

Maestría en Ingeniería Civil

**Aplicación del Software I-Ric en el transporte de sedimentos de
un tramo del Río Coello.**

Javier Mauricio Martinez Ariza

Bogotá D.C., 12 de diciembre de 2017



**Aplicación del Software I-Ric en el transporte de sedimentos de
un tramo del Río Coello**

Javier Mauricio Martinez Ariza

**Tesis para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente**

Ph. D. Germán Ricardo Santos Granados

Director

Bogotá D.C., 12 de diciembre de 2017

La tesis de maestría titulada “Aplicación del Software I-Ric en el transporte de sedimentos de un tramo del Río Coello.”, presentada por Javier Mauricio Martínez Ariza, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente.

Nota de aceptación

Director

Jurado

Jurado

Dedicatoria

A Dios.

Agradecimientos

A Javier Martinez y Rosa Ariza que con su ejemplo han sabido enseñarme a luchar por mis sueños y seguir adelante. Con su apoyo me han formado hasta ser la persona que soy hoy en día.

A Esteban Martinez por enseñar que cada paso que dé debe ser tan ejemplar y tan excelente que pueda convertirse en ejemplo para su vida.

A Paula Mesa por alentarme y apoyarme en momentos difíciles de mi vida, por ser incondicional durante todo este proceso.

A German Santos por recibirme todos los martes y prestarme sus consejos, experiencia y conocimiento para desarrollar este proyecto.

Resumen

Los ríos son los drenajes naturales de la naturaleza, su función principal ha sido transportar el agua proveniente de las precipitaciones por medio de escorrentía superficial hasta los cuerpos oceánicos, no obstante, a lo largo de la historia humana las corrientes hídricas han sido utilizadas estratégicamente como fuente de agua, transporte, alimento, etcétera es por esto que las grandes civilizaciones se asentaron en sus bordes.

Conforme iba creciendo la productividad y aprovechamiento de los ríos también lo hacían sus estudios y análisis, mostrando su anisotropía y variedad de elementos que hacían casi imposible la obtención de resultados exactos producto de sus análisis y estudios.

Una propiedad que tienen las corrientes es su capacidad para ejercer fuerzas de arrastre al suelo por donde pasa, retirando partículas. Esta fuerza modifica las características morfológicas de las corrientes produciendo cambios visibles en su trayectoria y geometría, provocando en ocasiones desastres naturales o dejando depósitos aluviales, que pueden aprovecharse en la obtención de materiales para el desarrollo de la infraestructura.

Es necesario predecir los cambios naturales de las corrientes para evitar tragedias o aprovechar recursos. Sin embargo; como se explicó anteriormente, en el pasado hacer predicciones acertadas se tornaba una tarea casi imposible, por la cantidad de variables a manejar y la falta de recursos tecnológicos.

Actualmente con el reciente desarrollo computacional, tecnológico y matemático se cuentan con los recursos necesarios para realizar mejores predicciones basadas en simulaciones numéricas computacionales. Una herramienta para eso es I-Ric, un software de procedencia asiática que utiliza métodos numéricos basados en diferencias finitas y volúmenes finitos en mallas estructuradas y no estructuradas y procesamiento de datos georreferenciados para aplicarlos a las ecuaciones clásicas propuestas por diferentes autores sobre varios aspectos de la dinámica fluvial para obtener resultados más cercanos al comportamiento de la fuente hídrica.

En este estudio se pretende modelar un tramo del río Coello, ubicado en Tolima, Colombia, que fluye sobre material granular; arenas y gravas, con un gran potencial de arrastre de material por lo tanto con cambios visibles en su geometría.

Las simulaciones resultantes de los modelos serán evaluadas con el fin de determinar las capacidades que tiene el software para modelar los cambios morfológicos que se esperarían en este tipo de cauces.

Para llegar al objetivo planteado es necesario comprender las bases teóricas utilizadas en el modelo, recopilar información como batimetrías, análisis granulométricos, transporte de sedimentos y realizar un análisis hidrológico. Con la obtención de estos insumos se procederá a realizar el modelo para posteriormente realizar la evaluación.

Tabla de contenido

Dedicatoria	1
Agradecimientos	2
Resumen	3
Lista de Figuras	10
Lista de Tablas	14
Lista de Ecuaciones.....	15
1. Introducción	16
2. Objetivos.....	17
2.1. Objetivo General:.....	17
2.2. Objetivos Específicos:	17
3. Metodología.....	18
4. Introducción a I-Ric.....	19
4.1. Fastmech.....	20
4.2. Nays2DH	20
4.3. NaysCUBE	21
4.4. NaysEddy	22
4.5. River2D	22
4.6. Mflow_02	23
4.7. CERI1D	23
4.8. SRM	23
4.9. ELIMO	24
4.10. DHABSIM	24
5. Conceptos Básicos y Temáticas Aplicadas.....	25
5.1. Conceptos básicos de flujo aplicados en Nays-2dh	25

5.1.1.	Continuidad y cantidad de movimiento	25
5.2.	Sedimentos.....	26
5.3.	Transporte de sedimentos	27
5.3.1.	Potencia de la corriente	27
5.3.2.	Carga de material del lecho	27
5.3.3.	Carga de lavado	28
5.3.4.	Fórmula de Meyer Peter y Müller.....	28
5.3.5.	Fórmula de Lane Kalinske	28
5.3.6.	Método de Einstein para el cálculo del transporte de sedimentos de fondo	29
5.3.7.	Continuidad de sedimentos	31
5.4.	Discretización espacial	32
5.4.1.	Malla estructurada	33
6.	Caracterización de la Zona	34
6.1.	Ubicación cartografía y levantamiento topo batimétrico	34
6.1.1.	Localización.....	34
6.1.2.	Cartografía	36
6.1.3.	Topografía y batimetría.....	38
6.2.	Análisis geológico y geomorfológico	39
6.2.1.	Geología.....	39
6.2.2.	Geomorfología fluvial.....	40
6.3.	Formaciones vegetales, zonificación de los suelos por capacidad de uso de las tierras y zonificación agroecológica.....	44
6.3.1.	Formaciones vegetales o zonas de vida del mundo.....	44
6.3.2.	Zonificación de suelo por capacidad de uso de las tierras	44
6.4.	Hidrología	45

6.4.1.	Caudales mínimos instantáneos promedio mensuales	45
6.4.2.	Caudales medios mensuales	46
6.4.3.	Caudales máximos instantáneos promedio mensuales	47
6.4.4.	Caudales mínimos instantáneos anuales en el sitio de proyecto	55
6.4.5.	Caudales máximos instantáneos anuales en el sitio de proyecto.....	56
6.4.6.	Curva de duración de caudales	57
6.4.7.	Curva de duración de caudales medios diarios en el sitio de proyecto	59
6.5.	Estudio de sedimentos	61
6.5.1.	Cálculo transporte de sedimentos de fondo.....	61
7.	Condiciones de Cálculo y Resultados.....	64
7.1.	Modelos utilizados y comparaciones.....	64
7.1.1.	Modelos.....	64
7.1.2.	Comparaciones	64
7.2.	Condiciones de calculo.....	65
7.2.1.	Fuentes topográficas	65
7.2.2.	Tipo de solucionador	67
7.2.2.1.	Deformación de cama.....	67
7.2.2.2.	Método de diferencias finitas	67
7.2.2.3.	Material de cama	67
7.2.2.4.	Tipo de transporte de sedimento	67
7.2.2.5.	Fórmula para transporte de fondo.....	67
7.2.2.6.	Formula de carga suspendida	68
7.2.2.7.	Erosión de bancos.....	68
7.2.2.8.	Modelo de colapso de inclinación	68
7.2.3.	Condiciones de frontera.....	68

7.2.3.1.	Frontera aguas abajo.....	68
7.2.3.2.	Pendiente para el flujo uniforme	68
7.2.3.3.	Unidad de tiempo para el caudal de entrada	68
7.2.3.4.	Serie de tiempo (Hidrograma).....	69
7.2.4.	Tiempo	69
7.2.4.1.	Intervalo de salida	69
7.2.4.2.	Tiempo de cálculo por paso.....	69
7.2.4.3.	Número máximo de iteraciones y coeficiente de relajación.....	69
7.2.5.	Condiciones iniciales	69
7.2.5.1.	Superficie de agua.....	69
7.2.5.2.	Condición de sedimentos	70
7.2.6.	Diámetro del material del lecho	70
7.2.7.	Erosión de bancos.....	70
7.2.7.1.	Altura de bancos.....	70
7.2.7.2.	Suavizar deformación	70
7.2.7.3.	Valor tangente del ángulo de reposo	71
7.2.8.	Coeficiente de Manning	71
7.2.9.	Mallado computacional	72
7.2.9.1.	Mallado con topografía RIV	72
7.2.9.2.	Mallado con topografía TPO.....	72
7.2.9.3.	Mallado fino con topografía TPO	73
7.2.10.	Resumen de condiciones de calculo	74
7.3.	Resultados	76
7.3.1.	Comparación 1).....	79
7.3.2.	Resultados comparación 2)	95

7.3.3.	Resultados comparación 3)	108
7.3.4.	Resultados comparación 4)	116
7.3.5.	Resultados comparación 5)	119
8.	Conclusiones y Recomendaciones	121
9.	Bibliografía.....	125

Lista de Figuras

Figura 1 Esquema procesamiento de datos I-Ric.....	20
Figura 2 Modelo 3D de comportamiento de troncos.....	22
Figura 3 Ubicación de la cuenca del río Coello a la altura del tramo en estudio.....	34
Figura 4 Tramo de estudio	35
Figura 5 Fotografía de la zona.	35
Figura 6 Plancha 2-068.....	36
Figura 7 Plancha 2-078.....	37
Figura 8 Levantamiento topo batimétrico tramo en estudio	38
Figura 9 Vista punto de interés hacia el NW	39
Figura 10 Fotografía aérea punto de interés en 1961	41
Figura 11 Fotografía aérea punto de interés en 2003	41
Figura 12 Interpretación fotográfica de la dinámica fluvial.....	42
Figura 13 fotografía de trenzado del río	43
Figura 14 río Coello - estación limnigráfica payandé histograma de caudales máximos promedios medios mensuales a nivel multianual periodo 1983- 2009.....	49
Figura 15 río Coello - estación limnigráfica Payandé histograma de caudales mínimos promedio medios mensuales a nivel multianual periodo 1983- 2009	49
Figura 16 río Coello - estación limnigráfica Payandé histograma de caudales medios mensuales a nivel multianual periodo 1983- 2009	50
Figura 17 Río Coello - estación limnigráfica Payandé frecuencias de caudales mínimos instantáneos promedio mensuales.....	52
Figura 18 Frecuencia de los caudales medios	53
Figura 19 frecuencia de caudales máximos instantáneos anuales.....	54
Figura 20 curva de duración de caudales	57
Figura 21 duración de caudales sitio del proyecto	59

Figura 22 granulometría material de fondo	62
Figura 23 curva calibración transporte de sedimentos de fondo	63
Figura 24 mallado con .TPO	66
Figura 25 mallado con .RIV.....	66
Figura 26 Polígono coeficiente de Manning.	71
Figura 27 Mallado con RIV.....	72
Figura 28 Mallado con TPO.	73
Figura 29 Malla fina de 1.6 x 1.6.....	73
Figura 30 vorticidad en t = 43200.....	76
Figura 31 Campo vectorial de velocidad al t=43200.....	77
Figura 32 comportamiento de las partículas en t=43200.....	78
Figura 33 puntos de estudio.....	78
Figura 34 Esquema en planta resultado final con colapso y topografía TPO en t=46800. 79	
Figura 35 Esquema en planta resultado final con colapso y topografía RIV en t=115200 80	
Figura 36 Esquema en planta resultado final con colapso y topografía RIV en t=46800 .. 80	
Figura 37 modelo de colapso punto aguas arriba topografía TPO	82
Figura 38 modelo de colapso punto aguas arriba topografía RIV.....	83
Figura 39 Figura 38 y Figura 37.....	83
Figura 40 Sección punto A con colapso RIV	84
Figura 41 Sección punto A con colapso TPO.....	84
Figura 42 modelo de colapso punto medio topografía TPO	85
Figura 43 modelo de colapso punto medio topografía RIV.....	86
Figura 44 Figura 42 y Figura 43.....	86
Figura 45 Sección punto B con colapso RIV	87
Figura 46 Sección punto B con colapso TPO.....	87

Figura 47 modelo de colapso punto aguas abajo topografía TPO.....	88
Figura 48 modelo de colapso punto aguas abajo topografía RIV	89
Figura 49 Figura 47 y Figura 48.....	89
Figura 50 Sección punto C con colapso RIV	90
Figura 51 Sección punto C con colapso TPO	90
Figura 52 deformación causada por el colapso de bancas en TPO t=46800.....	91
Figura 53 deformación causada por el colapso de bancas en RIV t= 115200.....	91
Figura 54 deformación causada por el colapso de bancas en RIV t= 46800.....	92
Figura 55 intrusión en modelo con topografía TPO.....	93
Figura 56 intrusión en modelo con topografía RIV.	94
Figura 57 Esquema en planta resultado final sin colapso y topografía RIV en t=86400 ...	95
Figura 58 Esquema en planta resultado final sin colapso y topografía TPO en t=86400..	96
Figura 59 zona con máxima profundidad en topografía RIV.....	97
Figura 60 Sin modelo de colapso punto aguas arriba topografía TPO	98
Figura 61 Sin modelo de colapso punto aguas arriba topografía RIV.....	99
Figura 62 Figura 60 y figura 61	99
Figura 63 Secciones punto A sin colapso TPO	100
Figura 64 Secciones punto A sin colapso RIV.....	100
Figura 65 Sin modelo de colapso punto medio topografía TPO	102
Figura 66 Sin modelo de colapso punto medio topografía RIV.....	102
Figura 67 Figura 66 y figura 65	102
Figura 68 Secciones punto B sin colapso TPO	103
Figura 69 Secciones punto B sin colapso RIV.....	103
Figura 70 modelo sin colapso punto aguas abajo topografía TPO	104
Figura 71 modelo sin colapso punto aguas abajo topografía RIV	105

Figura 72 Figura 71 y figura 70	105
Figura 73 Secciones punto C sin colapso TPO	106
Figura 74 Secciones punto C sin colapso RIV	106
Figura 75 mancha de inundación con topografía RIV.....	107
Figura 76 mancha de inundación con topografía TPO	107
Figura 77 Secciones para HEC RAS	108
Figura 78 Sección del punto aguas abajo en HEC RAS.....	109
Figura 79 Sección A para t=0 con HEC-RAS.....	109
Figura 80 Sección A para t=0 con I-Ric.....	110
Figura 81 Cambio en la topografía I-Ric y HecRas en punto A.	110
Figura 82 Sección B para t=0 con HEC-RAS	112
Figura 83 Sección B para t=0 con I-Ric.....	112
Figura 84 Cambio en la topografía I-Ric y HecRas en punto B	113
Figura 85 Sección C para t=0 con HEC-RAS.....	114
Figura 86 Sección C para t=0 con I-Ric	114
Figura 87 Cambio en la topografía I-Ric y HecRas en punto C.	115
Figura 88 Resultados con mallado fino.	116
Figura 89 Sección transversal generada con malla fina	117
Figura 90 Sección transversal generada como una malla de elementos grandes.	118
Figura 91 Diferencias resultados.....	118
Figura 92 Flujo de sedimentos en una sección del tramo	119

Lista de Tablas

Tabla 1 Cartografía tomada del Agustín Codazzi.....	36
Tabla 2 características de localización estación Payandé.....	45
Tabla 3 caudales máximos y mínimos instantáneos promedio mensual multianual y caudales medios mensuales.....	48
Tabla 4 caudales anuales históricos	51
Tabla 5 Frecuencia de caudales mínimos instantáneos anuales	52
Tabla 6 frecuencia de los caudales medios anuales	53
Tabla 7 frecuencia de caudales máximos instantáneos anuales.....	54
Tabla 8 caudales mínimos instantáneos anuales.....	55
Tabla 9 caudales máximos instantáneos anuales.....	56
Tabla 10 curva de duración de caudales.....	58
Tabla 11 curva duración de caudales sitio proyecto.....	60
Tabla 12 curva calibración transporte de sedimentos de fondo.....	63
Tabla 13 Resumen condiciones de calculo	75
Tabla 14 Puntos de estudio	78

Lista de Ecuaciones

Ecuación 1 Continuidad	25
Ecuación 2 Momentum dirección x	25
Ecuación 3 Momentum dirección y	25
Ecuación 4 Potencia	27
Ecuación 5 Formula de Meyer Peter y Müller	28
Ecuación 6 Ecuación de Lane Kalinske	28
Ecuación 7 parámetro adimensional de intensidad de flujo.....	30
Ecuación 8 parámetro adimensional de intensidad del transporte.....	30
Ecuación 9 perfil de concentración	30
Ecuación 10 ecuación de Exner en dos dimensiones con coordenadas ortogonales.....	31

1. Introducción

A lo largo de los años las fuentes hídricas han sido sinónimo de prosperidad, calidad de vida y desarrollo, gracias a las ventajas en transporte, suministros y fuente de agua. Esta es la razón por la cual muchos asentamientos humanos se han ubicado en zonas aledañas a ríos.

No obstante, en la mayoría de estas creaciones urbanas no se miden los peligros potenciales que estos cuerpos hídricos pueden llegar a traer. Uno de ellos es el movimiento en el lecho del río que se desarrolla por la dinámica natural de estos. Sería ventajoso poder adelantarnos a estos hechos y evitar problemas mayores en el futuro.

Los softwares han sido herramientas importantes a lo largo de estos últimos tiempos porque han demostrado su gran potencial y poder a la hora de simular posibles eventos en condiciones reales. En nuestro caso podemos simular el movimiento del río creando así un criterio más que nos permita tomar decisiones que nos ahorren tragedias y costos.

En nuestro caso vivimos en un país donde día a día se escuchan casos de tragedias provocadas por ríos, es por esto que el desarrollo de este proyecto se puede argumentar principalmente en el potencial que tiene el software I-Ric para modelar eventos cuyos resultados pueden advertirnos eventos trágicos y así evitar problemas.

En la hidráulica, específicamente en la dinámica fluvial, se han presentado softwares y muchos estudios sobre el transporte de sedimentos, sin lugar a duda tema clave y fundamental en el este proyecto, no obstante, el movimiento horizontal de los ríos en una escala más grande es un tema con mucho potencial de innovación. Consecuentemente, contar con una investigación sobre el modelamiento de la dinámica fluvial con el software I-Ric es un aporte importante para aplicaciones prácticas en el futuro

2. Objetivos:

2.1. Objetivo General:

Conocer a profundidad las capacidades y determinar la aplicabilidad de los resultados del software I-Ric teniendo como caso de estudio un tramo del río Coello en Tolima, Colombia.

2.2. Objetivos Específicos:

- Determinación de algunas características hidrológicas de cuenca que alimenta el río Coello a la altura de Las Delicias.
- Comparación entre los resultados encontrados por diferentes opciones del software I-Ric.

3. Metodología

Este proyecto se concentra en el desarrollo de un modelo computacional con la herramienta I-Ric, por tanto, contempla principalmente dos aspectos.

- El primer aspecto comprende analizar las características físicas de zona; la hidrología, la geología, la sedimentología, las batimetrías, etcétera. Esta caracterización se desarrolla con información de entidades de la zona, como CORTOLIMA, toma de muestras de material, ensayos de laboratorio y levantamientos topográficos.
- El segundo aspecto es el cómo utilizar estos “insumos” en el software seleccionado. Se debe hacer una importante revisión bibliográfica de documentos tales como: el manual del usuario, artículos de investigadores, libros y artículos sobre el fundamento teórico sobre el cual trabaja I-Ric.

Al finalizar los modelos se deben evaluar los resultados y las capacidades del software a través de comparaciones que se realizarán entre estos mismo, con esta información y experiencia se darán recomendaciones.

4. Introducción a I-Ric

El uso de software en el modelamiento hidráulico es de gran utilidad, ya que mediante estas simulaciones, se pueden tomar decisiones y ejecutar acciones para un adecuado aprovechamiento de los recursos y a su vez reducir riesgos producto de fenómenos hidrometeorológicos extremos como inundaciones. Además, estas simulaciones nos permiten conocer la interrelación entre la variación topográfica del cauce de un río y los volúmenes de agua relacionados al transporte de sedimentos, erosión, entre otros; estos conocimientos obtenidos mediante una simulación contribuirán a una adecuada gestión de recursos hídricos.

A nivel mundial existen muchos softwares orientados a la simulación hidráulica de cauces, en el presente documento aplicaremos de uno de ellos, I-RIC; este software fue desarrollado por el Profesor Yasuyuki de la Universidad de Hokkaido en Japón y el Dr. Jon Nelson de la U.S. Geological Survey de Estados Unidos.

I-RIC (International River Interface Cooperative) es un software desarrollado con la finalidad de proporcionar un entorno completo de simulación del cauce del río, cuyos resultados pueden ser importados y utilizados por los usuarios con fines de análisis, mitigación y prevención de desastres, mediante la visualización de los resultados de la simulación del río.

El software I-RIC selecciona las funciones adecuadas para el solucionador y prepara el entorno de simulación óptimo de acuerdo a los requerimientos; para esto es necesario tener en claro cuál es nuestro objetivo principal, ya que I-RIC cuenta con distintos “solvers” utilizados para casos específicos. Las funciones del I-RIC varían dependiendo del método del solucionador elegido.

Como todo software, I-RIC utiliza una interfaz estándar, con una barra de menús y una barra de herramientas de fácil uso.

El software I-RIC consta de tres funciones principales: preprocesador, post-procesador y el solucionador, así como se muestra en la Figura 1.

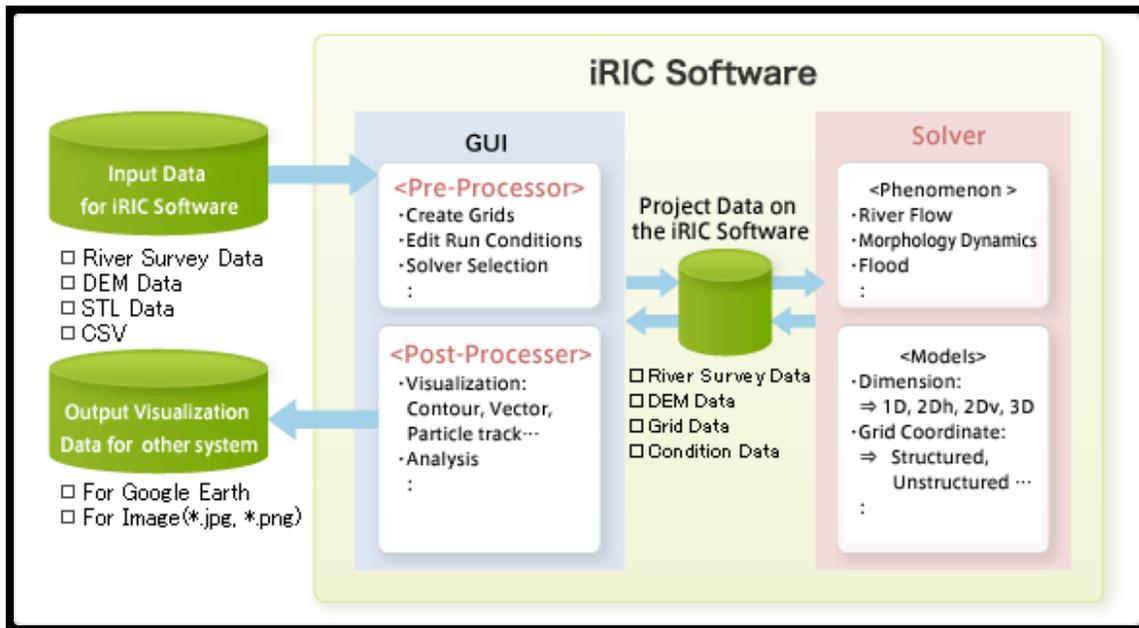


Figura 1 Esquema procesamiento de datos I-Ric **Fuente:** I-Ric.

A continuación, se exponen algunos solucionadores:

4.1. Fastmech

Fastmech (Flow and Sediment Transport with Morphological Evolution of Channels) es un solucionador que tiene como función el análisis del flujo y transporte de sedimentos basado en la evolución morfológica de los canales, emplea un sistema de coordenadas cilíndricas para sus sistemas de grillas y trabaja con mallado estructurado. Fue desarrollado por el doctor Jonathan Nelson, del Servicio Geológico de EE.UU.

4.2. Nays2DH

Nays2DH simula el flujo horizontal bidimensional, transporte de sedimentos, cambios morfológicos en el lecho del río y colapso de bancos. El software implementa módulos de confluencias de ríos, modelos de erosión de bancos, simulación de cargas suspendidas en sedimentos mezclados, modelos de lecho fijo o variable. Próximamente tendrá la opción de analizar filtraciones de flujo.

Nays2DH puede utilizar como fuente de datos topográficos una nube de puntos o secciones transversales directamente y trabaja con mallado estructurado. Fue creado por los doctores Yasuyuki Shimizu de la universidad de Hokkaido Japón y por Hiroshi Takebayashi de la universidad de Kyoto Japón.

4.3. NaysCUBE

NaysCUBE es un solucionador tridimensional de flujo en los ríos y deformaciones en los lechos, entre los fenómenos que puede simular se encuentran corrientes secundarias de primer tipo, vórtice de herradura alrededor de las estructuras de los ríos, modelos de comportamiento de maderas flotantes (Figura 2) y algunas otras características morfológicas asociadas al lecho. Debido a la complejidad y nivel de detalle del solucionar este no se recomienda para regiones anchas y largas de río sino para puntos que requieran alto nivel de detalle.

Este solucionador emplea un sistema de coordenadas curvilíneo generalizado, que transfiere la complicada topografía del río a un grupo de cubos. El nombre de este solucionador viene de este proceso. NaysCube utiliza un modelo en el que se promedian las ecuaciones de Reynolds y de Navier-Stokes (RANS). NaysCube, a su vez, es capaz de resolver una amplia gama de problemas tridimensionales. Utiliza un sistema de modelo k-epsilon para simular la turbulencia. Sin embargo, NaysCube se basa en RANS, este elimina todo el flujo de fluctuaciones y las conduce a un campo de flujo suave. Lo anterior no es cierto en la realidad, por lo tanto, NaysCube falla en la simulación de geometrías altamente complejas, en las que la turbulencia se ve afectada significativamente por la geometría.

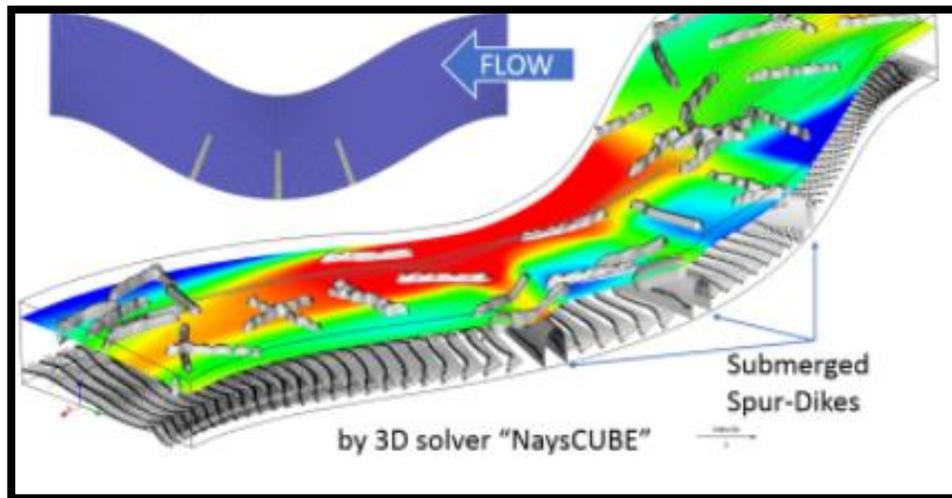


Figura 2 Modelo 3D de comportamiento de troncos *Fuente: I-Ric*

4.4. NaysEddy

NaysEddy es un solucionador tridimensional basado en simulaciones de grandes remolinos (LES). Resuelve el flujo en más detalles usando mallados cartesianos con métodos de límites inmersos en células fantasmas. Este solucionador es flexible, preciso y es capaz de resolver los complejos problemas con un gran éxito. Se prueba en condiciones extremadamente complejas, límites móviles, topografía de la cama compleja y flujos con números de Froude relativamente altos, etc., el solucionador muestra su capacidad en la simulación de esos problemas. Este solucionador aplica las ecuaciones de Navier-Stokes completas sin aproximación.

Sin embargo, la carga computacional de este solucionador es muy superior a la de Nays2D, por lo tanto, no se recomienda para realizar simulaciones extensas. El solver es eficaz para reproducir fenómenos locales de los ríos durante un corto período de tiempo, en lugar de reproducir una gran parte del río durante un largo período de tiempo.

4.5. River2D

River2D es un modelo hidrodinámico que funciona con elementos finitos en dos dimensiones en profundidad, este solucionador ha sido diseñado con el fin de evaluar diferentes aspectos de habitad de peces. Internamente cuenta con tres subprogramas:

- R2D_BED: Se encarga de la edición de datos topográficos del lecho.
- R2D_Ice: Está destinado al desarrollo de topografías de terrenos dominados por hielo.
- R2D_Mesh: Utilizado para generar mallas no estructuradas con la cual se realizará el modelo.

4.6. Mflow_02

Mflow_02 es un solucionador que calcula el flujo bidimensional y la variación en el cauce del río mediante mallas no estructuradas con el método de elementos finitos en sistemas de coordenadas cartesianas.

Mediante la aplicación de la característica de mallas no estructuradas, este solucionador puede calcular el flujo no permanente en áreas complicadas en estructuras como muelles, vertederos, etcétera. Puede usarse también para calcular la inundación en las llanuras de inundación en redes de canales de ríos con muchos tributarios y confluencias. Además, es posible reproducir el cálculo de la variación del cauce del río y la aparición, desarrollo y movimiento de la barra de arena. Hay una serie de aplicaciones prácticas, como la de la evaluación de impacto de los muelles, etcétera y la de la evaluación de impacto de la vegetación y los árboles.

4.7. CER1D

CER1D es un solucionador para el cálculo de flujo no permanente unidimensional. CER1D es capaz de calcular el flujo en ríos, las fluctuaciones de los ríos y la propagación de tsunamis en ellos. También trabaja con fluctuaciones del hielo en el río utilizando datos como: la temperatura media del aire, la temperatura del agua aguas arriba y el área de hielo.

4.8. SRM

Es un solucionador de cálculo de escorrentía que utiliza modelos de tránsito de embalses. El software consta de dos tipos de modelos de tránsito: uno sintético y otro de cascadas de dos embalses en serie. El solucionador viene equipado con dos funciones; uno puede calcular la cantidad de escorrentía de la lluvia, mientras que el otro puede optimizar los parámetros del modelo de tránsito de embalses

4.9. ELIMO

ELIMO es un solucionador desarrollado bajo la filosofía de “simple y fácil cálculo de tsunamis”, esto con el fin de que personas con mínimos conocimientos en software puedan utilizarlo. ELIMO es una herramienta que necesita muy poco recurso en hardware que modela alturas de tsunamis, tiempos de llegada a lo largo de las costas con el fin de diseñar planes de prevención de desastres.

4.10. DHABSIM

DHABSIN (diversity based hábitat simulation) es una “calculadora de hábitat” bidimensional de fácil uso. Puede calcular la condición de hábitat en un río de mediana a pequeña escala, para esto utiliza datos como geometría y velocidades de flujo desarrollando mapas de distribución de hábitat.

5. Conceptos Básicos y Temáticas Aplicadas.

5.1. Conceptos básicos de flujo aplicados en Nays-2dh

I-Ric es una plataforma que utiliza la información de sistemas de georreferenciación y la aplica por medio de métodos numéricos para resolver diversos problemas de la hidráulica.

Dentro de la plataforma se pueden encontrar diferentes solucionadores, estos tratan fenómenos específicos del flujo y sus consecuencias, en este caso particular se usará el solucionador Nays-2dh; este se enfoca en representar casos de la dinámica fluvial como movimiento de sedimentos, socavación, deformación de los lechos, entre otros.

A continuación, se presentan los conceptos hidráulicos básicos sobre los que trabaja el solucionador:

5.1.1. Continuidad y cantidad de movimiento

La ecuación de movimiento de un fluido expresa la Segunda Ley de Newton, esto es, que la tasa de cambio de la cantidad de movimiento de una dada porción de fluido es igual a la resultante de las fuerzas que actúan sobre esta porción. Existen diferentes formas, todas equivalentes, de escribir esta Ley. Nays-2dh utiliza las ecuaciones de San Venant en dos dimensiones y de manera ortogonal de la siguiente manera:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0$$

Ecuación 1 Continuidad

$$\frac{\partial(u * h)}{\partial t} + \frac{\partial(h * u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(h * u * v)}{\partial y} = -g * h * \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x + \frac{F_x}{\rho}$$

Ecuación 2 Momentum dirección x

$$\frac{\partial(v * h)}{\partial t} + \frac{\partial(h * u * v)}{\partial x} + \frac{\partial(h * v^2)}{\partial y} = -g * h * \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y + \frac{F_y}{\rho}$$

Ecuación 3 Momentum dirección y

En el cual

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2}$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t h \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t h \frac{\partial u}{\partial y} \right] \quad D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t h \frac{\partial v}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t h \frac{\partial v}{\partial y} \right]$$

$$\frac{F_x}{\rho} = \frac{1}{2} C_D a_s h_v u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{F_y}{\rho} = \frac{1}{2} C_D a_s h_v v \sqrt{u^2 + v^2}$$

Donde h es la profundidad del agua, t es el tiempo, u y v son velocidades promediadas en profundidad en las direcciones x e y, g es la aceleración gravitacional, H es profundidad del agua, τ_x y τ_y son los componentes del esfuerzo cortante del lecho del río en las direcciones x e y, F_x y F_y son componentes de la fuerza de arrastre por vegetación en la dirección x e y, C_f es el coeficiente de arrastre de fricción (esfuerzo cortante) de la cama, ν_t es el coeficiente de viscosidad del remolino, C_D es el coeficiente de arrastre de la vegetación, a_s es el área de intercepción por vegetación por unidad de volumen, y h_v es el valor mínimo entre la profundidad del agua y la altura de la vegetación.

5.2. Sedimentos

Las corrientes hídricas tienen como función natural drenar el agua desde el suelo continental hasta las costas oceánicas siendo este proceso una parte del ciclo natural del agua.

En su recorrido los ríos tienen la capacidad de transportar elementos debido a su potencia hidráulica. Unos de los elementos transportados son los sedimentos, que son partículas de suelo o roca provenientes de diversos procesos naturales o artificiales que ocurren en la cuenca.

5.3. Transporte de sedimentos

En las corrientes hídricas, como resultado de los diferentes procesos de desgaste y erosión en una cuenca, se genera transporte de materia proveniente del suelo de la hoya y del lecho del cauce, es importante aclarar que este movimiento de partículas se genera por la potencia de la corriente.

5.3.1. Potencia de la corriente

A pesar de la gran cantidad de variables que intervienen en la dinámica de movimiento de sedimentos, la potencia es uno de los conceptos que mejor explican la capacidad que tiene una corriente para arrastrar material, está definida como la energía por unidad de área:

$$P = \gamma * y * S_0 * V$$

Ecuación 4 Potencia

Donde

P = Potencia por unidad de ancho de la corriente.

γ =Peso específico del agua.

y = Profundidad de la lámina de agua.

S_0 =Pendiente media del fondo del lecho.

V = Velocidad media de la corriente.

5.3.2. Carga de material del lecho

Como su nombre lo sugiere ese material proviene del lecho de la corriente, se mueve de dos maneras, una gran parte por arrastre de fondo y la restante por suspensión; esto depende de las propiedades del sedimento.

