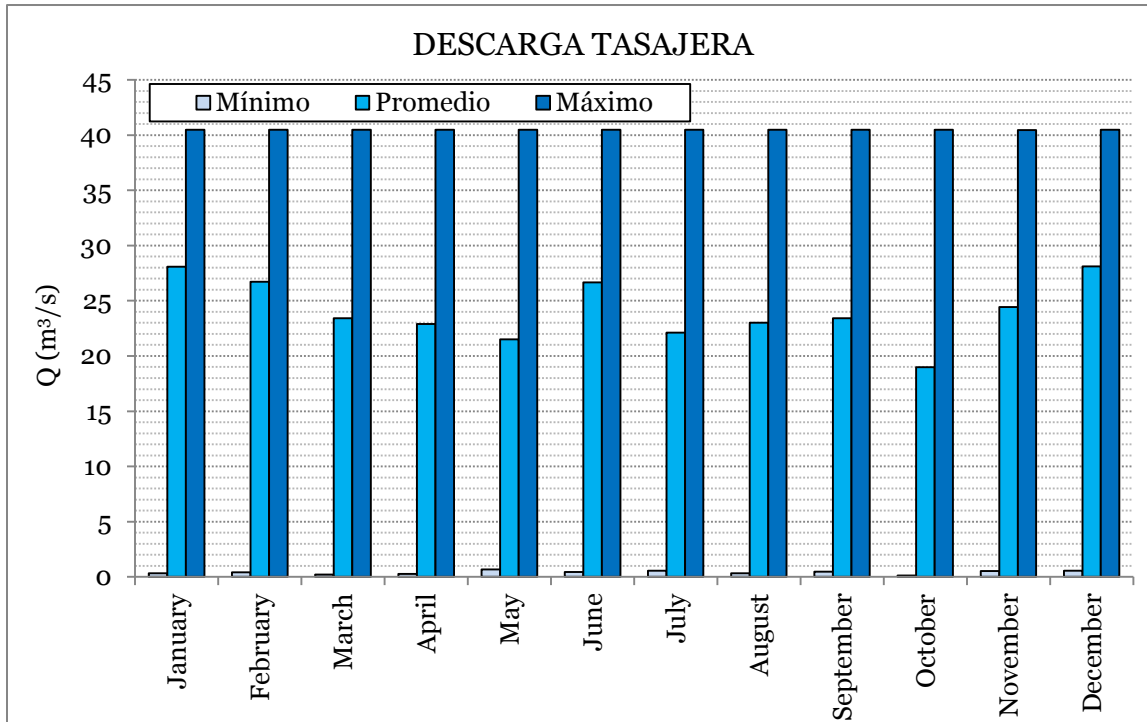
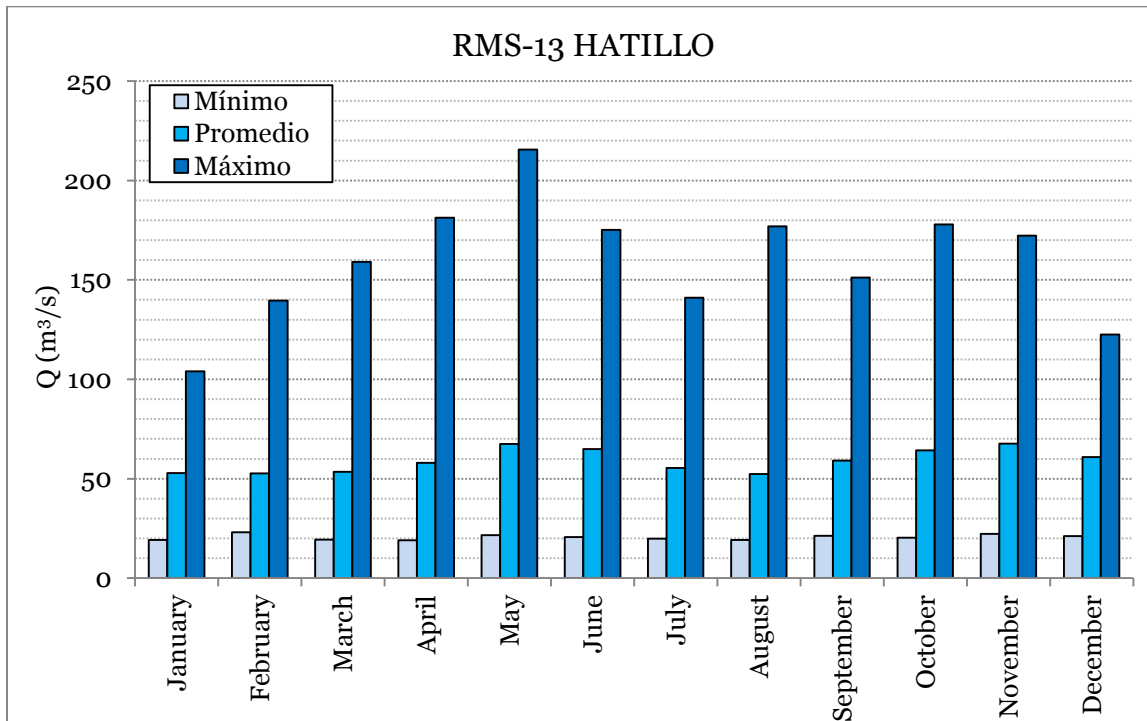


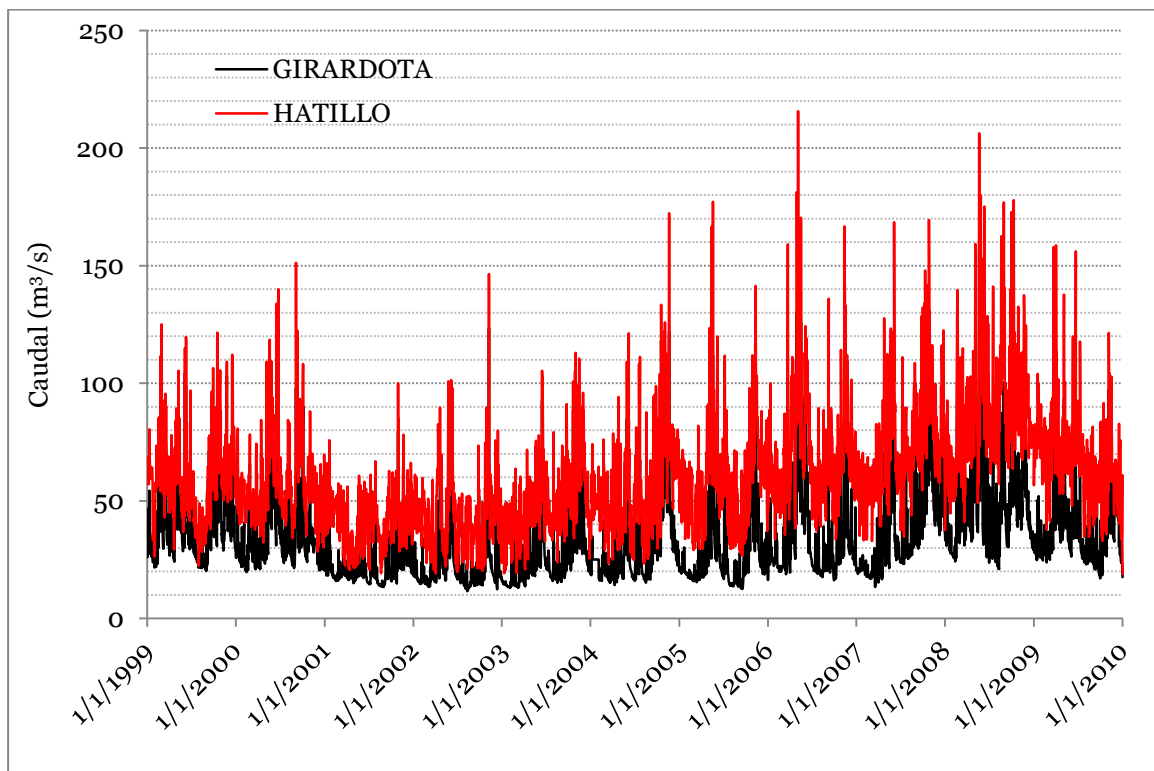
Figura 2-7 Régimen mensual de caudales en la estación RMS13-El Hatillo.



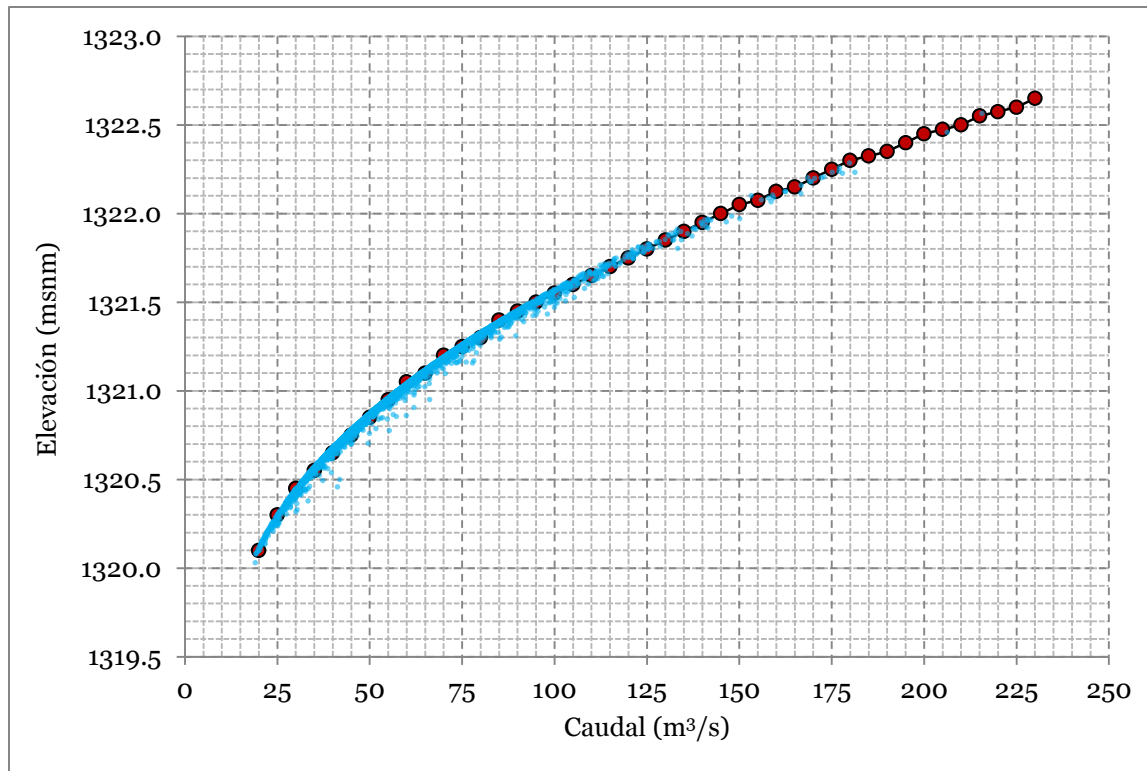
Haciendo un análisis de información faltante en las estaciones RMS22-Girardota y RMS13-EI Hatillo, se encontró que las series tienen un 2.95% y un 3.55% de datos faltantes. Por tanto, por un balance de masa entre las estaciones RMS22-Girardota, Descarga Tasajera y RMS13-EI Hatillo se realizó el llenado de datos faltantes, así como se corrigieron inconsistencias entre los registros a utilizar para la modelación.

En la **Figura 2-8** se presentan las series diarias definitivas con que se hacen los análisis de socavación por las distintas metodologías presentadas. Los registros de la estación RMS22-Girardota se emplean para el tramo aguas arriba de la descarga de La Tasajera, y los de la estación RMS13-EI Hatillo para el tramo aguas debajo de la misma.

Figura 2-8 Series de caudales medios diarios usadas de las estaciones RMS13-EI Hatillo y RMS22-Girardota.



En la **Figura 2-9** se presenta la curva de calibración de la estación RMS13-EI Hatillo, suministrada por EPM, que servirá como condición de frontera para el modelo hidráulico.

Figura 2-9 Curva de calibración de la estación RMS13-El Hatillo.

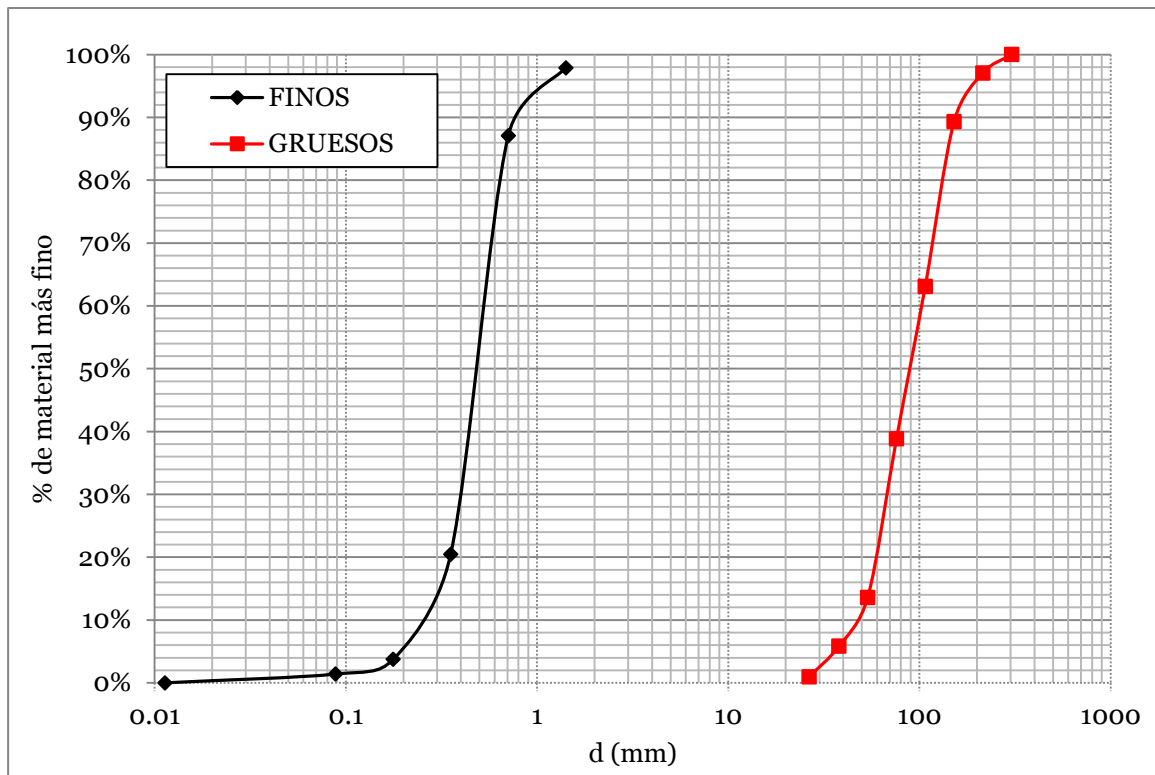
2.5 Caracterización del sedimento

La información sedimentológica disponible fue suministrada del proyecto Red Río Fase III, desarrollado por el Área Metropolitana del Valle de Aburrá. De tal proyecto se tomó la caracterización del sedimento para la zona norte del río Medellín, que corresponde al tramo de análisis.

Dadas las dificultades para tomar muestras a lo largo de la sección seleccionada (Estación RMS22-Girardota), la caracterización de los sedimentos gruesos se hizo mediante conteo de Wolman en una barra puntual y se tomó una muestra de arenas para su caracterización (AMVA, 2007).

En la **Figura 2-10** se presentan las curvas granulométricas definidas por el AMVA para la zona norte del río Medellín.

Figura 2-10 Curvas granulométricas de los sedimentos del lecho de la estación Girardota (AMVA, 2007).



Para integrar las curvas, con base en el análisis fotográfico del material que conforma las barras de sedimentos en el tramo de interés, en este trabajo se consideró que el 40% del lecho está compuesto por sedimentos gruesos, el 30% por el material fino muestreado y el restante 30% por material de transición. Así, la curva granulométrica del lecho queda definida en la **Figura 2-11**, de donde se destacan los diámetros característicos relacionados en la **Tabla 2-3**.

Tabla 2-3: Diámetros característicos del río Medellín en el tramo de estudio.

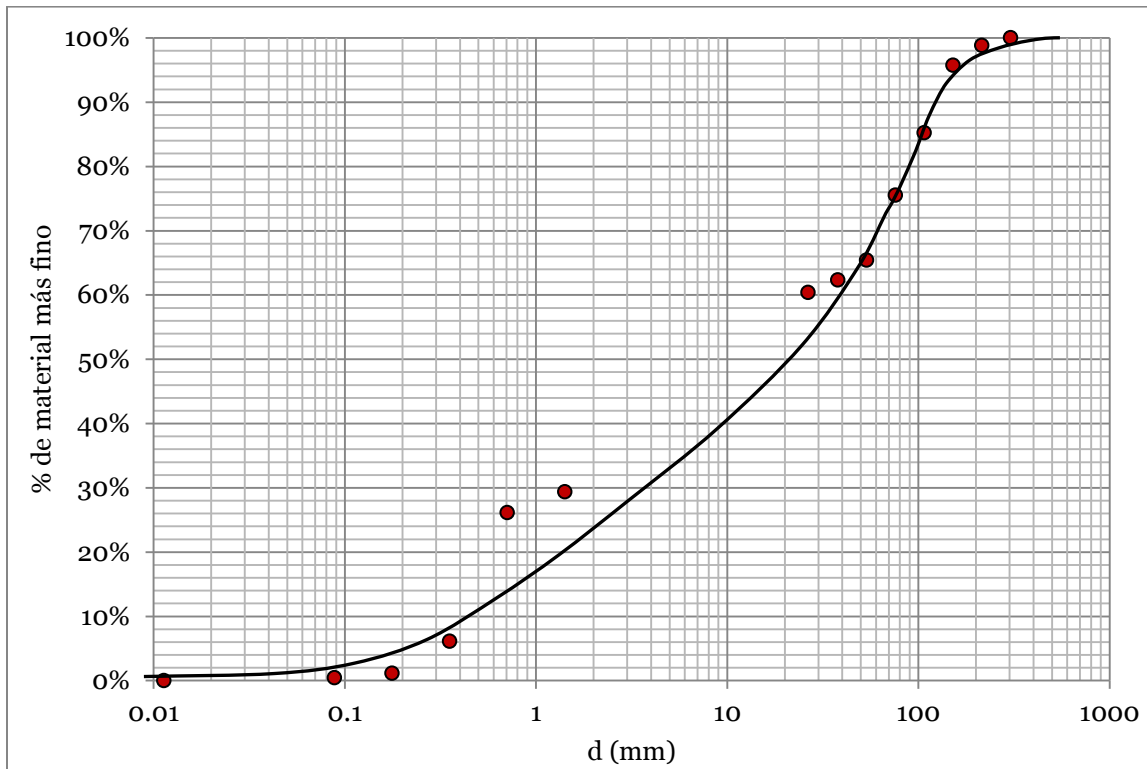
d ₁₆ (mm)	d ₃₅ (mm)	d ₅₀ (mm)	d ₆₅ (mm)	d ₈₄ (mm)	d ₉₀ (mm)
1.00	6.00	21.00	50.00	100.00	120.00

Para estimar la dispersión de la curva granulométrica, se estimó la desviación estándar de la distribución granulométrica.

$$\sigma^2 = \frac{d_{84}}{d_{16}}$$

Para la distribución granulométrica del río Medellín se obtuvo una desviación estándar $\sigma = 10$, por tanto se considera que el material del lecho corresponde a una granulometría extendida o material bien gradado. En lechos de este tipo es común que se presente el fenómeno de acorazamiento (Vide, 2003).

Figura 2-11 Curva granulométrica integrada para caracterizar el lecho del tramo de estudio.

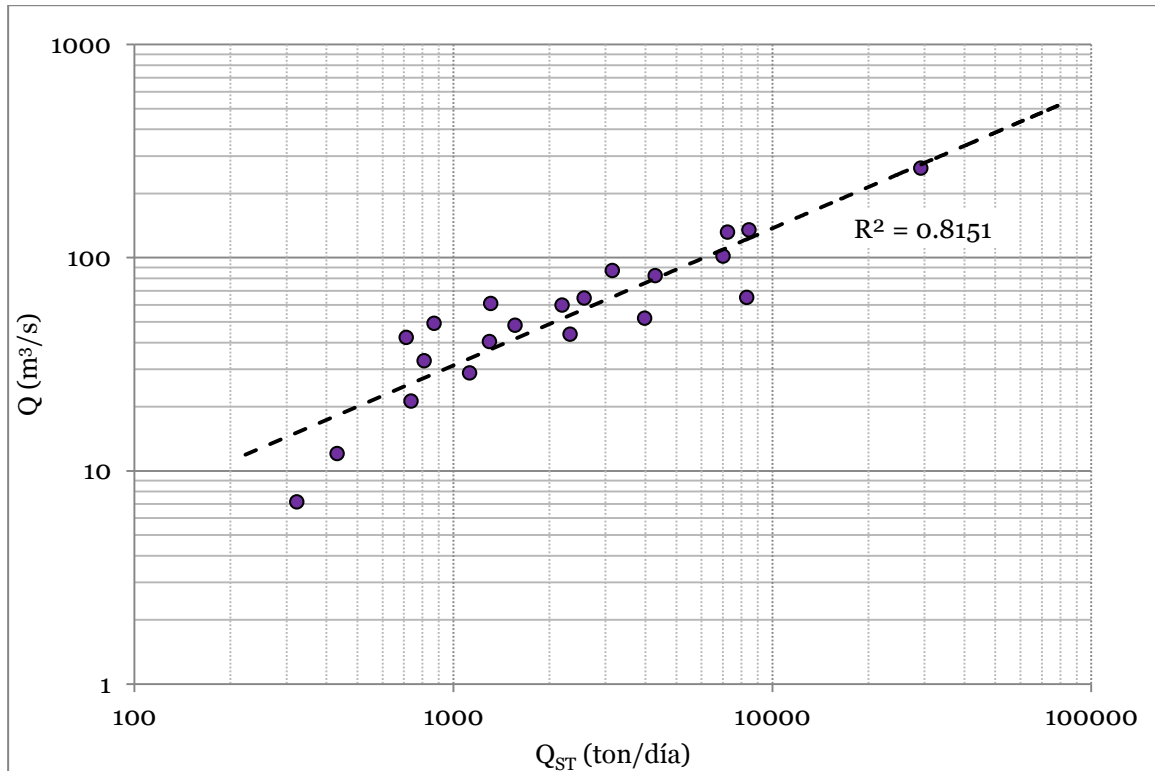


Para las condiciones de frontera de la modelación hidráulica, tanto en el HEC-RAS como en el SRH-1D, se empleó la curva de descarga de sedimentos obtenida en el mismo estudio (AMVA, 2007) para el sitio de Ancón Norte, ocho kilómetros aguas arriba del tramo analizado, la cual es representativa del tramo en estudio pues entre Ancón Norte y el la descarga de la central La Tasajera no existen afluentes importantes que aporten grandes volúmenes de sedimentos.

La curva estimada relaciona el caudal con la carga de sedimentos en suspensión transportada, por tanto para estimar la carga total se basó en el criterio de Posada y Montoya (2000), donde para ríos de montaña de la zona andina del país es válido asumir

el transporte de sedimentos de fondo como el 20% de la carga en suspensión. En la **Figura 2-12** se presenta la curva de descarga de sedimentos totales.

Figura 2-12 Curva de descarga de sedimentos totales.



2.6 Escenarios de modelación

La estimación de la socavación general mediante los métodos empíricos y semi-empíricos se realizó para los cuatro (4) periodos de información batimétrica disponible.

De acuerdo a la formulación matemática presentada en el capítulo 1, el parámetro hidráulico necesario para estimar la socavación por cualquiera de estas metodologías es el caudal unitario (q). Dicho parámetro se obtuvo de la modelación hidrodinámica en flujo no permanente hecha en el HEC-RAS para las series de caudal definidas en cada periodo de interés (**Tabla 2-4**).

Tabla 2-4: Escenarios de simulación para flujo no permanente.

Simulación Flujo No Permanente		
Plan		Periodo
2001-2003	1	Enero 2001 - Mayo 2003
2003-2005	2	Junio 2003 - Mayo 2005
2005-2007	3	Junio 2005 - Diciembre 2006
2007-2009	4	Enero 2007 - Mayo 2009

Para los modelos hidrodinámicos, las modelaciones se realizan con base en los métodos de transporte de sedimentos, aplicables dentro del rango de gravas, que tienen incluidos los software HEC-RAS 4.1 y SRH-1D 3.0.

En la **Tabla 2-5** se presentan los escenarios de modelación realizados en el modelo HEC-RAS.

Tabla 2-5: Escenarios de simulación en HEC-RAS.

Simulación Sedimentos				
Plan		Ecuación de Transporte	Velocidad de caída (w)	Periodo
AW_R	1	Ackers & White modificado por HR Wallingford	Rubey	Enero 2001 - Mayo 2009
MPM_R	2	Meyer-Peter & Muller modificado por Wong & Parker	Rubey	
W_R	3	Wilcock	Rubey	
Y_R	4	Yang	Rubey	
Y_T	5		Toffaletti	
Y_VR	6		Van Rijn	

Dado que el método de Yang depende directamente de la velocidad de caída de la partícula (w), se evaluaron los cambios en el lecho para cada una de las tres metodologías disponibles en el HEC-RAS 4.1 para calcular la velocidad de caída (Rubey, Toffaletti y Van Rijn).

SRH-1D 3.0 sólo tiene una metodología para calcular la velocidad de caída, propuesta por el U.S. Interagency Committee on Water Resources Subcommittee on Sedimentation (1957), por tanto los escenarios de modelación propuestos son sólo en función de las ecuaciones de transporte disponibles en el modelo, aplicables a ríos de gravas (**Tabla 2-6**).

Tabla 2-6: Escenarios de simulación en SRH-1D.

Simulación Sedimentos			
Plan		Transport Function	Periodo
ACKERSR	1	Ackers & White modificado por HR Wallinford	Enero 2001 - Mayo 2009
GAEUMAN2	2	Gaeuman y Engelund & Hansen	
MEYER	3	Meyer-Peter & Muller modificado por Wong & Parker	
PARKER2	4	Parker y Engelund & Hansen	
WILCOCK2	5	Wilcock y Engelund & Hansen	
WU	6	Wu et al.	
YANG73	7	Yang	

Capítulo 3. Análisis de Sensibilidad

3.1 Sensibilidad de parámetros en las metodologías empíricas y semi-empíricas

Para efectos prácticos, de este capítulo en adelante las metodologías presentadas en el Capítulo 1 para estimar socavación general, serán referidas mediante la codificación presentada en la **Tabla 3-1**.

Tabla 3-1: Codificación para las ecuaciones empíricas de profundidad de socavación general.

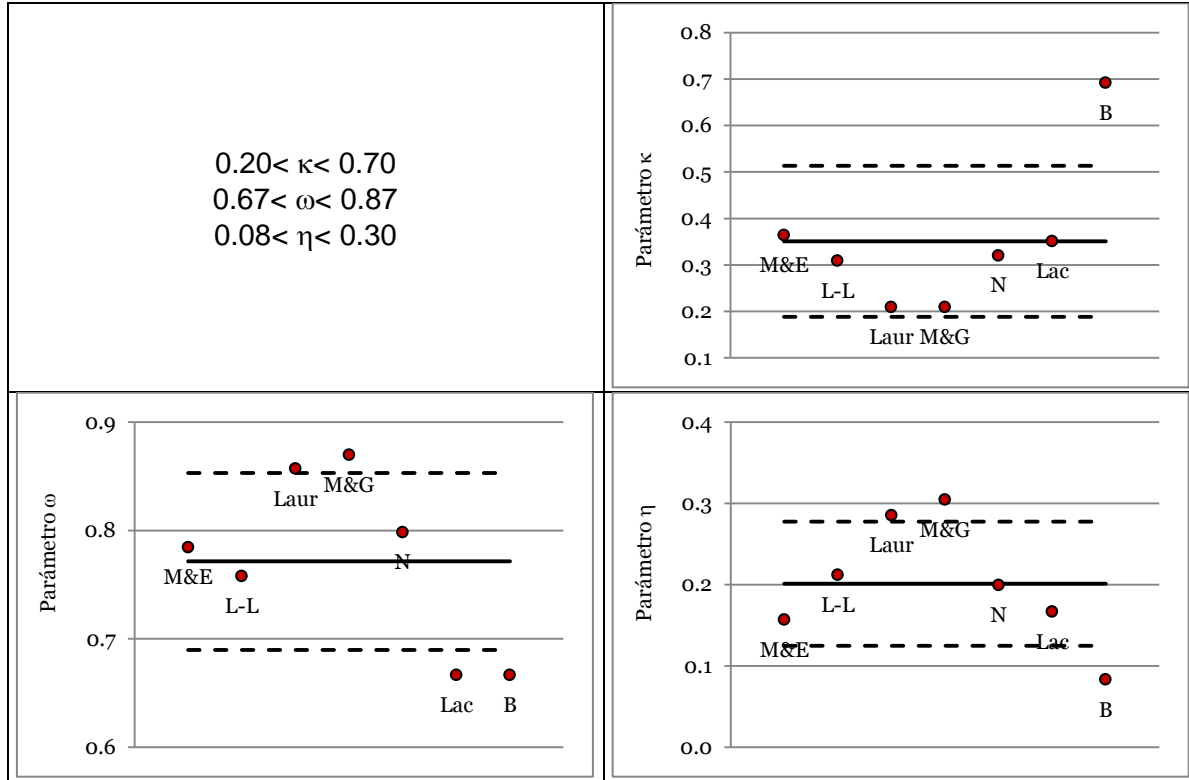
Método	Código
Maza Alvarez & Echavarria Alfaro (1973)	M&E
Lischtvan-Lebediev (1959)	L-L
Laursen (1963)	Laur
Maza Alvarez & García Flores (1978)	M&G
Neill (1980)	N
Lacey (1930)	Lac
Blench (1969)	B

En el Capítulo 1 se presentó que la socavación general puede expresarse mediante la siguiente ecuación

$$h_s = \kappa \cdot \frac{q^\omega}{d_{50}^\eta}$$

De acuerdo a los valores encontrados por cada autor en el desarrollo de sus metodologías (**Tabla 1-2**), en general, se encontró que los parámetros κ , ω y η varían dentro de los rangos relacionados en la **Tabla 3-2**.

Tabla 3-2: Variación de los parámetros de las ecuaciones de socavación general.



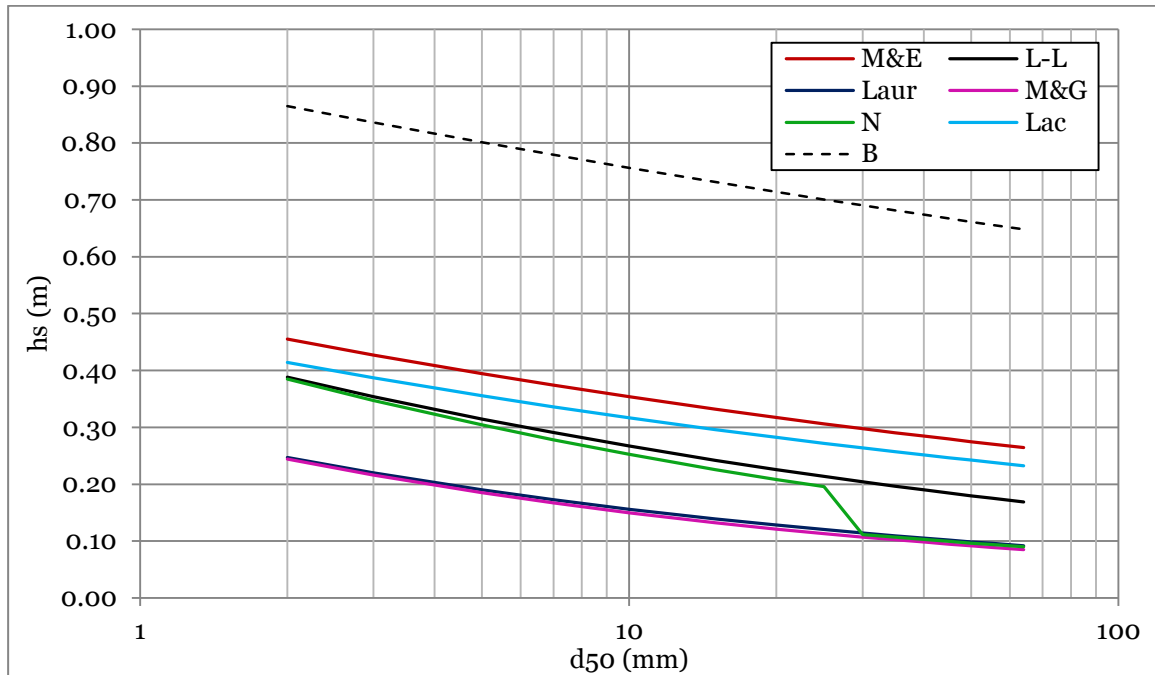
La formulación de Blench, de acuerdo al análisis gráfico presentado en la **Tabla 3-2**, sobrestima la socavación general respecto a las demás formulaciones, pues los coeficientes κ y η de la ecuación son el mayor y el menor respecto las demás ecuaciones. Estos coeficientes, κ y η , son directa e inversamente proporcionales a la profundidad de equilibrio, respectivamente.