Al encontrarse en dos modos de transporte (Saltación y Arrastre) su medición es poco precisa.

5.3.3. Carga de lavado

La carga de lavado se define como los materiales finos del acarreo del río; estos se mueven exclusivamente por suspensión, el caudal de lavado está relacionado directamente con las condiciones geológicas, edafológicas e hidroclimatológicas de la zona. Su medición se hace directamente sobre el río, actualmente se utiliza tecnología Doppler para ello.

5.3.4. Fórmula de Meyer Peter y Müller

Para el cálculo del transporte de material de lecho en la dirección de la velocidad total en el elemento Nays2DH utiliza la fórmula de Meyer Peter y Müller

$$q_b = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{s_g g d^3 r_b}$$

Ecuación 5 Formula de Meyer Peter y Müller

Donde: q_b es transporte en el lecho τ_* es el número de Shields, τ_{*c} numero critico de Shields, s_g peso específico sumergido del material del lecho, g es la aceleración de la gravedad, d es el diámetro característico de la partícula y r_b que es función del intercambio de espesor en la capa.

5.3.5. Fórmula de Lane Kalinske

Para el cálculo del transporte del flujo ascendente del material suspendido proveniente del lecho en el elemento Nays2DH utiliza la fórmula de Lane Kalinske.

$$q_{su} = 5.55 \left[\frac{1}{2} \frac{u_*}{w_f} \exp\left(-\frac{w_f}{u_*}\right) \right]^{1.61} w_f r_b$$

Ecuación 6 Ecuación de Lane Kalinske

Donde: q_{su} es el transporte, w_f es la velocidad de sedimentación del material suspendido y r_b es función del intercambio de espesor en la capa.

5.3.6. Método de Einstein para el cálculo del transporte de sedimentos de fondo

Una parte importante de la carga sólida transportada por un río está compuesta por materiales provenientes directamente del lecho mismo del río, que se mueven por arrastre y suspensión en la corriente. Esta parte de la carga es función unívoca de la descarga o caudal líquido puesto que su movimiento depende de la intensidad de la turbulencia en el flujo, que es una función directa de la hidráulica del mismo para cada caudal.

Mientras que la medición directa de la carga de fondo en un río tropieza usualmente con un sinnúmero de obstáculos, debidos principalmente a la amplia distribución de tamaños, que con frecuencia la componen, su cálculo mediante ecuaciones de transporte es normalmente considerado tan preciso, o más preciso que la estimación a partir de mediciones en el terreno, realizadas con equipo convencional. Se ha utilizado para estos cálculos el método de Einstein, presentado por primera vez en 1950, por dicho autor y que ha sido considerablemente revisado y mejorado en el curso de los últimos 30 años.

En su descripción más simple, el método de Einstein parte de las características hidráulicas básicas de la sección transversal de un río, de la composición sedimentológica del material del lecho y de la pendiente de la línea de energía, para calcular las condiciones hidráulicas del flujo, incluyendo la interacción entre éste y el lecho que produce la rugosidad adicional de forma, (dunas y ondulaciones del fondo), y derivar de ésta los parámetros descriptivos de la turbulencia que definen las tasas de remoción de material del fondo y su transporte combinado por arrastre y suspensión en el flujo.

El método permite separadamente el cálculo del transporte para cada fracción individual de tamaños y puede diferenciar también entre carga de arrastre y carga de suspensión. La carga de arrastre se calcula por la ecuación de Einstein que es una relación compleja entre dos parámetros adimensionales ψ^* y ϕ^* definidos por:

$$\psi^* = \epsilon_i * Y * \beta^2 \frac{(S_s - 1) * d_i}{R'b * S_e}$$

Ecuación 7 parámetro adimensional de intensidad de flujo

$$\phi^* = \frac{1}{P_i} * \frac{q_{si}}{\gamma_s} * \sqrt{\frac{1}{(S_s - 1) * g * d_i^3}}$$

Ecuación 8 parámetro adimensional de intensidad del transporte

El término ψ^* se conoce usualmente como “parámetro de intensidad del flujo”, e indica la relación entre las fuerzas de sustentación ejercidas por el flujo sobre un grano individual de diámetro d_i , y las fuerzas que resisten dicha sustentación y que están representadas por el peso sumergido del grano. “ S_s ” es la densidad relativa del material sedimentario, “ S_e ” es la pendiente de la línea de energía del flujo, “ $R'b$ ” es el radio hidráulico correspondiente a la fricción desarrollada por el flujo sobre la superficie de los granos, y los parámetros ϵ_i , Y , y β^2 son correcciones que se utilizan cuando el lecho contiene muchos tamaños diferentes de granos. ϕ^* es llamado “parámetro de intensidad del transporte” y representa una relación entre la velocidad de avance de los sedimentos y la velocidad de caída o velocidad de asentamiento de los granos. “ P_i ” es la fracción de la granulometría del lecho representada por partículas de diámetro “ d_i ”, “ q_{si} ” es la carga de arrastre correspondiente. γ_s es el peso específico del material seco y “ g ” es la aceleración de la gravedad”.

El transporte por arrastre “ q_{si} ”, determina una concentración de partículas de diámetro “ d_i ” cerca del fondo en la llamada “capa de lecho”, teóricamente definida por Einstein como una capa de espesor igual a $2 d_i$. Con base en ésta concentración de referencia, el Método de Einstein calcula la carga de material de diámetro “ d_i ” en suspensión, utilizando la ecuación logarítmica de distribución de la velocidad en la vertical, y la ecuación de Rouse:

$$\frac{C_{yi}}{C_{ai}} = \left[\frac{D - y}{y} * \frac{d_i}{D - a_i} \right]^{Z_i}$$

Ecuación 9 perfil de concentración

La anterior expresión arroja el perfil de concentración a lo largo de la profundidad de flujo “D”, donde “y” es la ordenada del punto en el cual se mide la concentración a partir del fondo “Cy” es el valor de la concentración en ese punto; “Ca” la concentración de referencia, “a” la ordenada del punto donde la concentración es igual a “Ca”; y “Z” es un exponente que depende de la intensidad de la turbulencia, la velocidad de asentamiento de la partícula de diámetro d_i , y la constante de Von Karman K .

La integración del producto $Cy_i \cdot V_y$ se hace a lo largo de la profundidad del flujo y a través de todos los rangos de tamaño representados en el fondo del río. V_y es la velocidad de la corriente a la distancia “y” del fondo de la misma.

Cuando el río no se encuentra en estado de equilibrio morfológico el método de Einstein puede utilizarse con las condiciones hidráulicas promedio para obtener la capacidad de transporte de sedimentos del cauce bajo las condiciones actuales, pero debe tenerse en cuenta que el abastecimiento de material de la cuenca, en combinación con ésta capacidad, determinará la evolución futura del transporte, que será por esta razón variable a través del tiempo.

5.3.7. Continuidad de sedimentos

Para la estimación de la evolución del lecho, se considera el principio de continuidad de masa de sedimento, que indica que la depositación de las partículas o erosión del lecho en un volumen de control dado, está determinada por la relación entre caudales sólidos afluentes y efluentes. La evolución temporal del lecho está ligada al gradiente longitudinal de caudal sólido volumétrico de fondo. Para lo anterior se utiliza la Ecuación 10.

$$\frac{\partial}{\partial t}(c_b E_b) + (1 - \lambda) \frac{\partial z}{\partial t} + \left[\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + q_{su} - w_f c_b \right] = 0$$

Ecuación 10 ecuación de Exner en dos dimensiones con coordenadas ortogonales.

Donde:

q_{bx} y q_{by} son la carga del lecho en dirección X y Y, q_{su} es el flujo suspendido ascendente, E_b es el espesor de la capa, c_b es la concentración de material suspendido, w_f es la velocidad de asentamiento, λ es razón de cambio en la porosidad del material y z es la elevación del lecho.

El modelo utiliza para la determinación del caudal sólido de fondo, dos relaciones opcionales de cálculo, las que corresponden a las de Meyer-Peter y Müller y Ashida y Michiue. Justifica la utilización de estas dos relaciones como una forma de evidenciar las diferencias que se obtienen con cada una de ellas, estableciéndose los principios sobre los que se desarrolla cada una y su aplicabilidad en los cauces.

El software utiliza características físicas del lecho y del material que se deben ingresar para hacer las estimaciones mencionadas.

5.4. Discretización espacial

Uno de los fundamentos a la hora de modelar cauces es la discretización espacial del dominio para posteriormente calcular sobre la misma la aproximación numérica de los flujos convectivos y difusivos, así como las fuentes. Existen muchos métodos para la discretización del problema. A groso modo, podemos clasificar los distintos esquemas de discretización en tres categorías principales: diferencias finitas, volúmenes finitos y elementos finitos. Todos estos métodos requieren una previa discretización geométrica (espacial) para poder realizar la discretización de las ecuaciones que gobiernan el fluido. Básicamente, existen dos tipos de mallado:

- Mallados estructurados: cada punto de la malla está inequívocamente identificado por los índices i, j, k , en coordenadas cartesianas. Las celdas de la malla son cuadriláteros en 2-D y hexaedros en 3-D.
- Mallados no estructurados: las celdas y los nodos de la malla no tienen un orden particular, es decir, los celdas o nodos cercanos a uno dado, no pueden identificarse directamente por sus índices. Los elementos de la malla, en este caso, son una mezcla de cuadriláteros y triángulos en 2-D y tetraedros y hexaedros en 3-D.

5.4.1. Malla estructurada

La principal ventaja de los mallados estructurados reside en la ordenación de los elementos en memoria, ya que, de esta forma, el acceso a las celdas vecinas a una dada resulta muy rápido y fácil, sin más que sumar o restar un número al valor del índice correspondiente.

Las mallas estructuradas pueden representarse en un sistema cartesiano o curvilíneo. En el primer caso, las líneas que configuran las celdas son siempre paralelas al sistema de ejes coordenados; por el contrario, en los sistemas curvilíneos, el sistema de coordenadas es deformado para adaptarse a la geometría del objeto de estudio.

Por otro lado, también pueden clasificarse en mallas ortogonales y mallas no ortogonales. Las mallas ortogonales son aquellas en las que todas las líneas que la configuran se cortan entre sí con un ángulo de 90° . Algunos flujos pueden considerarse como axisimétricos; en estos casos, las ecuaciones de flujo pueden ser expresadas en coordenadas polares (r, θ) , en vez de en coordenadas cartesianas (x, y) .

Otra metodología, relacionada con los mallados estructurados, es la llamada técnica de la quimera. La idea básica es generar en primer lugar, mallas separadas alrededor de cada una de las entidades geométricas en el dominio. Después, las mallas se combinan de forma que se produzcan solapes de elementos. Lo más importante es la transferencia precisa de las cantidades entre las diferentes mallas y la región donde se produce el solape. La ventaja de esta metodología de mallado es que se pueden generar mallas para problemas particulares sin tener que generar mallas particulares, independientes unas de otras. Por otro lado, el problema de la técnica de la quimera es que no se satisface la conservación de las propiedades de las ecuaciones de gobierno del fluido exactamente en la zona donde se produzca solape de mallas.

6. Caracterización de la Zona

6.1. Ubicación cartografía y levantamiento topo batimétrico

6.1.1. Localización

El río Coello es a una corriente fluvial que desciende desde la cima de la Cordillera Central colombiana. Se trata de un canal en estado juvenil que ha labrado un valle estrecho y profundo en rocas cristalinas, hasta la localidad de Cócora – Coello, sobre la carretera “Ibagué – Armenia”. En la Figura 3 se puede observar un mapa con el área de la cuenca del proyecto y el punto de inicio del tramo.

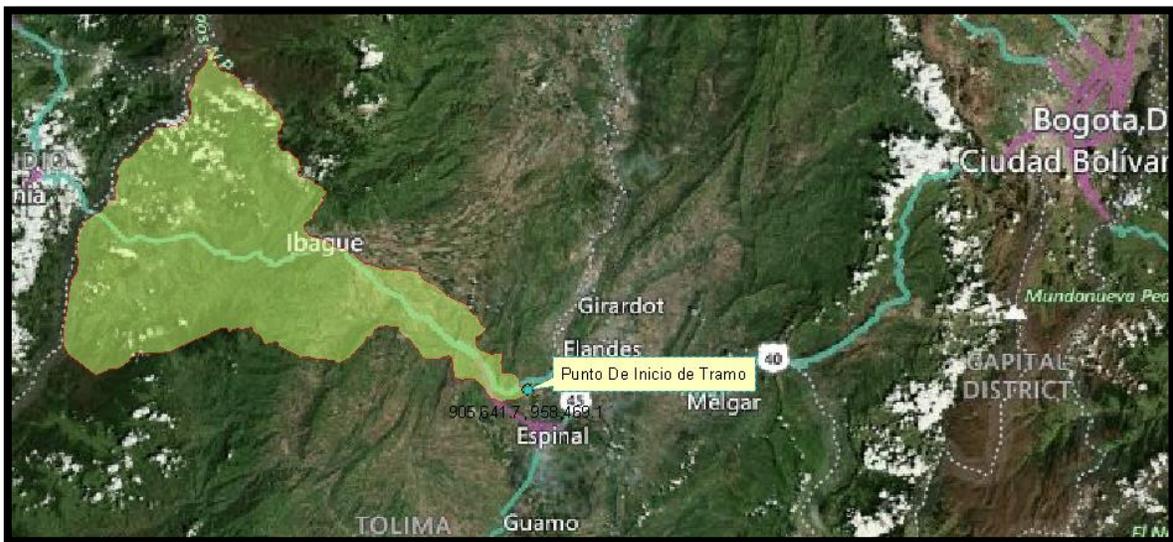


Figura 3 Ubicación de la cuenca del río Coello a la altura del tramo en estudio **Fuente:** Propia.

El tramo a estudiar se encuentra ubicado desde 4°13'20.19" latitud norte y 74°55'36.14" longitud oeste hasta 4°13'50.42" latitud norte y 74°55'11.85" longitud oeste. Estos puntos se pueden observar de manera más clara en la Figura 4.



Figura 4 Tramo de estudio **Fuente:** Google Earth

En la Figura 5 se puede observar una fotografía del tramo de interés donde se identifica a gran escala la composición de sedimentos de la zona.



Figura 5 Fotografía de la zona **Fuente:** propia.

6.1.2. Cartografía

Los estudios que requieren cartografía de gran tamaño; como los hidrológicos, serán realizados con la información del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC).

Los datos tomados son:

PLANCHA	ESCALA	REFERENCIA
2 – 068	1:200000	Figura 6
2 – 078	1:200000	Figura 7

Tabla 1 Cartografía tomada del instituto geográfico Agustín Codazzi

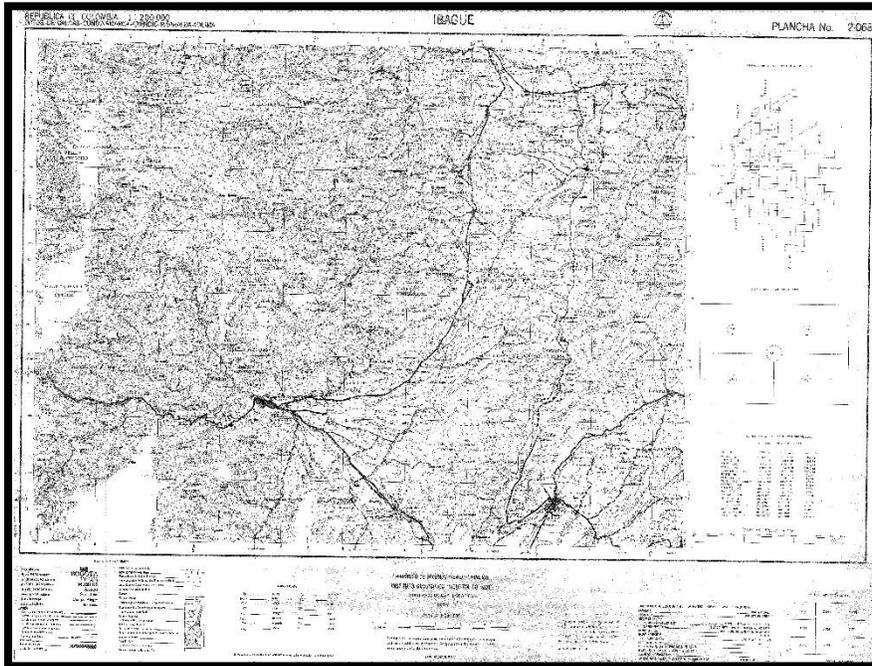


Figura 6 Plancha 2-068 Fuente: IGAC

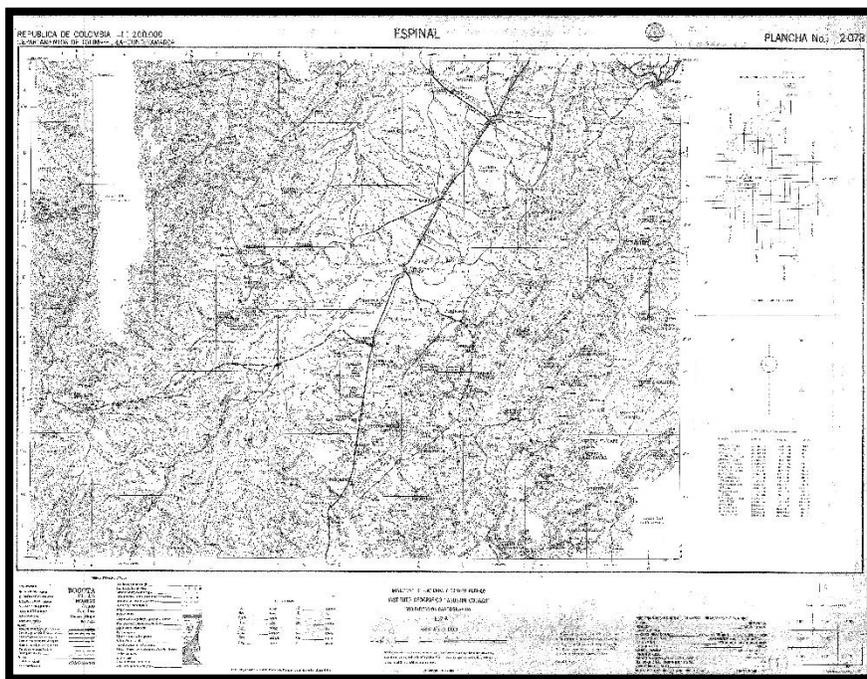


Figura 7 Plancha 2-078 Fuente: IGAC

Adicionalmente se utilizaron la fuente de datos y fotografías satelitales de Google .Inc.

6.1.3. Topografía y batimetría

Como se puede observar en la Figura 8 se realizó un levantamiento topográfico y batimétrico del río Coello en la zona de interés, de algo más de 1700 m, con secciones transversales generadas cada 20 m, el cual sirvió para los análisis de modelación hidráulica, y posteriormente para el cálculo del material de transporte de fondo de la corriente.

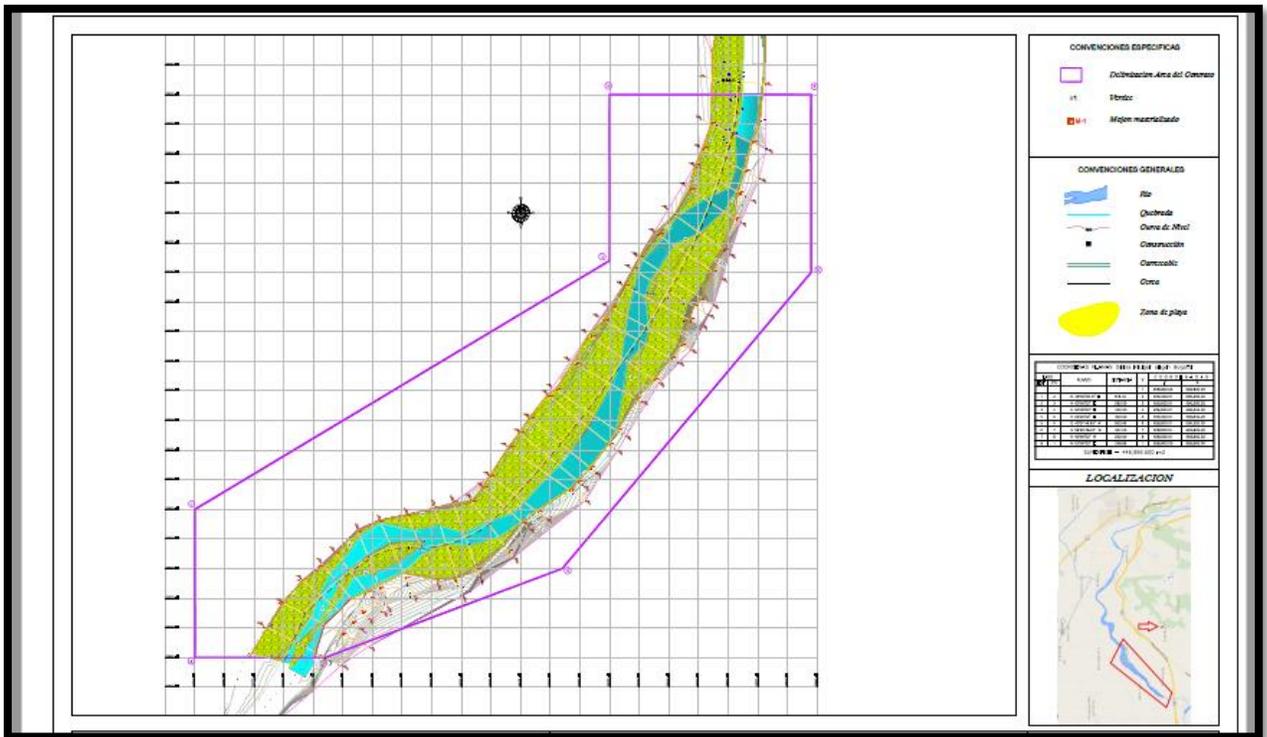


Figura 8 Levantamiento topo batimétrico tramo en estudio²⁰⁾

6.2. Análisis geológico y geomorfológico

6.2.1. Geología

Dentro de la zona de influencia directa al canal del río Coello y específicamente dentro del área de interés para el estudio de la de este proyecto, se identifican depósitos Aluviales Activos (Qala), que comprenden barras aluviales centrales y algunas laterales, como se observa en la Figura 5. Se ubican hacia los bordes y centro del canal del río.

Actualmente su explotación ha transcurrido de manera acelerada. Comprenden gravas y bloques redondeadas ligeramente alargadas, y dispuestas de manera matriz soportados. En el sitio de interés, estas barras aluviales han sido explotadas de manera acelerada e indiscriminada.

En la Figura 9 se presenta una vista del punto de interés hacia el noroeste, al fondo se identifica el abanico de Ibagué, también se pueden identificar las superficies planas ubicadas lateralmente al valle encajado del río Coello.

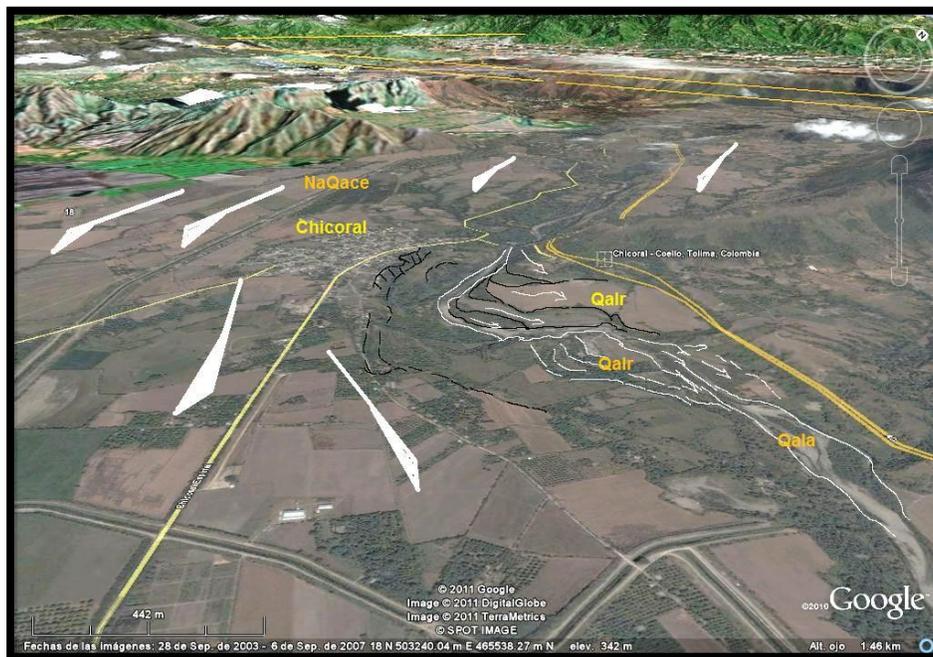


Figura 9 Vista punto de interés hacia el NW Fuente: Google Earth

6.2.2. Geomorfología fluvial

Según la referencia 20) el río Coello es una corriente de al menos cuarto orden, con una longitud de unos 80 Km., Su condición de etapa juvenil se prolonga hasta su emergencia de la cordillera central y entrada en la denominada zona de piedemonte.

En la zona de piedemonte, se ha “construido” una serie de acumulaciones de alta energía y torrencialidad, acompañada del reflejo de la actividad volcánica sub-reciente hacia el eje longitudinal de la cordillera Central.

Estos sedimentos establecieron una plataforma de transición topográfica entre la cordillera y el valle del río Magdalena. Cuando disminuye el aporte de detritos y piroclastos, y se produce simultáneamente el calentamiento global y retroceso de los glaciales, se da inicio al aumento de los caudales en los drenajes naturales.

Ante esta circunstancia y a la tendencia de la corriente fluvial de lograr su nivel base establecido por el río Magdalena, las corrientes inician su profundización vertical y acelerada, y así crear canales angostos y profundos. En las paredes de estos, se disponen los sedimentos de los abanicos.

La estabilización de estos ríos no se ha logrado. La pendiente longitudinal es aún notoria, pues su trazo lineal y pendiente así lo permite deducir. Localmente y ante circunstancias hidráulicas locales, como cambios de niveles rocosos y o controles estructurales, sobre-imponen curvas y segmentos en donde la sedimentación se produce de manera puntual.

El río Coello entonces corresponde a una corriente en una etapa de “rejuvenización”, como lo demuestra su cauce “encajado” dentro de sedimentos previamente dispuestos por un sistema hídrico sub-reciente.

Las barras aluviales activas, es decir aquellas que se ubican dentro del canal fueron más notorias en la fotografía de año 1961(Figura 10). En las fotografías posteriores, 2003 (Figura 11), se observan en menor proporción y se limitan a áreas muy locales. Aquellas que se notaban desarrolladas en 1961, han sido anexadas y vegetadas lateralmente, esto se puede observar en la Figura 12.



Figura 10 Fotografía aérea punto de interés en 1961 **Fuente:** IGAC

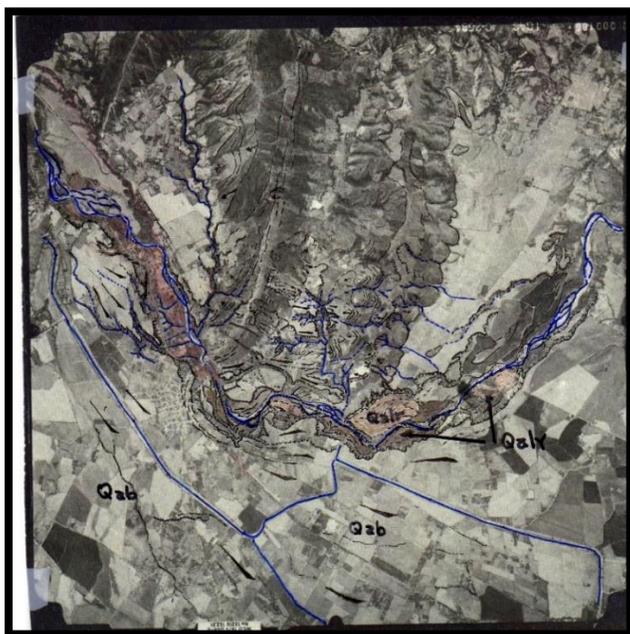


Figura 11 Fotografía aérea punto de interés en 2003 **Fuente:** IGAC



Figura 12 Interpretación fotográfica de la dinámica fluvial Fuente: Google Earth.

En la Figura 12 con líneas y cuadros blancos, se muestra el trazado del recorrido en el campo. Se marca la posición de las barras aluviales de color blanco y en proceso de sedimentación. Con el termino de barra adosada, depósito sub – reciente del río.

En el punto de proyecto el río Coello presenta segmentos con canales entrelazados – trenzados, evidencia de esto podemos ver la Figura 13. Esta situación coincide con la confluencia de canales que exhiben un aporte de detritos hacia el canal principal. Es decir, arrojan sedimentos que contribuyen en obstruir el río y ejercen un mecanismo que contribuye a esa sedimentación local



*Figura 13 fotografía de trenzado del río **Fuente:** propia*

6.3. Formaciones vegetales, zonificación de los suelos por capacidad de uso de las tierras y zonificación agroecológica.

6.3.1. Formaciones vegetales o zonas de vida del mundo

De acuerdo con el IGAC en su Mapa Ecológico según la Clasificación de L. R. Holdridge para las Formaciones Vegetales o Zonas de Vida del Mundo¹⁾, se presenta en el área de interés la siguiente formación vegetal o zona de vida del mundo:

- Bs-T, Bosque Seco Tropical. Precipitación a nivel anual multianual entre 1000 y 2000 mm y temperatura media anual mayor a 24 °C, y potencial de evapotranspiración potencial mayor a 1300 mm aproximadamente.

6.3.2. Zonificación de suelo por capacidad de uso de las tierras

En la zona se distinguen los siguientes tipos de suelos de la hoya hidrográfica, de acuerdo con la capacidad de uso de las tierras y teniendo en consideración la carta de clasificación de tierras publicada por el IGAC en 1977²⁾:

- **Clase II.** Suelos con relieve igual a los de la clase 1 o moderadamente inclinados a ondulados, con pendientes inferiores al 12 %. Sin erosión o con erosión ligera, máximo en un 20 % del área. De moderadamente profundos a muy profundos, sin piedras o con piedras que no imposibiliten las labores de la maquinaria; si hay suelos salinos o salino sódicos no deben afectar más del 20 % del área y deben ser fácilmente corregibles, así la corrección no sea permanente. Drenaje natural bueno a moderado o imperfecto. Encharcamientos, si se presentan, con duración no mayor a 15 días, por ciclos de invierno y que no ocasionen mayores daños a los cultivos; inundaciones ocasionales si se presentan, de muy corta duración en inviernos rigurosos y no mayores de 1 a 2 días, sin daños de consideración; retención de humedad muy alta o mediana; permeabilidad lenta, moderadamente lenta, moderadamente rápida o rápida; nivel de fertilidad moderada, moderadamente alto o alto. Por las pequeñas limitaciones que ocurren en esta clase, la elección de cultivos transitorios y perennes no es tan amplia como en la Clase 1. Estos suelos requieren prácticas de manejo más cuidadosas que los de la clase 1, aunque fáciles de aplicar. En ocasiones será

necesario establecer drenajes, prevenir y controlar la erosión más cuidadosamente.

6.4. Hidrología

Los estudios de hidrología de caudales han partido de los datos históricos registrados y recopilados por el IDEAM en la estación limnigráfica Payandé sobre el río Coello, los cuales se consideran enteramente representativos de esta variable hidrológica para el sitio de proyecto.

CARACTERÍSTICAS DE LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA UTILIZADA EN LOS ESTUDIOS					
CÓDIGO	TE	NOMBRE DE ESTACIÓN	NOMBRE SUBCUENCA	DPTO.	NOMBRE MUNICIPIO
2121707	LG	PAYANDÉ	COELLO	TOLIMA	IBAGUE
	COORDENADAS GEODÉSICAS		COORD PLANAS		ELEV.
			Y(Norte)	X(Este)	(msnm)
	0418N	7506W	966790	886780	560

Tabla 2 características de localización estación Payandé

Existe una segunda estación limnigráfica llamada El Carmen cuyos registros históricos no son tan largos en comparación con la estación Payandé; por esta razón y debido a que la estación Payandé se encuentra más cerca de la zona de análisis se optó como estación representativa, a la cual se le realizaron los análisis pertinentes a este estudio. En la Tabla 2 se muestra las características de la estación climatológica e hidrométrica utilizada para el desarrollo de los estudios.

6.4.1. Caudales mínimos instantáneos promedio mensuales

A partir del registro de caudales mínimos instantáneos promedio mensuales se realizaron los histogramas de caudales a nivel mensual multianual para el sitio de proyecto, de acuerdo con una trasposición de caudales de la estación Limnigráfica Payandé hasta la zona de análisis, mediante la relación de las áreas de drenaje. Los resultados de este ejercicio se muestran en la Tabla 3, y en la Figura 15. De los histogramas se observa que en el sitio de proyecto para los caudales mínimos mensuales a nivel multianual se tiene un valor promedio igual a 25.70 m³/s, y

presenta un valor mínimo de 19.52 m³/s en el mes de marzo, mientras que se tiene un valor máximo de caudal igual a 29.92 m³/s en el mes de noviembre.

Finalmente, los datos históricos de caudales mínimos instantáneos anuales de la estación limnigráfica Payandé, presentados en la Tabla 4, se ajustaron a las distribuciones probabilísticas Normal, Gumbel, Pearson Tipo III, Log – Pearson Tipo III, Log – Normal y EV3, a través de métodos estadísticos convencionales, y los resultados de esta variable hidrológica, relacionada a diferentes períodos de retorno, se presentan en la Tabla 5 y en la Figura 17. Adicionalmente, para cada distribución probabilísticas se aplicó la prueba de Chi – cuadrado, encontrándose que para los datos de la estación representativa, la distribución Gumbel es la que mejor los ajusta.

6.4.2. Caudales medios mensuales

A partir del registro de caudales medios mensuales se realizaron los histogramas de caudales a nivel mensual multianual para el sitio de proyecto, de acuerdo con una trasposición de caudales de la estación Limnigráfica Payandé hasta la zona de análisis, mediante relación de las áreas de drenaje respectivas. Los resultados de este ejercicio se muestran en la Tabla 3, y en la Figura 16. De los histogramas se observa que en el sitio de proyecto para los caudales medios mensuales a nivel multianual se tiene un valor promedio igual a 47.91 m³/s, y presenta un valor mínimo de 35.04 m³/s en el mes de enero, mientras que se tiene un valor máximo de caudal igual a 61.68 m³/s en el mes de mayo.

Finalmente, los datos históricos de caudales medios anuales de la estación limnigráfica Payandé, presentados en la Tabla 4, se ajustaron a las distribuciones probabilísticas Normal, Gumbel, Pearson Tipo III, Log – Pearson Tipo III, Log – Normal y EV3, a través de métodos estadísticos convencionales y los resultados de esta variable hidrológica, relacionada a diferentes períodos de retorno, se presentan en la Tabla 6 y en la Figura 18. Adicionalmente, para cada distribución probabilísticas se aplicó la prueba de Chi – cuadrado, encontrándose que, para los datos de la estación representativa, la distribución EV3 es la que mejor los ajusta.

6.4.3. Caudales máximos instantáneos promedio mensuales

A partir del registro de caudales máximos instantáneos mensuales promedio se encontraron los histogramas de caudales a nivel mensual multianual para el sitio de proyecto, de acuerdo con una trasposición de caudales de la estación limnigráfica Payandé hasta la zona de análisis, mediante la relación de la raíz cuadrada de las áreas de drenaje respectivas. Los resultados de este ejercicio se muestran en la Tabla 3, y en la Figura 14. De los histogramas se observa que en el sitio de proyecto para los caudales máximos mensuales a nivel multianual se tiene un valor promedio igual a $152.87 \text{ m}^3/\text{s}$, y presenta un valor mínimo de $87.53 \text{ m}^3/\text{s}$ en el mes de febrero, mientras que se tiene un valor máximo de caudal igual a $257.04 \text{ m}^3/\text{s}$ en el mes de mayo.

Finalmente, los datos históricos de caudales máximos instantáneos anuales de la estación limnigráfica Payandé, presentados en la Tabla 4, se ajustaron a las distribuciones probabilísticas Normal, Gumbel, Pearson Tipo III, Log – Pearson Tipo III, Log – Normal y EV3, a través de métodos estadísticos convencionales y los resultados de esta variable hidrológica, relacionada a diferentes períodos de retorno, se presentan en la Tabla 7 y en la Figura 19. Adicionalmente, para cada distribución probabilísticas se aplicó la prueba de Chi – cuadrado, encontrándose que, para los datos de la estación representativa, la distribución Log – Pearson Tipo III es la que mejor los ajusta.

RÍO COELLO - SITIO DE PROYECTO
CAUDALES MÁXIMOS Y MÍNIMOS INSTANTÁNEOS
PROMEDIO
MENSUALES, Y CAUDALES MEDIOS MENSUALES

MES	MÁXIMO (m ³ /s)	MEDIO (m ³ /s)	MÍNIMO (m ³ /s)
Enero	93.1	35.0	22.1
Febrero	87.5	35.2	21.0
Marzo	135.5	38.7	19.5
Abril	188.3	52.4	23.0
Mayo	257.0	61.7	28.9
Junio	193.5	59.6	29.7
Julio	129.1	46.9	27.3
Agosto	113.4	44.9	27.0
Septiembre	131.2	47.1	26.9
Octubre	213.8	56.2	28.3
Noviembre	177.5	54.2	29.9
Diciembre	114.6	43.1	24.9
ANUAL	257.04	47.9	19.5

Tabla 3 caudales máximos y mínimos instantáneos promedio mensual multianual y caudales medios mensuales

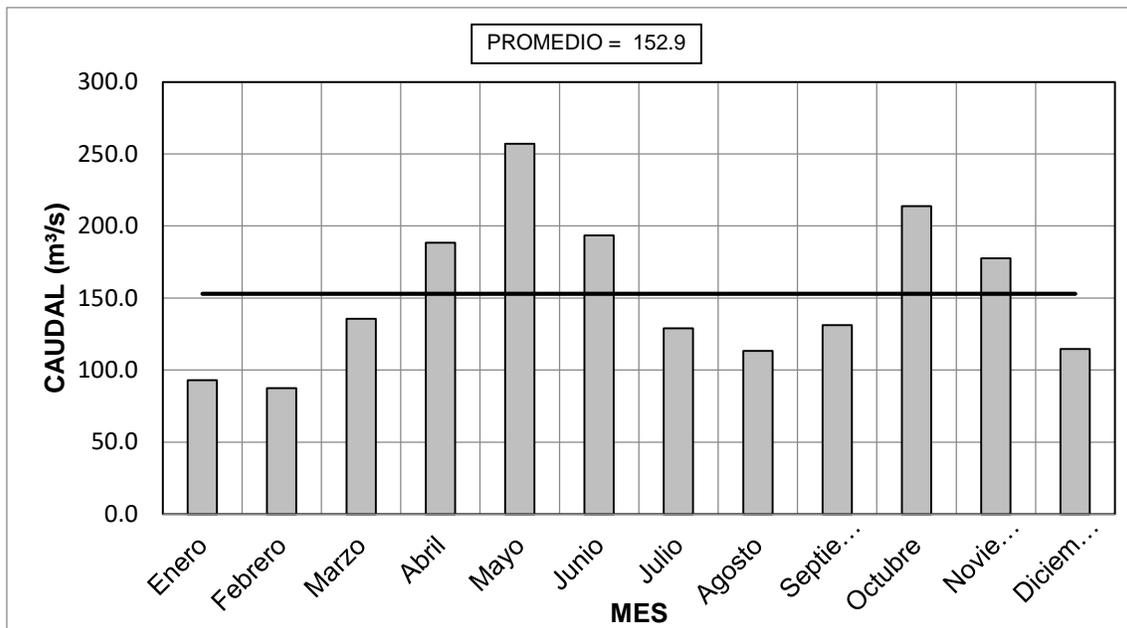


Figura 14 río Coello - estación limnigráfica payandé histograma de caudales máximos promedios medios mensuales a nivel multianual periodo 1983- 2009

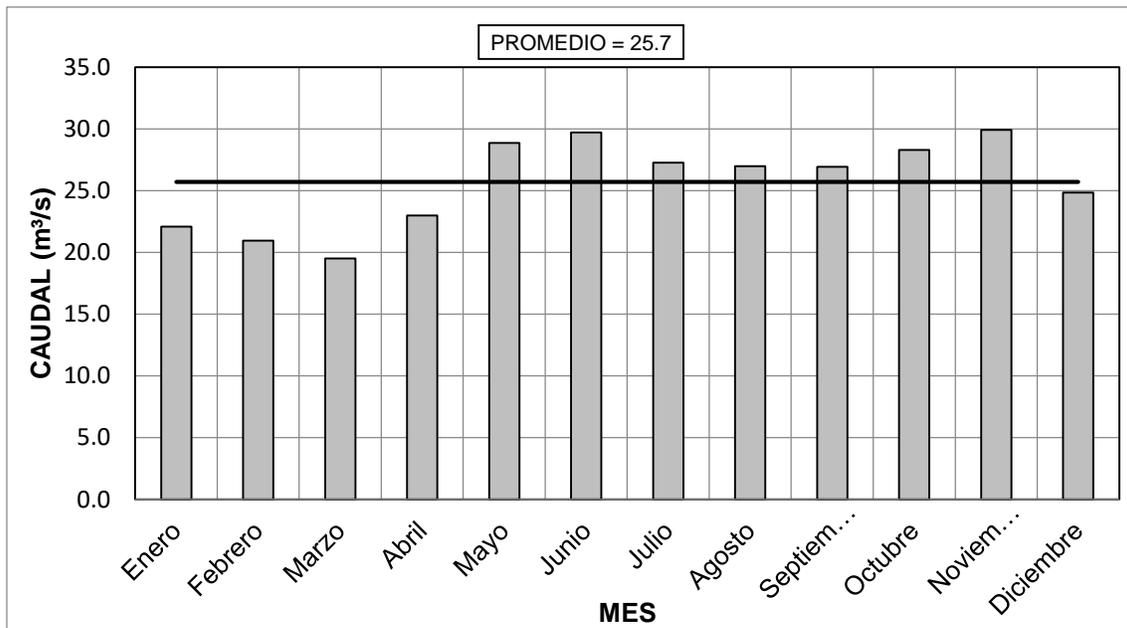


Figura 15 río Coello - estación limnigráfica Payandé histograma de caudales mínimos promedio medios mensuales a nivel multianual periodo 1983- 2009

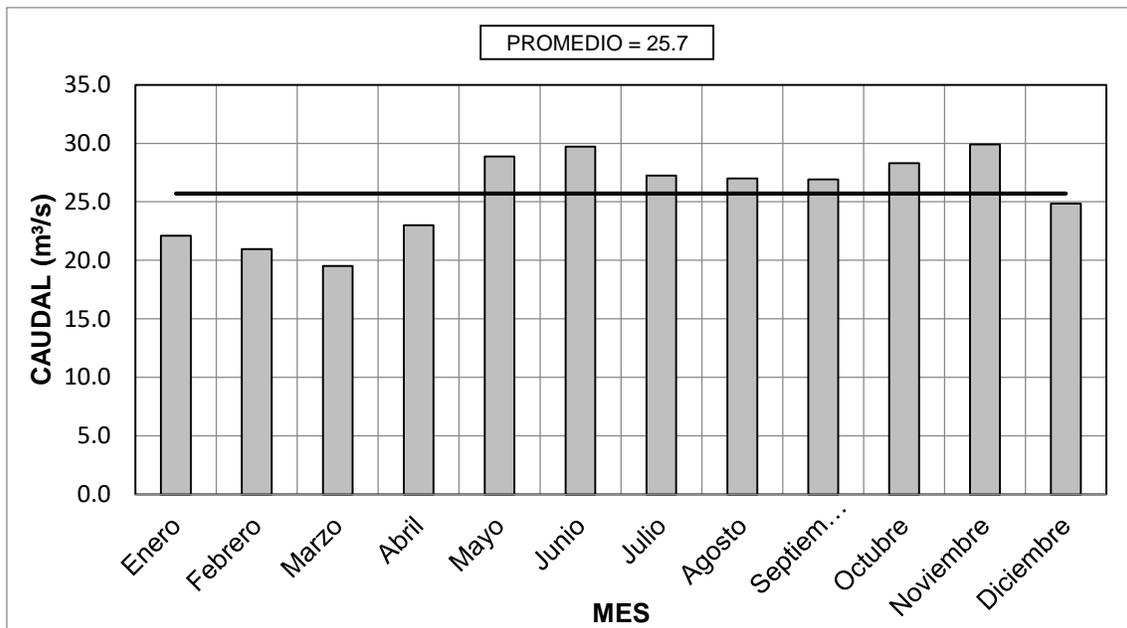


Figura 16 río Coello - estación limnigráfica Payandé histograma de caudales medios mensuales a nivel multianual periodo 1983-2009

RÍO COELLO - ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA PAYANDÉ			
CAUDALES ANUALES HISTÓRICOS			
AÑO	MÍNIMOS (m ³ /s)	MEDIOS (m ³ /s)	MÁXIMOS (m ³ /s)
1983	13.30	31.27	196.00
1984	15.60	50.07	635.00
1985	17.90	34.98	505.80
1986	19.40	37.03	467.00
1987	12.90	23.74	183.90
1988	11.40	45.53	374.90
1989	21.40	46.56	337.00
1990	18.00	37.87	276.60
1991	13.00	33.78	337.40
1992	8.90	26.70	345.40
1993	9.80	33.68	331.00
1994	16.00	46.18	371.10
1995	13.68	28.77	117.50
1996	17.60	44.38	235.00
1997	10.30	27.53	207.50
1998	9.00	44.17	936.00
1999	29.00	71.46	443.00
2000	24.50	61.90	1015.00
2001	17.90	41.09	337.50
2002	16.20	34.66	401.00
2003	13.39	27.45	150.40
2004	14.50	25.81	115.90
2005	17.92	30.08	232.60
2006	18.67	33.78	193.50
2007	15.28	31.14	125.20
2008	15.04	55.02	209.40
2009	13.46	41.18	229.30
Número de Datos	27.00	27.00	27.00
Media	15.79	38.64	349.25
Desviación Típica	4.64	11.69	224.99
Coficiente de Asimetría	0.89	1.16	1.76

Tabla 4 caudales anuales históricos

RÍO COELLO - ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA PAYANDÉ							
FRECUENCIAS DE CAUDALES MÍNIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES							
PERIODO DE RETORNO (Años)	DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA						
	NORMAL (m³/s)	GUMBEL (m³/s)	PEARSON TIPO III (m³/s)	LOG-PEARSON TIPO III (m³/s)	LOG-NORMAL (m³/s)	EV3 (m³/s)	
2	15.71	15.01	15.00	15.07	15.08	14.91	
2.5	14.55	13.85	13.95	14.03	14.03	13.80	
3.33	13.33	12.72	12.93	13.01	13.00	12.75	
5	11.91	11.51	11.86	11.93	11.90	11.68	
10	10.03	10.02	10.62	10.62	10.58	10.50	
20	8.59	8.93	9.80	9.73	9.67	9.78	
50	7.17	7.82	9.10	8.93	8.85	9.22	
100	6.39	7.14	8.75	8.52	8.43	8.97	
chi 2	2.23	0.98	1.74	1.70	1.72	1.37	

Tabla 5 Frecuencia de caudales mínimos instantáneos anuales

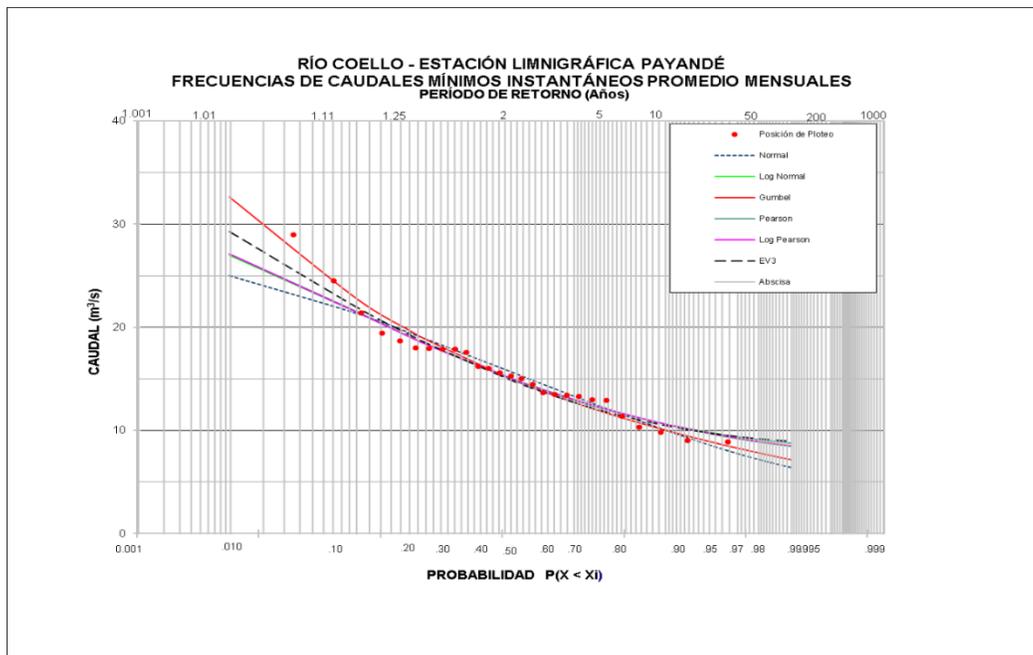


Figura 17 Río Coello - estación limnigráfica Payandé frecuencias de caudales mínimos instantáneos promedio mensuales

RÍO COELLO - ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA PAYANDÉ FRECUENCIAS DE CAUDALES MEDIOS ANUALES							
PERIODO DE RETORNO (Años)	DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA						
	NORMAL (m³/s)	GUMBEL (m³/s)	PEARSON TIPO III (m³/s)	LOG-PEARSON TIPO III (m³/s)	LOG-NORMAL (m³/s)	EV3 (m³/s)	
2	38.7	37.0	36.6	36.4	37.1	36.4	
2.5	41.6	40.2	39.5	39.1	40.0	39.3	
3.33	44.7	43.9	42.8	42.3	43.2	42.8	
5	48.4	48.8	47.2	46.6	47.4	47.4	
10	53.4	56.6	54.0	53.7	53.9	54.5	
20	57.6	64.1	60.5	60.9	59.8	60.9	
50	62.3	73.9	68.6	70.6	67.4	68.7	
100	65.4	81.1	74.6	78.4	72.9	74.3	
chi 2	7.91	2.08	1.97	1.91	2.64	1.74	

Tabla 6 frecuencia de los caudales medios anuales

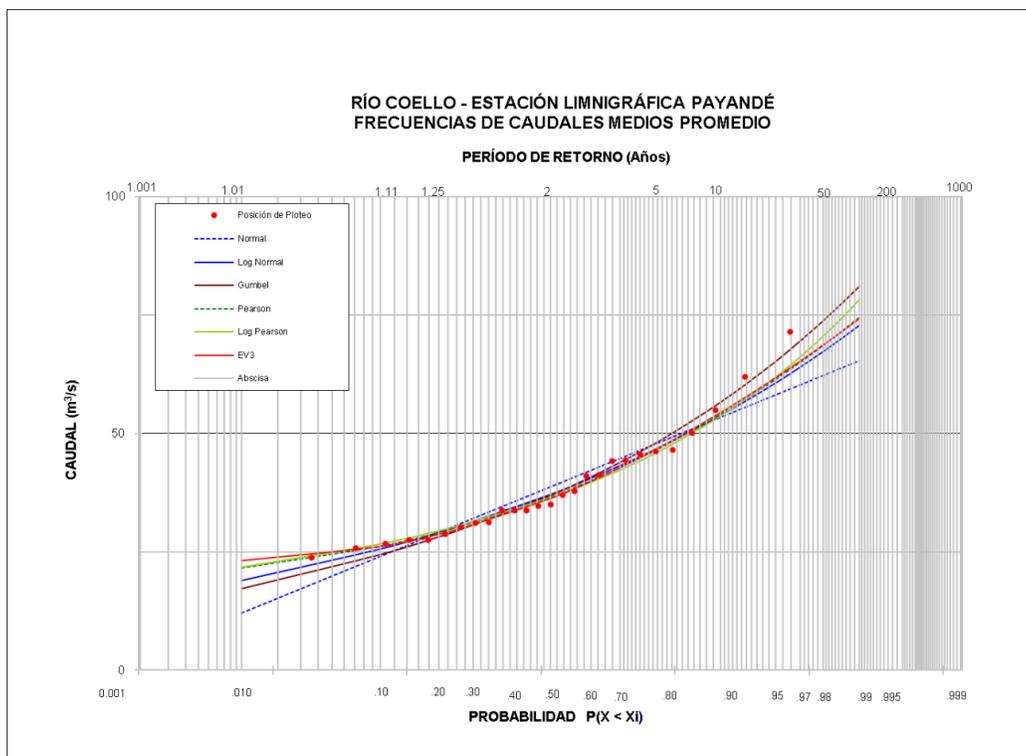


Figura 18 Frecuencia de los caudales medios

RÍO COELLO - ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA PAYANDÉ							
FRECUENCIAS DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES							
PERIODO DE RETORNO (Años)	DISTRIBUCIÓN PROBABILISTICA						
	NORMAL (m³/s)	GUMBEL (m³/s)	PEARSON TIPO III (m³/s)	LOG-PEARSON TIPO III (m³/s)	LOG-NORMAL (m³/s)	EV3 (m³/s)	
2	344.81	311.22	283.66	284.00	289.99	280.34	
2.5	400.92	372.73	333.97	328.01	336.53	331.78	
3.33	460.85	444.89	397.09	384.37	394.53	396.74	
5	531.46	539.67	484.91	466.23	475.81	487.22	
10	629.13	690.92	632.72	615.90	616.54	638.37	
20	709.76	836.01	780.01	782.97	763.59	786.64	
50	800.48	1023.81	975.65	1037.28	971.37	979.40	
100	860.94	1164.54	1124.95	1259.59	1140.39	1123.29	
chi 2	397.69	2393.49	147.54	139.50	160.13	145.79	

Tabla 7 frecuencia de caudales máximos instantáneos anuales

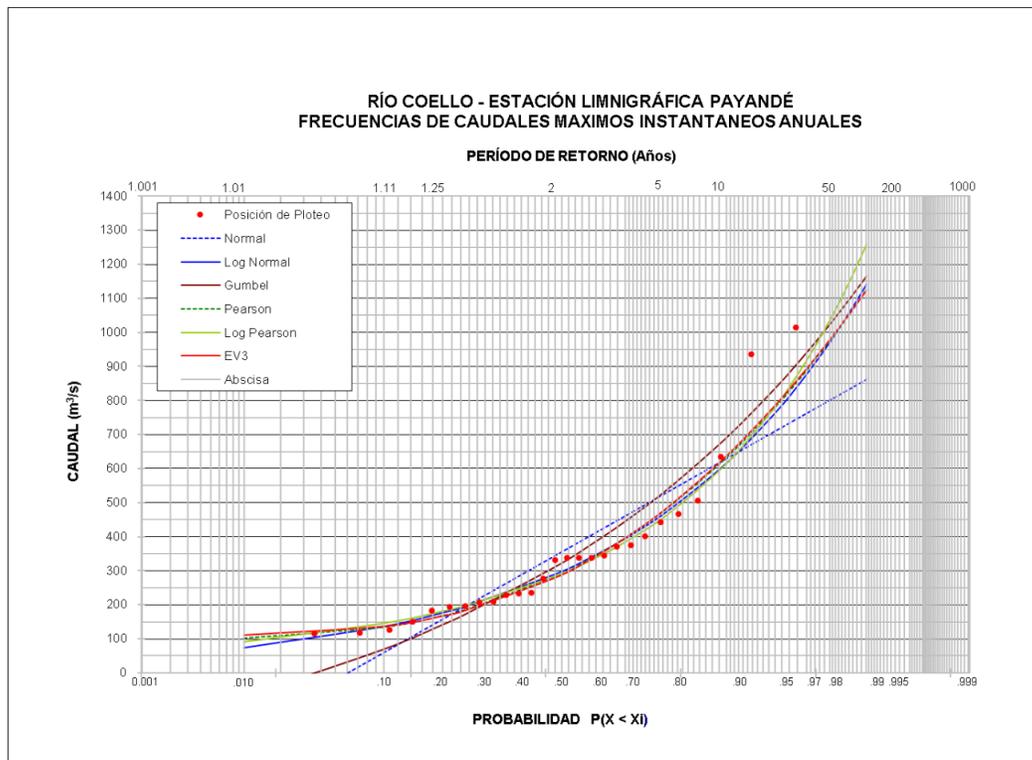


Figura 19 frecuencia de caudales máximos instantáneos anuales

6.4.4. Caudales mínimos instantáneos anuales en el sitio de proyecto

En la Tabla 8 se presenta el cálculo de los caudales mínimos instantáneos en el sitio de proyecto basados en los resultados de los análisis de frecuencias para diferentes periodos de retorno para la estación limnigráfica Payandé.

RÍO COELLO - CAUDALES MÍNIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA PAYANDÉ Y SITIO DE PROYECTO		
PERIODO DE RETORNO (Años)	ESTACIÓN PAYANDÉ (m ³ /s)	SITIO DE PROYECTO (m ³ /s)
2	15.01	16.77
5	11.51	12.86
10	10.02	11.20
20	8.93	9.97
50	7.82	8.74
100	7.14	7.98

Tabla 8 caudales mínimos instantáneos anuales

6.4.5. Caudales máximos instantáneos anuales en el sitio de proyecto

En la Tabla 9 se presenta el cálculo de los caudales máximos instantáneos en el sitio de proyecto basados en los resultados de los análisis de frecuencias para diferentes periodos de retorno para la estación limnigráfica Payandé.

RÍO COELLO - CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS ANUALES ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA PAYANDÉ Y SITIO DE PROYECTO		
PERIODO DE RETORNO (Años)	ESTACIÓN PAYANDÉ (m ³ /s)	SITIO DE PROYECTO (m ³ /s)
2	284.00	300.19
5	466.23	492.81
10	615.90	651.02
20	782.97	827.61
50	1037.28	1096.42
100	1259.59	1331.41

Tabla 9 caudales máximos instantáneos anuales

6.4.6. Curva de duración de caudales

Se tomaron los registros de caudales medios mensuales a nivel multianual, eligiéndose como representativo el año 1986 en la estación limnigráfica Payandé, para construir la curva de duración de caudales medios diarios. Este año fue escogido debido a que su promedio anual era muy similar al promedio multianual de todo el periodo de registro.

Con base en los valores de caudales medios diarios del año escogido, se ha calculado la curva de duración de caudales para la estación Payandé, la cual se presenta en la Tabla 10 y en la Figura 20. Se puede observar que el valor de caudal promedio anual para el año 1986 es igual a 37.03 m³/s.

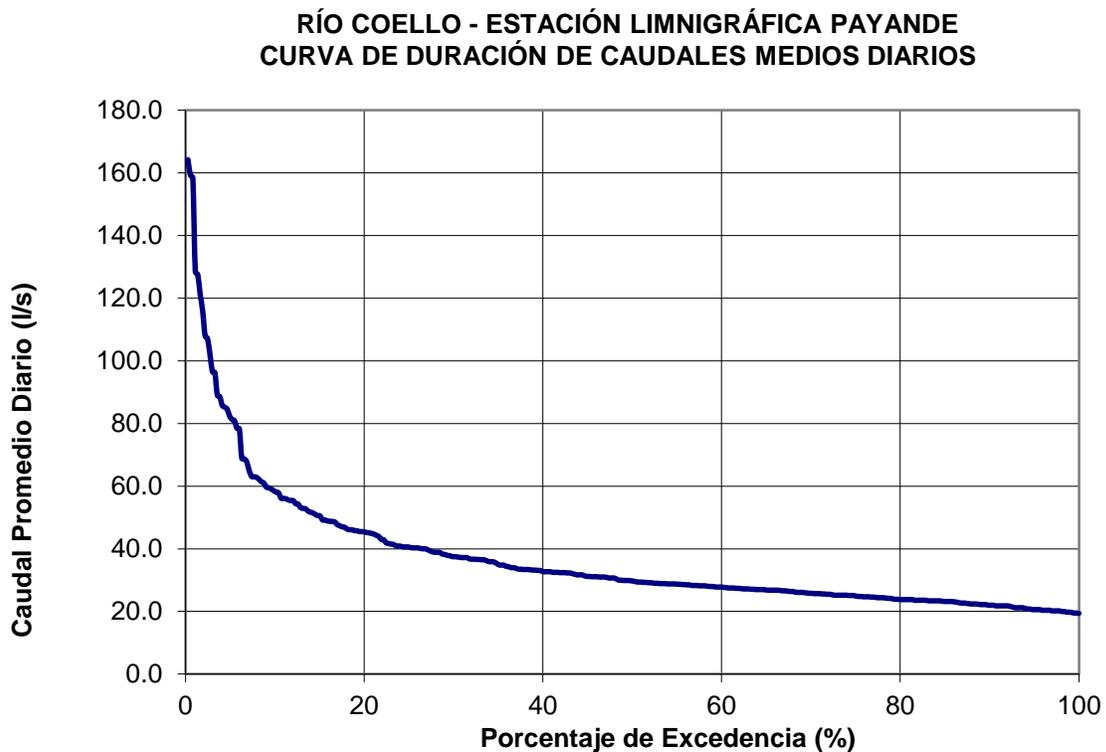


Figura 20 curva de duración de caudales

RÍO COELLO - ESTACIÓN LIMNIGRÁFICA PAYANDÉ
 CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES MEDIOS DIARIOS
 AÑO PROMEDIO TÍPICO 1986

Porcentaje del Tiempo que el Caudal es Excedido o Igualado (%)	Caudal (m ³ /s)
0.00	164.20
1.00	138.93
2.00	113.60
2.50	106.46
3.00	96.78
5.00	82.13
10.00	58.35
15.00	50.53
20.00	45.40
25.00	40.55
30.00	37.50
40.00	32.70
50.00	29.75
60.00	27.80
70.00	25.80
80.00	23.80
85.00	23.20
90.00	22.00
91.00	21.80
92.00	21.80
93.00	21.20
94.00	20.98
95.00	20.60
96.00	20.40
97.00	20.20
98.00	20.06
99.00	19.77
99.50	19.50
100.00	19.40

Tabla 10 curva de duración de caudales

6.4.7. Curva de duración de caudales medios diarios en el sitio de proyecto

Para realizar la curva de duración de caudales medios diarios en la zona de análisis, se obtuvo un factor de relación entre el caudal promedio anual multianual en la estación limnigráfica Payandé que corresponde a 38.52 m³/s sobre el caudal promedio anual del año 1986, que como se mencionó en el numeral anterior corresponde a 37.03 m³/s. Por lo tanto, el factor de relación corresponde a 1.04.

Los caudales medios diarios del año representativo para el sitio de proyecto fueron afectados por el factor de relación mencionado previamente para ajustarlo al caudal promedio anual multianual, y luego se aplicó el factor de relación entre el área de drenaje del sitio de proyecto sobre el área de drenaje de la estación limnigráfica Payandé, con el fin de trasponer los caudales medios diarios al sitio de proyecto. Los resultados obtenidos se pueden observar en la Tabla 11 y en la Figura 21.

**RÍO COELLO - SITIO DE PROYECTO
CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES MEDIOS
DIARIOS**

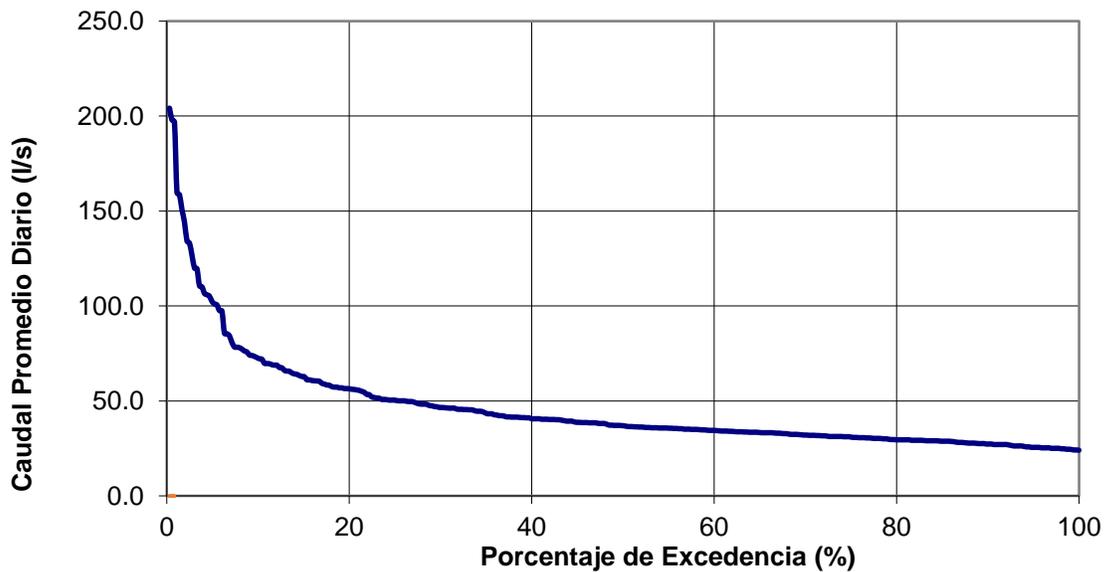


Figura 21 duración de caudales sitio del proyecto

RÍO COELLO - SITIO DE PROYECTO
 CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES MEDIOS DIARIOS
 AÑO PROMEDIO TÍPICO 1986

Porcentaje del Tiempo que el Caudal es Excedido o Igualado (%)	Caudal (m ³ /s)
0.00	204.21
1.00	172.78
2.00	141.28
2.50	132.40
3.00	120.36
5.00	102.14
10.00	72.57
15.00	62.84
20.00	56.46
25.00	50.43
30.00	46.64
40.00	40.67
50.00	37.00
60.00	34.57
70.00	32.09
80.00	29.60
85.00	28.85
90.00	27.36
91.00	27.11
92.00	27.11
93.00	26.37
94.00	26.09
95.00	25.62
96.00	25.37
97.00	25.12
98.00	24.95
99.00	24.58
99.50	24.25
100.00	24.13

Tabla 11 curva duración de caudales sitio proyecto

6.5. Estudio de sedimentos

El río Coello y sus afluentes principales son cauces torrenciales de montaña, con altas velocidades e intenso transporte sólido en todos los rangos de materiales desde limos y arcillas, hasta cantos de tamaños cercanos a los 25 cm, a todo lo largo de sus recorridos.

La naturaleza torrencial de las corrientes se observa en las formas de las curvas de duración de caudal, que son relativamente pendientes y empinadas hacia los valores de máximo caudal, y en el alto valor de los números de Froude de los flujos para todos los valores de caudal del registro.

6.5.1. Cálculo transporte de sedimentos de fondo

Se ha procedido a cuantificar al transporte de material de fondo del río Coello en la zona de proyecto, de acuerdo con la metodología de Einstein, y teniendo en cuenta la hidráulica del flujo para catorce caudales medios diarios de la curva de duración respectiva, con rangos variables de caudal entre 24.13 y 204.21 m³/s, y la granulometría de sedimentos de fondo que se presenta en la Figura 22. Los resultados finales de la relación entre el transporte de sedimento de fondo y el caudal líquido se presentan en la Tabla 12 y en la Figura 23 (cálculo tomado de la referencia 20) .

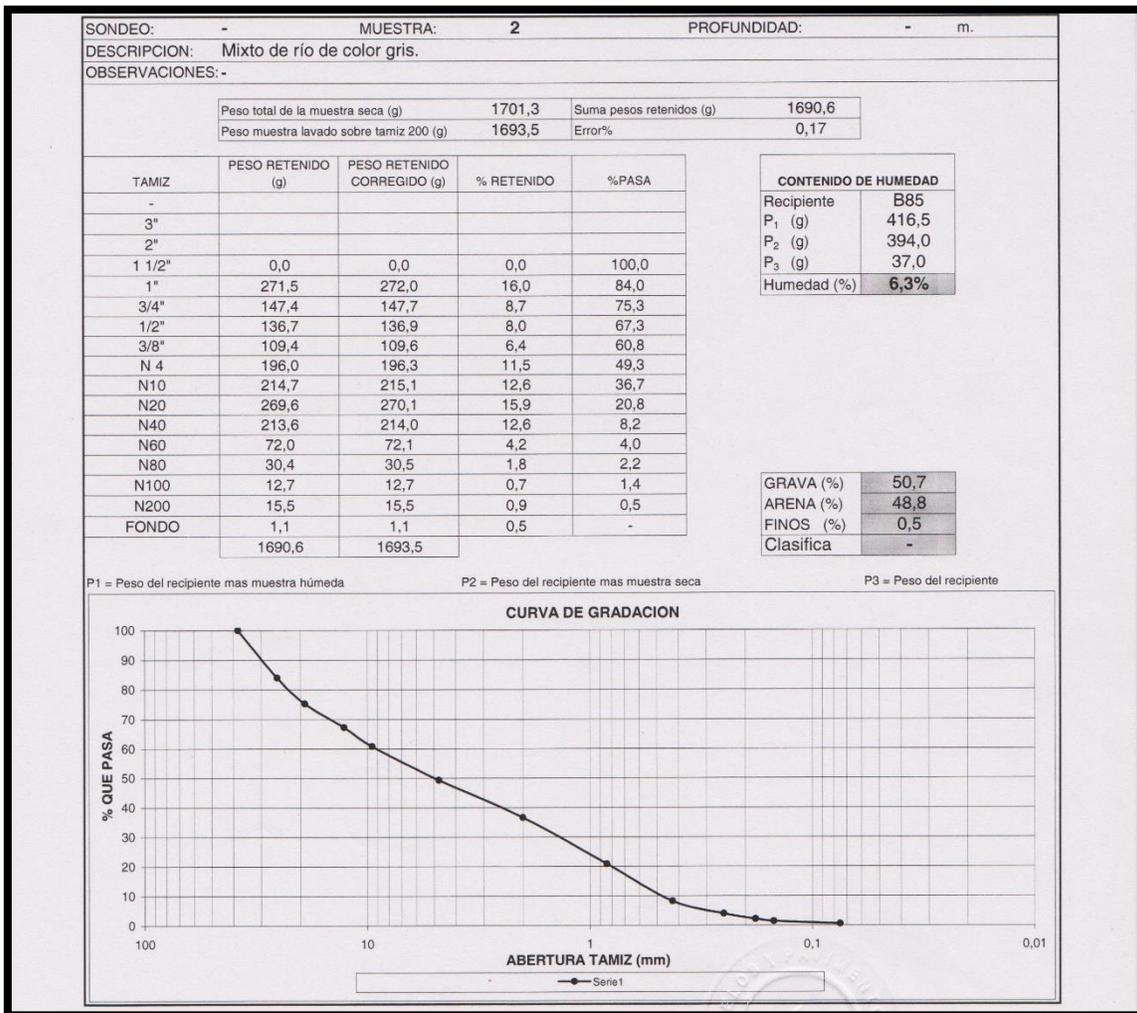


Figura 22 granulometría material de fondo

CURVA DE CALIBRACIÓN DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO	
CAUDAL LÍQUIDO (m³/s)	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO (Ton/día)
204.21	794.28
102.14	649.26
72.57	587.39
56.46	536.99
46.64	510.36
40.67	491.99
37.00	479.29
34.57	470.00
32.09	459.36
29.60	448.95
27.36	434.96
25.62	428.72
24.58	422.60
24.13	420.60

Tabla 12 curva calibración transporte de sedimentos de fondo

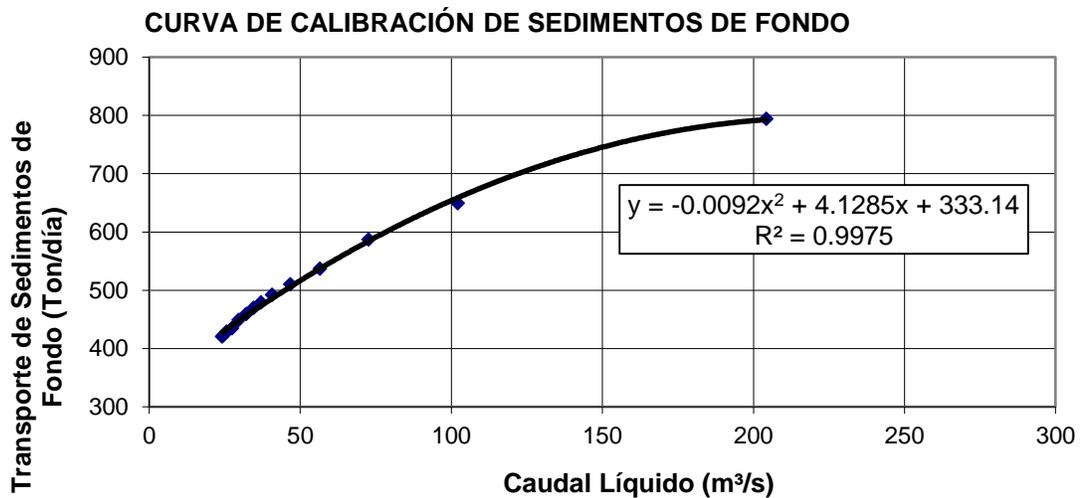


Figura 23 curva calibración transporte de sedimentos de fondo

7. Condiciones de Cálculo y Resultados

7.1. Modelos utilizados y comparaciones.

7.1.1. Modelos

Para realizar desarrollar este proyecto se hicieron los siguientes seis modelos con el solucionador Nays2DH:

1. Modelo con colapso de bancas en topografía RIV.
2. Modelo con colapso de bancas en topografía TPO.
3. Modelo sin colapso de bancas en topografía RIV.
4. Modelo sin colapso de bancas en topografía TPO.
5. Modelo sin colapso de bancas en topografía TPO con malla fina de 1.6x1.6.
6. Modelo de transporte de sedimentos en HEC-RAS.