Asumiendo el caudal medio del río correspondiente a $61 \text{ m}^3/\text{s}$, por ser el caudal que realiza el trabajo erosivo durante todo el año, al cual le corresponde un ancho promedio de la sección de 40 m y un diámetro medio del material del lecho de 21 mm , se realizaron los siguientes análisis de sensibilidad para las metodologías presentadas.

Exceptuando la metodología de Blench, que de acuerdo al análisis gráfico de los coeficientes de la ecuación sobrestima la magnitud de la socavación general respecto las demás metodologías, los valores de socavación entre las metodologías presentadas

varían máximo 20 cm, rango que permanece constante para todo el rango de gravas, tal como se muestra en la **Figura 3-1**.

Figura 3-1 Variación de la profundidad de socavación con el diámetro característico para un caudal unitario $q=1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.



Para el rango de caudales diarios del río Medellín en el tramo de estudio ($10\text{-}250 \text{ m}^3/\text{s}$), la profundidad de socavación varía desde 45 a 95 cm para el rango de tamaños de gravas (**Figura 3-2**).

La dependencia, en mayor proporción, de la profundidad de socavación respecto al caudal transitado por el cauce se hace más evidente en el posterior análisis, donde según la metodología, la variación de la profundidad de socavación puede ser hasta de 2.4 m para el tamaño medio de partículas del río Medellín (**Figura 3-3**).

Figura 3-2 Variación de la profundidad de socavación (Lischtván-Lebediev) con el diámetro característico para un caudal entre 10 y 250 m³/s.

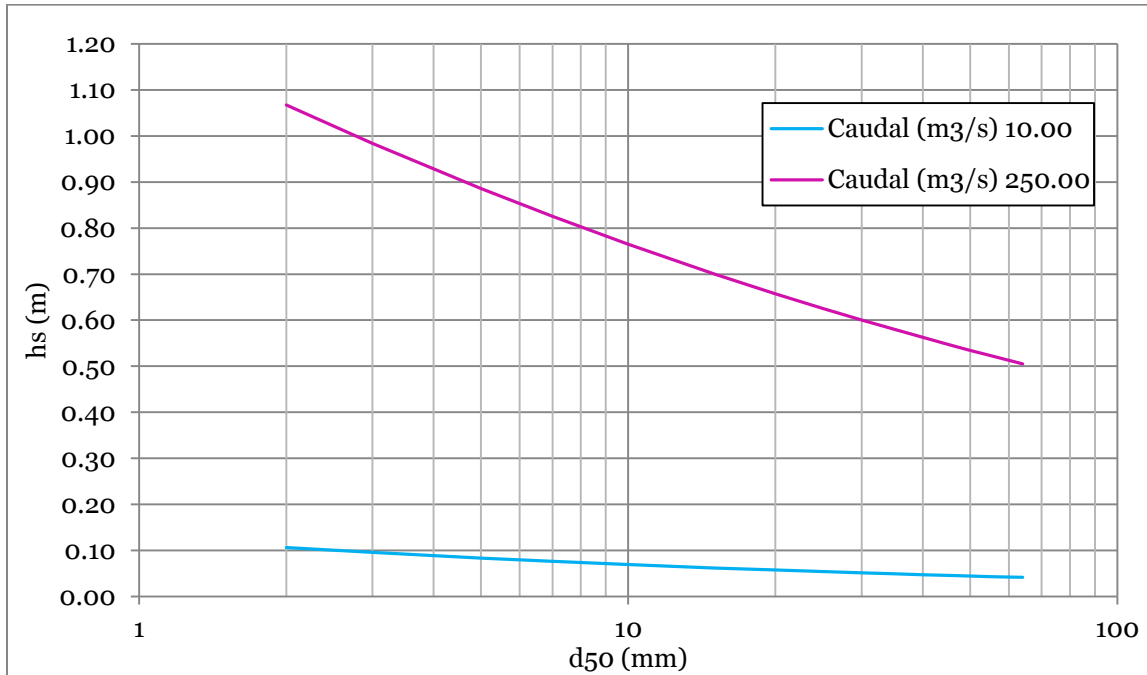
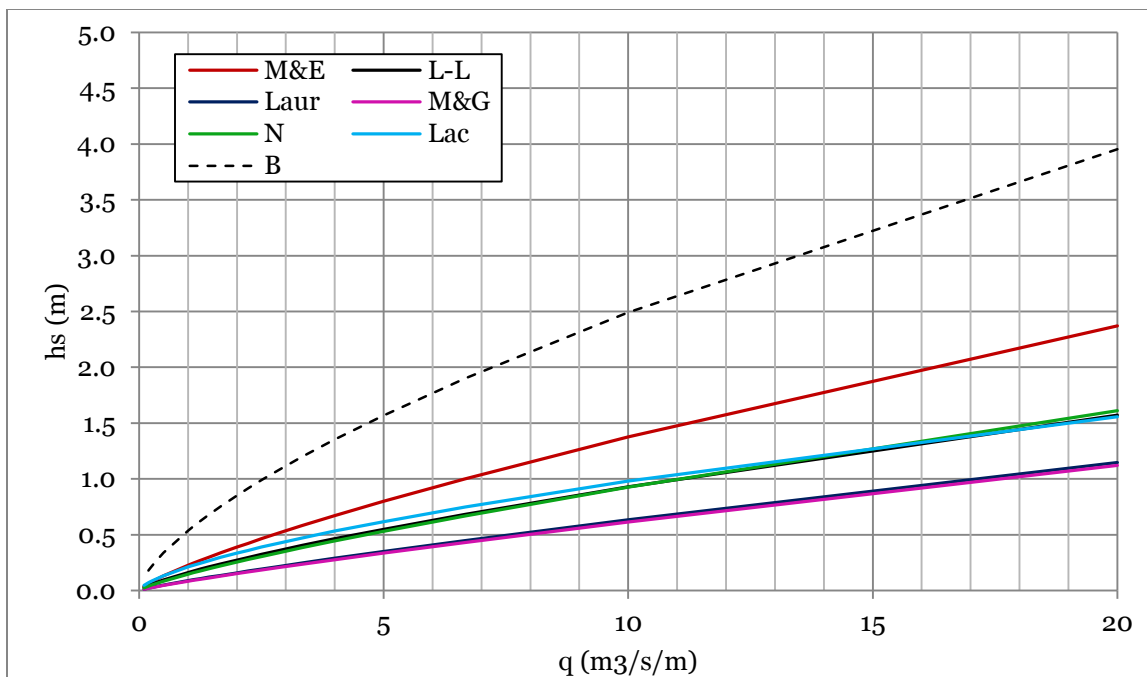
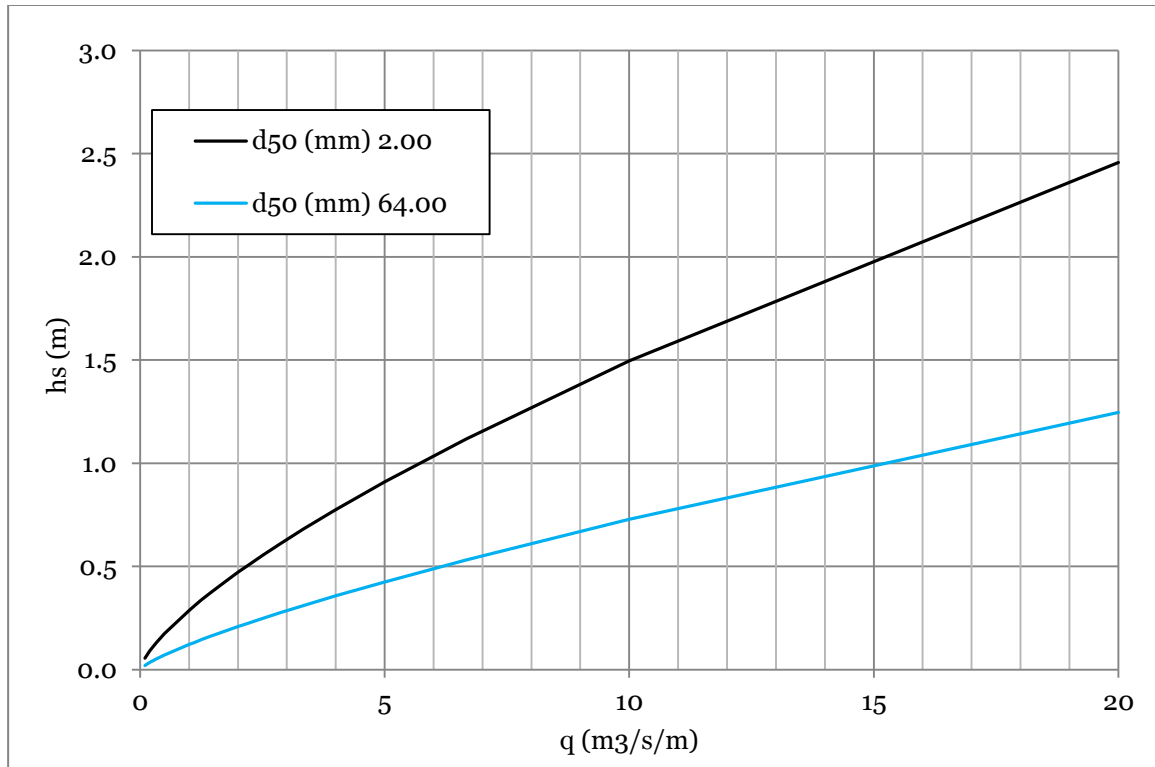


Figura 3-3 Variación de la profundidad de socavación con el caudal unitario, para un diámetro característico d₅₀=21 mm.



Haciendo el mismo análisis para todo el rango de gravas, se puede ver que la profundidad de socavación puede variar entre 2.50 y 1.25 m para los valores extremos del rango de partículas tipo gravas, 2 a 64 mm. En la **Figura 3-4** se presentan los resultados de este análisis.

Figura 3-4 Variación de la profundidad de socavación (Lischtván-Lebediev) con un diámetro característico entre 2 y 64 mm.



3.2 Sensibilidad de parámetros en los modelos hidrodinámicos

3.2.1 Análisis de sensibilidad en HEC-RAS 4.1

El HEC-RAS 4.1 es capaz de modelar cambios en el lecho con base en el equilibrio entre la capacidad de transporte del río y la cantidad de sedimento disponible en el lecho.

En la **Tabla 3-3** se presentan los parámetros de entrada para llevar a cabo una modelación de transporte de sedimentos en HEC-RAS 4.1.

Tabla 3-3: Datos de entrada del modelo HEC-RAS.

Módulo del HEC-RAS	Datos de entrada
Geometría	Secciones transversales
Flujo	Serie de caudales Serie de temperatura Paso de cómputo Condición de frontera
Sedimentos	Granulometría Límites de erosión Condición de frontera Ecuación de transporte de sedimentos Ecuación de velocidad de caída

El análisis de sensibilidad se hace sobre los parámetros de modelación como el paso de cómputo, las ecuaciones de transporte de sedimentos y de velocidad de caída. Los datos como las secciones transversales, el caudal, la granulometría y las condiciones de borde se consideran datos del modelo.

Se hizo análisis de sensibilidad a la temperatura, pues aunque no corresponde a un parámetro de modelación, esta variable difícilmente es medida en nuestro medio, por tanto se vio conveniente evaluar su influencia en la estimación de la profundidad de socavación.

- Paso de cómputo

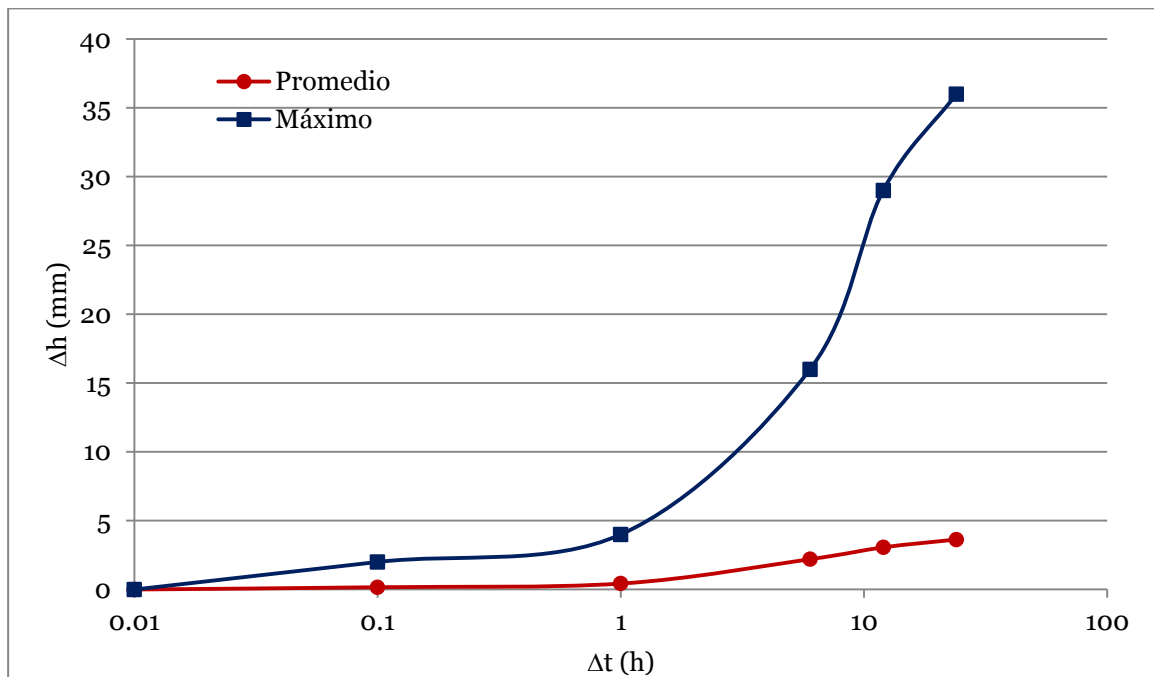
En HEC-RAS 4.1 corresponde al “*Computational Increment*”, dato de entrada necesario para ejecutar la modelación de sedimentos. El análisis de sensibilidad se hizo bajo las condiciones de flujo relacionadas en la **Tabla 3-4**.

Tabla 3-4: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del paso de cómputo.

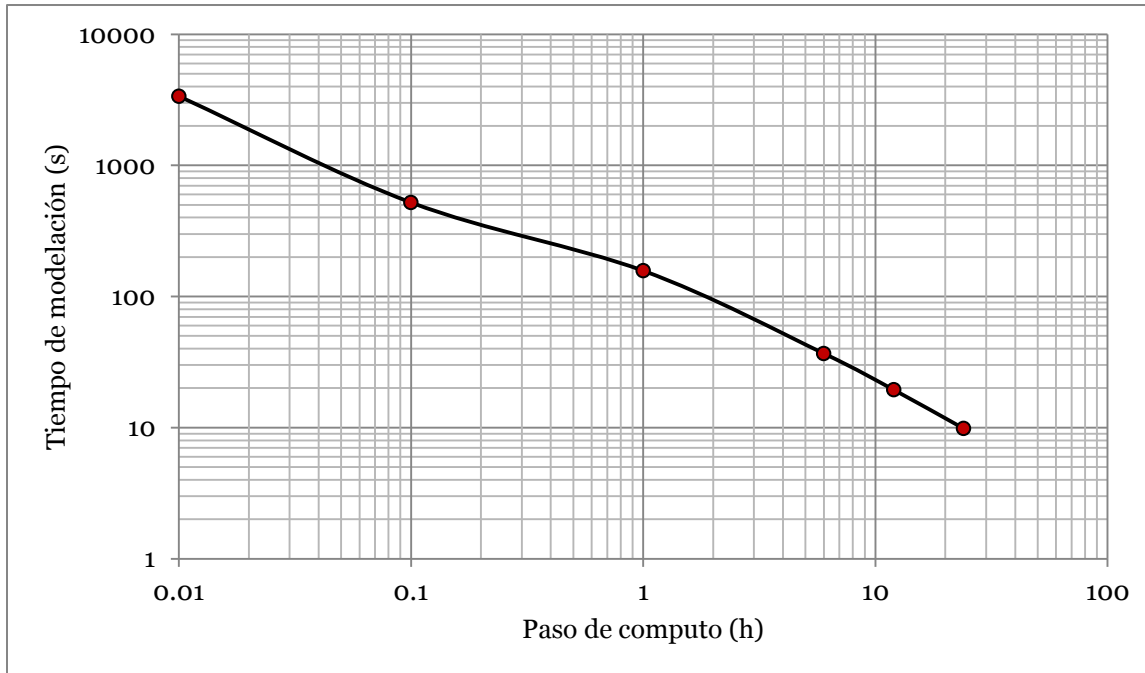
Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	500 m ³ /s
Temperatura	20 °C
Sedimentos	Curva granulométrica (Capítulo 2) Curva de descarga (Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Ackers & White modificado por HR Wallingford
Ecuación de velocidad de caída	Rubey
Tiempo de modelación	1 mes

Se analizaron Δt entre 0.01 h y 24 h, observando que los mayores cambios entre los resultados de socavación entre una modelación con $\Delta t=0.01$ h y $\Delta t=24$ h llegan a ser máximo de 36 mm. Para un $\Delta t=1$ h, los cambios máximos son de sólo 4 mm y en promedio menores a 1 mm. Por tanto, para las modelaciones a realizar, se considerará un intervalo de cómputo de 1 h (**Figura 3-5**).

Figura 3-5 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el paso de cómputo.



La ventaja de emplear un intervalo de cómputo mayor está en la reducción en los tiempos de modelación, en la **Figura 3-6** se presenta la variación de los tiempos de modelación para diferentes pasos de cómputo.

Figura 3-6 Variación de los tiempos de modelación.

- Temperatura

La variación en la temperatura del agua, para la modelación de sedimentos en HEC-RAS 4.1, incide directamente en el cálculo de la velocidad de caída, pues este parámetro afecta la viscosidad del agua.

En vista que HEC-RAS 4.1 posee tres ecuaciones para el cálculo de la velocidad de caída, se realizó el análisis de sensibilidad de la temperatura para cada ecuación. Las condiciones de la modelación se relacionan en la **Tabla 3-5**.

Tabla 3-5: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad de la temperatura.

Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	500 m ³ /s
Paso de cómputo	1 h
Sedimentos	Curva granulométrica (Capítulo 2) Curva de descarga (Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Ackers & White modificado por HR Wallingford
Ecuación de velocidad de caída	Rubey, Toffaleti y Van Rijn
Tiempo de modelación	1 mes

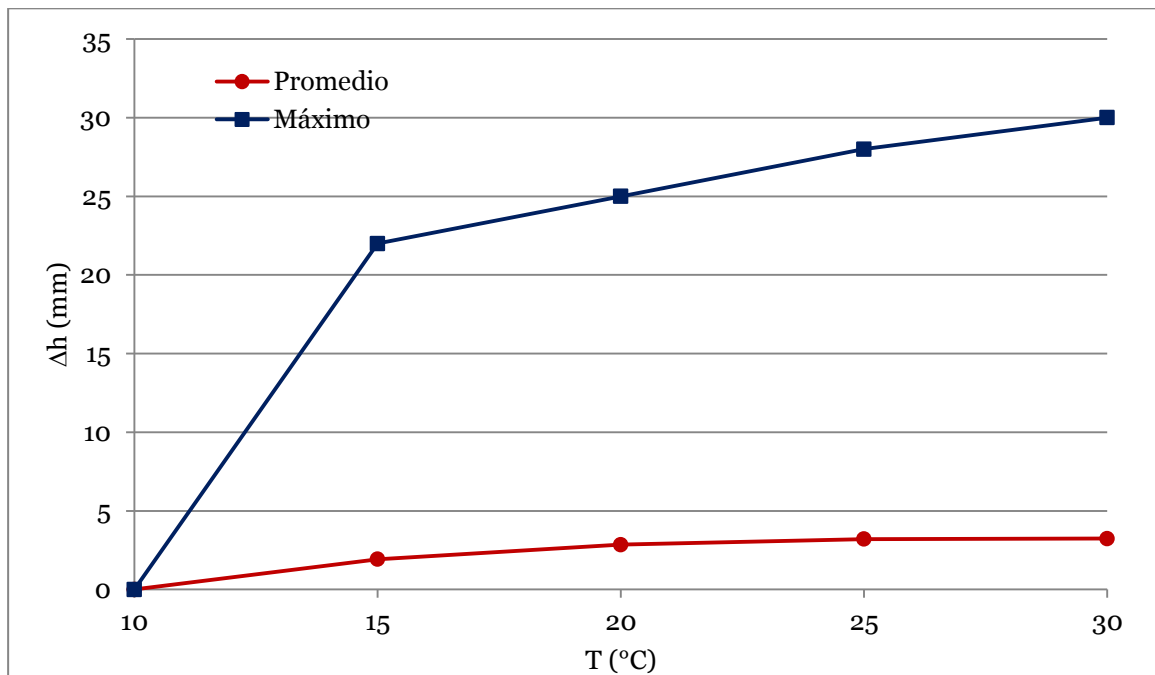
El análisis se realizó para temperaturas del agua entre 10 y 30°C. Se encontró que para las ecuaciones de Rubey y Van Rijn la velocidad de caída es una variable independiente de la temperatura, pues para partículas mayores a 2 mm (como el caso de estudio), los autores definen sus ecuaciones de velocidad de caída independientes de la viscosidad y por tanto, independientes de la temperatura.

$$w = 0.806 \cdot \sqrt{(s - 1) \cdot g \cdot d_s}, \quad \text{Rubey}$$

$$w = 1.1 \cdot \sqrt{(s - 1) \cdot g \cdot d_s}, \quad \text{Van Rijn}$$

Por el contrario, la formulación de velocidad de caída propuesta por Toffaleti si es sensible respecto a la temperatura. Para temperaturas bajas, $T < 15^\circ\text{C}$, los cambios obtenidos en la socavación pueden ser de hasta 5 mm/°C, mientras que para temperaturas mayores a 15°C los cambios son a lo máximo de 0.5 mm/°C (**Figura 3-7**).

Figura 3-7 Sensibilidad de profundidad de socavación con la temperatura.



Según AMVA (2011), la temperatura del agua en el río Medellín es de unos 17°C, por tanto el caso de estudio se encuentra en el rango de menor variación con respecto a la temperatura.

- Ecuación de velocidad de caída

La velocidad de caída está directamente relacionada con los cambios en el lecho, pues la depositación del sedimento, y por tanto el balance de sedimentos, están fuertemente ligados a este parámetro.

En vista que HEC-RAS 4.1 posee tres ecuaciones para el cálculo de la velocidad de caída, se realizó el análisis de sensibilidad de la temperatura para cada ecuación. Las condiciones de la modelación fueron las presentadas en la **Tabla 3-6**.

Tabla 3-6: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad de la velocidad de caída.

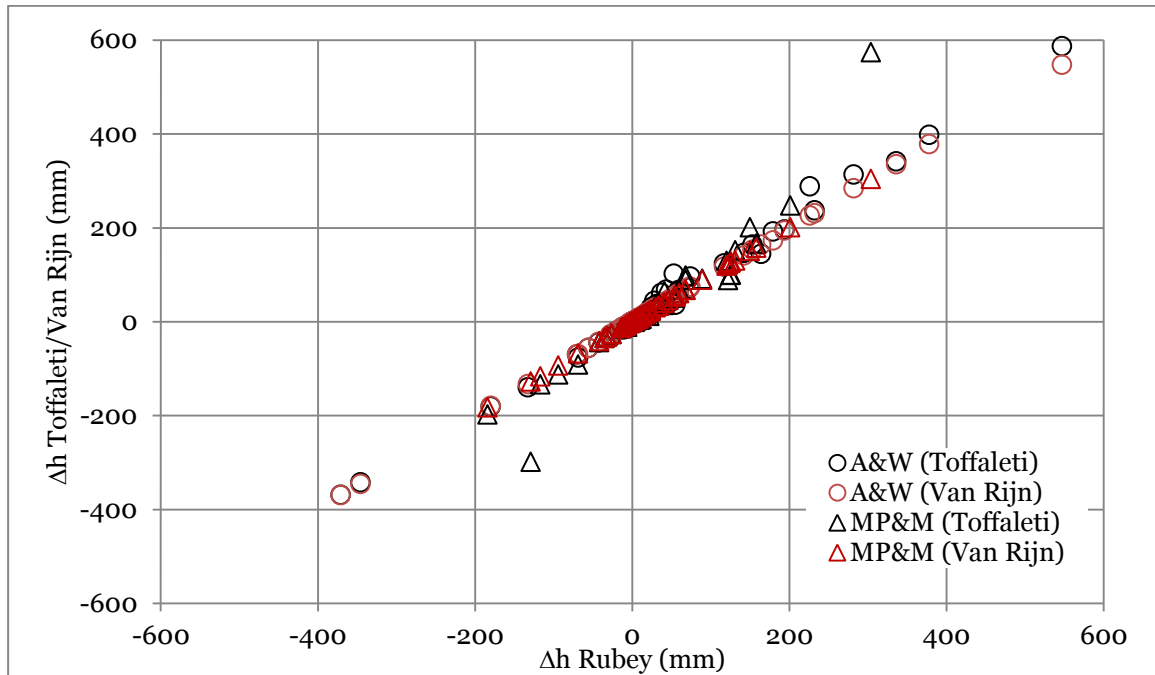
Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	500 m ³ /s
Paso de computo	1 h
Sedimentos	Curva granulométrica (Capítulo 2)
	Curva de descarga (Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Ackers & White modificado por HR Wallingford
	Meyer-Peter & Muller modificado por Wong & Parker
Temperatura	20 °C
Tiempo de modelación	1 mes

En la **Figura 3-8** se presenta el análisis de sensibilidad realizado para las ecuaciones de velocidad de caída que posee el HEC RAS. Se tomó como punto de comparación los cambios en el lecho obtenidos mediante la ecuación de Rubey (eje X) y se compararon con los cambios obtenidos mediante las ecuaciones de Van Rijn y Toffaleti (eje Y).

Las ecuaciones de Rubey y Van Rijn son consistentes entre los resultados obtenidos para la granulometría del río Medellín, mientras que la formulación de Toffaleti presenta un comportamiento aleatorio para estimar los cambios en el lecho respecto las demás ecuaciones de velocidad de caída. Estos cambios pueden ser debidos a la concepción de

dichas formulaciones, pues mientras las ecuaciones de Rubey y Van Rijn tienen una base física, Toffaleti desarrolló sus ecuaciones mediante observaciones (USACE, 2010).

Figura 3-8 Sensibilidad de la profundidad de socavación con la ecuación de velocidad de caída.



El modelo de transporte de Yang es aún más sensible a la ecuación de velocidad de caída empleada, pues esta variable está incluida en su formulación. En el análisis de éste modelo de transporte se realiza dicho análisis.

- Ecuación de transporte de sedimentos

Ackers & White

Tal como se describió en el capítulo 1, la ecuación de Ackers & White depende de 3 coeficientes (A , C_A , m) en función del diámetro adimensional d_{gr} . HR Wallinford (1990) propusieron unos valores para éstos coeficientes (**Tabla 1-4**), sin embargo HEC-RAS 4.1 permite calibrar éstos coeficientes para un caso de estudio particular. Para este análisis de sensibilidad se tendrá como referencia los valores obtenidos por HR Wallingford (1990).

Los coeficientes A, m y C_A se variaron dentro de los rangos mostrados en las **Tabla 3-7**, manteniendo fijos 2 de los 3 parámetros para cada análisis.

Tabla 3-7: Variación de los parámetros de la ecuación de transporte de Ackers & White.

A	m	C_A
0.17	1.78	0.025
0.05	1.00	0.010
0.10	1.50	0.020
0.20	2.00	0.030
0.30	2.50	0.040

El coeficiente de mayor importancia y de mayor sensibilidad en el modelo de Ackers & White es el parámetro de movilidad crítico A, que para los valores extremos analizados puede generar cambios en la socavación calculada entre 30 y 2500 mm, mientras que la variación de los coeficientes m y C_A , a lo sumo provocaron cambios de 600 mm en la socavación, para el rango de análisis establecido (**Figura 3-9**, **Figura 3-10** y **Figura 3-11**). Por tanto, en este trabajo el único parámetro de calibración el parámetro de movilidad A, para los demás parámetros se tomaron los valores recomendados por HR Wallingford (1990).

Figura 3-9 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro A.

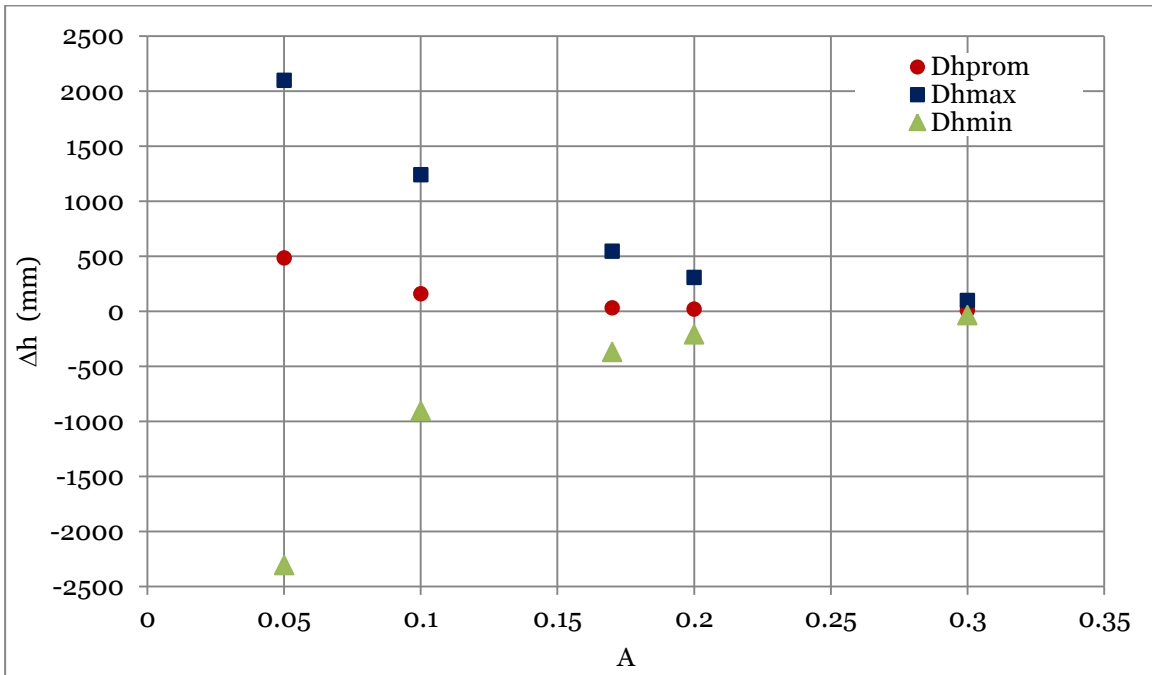


Figura 3-10 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro m.