7.1.2. Comparaciones

En general todas las comparaciones tienen como finalidad exponer las diferencias en los resultados arrojados por los modelos, cuando se utilizan dos tipos diferentes de fuentes cartográficas, las comparaciones son:

- 1) Comparación entre Modelo con colapso de bancas en topografía RIV y Modelo con colapso de bancas en topografía TPO., estos tienen las mismas condiciones de frontera y condiciones iniciales, los resultados comparados se enfocan en el cambio en su geometría en planta y su variación en el nivel del lecho, sin embargo también se tuvieron en cuenta algunas peculiaridades.
- 2) Comparación entre Modelo sin colapso de bancas en topografía TPO. y Modelo sin colapso de bancas en topografía RIV, estos tienen las mismas condiciones de frontera y condiciones iniciales, esta comparación se realiza porque el nivel de detalle que se consigue cuando se apaga la opción de colapso de bancas es muy superior, aquí se puede utilizar la granulometría del sitio mientras que el modelo con colapso de bancas solo trabaja suponiendo una partícula única de tamaño uniforme para toda la zona. La variable comparada fue el cambio en los niveles del lecho.
- 3) Comparación entre Modelo sin colapso de bancas en y Modelo de transporte de sedimentos en HEC-RAS, esta comparación de hizo con el fin de tener una fuente externa de valores y tener mayor confiabilidad en los resultados. Se compararon los

valores de cambio de altura en el lecho y se confirmó el área de drenaje en una sección de aguas abajo cuyo patrón de drenaje era distinto entre las topografías TPO y RIV.

- 4) Comparación entre Modelo sin colapso de bancas en topografía TPO con malla fina de 1.6x1.6 con una imagen satelital de la zona, esta comparación es meramente cualitativa y su finalidad es describir como el mallado se adapta a las características físicas del terreno.
- 5) Comparación entre Modelo sin colapso de bancas en topografía TPO con malla fina de 1.6x1.6 con el análisis de sedimentos realizado con el método de Einstein y los resultados arrojados por el software.

7.2. Condiciones de calculo

7.2.1. Fuentes topográficas

Nays2DH utiliza dos tipos principales de fuentes topográficas, .TPO y .RIV. La primera consiste en una nube de puntos coordinados con su respectiva cota, la segunda es un levantamiento batimétrico de las secciones transversales ubicando sus extremos con coordenadas cartesianas.

El mallado varía dependiendo su fuente topográfica, cuando utilizamos TPO, la malla generada es externa a la topografía, el usuario decide por donde hacer la malla, su ancho y el tamaño de los elemento, esto se puede observar en la Figura 24. Después de que la malla se genera cada elemento toma valores topográficos dependiendo el valor de cada punto bajo esta.

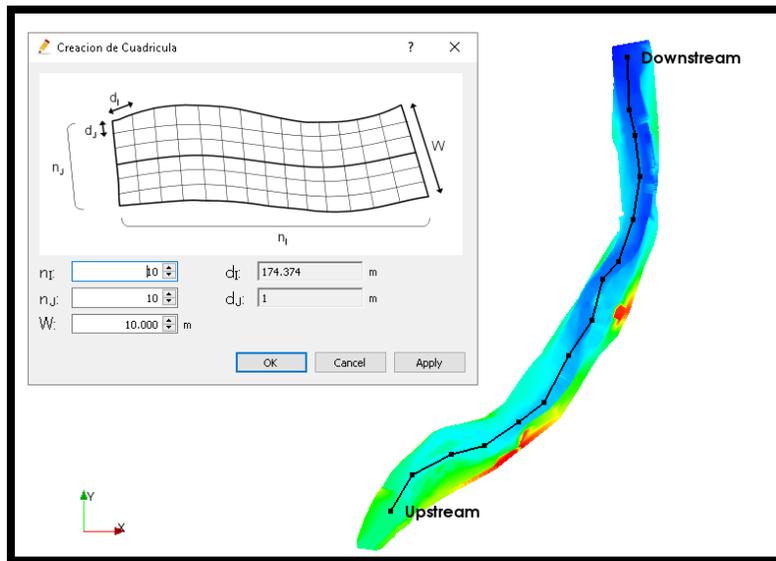


Figura 24 mallado con .TPO, Fuente: Elaboración propia usando I-Ric.

Cuando se tiene información topográfica con extensión RIV el mallado se convierte en el resultado de separar las secciones transversales en puntos, el distanciamiento entre secciones también en puntos, unirlos con líneas y generar la malla, automáticamente el mallado toma la información topográfica de las secciones transversales, este método se puede observar mejor en la Figura 25.

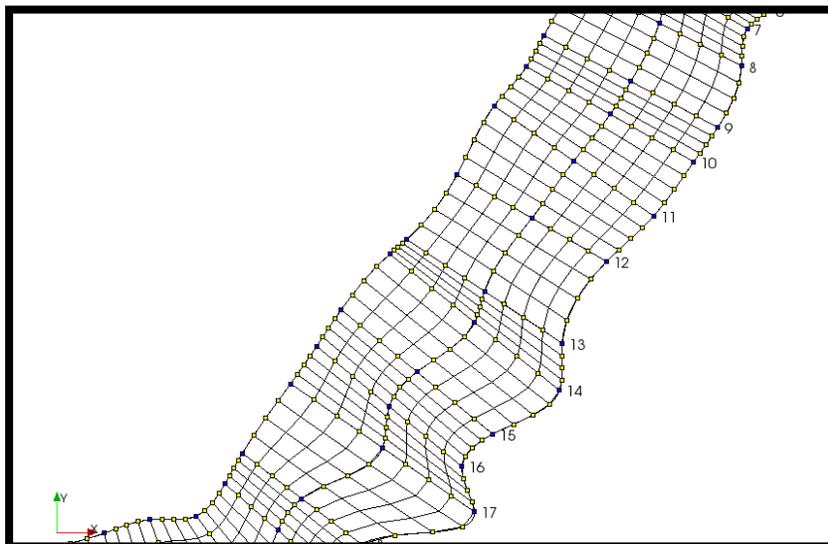


Figura 25 mallado con .RIV, Fuente: Elaboración propia usando I-Ric.

7.2.2. Tipo de solucionador

7.2.2.1. Deformación de cama

Hay dos opciones para este parámetro; habilitado o deshabilitado. Dependiendo del objetivo que se tenga para el modelo se debe escoger una. Si solamente se quiere determinar el comportamiento del fluido a través de cierta geometría se debe tomar la opción de deshabilitado, si se desea estudiar el comportamiento del lecho por los efectos de una corriente de debe escoger habilitado.

7.2.2.2. Método de diferencias finitas

El software da dos opciones de esquema para desarrollar las diferencias finitas UpWind y Polinomio cúbico de Interpolación (CIP). Se escogió el primer método porque por su gran difusión numérica, para fines prácticos, amortigua las diferencias agudas dándole más estabilidad al modelo.

7.2.2.3. Material de cama

Hay dos opciones para este parámetro; uniforme o no uniforme. Cuando se activa la opción de erosión de bancos el software solo permite trabajar con material uniforme y solo se debe trabajar con un diámetro único de partícula. Cuando es no uniforme se pueden utilizar diferentes granulometrías y ubicarlas en el plano como el modelador desee.

7.2.2.4. Tipo de transporte de sedimento

Nays2DH ofrece dos opciones para este parámetro; transporte de fondo o transporte de fondo y suspensión.

7.2.2.5. Fórmula para transporte de fondo

Se puede elegir entre Meyer Peter y Müller o Ashida y Mishiue. Se seleccionó Meyer Peter y Müller porque los resultados fueron más parecidos a los obtenidos en el estudio.

7.2.2.6. Formula de carga suspendida

Se puede seleccionar entre Lane-Kalinske o Itakura y Kishi.

7.2.2.7. Erosión de bancos

Puede ser habilitada o no habilitada, cuando se habilita calcula la erosión en las bancas basado en el transporte de sedimentos en la orilla del tramo, adicionalmente cuando se encuentra activado solo se puede trabajar con partículas uniformes y se desactiva la posibilidad de confluencias. Esta opción junto con Modelo de colapso de inclinación permiten el movimiento en planta del cauce.

7.2.2.8. Modelo de colapso de inclinación

Ajusta la inclinación de los taludes del cauce para que los nuevos taludes producto de los procesos de erosión y sedimentación no tengan un ángulo de inclinación superior al crítico. Se puede escoger entre activarlo o no.

7.2.3. Condiciones de frontera

7.2.3.1. Frontera aguas abajo

El software permite cuatro condiciones: valor constante, flujo uniforme, una serie de tiempo o salida libre. Se selecciona dependiendo de los datos que se posean y de las necesidades del usuario., Para el caso de estudio se escogió flujo uniforme suponiendo un canal muy largo aguas abajo.

7.2.3.2. Pendiente para el flujo uniforme

Puede ser calculado o ingresar valor constante, en nuestro caso se seleccionó calcular directamente de los datos geográficos.

7.2.3.3. Unidad de tiempo para el caudal de entrada

Se escoge la unidad de entrada del evento hidrológico, el software ofrece horas o segundos.

7.2.3.4. Serie de tiempo (Hidrograma)

Determinar el evento hidrológico fue una incógnita durante todo el desarrollo del proyecto, puesto que no se disponía de información con suficiente detalle para simular y calibrar un evento. Se hicieron diferentes pruebas con hidrogramas triangulares de uno y dos días de duración, y se decidió enfocar el presente trabajo al estudio de las capacidades del software y hacer comparaciones de los resultados obtenidos por la variación de los mallados y otras opciones del programa. Los valores utilizados fueron tomados del análisis hecho en la sección 6.4. No son valores extremos, su periodo de retorno en menos de un año y su magnitud fue el resultado de varios ensayos con los modelos. Se deja para un trabajo posterior el análisis para diferentes periodos de retorno, de duraciones más largas y más complejos.

7.2.4. Tiempo

7.2.4.1. Intervalo de salida

Aquí se establece el tiempo de paso en el que se presentan los resultados.

7.2.4.2. Tiempo de cálculo por paso

Este parámetro determina la eficiencia y estabilidad del modelo, mientras más alto sea el tiempo menos tiempo de cálculo se toma del software en terminar, sin embargo, los valores bajos aumentan la estabilidad del modelo.

7.2.4.3. Número máximo de iteraciones y coeficiente de relajación

Deben ser ajustados para controlar la convergencia de la solución, se tomaron los parámetros por defecto. Se sugiere, para un trabajo posterior estudiar su efecto en la convergencia.

7.2.5. Condiciones iniciales

7.2.5.1. Superficie de agua

Se puede escoger entre flujo uniforme, inclinación constante o flujo no uniforme, se optó por flujo uniforme. En las simulaciones realizadas con flujo no uniforme

se presentaron problemas de estabilidad numérica y no conseguía completar las simulaciones. Para trabajos futuros se sugiere utilizar flujo gradualmente variado como condición inicial, pues tiene mayor sentido físico y buscar formas de estabilizar la solución.

7.2.5.2. Condición de sedimentos

Este solucionador tiene por defecto la condición de equilibrio como valor inicial y no puede ser ajustado.

7.2.6. Diámetro del material del lecho

Cuando se trabaja el modelo con el complemento de colapso de inclinación se inhabilita la opción de materia no uniforme. En este caso se tomó el D_{50} de la granulometría expuesta en la Figura 22, que es 5mm.

Cuando el software no está utilizando la erosión en bancos se tiene la opción de trabajar con diferentes granulometrías ubicadas en zonas correspondientes. En el caso de este proyecto se utilizó la granulometría mostrada en la Figura 22 para toda la zona de estudio, no obstante se debe aclarar que esto solo se hizo con fines académicos ya que en la realidad del cauce este posee diferentes granulometrías entre las bancas y el lecho del río.

7.2.7. Erosión de bancos

7.2.7.1. Altura de bancos

Se debe ingresar al valor de la altura de los bancos fuera de la malla computacional, como no se tiene el valor se opta por uno pequeño.

7.2.7.2. Suavizar deformación

Suaviza las deformaciones causadas por el modelo de colapso de inclinación.

7.2.7.3. Valor tangente del ángulo de reposo

Aquí se debe ingresar el valor tangente del ángulo de reposo del material, para nuestro proyecto se utilizó un valor de 0.5732 que corresponde a un suelo con una matriz de grava con arena¹¹⁾

7.2.8. Coeficiente de Manning

En el mapa se generó un polígono; como se muestra en la Figura 26, que contiene la malla computacional. Se optó por un coeficiente de Manning de 0.055, valor que sugiere en el libro de canales abiertos de Ven Te Chow¹¹⁾ para las caracterizaciones hechas en los títulos 6.3, 6.3.1 y 6.3.2.

Cabe volver a aclarar que esto solo se hizo con fines académicos ya que en la realidad del cauce este posee diferentes granulometrías entre las bancas y el lecho del río por lo tanto también posee diferentes coeficientes de Manning.



Figura 26 Polígono coeficiente de Manning, Fuente: Elaboración propia con I-Ric.

7.2.9. Mallado computacional

7.2.9.1. Mallado con topografía RIV

La malla computacional generada en este caso contiene 1521 elementos estructurales ortogonales, que contienen la totalidad de la información topográfica proporcionada al modelo. En la Figura 27 se observa la malla con su información topográfica de fondo.

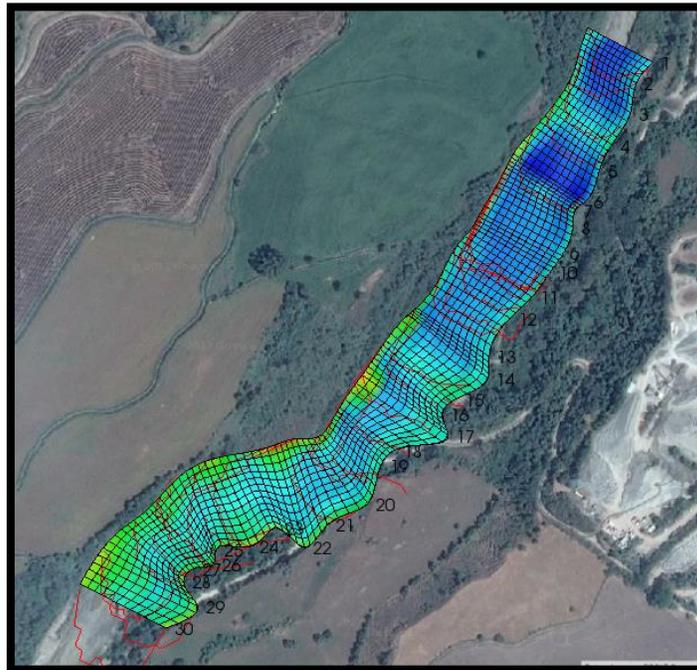


Figura 27 Mallado con RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric.

7.2.9.2. Mallado con topografía TPO

La malla computacional generada en este caso contiene 1809 elementos estructurales ortogonales, que contienen solo una parte de la información topográfica proporcionada al modelo, esto se debe a que este mallado tiene un valor de anchura constante. En la Figura 28 se observa la malla con su información topográfica de fondo.

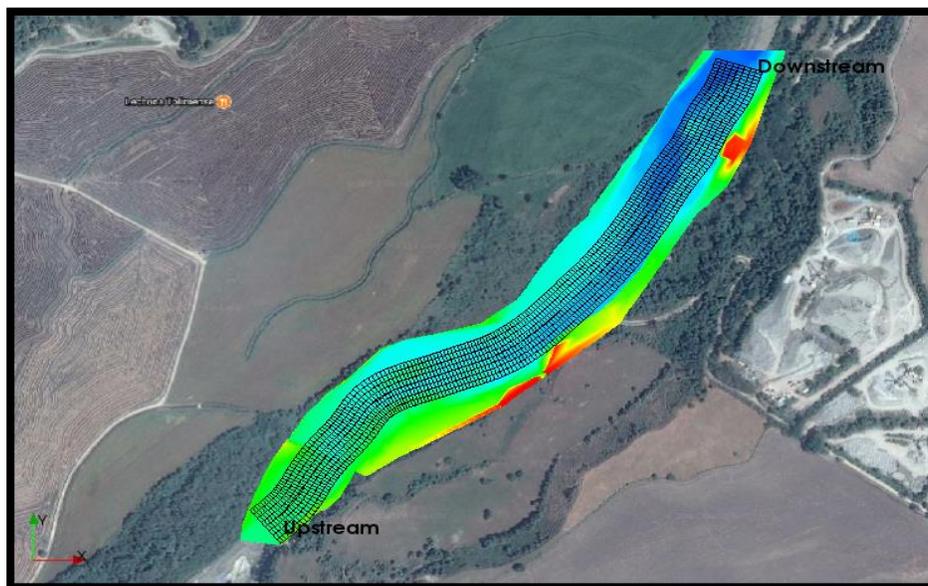


Figura 28 Mallado con TPO, **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric.

7.2.9.3. Mallado fino con topografía TPO

La malla; que se presenta en la Figura 29, consta de 46277 elementos y una anchura promedio de 120 metros, está hecha con topografía en formato TPO y sus dimensiones intenta optimizar el uso de datos topográficos.



Figura 29 Malla fina de 1.6 x 1.6 **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric.

7.2.10. Resumen de condiciones de calculo

		MODELOS					
		Item	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
Tipo de solucionador	Deformación de cama	Habilitado	Habilitado	Habilitado	Habilitado	Habilitado	Habilitado
	Método de diferencias finitas	UpWind	UpWind	UpWind	UpWind	UpWind	UpWind
	Material de cama	Uniforme	Uniforme	No uniforme	No uniforme	No uniforme	No uniforme
	Tipo de transporte de sedimento	Transporte de fondo y en suspensión					
	Fórmula para transporte de fondo	Meller Peter y Müller					
	Formula de carga suspendida	Lane - kalinske					
	Erosión de bancos	Habilitado	Habilitado	No habilitado	No habilitado	No habilitado	No habilitado
	Modelo de colapso de inclinación	Si	Si	No	No	No	No
Tiempo	Frontera aguas abajo	Flujo uniforme					
	Pendiente para el flujo uniforme	Calculado de datos geográficos					
	Unidad de tiempo para el caudal	Hora	Hora	Hora	Hora	Hora	Hora
	Hidrograma Aguas arriba	Triangular de dos días con pico en el día 50-150-50	Triangular de dos días con pico en el día 50-150-50	Triangular de un día con pico en 12 horas 60-100-60	Triangular de un día con pico en 12 horas 60-100-60	Triangular de un día con pico en 12 horas 60-100-60	Triangular de un día con pico en 12 horas 60-100-60

		MODELOS				
Item		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
Tiempo	Intervalo de tiempo de salida	3600	3600	900	900	900
	Tiempo de cálculo por paso	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075
	Máximo número de iteraciones por paso	80	80	80	80	80
	Coefficiente de relajación	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C. iniciales	Superficie de agua	Flujo uniforme				
	Condición de Sedimentos	En equilibrio				
	Diámetro del material uniforme de la cama	5 mm	5 mm	Figura 22	Figura 22	Figura 22
Erosión bancos	Altura de bancos	0.01	0.01	-	-	-
	Suavizar deformación	Si	Si	-	-	-
	Valor tangente del ángulo de reposo	0.5732	0.5732	-	-	-
	Coefficiente de Manning	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055
	Mallado	RIV	TPO	RIV	TPO	TPO FINO

Tabla 13 Resumen condiciones de calculo

7.3. Resultados

Con el fin de mostrar las capacidades del solucionador, a continuación, se mostrarán algunos resultados del modelo 4.



Figura 30 vorticidad en $t = 43200$ **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

En la Figura 30 se presenta una vista en planta de la vorticidad en $t = 43200$; momento en el cual se alcanzan mayores valores y adicionalmente coincide con el pico del hidrograma.

En los extremos de aguas arriba y aguas abajo; dentro de los círculos amarillos se presentan los mayores valores de vorticidad, en ambos casos se puede observar gradientes muy altos ya que se pasa de $0.719/s$ a $-0.355/s$ en una distancia muy corta.

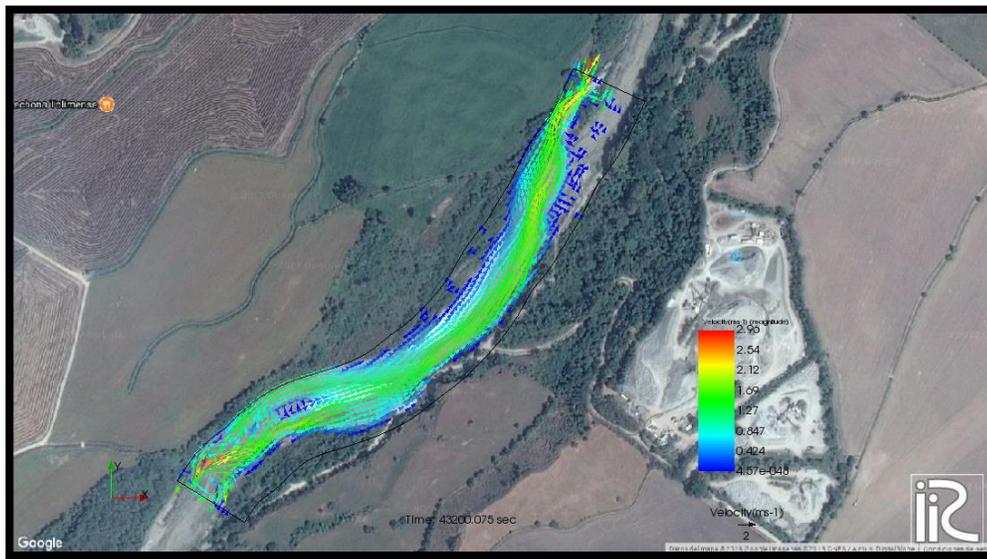


Figura 31 Campo vectorial de velocidad al $t=43200$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

En la Figura 31 se muestra un mapa con valores y dirección de las velocidades. Aquí se reitera lo visto en la Figura 30 aguas arriba y aguas abajo en los extremos se ven flujos que no siguen la dirección de la corriente, con los valores más altos y adicionalmente generando zonas de recirculación.

En la Figura 32 se observa un diagrama del comportamiento de las partículas para $t=43200$, aquí se puede ver la zona de flujo identificando las partes con mayor concentración de partículas. Adicionalmente, se puede observar que en los extremos de aguas arriba y aguas abajo hay una gran desviación de la trayectoria regular, producto del comportamiento de las corrientes en estos puntos.

Para terminar en la Figura 33 y en la Tabla 14 se pueden observar los puntos de estudio con los que se procederán a hacer los siguientes análisis.



Figura 32 comportamiento de las partículas en $t=43200$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

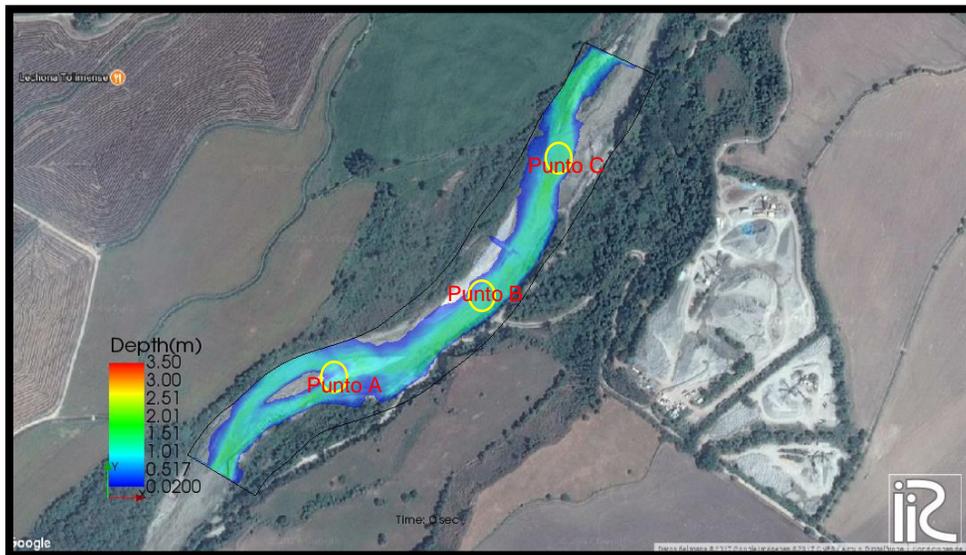


Figura 33 puntos de estudio Fuente: Elaboración propia con I-Ric

PUNTOS	COORDENADAS	
	Coordenada X	Coordenada Y
Punto A	905966.5	958835.31
Punto B	906254.31	956035.37
Punto C	906436.56	959310.68

Tabla 14 Puntos de estudio

7.3.1. Comparación 1)

En este apartado se realizará la comparación entre el Modelo con colapso de bancas en topografía RIV y el Modelo con colapso de bancas en topografía TPO., en la Figura 34, la Figura 35 y Figura 36 se presentan los resultados en planta provenientes de las modelaciones.

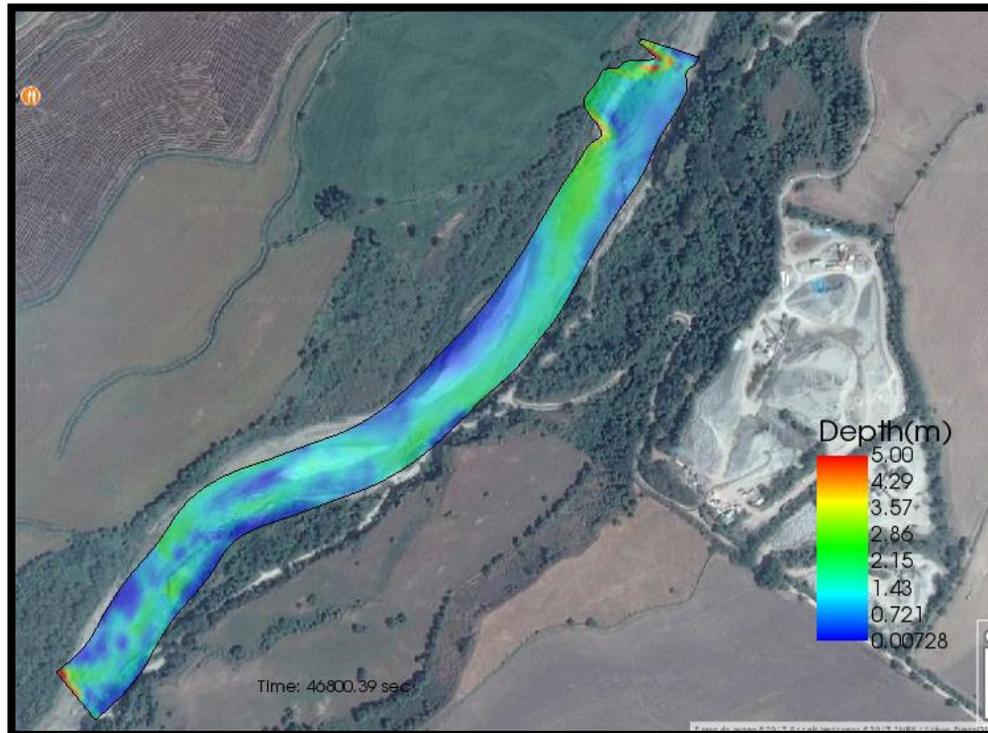


Figura 34 Esquema en planta resultado final con colapso y topografía TPO en $t=46800$. Fuente: Elaboración propia con I-Ric

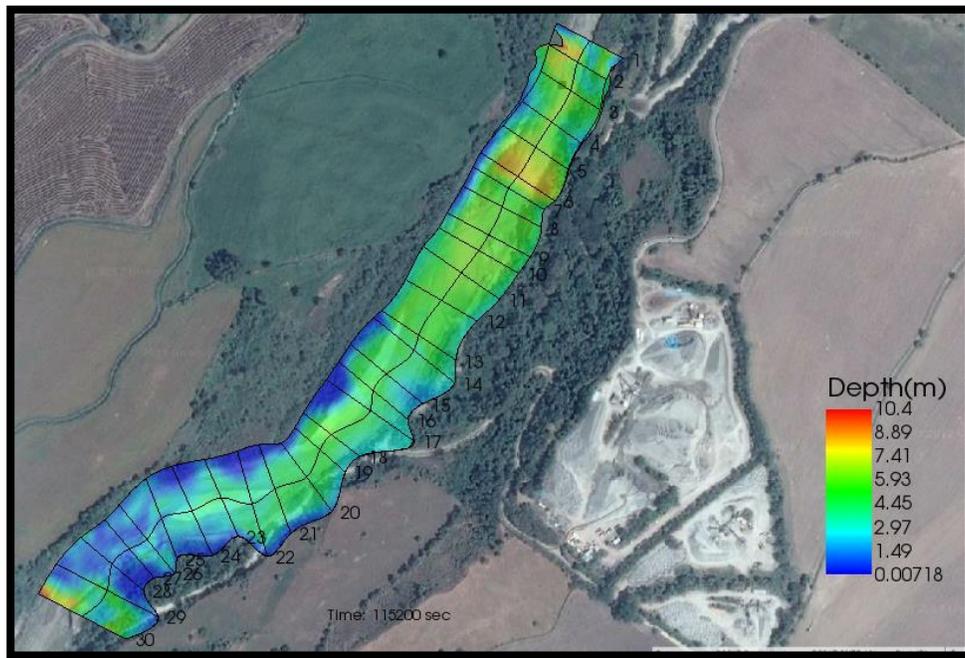


Figura 35 Esquema en planta resultado final con colapso y topografía RIV en $t=115200$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

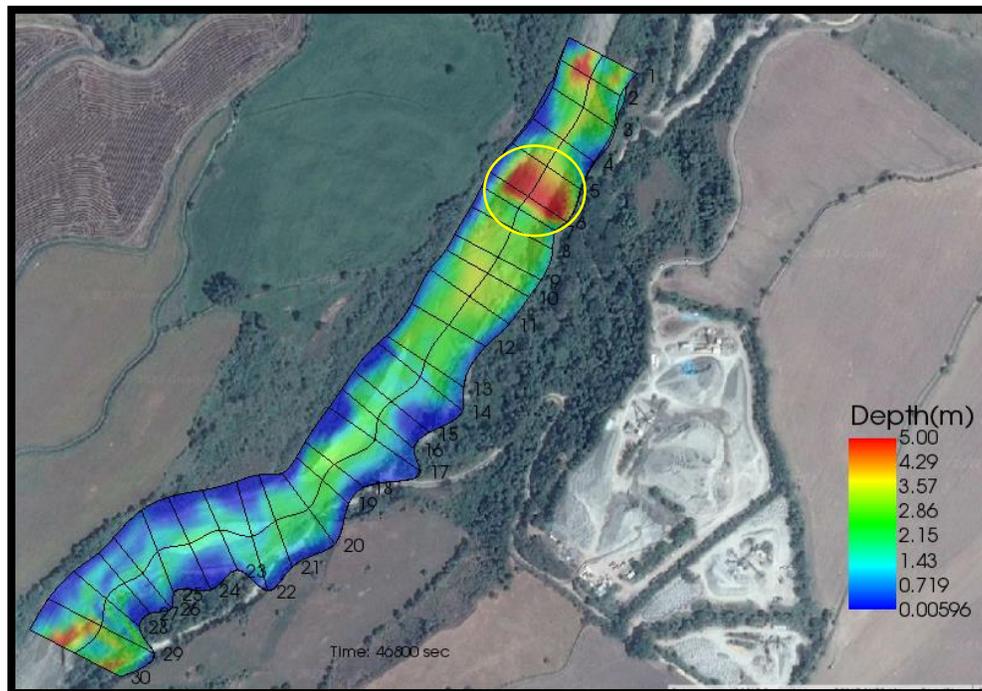


Figura 36 Esquema en planta resultado final con colapso y topografía RIV en $t=46800$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

En la Figura 34, a simple vista se notan las diferencias en planta entre los dos tipos de mallado utilizados. Se observan bordes suaves producto de anchura propia del espacio computacional. En Figura 35 se observan cambios bruscos de sección provenientes de las diferentes longitudes tomadas a la hora de realizar el levantamiento.

Ninguna de las dos simulaciones finalizó debido a problemas de inestabilidades numéricas de los modelos, no obstante, se pueden hacer algunas comparaciones de los datos obtenidos. En la Figura 34 y en la Figura 35 hacia aguas abajo se pueden observar deformaciones causadas por el modelo de colapso geoméricamente muy parecidas. Las dos tienden a ancharse a esa altura y tienen una entrada provocada por una depositación muy particular, sin embargo en el modelo TPO desarrolló esta geometría a los 46800 segundos mientras que el RIV lo hizo a los 115200.

Al comprar los resultados de la Figura 34 y la Figura 36 a los 46800 segundos, se encuentran diferencias muy grandes. Aguas abajo en la Figura 36 no se identifican mayores deformaciones provocadas por el colapso de inclinación mientras que en la Figura 34 hay presentes procesos de depositación y socavación que cambiaron completamente la geometría del lecho en la zona. Respecto a los valores de profundidad de agua se cuenta con el mismo rango sin embargo en la Figura 36; en el círculo amarillo, se presentan las profundidades más grandes, mientras que en el otra estas profundidades se concentran en los extremos de aguas abajo y aguas arriba.

En la Figura 37 y Figura 38 se pueden observar las profundidades del agua y cambio en altura en el lecho contra tiempo en el punto A. Las profundidades de agua en las dos topografías empiezan casi en 80cm y terminan con una diferencia en 30 cm de profundidad. Respecto a su evolución podemos ver que tienen una tendencia parecida.

Se aprecian comportamientos diferentes en la altura del lecho. En la topografía TPO se ve claramente cómo se sedimentan alrededor de 25cm en los primeros 15000 segundos y luego se mantiene esa tendencia hasta el final. Por otro lado, en la

topografía RIV se identifica un cambio en elevación de 50 cm en los primeros 10000 segundos y luego un proceso de socavación para terminar con 10cm por debajo del nivel original. En la Figura 39 se presenta la superposición de los dos resultados para apreciar mejor los resultados.

En la Figura 40 y en la Figura 41 se observan las secciones transversales del punto A. Es evidente una gran diferencia en las elevaciones iniciales, debido a que los procesos adicionales requeridos para generar la topografía TPO modifican los datos. En estas graficas se aprecia el cambio de las secciones transversales a través del tiempo, su comportamiento es similar al presentado anteriormente

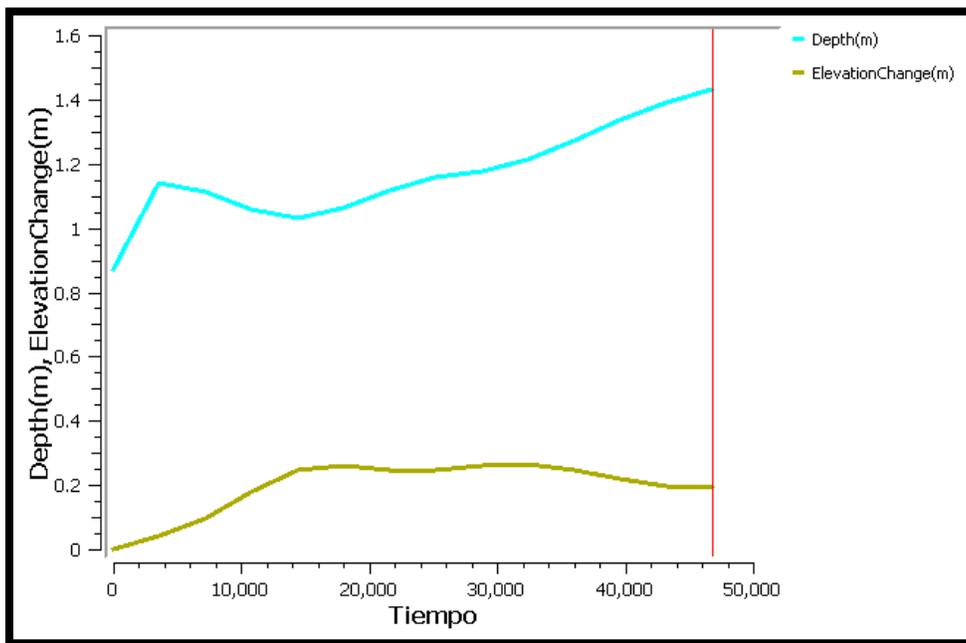


Figura 37 modelo de colapso punto aguas arriba topografía TPO Fuente: Elaboración propia con I-Ric

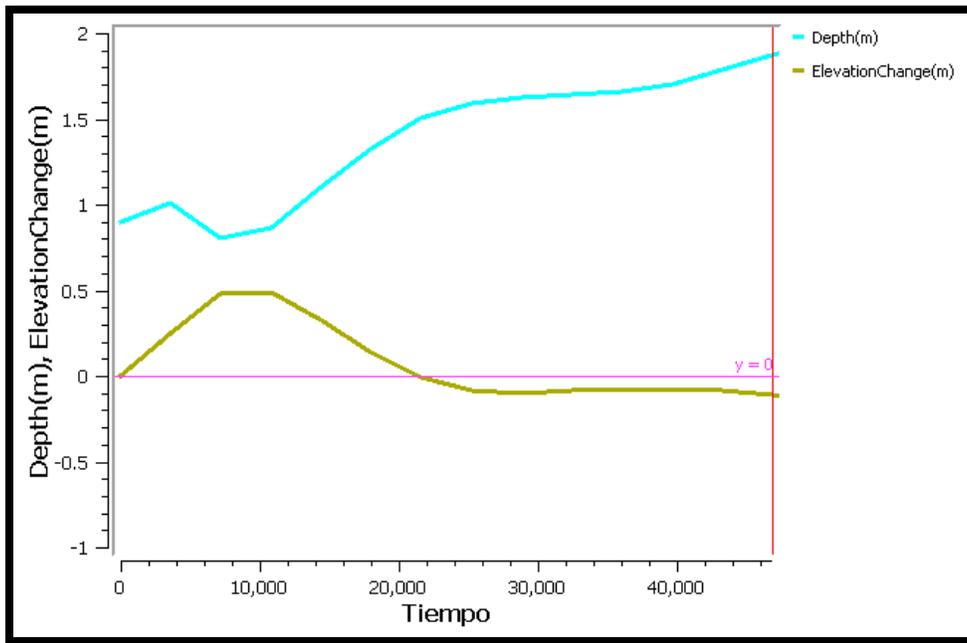


Figura 38 modelo de colapso punto aguas arriba topografía RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

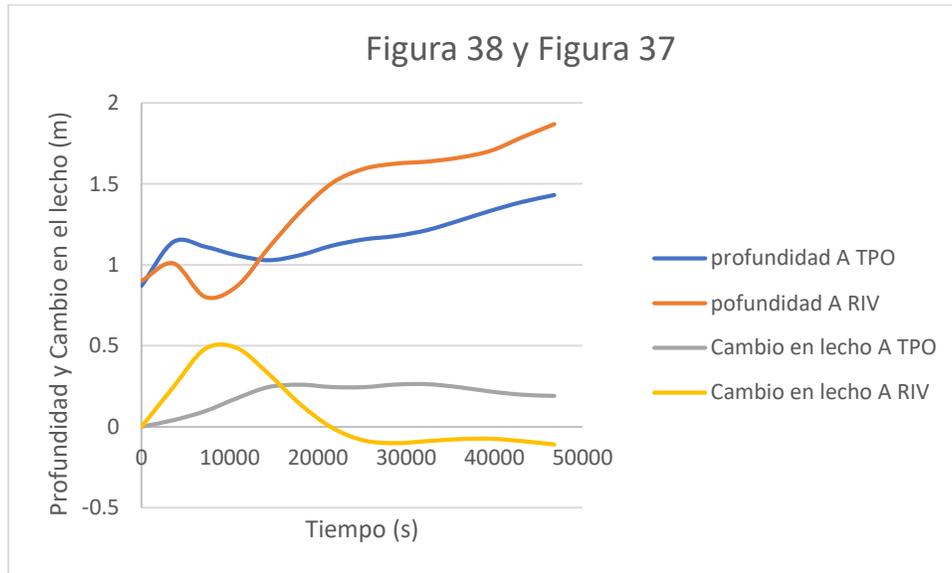


Figura 39 Figura 38 y Figura 37 **Fuente:** Elaboración propia

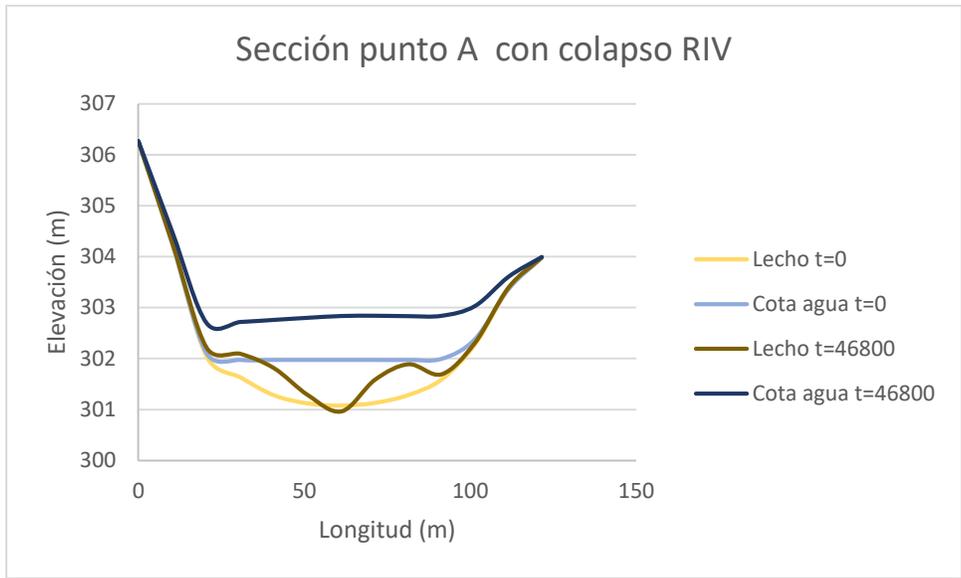


Figura 40 Sección punto A con colapso RIV Fuente: Elaboración propia

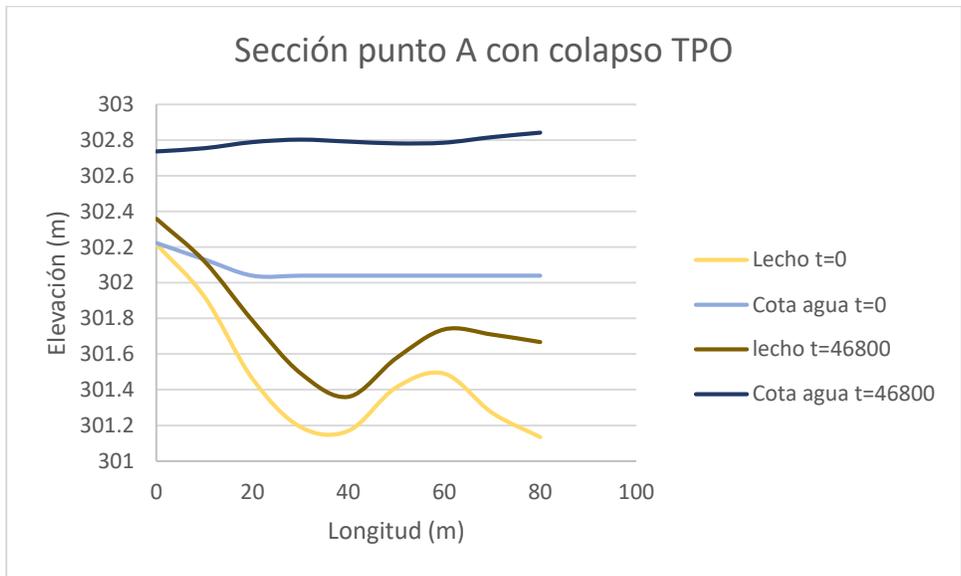


Figura 41 Sección punto A con colapso TPO Fuente: Elaboración propia

Viajando aguas arriba, en el punto B encontramos situaciones un poco diferentes respecto a las observadas en el punto anterior. En la Figura 42 se muestran gráficas con comportamientos más suaves que los de la Figura 43; aquí se observan oscilaciones al inicio y una tendencia creciente de la mitad hasta el final. En la topografía TPO se ve un continuo aumento en la profundidad de agua empezando en 40cm y terminando en 1 metro con un aumento fuerte de nivel en los primeros

3000 segundos, el cambio en la altura del lecho fue casi invariable, empezó con una pequeña socavación, luego se sedimenta para volver a su valor original, la oscilación está alrededor de 10cm. En la topografía RIV se observa un aumento más notorio en la altura del agua, empieza en 60cm y termina en 150cm. Al inicio se ve una oscilación producto de inestabilidad numérica, que se podría corregir al “calentar” el modelo. Se evidencia un aumento en la altura de 50cm, con una tendencia a quedar en un valor cercano a este.

En la Figura 44 están las Figura 42 y Figura 43 superpuestas con el fin de observar con mayor claridad los análisis anteriormente hechos.

En las Figura 45 y Figura 46 se muestran las secciones transversales para el punto B en topografía RIV Y TPO para los tiempos 0 y 46800. Se ve claramente una notoria diferencia entre las geometrías de las dos fuentes topográficas RIV toma por completo la extensión de las secciones transversales base, mientras que TPO toma un ancho.

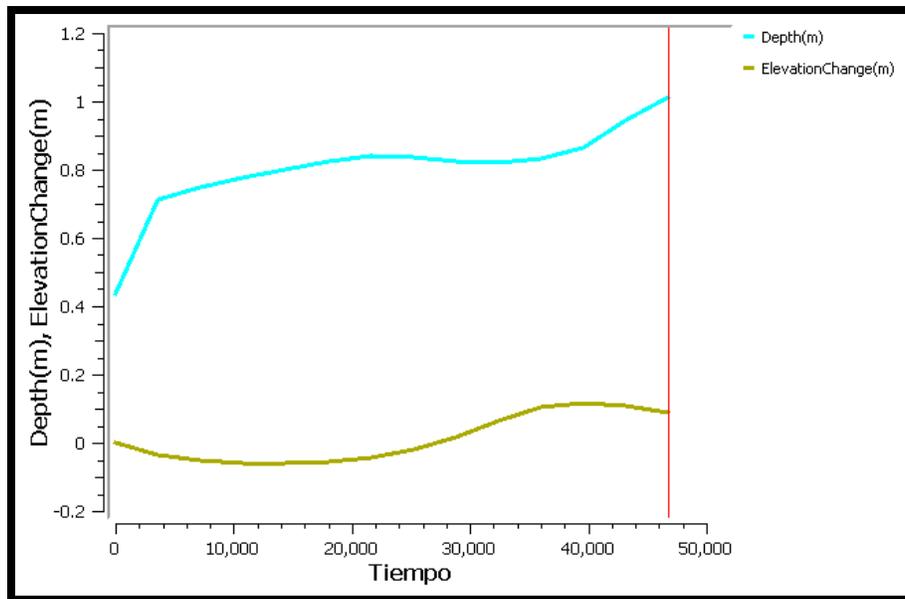


Figura 42 modelo de colapso punto medio topografía TPO Fuente: Elaboración propia con I-Ric

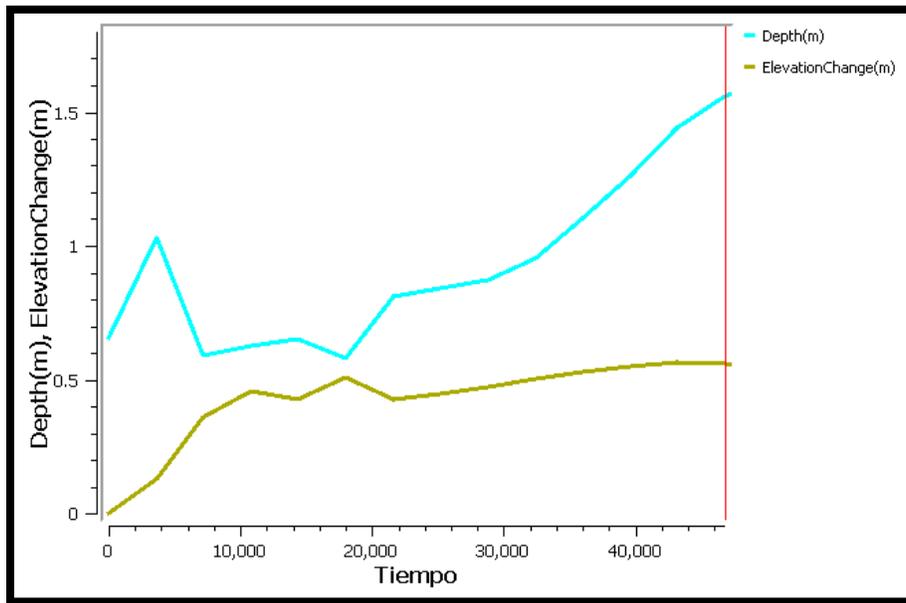


Figura 43 modelo de colapso punto medio topografía RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

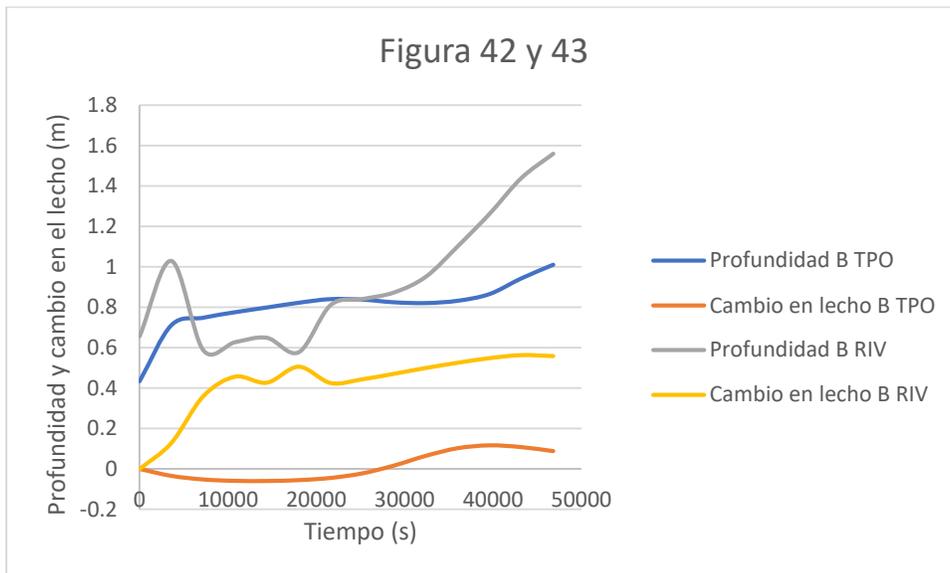


Figura 44 Figura 42 y Figura 43 **Fuente:** Elaboración propia

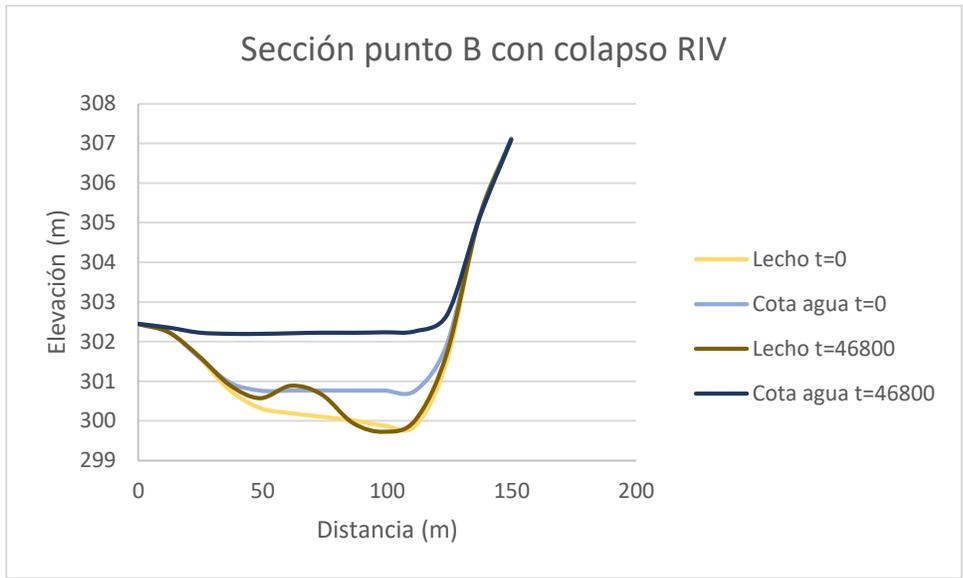


Figura 45 Sección punto B con colapso RIV Fuente: Elaboración propia

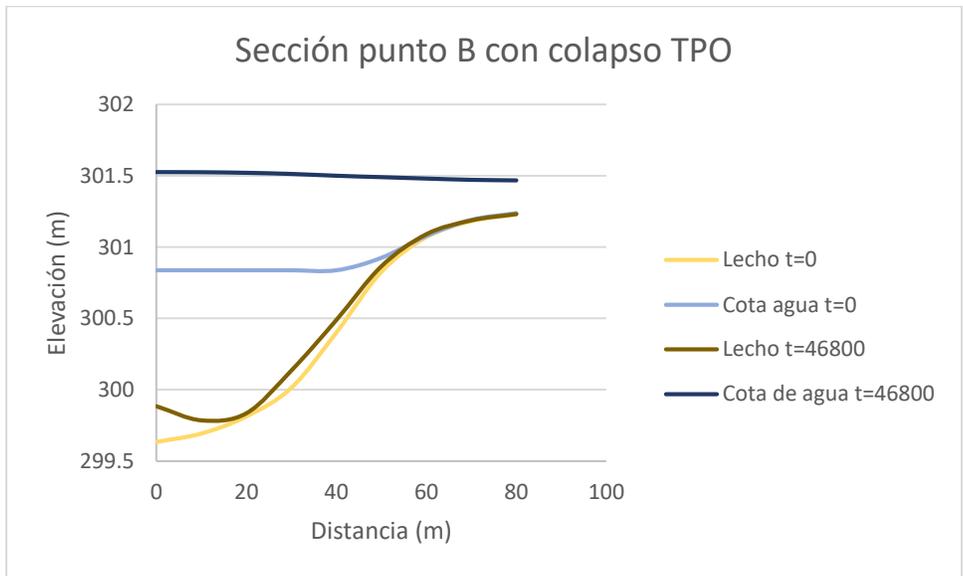


Figura 46 Sección punto B con colapso TPO Fuente: Elaboración propia

Para finalizar el análisis de los modelos con colapso de banca debemos ir al punto C en las Figura 47 y Figura 48 se exponen sus comportamientos.

En la topografía TPO se evidencia cambios de mucha menor magnitud que en la RIV, este comportamiento ya se ha visto en los puntos anteriores. Mientras que en la Figura 47 se aprecia un valor casi constante en la altura de lámina de agua los

primero minutos, en la Figura 48 se observan cambios muy extremos desde el inicio, aquí es evidente una baja de aproximadamente 70cm en el nivel para terminar en 140 cm de altura de lámina de agua. En la topografía TPO el cambio en la altura de nivel de lecho fue casi imperceptible, solo hasta el final se sedimentó un poco, aumentando el nivel hasta los 10 cm aproximadamente. Por otro lado, en RIV hubo socavación los primeros 5000 segundos y luego depositación hasta llegar un poco por encima del nivel inicial. En la Figura 49 se presentan los resultados de la Figura 47 y Figura 48 sobrepuestos. En la Figura 50 y Figura 51 se observan las secciones transversales del punto C en el tiempo, comparando la Figura 48 con la Figura 50 podemos observar que tienen comportamientos contrarios ya que en general toda la sección transversal se socava con el pasar del tiempo mientras que el punto escogido tiende a sedimentarse al final, esto se debe a la condición específica del punto.

En las gráficas de las secciones transversales podemos observar cómo se ampliaron las secciones con respecto a su estado natural, esto es efecto del modelo de colapso de inclinación y la erosión de bancos.

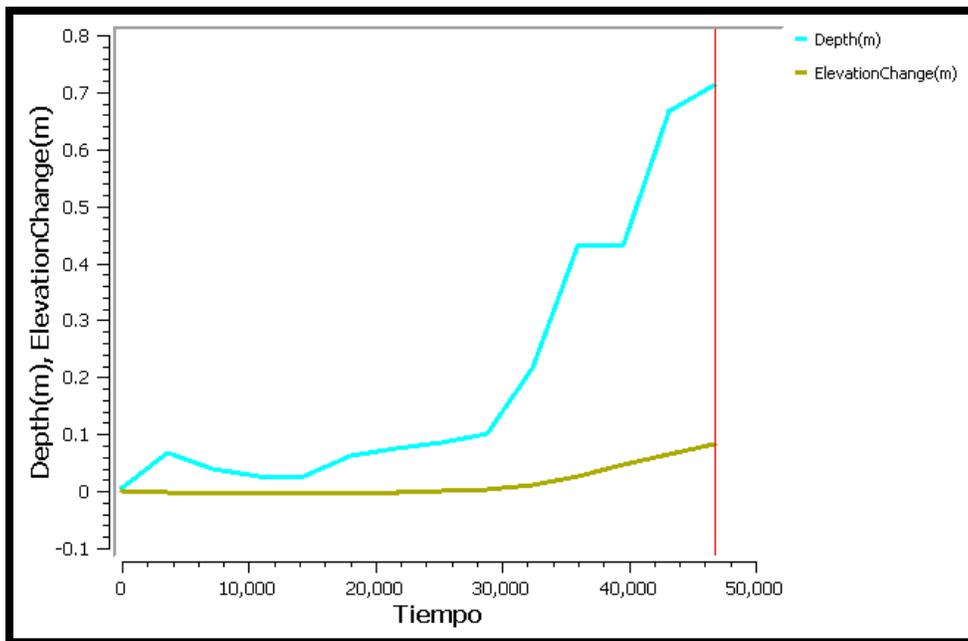


Figura 47 modelo de colapso punto aguas abajo topografía TPO Fuente: Elaboración propia con I-Ric

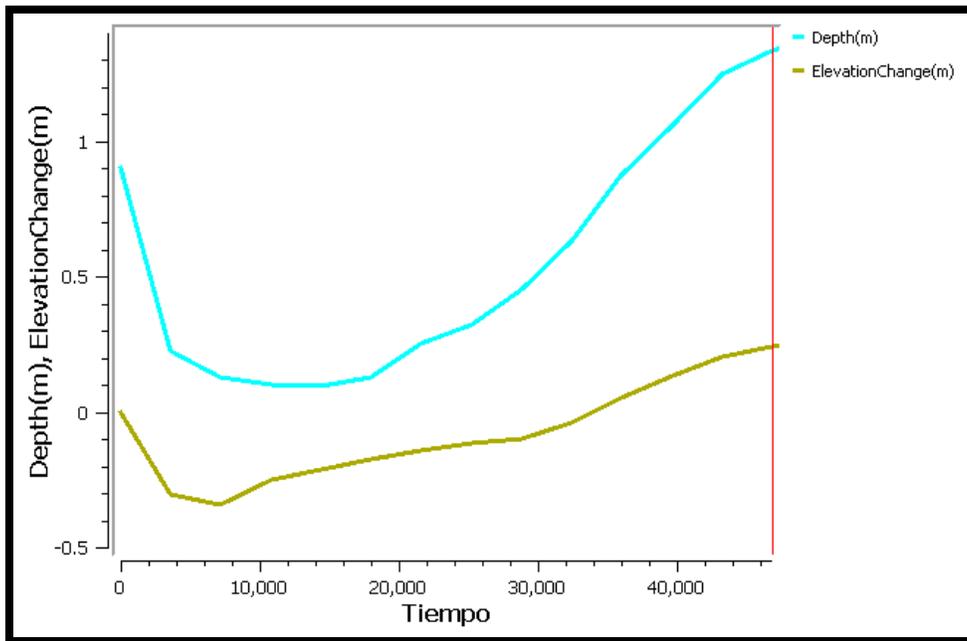


Figura 48 modelo de colapso punto aguas abajo topografía RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

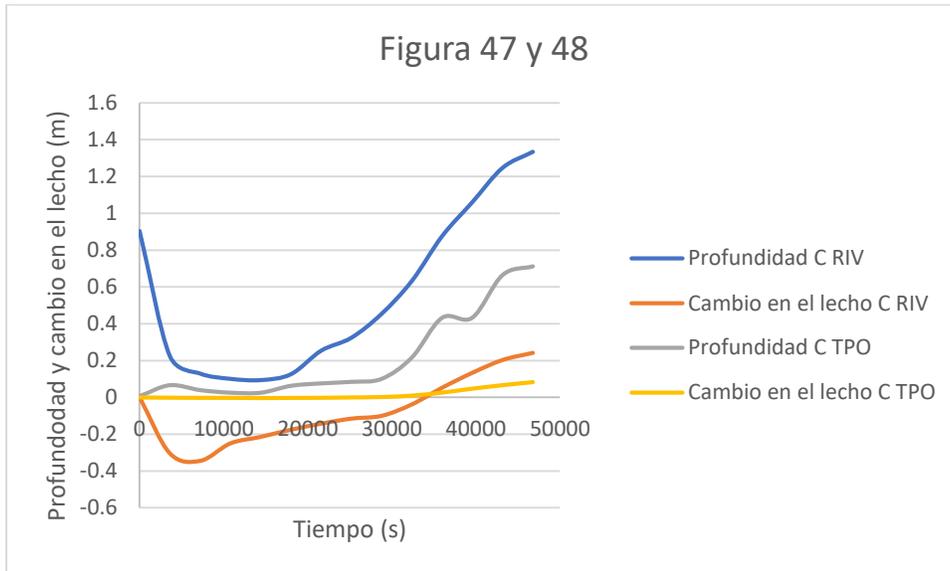


Figura 49 Figura 47 y Figura 48 **Fuente:** Elaboración propia

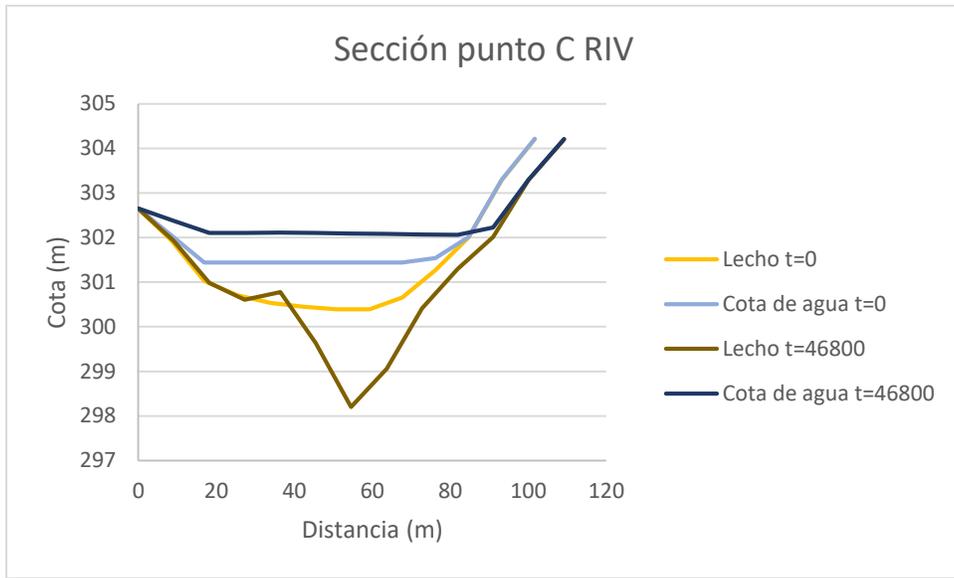


Figura 50 Sección punto C con colapso RIV Fuente: Elaboración propia

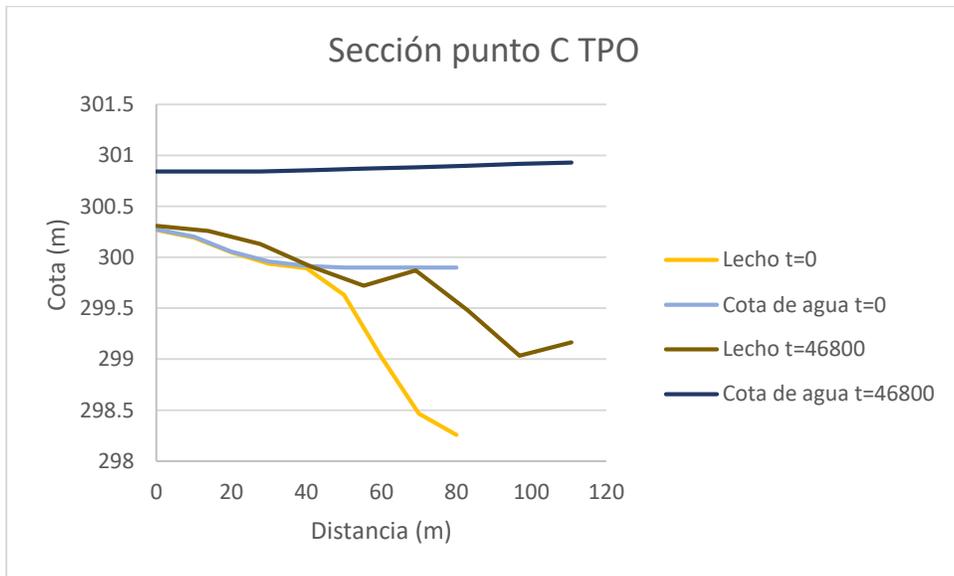


Figura 51 Sección punto C con colapso TPO Fuente: Elaboración propia

Para terminar este análisis se debe estudiar un poco más en detalle el efecto del colapso de bancas en el modelo.