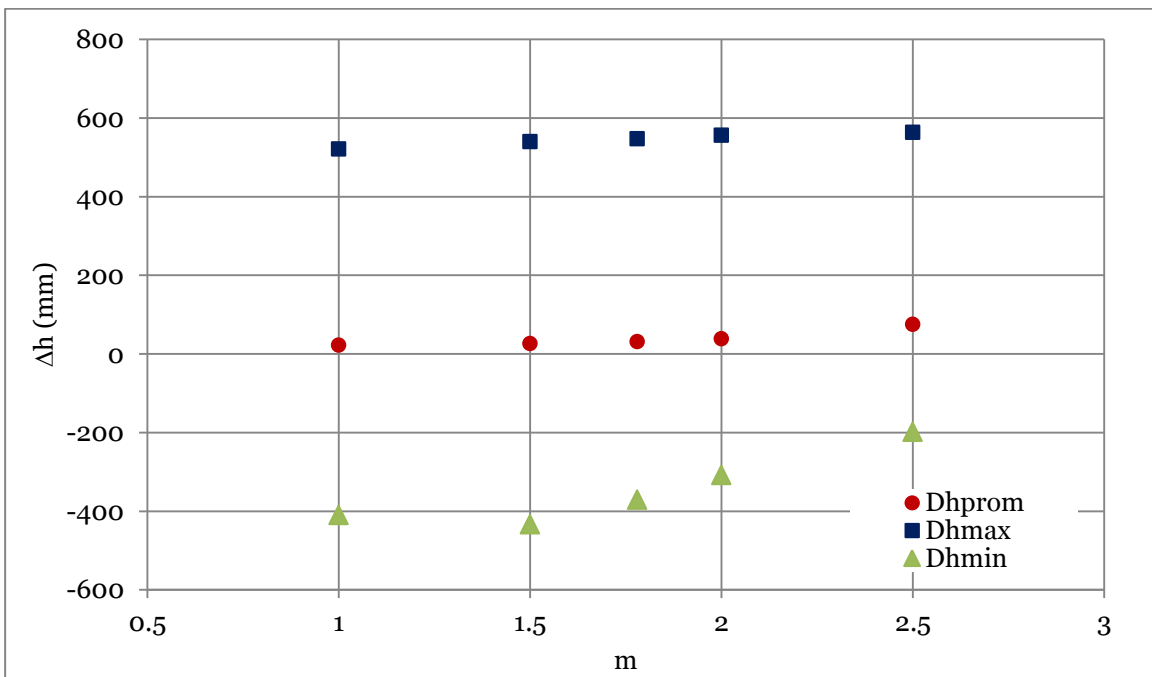
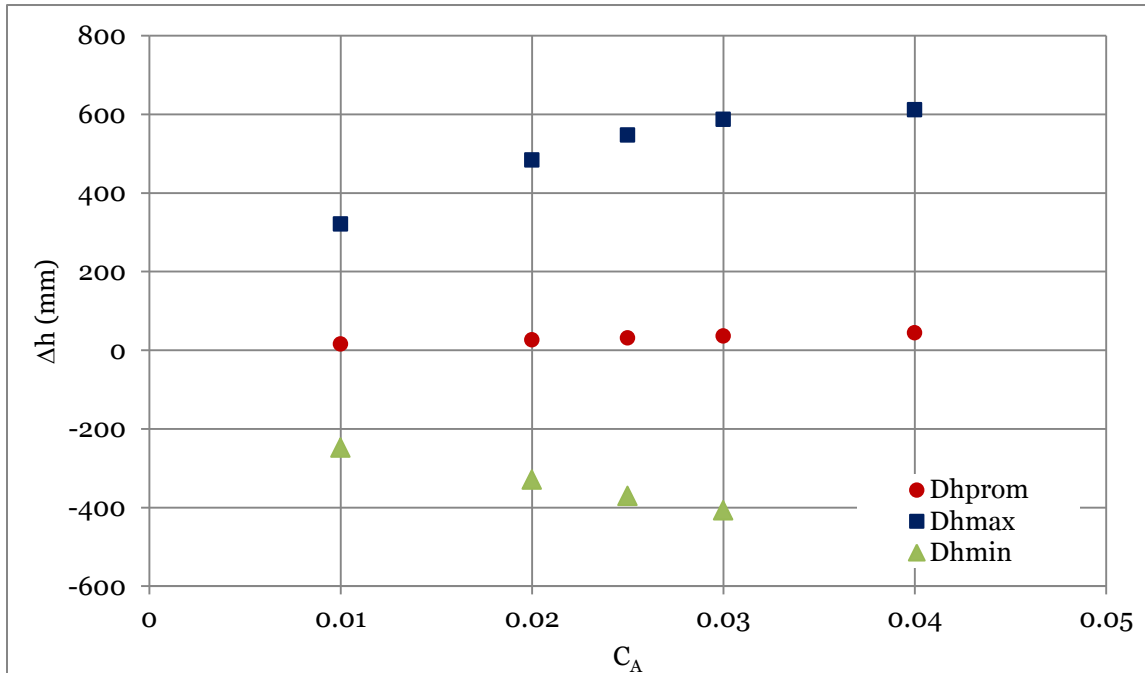


Figura 3-11 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro C_A .

Meyer-Peter & Muller

La ecuación Meyer-Peter & Muller depende de tres parámetros, el número de Shields crítico τ_c^* , un coeficiente que multiplica la expresión “*Coefficient*” y un factor de potencia de la misma “*Power*”. Wong & Parker (2006) definieron estos parámetros como 0.0495, 3.97 y 1.5, respectivamente. HEC-RAS 4.1 permite calibrar éstos coeficientes. Para este análisis de sensibilidad se tomaron como referencia los valores obtenidos por Wong & Parker (2006).

Los coeficientes τ_c^* , “*Coefficient*” y “*Power*” se variaron dentro de los rangos mostrados en las **Tabla 3-8**, dejando fijos los valores de 2 de los 3 parámetros para cada análisis. Como se dijo anteriormente, los valores fijados corresponden a los definidos por Wong & Parker (2006).

En la ecuación de Meyer-Peter & Muller el parámetro más sensible es el número de Shields crítico, cuya variación puede causar cambios en la profundidad de socavación entre 200 y 650 mm para el rango analizado. Igualmente, el coeficiente de la ecuación también es sensible ante su variación, pero en menor medida que el número de Shields.

La variación de la potencia, que no genera cambios significativos en comparación con los demás parámetros, por tanto se asumirá el valor recomendado por Wong & Parker (2006).

Tabla 3-8: Variación de los parámetros de la ecuación de transporte de Meyer-Peter & Muller.

τ^*_c	Coefficient	Power
0.0495	3.97	1.50
0.0200	3.00	1.00
0.0300	5.00	1.75
0.0400	8.00	2.00
0.0600	10.00	2.50

En las **Figura 3-12**, **Figura 3-13** y **Figura 3-14** se presenta el análisis de sensibilidad descrito, del cual se concluye que para el caso de estudio se calibraran el número de Shields crítico y el coeficiente de la ecuación. La potencia se asumirá como 1.5, valor recomendado por los autores.

Figura 3-12 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro τ^*_c .

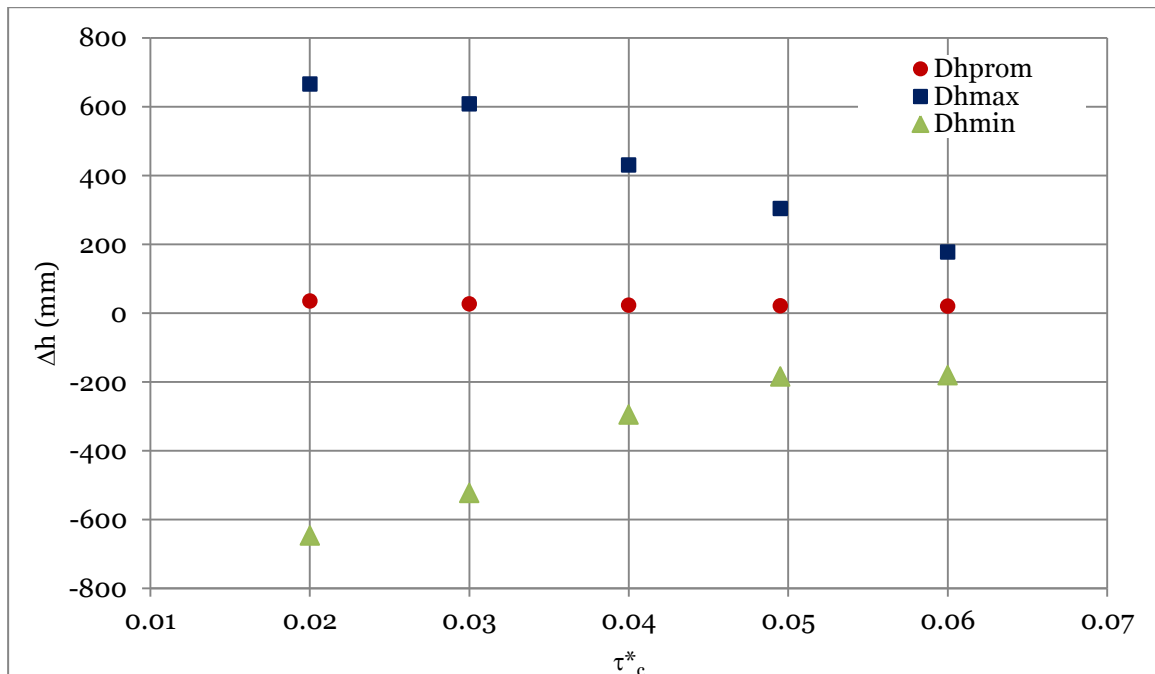


Figura 3-13 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro “Coefficient”.

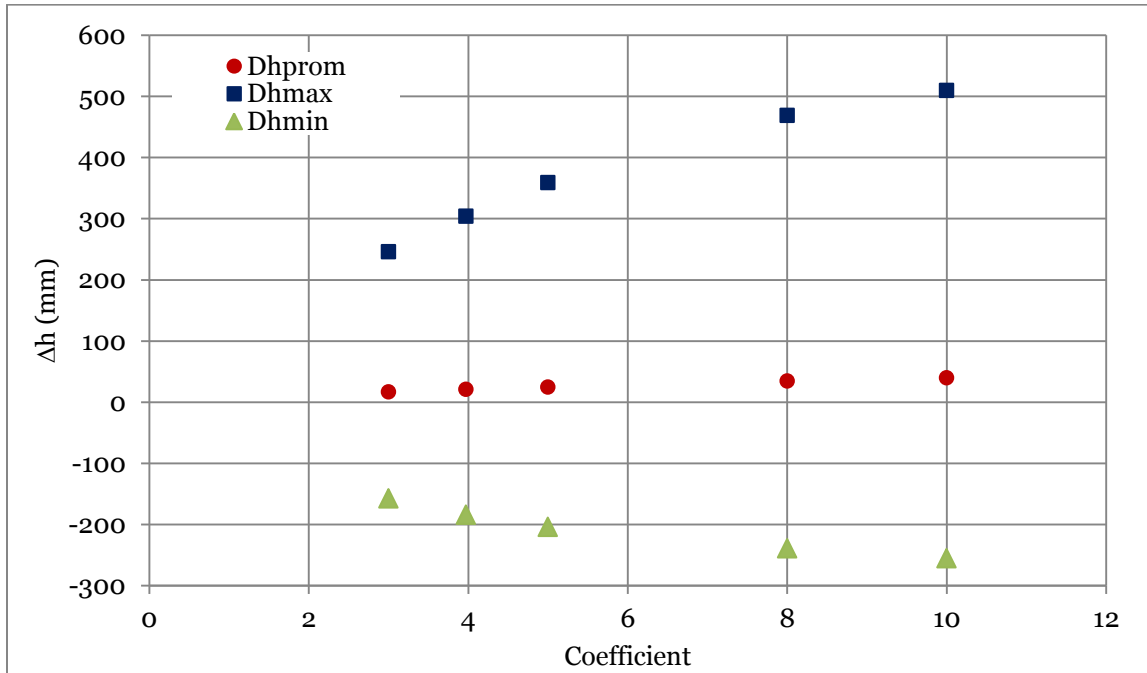
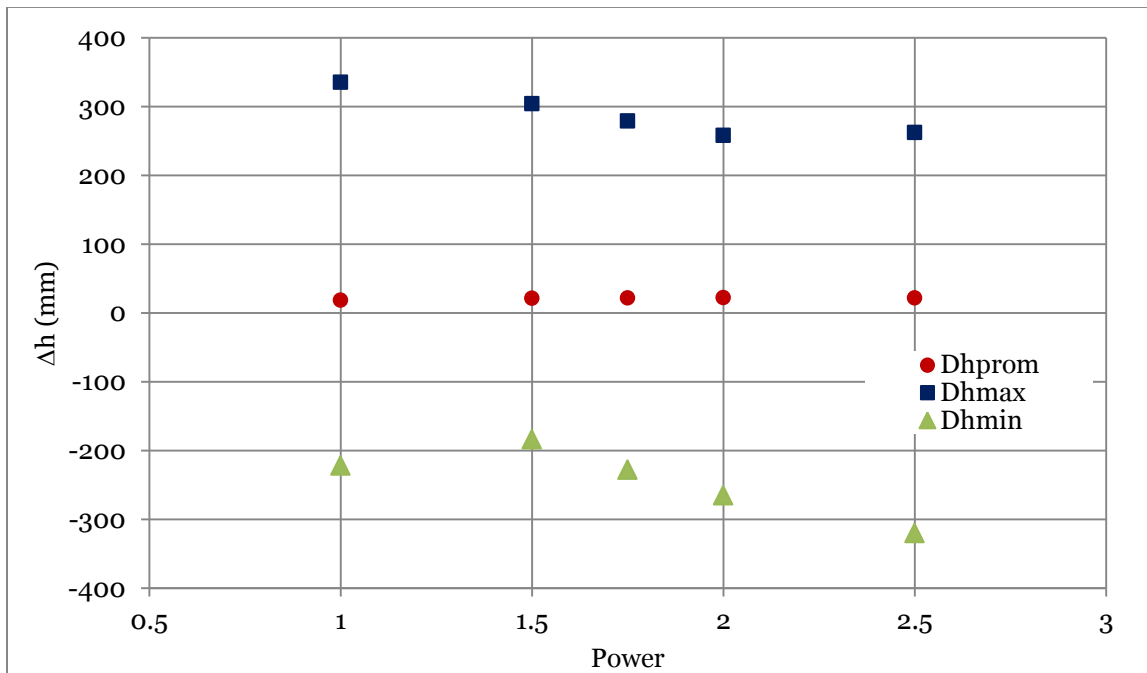


Figura 3-14 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro “Power”.

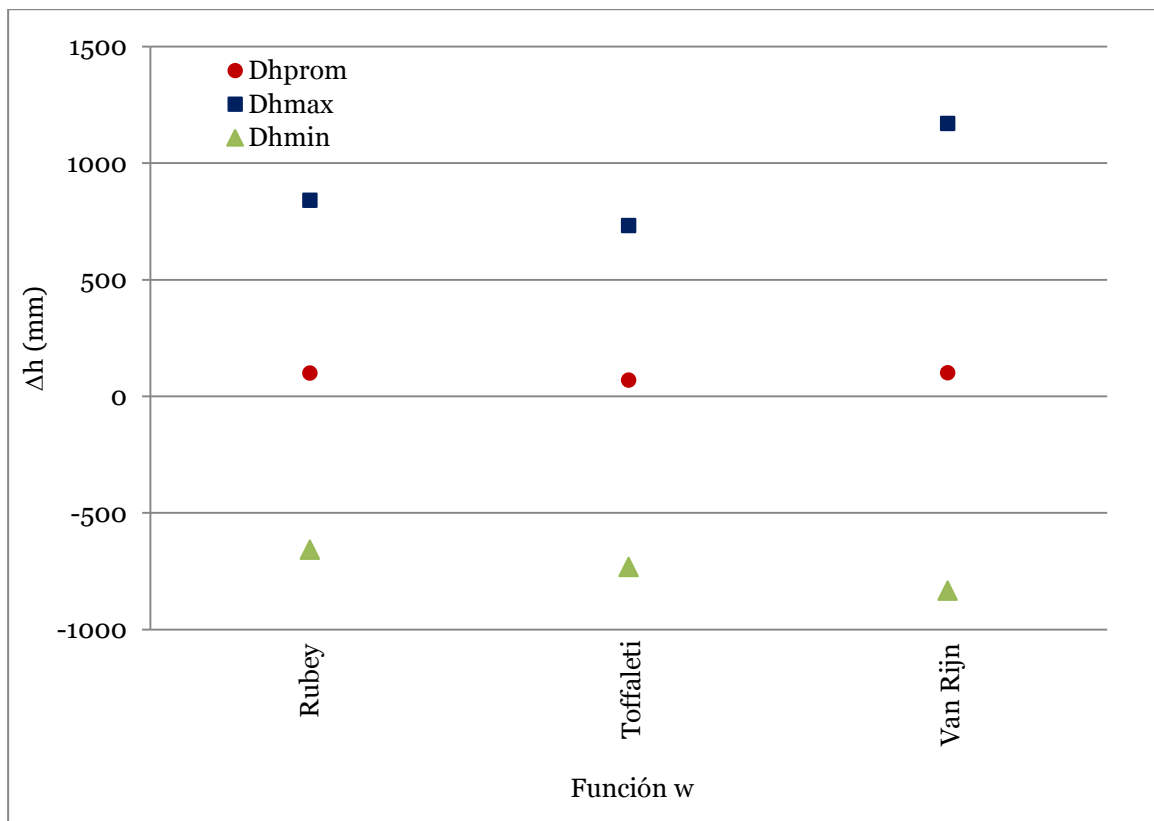


Yang

En HEC-RAS, el modelo de Yang no permite calibrar ningún parámetro. Sin embargo, dada su dependencia de la velocidad de caída (w) y que HEC-RAS 4.1 dispone de tres ecuaciones para su cálculo, se analizó la variación de los resultados para cada ecuación de velocidad de caída.

Para el balance de sedimentos modelado mediante la ecuación de transporte de Yang, la ecuación de velocidad de caída que genera valores más extremos en cambios en el lecho es la ecuación de Van Rijn, y la que genera menores valores de depositación y socavación es la formulación de Toffaleti (**Figura 3-15**). Sin embargo, bajo este análisis de sensibilidad no es posible establecer cual ecuación de velocidad de caída representa mejor las condiciones de estudio, por tanto en la modelación y calibración del caso de estudio se escoge la ecuación que mejor represente los cambios observados en el lecho.

Figura 3-15 Sensibilidad de la profundidad de socavación calculada por el método de Yang con la ecuación de velocidad de caída.



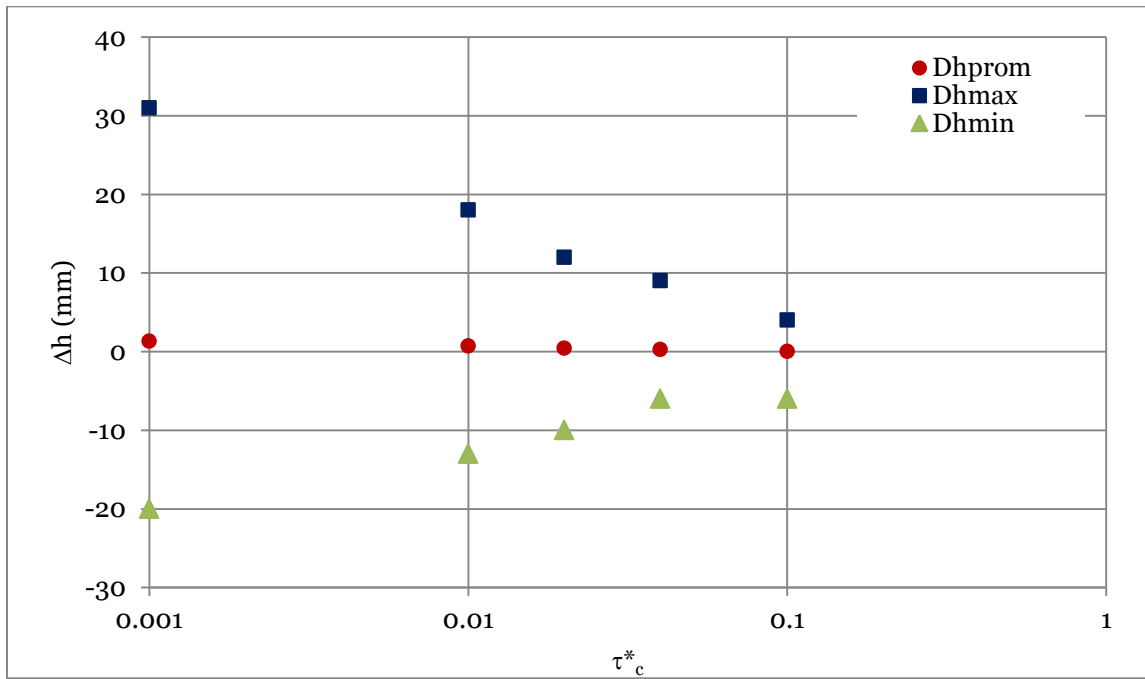
Wilcock

La ecuación de Wilcock & Crowe es uno de los modelos de transporte de sedimentos más recientes. Éste modelo fue calibrado para ríos con lecho de gravas y con pendiente mayor del 2%.

HEC-RAS 4.1 permite calibrar el número de Shields crítico para esta ecuación. Los autores definieron que el esfuerzo adimensional crítico es menor entre mayor contenidos de finos tenga la granulometría, con un valor mínimo de 0.021 y máximo de 0.036 (USACE, 2010).

De acuerdo con el análisis de sensibilidad realizado, este modelo de transporte no representa adecuadamente las condiciones del tramo de estudio pues para que la profundidad de socavación alcance valores del orden de 30 mm (20 veces menor respecto a las demás metodologías), el esfuerzo crítico debe ser 0.001, valor veinte veces menor que el valor recomendado por el autor (**Figura 3-16**). Por tanto este modelo no será tenido en cuenta para los análisis de socavación posteriores.

Figura 3-16 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el parámetro τ_c^*



3.2.2 Análisis de sensibilidad en SRH-1D 3.0

Al igual que el HEC-RAS 4.1, el modelo SRH-1D resuelve conjuntamente las ecuaciones de transporte y continuidad de sedimento para modelar cambios en el lecho con base en el equilibrio entre la capacidad de transporte del río y la cantidad de sedimento disponible en el lecho.

En la **Tabla 3-9** se presentan los parámetros de entrada para llevar a cabo una modelación de transporte de sedimentos en SRH-1D 3.0.

Tabla 3-9: Datos de entrada para la modelación de socavación en SRH-1D.

Módulo del SRH-1D	Datos de entrada
Grupo 1: Parámetros del modelo	Tipo de solución Sistema de unidades Tiempo de simulación Tamaño de paso
Grupo 2, 3, 4 y 5: Condiciones de flujo	Serie de caudales Condición de frontera Aportes laterales
Grupo 6: Geometría	Secciones transversales Coeficiente de rugosidad Espaciamiento entre secciones
Grupo 7: Parámetros de solución del modelo de sedimentos	Clases de tamaño del sedimento Número de capas del lecho Factores de solución del modelo
Grupo 8 y 9: Condiciones de sedimentos	Condiciones de frontera para sedimentos
Grupo 10: Material del lecho	Curva granulométrica
Grupo 11: Temperatura	Serie de temperatura del agua
Grupo 12: Límites	Umbrales de erosión y depositación
Grupo 13: Parámetros de transporte	Ecuación de transporte Propiedades de los sedimentos

El análisis de sensibilidad se hace sobre los parámetros de modelación como el paso de cómputo, las ecuaciones de transporte de sedimentos y los parámetros de los sedimentos. Los datos como las secciones transversales, el caudal, la granulometría y las condiciones de borde se consideran datos del modelo.

Se hará análisis de sensibilidad a la temperatura del agua, pues aunque es un dato de entrada, esta variable no es comúnmente medida en nuestro medio.

- Paso de cómputo

En SRH-1D 3.0 corresponde al parámetro ΔT del grupo 1 de datos de entrada, parámetro necesario para ejecutar la modelación de sedimentos. El análisis de sensibilidad se hizo bajo las siguientes condiciones de flujo presentadas en la **Tabla 3-10**.

Se analizaron Δt entre 0.01 h y 24 h, encontrando que el modelo SRH-1D es sumamente sensible al paso de cómputo. Con cambios en los resultados del orden de metros para tamaños de paso grandes (**Figura 3-17**). Sin embargo el modelo SRH-1D es mucho más rápido que el HEC-RAS, por tanto un menor tiempo de cómputo en el modelo SRH-1D no implica una mayor duración en el tiempo de modelación (**Figura 3-18**).

Tabla 3-10: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del paso de cómputo en SRH-1D.

Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	100 m ³ /s
Temperatura	20 °C
Sedimentos	Curva granulométrica (Capítulo 2) Curva de descarga (Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Ackers & White modificado por HR Wallingford
Tiempo de modelación	1 mes
Espesor de la capa activa	2·d ₉₀
Número de Shields crítico	0.03
Factor de exposición	0.6

Bajo este panorama expuesto, se decide escoger como intervalo de computación para las modelaciones con SRH-1D un $\Delta t=0.1$ h, que respecto a los resultados obtenidos con

un tiempo de modelación de 0.01 h genera cambios en la solución de 100 mm en promedio, pero el tiempo de modelación se reduce 10 veces (**Figura 3-18**).

Figura 3-17 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el paso de cómputo en SRH-1D

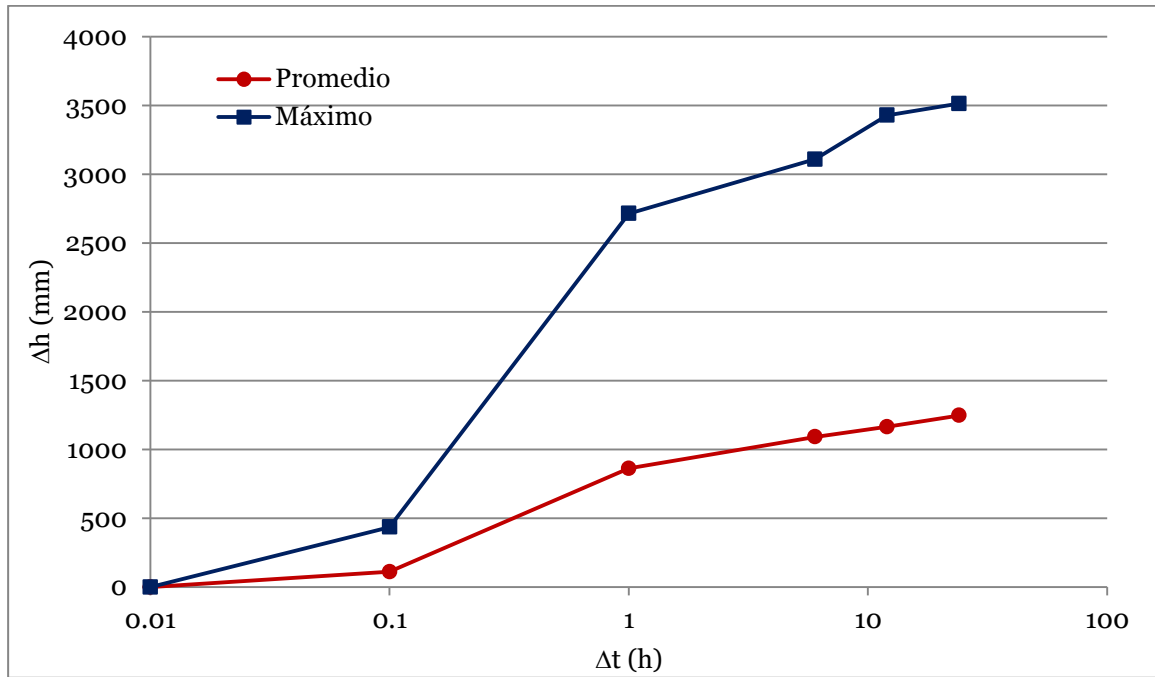
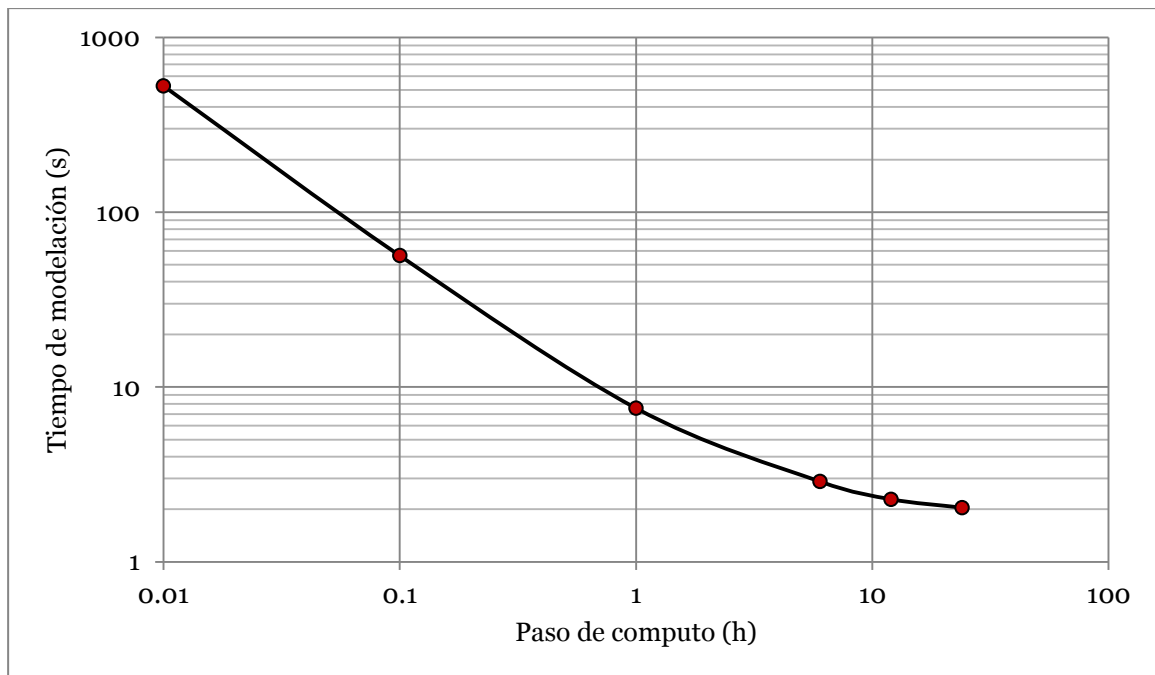


Figura 3-18 Tiempos de modelación en SRH-1D



- Temperatura

La variación en la temperatura del agua, para la modelación de sedimentos en SRH-1D 3.0, incide directamente en el cálculo de la velocidad de caída, pues este parámetro afecta la viscosidad del agua.

Las condiciones iniciales para el análisis de sensibilidad son las presentadas en la **Tabla 3-11**.

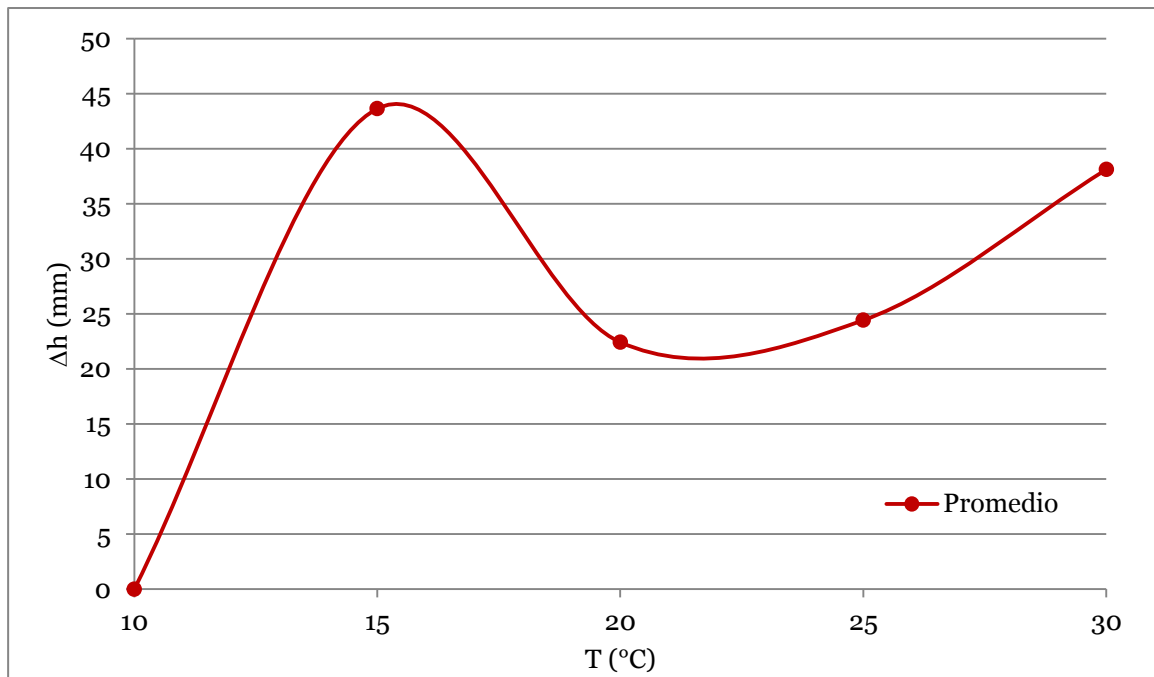
Tabla 3-11: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad de la temperatura en SRH-1D.

Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	100 m ³ /s
Paso de cómputo	0.1 h
Sedimentos	Curva granulométrica (Capítulo 2) Curva de descarga (Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Ackers & White modificado por HR Wallingford
Tiempo de modelación	1 mes
Espesor de la capa activa	2·d ₉₀
Número de Shields crítico	0.03
Factor de exposición	0.6

Se analizó la variación de la temperatura del agua entre 10 y 30°C, encontrando que los cambios a lo sumo son de 9 mm/°C, para temperaturas del agua entre 10 y 15°C. Para el rango de temperaturas de los ríos en el trópico, entre 15 y 25°C, los errores en la estimación de cambios en el lecho, a lo sumo serán de 5 mm/°C (**Figura 3-19**).

La temperatura del agua en el tramo analizado, 17°C según AMVA (2011), se encuentra en el rango de menor variación ante un posible error en el valor de la temperatura del agua.