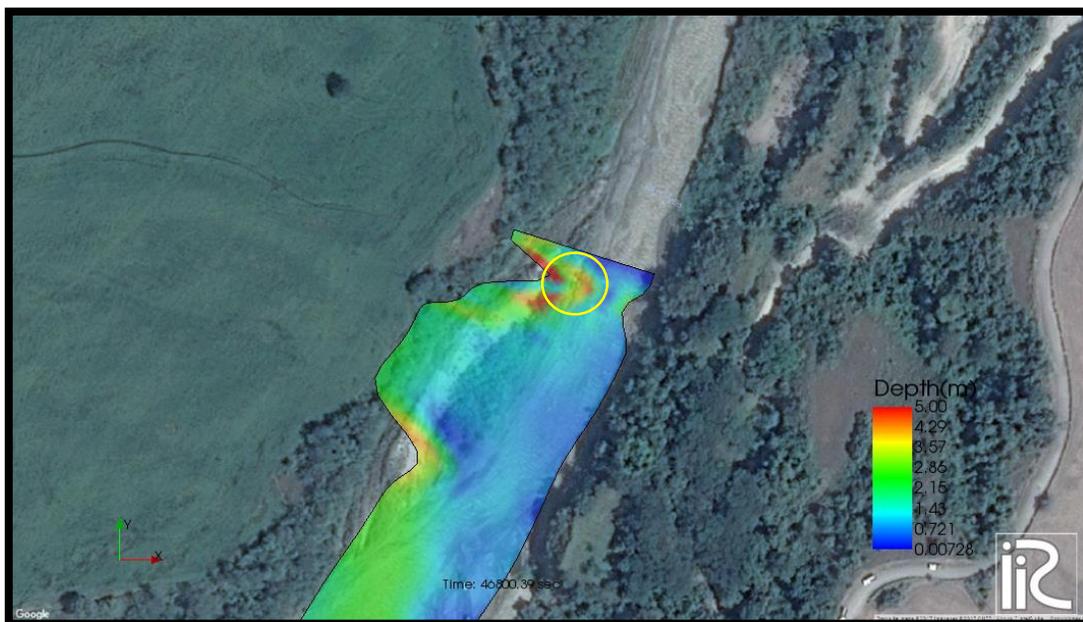


Figura 52 deformación causada por el colapso de bancas en TPO $t=46800$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

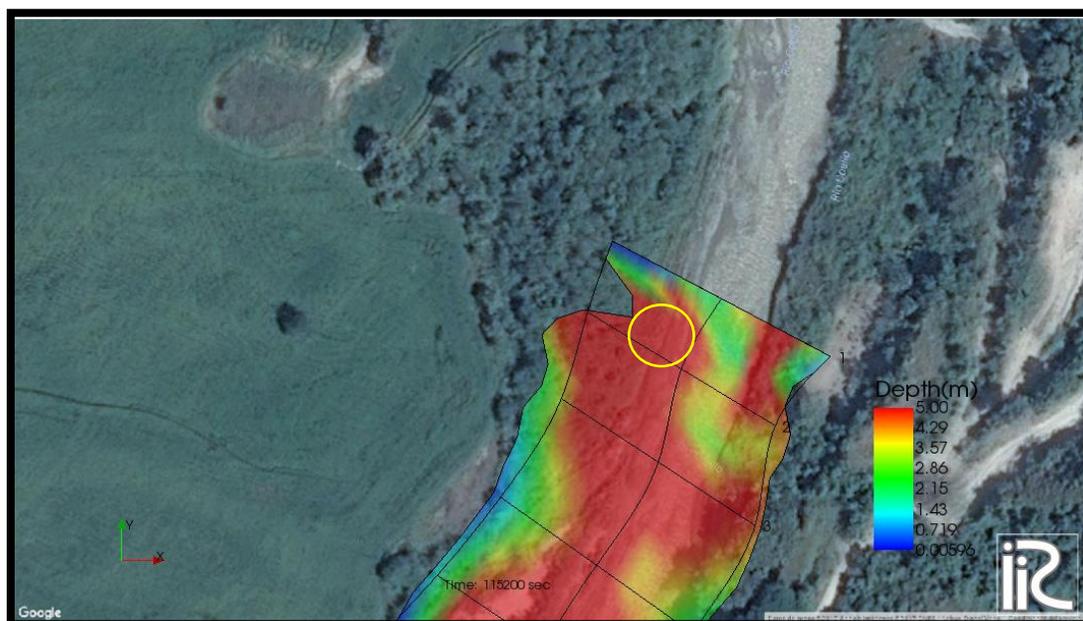


Figura 53 deformación causada por el colapso de bancas en RIV $t= 115200$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

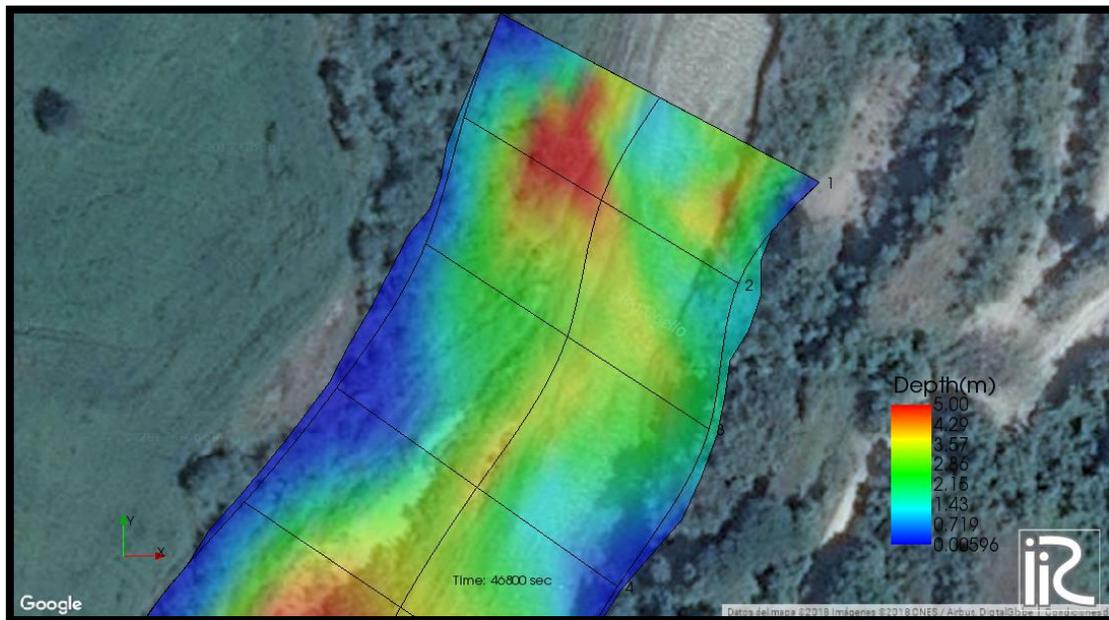


Figura 54 deformación causada por el colapso de bancas en RIV $t= 46800$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

En la Figura 52, Figura 53 y Figura 54 se ven detalladamente las modificaciones que el modelo de colapso de inclinación hicieron en las bancas del cauce aguas abajo, para el caso de la topografía RIV a las 48600 segundos se evidencian procesos de socavación que hacen crecer el ancho del río a los 115200 segundos la socavación sigue haciendo crecer el río, sin embargo, se ven procesos de sedimentación que empiezan a crear un efecto de estrangulamiento en la parte más aguas abajo. Esta última descripción es muy compatible con la situación del modelo con topografía TPO a los 46800 segundos.

Es importante que aclarar que en el caso de la topografía RIV el modelo pudo ir un tiempo mucho extendido que en TPO.

Una gran diferencia se puede encontrar en flanco derecho del río, el modelo con RIV se extiende fuera de los límites iniciales mientras que el modelo con TPO entra en los límites del cauce.

En la Figura 55 y Figura 56 se encuentran graficados los cambios estudiados anteriormente, pero en este caso el punto observado es el amarillo en la Figura 52 y la Figura 53, estos resultados evidencian graves problemas de inestabilidad numérica al final del tiempo del modelo, mostrando comportamientos exponenciales..

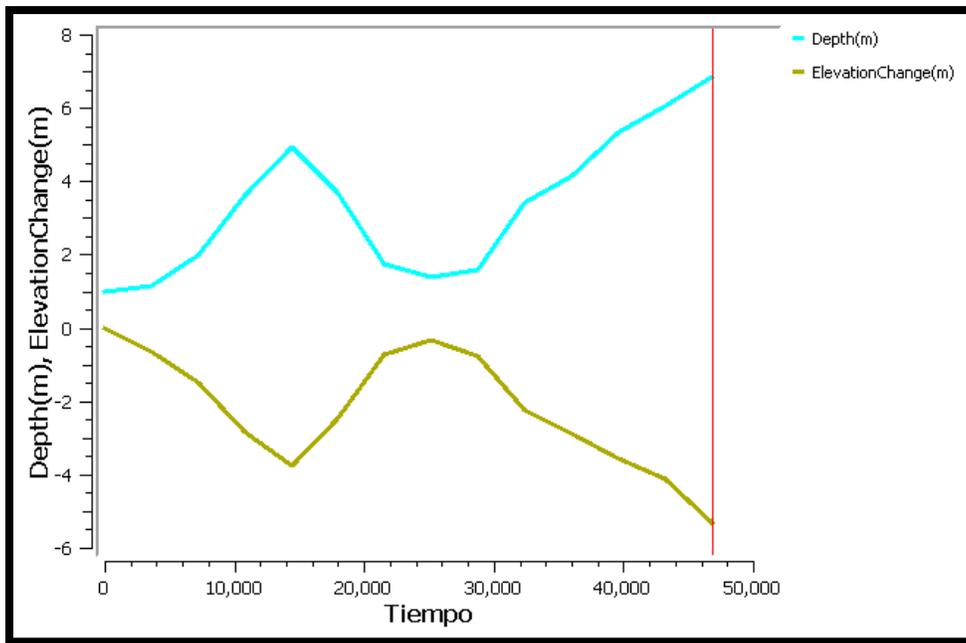


Figura 55 intrusión en modelo con topografía TPO. **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

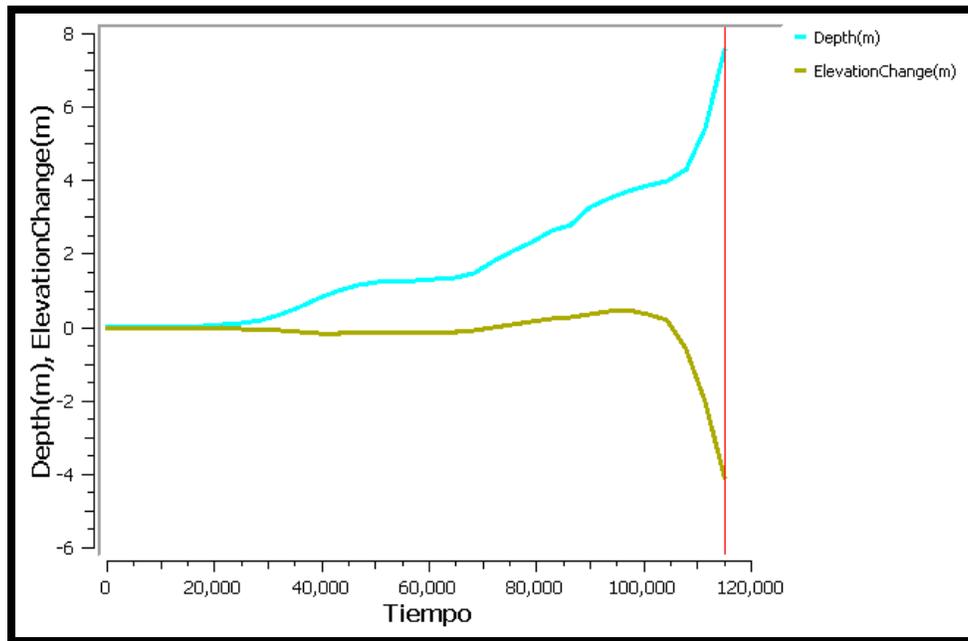


Figura 56 intrusión en modelo con topografía RIV. Fuente: Elaboración propia con I-Ric

Es evidente que hay una deformación en los límites de cálculo de la malla computacional, eventualmente con eventos hidrológicos adecuados el modelo podría llevar a cabo la modificación en planta de la trayectoria del cauce, objetivo inicial de este proyecto. Sin embargo, debo resaltar que la falta de información hizo que las secciones utilizadas no estuvieran completas y que se evidencias inestabilidades numéricas en el modelo que hacen que los resultados tengan poca confiabilidad. Se recomienda, ampliar las secciones y emplear una mayor discretización para estabilizar el modelo.

7.3.2. Resultados comparación 2)

En esta comparación se van a analizar el Modelo sin colapso de bancas en topografía RIV. y el Modelo sin colapso de bancas en topografía TPO. En la Figura 57 y en la Figura 58 se presentan los resultados en planta de las modelaciones sin colapso de banca provenientes de las caracterizaciones anteriormente nombradas.

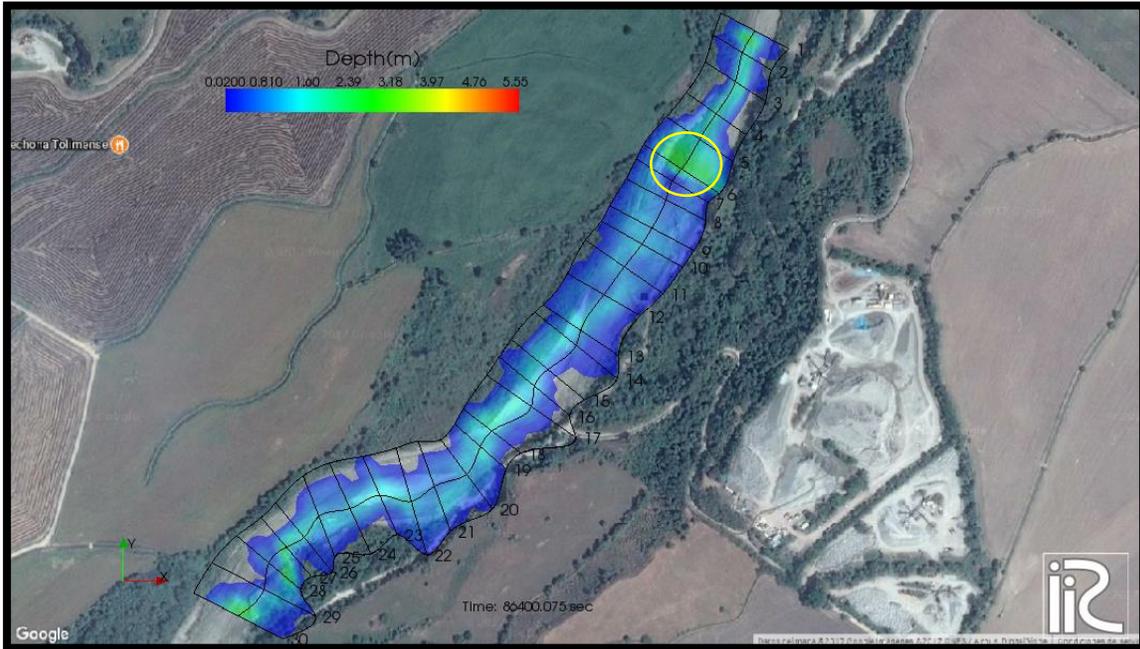


Figura 57 Esquema en planta resultado final sin colapso y topografía RIV en t=86400 Fuente: Elaboración propia con I-Ric

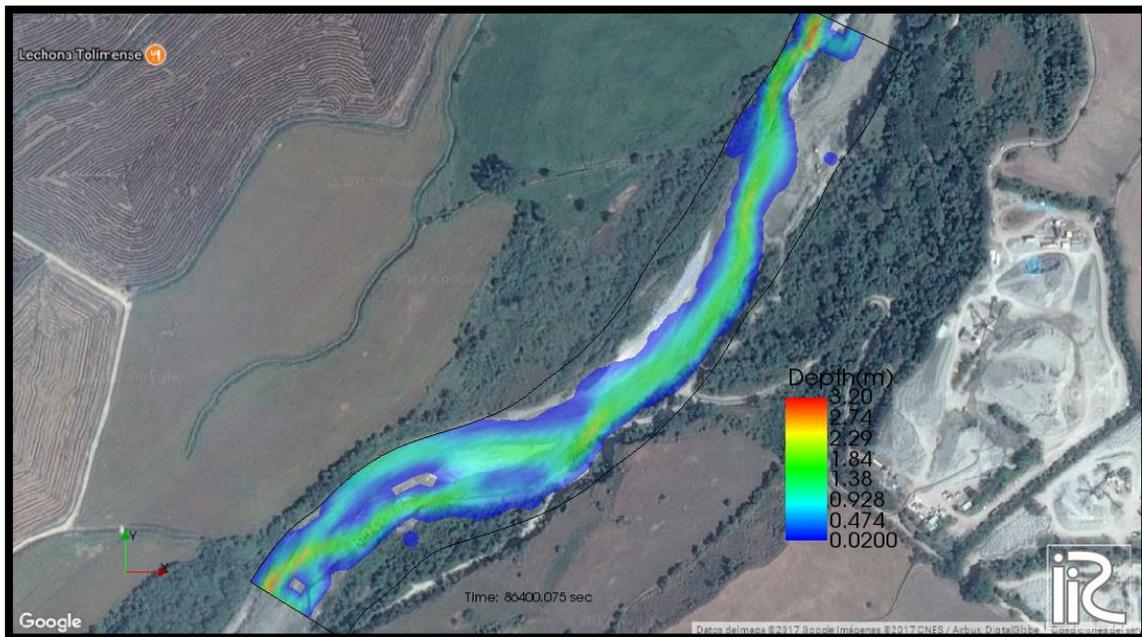


Figura 58 Esquema en planta resultado final sin colapso y topografía TPO en $t=86400$ Fuente: Elaboración propia con I-Ric

En estos resultados podemos observar más detalladamente la mancha de inundación provocada por los flujos en el cauce, sin embargo, es importante notar que las machas de inundación son muy distintas en los dos casos. A primera vista es evidente que los modelos provenientes de las topografías TPO se ajustan mejor a la imagen satelital de fondo, Es necesario recordar que la topografía RIV está tomada directamente de levantamientos topográficos, mientras que la TPO tiene un proceso adicional de creación de un modelo de terreno digital que disminuyen la precisión en la elevación de las batimetrías

En la Figura 57 y la Figura 58; se pueden observar las profundidades máximos. Con la topografía TPO se alcanzan 3.2 metros de profundidad en los extremos aguas arriba y aguas abajo de la malla computacional a los 45690 segundos. En los resultados de la topografía RIV se llega a los 5.5 metros de profundidad dentro del círculo amarillo de la Figura 57 apenas a los 900 segundos de modelo (Figura 59), esta condición también se presenta en el modelo con colapso de bancas (Figura 36) aunque pareciera que esto es producto de las condiciones topográficas de la zona

la realidad es que es un problema numérico producido por efectos indeseables de las condiciones iniciales, por lo que se recomienda “calentar” el modelo

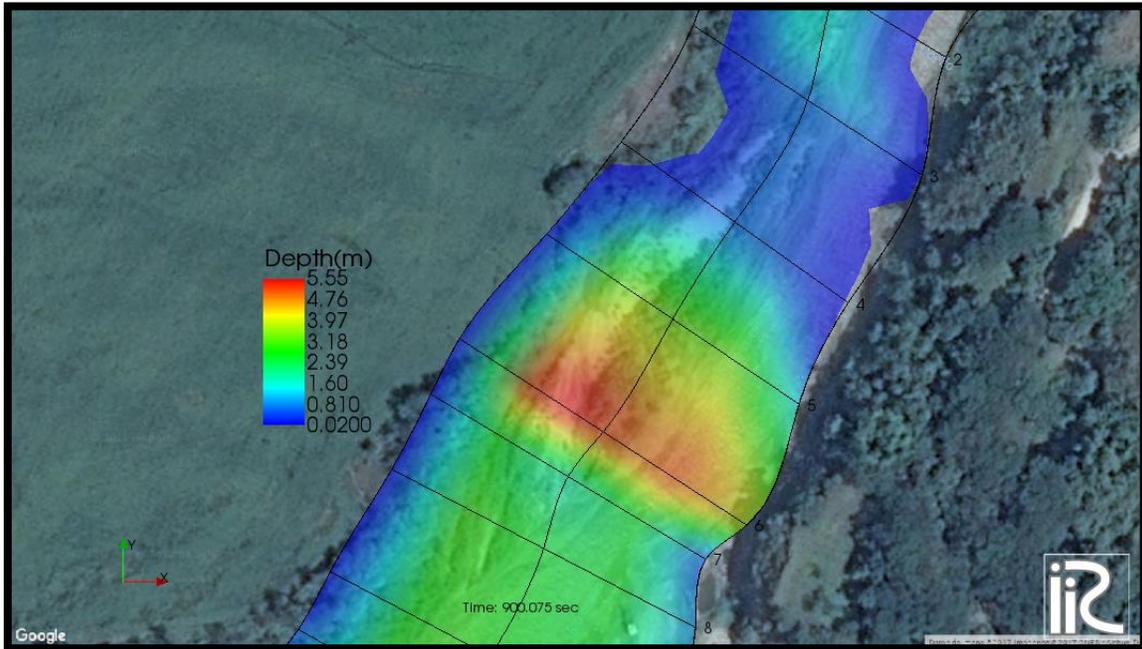


Figura 59 zona con máxima profundidad en topografía RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

En la Figura 60 y Figura 61 se pueden observar, en el punto A, las profundidades de agua y cambio en la altura del lecho en el tiempo. En los dos casos, las profundidades empiezan aproximadamente en 80cm, sin embargo, su evolución con el tiempo es totalmente distinta. El modelo con topografía RIV tiene un cambio abrupto en la profundidad los primeros 900 segundos; producto de problemas numéricos, luego empieza a aumentar hasta llegar al pico del hidrograma; 43200 segundos, por último empieza a decrecer y terminar por alrededor del metro y medio de profundidad. El modelo con topografía TPO tiene un comportamiento más esperado, ya que sube su nivel hasta el pico del evento y luego vuelve a bajar; como en el hidrograma de entrada.

Respecto al cambio en el nivel del lecho se puede concluir que tienen valores similares, 40 cm de altura máxima en un proceso de sedimentación, no obstante, el comportamiento a lo largo del tiempo resulta ser muy distinto. Los resultados con

TPO exponen un proceso de sedimentación continuo casi hasta finalizar el tiempo de modelo, al final se socaba un poco. Los resultados con RIV muestran sedimentación los primeros 10000 segundos para luego iniciar un proceso continuo de socavación que termina en 20 cm aproximadamente.

En la Figura 62 se sobreponen los datos de las Figura 60 y Figura 61, allí se pueden observar diferencias notorias de los resultados, por múltiples razones entre las que podemos mencionar: diferencia en el proceso de creación del terreno, diferente mallado y dificultades para ubicar las mismas coordenadas en los mallados.

En la Figura 63 y la Figura 64 se presentan los procesos de cambio en las secciones transversales del punto A para la topografía RIV y TPO. En estas podemos encontrar que la cota de agua y la geometría del lecho para 0 segundos son muy similares, sin embargo, su proceso de cambio es totalmente distinto.

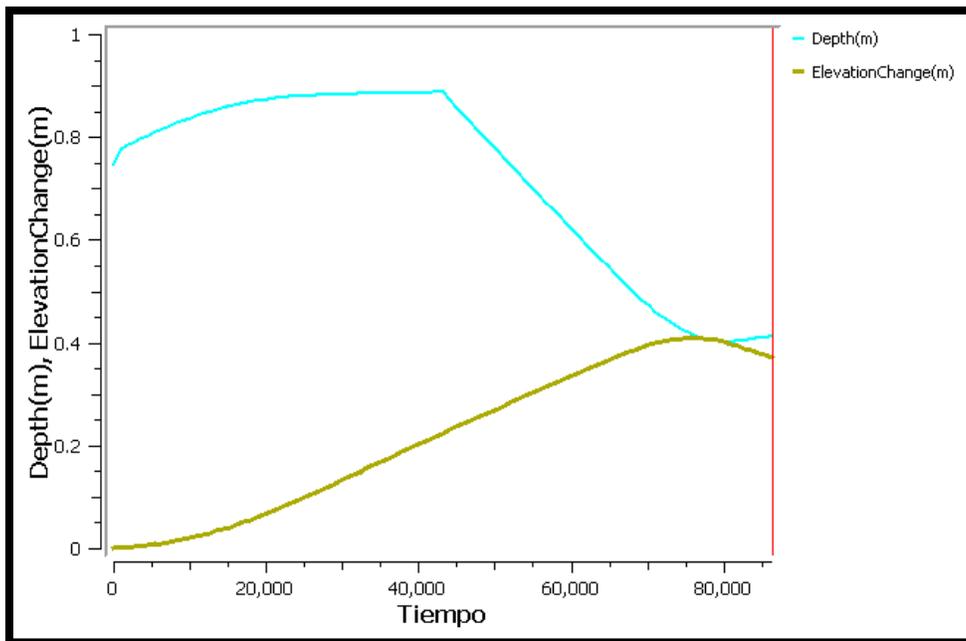


Figura 60 Sin modelo de colapso punto aguas arriba topografía TPO Fuente: Elaboración propia con I-Ric

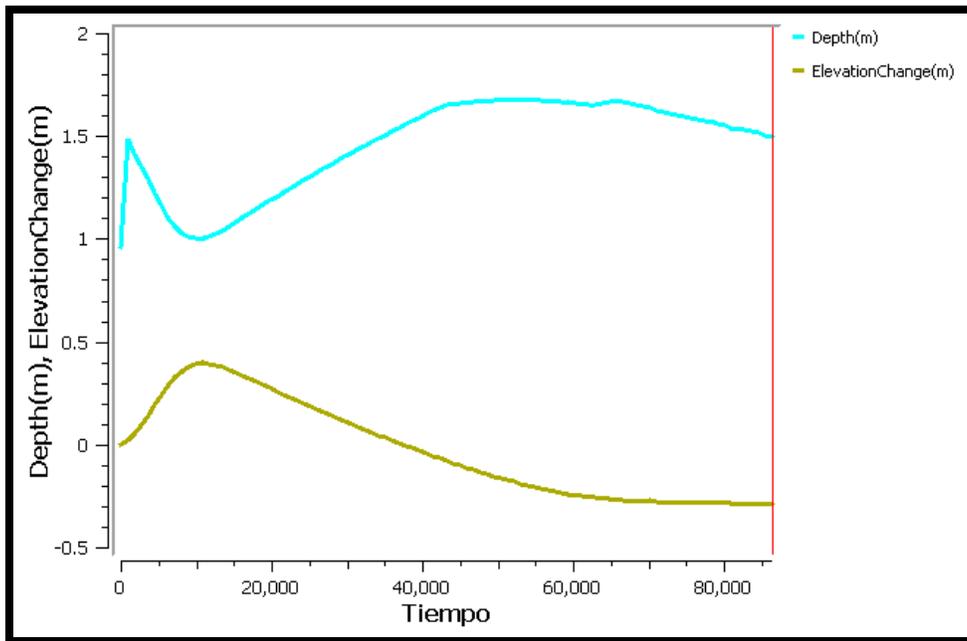


Figura 61 Sin modelo de colapso punto aguas arriba topografía RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

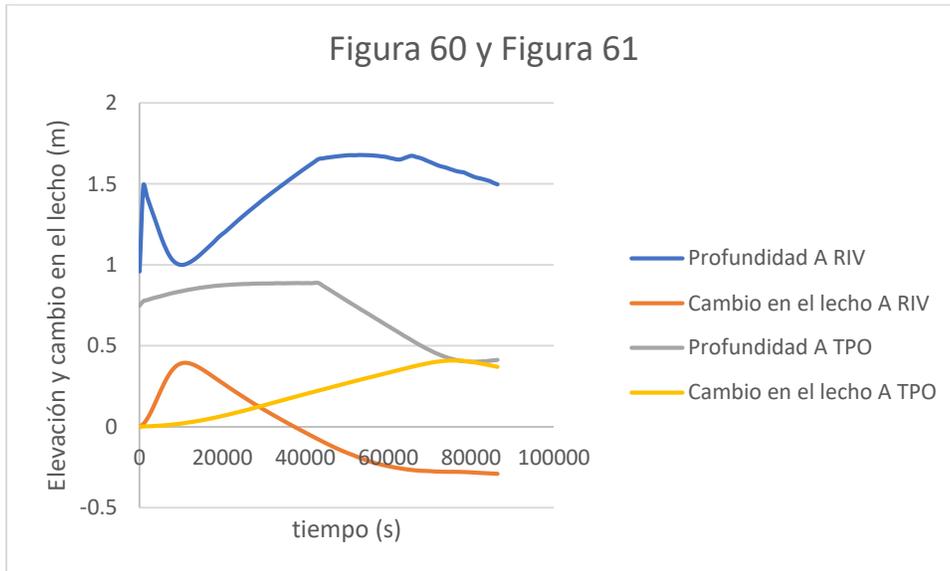


Figura 62 Figura 60 y figura 61 **Fuente:** Elaboración propia

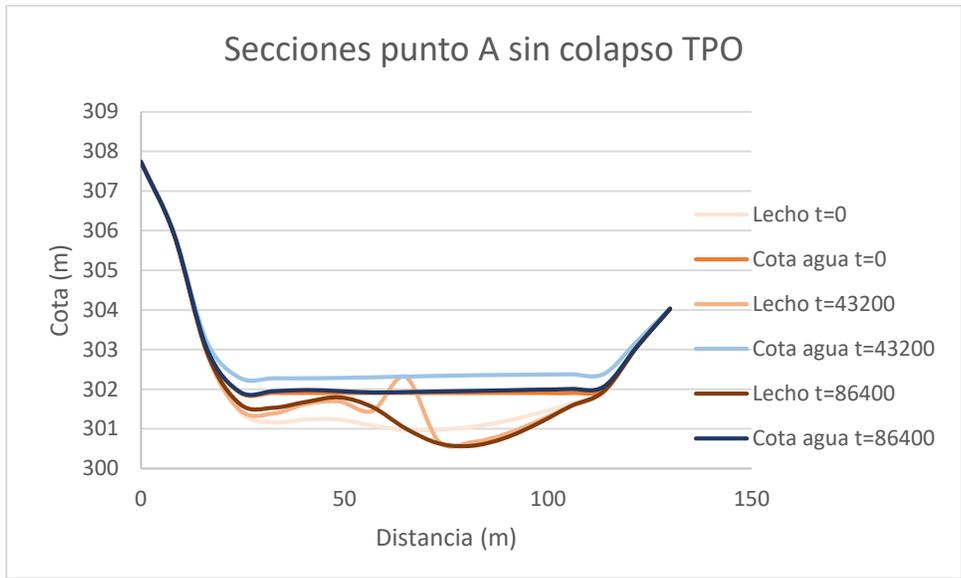


Figura 63 Secciones punto A sin colapso TPO Fuente: Elaboración propia

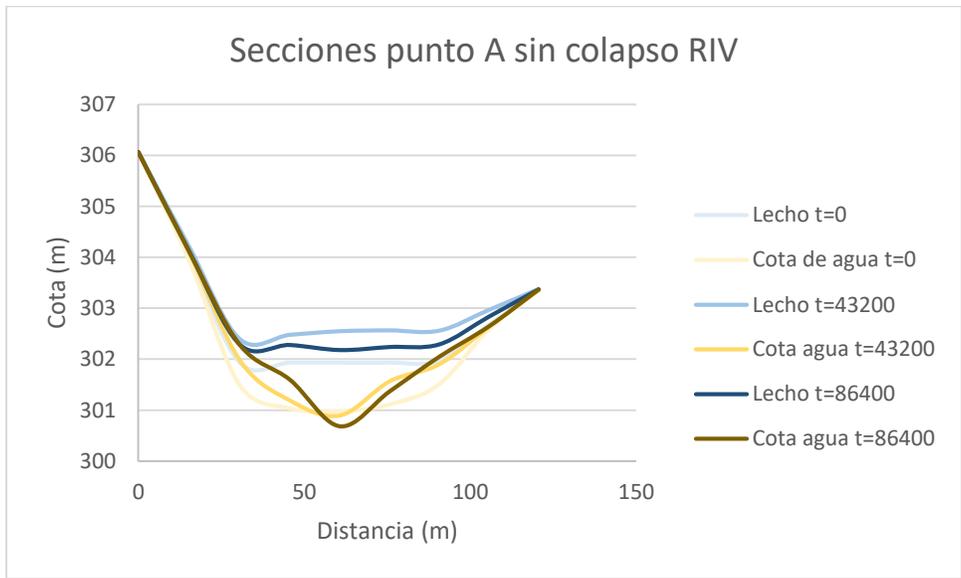


Figura 64 Secciones punto A sin colapso RIV Fuente: Elaboración propia

las Figura 65 y Figura 66 corresponden al punto B. Aunque tienen inicios muy diferentes, podemos identificar comportamientos muy similares en su profundidad y cambio en el nivel del suelo.

En el RIV se ven valores mucho más atenuados, su inicio se ve marcado por un pico en sus resultados posiblemente producto de la influencia de la condición inicial,

después empieza a subir el nivel de agua desde los 30 cm hasta un valor máximo de 50 cm en el pico del hidrograma y posteriormente vuelve a bajar a los 30 cm. En TPO el nivel de agua empieza alrededor de los 45cm y sube casi linealmente hasta los 75cm en el pico del hidrograma, luego termina en 35 cm. Los dos niveles de agua se comportan de manera triangular, como se puede observar en la Figura 67.

Respecto al cambio en el nivel del lecho también se debe ver que tienen un comportamiento similar aunque con valores diferentes, el TPO se socava los primeros 20000 segundos hasta los menos 20cm de ahí en adelante no hay mucho movimiento y se podría decir que esa es la tendencia de ese punto. En RIV después el pico también se presenta un proceso de socavación de 10 cm durante los primeros 35000 segundos luego no se modifica mucho su nivel.

En la Figura 68 y la Figura 69 se presentan los cambios en las secciones transversales correspondientes al punto B en topografía RIV y TPO a través del tiempo, se puede observar que tienen un comportamiento parecido, sin embargo su geometría varía un poco. Sus profundidades a $t=86400$ son muy similares en magnitud caso contrario en $t=43200$; en el pico del hidrograma, donde tiene su mayor diferencia en magnitud.