Figura 3-19 Sensibilidad de la profundidad de socavación con la temperatura en SRH-1D



- Espesor de la capa activa

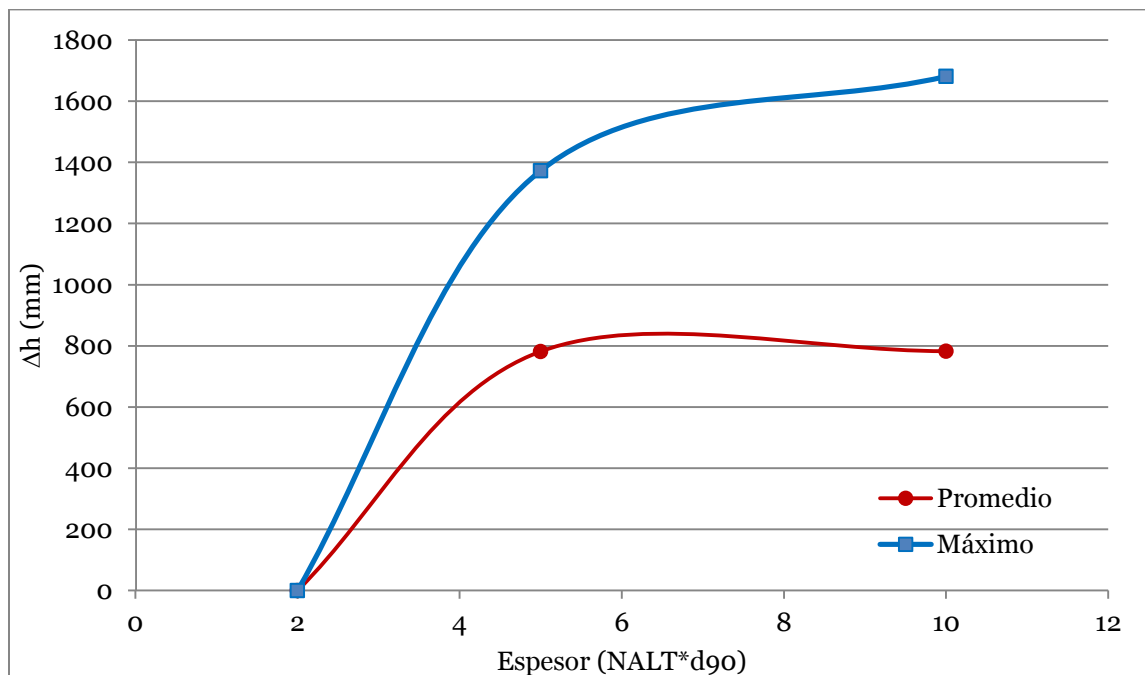
El espesor de la capa activa del lecho determina el volumen de control sobre el que se realiza el balance de sedimentos en cada sección. Por defecto SRH-1D asume que el espesor de la capa activa equivale a $2 \cdot d_{90}$, sin embargo tal espesor puede ser calibrado en el modelo mediante el parámetro NALT, que corresponde al coeficiente que multiplica al d_{90} . Las condiciones de la modelación se presentan en la **Tabla 3-12**.

Se evaluaron espesores entre $2 \cdot d_{90}$ y $10 \cdot d_{90}$, encontrando que asumir un espesor de la capa activa del lecho mayor a $5 \cdot d_{90}$ no genera cambios considerables en la modelación de cambios en el lecho (**Figura 3-20**).

Para las modelaciones a realizar se asume el espesor de la capa activa como $2 \cdot d_{90}$, y se ajustará según las necesidades del modelo hasta un valor máximo de $5 \cdot d_{90}$.

Tabla 3-12: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del espesor de la capa activa en SRH-1D.

Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	100 m ³ /s
Paso de cómputo	0.1 h
Sedimentos	Curva granulométrica (Capítulo 2)
	Curva de descarga (Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Ackers & White modificado por HR Wallingford
Tiempo de modelación	1 mes
Temperatura	20°C
Número de Shields crítico	0.03
Factor de exposición	0.6

Figura 3-20 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el espesor de la capa activa en SRH-1D

- Número de Shields crítico

En SRH-1D, el número de Shields crítico es un parámetro de calibración de las ecuaciones de transporte propuestas por Parker, Wilcock & Crowe, Gaeuman y Wu, Wang & Jia (Huang & Greimann, 2012).

A continuación se evalúa como es el comportamiento de la profundidad de socavación utilizando el método de Parker, con la variación del número de Shields.

Parker recomienda que para su ecuación el número de Shields crítico se asuma como $\tau^*_c=0.0386$. Bajo las condiciones presentadas en la **Tabla 3-13** se analiza el comportamiento del cambio en el lecho para un rango del número de Shields entre 0.01 y 0.05. Se encontró que a medida que el número de Shields aumenta ($\tau^*_c \geq 0.03$), secciones que de acuerdo a los levantamientos batimétricos sufren procesos de socavación, en el modelo se agradan (ver **Figura 3-21**). Por tanto para la modelación se asumirá inicialmente un número de Shields $\tau^*_c=0.02$, que no produce socavaciones exageradas (máximas de 1 m) y que reproduce adecuadamente las zonas de agradación y degradación del lecho (ver **Figura 3-22**).

Tabla 3-13: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del espesor de la capa activa en SRH-1D.

Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	100 m ³ /s
Paso de cómputo	0.1 h
Sedimentos	Curva granulométrica (Capítulo 2) Curva de descarga (Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Parker
Tiempo de modelación	1 mes
Temperatura	20°C
Espesor de la capa límite	2·d ₉₀
Factor de exposición	0.6

Figura 3-21 Perfil del lecho para análisis de sensibilidad del número de Shields crítico en SRH-1D.

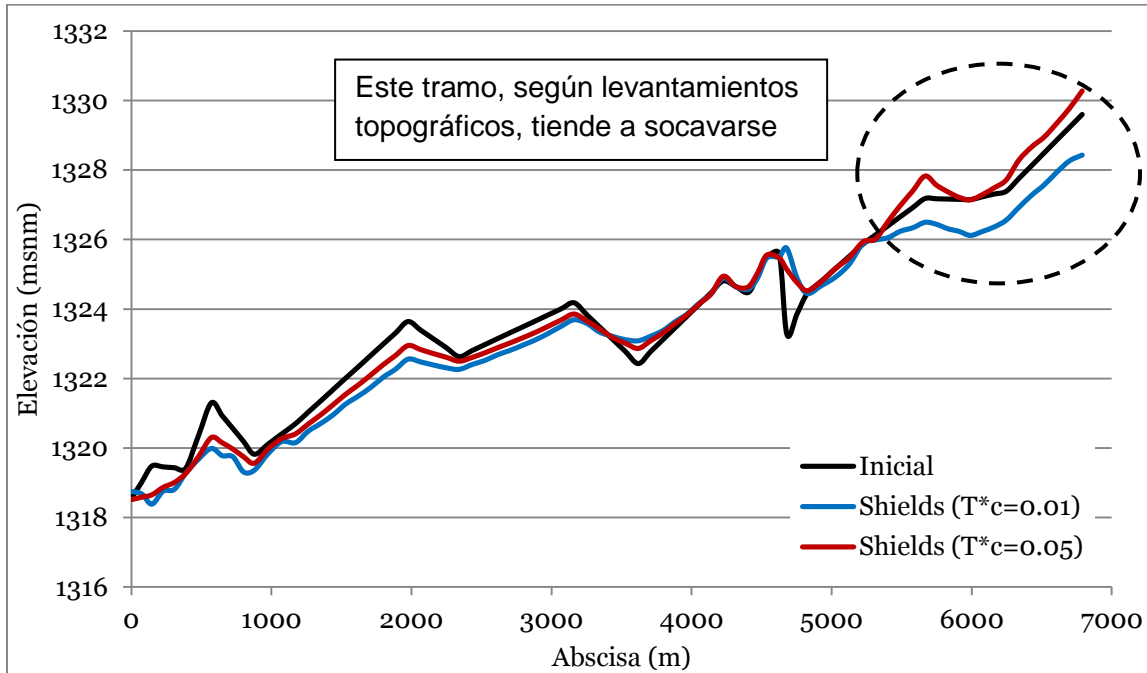
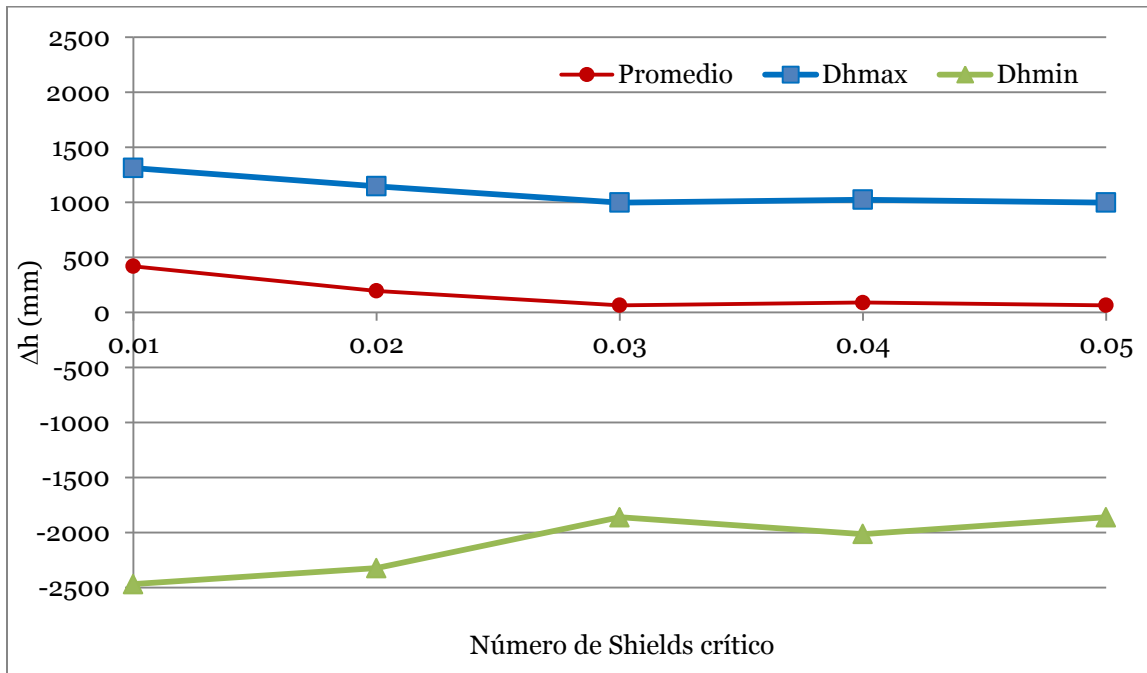


Figura 3-22 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el número de Shields crítico.



- Factor de exposición

El factor de exposición de las partículas corresponde a un factor de ajuste al esfuerzo crítico, producto de los efectos de exposición o escondimiento de las partículas en un lecho con variaciones en la gradación. El factor de exposición ξ se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_{*ci} = \xi \cdot \tau_{*c}$$

$$\xi_i = \left(\frac{d_i}{d_s}\right)^{-\alpha}$$

Donde α es un coeficiente que varía entre 0.3 y 0.9. Éste parámetro α puede ser calibrado en SRH-1D para los modelos de Parker, Wilcock & Crowe, Gaeuman y Wu et al. Las condiciones de modelación para las que se evaluó la variación del lecho en función del factor de exposición se presentan en la **Tabla 3-14**.

Tabla 3-14: Parámetros de modelación para análisis de sensibilidad del coeficiente de factor de exposición.

Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Caudal	100 m ³ /s
Paso de cómputo	0.1 h
Sedimentos	Curva granulométrica (Ver Capítulo 2) Curva de descarga (Ver Capítulo 2)
Ecuación de transporte	Parker
Tiempo de modelación	1 mes
Temperatura	20°C
Espesor de la capa límite	2·d ₉₀
Número de Shields crítico	0.02

No se observan cambios significativos en la magnitud de los cambios en el lecho para una variación del coeficiente del factor exposición. Sin embargo en la capacidad de transporte si existen variaciones, pues el factor de exposición reduce o aumenta el número de Shields crítico según el tamaño de partículas analizado (**Figura 3-23**).

Figura 3-23 Sensibilidad de la profundidad de socavación con el coeficiente del factor de exposición.

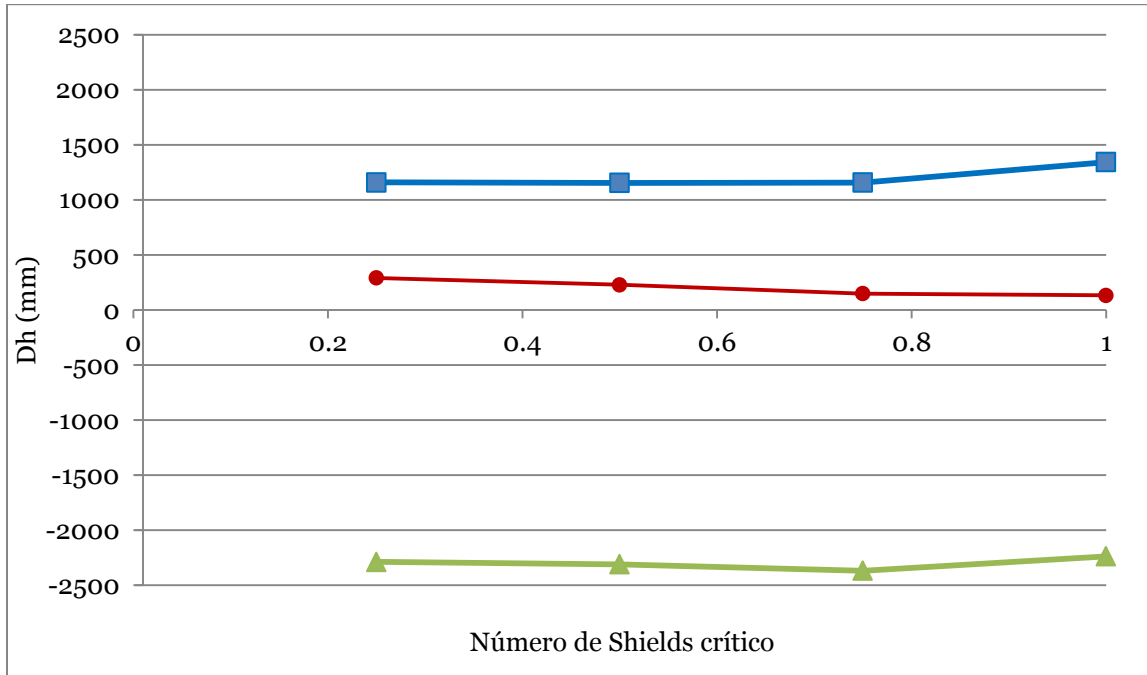
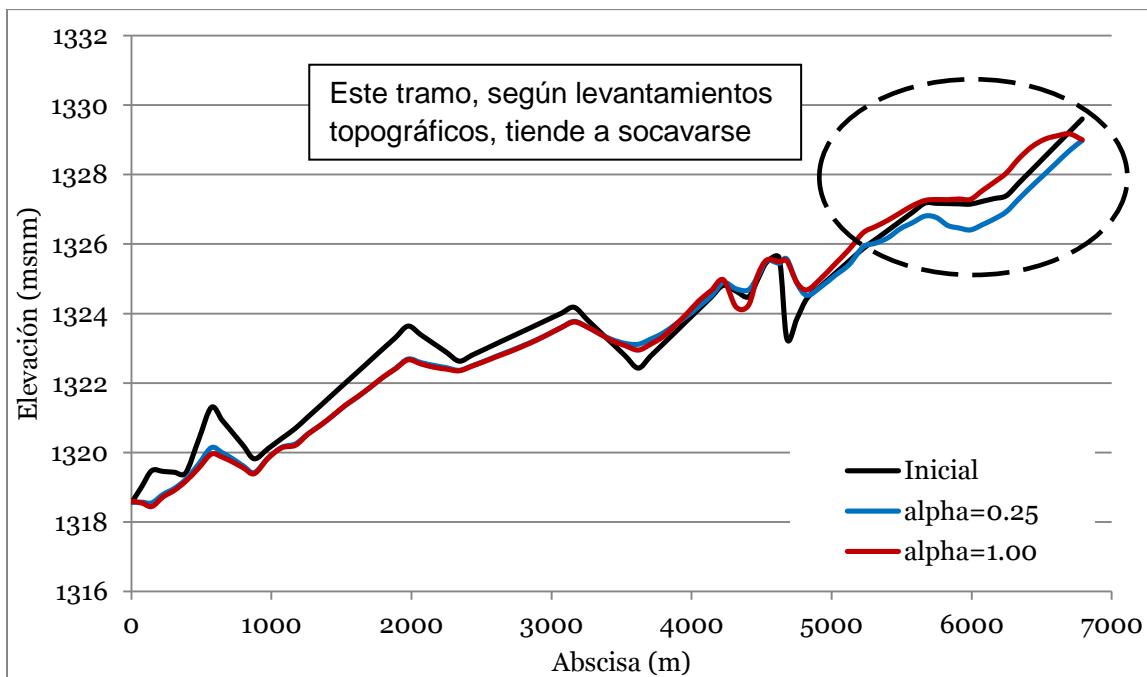


Figura 3-24 Perfil del lecho para análisis de sensibilidad del coeficiente del factor de exposición.



Por tanto, se usará un coeficiente del factor de exposición bajo, con el fin de garantizar que en el tramo inicial de estudio (antes de la descarga de la Central La Tasajera) se presenten procesos de socavación, pues en la **Figura 3-24** se observa el mismo comportamiento observado en el análisis del número de Shields crítico.

Wilcock & Crowe (2003) recomiendan un valor mínimo de $\alpha=0.33$, valor que será empleado para los análisis a realizar (Huang & Greimann, 2012).

Capítulo 4. Evaluación de la Profundidad de Socavación General

La evaluación de la profundidad de socavación general alcanzada en el tramo se realizó mediante dos metodologías, las ecuaciones semi-empíricas y los modelos hidrodinámicos.

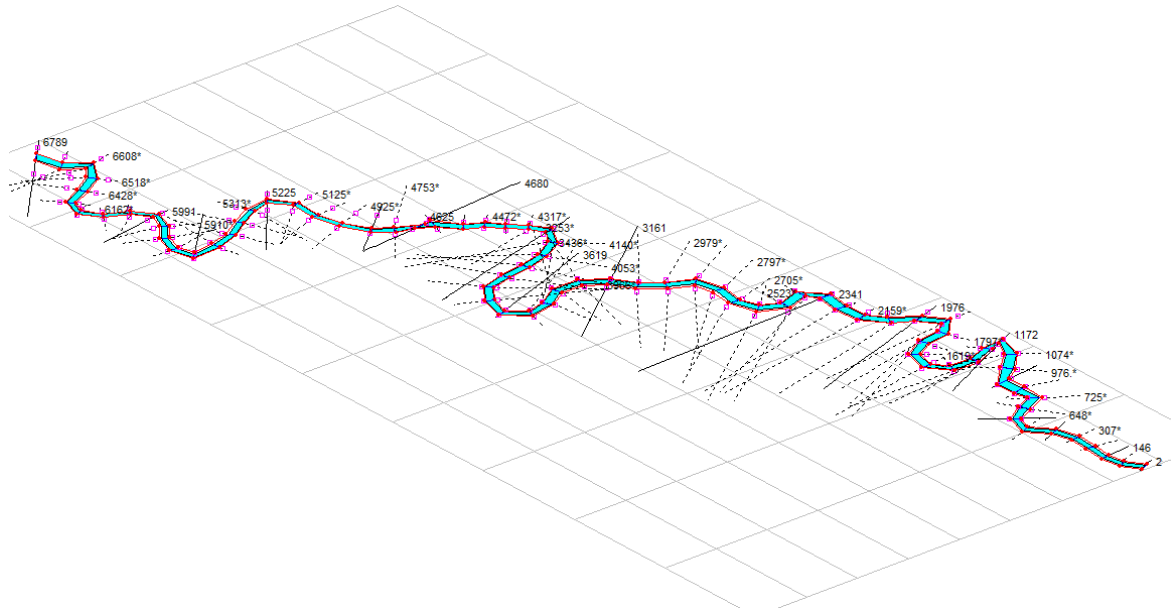
Previamente a éste análisis, se estudió el comportamiento hidráulico del tramo en estudio para identificar las secciones sobre las que se realizará el análisis de socavación, pues dada la naturaleza meándrica del cauce, en algunas secciones se desarrollan zonas de depositación en las que no aplica realizar el análisis propuesto.

Para tal procedimiento, se realizó el montaje de la geometría del tramo analizado en el software HEC-RAS 4.1., modelo que también fue usado para el análisis de socavación mediante ecuaciones de transporte que trae incorporadas en el módulo de sedimentos.

Para la construcción del modelo se empleó la aplicación HEC-GeoRAS 4.3, complemento de ArcGIS 9.3, que permite geo referenciar la geometría del tramo de estudio y la exporta directamente al software HEC-RAS 4.1.

Las secciones se encuentran separadas en promedio cada 100 m, y su numeración corresponde a la abscisa de la sección, medida desde el punto de control establecido en el puente El Hatillo. En la **Figura 4-1** se presenta el esquema del modelo construido.

Para tener confiabilidad en los resultados obtenidos en las simulaciones, previamente se ajustó la rugosidad del canal para que los niveles registrados en la mira de la estación RMS13-El Hatillo, correspondan con los caudales allí calculados. Para la modelación se empleó un coeficiente de rugosidad de Manning $n=0.025$ en el lecho y $n=0.035$ en las márgenes.

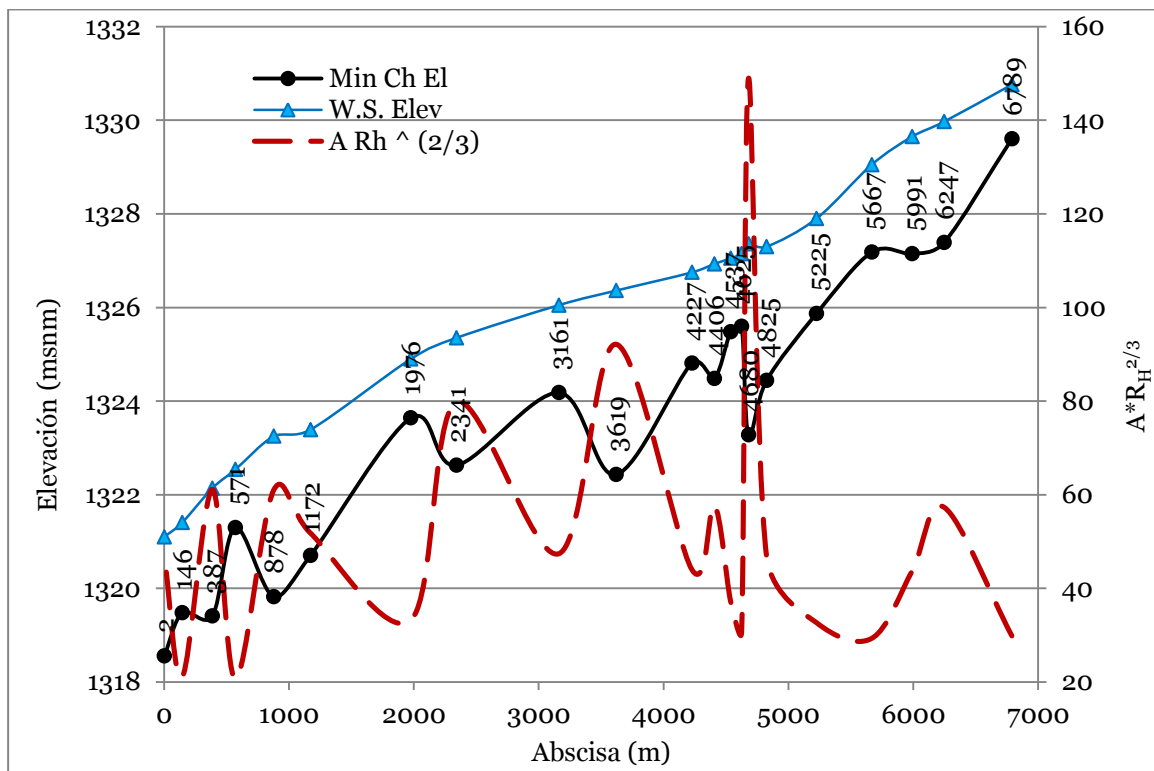
Figura 4-1 Esquema del modelo hidráulico construido en HEC-RAS.

Para un caudal medio transitando por el tramo de estudio ($61 \text{ m}^3/\text{s}$), se evaluó el comportamiento de la variable $A \cdot R_H^{2/3}$, que permite conocer el comportamiento hidráulico de una corriente, pues de acuerdo a la ecuación de Manning:

$$\frac{Q \cdot n}{S_f^{1/2}} = A \cdot R_H^{2/3}$$

El producto $A \cdot R_H^{2/3}$ es inversamente proporcional a la pendiente de energía del flujo, y que si se asume flujo uniforme corresponde a la pendiente del lecho, siempre y cuando la rugosidad y el caudal sean constantes. Por tanto, un valor mayor en esta variable indica una disminución en la pendiente, que se ve reflejado en procesos de agradación; y un valor menor, contrariamente, indicaría que la sección tiende a socavarse.

En la **Figura 4-2** se presenta la variación espacial de la variable $A \cdot R_H^{2/3}$, donde se aprecia que las secciones que tienden a socavarse son las correspondientes a las secciones relacionadas en la **Tabla 4-1**. En la **Tabla 2-1** se encuentra la descripción de cada sección del levantamiento batimétrico.

Figura 4-2 Perfil de la capacidad de transporte de flujo.**Tabla 4-1:** Secciones seleccionadas para el análisis de socavación.

Sección 1	Abscisa 6789
Sección 3	Abscisa 5991
Sección 4	Abscisa 5667
Sección CA-1	Abscisa 4625
Sección CA-2	Abscisa 4537
Sección 9	Abscisa 4227
Sección 11	Abscisa 3161
Sección 13	Abscisa 1976
Sección 16	Abscisa 571
Sección 18	Abscisa 146

En el Anexo A se presentan las secciones transversales analizadas. Algunas de las secciones que también presentan procesos erosivos no pudieron ser analizadas, pues éstos son debidos a procesos locales que difícilmente pueden ser representados a la

escala de tramo que se está modelando. De manera que secciones diferentes a las relacionadas en la **Tabla 4-1** no fueron tenidas en cuenta para el análisis a realizarse.

4.1 Cálculo de la socavación general mediante modelos semi-empíricos

Para estimar la socavación general mediante las ecuaciones semi-empíricas se requieren dos variables, el diámetro característico del lecho y el caudal unitario que transita por la sección de análisis.

El diámetro característico fue determinado mediante la curva granulométrica presentada en el Capítulo 2. La estimación del caudal unitario q fue obtenida a partir de la modelación hidráulica del tramo de estudio.

Los caudales analizados corresponden a los caudales registrados para cada periodo de simulación analizado (ver capítulo 2). Los parámetros hidráulicos se obtuvieron de la modelación realizada para flujo no permanente donde las condiciones de frontera definidas correspondieron a los caudales de la estación RMS22-Girardota a la entrada del modelo, una condición interna de flujo en la sección 4625 correspondiente a la descarga de la central La Tasajera y la curva de calibración de la estación RMS13-El Hatillo, aguas abajo.

Las condiciones de estabilidad numérica se garantizaron con un $\Delta t=1$ min, que satisface que la condición de Courant sea menor o igual a 1.0.

Con base en los resultados de la modelación se obtuvieron las variables necesarias para realizar los cálculos de socavación mediante el siguiente proceso descrito por Melville & Coleman (2000).

1. Se estimó el caudal unitario de flujo

$$q = \frac{Q}{B}$$

2. Se calculó la profundidad de equilibrio para todas las formulaciones semi-empíricas descritas en el Capítulo 1.

$$h_s = \kappa \cdot \frac{q^\omega}{d_{50}^\eta}$$

3. La profundidad de socavación promedio se estimó así

$$e_s = D_h - h_s$$

4. La profundidad máxima de socavación se calcula proporcional a relación entre la profundidad hidráulica y la profundidad máxima inicial.

$$e_{smax} = e_s \cdot \frac{h_{max}}{D_h}$$

Este proceso se aplicó para los caudales promedio de cada periodo de modelación relacionados en la **Tabla 4-2**.

Tabla 4-2: Caudales medios para los periodos de modelación.

Periodo	Q (m ³ /s)	
	RMS22-Girardota	RMS13-Hatillo
Enero 2001 - Mayo 2003	22.4	42.4
Junio 2003 - Mayo 2005	30.1	56.4
Junio 2005 - Diciembre 2006	32.2	67.2
Enero 2007 - Mayo 2009	42.4	79.8

Los resultados obtenidos para cada periodo se presentan en la **Figura 4-3**, **Figura 4-4**, **Figura 4-5** y **Figura 4-6**. Se puede observar diferencias entre los resultados obtenidos y los datos observados. Tal variabilidad representa las dificultades conceptuales que tienen estos métodos para representar adecuadamente los procesos involucrados en la socavación.

Estas metodologías fueron obtenidas mediante la observación de casos particulares, obteniendo coeficientes empíricos que difícilmente pueden ser extrapolados a otros ríos con dinámica diferente y de mayor complejidad.

Entre las diferentes metodologías aplicadas, la propuesta por Blench es la que mejor representa los órdenes de magnitud de la socavación presentada en el tramo de estudio. Las demás metodologías subestiman en mayor proporción la profundidad de socavación general, asumiendo que el caudal medio es el que realiza el trabajo de erosión.

Esto sugiere que el caudal que realiza el la erosión y la formación del cauce no corresponde al caudal medio del periodo de estudio sino a uno de menor recurrencia; argumento que requiere una mayor profundidad y estudio para su análisis y que no está contemplado dentro de los alcances de este estudio. Por tanto se establece un punto de partida para un nuevo tema de investigación que podría ser desarrollado en un futuro.

Asimismo, estas ecuaciones fueron definidas para estimar una profundidad de socavación en una sección particular pero no dan cuenta de los procesos erosivos a escala de tramo, ni de como es el balance de sedimentos a lo largo del mismo, ni de las condiciones de flujo no permanente.

Figura 4-3 Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2003.

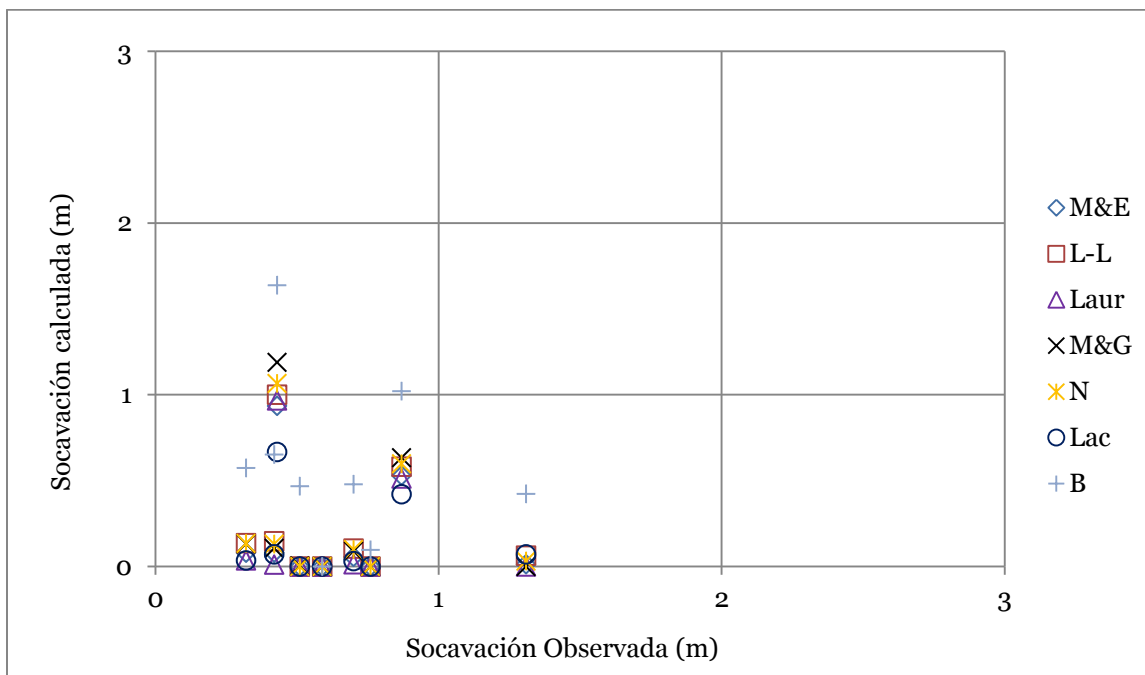


Figura 4-4 Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2005.

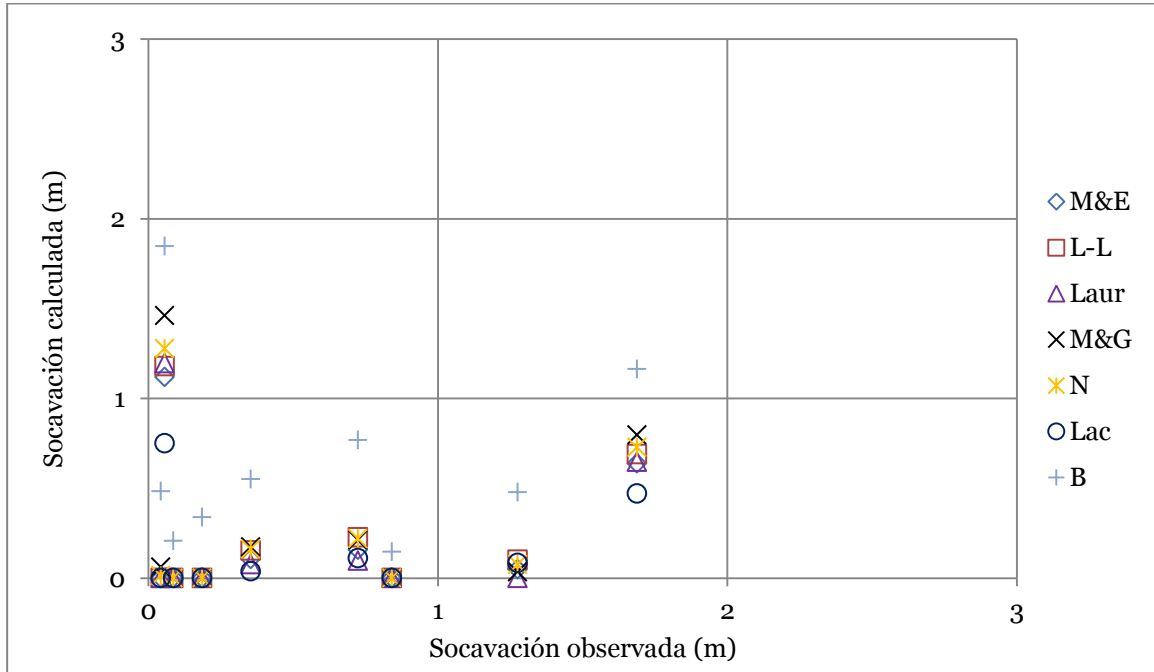


Figura 4-5 Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2007.