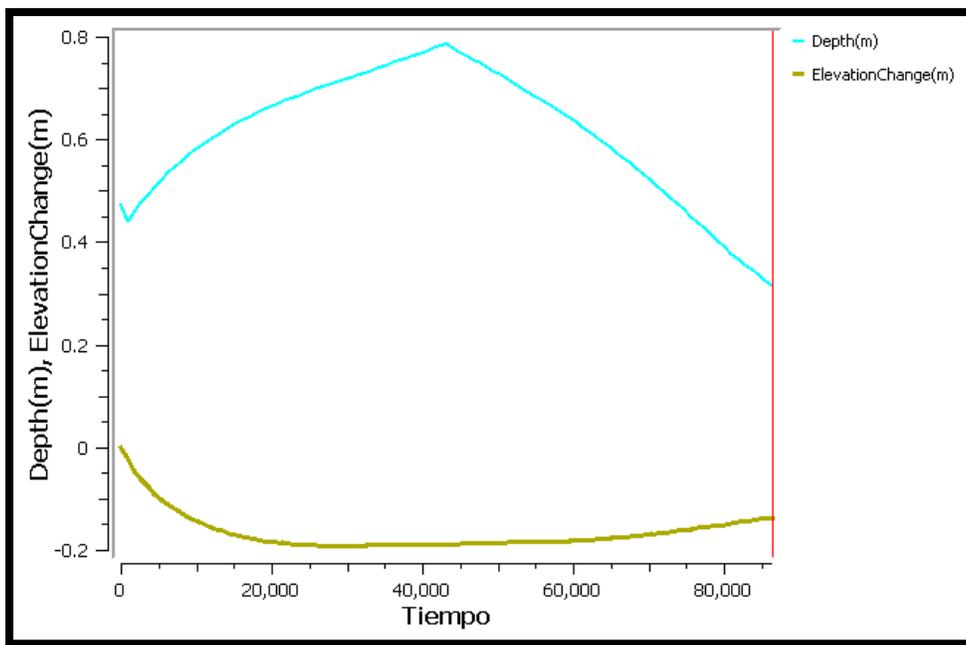


Figura 65 Sin modelo de colapso punto medio topografía TPO **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

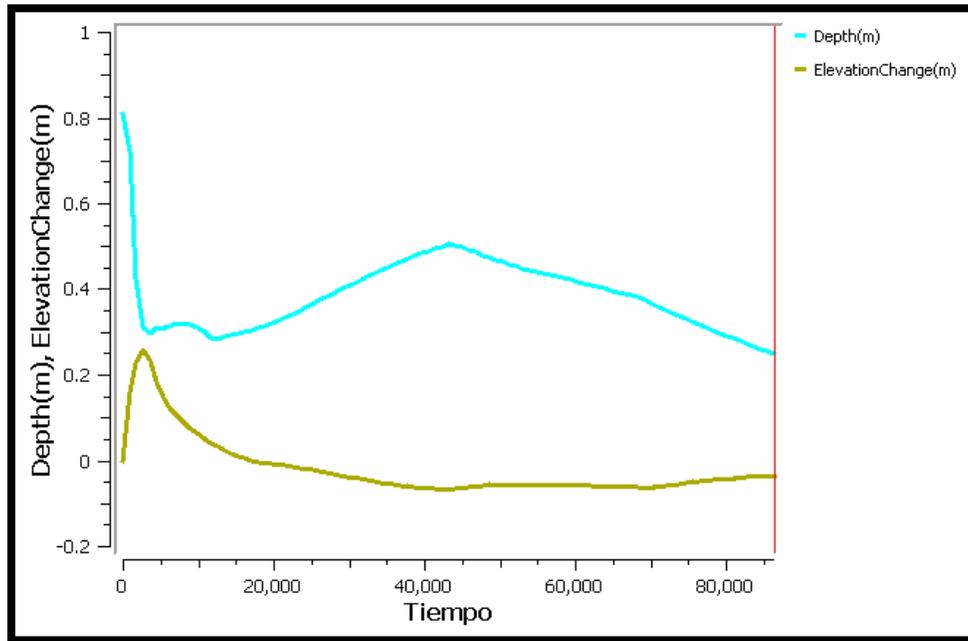


Figura 66 Sin modelo de colapso punto medio topografía RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

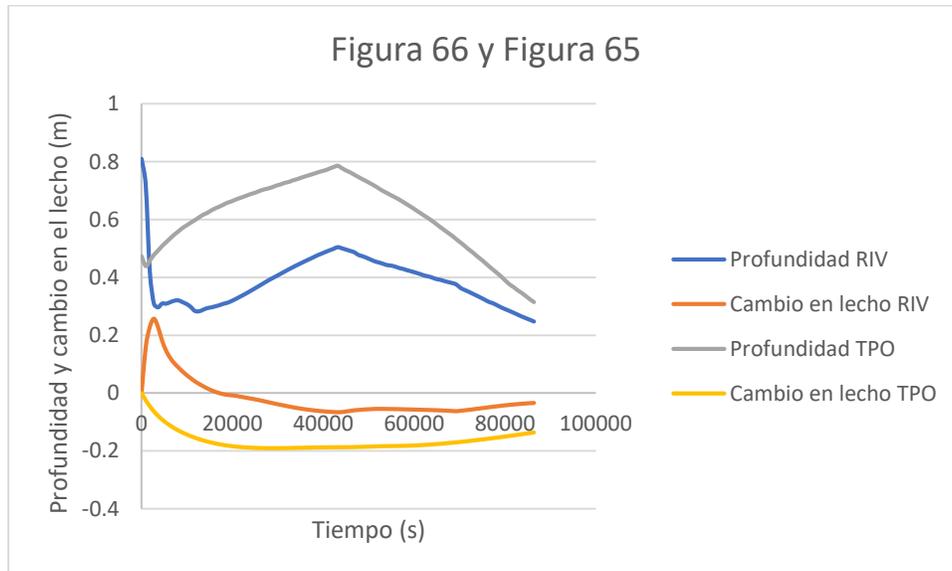


Figura 67 Figura 66 y figura 65 **Fuente:** Elaboración propia

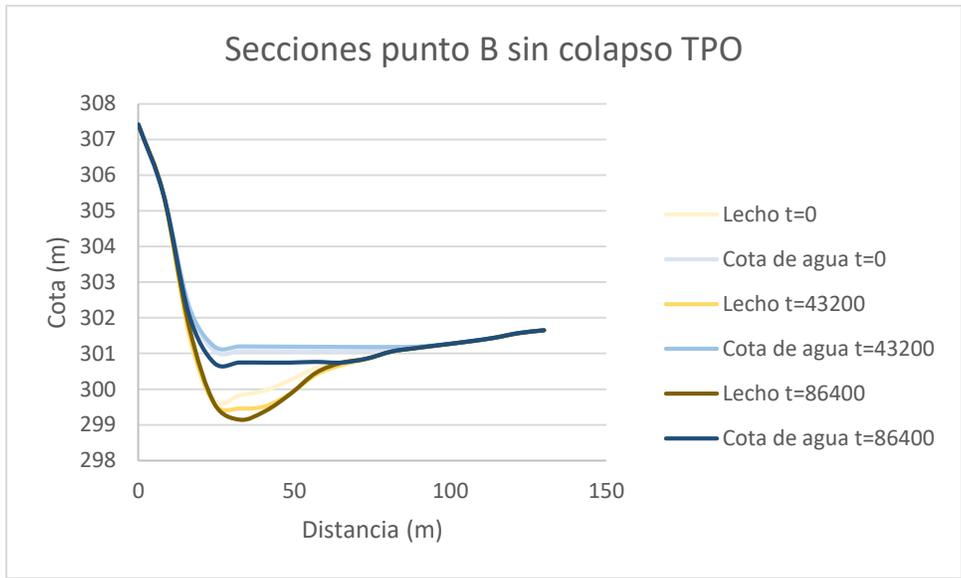


Figura 68 Secciones punto B sin colapso TPO Fuente: Elaboración propia

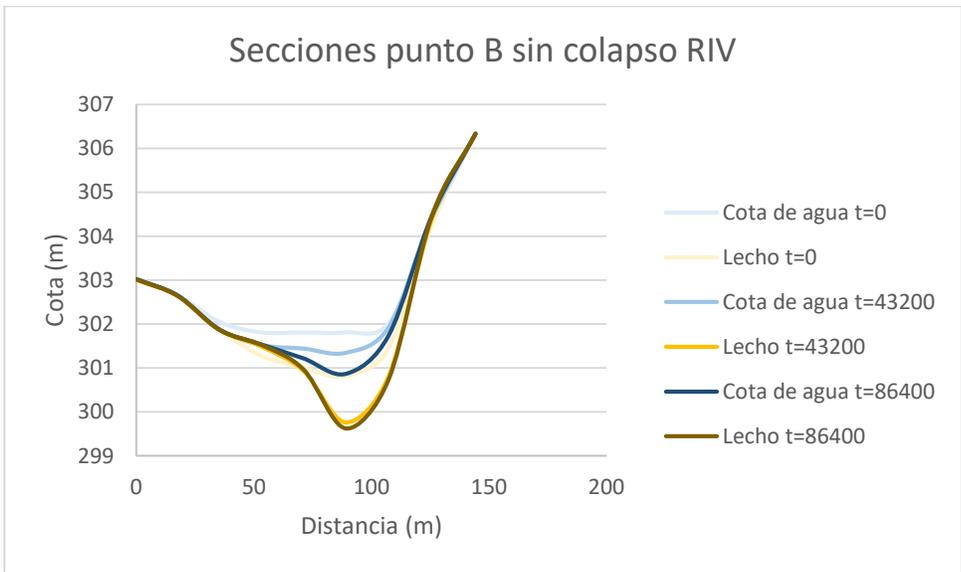


Figura 69 Secciones punto B sin colapso RIV Fuente: Elaboración propia

Siguiendo el orden de ideas del análisis anterior, se analizará el punto más aguas abajo; el C. En la Figura 70 y la Figura 71 se exponen los cambios en el nivel del agua y el lecho a través del tiempo.

Como ha sido constante en los modelos con RIV la gráfica de profundidad comienza con un cambio brusco, pero después de eso se debe observar que su

comportamiento en nivel es descendente, pero con baja pendiente hasta su pico en $t=43200$. Su nivel máximo es aproximadamente de 160 cm y termina alrededor de 140 cm en nivel. En la gráfica del modelo con TPO se puede observar un comportamiento más parecido al evento hidrológico con el que se corrió el modelo, empezando con un nivel de 1.5 metros, luego; en el pico del hidrograma, un punto máximo de 2.1 metros y termina alrededor de 1.5m.

Respecto a cambio en altura del lecho se puede identificar comportamientos homólogos, los dos son puntos de socavación durante todo el evento, sin embargo, el valor es más grande en el modelo con RIV que en el TPO. Al finalizar los dos sufren un proceso de socavación que dejan el nivel del lecho aproximadamente un metro por debajo del original.

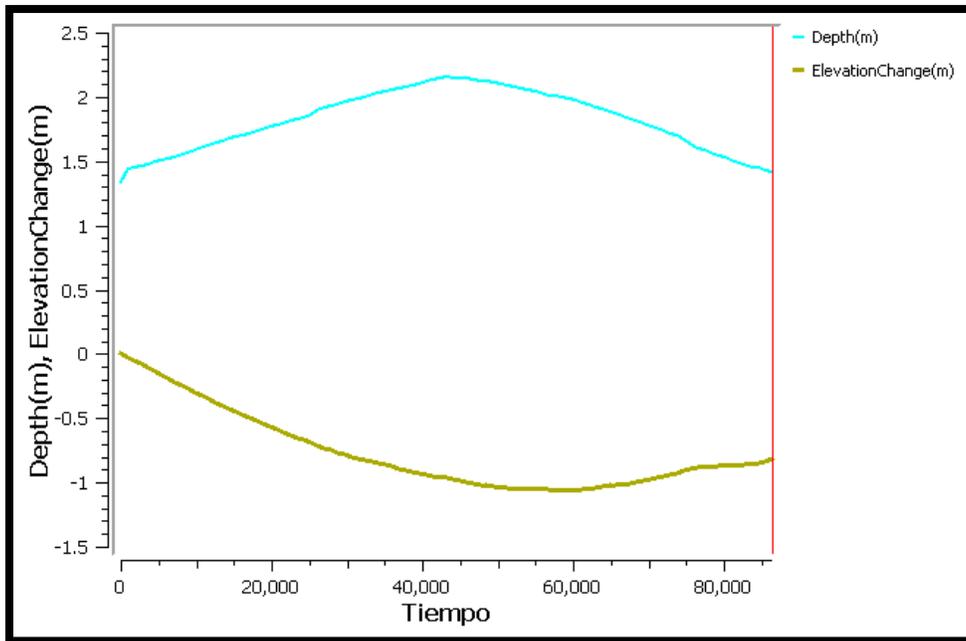


Figura 70 modelo sin colapso punto aguas abajo topografía TPO Fuente: Elaboración propia con I-Ric

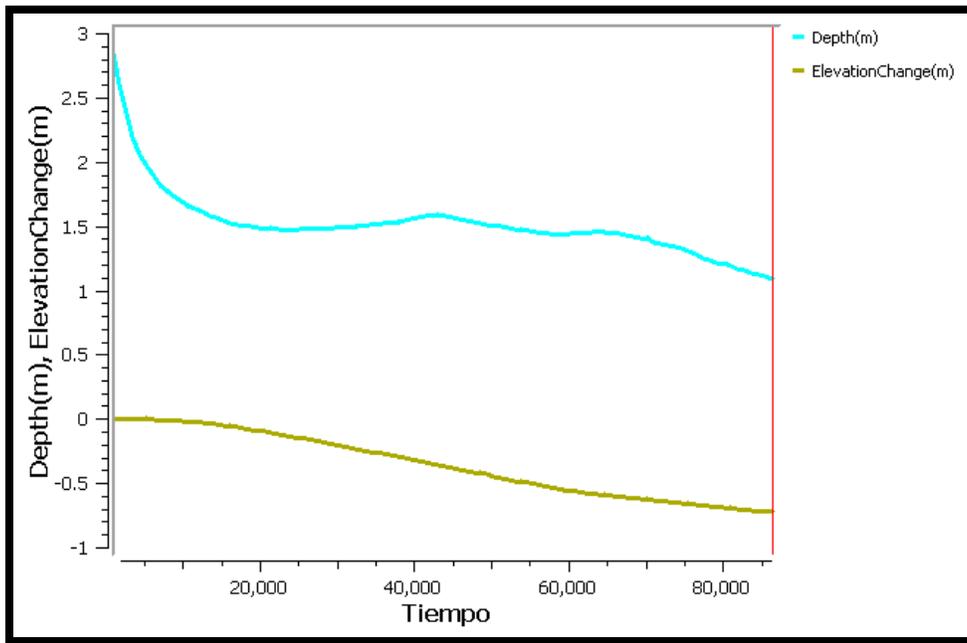


Figura 71 modelo sin colapso punto aguas abajo topografía RIV **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

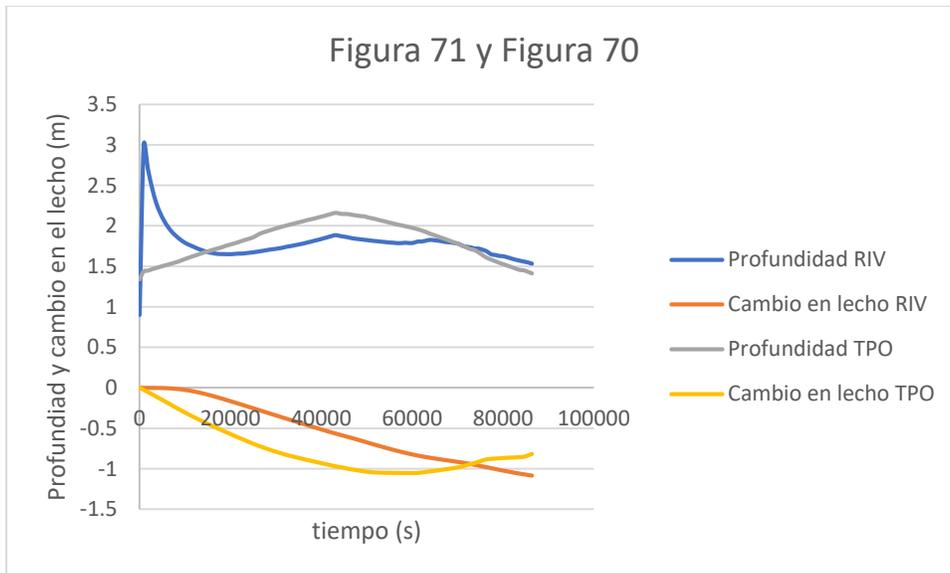


Figura 72 Figura 71 y figura 70 **Fuente:** Elaboración propia

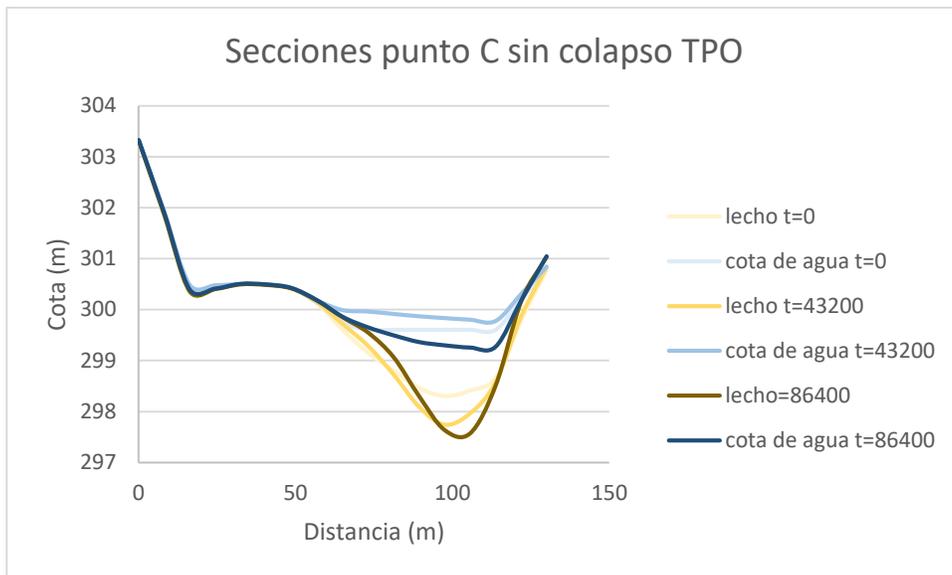


Figura 73 Secciones punto C sin colapso TPO Fuente: Elaboración propia

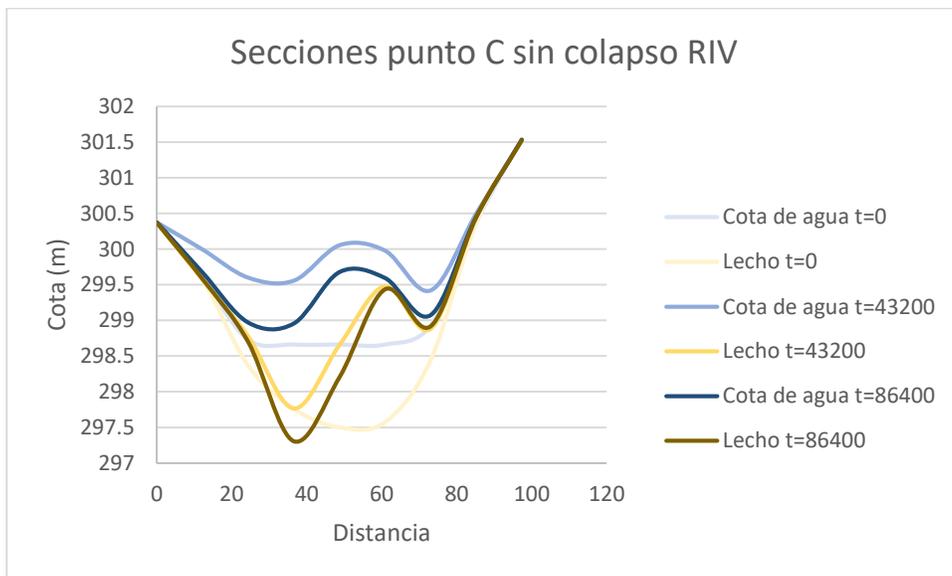


Figura 74 Secciones punto C sin colapso RIV Fuente: Elaboración propia

Es importante analizar las diferencias en las manchas de inundación, en la topografía TPO (Figura 76) el agua avanza por un brazo ubicado al costado izquierdo del cauce, mientras que el modelo con topografía RIV (Figura 75) inunda el tramo por su parte derecha, indiscutiblemente este es un problema de manejo en la topografía, ya es posible que se esté trabajando con información interpolada por el TIM generado.

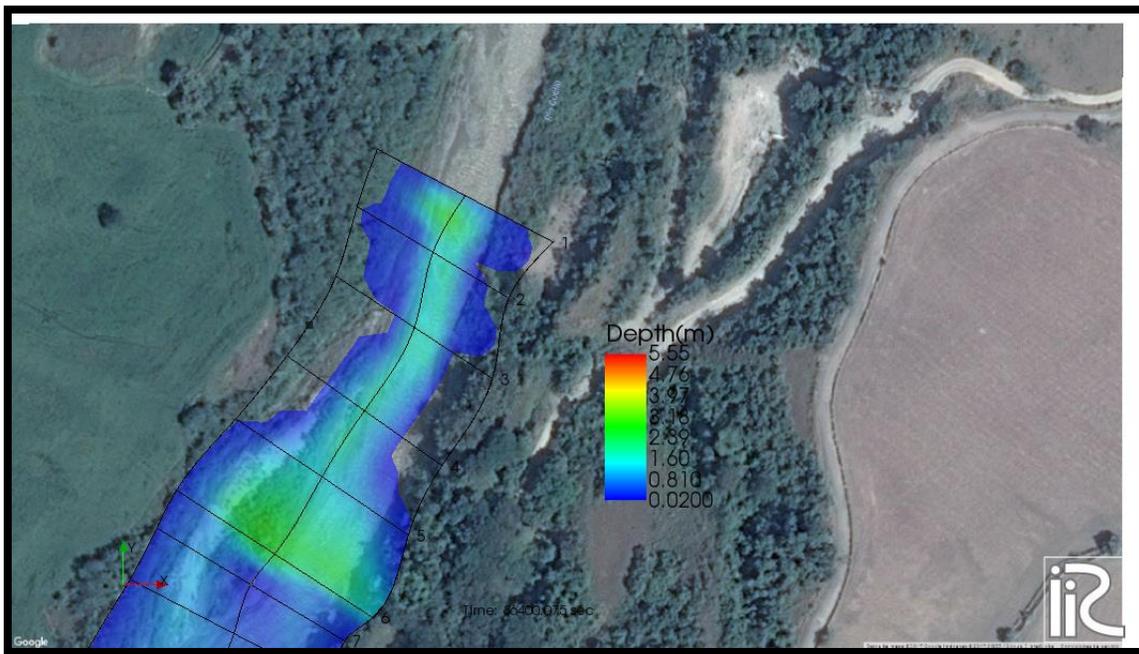


Figura 75 mancha de inundación con topografía RIV Fuente: Elaboración propia con I-Ric

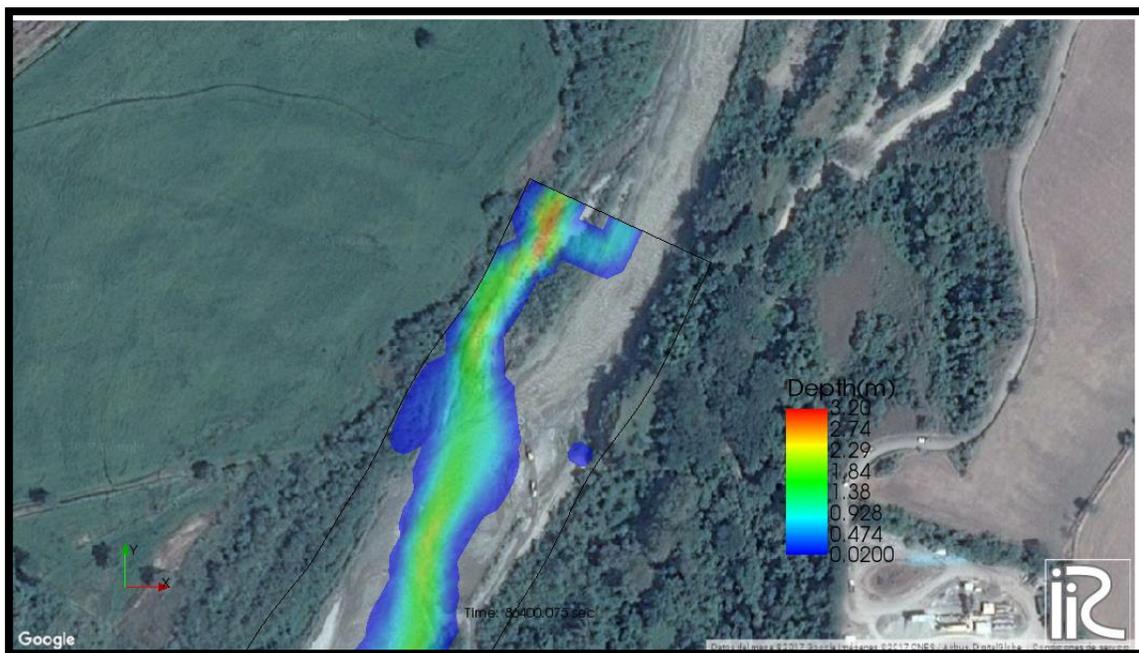


Figura 76 mancha de inundación con topografía TPO Fuente: Elaboración propia con I-Ric

7.3.3. Resultados comparación 3)

En esta sección se compara un modelo del tramo en HEC RAS y el Modelo sin colapso de bancas en topografía TPO. Los parámetros del modelo fueron tomados del I-RIC en la medida de lo posible. La diferencia entre los modelos fue el manejo topográfico que se dio, las secciones transversales del modelo fueron extraídas por medio de Hec Geo-ras, en Arcgis, con el mismo TIM base para la topografía TPO esto se evidencia en la Figura 77.

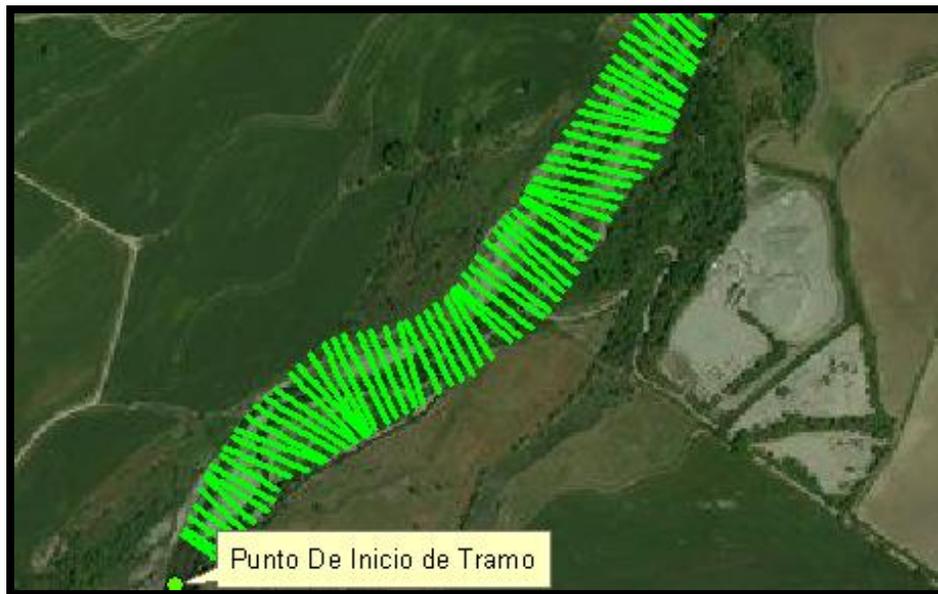


Figura 77 Secciones para HEC RAS Fuente: Elaboración propia con ARCGIS

Tanto en HEC RAS, como en la simulación en TPO, agua fluye por el costado izquierdo de la sección, como se puede ver en la Figura 76 y la Figura 78.

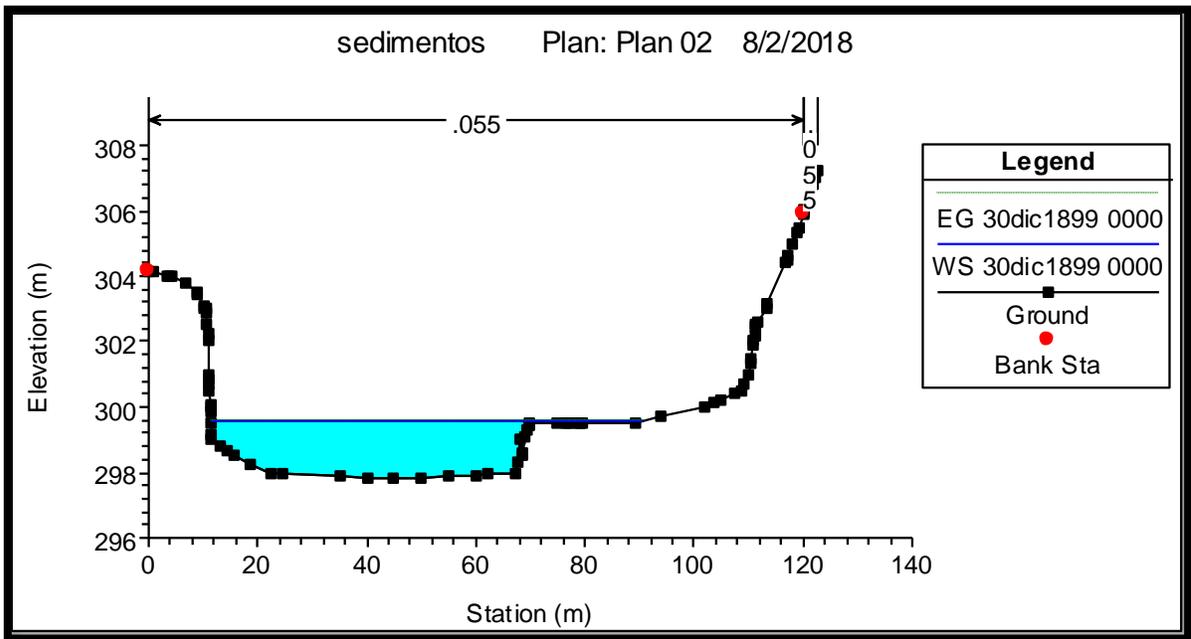


Figura 78 Sección del punto aguas abajo en HEC RAS **Fuente:** Elaboración propia con HEC RAS

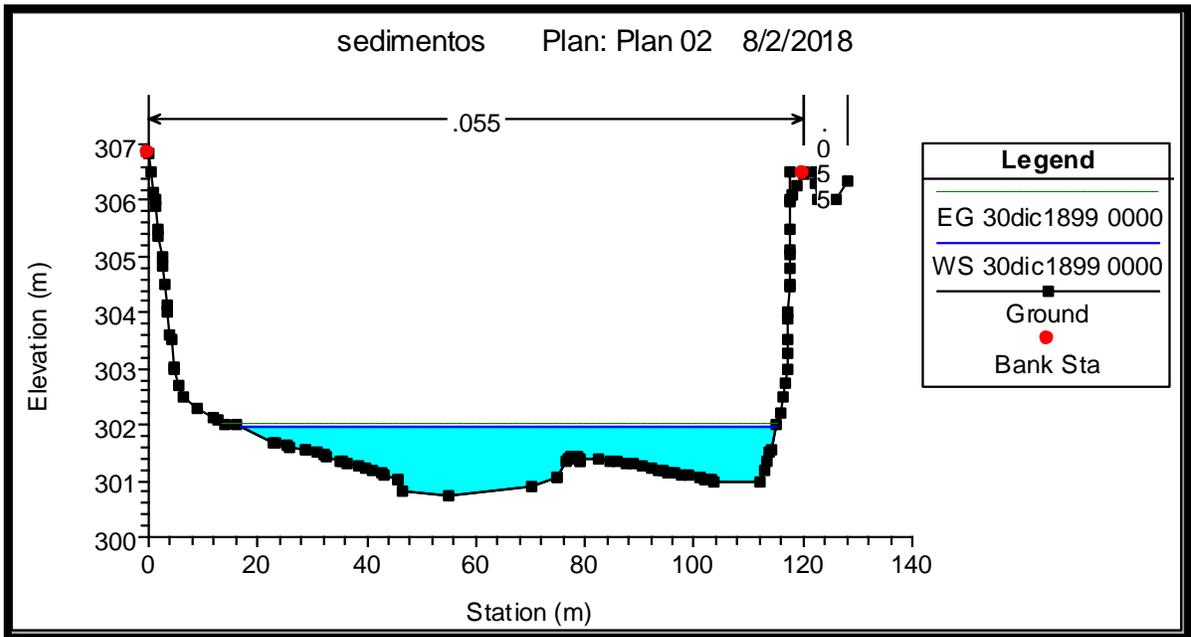


Figura 79 Sección A para $t=0$ con HEC-RAS **Fuente:** Elaboración propia con HEC RAS

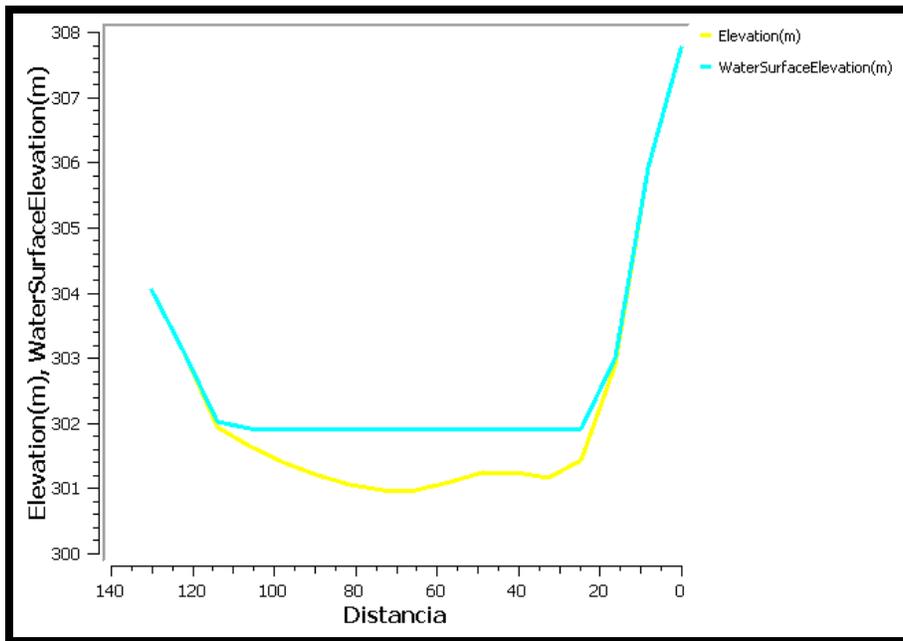


Figura 80 Sección A para $t=0$ con I-Ric **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

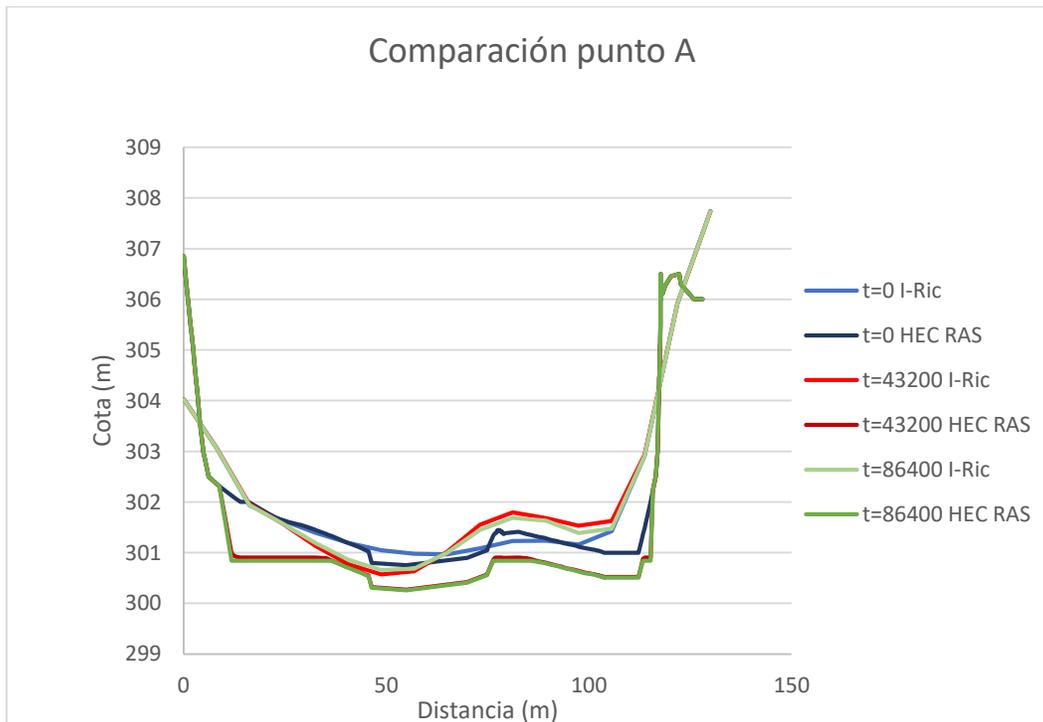


Figura 81 Cambio en la topografía I-Ric y HecRas en punto A. **Fuente:** Elaboración propia

En las Figura 79 y en la Figura 80 se pueden observar las secciones transversales para $t=0$ en Hec Ras y en I-Ric en el punto A, su lecho tiene una geometría muy similar, sin embargo hay diferencias por la cantidad de puntos de que tomó cada software para hacer su sección, I-Ric toma solo el número de puntos equivalente a cada elemento del mallado en la dirección J mientras que Hec Ras toma todos los posibles brindados en la topografía.

Respecto a la lámina de agua se debe resaltar que los dos tienen la misma magnitud, alrededor de los 302 m.s.n.m.

En la Figura 81 se observan los resultados de HEC RAS y Nays2DH respectivamente, se puede observar que los dos tienen un comportamiento diferente con respecto a sus cambios en altura de lecho. Por un lado, el modelo en HEC RAS presenta una socavación hasta el pico del hidrograma seguido por un proceso de sedimentación; esto ocurre a lo largo de toda su sección transversa. El modelo en Nays2DH presenta socavación en la parte derecha de sección y sedimentación en su parte izquierda.