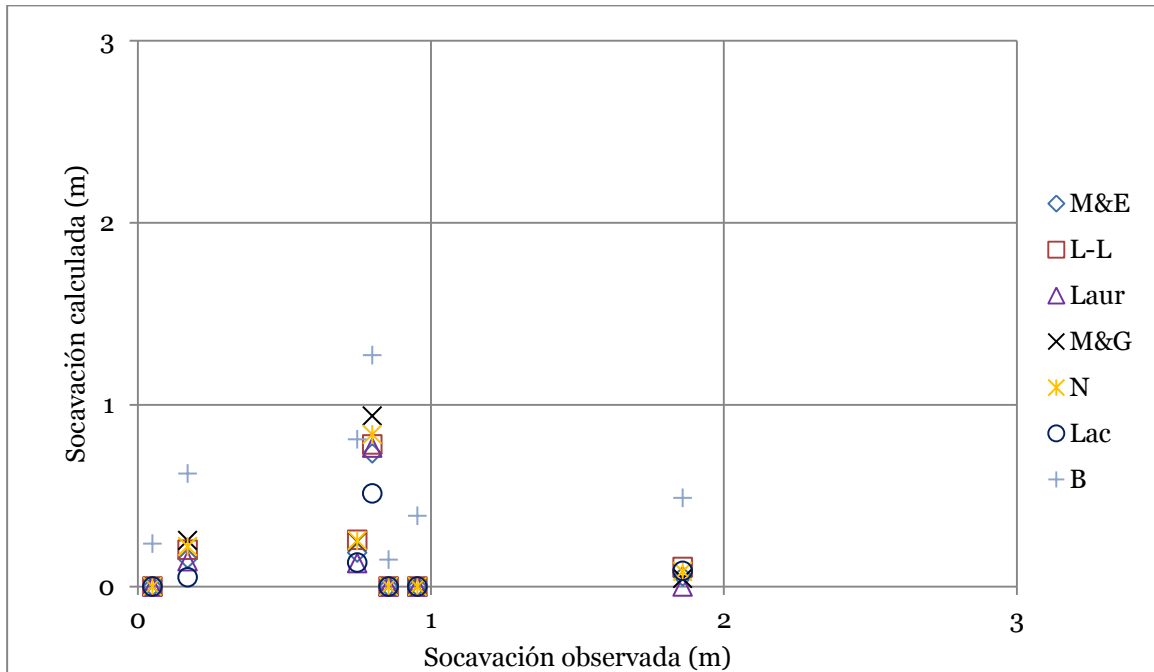
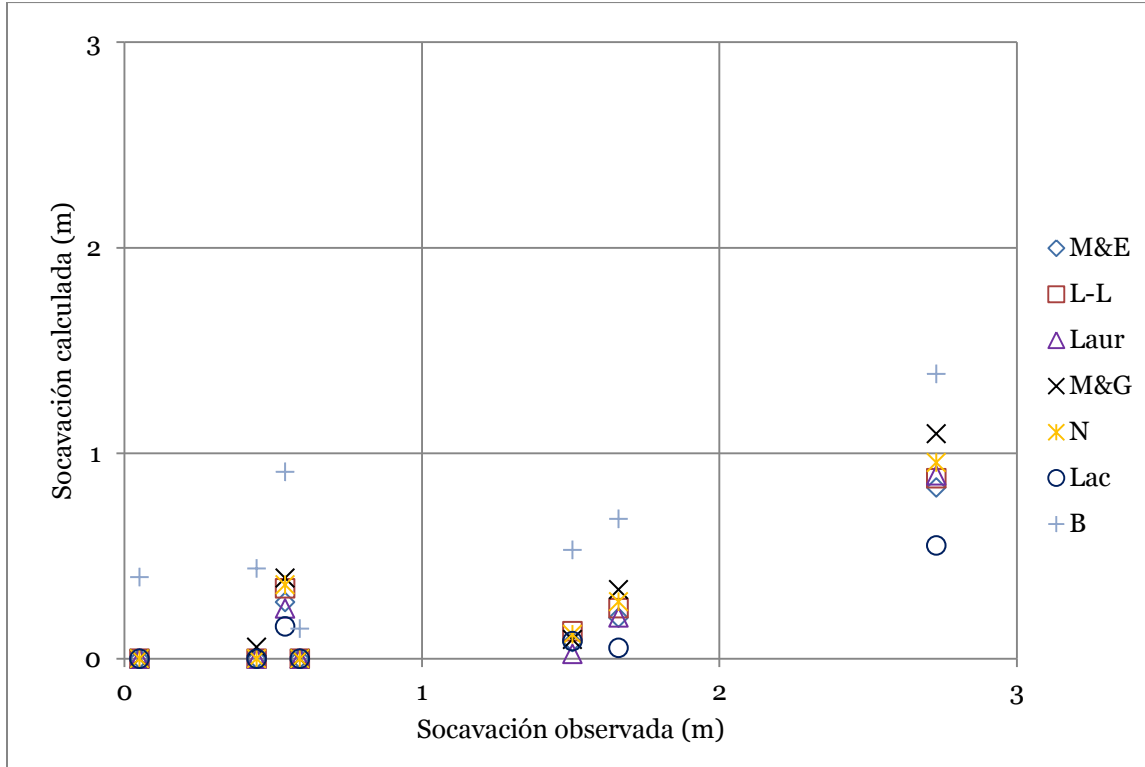


Figura 4-6 Comparación de la socavación calculada contra la socavación calculada mediante las formulaciones empíricas. Año 2009.



4.2 Cálculo de la socavación general mediante la aplicación de modelos hidrodinámicos

Los cambios en el lecho en el tramo de estudio fueron analizados mediante los módulos de transporte de sedimentos disponibles en los modelos hidrodinámicos HEC-RAS 4.1 y SRH-1D 3.0.

La metodología desarrollada para realizar las simulaciones en ambos modelos (HEC-RAS 4.1 y SRH-1D 3.0) se describe a continuación:

1. Se construyó la geometría del modelo, correspondiente a las 21 secciones transversales disponibles en el tramo Girardota – El Hatillo, del río Medellín, levantadas en el año 2000 (línea base). Se interpolaron secciones con

separaciones máximas de 100 m con el fin de mejorar la representación geométrica del tramo.

2. El coeficiente de rugosidad del cauce fue definido $n=0.025$, calibrado con base en la curva elevación-caudal de la estación limnigráfica RMS13-El Hatillo, localizada a la salida del tramo estudiado.
3. Los parámetros sedimentológicos (curva granulométrica y curva de descarga de sedimentos) fue tomada del proyecto Red Río Fase II (AMVA, 2007).
4. Los límites de erosión (control en roca) fueron definidos en 5 m por debajo del nivel base del río, sin embargo este valor es mucho mayor, ya que las canteras adyacentes al cauce del río Medellín han explotado material granular hasta 20 m por debajo del nivel del río sin encontrar estratos rocosos.
5. Se modelaron los cambios en el lecho para el tránsito de los caudales registrados en las estaciones RMS22-Girardota y RMS13-El Hatillo, entre los años 2001 y 2009.
6. Las modelaciones se hicieron para cada una de las ecuaciones de transporte de sedimentos disponibles en cada modelo, y que sean aplicables a las condiciones granulométricas y morfológicas del tramo de estudio (ver Capítulo 1).
7. Se analizaron los resultados obtenidos y se depuraron las modelaciones que no representan de manera adecuada los cambios ocurridos en el tramo analizado.
8. Se calibró la ecuación de transporte que mejor representa los cambios en el lecho del río Medellín.

4.2.1 Resultados del modelo HEC-RAS 4.1

El modelo HEC-RAS tiene un módulo de simulación de cambios en el lecho, que soluciona conjuntamente la ecuación de energía mediante el método del paso estándar y la ecuación de continuidad de sedimento o Exner.

En la ecuación de energía, h_e son las pérdidas de energía por fricción y por efectos locales (contracción y expansión).

$$Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_e$$

$$h_e = L \cdot S_f + K \cdot \left| \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right|$$

Siendo Z_i la cabeza de posición, Y_i la cabeza de presión, $V_i/2g$ la cabeza de velocidad y h_e las pérdidas de energía. Las pérdidas de energía se estiman en función de la pendiente de energía S_f , la separación entre las secciones L y el coeficiente de pérdidas locales por expansión o contracción K .

La ecuación de continuidad del sedimento es la siguiente

$$(1 - \lambda_p) \cdot B \cdot \frac{\partial Z}{\partial t} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x}$$

Donde Q_s representa la carga de sedimento transportado, ecuación que en combinación con la ecuación de capacidad de transporte de la corriente, permite predecir si una sección presenta agradación o socavación.

Para lechos de gravas, HEC-RAS 4.1 cuenta con 4 ecuaciones para estimar la capacidad de transporte de la corriente: Wilcock, Yang, Meyer-Peter & Muller y Ackers & White.

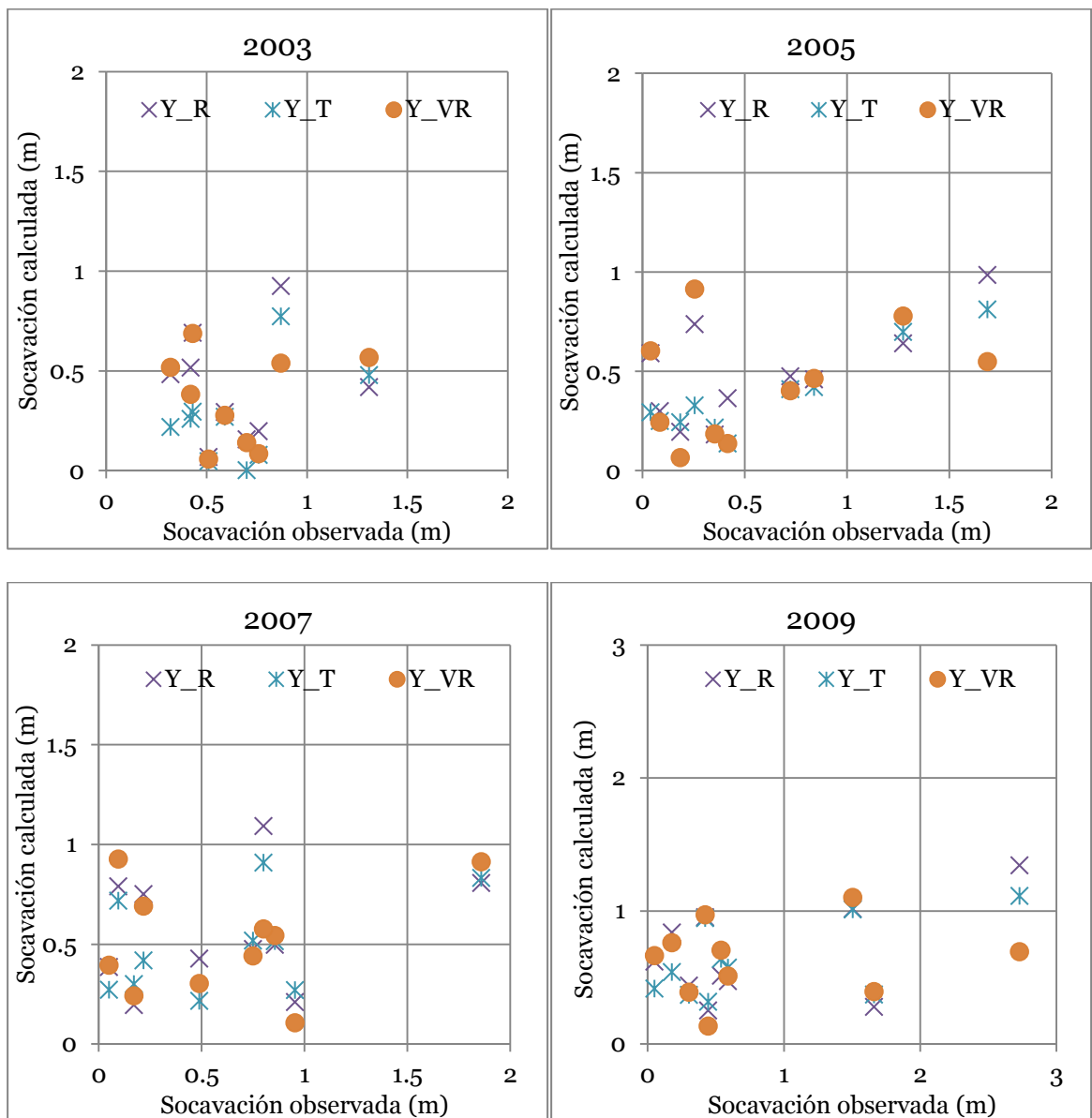
Tal como se explicó en el capítulo 3, la ecuación de Wilcock no será tomada en cuenta para éste estudio, pues las condiciones de pendiente del tramo analizado no son aplicables para este método ($S < 2\%$).

La ecuación de Yang no tiene parámetros de calibración en HEC-RAS, por tanto su valoración y posible calibración se hará en función de las ecuaciones de velocidad de caída de la partícula, parámetro que está explícito en la ecuación de transporte.

En la **Figura 4-7** se presentan los resultados de socavación obtenidos mediante la ecuación de Yang en combinación con las tres ecuaciones de velocidad de caída disponibles: Rubey (Y_R), Toffaleti (Y_T) y Van Rijn (Y_{VR}).

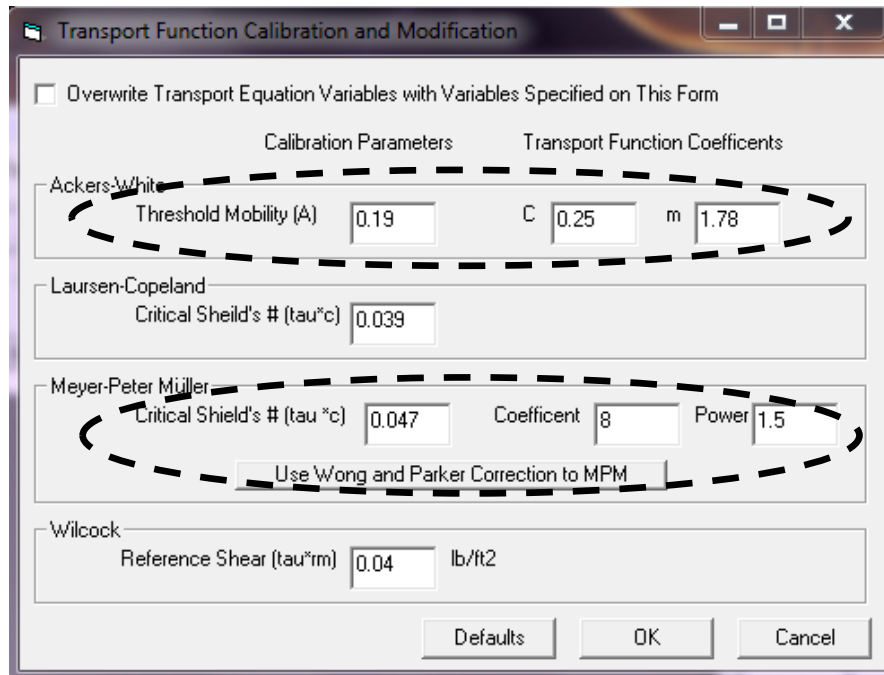
Todas las posibles combinaciones de la ecuación de transporte Yang con las ecuaciones de velocidad de caída subestiman la socavación real en el tramo realizado en un 50%, por tanto el método de Yang se descarta como posible modelo de transporte para simular los procesos de socavación en el río Medellín.

Figura 4-7 Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada mediante la ecuación de Yang en el modelo HEC-RAS.



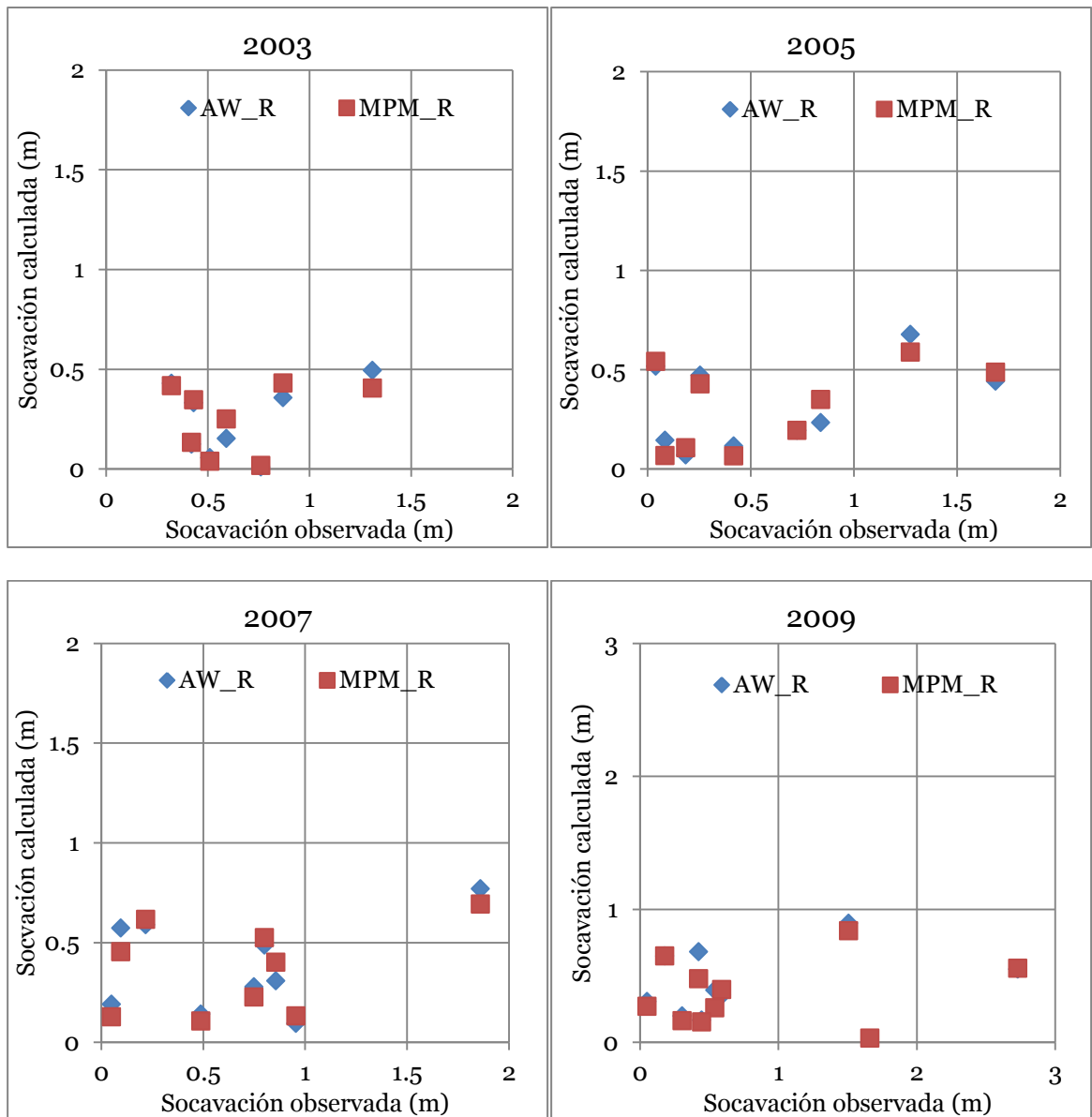
Los métodos de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller permiten ser calibrados en HEC-RAS 4.1 (ver **Figura 4-8**). Para un análisis inicial, se estimó la profundidad de socavación general en las secciones de análisis, mediante las ecuaciones de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller con los coeficientes propuestos por HR Wallingford y Wong & Parker, respectivamente (ver Capítulo 1).

Figura 4-8 Ventana de calibración de las ecuaciones de transporte en el modelo HEC-RAS.



En la **Figura 4-9** figura se observa que los coeficientes originales de las ecuaciones de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller no reproducen los procesos de socavación presentes en el tramo de estudio, por tanto se procede a la calibración de dichos parámetros dentro de rangos razonables para obtener una mejor simulación.

Figura 4-9 Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada mediante la ecuación de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller en el modelo HEC-RAS.



Los mejores resultados se obtienen al disminuir el parámetro de movilidad crítico A y el número de Shields crítico τ^*_c . Tal disminución se puede explicar mediante el concepto del factor de exposición ξ , el cual se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\tau^*_{ci} = \xi \cdot \tau^*_c$$

$$\xi_i = \left(\frac{d_i}{d_s} \right)^{-\alpha}$$

Donde α es un coeficiente que varía entre 0.3 y 0.9. De manera que para curvas granulométricas extendidas, donde en el lecho existen partículas de diámetro mucho mayor al tamaño medio, el factor de exposición de estas partículas se reduce y por tanto se requiere un menor esfuerzo crítico para iniciar su movimiento (Van Rijn, 2007).

Los resultados obtenidos mediante las ecuaciones de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller corresponden a la calibración de parámetros presentados en la **Tabla 4-3**.

Tabla 4-3: Parámetros calibrados para las ecuaciones de Ackers & White y Meyer-Peter & Muller.

Ackers & White	A	0.10
	C	0.025
	m	1.78
Meyer-Peter & Muller	T*c	0.02
	Coefficient	8.00
	Power	150

Las modelaciones realizadas arrojan los resultados presentados en la **Figura 4-10** y **Figura 4-11**. Para todas las batimetrías realizadas, el modelo de Ackers & White fue el que mejor reprodujo los órdenes de magnitud de la profundidad de socavación general medidos en campo.

A pesar que los resultados no se ajustan estrictamente a los cambios medidos en el lecho es una muy buena aproximación, más si se tiene en cuenta que la modelación se realizó a partir de caudales diarios y se está validando con batimetrías de periodicidad bienal. De manera que es prudente afirmar, que mediante modelos hidrodinámicos se puede simular adecuadamente los cambios en el lecho tras el tránsito de una serie de caudales o de una hidrógrafa en particular, siendo el modelo de transporte más flexible y de mejor ajuste, el propuesto por Ackers & White.

Figura 4-10 Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada para los parámetros calibrados. Años 2003 y 2005.

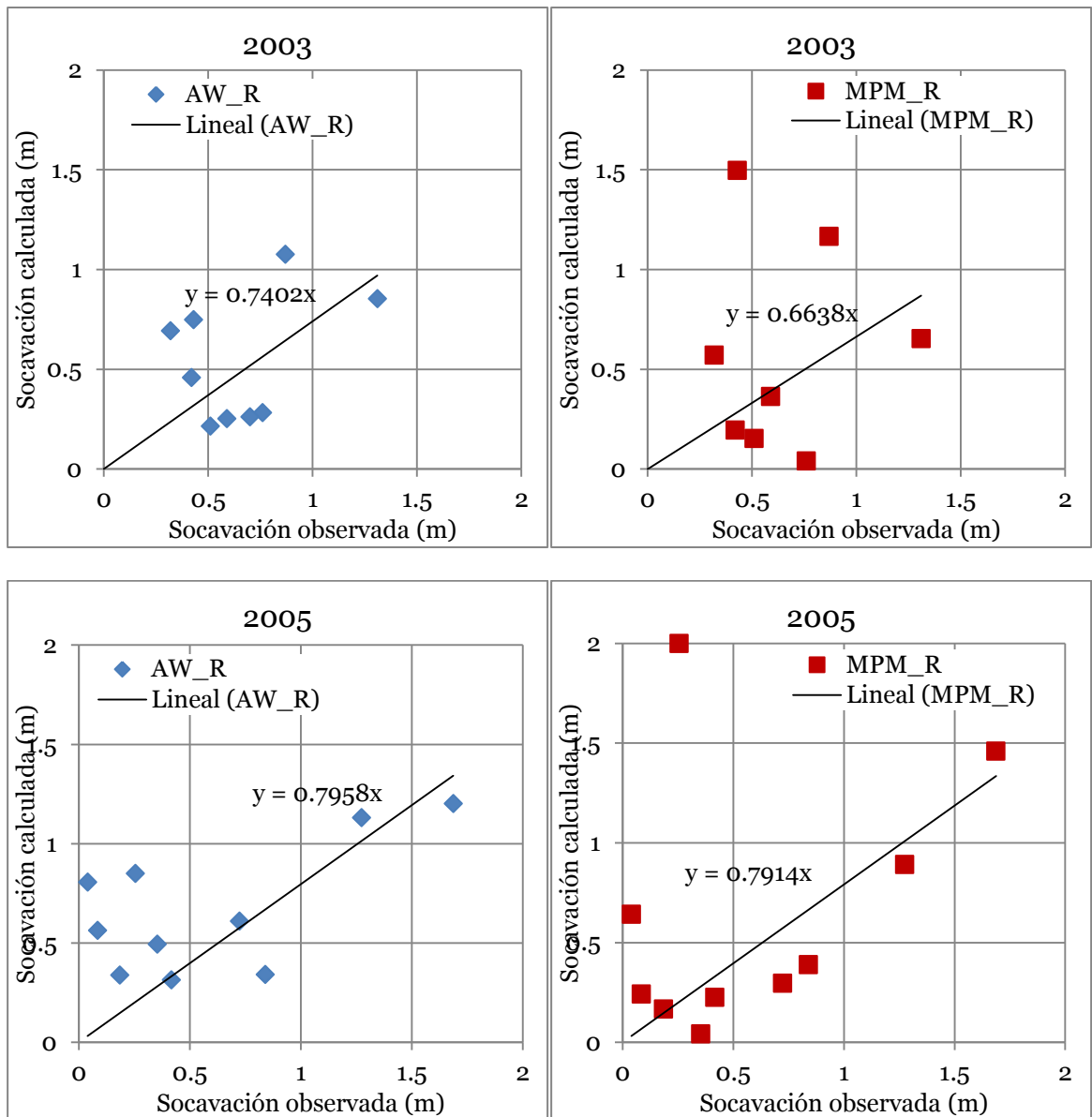
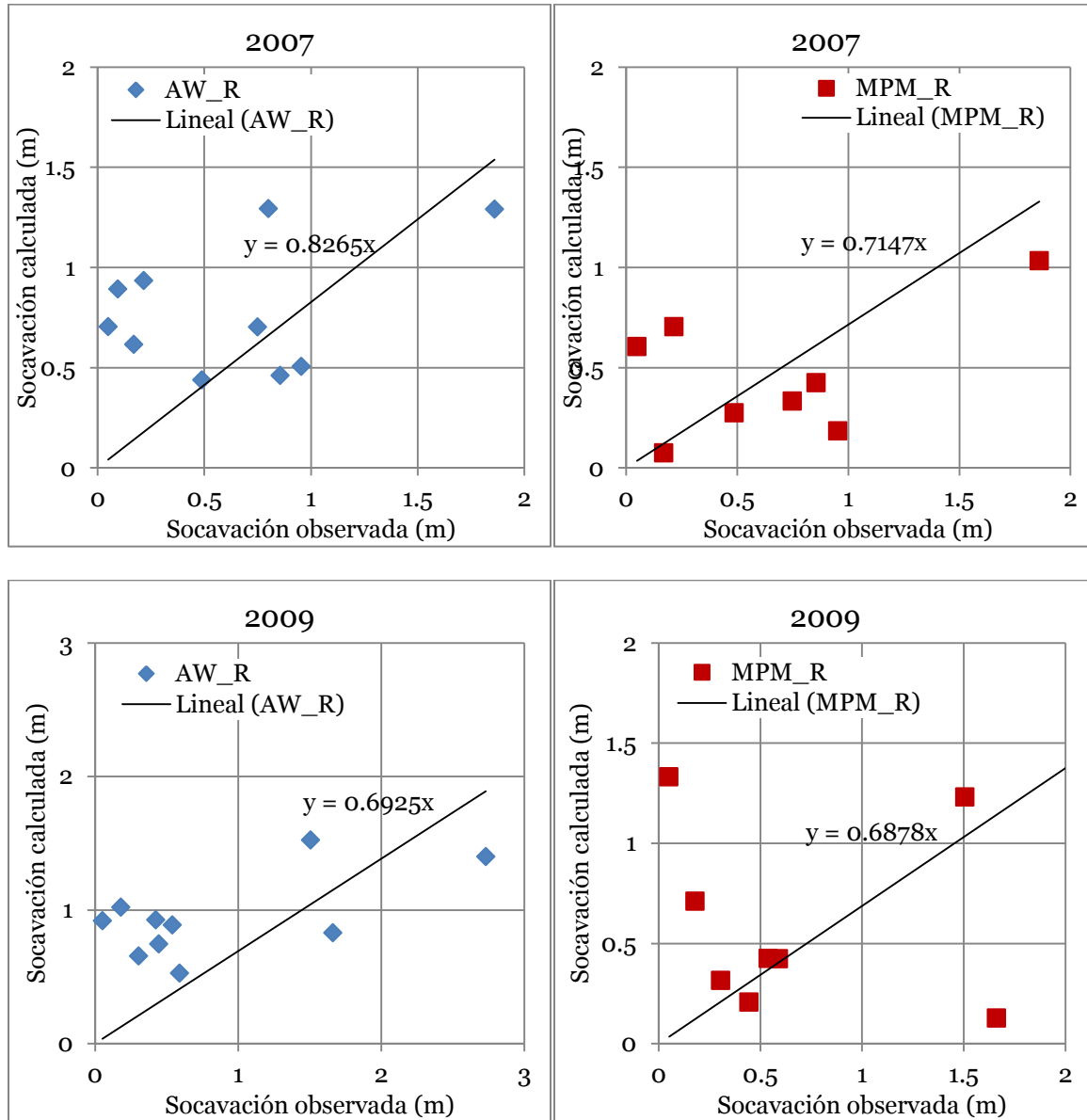


Figura 4-11 Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada para los parámetros calibrados. Años 2007 y 2009.



4.2.2 Resultados del modelo SRH-1D 3.0

El modelo SRH-1D resuelve el mismo conjunto de ecuaciones que el HEC-RAS para predecir cambios en el lecho.

Para lechos de gravas, SRH-1D dispone de 7 ecuaciones para estimar la capacidad de transporte de la corriente: Wilcock & Crowe, Parker, Gaeuman, Wu et al., Yang, Meyer-Peter & Muller y Ackers & White.

Todas las modelaciones se realizaron para las condiciones definidas en el análisis de sensibilidad, las cuales se resumen en la **Tabla 4-4**.