Respecto a la magnitud para los resultados en I-Ric se presentaron socavaciones máximas de 40cm aproximadamente y sedimentaciones máximas de 40 cm también. Para Hec Ras se presentaron socavaciones máximas de 80cm aproximadamente

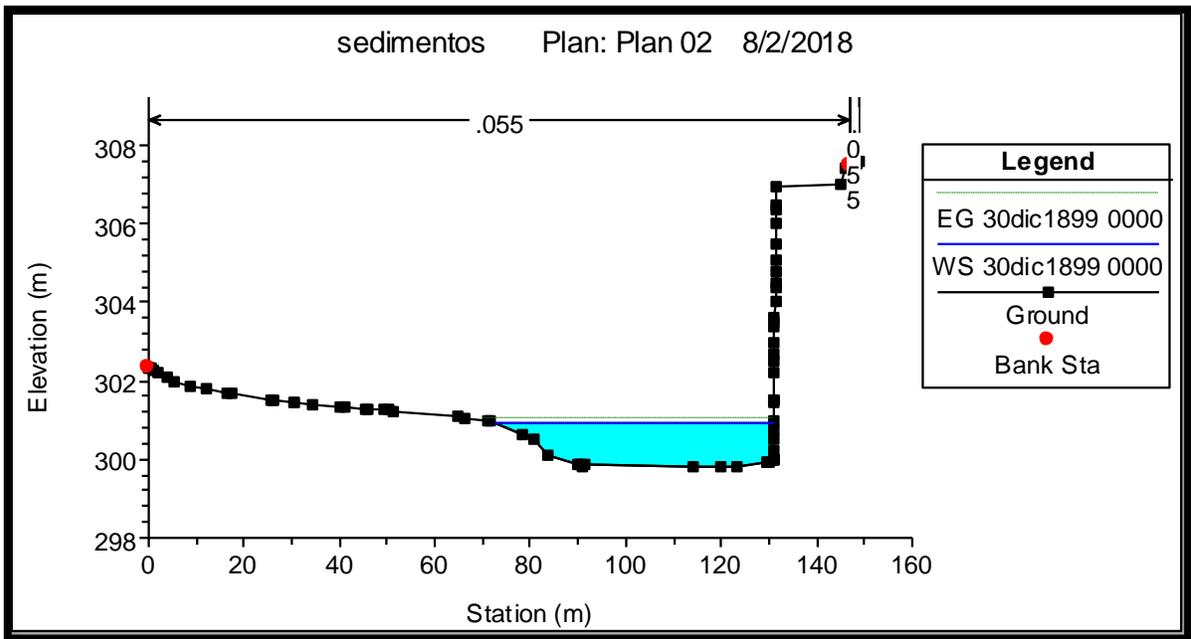


Figura 82 Sección B para $t=0$ con HEC-RAS **Fuente:** Elaboración propia con HEC RAS

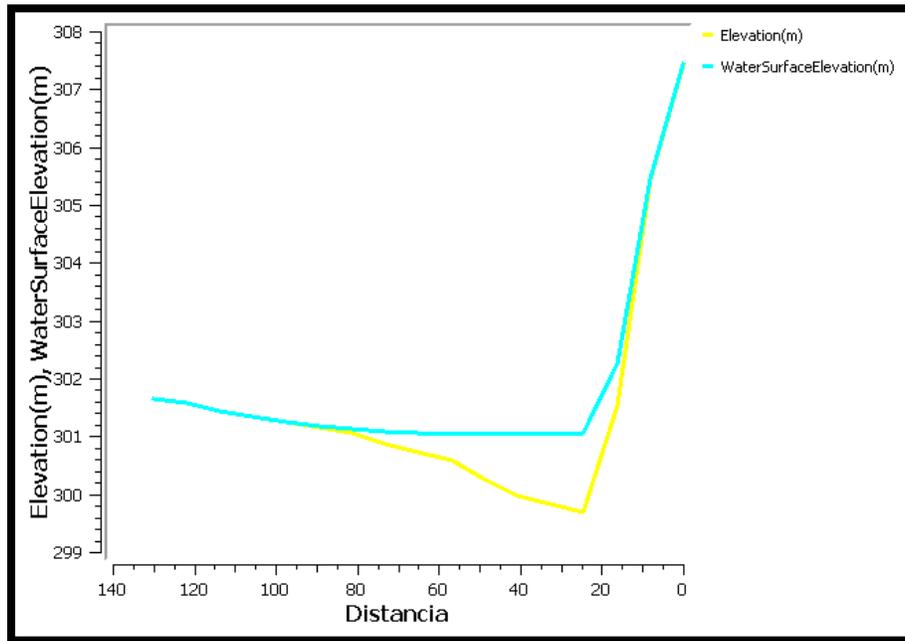


Figura 83 Sección B para $t=0$ con I-Ric **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

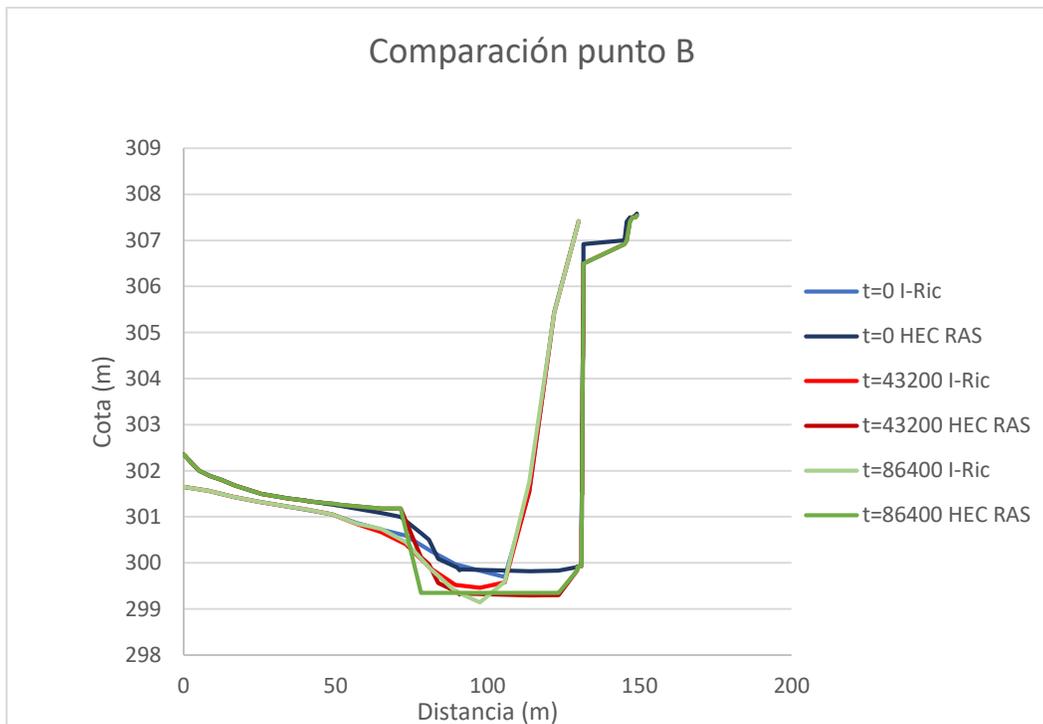


Figura 84 Cambio en la topografía I-Ric y HecRas en punto B. **Fuente:** Elaboración propia

En la Figura 82 y en la Figura 83 se pueden observar las secciones transversales para $t=0$ en Hec Ras y en I-Ric en el punto B, su lecho tiene una geometría muy similar, sin embargo hay diferencias por lo analizado anteriormente. La cota de lámina de agua para ambos casos se encuentra aproximadamente en 301 m.s.n.m.

En la Figura 84 se compara el punto medio de los análisis anteriores. Se puede detallar el alto grado de similitud en sus comportamientos. En ambos casos se presenta un proceso de socavación continuo durante todo el evento, sin embargo, del pico hasta el final este no es muy grande; para ambos casos se presenta una socavación un poco por encima del metro de profundidad

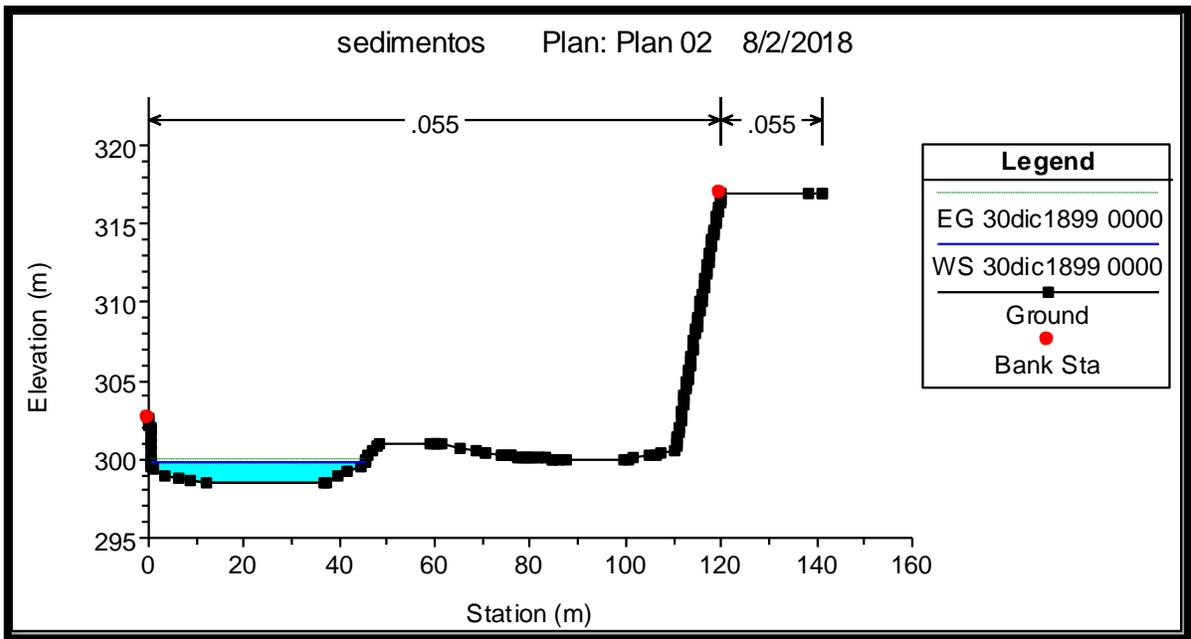


Figura 85 Sección C para t=0 con HEC-RAS **Fuente:** Elaboración propia con HEC RAS

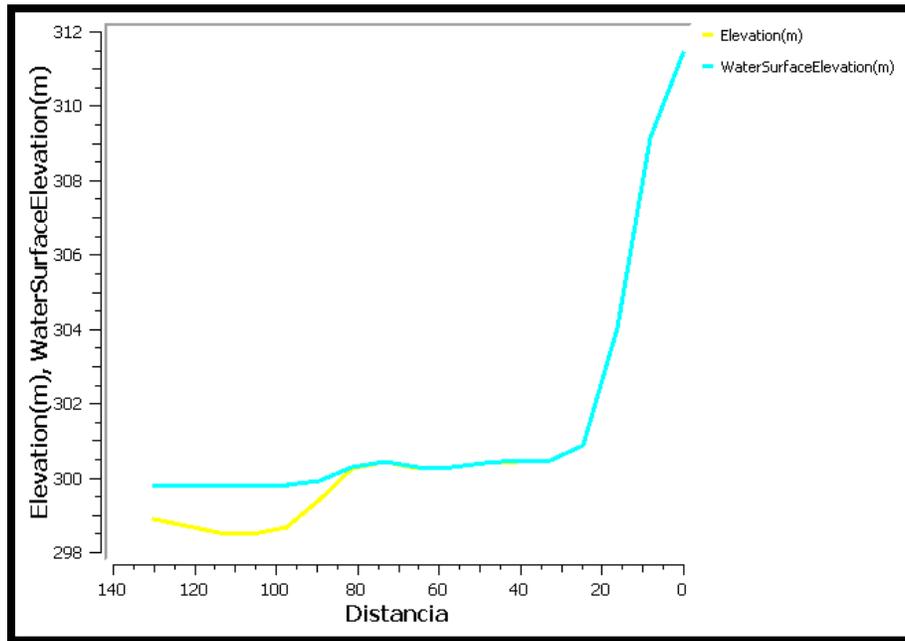


Figura 86 Sección C para t=0 con I-Ric **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

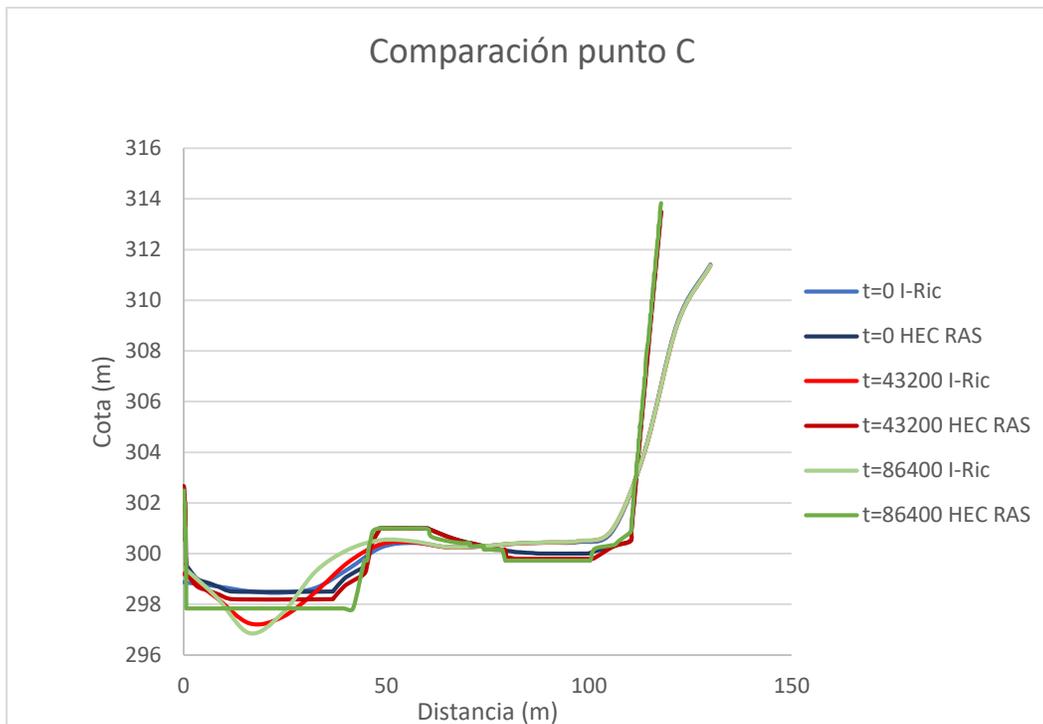


Figura 87 Cambio en la topografía I-Ric y HecRas en punto C. **Fuente:** Elaboración propia

En la Figura 85 y en la Figura 86 se pueden observar las secciones transversales para $t=0$ en Hec Ras y en I-Ric en el punto c, su lecho tiene una geometría muy similar, sin embargo hay diferencias por lo analizado anteriormente. La cota de lámina de agua para ambos casos se encuentra aproximadamente a 300 m.s.n.m.

La Figura 87 corresponde al punto C en ambos modelos la socavación en toda la sección es de poco menos de un metro.

7.3.4. Resultados comparación 4)

En esta sección se hace un análisis de sensibilidad del modelo con respecto a la discretización de la malla.

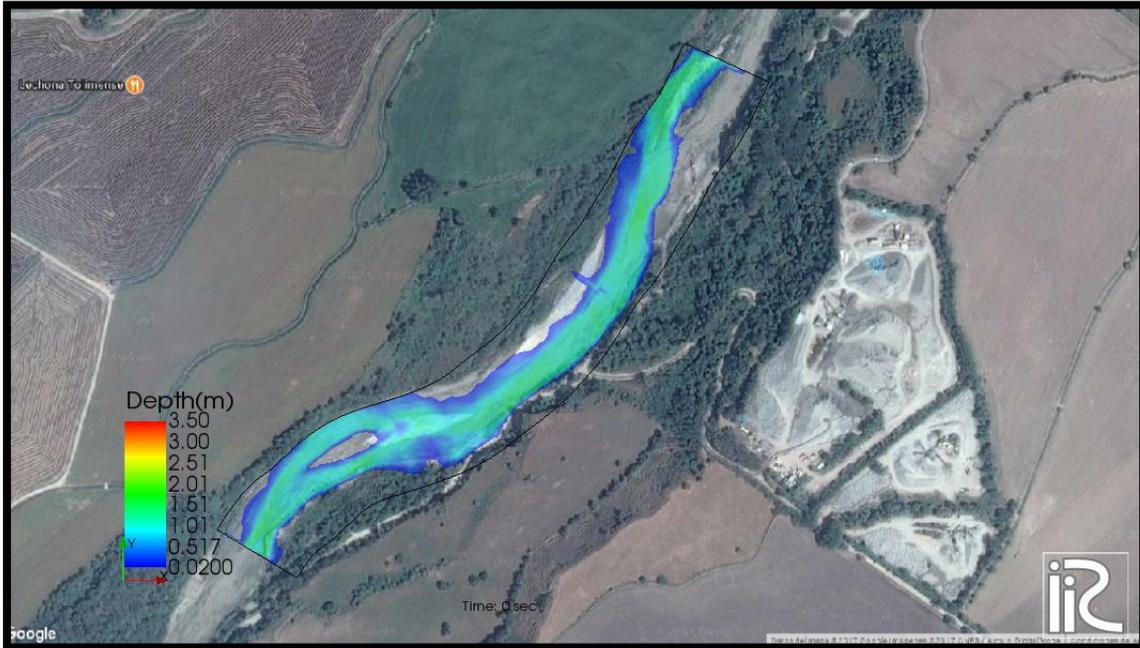


Figura 88 Resultados con mallado fino. **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

En la Figura 88 se presentan los resultados en planta del modelo utilizando mallado fino. Se puede observar que se acopla muy bien a la fotografía satelital de fondo. Presenta la formación de una pequeña isla aguas arriba.

En la Figura 89 y en la Figura 90 se presentan dos secciones transversales generadas con las herramientas propias de I-Ric, ubicadas aguas abajo del tramo de estudio. Los tamaños pequeños de celdas contienen información más detallada y simulan con más precisión las condiciones topográficas reales.

En las simulaciones con mallado grueso se ven incoherencias debidas al tamaño de los elementos, por dar un ejemplo, en el costado derecho de la sección el agua sube de manera antinatural, mientras que en el mallado fino representa mejor el comportamiento natural del fluido. La diferencia en la cota del agua es notoria; en la

mallla fina. en la distancia 125, la cota es de 299.5 m aproximadamente, mientras que en la mallla gruesa la cota sube por encima de los 300m.

En la Figura 91 se presenta la superposición de los resultados, allí se pueden observar con más detalles las diferencias descritas anteriormente.

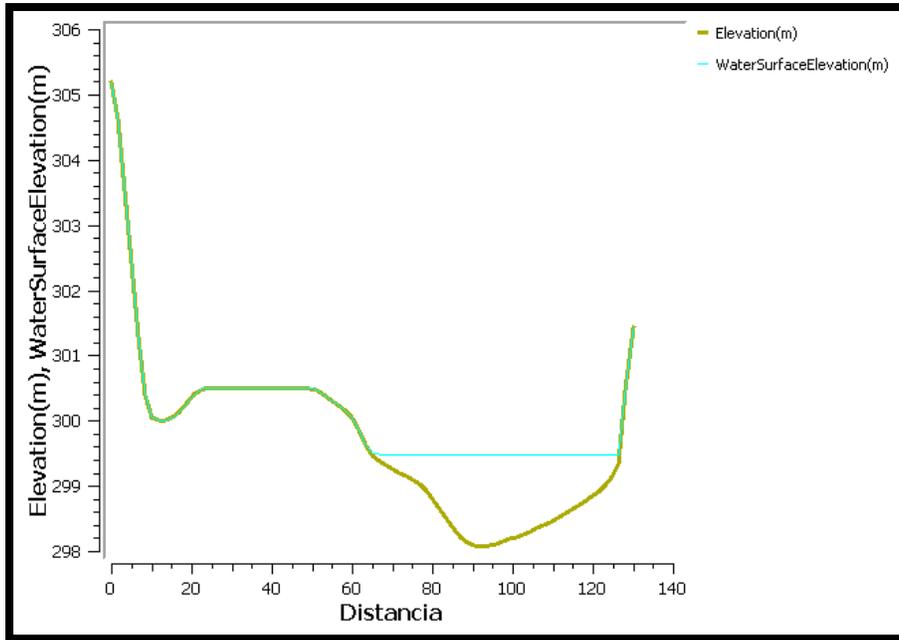


Figura 89 Sección transversal generada con mallla fina **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

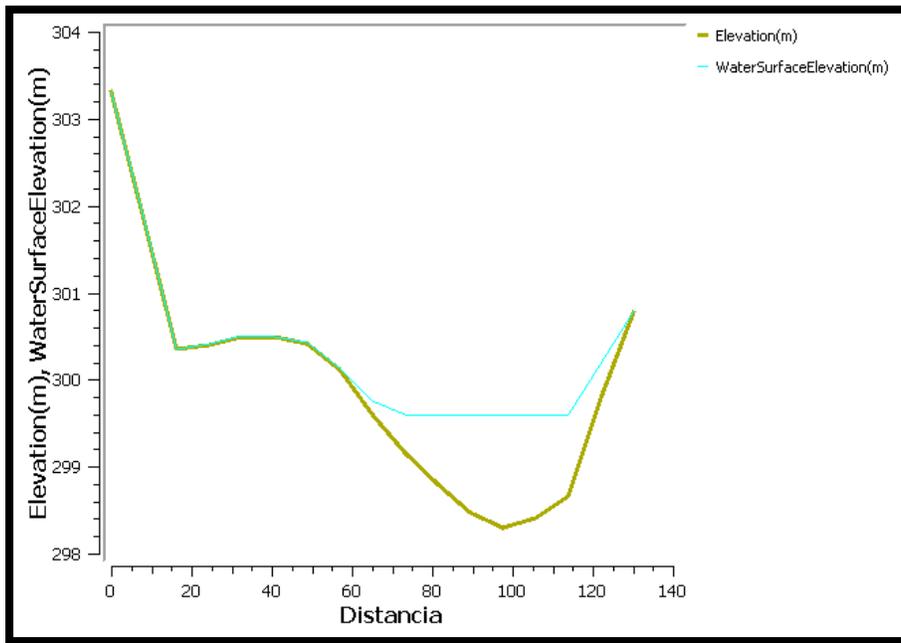


Figura 90 Sección transversal generada como una malla de elementos grandes. **Fuente:** Elaboración propia con I-Ric

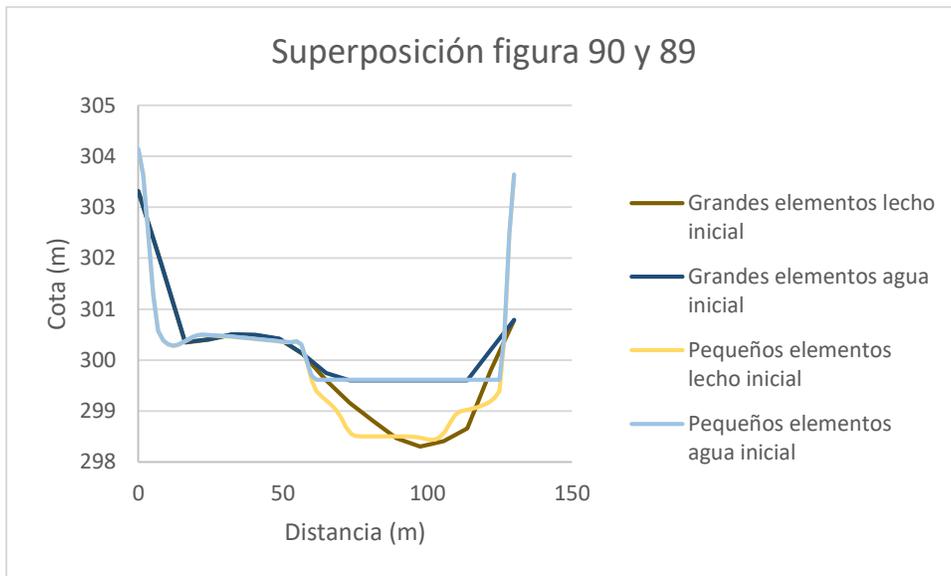


Figura 91 Diferencias resultados **Fuente:** Elaboración propia

7.3.5. Resultados comparación 5)

I-Ric tiene la opción de calcular el flujo de sedimentos a través de una sección Se tomó una sección del modelo 4 con un caudal de 88 metros cúbicos por segundo; el resultado se presenta en la Figura 92, el objetivo es comparar estos resultados con los presentados en la Figura 23 y determinar su capacidad para hacer estos cálculos.

Según la Figura 23 la ecuación describe la relación entre caudal sólido y líquido es:

$$Q_s = -0.009Q^2 + 4.1285Q + 333.14$$

Para un caudal de 88 m³/s el caudal sólido es 625.2 ton/día.

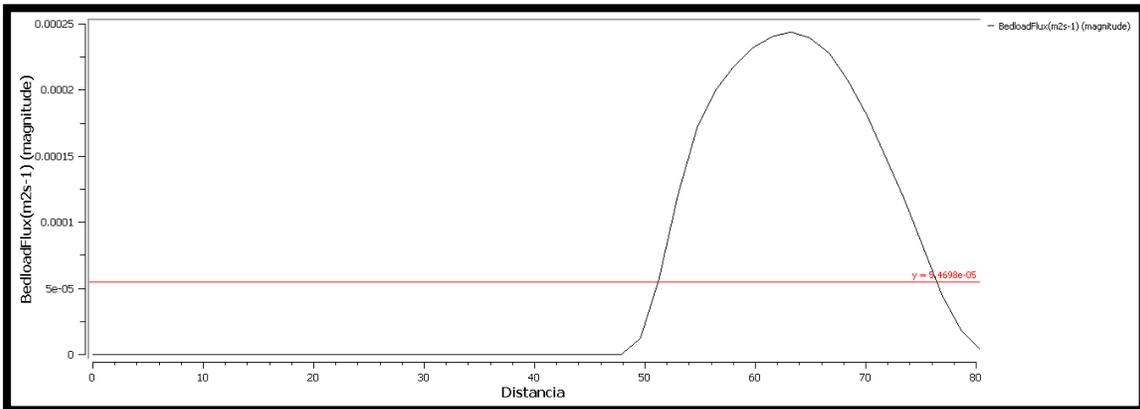


Figura 92 Flujo de sedimentos en una sección del tramo **Fuente**: Elaboración propia con I-Ric

I-Ric presenta el flujo de sedimentos por unidad de ancho (m²/s) mientras que los resultados de la ecuación están en toneladas diarias. Para la conversión de ton/día a m²/s se tomó una densidad de 1650 kg/m³ y el ancho de la sección de 80 m.

625.2032 ton/día
7.236148148 kg/s
0.004385544 m³/s
0.000054819 m²/s

El flujo promedio arrojado por I-Ric es de 0.000054698 m²/s; como se muestra en la Figura 92, muy similar al 0.000054819 m²/s que obtenemos utilizando el método de Einstein.

8. Conclusiones y Recomendaciones

- Con este proyecto se lograron desarrollar los objetivos. Respecto al objetivo general, se concluye que I-Ric tiene gran capacidad para modelar los cambios morfológicos de un cauce por las diversas y útiles herramientas que ofrece para analizar el flujo y sus efectos sobre el lecho. Sin embargo, la información necesaria no está disponible fácilmente.
- Nays2DH con su complemento de colapso de bancas tiene la capacidad de modelar los cambios morfológicos que tienen los cauces de manera natural. Para determinar la veracidad de los resultados entregados por este complemento de deben tener en cuenta dos factores, el primero es la necesidad de disponer de información en un espacio computacional amplio, para modelar mejor detalles reales. En particular, en este trabajo no se disponía información con el detalle necesario en las planicies de inundación, por lo que el modelo confinó los resultados, restándole validez. Como segundo factor es necesario recalcar el hecho de que la versión actual del software con colapso de bancas considera partículas del mismo tamaño y automáticamente inhabilita la opción de modelar diferentes granulometrías.
- La información hidrológica es fundamental para modelar adecuadamente el transporte de sedimentos en Nays2DH. En este caso no se dispone de datos detallados de eventos hidrológicos con topografías de inicio y de fin asociadas a él para calibrar adecuadamente el m modelo. Se optó por realizar los modelos con hidrogramas triangulares con caudales máximos y mínimos basados en el estudio hidrológico, para concentrarse en analizar las capacidades del modelo. Se deja como recomendación para futuros trabajos, realizar modelaciones y comparaciones para diferentes periodos de retorno.
- El software I-Ric solo tiene un solucionador con la opción de colapso de bancas, Nays2DH, que fue el empleado. Tiene la opción de trabajar con dos fuentes de topografía diferentes que en el presente trabajo arrojaron resultados notoriamente diferentes.

Como conclusión se puede decir que cada fuente de topografía es buena dependiendo el escenario a modelar: La topografía en TPO es muy fácil de manejar y su preparación no conlleva mucho trabajo. Se puede utilizar en zonas con gran cantidad de información del terreno.

La topografía RIV requiere gran cantidad de trabajo en comparación con la TPO, debido a que el formato es propio del software, lo que implica tener que procesar la información. Este trabajo suele ser demorado y tedioso, sin embargo, es muy útil cuando solo se tiene información topográfica proveniente de secciones transversales. El formato utiliza cada espacio y optimiza cada dato.

- En general los resultados obtenidos con la topografía TPO fueron, a criterio del autor, más apegados al comportamiento esperado del cauce, sus valores no tuvieron picos exagerados y los cambios en general fueron mucho más suaves. Sin embargo, el corredor debe tener una anchura única. Esto hace que la información topográfica realmente utilizada corresponde a la del ancho mínimo. En nuestro caso, no pudimos utilizar las secciones levantadas batimétricamente en su totalidad, se trabajó con algunas secciones incompletas, sin bancas que contenga en fluido.
- Es recomendable contar con hardware apropiado para modelamiento. Aunque en general las características solicitadas por los autores del software son bajas, los mejores resultados se obtienen con mallados muy finos para simular las condiciones reales del terreno con mayor precisión. Lo anterior hace que las características técnicas de la maquina sean exigentes y aumenten de manera exponencial con la discretización de la malla
- I-Ric ofrece herramientas para hacer mucho calibrar los modelos más fácilmente, con series de datos como niveles o velocidades medidas directamente en el cauce. Por consiguiente, se llega a la conclusión que los obtener modelos mucho mejores si se tienen datos medidos directamente en campo.
- I-Ric tiene una gran cantidad de solucionadores que ofrecen diferentes formas de mallado; estructurado o no estructurado, otros con volúmenes finitos, etcétera. Varios de ellos poseen la capacidad de modelar los cambios en el lecho.

Siguiendo la idea anterior, si se levantase cuidadosamente toda el área de posible movimiento del cauce, teniendo en cuenta los controles geológicos, las estructuras hechas en la zona, la vegetación presente y la composición de los suelos, sería posible desarrollar un modelo completo. No obstante, se debe evaluar de manera objetiva los costos que tiene una obtención de datos de ese calibre que puede llegar a ser costoso. La opción de colapso de bancos puede llegar a ser utilizada en ambientes muy controlados, donde se tengan diámetros de partículas muy similares y las

características geotécnicas del suelo sean las mismas, ejemplo de esto sería el canal de laboratorio, allí se podría crear un modelo físico de canal erosionable, montarlo en Nays2DH y comprobar los resultados.

- La capacidad que tiene I-Ric para calcular el transporte de sedimentos es muy alta, si se compara con los resultados obtenidos al usar el método de Einstein. Como recomendación, sería importante tener mediciones de campo del transporte de sedimento con el fin de corroborar los resultados con eventos reales.
- A la hora de seleccionar las condiciones iniciales lo correcto es elegir la opción de flujo no uniforme, sin embargo, con esta opción se presentaba alta inestabilidad en el modelo por lo que se utilizó la opción de flujo uniforme.
- El coeficiente de Manning puede elegirse con mayor precisión de la que utilizó aquí, por dar un ejemplo, se sabe que en los cauces naturales el coeficiente es diferente en las bancas que en el lecho; esto se debe al transporte de materiales que ejerce la corriente. Para este caso y con fines netamente académicos y prácticos solo se utilizó un valor para toda la zona de estudio.
- Cuando se utiliza la topografía TPO se debe verificar manualmente que los ejes del mallado queden alineados con las secciones transversales originales. Al no tener secciones transversales como base para la creación del mallado hay una alta posibilidad de que las secciones transversales generadas con el software no sean las mismas que se tienen del levantamiento batimétrico.
- Al escoger la condición inicial de flujo uniforme se generaron inconsistencias numéricas que afectan principalmente el inicio de los resultados del modelo, por esta razón en las gráficas de resultados se presentan picos y oscilaciones “antinaturales”.
- Se pueden plantear comparaciones a futuro con diferentes solucionadores; como Fastmech o Mflow_02 que utilizan formas distintas de resolver las ecuaciones de San Venant y además implementan diferentes maneras de discretización.
- Como proyecto a seguir se pueden realizar modelos con eventos hidrológicos propios de crecientes basados en altas precipitaciones y características físicas de la cuenca. El resultado de la aplicación de estos hidrogramas será una buena estimación de la variación del lecho para estas condiciones. En el hidrograma se recomienda alargar su valor final para examinar los procesos de sedimentación propios del cauce que se presenta en su búsqueda del equilibrio de sedimentos.

- Se recomienda calentar el modelo antes de simular el evento hidrológico, esto con el fin de evitar problemas numéricos que afecten los resultados y para el caso de Nays2DH cambiar condiciones iniciales como la de sedimentos, de una condición en equilibrio (poco probable) a una dinámica. El calentamiento del modelo consiste en anteponer al evento hidrológico un caudal constante por un periodo de tiempo suficiente para obtener las condiciones previas esperadas.
- Si se llegase a utilizar la opción de colapso de bancos para realizar modelos de cauces se recomienda realizar un análisis multi-temporal de la dinámica del río; con fotografías aéreas del IGAC o con información de GOOGLE, para ayudar a entender el comportamiento del cauce.
- Se pueden presentar diferencias entre las áreas de las secciones transversales de I-Ric y Hec Ras, estas diferencias pueden deberse al proceso de discretización que realiza I-Ric.

9. Bibliografía

- 1) Instituto Geográfico Agustín Codazzi, Subdirección Agrológica, Ministerio de Hacienda y Crédito Público, República de Colombia, "Mapa Ecológico según la Clasificación de L. R. Holdridge para las Formaciones Vegetales o Zonas de Vida del Mundo", Bogotá, 1977.
- 2) Instituto Geográfico Agustín Codazzi, Dirección Agrológica, Ministerio de Hacienda y Crédito Público, República de Colombia, "Carta de Clasificación de Tierras", Bogotá, 1977.
- 3) Instituto Nacional de Investigaciones Geológico-Mineras, Ministerio de Minas y Energía, República de Colombia, "Mapa Geológico de Colombia", Bogotá D.E., 1988.
- 4) Monsalve G., "Hidrología en la Ingeniería", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Santafé de Bogotá D.C., julio de 1995.
- 5) Remeneiras G., "Tratado de Hidrología Aplicada", Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, España, 1974.
- 6) Ponce Victor M. "Engineering Hydrology, Principles and Practices", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1989.
- 7) Hjelmfelt, Jr. A., Cassidy, J. J., "Hydrology for Engineers and Planners", Iowa State University Press, Ames, Iowa, 1976.
- 8) Chow, Ven Te., "Handbook of Applied Hydrology", McGraw Hill Book Company, 1984.
- 9) Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W., "Applied Hydrology", McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, New York, U.S.A., 1988.
- 10) U. S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Generalized Computer Program, Haestad Methods, "HEC – RAS for Windows River Analysis System", Hydraulic Reference Manual, 95 NT 98.
- 11) Chow, Ven Te, "Open - Channel Hydraulics", Mc Graw - Hill, Kogakusha Ltd., Tokyo, 1959, Table 5 - 6, page 1986.
- 12) United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, "Design of Small Dams", Washington, USA, 1977.
- 13) CPT, Compañía de Proyectos Técnicos S.A., INCODER, "Revisión y Complementación de los Diseños Detallados y Estudios Complementarios del Proyecto de Adecuación de Tierras Triángulo del Tolima, Departamento del Tolima – O.E.T. N° 5", Volumen 4, Informe Final, Anexo No. 3, Hidráulica y Sedimentos, Informe Principal, Apéndices 1 a 5, Bogotá, julio de 2006.

- 14) American Society of Civil Engineers, ASCE, "Sedimentation Engineering", Manuals and Reports on Engineering Practice No. 54, 1975.
- 15) Estudios y Asesorías Ltda., INDERENA, "Estudio de Sedimentos en el Magdalena Medio", Bogotá, 1983.
- 16) John D. Anderson, Jr, "COMPUTATIONAL FLUID DYNAMICS", McGraw-Hill, Estados Unidos, 1995.
- 17) WU, Weiming, "Computational river dynamics", CRC Press, 2007.
- 18) Yabe, T., Ishikawa, T, "A Numerical Cubic-Interpolated Pseudoparticle (CIP) Method without Time Splitting Technique for Hyperbolic Equations", Journal of the Physical Society of Japan, Japon1990.
- 19) Yasuyuki Shimizu, Hiroshi Takebayashi, "Nays2DH Solver Manual", Hokkaido University, Japon, 2011.
- 20) Anónimo, "ESTUDIO DE LA RECARGA DE MATERIAL DE FONDO DEL RÍO COELLO EN INMEDIACIONES DE LA POBLACIÓN DE CHICORAL, DEPARTAMENTO DEL TOLIMA", Bogotá, 2011.