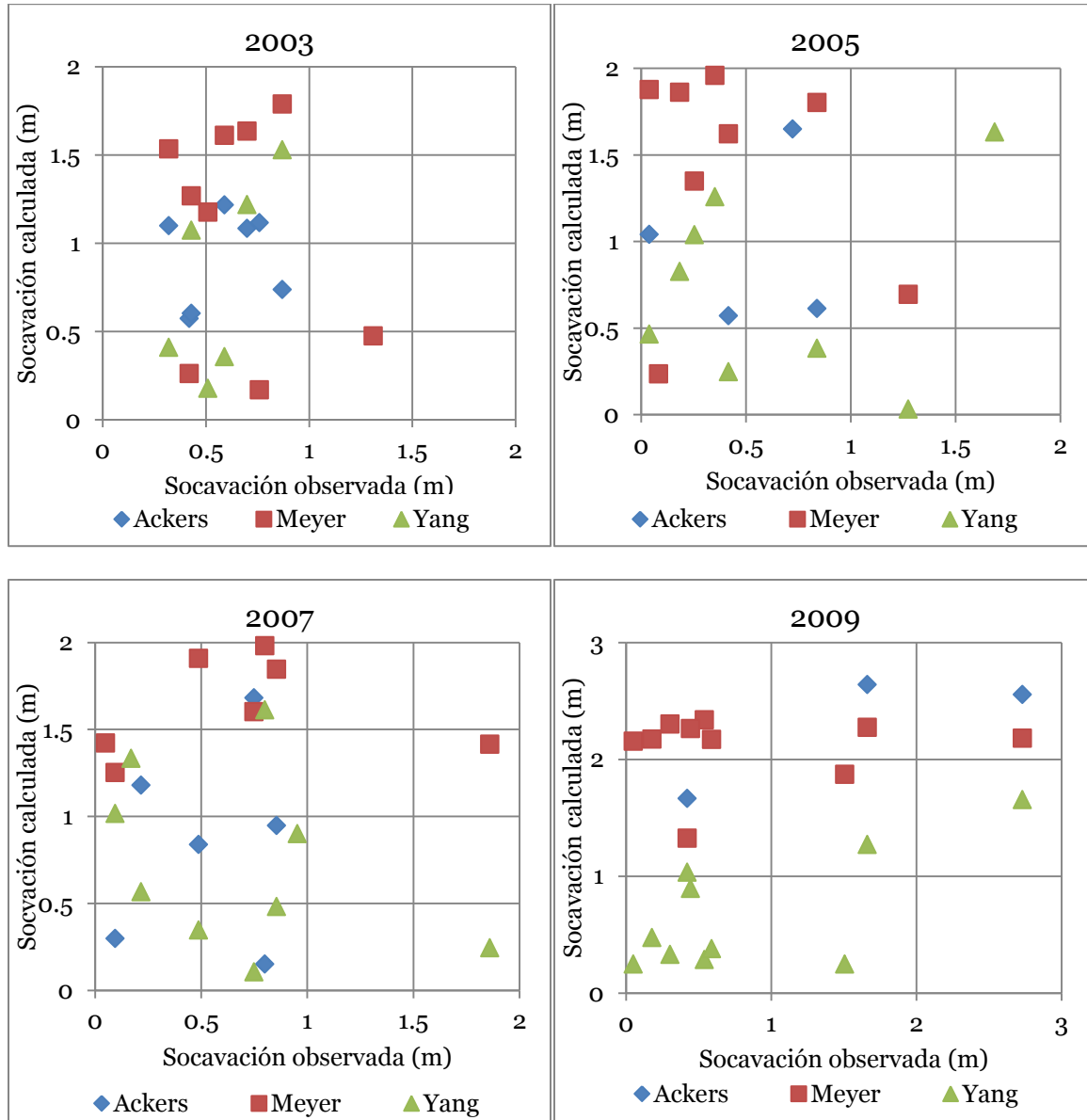
Tabla 4-4: Parámetros de modelación del modelo SRH-1D

Geometría	Río Medellín, tramo La Tasajera
Paso de cómputo	0.1 h
Sedimentos	Curva granulométrica (Ver Capítulo 2) Curva de descarga (Ver Capítulo 2)
Temperatura	17°C
Espesor de la capa límite	$2 \cdot d_{90}$
Número de Shields crítico	0.02
Factor de exposición	0.6

Los modelos de Yang, Meyer-Peter & Muller y Ackers & White, no permiten ser calibrados en SRH-1D.

Para este grupo de modelos se presentan los resultados obtenidos en la **Figura 4-12**. Como se observa en la gráfica, no existe un comportamiento característico de la socavación estimada por los modelos respecto a la observada en el río Medellín. La única tendencia que se observa es para el año 2009, que mediante la ecuación de Yang se estiman profundidades de socavación correspondientes al 70% de la magnitud real.

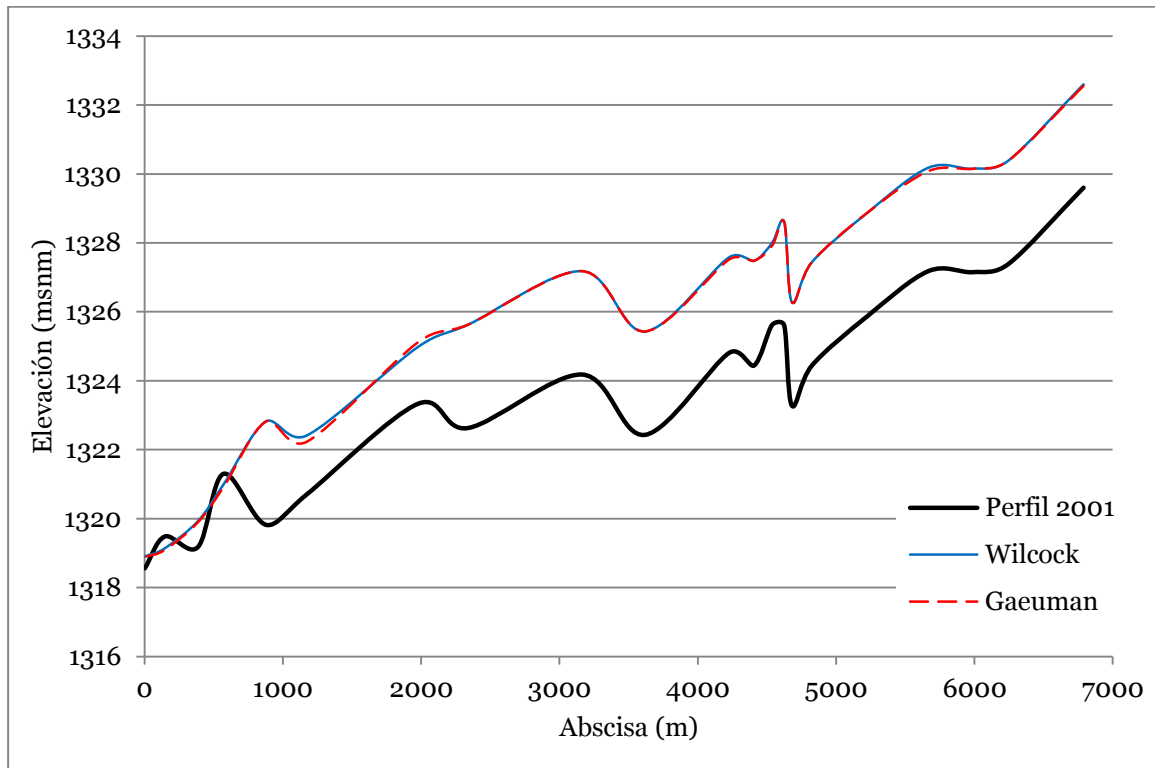
Figura 4-12 Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada mediante las ecuaciones de Ackers & White, Meyer-Peter & Muller y Yang, en el modelo SRH-1D.



Los modelos de Meyer-Peter & Muller y Ackers & White, en general, tienden a sobrestimar la socavación en el tramo analizado, sin embargo, dada la dispersión de los resultados no es posible sacar conclusiones generales de este caso.

Los modelos de Wilcock & Crowe y Gaeuman fueron descartados del análisis, pues para los parámetros número de Shields y coeficiente de escondimiento mínimos seleccionados ($\tau_c^*=0.02$ y $\alpha=0.33$), agrandan el lecho, tal como se ve en la **Figura 4-13**.

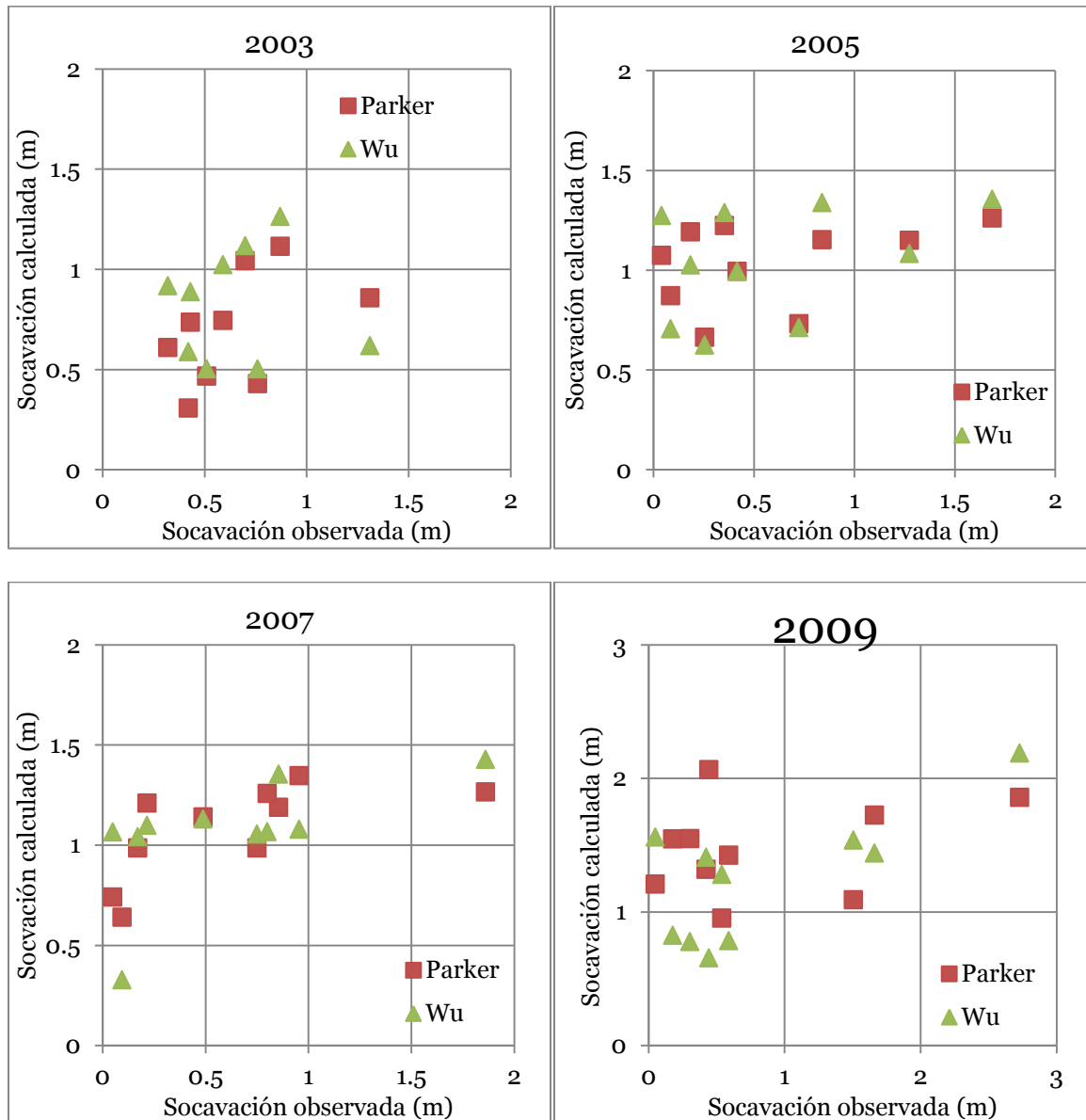
Figura 4-13 Perfil del lecho modelado mediante las ecuaciones de Wilcock & Crowe y Gaeuman.



Para la modelación de socavación con los modelos de Parker y Wu et al. se tomó como punto de partida base el número Shields $\tau_c^*=0.02$, hasta encontrar un valor con el que se obtuvo la mejor calibración.

Los resultados obtenidos para la mejor calibración son $\tau_c^*=0.0275$ y $\tau_c^*=0.035$ para los modelos de Parker y Wu et al., respectivamente. Los resultados obtenidos para estas modelaciones se presentan en la **Figura 4-14**.

Figura 4-14 Comparación de la socavación calculada vs la socavación calculada para los parámetros calibrados en el modelo SRH-1D.



En términos generales ambas formulaciones tienden a sobrestimar la socavación, sin embargo dan un orden de la magnitud del proceso y simulan el proceso natural de socavación adecuadamente. A pesar de los aceptables resultados, la ganancia respecto a los resultados obtenidos por el modelo HEC-RAS no son significativas, por el contrario el proceso de construcción de un modelo en SRH-1D es mucho mayor que en HEC-RAS, ya que el SRH-1D no posee una interfaz gráfica y es muy sensible ante la variación de cualquier parámetro de modelación.

Capítulo 5. Metodología propuesta

Expuestas las ventajas, la mayor confiabilidad y el hecho que emplear modelos computacionales no genera esfuerzos adicionales para estimar la socavación, pues para obtener el parámetro q se requiere del montaje de un modelo hidráulico, este trabajo propone una guía para calcular la profundidad de socavación en corrientes con dos grados de libertad, a partir del modelo unidimensional HEC-RAS que presentó mejores resultados en el cálculo de la socavación con base en las mediciones del río Medellín.

La información básica para construir el modelo de socavación se basa en tres módulos: geometría del modelo, información hidrométrica información de sedimentos.

5.1 Geometría del modelo

En el módulo de geometría se deben tener las secciones transversales del tramo analizado. La separación recomendada para las secciones se determina de acuerdo a la relación propuesta por Samuel

$$\Delta x \leq \frac{0.15 \cdot D_{H(bf)}}{S_o}$$

Donde $D_{H(bf)}$ corresponde a la profundidad hidráulica promedio en flujo a banca llena y S_o a la pendiente promedio del cauce.

Si se cuenta con la información suficiente (curva caudal-elevación) se debe calibrar el coeficiente de rugosidad de Manning. En caso contrario, hacer uso de procedimientos, como el propuesto por Cowan (1956), para estimar adecuadamente tal parámetro.

5.2 Información hidrométrica

La información hidrométrica debe ingresarse en el módulo del HEC RAS “quasi-unsteady flow data”. Se debe ingresar la hidrógrafa de crecientes o la serie de caudales a modelar,

según sea el tipo de socavación general a modelar, corto o largo plazo, y la condición de frontera del modelo.

La resolución de la información estará condicionada por la disponibilidad y por el tipo de análisis a realizar. En caso de contar con información diaria de caudales o niveles, se recomienda usar un tamaño de paso (Computational Increment) de 1 h, según el análisis de sensibilidad desarrollado en el Capítulo 3. En caso que la resolución temporal de la información sea distinta a la analizada en este estudio, se recomienda hacer un análisis de sensibilidad como el presentado en el capítulo 3 con el fin de encontrar un Δt óptimo para el tiempo de modelación y los resultados esperados.

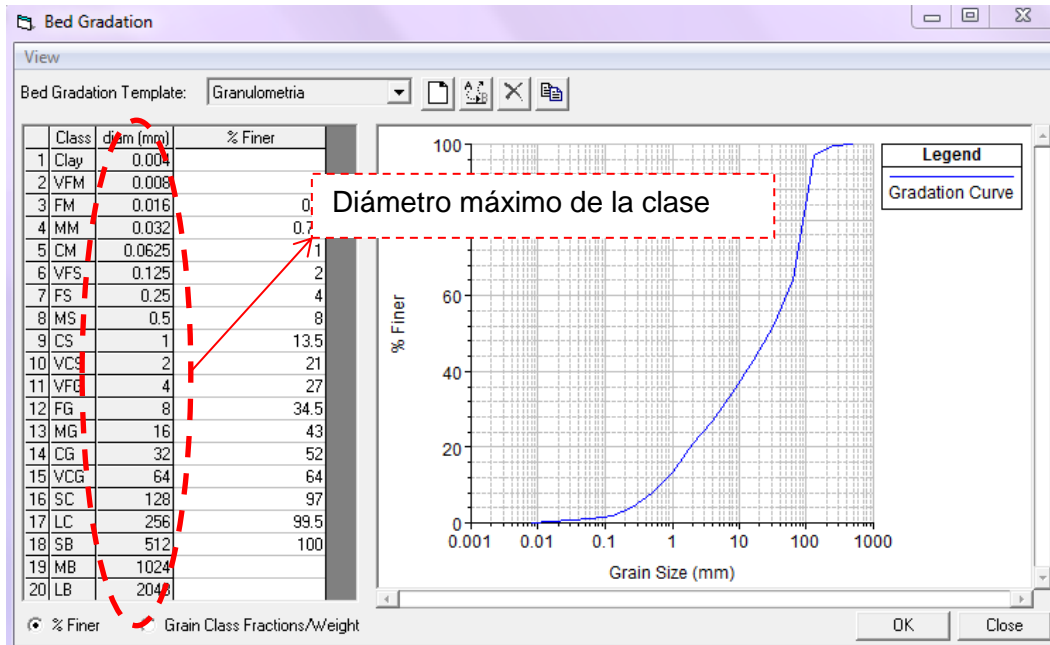
Se debe ingresar la serie de temperatura del agua para la misma duración del evento a modelar. En caso de no contar con datos de esta variable, no se incurre en errores significativos si se tiene la certeza que la temperatura del agua es mayor a 15°C en caso de estimar la velocidad de caída mediante la ecuación de Toffaleti. En caso de emplear las ecuaciones de Rubey o Van Rijn, la velocidad de caída es independiente de la temperatura para el rango de material tamaño gravas.

5.3 Información de sedimentos

En el módulo “Sediment Data” se deben ingresar 4 grupos de información sedimentológica. La curva granulométrica del material que conforma el lecho, los límites de erosión de las secciones transversales, las condiciones de frontera y los métodos de transporte.

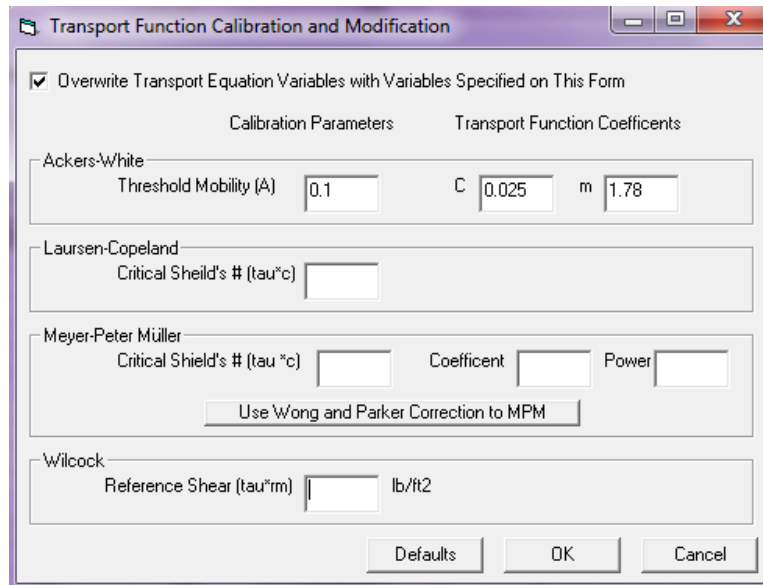
Para ingresar la curva granulométrica se debe tener en cuenta que el diámetro tabulado en la ventana de HEC-RAS corresponde al diámetro máximo de cada clase de sedimentos, mientras que el porcentaje de material que se debe ingresar corresponde al diámetro medio (**Figura 5-1**).

Figura 5-1 Interfaz para ingresar la curva granulométrica en HEC-RAS.



Para modelar los cambios en el lecho en ríos de gravas, se recomienda emplear como ecuación de transporte de sedimentos la ecuación propuesta por Ackers & White con los coeficientes calibrados en este estudio (**Figura 5-2**).

Figura 5-2 Interfaz para ingresar calibrar las ecuaciones de transporte de sedimentos en HEC-RAS

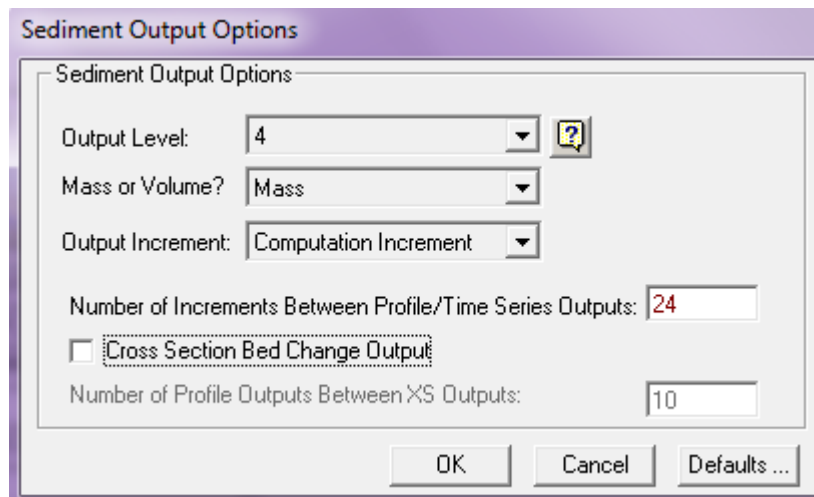


5.4 Ejecución del modelo

La modelación de cambios en el lecho se realiza en el módulo “Perform a sediment transport simulation”. Se deben ingresar los tres módulos previamente descritos, que conforman el modelo de socavación.

Adicional a estos archivos, se debe ingresar el intervalo en que se quiere visualizar y tabular los archivos de salida. El valor que se ingresa corresponde al número de tamaños de paso al cual se quiere que se visualice la solución. En la **Figura 5-3**, a modo de ejemplo, se presenta el número de pasos en que se tabuló la solución del modelo de socavación desarrollado en el presente estudio, correspondiente a 24 veces el tamaño de paso, es decir cada 24 h.

Figura 5-3 Interfaz para definir los intervalos de los archivos de salida del modelo HEC-RAS



5.5 Visualización de resultados

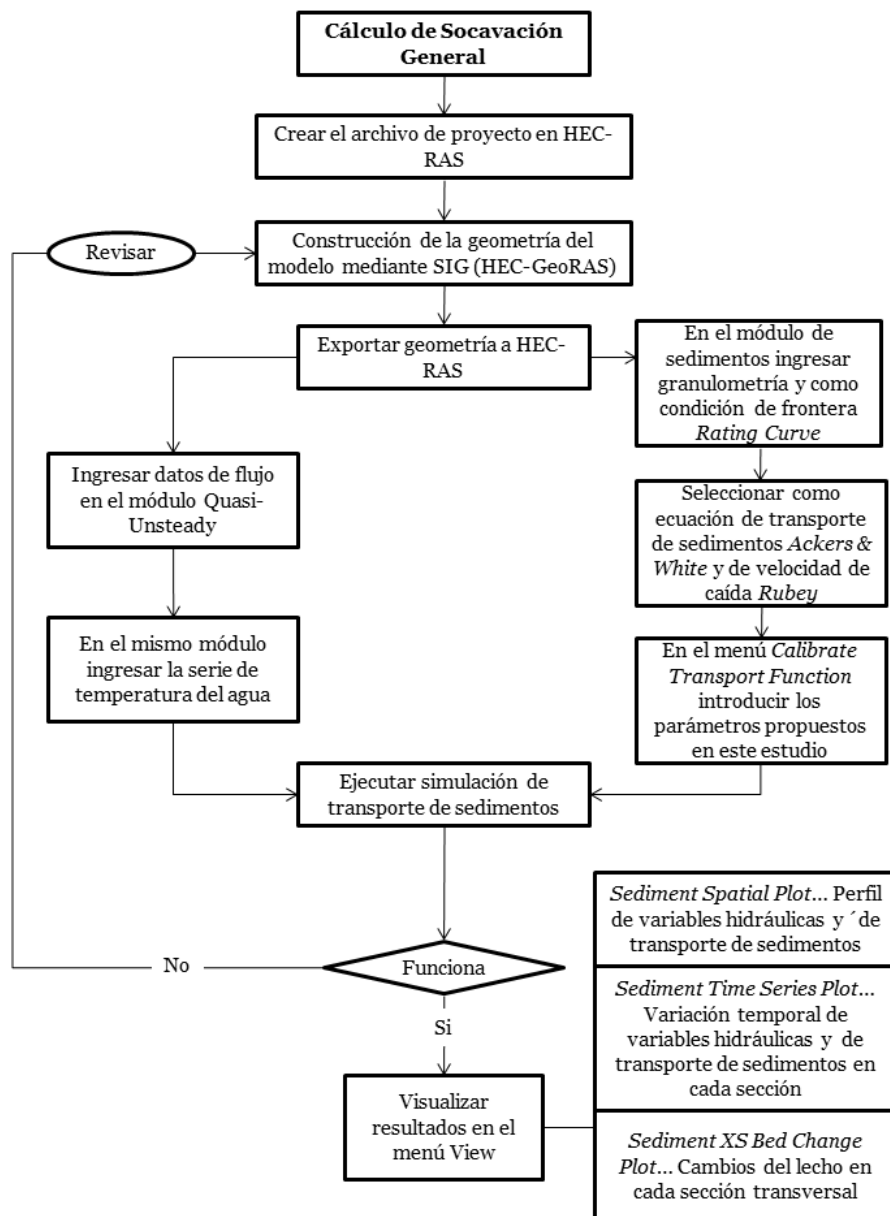
Los resultados del modelo de socavación en HEC-RAS se visualizan en el menú View. Existen tres tipos de visualización:

1. Sediment spatial plot: Permite visualizar y tabular la variación espacial de los parámetros hidráulicos, morfodinámicos y de transporte estimados en la modelación.

2. Sediment time series plot: Permite visualizar y tabular la variación temporal de los parámetros hidráulicos, morfodinámicos y de transporte estimados en la modelación.
3. Sediment XS bed change plot: Permite visualizar los cambios de la sección transversal en el tiempo.

En la **Figura 5-4** se presenta un desarrollo esquemático de la metodología propuesta para estimar la profundidad de socavación general.

Figura 5-4 Esquema de la propuesta metodológica



Limitaciones

Los ríos son sistemas altamente dinámicos en los que la simulación de las variables geométricas de un cauce con lecho móvil requiere de buena información para la construcción del modelo y su calibración.

La dificultad más importante fue encontrar un tramo de estudio instrumentado hidrométricamente y con información periódica de cambios en el lecho, que fuera estable en las bancas, dada la naturaleza de los modelos empleados para la simulación de cambios en el lecho (empíricos e hidrodinámicos 1D).

El caso de estudio analizado (río Medellín, tramo Girardota-El Hatillo) es un tramo que no cumple tales condiciones, pues a pesar de contar con registro periódico de cambios en el lecho asociados a ciertas condiciones hidrométricas medidas, la divagación del cauce y los cambios en el ancho de la sección dificultaron el análisis de socavación general, pues tales cambios afectan el equilibrio de sedimentos en el tramo de estudio.

Adicionalmente, la poca información para la caracterización del material que conforma el lecho también se convierte en una limitante para obtener mejores resultados en la modelación, pues es una variable condicionante para estimar las tasas reales de transporte de sedimentos y de resistencia a la erosión del lecho.

Dada la frecuencia con que se realizaron las batimetrías en el tramo de estudio se hizo imposible evaluar la socavación general durante eventos de crecientes, sin embargo con el trabajo realizado, es posible afirmar que para eventos particulares sería más posible encontrar resultados más ajustados a la realidad.

Otra limitante importante está en la falta de información batimétrica e hidrométrica de otro tramo de un cauce de montaña, que permita validar la calibración realizada para los modelos hidrodinámicos evaluados.

Por último, dadas las simplificaciones realizadas para poder comparar los resultados de las ecuaciones empíricas con modelos hidrodinámicos, como trabajo futuro, se puede evaluar la simulación de cambios en el lecho de ríos de montaña mediante modelos 2D, como el CCHE-2D o el SRH-2D, pues la información base con la que se realizó este estudio lo permite.

Conclusiones

De la información de cambios en el lecho para las 21 secciones transversales disponibles en el tramo de estudio analizado, sólo se evaluó la aplicación de los modelos propuestos en las secciones que mostraron profundidades de socavación significativas, mayores a 0.5 m. Con base en la capacidad de transporte de flujo del cauce, se definieron 10 secciones de análisis para la socavación general, ya que son secciones que dada su localización en planta y perfil tienden a sufrir procesos de socavación del lecho.

Las metodologías tradicionales para estimar socavación general muestran una gran dependencia del caudal unitario que genera tal socavación. Para una simulación de los caudales medios del río Medellín, existe una gran variabilidad entre los valores de socavación obtenidos entre ellas y todas subestimaron la socavación ocurrida en los periodos de análisis. Este análisis, permite concluir que todas las ecuaciones empíricas podrían simular los cambios medidos en el lecho, variando el caudal de análisis por uno de menor recurrencia. Asimismo, es claro que estas metodologías pueden reproducir el comportamiento del proceso de socavación a escala de sección, pero su formulación es limitada para evaluar los procesos a escala de tramo pues no tiene en cuenta el aporte o déficit de carga de sedimentos aguas arriba de la sección de interés.

Mediante modelación hidrodinámica los resultados obtenidos mejoran notablemente respecto a los obtenidos mediante las ecuaciones tradicionales, encontrando magnitudes de socavación estimadas hasta de un 80% de la socavación observada en las secciones de control definidas en este estudio.

De las ecuaciones de transporte de sedimentos aplicables a sedimentos gruesos y disponibles en HEC-RAS, la ecuación que mejor simuló el cálculo de la profundidad de

socavación es la propuesta por Ackers & White, con una disminución en el parámetro de movilidad crítico correspondiente a $A=0.10$. Esta disminución es válida teniendo en cuenta que en ríos de montaña el lecho es de granulometría extendida, situación que favorece el movimiento de las partículas gruesas al quedar expuestas a los esfuerzos de arrastre tras el movimiento inicial de las partículas más finas (Van Rijn, 2007).

Para el montaje de los modelos hidrodinámicos se encontró que el único parámetro sensible a los cambios en el lecho es la ecuación de transporte de sedimentos utilizada, pues parámetros como la temperatura, velocidad de caída, tamaño de paso y espesor de la capa activa generan cambios en los resultados del orden de centímetros.

El modelo SRH-1D tiene como limitante que no posee una interfaz gráfica que facilite la construcción del modelo hidrodinámico, además que sólo permite la calibración del esfuerzo crítico de Shields en los modelos de Parker, Wu et al., Wilcock & Crowe y Gaeuman. Para estos dos últimos modelos se tuvo dificultades con los resultados obtenidos, pues en el tramo de inicio se generaban zonas de agradación que naturalmente no ocurren. Por tanto estas metodologías se descartaron del análisis.

En el modelo SRH-1D los mejores resultados se obtuvieron con las ecuaciones de transporte de Parker y Wu et. al, para un número de Shields crítico de $\tau^*_c=0.0275$ y $\tau^*_c=0.035$, respectivamente. Los resultados son de igual calidad a los obtenidos mediante la modelación en el HEC-RAS, sin embargo, al no poseer interfaz gráfica, el montaje del modelo se hace más dispendioso.

La metodología propuesta para estimar la profundidad de socavación en ríos de montaña, se basó en la construcción y desarrollo de un modelo de socavación en el software HEC-RAS, pues posee una interfaz gráfica simple y tiene incorporada la ecuación de transporte de Ackers & White, que según los análisis realizados, modela adecuadamente los procesos de socavación en una corriente de estas características, con el valor agregado que permite ajustar los parámetros de la ecuación para casos particulares.

Referencias

AKSOY, H. & KAVVAS, M.L., 2005. A review of hillslope and watershed scale erosion and sediment transport models. CATENA. Vol 64. p 247 – 271.

ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ, 2007. Diseño y puesta en marcha de la segunda etapa de la red de monitoreo ambiental en la cuenca hidrográfica del río Aburrá en jurisdicción del Área metropolitana del Valle de Aburrá.

ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ, 2008. Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca del río Aburrá. Medellín, 238 p.

ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ, 2011. Red de monitoreo ambiental en la cuenca hidrográfica del río Aburrá en jurisdicción del Área metropolitana del Valle de Aburrá. Fase III.

ALEKSEEVSKIY, N.I., BERKOVICH, K.M. & CHALOV, R.S. 2008. Erosion, sediment transportation and accumulation in rivers. International Journal of Sediment Research. Vol 23. p 93 – 105.

AUTUMN GOLDEN, L. & SPRINGER, G.S., 2006. Channel geometry, median grain size and stream power in small mountain stream. Geomorphology. Vol 78. p 64 – 76.

BAGNOLD, R. A., 1980. An empirical correlation of bedload transport rates in flumes and natural rivers. Proc. R. Soc. London A 372: 453-473.

CHEN, Q., 2008. One-Dimensional Numerical Simulation Of Non-Uniform Sediment Transport Under Unsteady Flows. Journal of Sediment Research.

CSEKÉSZ-NAGY Á., ET AL., 2010. Erosional scours and meander development in response to river engineering: Middle-Tisza region, Hungary. Proc. Geol. Assoc. doi:10.1016/j.pgeola.2009.12.002.

FARIAS, H.D., PILÁN, M.T., PECE, F.J., OLMOS, L.A., 2003. Erosión General en Ríos con Lechos Arenosos. Nuevas Tendencias en Hidráulica de Ríos. Memorias del Primer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. ISBN 987-20109-1-9 (libro) 987-20109-2-7 (CD-ROM). Buenos Aires, Argentina, Nov. 2003.

FULLER, I.C., LARGE, A.R.G. & MILAN, D.J., 2003. Quantifying channel development and sediment transfer following chute cutoff in a wandering gravel-bed river. Geomorphology. Vol 54. p 307 – 323.

FUNG, CHUN-LI ET AL., 2005. Estimates of present-day erosion based on sediment transport in rivers: a case study in Taiwan. C.R. Geoscience. Vol 337. p 64 – 80.

GUEVARA, M.E. 2003. Socavación en puentes. Universidad del Cauca.

GUITELMAN, A., DEL VALLE, A. & BEBCZUK, A.S. 2006. Comparación de métodos de cálculo de erosión en puentes. En: III Congreso Iberoamericano sobre control de la erosión y los sedimentos. Buenos Aires, Argentina.

HUANG, S. L. 2007. Effects of using different sediment transport formulate and methods of computing Manning's coefficient on numerical modeling of sediment transport. Journal of hydraulic research, Vol 45, No. 3, pp347-356.

HUANG, J. V. & GREIMANN, B. 2012. SRH-1D 3.0 User's Manual. U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation.

JIA, Y. & SCOTT, S. 2004. Simulation of sediment transport and channel morphology change in large river systems. Us-China Workshop On Advanced Computational Modelling In Hydroscience & Engineering. Oxford, Mississippi, USA.

JULIEN P.Y. 2010. Erosion and Sedimentation. Second edition. Ed. Cambridge.

LEOPOLD, L.B., WOLMAN, M.G., MILER, J.P., 1964. Fluvial Processes in Geomorphology. Freeman, San Francisco.

MARTÍN VIDE, J.P. 2003. Ingeniería Fluvial. Universitat Politècnica de Catalunya. Edicions UCP.

MAZA ALVAREZ, J.A. & GARCÍA FLORES, M. 1996. Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM. Comisión Nacional de Aguas, México D.F.

MELVILLE, B.W. & COLEMAN, S.E., 2000. Bridge Scour. Water Resources Publications, LLC.

MERRITT W.S., LETCHER R.A. & JAKEMAN A.J., 2003. A review of erosion and sediment transport models. Environmental Modelling & Software. Vol 18. p 761 – 799.

MONTGOMERY, D.R.; BUFFINGTON, J.M., 1993. Channel classification, prediction of channel response and assessment of channel conditions. Report TFW-SH10-93-002, Washington Department of Natural Resources.

POSADA GARCÍA, L., 1994. Transporte de Sedimentos. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas, Medellín.

POSADA GARCÍA, L & MONTOYA JARAMILLO, L.J., 2000. Capacidad de transporte de sedimentos en cuencas con información escasa. En: XIV Seminario de Hidráulica e Hidrología, 7-9 de septiembre, Villa de Leyva, Boyacá.

RECLAMATION, 2008. Erosion and Sedimentation Manual, U.S. Bureau of Reclamation, Denver Technical Service Center, Denver, CO. www.usbr.gov/pmts/sediment.

SCHREIDER, M., SCACCHI, G. & FRANCO, F. 2001. Aplicación del método de Lischtván y Levediev al cálculo de la socavación general. Ingeniería Hidráulica en México. Vol 16. p 16 – 26.

SCHUMM, S. A., 1977. *The Fluvial System*, Jhon Wiley & sons, New York.

TORIZZO M. & PITLICK J. 2004. Magnitude-frequency of bed load transport in mountain streams in Colorado. *Journal of Hydrology*. Vol 290. p 137 – 151.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1998. *River Analysis System HEC-RAS, User Manual-Draft*, Hydrologic Engineering Center, Davis, Flood Plain Management Program, Handbook for Publics Officials. Department of the Army, State of California, Written by Mr Gary W Brunner.

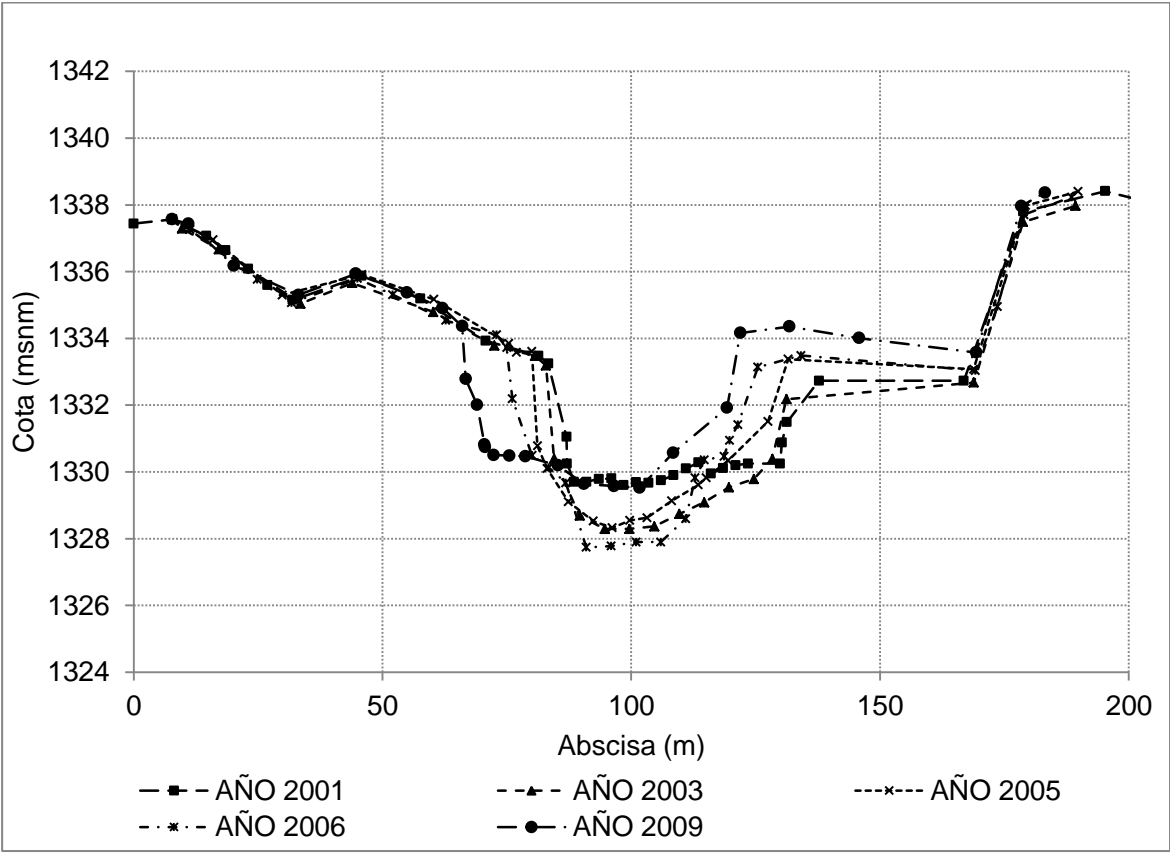
U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. 2010. *HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual*. Version 4.1. Department of the Army, State of California.
Van Rijn, L.C., 2007. Unified view of sediment transport by currents and waves. *Graded Beds*. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 133, No. 7.

YAGER E.M., KIRCHNER J.W. & DRIETRICH W.E. 2007. Calculating bed load transport in steep boulder bed channels. *Water Resources Research*. Vol 43.

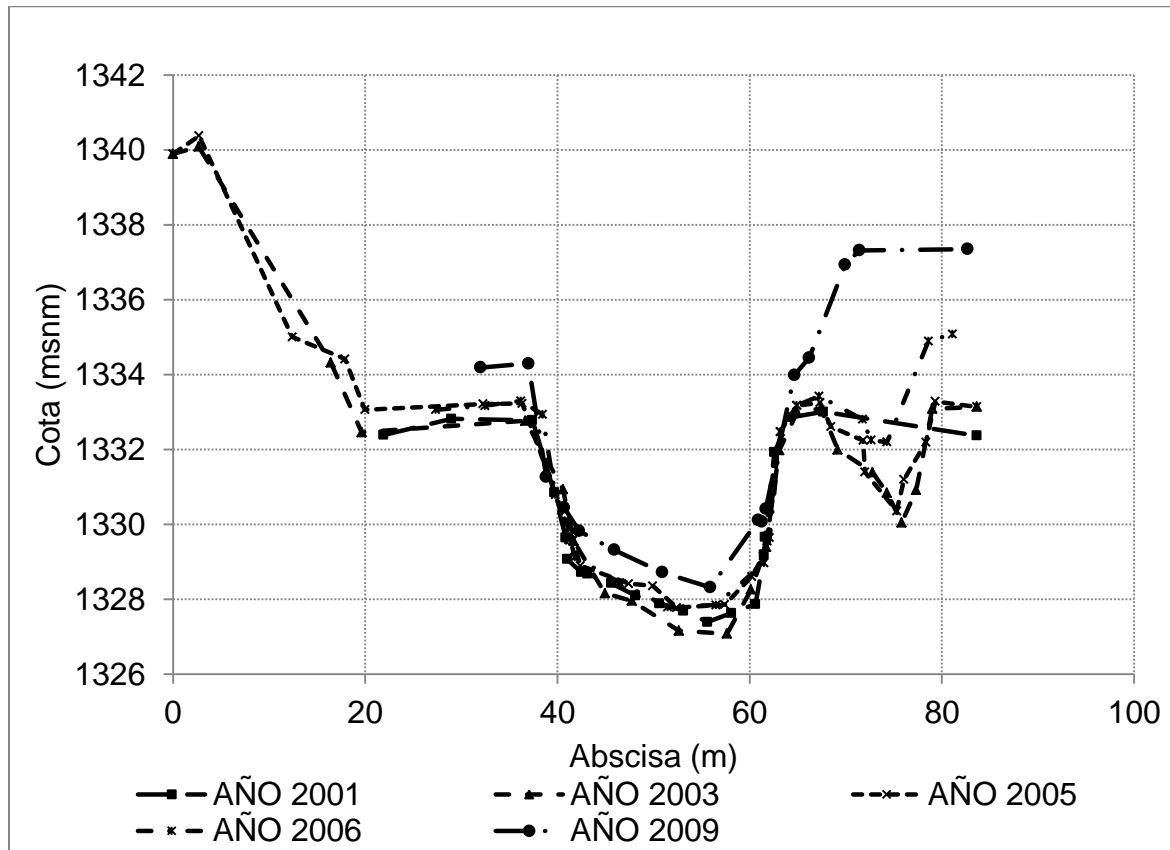
WU, W., 2001. "CCHE-2D Sediment Transpor Model", School of Engineering, Center for Computacional Hydroscience of Enginnering, The University of Mississippi, Mississippi.

Anexo A. Secciones Batimétricas

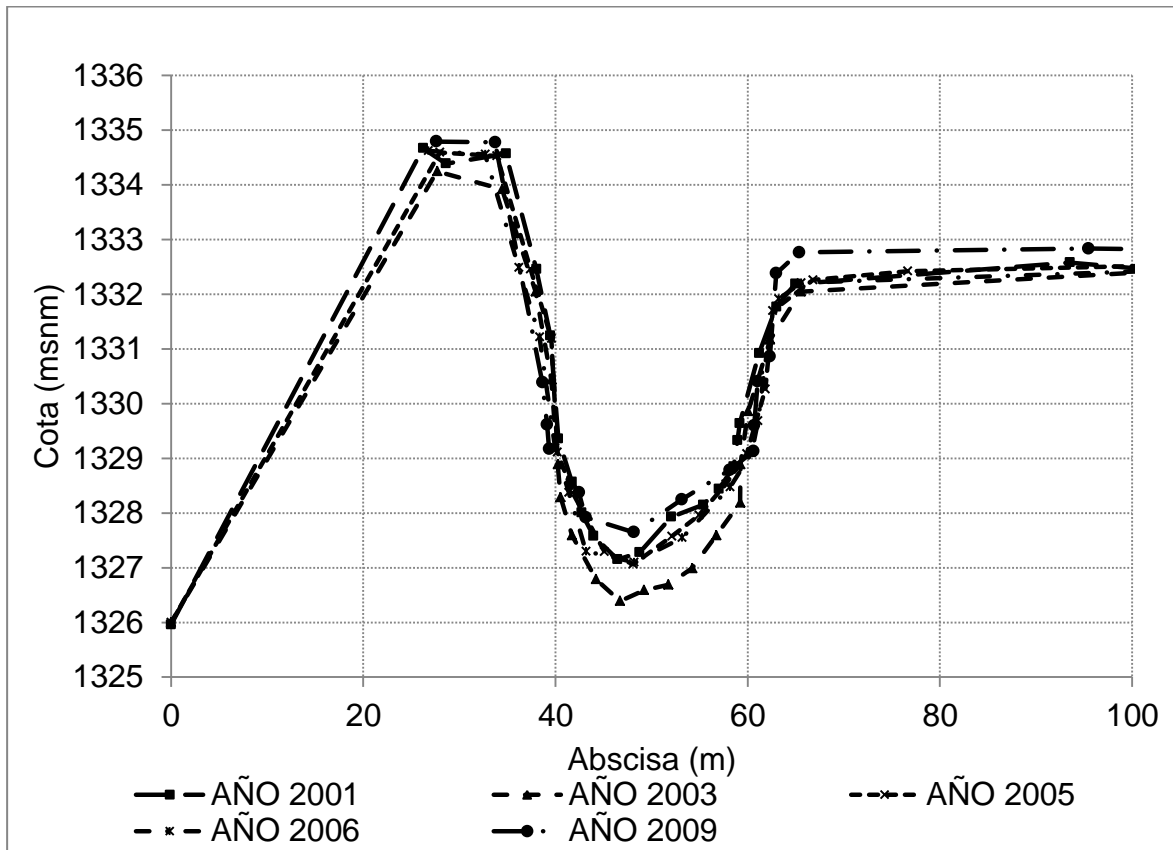
Sección 1



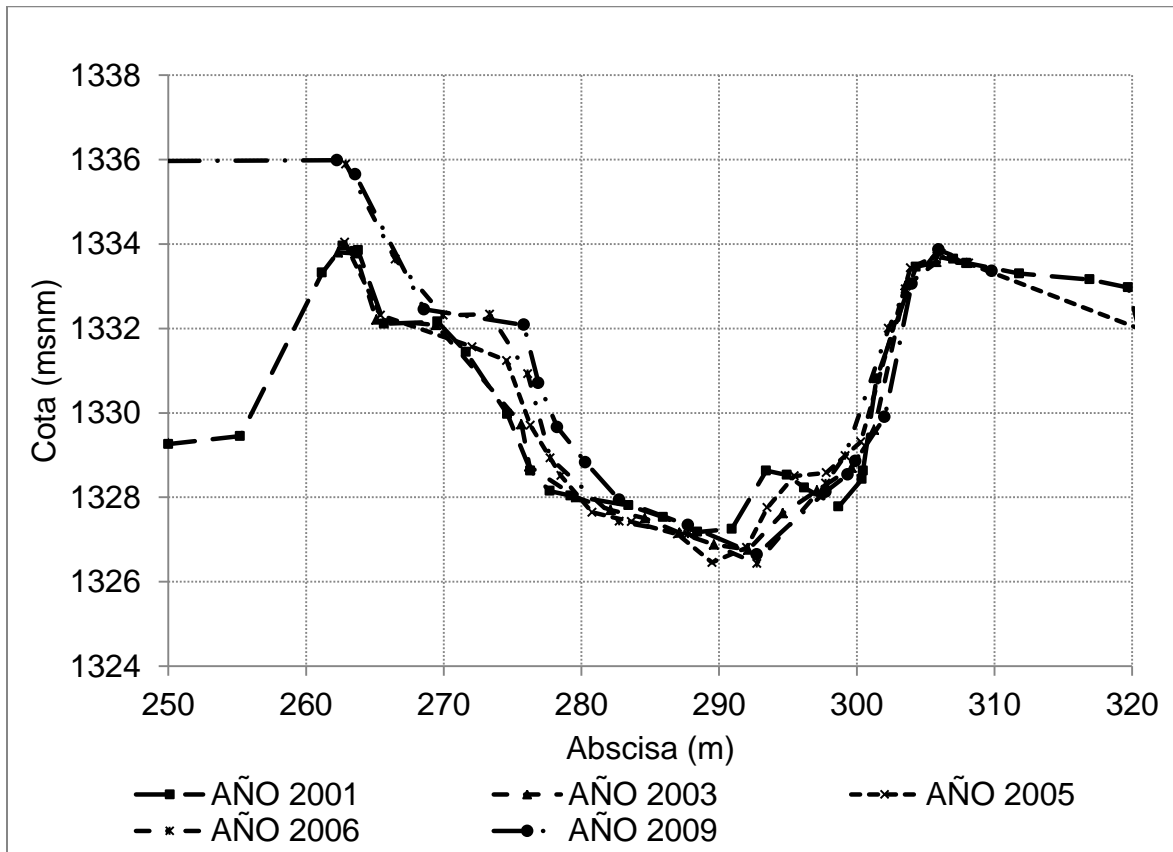
Sección 2



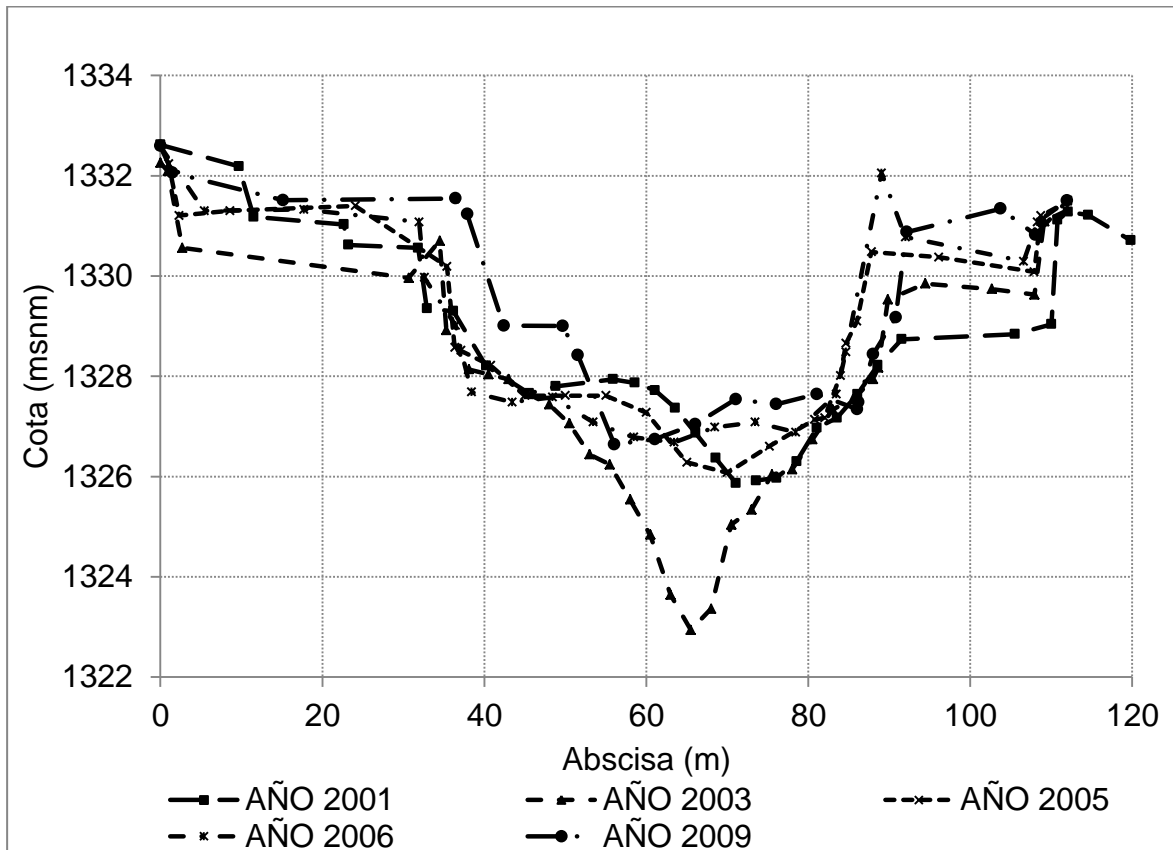
Sección 3



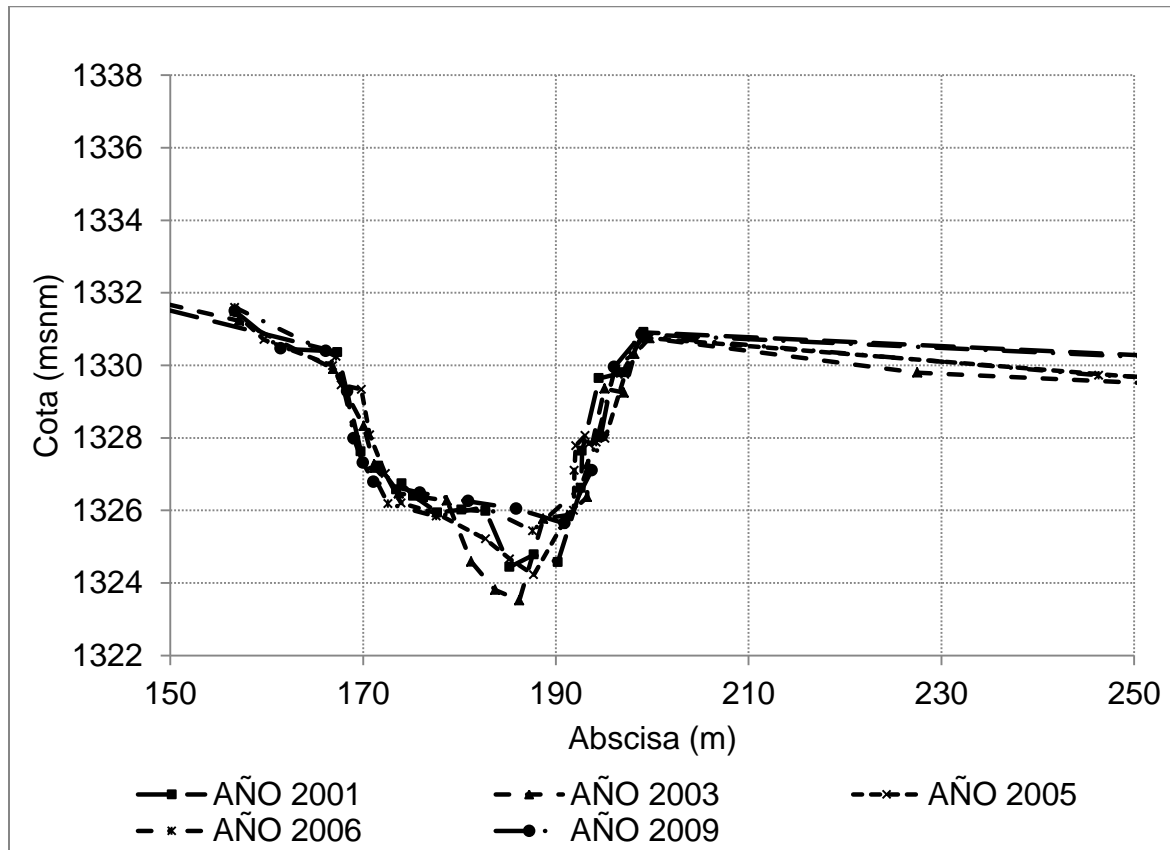
Sección 4



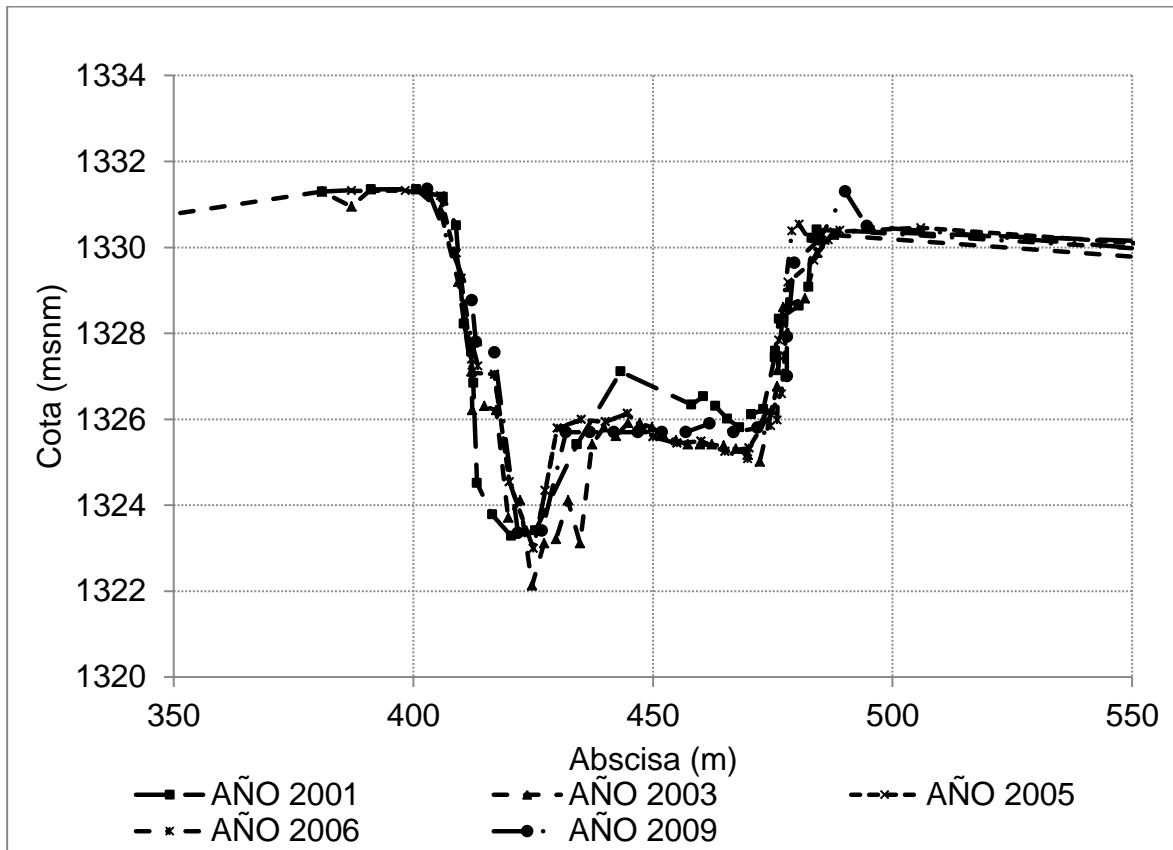
Sección 5



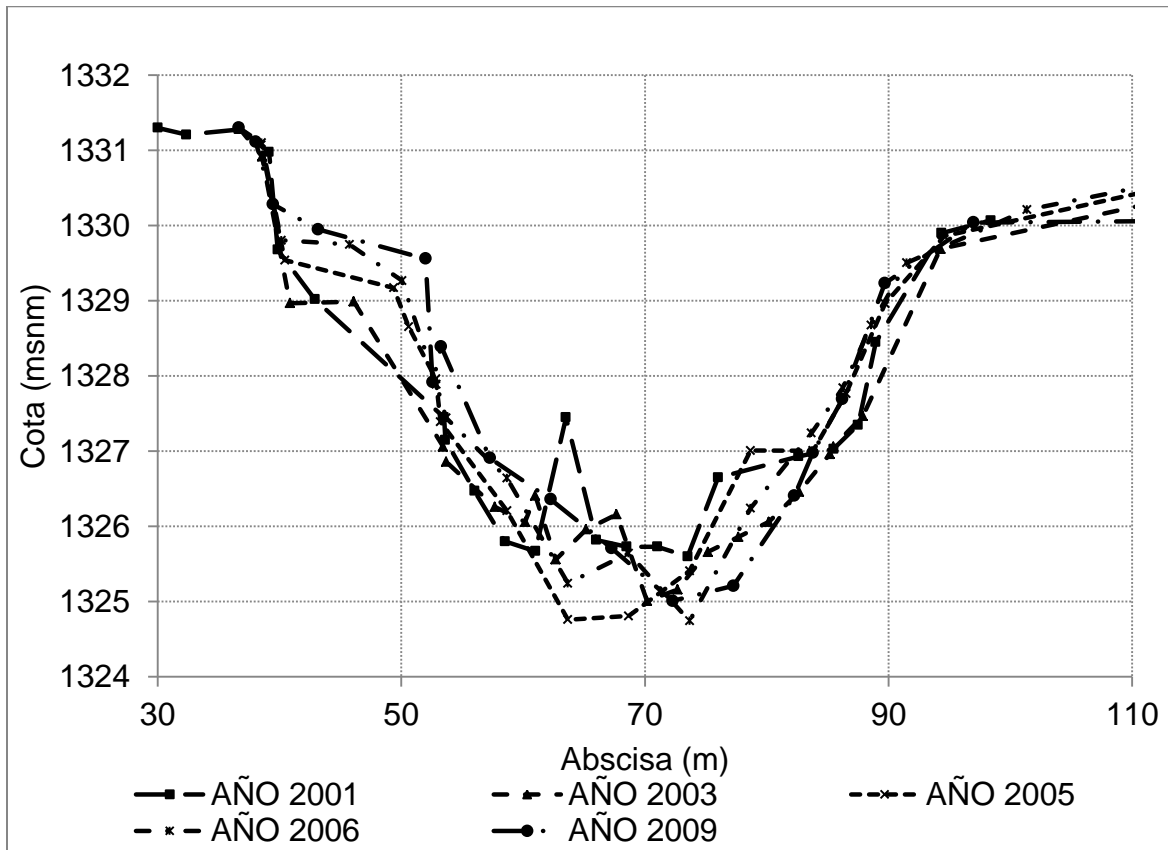
Sección 6



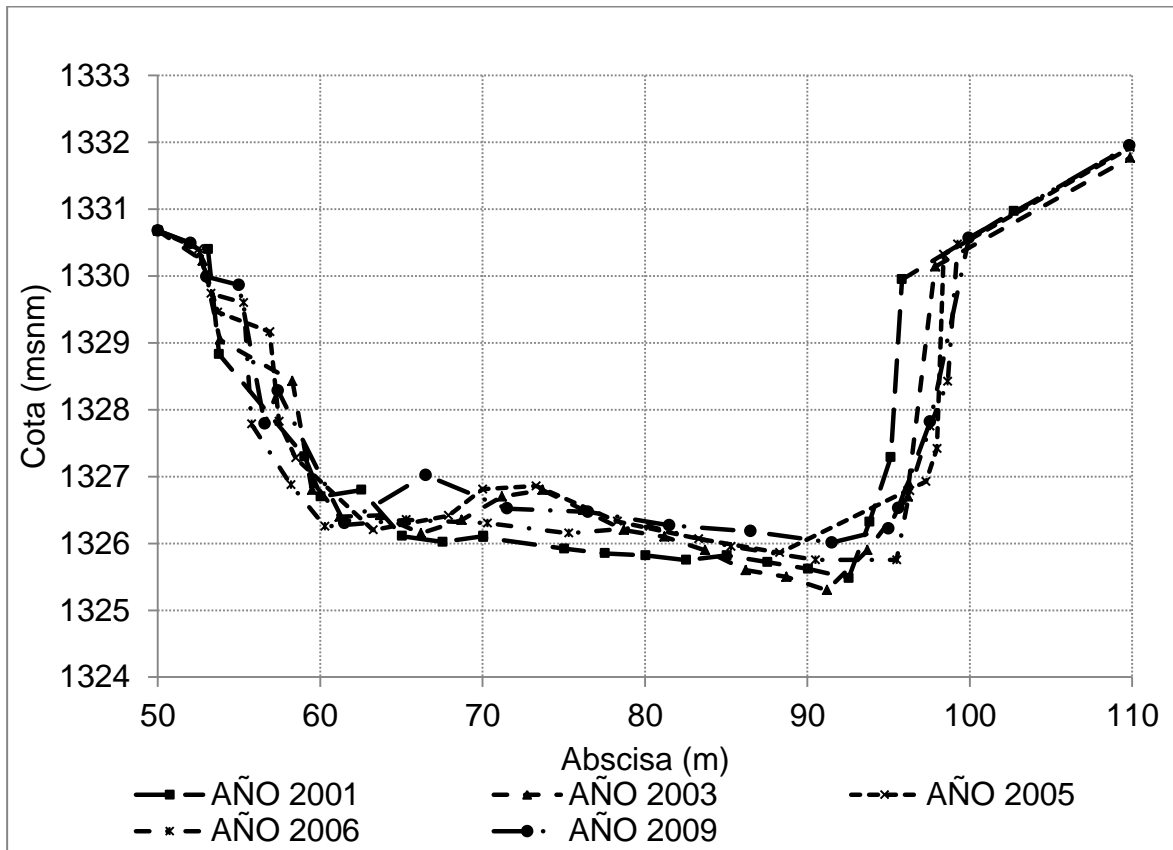
Sección 7



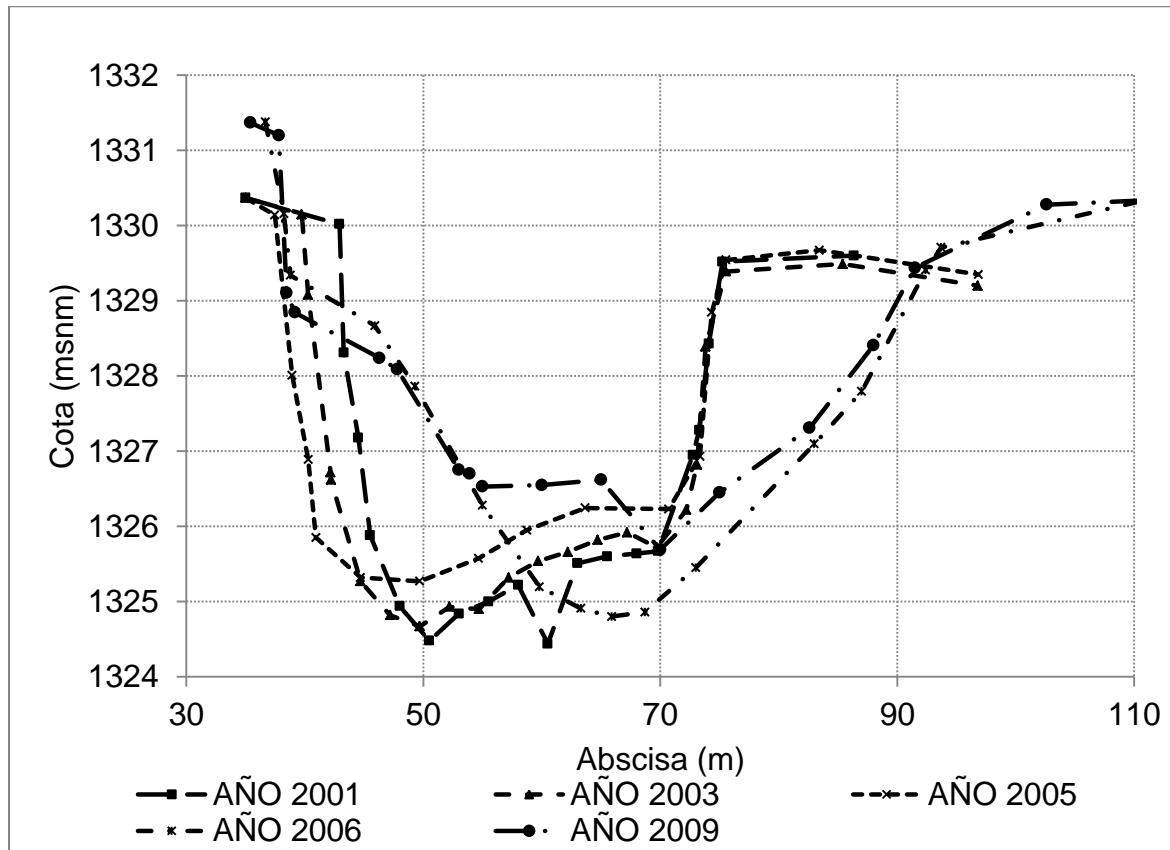
Sección CA-1



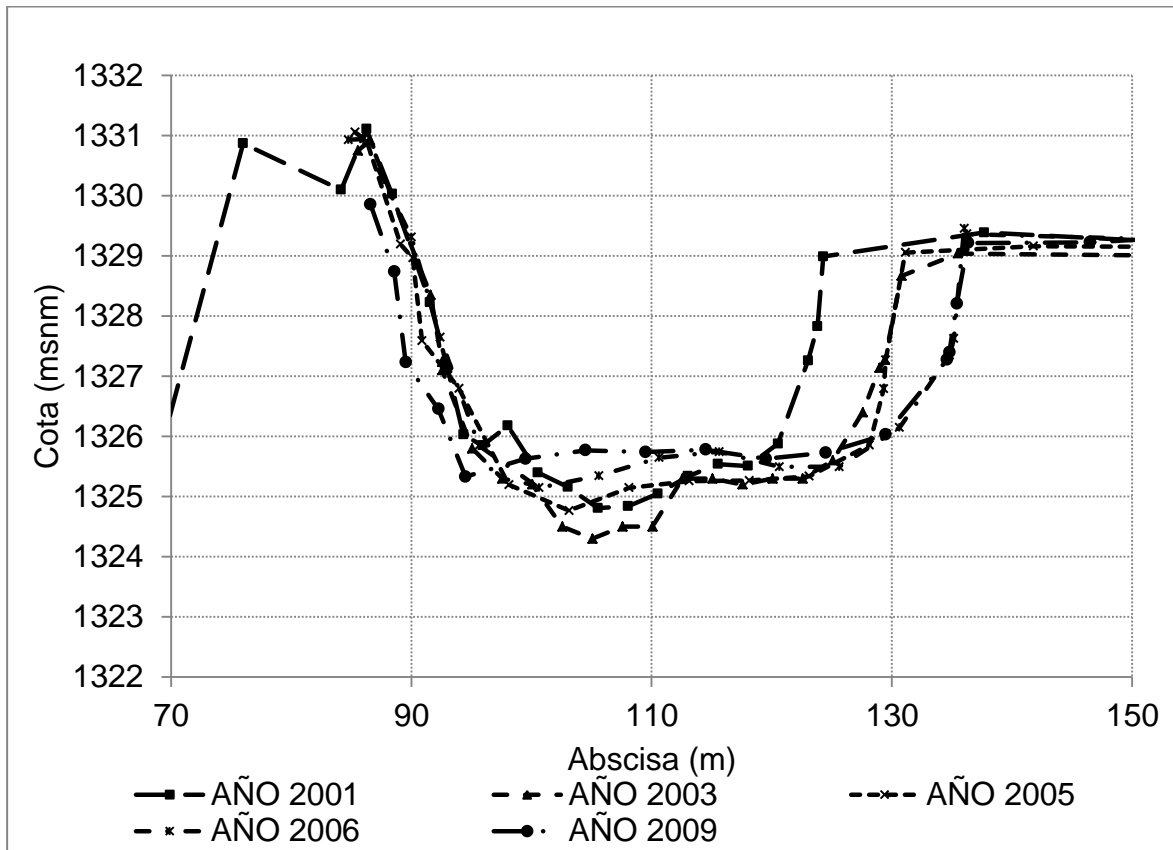
Sección CA-2



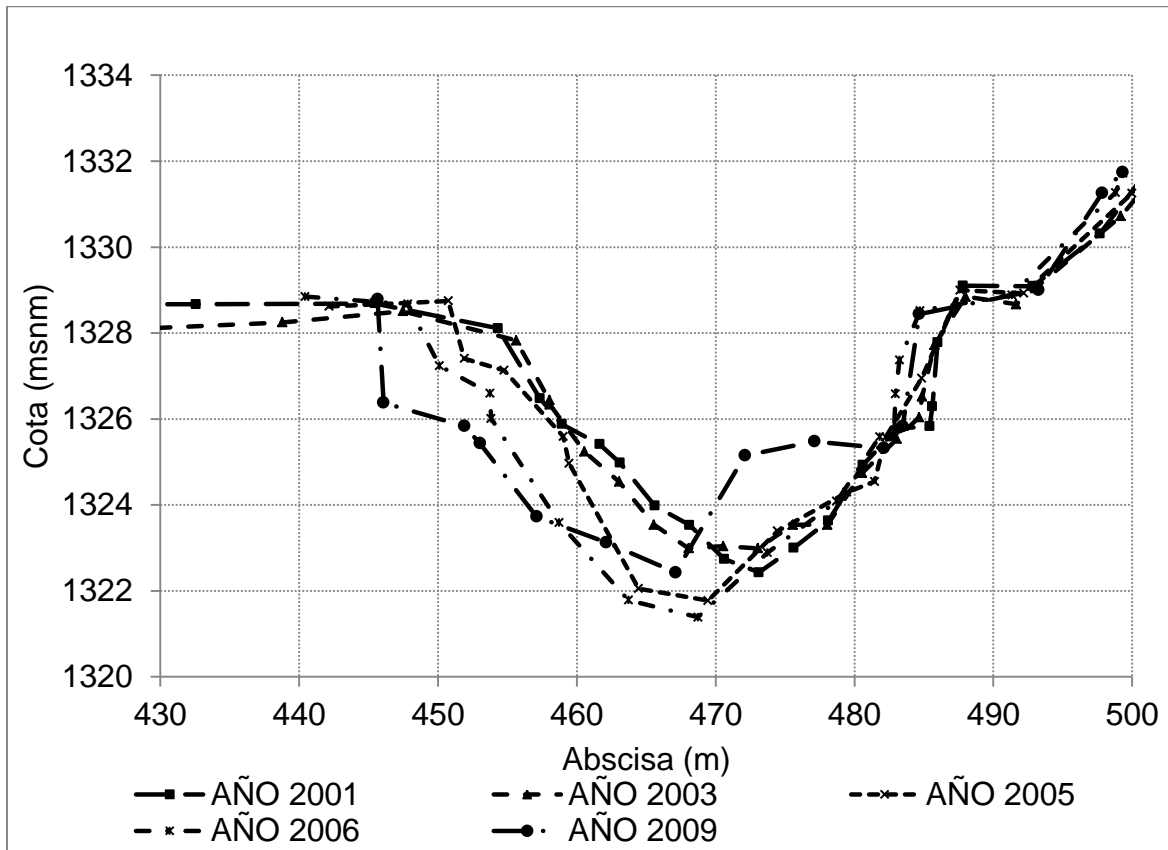
Sección CA-3



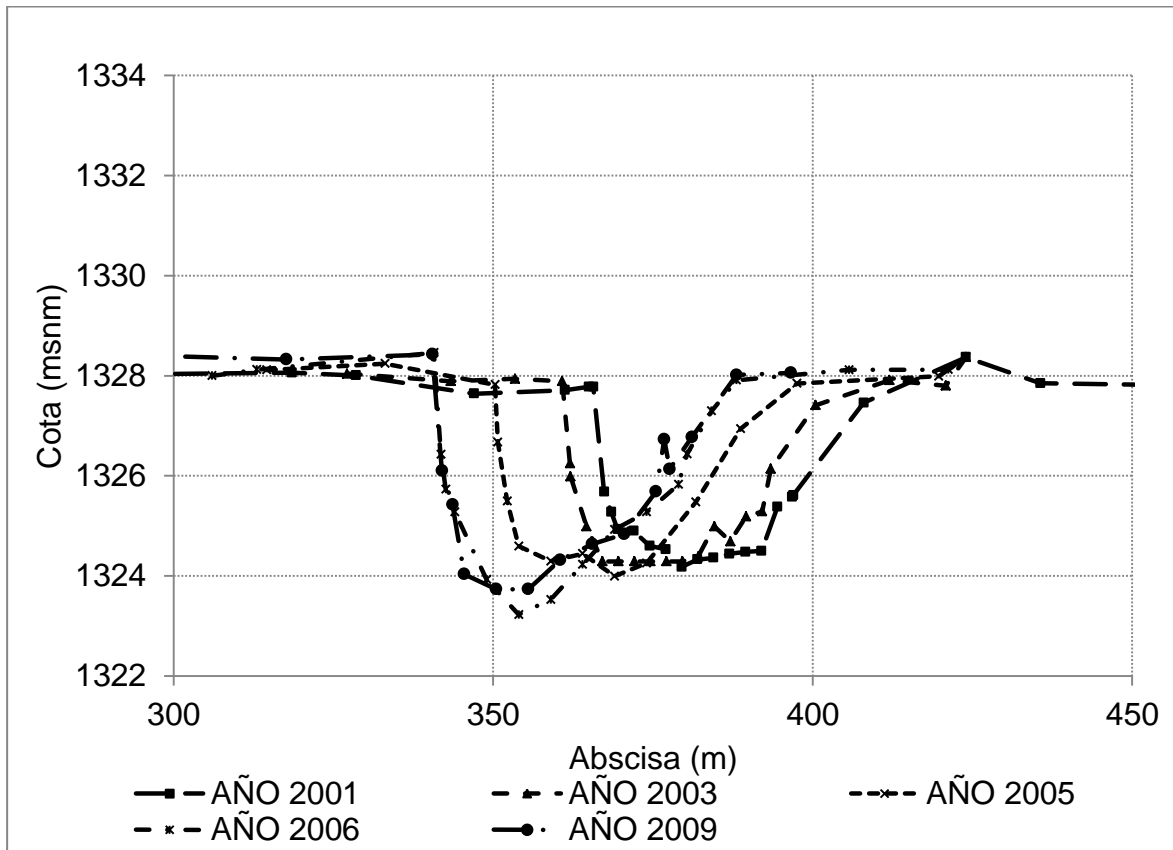
Sección 9



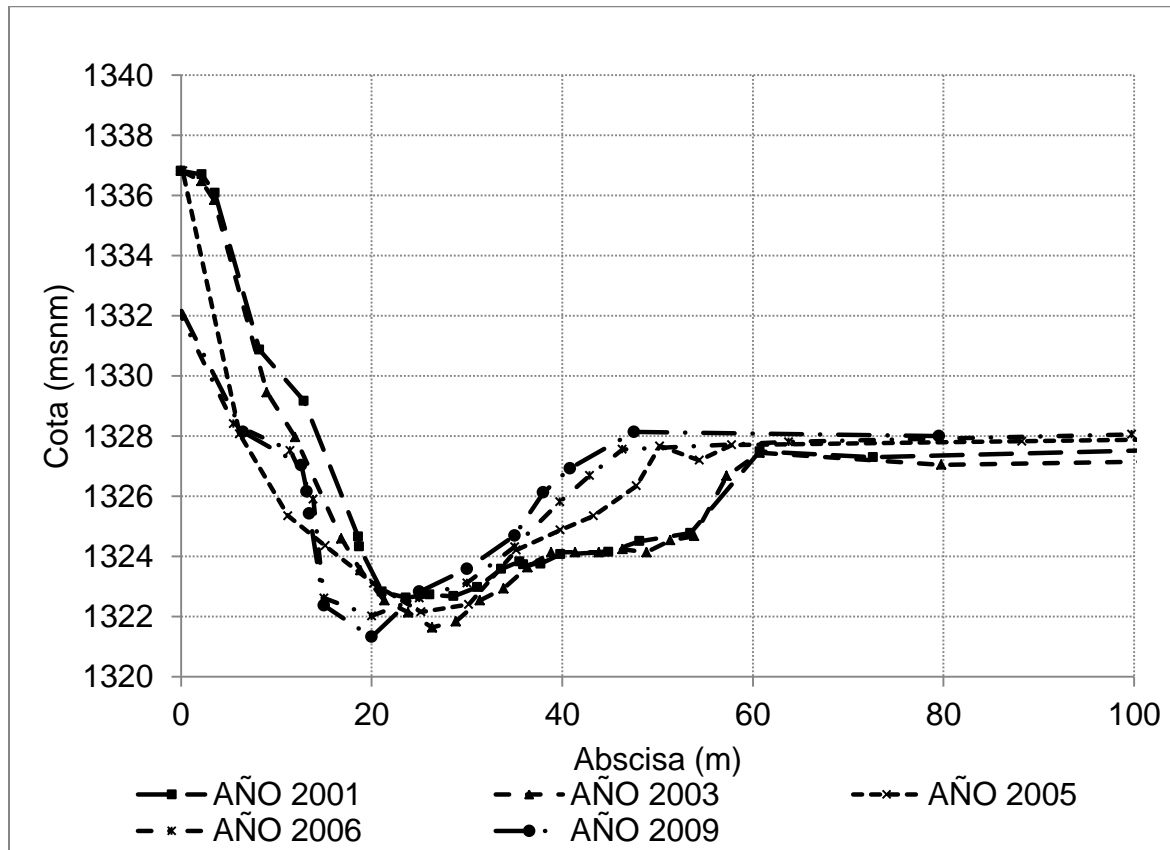
Sección 10



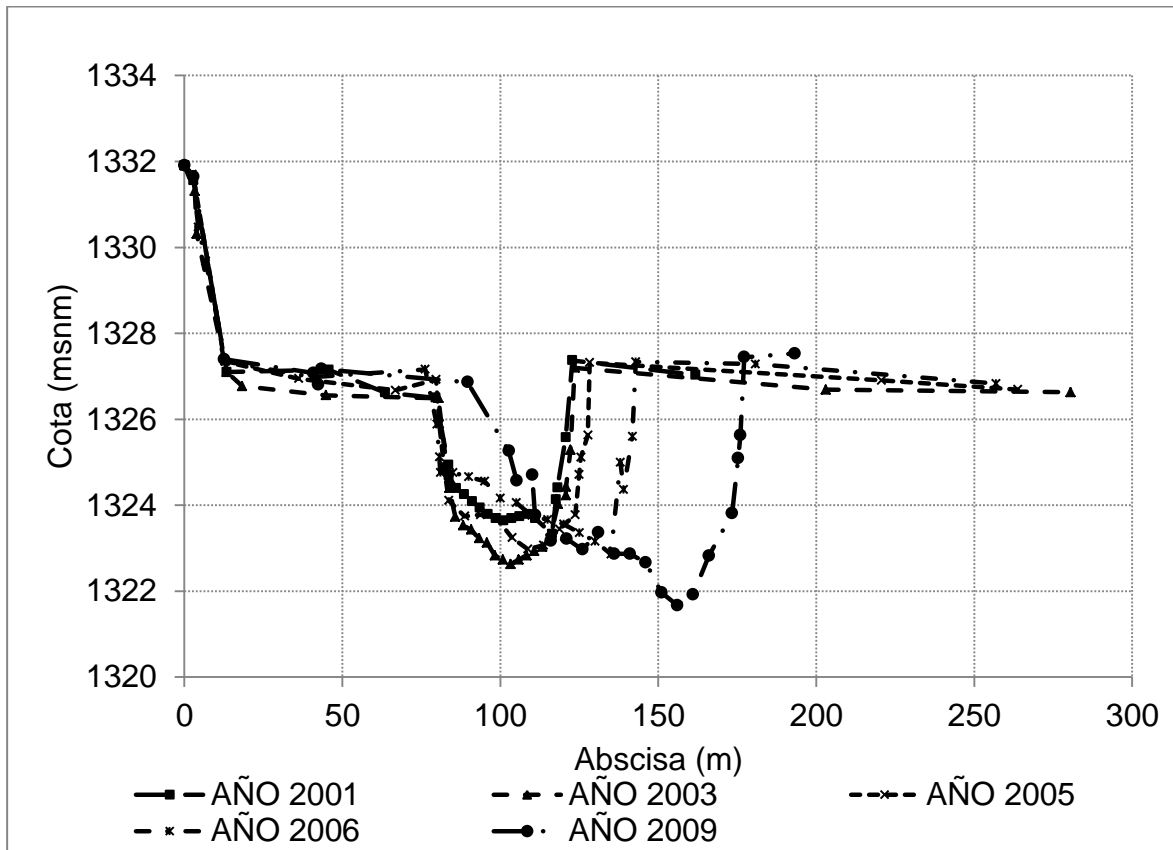
Sección 11



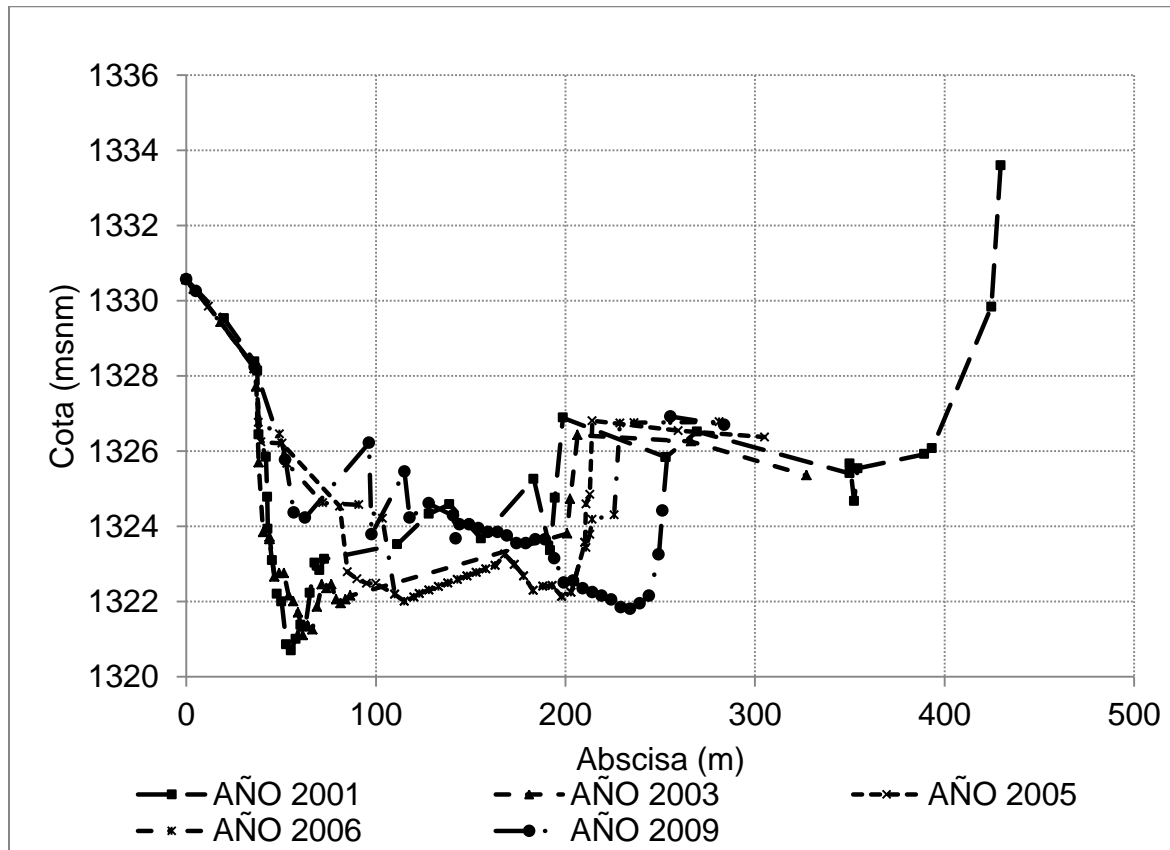
Sección 12



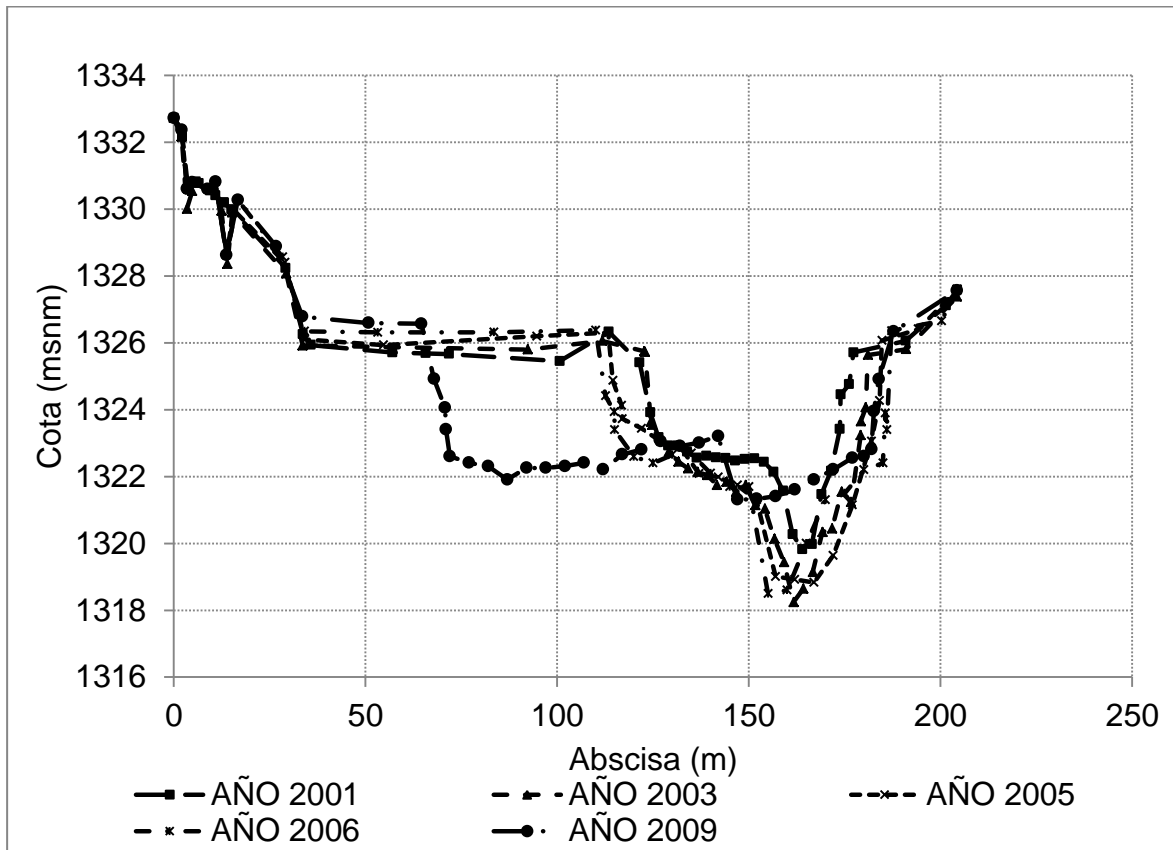
Sección 13



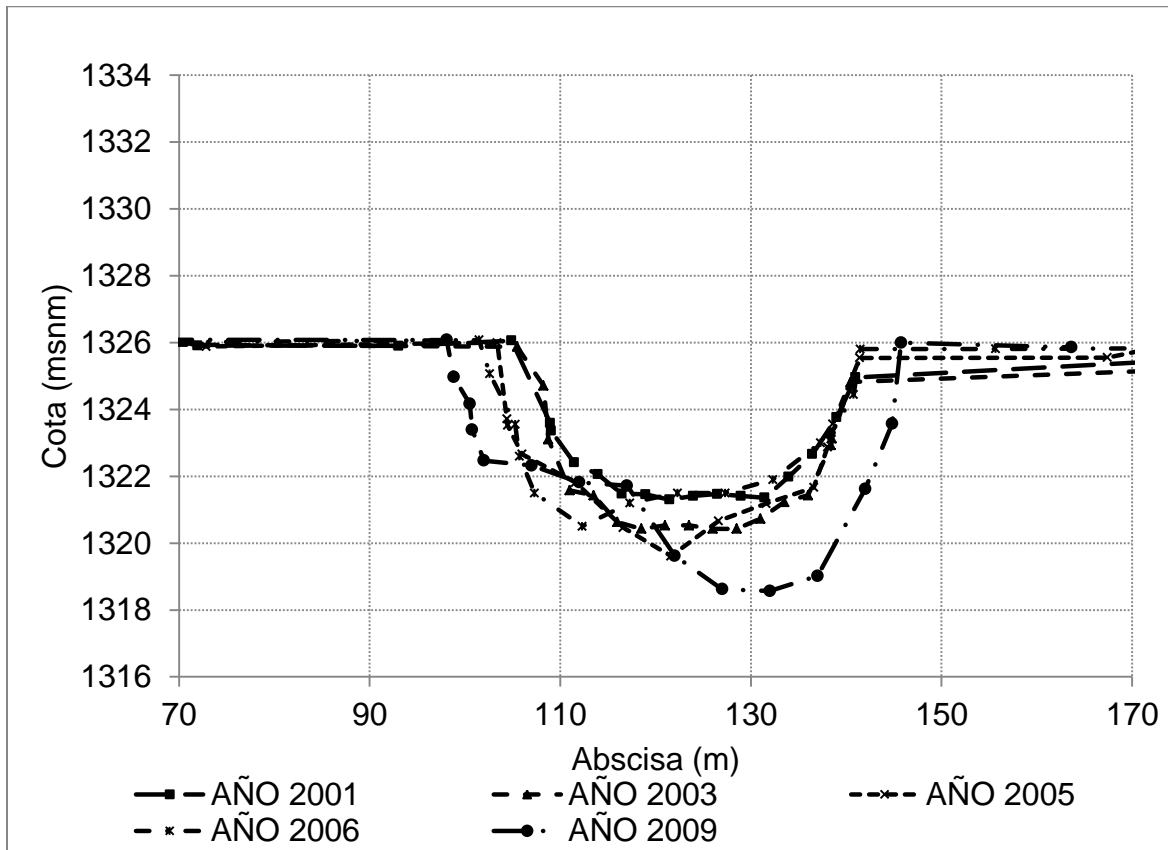
Sección 14



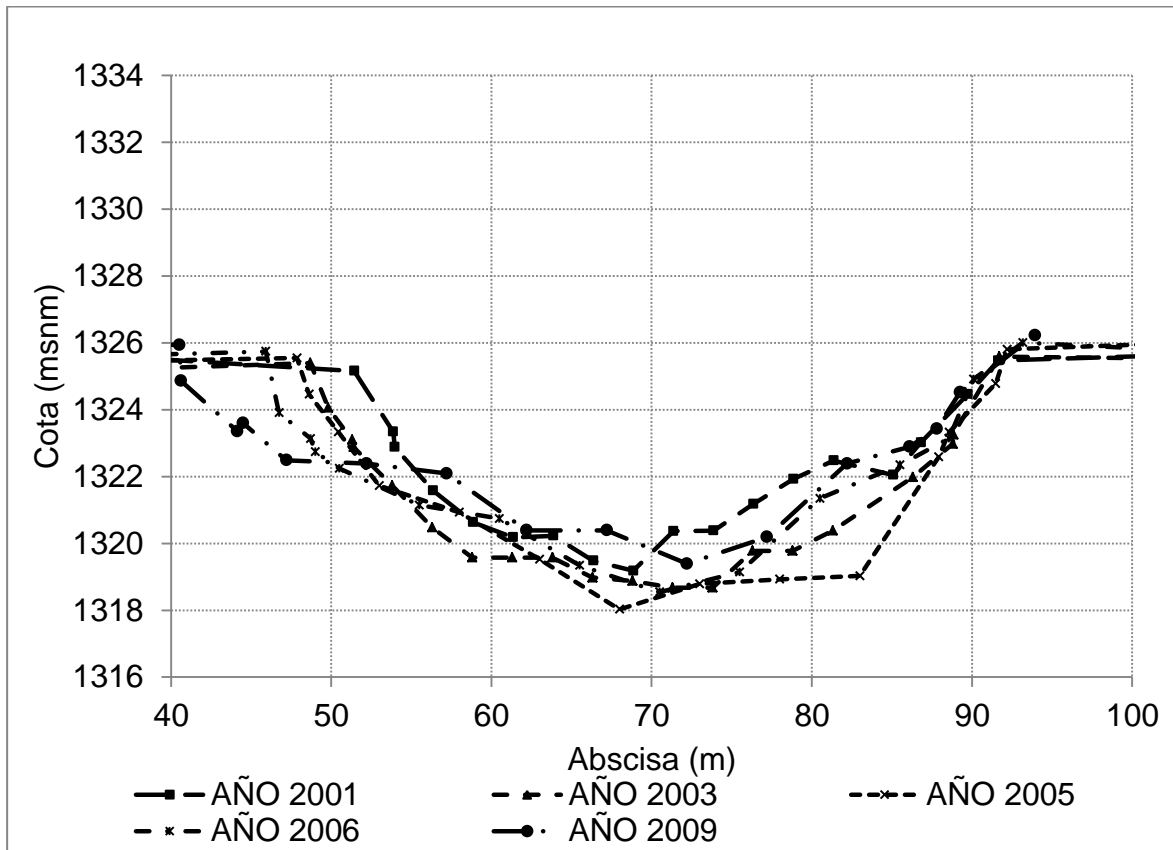
Sección 15



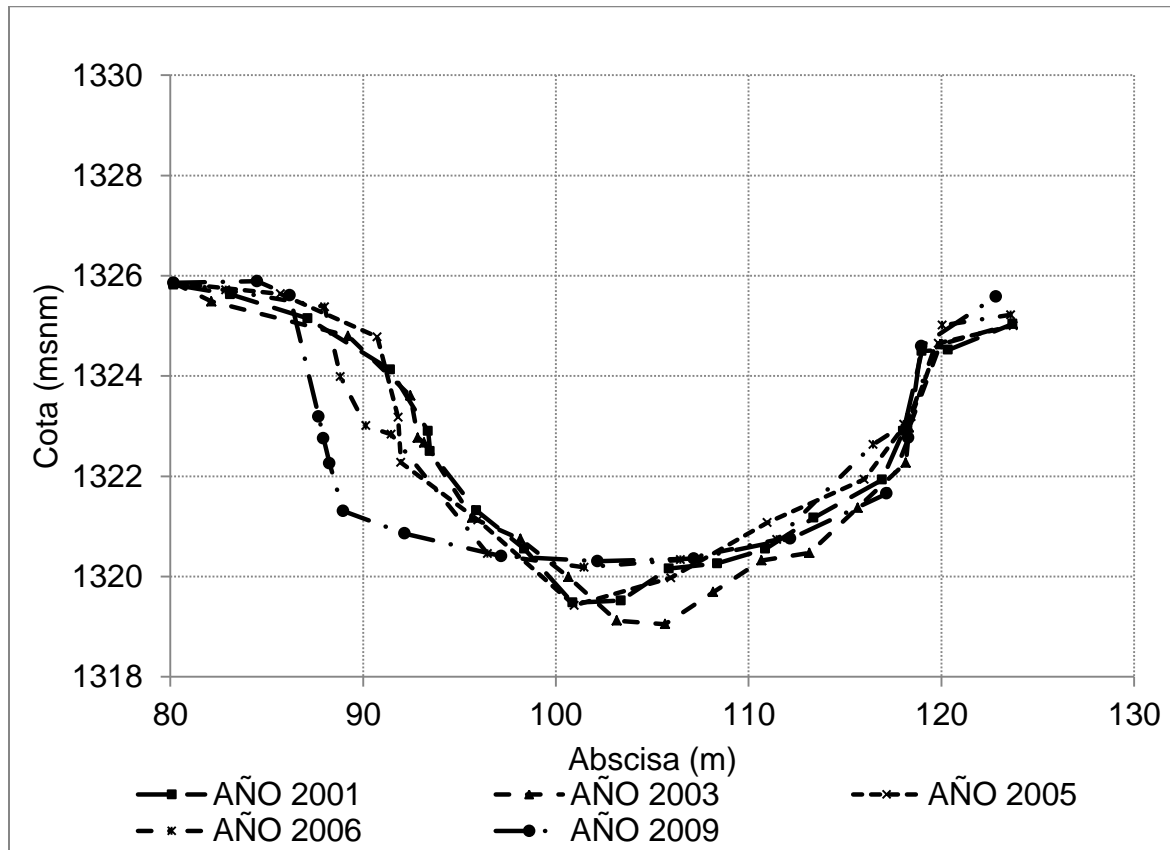
Sección 16



Sección 17



Sección 18



Sección 19

